



**UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**CAUSAS DE LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE HUAMBACHO  
UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE - PROPUESTA DE  
MEJORA, DISTRITO DE SAMANCO, ANCASH, 2018**

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE  
INGENIERO CIVIL**

**AUTOR:**

TAMARA AYALA, Edwarth Joel

**ASESOR:**

ING. MANTILLA JACOBO CARLOS SANTOS

**LÍNEA DE INVESTIGACIÓN**

DISEÑO SÍSMICO Y ESTRUCTURAL

**CHIMBOTE – PERÚ**

**2018**

El Jurado encargado de evaluar la tesis presentada por don(a) TAMARA AYALA, EDWARTH JOEL cuyo título es: CAUSAS DE LA SOCAVACION DEL PUENTE HUAMBACHO UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE - PROPUESTA DE MEJORA, DISTRITO DE SAMANCO, ANCASH, 2018

Reunido en la fecha, escuchó la sustentación y la resolución de preguntas por el/los estudiante(s), otorgándole(s) el calificativo de: ..18..(número) ..DIECIOCHO.....(letras).

Chimbote, jueves, 12 de julio de 2018



.....  
Dr. CERNA CHAVEZ RIGOBERTO

PRESIDENTE



.....  
Ing. MANTILLA JACOBO CARLOS SANTOS

SECRETARIO



.....  
Ing. SPARROW ALAMO EDGAR GUSTAVO

VOCAL

Elaboró	Dirección de Investigación	Revisó	Representante de la Dirección / Vicerrectorado de Investigación y Calidad	Aprobó	Rectorado
---------	----------------------------	--------	---	--------	-----------

## DEDICATORIA

A Dios por darme la vida y la fortaleza para saber afrontar las adversidades de la vida y lograr las metas trazadas.

A mi madre Ayala Nuñuvero Romula Rosa que me ha inculcado valores y humildad desde niño en lo cual me ha ayudado a salir adelante en la vida.

A mi padre Tamara Abad Pedro Nicolás que a pesar de ya no acompañarme sé que siempre estará cuidándome y guiándome por el buen camino.

A mi familia que siempre han sabido darme buenos consejos y apoyarme en todo.

A mis docentes por encaminarme por el buen camino y lograr el presente trabajo.

A mis compañeros de clase por su amistad, su apoyo y su comprensión.

## **AGRADECIMIENTO**

A Dios por darme la vida y el tiempo de poder cumplir mis metas.

A todos los docentes de la universidad Cesar Vallejo facultad de ingeniería civil por compartir sus conocimientos.

A el docente del curso Ing. Rigoberto Cerna Chavez y el Ing. Mantilla Jacobo Carlos Santos por el tiempo dedicado para poder concluir la presente tesis. .

A mi familia por el apoyo incondicional que me dieron en todo momento.

A mis compañeros de clases por su amistad y su tiempo compartido en todo momento.

## DECLARACIÓN JURADA

### DECLARATORIA DE AUTENTICIDAD:

Yo, TAMARA AYALA EDWARTH JOEL con DNI: N° 73973333, a efecto de cumplir con las disposiciones vigentes consideradas en el Reglamento de Grado Y Títulos de la Universidad Cesar Vallejo, Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil, declaro bajo juramento que toda la documentación que acompaño es veraz y auténtica.

Así mismo, declaro también bajo juramento que todos los datos e información que se presenta en la presente tesis son auténticos y veraces.

En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de la información aportada; por lo cual me doblego a lo dispuesto en las normas académicas de la Universidad Cesar Vallejo.

Nuevo Chimbote, Julio del 2018



---

TAMARA AYALA EDWARTH JOEL

DNI: 73973333

## **PRESENTACIÓN**

Señores miembros del jurado:

Cumpliendo con las disposiciones vigentes establecidas por el Reglamento de Grado Y Títulos de la Universidad Cesar Vallejo, Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil, someto a vuestro criterio profesional la evaluación del presente trabajo de investigación titulado: “CAUSAS DE LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE HUAMBACHO UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE-PROPUESTA DE MEJORA, DISTRITO DE SAMANCO, ANCASH, 2018”, con el objetivo determinar las causas de socavación en el puente Huambacho ubicado en la Panamericana Norte en el km. 408.

En el primer capítulo se desarrolla la Introducción, que abarca la realidad problemática, antecedentes, teorías relacionadas al tema, formulación del problema, justificación y objetivos de la presente tesis de investigación

En el segundo capítulo se describe la metodológica de la investigación, es decir el diseño de la investigación, variables y su operacionalización, población y muestra, técnicas e instrumentos de recolección de datos que se empleó y su validez y confiabilidad realizada por tres jueces expertos en la materia.

En el tercer capítulo se expondrá los resultados obtenidos del análisis realizado en el puente Huambacho, la propuesta de mejora dada por el tesista dará solución al problema presentado.

En el cuarto capítulo, se discutirá los resultados llegando a conclusiones objetivas y recomendaciones para las futuras investigaciones.

Asimismo, el presente estudio es elaborado con el propósito de obtener el título profesional de ingeniero civil

Con la convicción que se me otorgara el valor justo y mostrando apertura a sus observaciones, agradezco por anticipado las sugerencias y apreciaciones que se brinde a la presente investigación.

El autor.

## ÍNDICE

PAGINA DE JURADO .....	ii
DEDICATORIA .....	iii
AGRADECIMIENTO .....	iv
DECLARATORIA DE AUTENTICIDAD .....	v
PRESENTACIÓN .....	vi
RESUMEN .....	ix
ABSTRACT .....	x
I. INTRODUCCIÓN .....	11
1.1. Realidad Problemática .....	11
1.2. Trabajos previos .....	12
1.3. Teorías relacionadas al tema .....	14
1.4. Formulación del problema .....	31
1.5. Justificación del estudio .....	31
1.7. Objetivos .....	32
II. MÉTODO .....	33
2.1. Diseño de investigación .....	33
2.2. Variables, operacionalización .....	34
2.3. Población y muestra .....	35
2.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad .....	35
2.4.1. Técnicas e instrumentos .....	35
2.4.2. Validez y confiabilidad .....	35
2.5. Método de análisis de datos .....	35
2.6. Aspectos éticos .....	36
III. RESULTADOS .....	37
3.1. Determinar la erosión del cauce del río Nepeña. ....	37
3.2. Determinar la incisión del cauce del río Nepeña. ....	38
3.3. Identificar obra de arte o estructura en el río. ....	39
3.4. Proponer alternativas de solución ante la socavación en el puente Huambacho. ...	40
IV. DISCUSIÓN .....	41
V. CONCLUSIÓN .....	43
VI. RECOMENDACIONES .....	44
VII. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS .....	45
Anexo .....	47
Anexo n° 01-Guía de Observación .....	47
Anexo n° 02-Validaciones .....	49

Anexo n° 03-Matriz de Consistencia .....	58
Anexo n° 04-Estudio Hidrológico .....	60
Anexo n° 05-Coeficiente de rugosidad .....	64
Anexo n° 06-Modelamiento hidráulico del río Nepeña .....	65
Anexo n° 07-Estado del cauce .....	69
Anexo n° 08-Determinar la erosión del cauce del río Nepeña. ....	70
Anexo n° 09-Determinar la incisión del cauce del río Nepeña. ....	73
Anexo n° 10-Identificar obra de arte o estructura en el río. ....	77
Anexo n° 11-Proponer alternativas de solución ante la socavación. ....	80
Anexo n° 12-Memoria descriptiva y especificaciones técnicas .....	84
Anexo n° 13-Metrado de defensa ribereña - enrocado .....	127
Anexo n° 14-Presupuesto general y análisis de precios unitarios .....	140
Anexo n° 15-Formula polinómica y desagregado de gastos generales .....	147
Anexo n° 16-Cronograma de obra y cronograma valorizado. ....	149
Anexo n° 17-Panel fotográfico e imágenes del puente Huambacho. ....	151
Anexo n° 18-Planos.....	160
Anexo n° 19-Estudio de mecánica de suelos y parte del manual de hidrología, hidráulica y drenaje (MTC)-norma E 0.50 y manual de diseño de puentes.....	173
Anexo n° 20-Acta de aprobación de tesis.....	273
Anexo n° 21-Autorización para publicación en repositorio institucional.....	274
Anexo n° 22-Formulario de autorización de la versión final del trabajo de investigación .....	275

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Factor de Corrección $K_1$ .....	17
Tabla 2 Tabla para el valor de $K_\theta$ .....	17
Tabla 3 Tabla para el valor de $K_m$ .....	17
Tabla 4 Tabla para el valor de $K_q$ .....	18
Tabla 5 Factor de reducción del cauce $\mu$ .....	19
Tabla 6 Para el coeficiente de frecuencia $\beta$ .....	20
Tabla 7 Para el factor de corrección por forma de sedimentos .....	20
Tabla 8 Coeficiente de transporte de material .....	21
Tabla 9 Sedimentos. ....	27
Tabla 10 Clasificación de los sedimentos según su tamaño. ....	27

## **RESUMEN**

La presente tesis titulada “Causas de la Socavación del Puente Huambacho Ubicado En La Panamericana Norte-Propuesta De Mejora, Distrito De Samanco, Ancash, 2018” pertenece a la línea de investigación diseño sísmico y estructural. Como objetivo general se tuvo, determinar las causas de socavación del puente Huambacho ubicado en la panamericana norte, distrito de Samanco-Ancash-2018. El tipo de investigación fue no experimental descriptiva, la población y la muestra fueron lo mismo, siendo el puente Huambacho. Para la presente tesis se tuvo como indicadores las causas naturales y causas antrópicas para lo cual se realizó el análisis de la socavación y un modelamiento hidrológico para lograr dar alternativas de solución y evitar la socavación en el puente Huambacho.

Palabras claves: socavación, causas naturales, causas antrópicas.

## **ABSTRACT**

The present thesis entitled "Causes of the Undermining of the Huambacho Bridge Located in the Pan American North-Improvement Proposal-District of Samanco-Ancash-2018" belongs to the research line seismic and structural design. The general objective was to determine the causes of undercutting of the Huambacho bridge located in the Pan American North, Samanco district -Ancash-2018. The type of research was non-experimental descriptive, the population and the sample were the same, being the Huambacho bridge. For the present thesis the natural causes and anthropic causes were taken as indicators, for which a hydrological modeling was carried out in order to give alternative solutions and avoid the undercutting in the Huambacho bridge.

Keywords: scouring, natural causes, anthropic causes.

## **I. INTRODUCCIÓN**

### **1.1. Realidad Problemática**

#### **1.1.1. Realidad problemática a nivel internacional**

En distintos países la problemática de la socavación es constante y de gran preocupación tal es el caso de los puentes Branxholme Rail Bridge, Mahitahi River ubicados en Nueva Zelanda y la causa de su colapso fue socavación en pilas; de la misma manera en el puente Lee Roy Selmon Expressway Tampa Bay, FL, Elkhorn River Bridge y USH 310 Bridge ubicados en Estados Unidos, la causa de su colapso fue socavación general.

Los países donde más estudio se tiene sobre el tema de socavación son Estados Unidos y Nueva Zelanda, ya que son los países donde más registro se tiene de socavación en puentes. Sus condiciones geográficas generan fenómenos más críticos en este tema de socavación; por lo tanto la inversión de sus gobiernos es mayor en este tema, para poder mantener su estructura vial en funcionamiento.

#### **1.1.2. Realidad problemática a nivel nacional**

Los puentes en el Perú; fueron destruidos en su mayoría por socavación afectando su subestructura por el fenómeno del “niño costero” acontecido en marzo del 2017. Según el COEN (Centro de Emergencia Nacional) efectos de lluvias ocasiono la destrucción de 159 puentes, 271 resultaron con algún daño. La región más afectada con pérdida de puentes es Lima, donde 44 puentes fueron destruidos dejando aislados a miles de pobladores dejando grandes pérdidas económicas. Como solución temporal el MTC (Ministerio de Transportes y Comunicaciones) realizo la instalación de 120 puentes modulares para el reemplazo de las estructuras destruidas.

#### **1.1.3. Realidad problemática a nivel local**

En los últimos meses en la Costa Norte de Perú, se ha presentado fenómeno natural hidrológico denominado; “el niño costero”, el que según los especialistas es el mayor en magnitud ocurrido entre los años de 1997 y 1998.

En la Vía Panamericana Norte debido al efecto del fenómeno natural hidrológico denominado; “el niño costero”, se ha visto el colapso de puentes que cruzan ríos y partes de la vía panamericana afectada por el incrementado del caudal en los ríos de régimen regular, y en los ríos de régimen irregular como las quebradas y ríos secos

han presentado escorrentía de aguas con caudales que ha ocasionado el deterioro de vías y colapsos de la infraestructura de badenes, y especialmente puentes. Situación que ha ocasionado que la ciudad de Chimbote, quede aislado por el norte con la ciudad de Trujillo al colapsar el puente Virú y por el sur con la ciudad de Lima por el colapso del Puente Huambacho, el cual está ubicado en el Km 408 de la Panamericana Norte aledaño a la Localidad de Huambacho.

El caudal extraordinario registrado en el Río Nepeña, sobre el cual está ubicado el Puente Huambacho, el día 14 de marzo el 2017 ocasiono primeramente la inestabilidad del puente y luego la fallas en ambos estribos derrumbándose en su totalidad la estructura del puente hacia la caja del Río Nepeña.

En el IV Congreso Internacional de la Construcción-ICG, Lima 2008, el Doctor Rocha Felices Arturo Consultor de Proyectos Hidráulicos, expone que el 50% de las fallas en Puentes tiene su comienzo en las grandes descargas demostradas en los Ríos, cuando las anomalías externamente causantes son de gran magnitud como para afectar la permanencia de la cimentación de un puente se les llama “eventos extremos”. Que ocasionan la Socavación en las cimentaciones, pilares y apoyos de puentes, debido a que no se da la importancia necesaria para realizar el Modelamiento hidrológico para determinar la depresión de socavación en los de Diseños de cimentaciones en Puentes.

En la actualidad el puente Huambacho que se encuentra en el kilómetro 408 en la Panamericana Norte, ha colapso por efectos de caudales extraordinarios que afectaron su estabilidad, siendo la causa más probable el efecto de la socavación en los estribos, ocasionando el colapso del puente, perdiéndose la transitividad de la ciudad de Chimbote a la Ciudad de Lima.

## 1.2. **Trabajos previos**

### 1.2.1. **Nivel internacional**

**Autor:** MARÍA ELENA SANTIAGO CASANOVA (2007)

**Título:** Socavación en ríos, puentes y carreteras

**Objetivo:** Evaluar los volúmenes de sedimentos que los ríos transportan aguas abajo.

**Conclusiones:** Los eventos extraordinarios de los años han producido la pérdida por socavación de obras de arte, cruce y protección como gaviones, así como puentes y

obras de mayor tamaño, en consecuencia, se registraron grandes pérdidas humanas como económicas.

**Autor: ALOMÍA CASTRO DIEGO SEBASTIAN, CALDERÓN BRITO  
JOSE MIGUEL (2013)**

**Título:** Inspección y evaluación de la socavación en subestructura de puentes, estableciendo medidas de protección contra este fenómeno.

**Objetivo:** Inspeccionar y evaluar la socavación local en la subestructura de los puentes: “Del Ferrocarril” y el puente sobre la “Av. Ernesto Che Guevara” de la ciudad de Azogues.

**Conclusiones:** El puente anteriormente no ha sido evaluado por lo que no se pudo considerar el grado de socavación que se ha producido en los últimos años, la subestructura del puente no están apropiadamente diseñados debido a que la cimentación de los mismos están en proceso de deterioro y no existen medidas de control ante la socavación que proteja la sub estructura del puente.

**Autor: SEBASTIAN BARBOSA GIL (2013)**

**Título:** Metodología para calcular la profundidad de socavación en ríos de montaña (lecho de gravas)

**Objetivo:** Desarrollar una metodología para realizar el cómputo del nivel de socavación general, apoyada en modelos morfodinámicos e hidrodinámicos que incluyan materiales de modelación de transporte de sedimentos que representen convenientemente las condiciones de ríos con lecho de gravas.

**Conclusiones:** En el lecho para las 21 secciones transversales en el tramo de estudio, sólo se evaluó la aplicación de los modelos en las secciones que revelaron profundidades de socavación, mayores a 0.5 m. En la capacidad de transferencia de flujo, se precisaron 10 secciones de análisis para la socavación general.

Las metodologías tradicionales para estimar socavación muestran una gran dependencia del caudal. Para una simulación de las propiedades del río Medellín, existe una gran inestabilidad entre los valores de socavación, ocurrida en las etapas de análisis.

### 1.2.2. Nivel nacional

**Autor:** Ing. ZOCIMO VENEGAS ESPINOZA (2011)

**Título:** Socavación en sub estructura de puentes en lechos no cohesivos

**Objetivo:** Progresar el conocimiento sobre el proceso de la socavación al pie de estribos de puentes.

**Conclusiones:** Los ensayos consintieron en representar el proceso de socavación en diferentes representaciones de estribos, observándose formas diferentes y ubicación de máxima depresión de socavación; para estribos trapezoidales o estribos con aletas, la máxima profundidad de socavación sucede en el lado delantero del estribo, en estribos rectangulares en el sitio contiguo del estribo al ingreso del agua y en estribos cilíndricos al inicio del lado delantero del estribo.

### 1.3. Teorías relacionadas al tema

#### 1.3.1. Socavación

##### 1.3.1.1. Definición

La definición de socavación consiste en la pérdida de material del lecho y las bancas del canal, esto ocurre debido a la erosión que ocurre en los estribos y pilas de puentes lo cual ocasiona una inestabilidad provocando colapso de puentes.

La socavación es muy complicada ya que le pertenece a la ingeniería hidráulica de puentes, se debe tener en cuenta los caudales de aguas arribas como aguas abajo para tener una condición amplia en el período de efectos de grande avenidas en un rio.

La socavación radica en el transporte de sedimentos de rio en la fase de una crecida, o por una obra hidráulica o puente dentro del cauce del rio. El fenómeno de la socavación se diferencia de la erosión en que esta se puede recuperar, una vez que pasa el caudal del rio, llegando hacer un proceso cíclico y duradero (Giraldo y Vega, 2013, p.22).

#### 1.3.2. Formas de Socavación

En la socavación existen principalmente dos formas de socavación, las cuales del rio dependen primordialmente de la transferencia de material de rio proveniente de la cuenca, al sitio donde se ubica el puente (Guevara, 1998, p.63).

#### **a. Socavación en lecho Móvil**

El tipo de socavación en lecho móvil es el arrastre de material existente en el río de aguas arriba hacia aguas abajo en donde en la parte donde se encuentra apoyado el puente, el equilibrio de materiales transportados se alcanza cuando es igual a la cantidad de material removido.

#### **b. Socavación en agua clara**

La socavación en aguas claras se da presencia cuando el transporte de sedimentos no existe, ocasionando que no viva el reabastecimiento de material socavado en el lecho del río. El equilibrio se alcanza cuando la corriente (esfuerzo cortante) es atenuado para mover partículas del lecho del río.

Situaciones donde se da socavación en agua clara:

- Cauce formado por materiales muy gruesos.
- Los depósitos locales están formados por partículas más grandes que las que arrastra el cauce.
- En ríos acorazados donde la potencia es alta para asimilar el lecho en la zona de pilas y estribos.
- Obras hidráulicas con follaje donde el caudal solo puede asimilar la cobertura en la línea de las cimentaciones del puente.
- Corrientes con una topografía plana.

### **1.3.3. Causas de la socavación**

Para Freire y Ruilova (2012, p.17) se encuentran dos tipos de causa que son naturales y antrópicas.

#### **1.3.3.1. Causas Naturales**

##### **1.3.3.1.1. Erosión lateral y longitudinal del cauce**

La causa de erosión natural del río ocurre en zonas de bajas inundables, esto afecta considerablemente a la sub estructura del puente como estribos y pilas. Este fenómeno de erosión lateral mayormente se presente en torsiones en donde el desplazamiento de los sólidos es mucho mayor en la parte cóncava del río.

##### **1.3.3.1.2. Corte de meandros**

Cuando se produce un fuerte caudal y este corta un meandro, ocasiona ya sea por causas naturales o antrópicos, un problema a la estructura del puente. Esto

provoca una inestabilidad en el cauce del río ocasionando cambios en su geometría, estos cambios ocurren para de alguna forma intentar recuperar las condiciones de equilibrio del cauce que se perdieron durante la crecida del río.

En campo esto se ve reflejado en desplazamiento, modificaciones de los meandros, ocasionando una corrección en el cauce del río, ya con el tiempo los espacios comienzan a ser utilizados con soluciones agrícolas o de recreación.

Sin embargo cuando ocurre una crecida de mayor intensidad se debe tener en cuenta que el río puede recuperar cauces abandonados causando problemas a la población.

El corte de meandros es producido por efectos como pendientes, velocidades, transporte de sedimentos e inestabilidad de taludes, estos efectos pueden ocasionar con el transporte de sedimentos, inundaciones en zonas de menor pendiente del río.

#### 1.3.3.1.3. **Erosión de orillas**

El sentido de un caudal del río ocasiona desprendimientos y transporte de sedimentos ubicados en las orillas del río lo que consecuencia el ancho del río aumenta su perímetro mojado y su sección transversal. En un río puede tener dos tipos de erosiones:

- Erosión lateral: ocasiona la amplitud del ancho del río.
- Erosión vertical: donde profundiza el lecho del cauce.

Para poder tener un control de erosión se verifica la erosión lateral y erosión vertical pudiendo evitar zonas críticas en el margen del río.

Métodos para determinar la erosión en orillas (estribos)

- Método de Froehlich (Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2012, p.138)

$$\Delta s = 2.27 k_1 * k_2 * (L^i)^{0.43} * h^{0.57} * Fr^{0.61} + h$$

$\Delta s$  = Socavación

$K_1$  = Factor por la forma del estribo.

$K_2$  = Factor por la forma del ataque.

$L^i$  = Longitud del estribo.

$h$  = Profundidad media aguas arriba.

$Fr$  = Número de Froude para la sección obstruida.

V = Velocidad media de la sección.

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g * h}}$$

Tabla 1 Factor de Corrección K1

FACTOR DE CORRECCIÓN K1	
Descripción	K1
Estribos laterales de paredes verticales	1.00
Estribos laterales con alerones verticales	0.82
Estribos laterales inclinados	0.55

Fuente: Manuel de Hidrología, Hidráulica y drenaje (MTC)

$\Theta < 90^\circ$ , estribo lateral inclinado aguas abajo.

$\Theta > 90^\circ$ , estribo lateral inclinado aguas arriba.

$\Theta = 90^\circ$ , estribo lateral perpendicular al flujo.

$$K_2 = \left(\frac{\theta}{90}\right)^{0.13}$$

- Método de Artamanov (Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2012, p.135)

$$H_s = K_\theta * K_q * K_m * h_1$$

Tabla 2 Tabla para el valor de  $K_\theta$

$\theta$	20°	60°	90°	120°	150°
$K_\theta$	0.84	0.94	1	1.07	1.19

Tabla 3 Tabla para el valor de  $K_m$

Talud m	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
$K_m$	1	0.91	0.85	0.83	0.61	0.5

Tabla 4 Tabla para el valor de  $K_q$

Q1/Qd	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
$K_q$	2	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.2

Fuente: Manuel de Hidrología, Hidráulica y drenaje (MTC)

$K_\theta$ =Coeficiente que depende del ángulo de suceso.

$K_q$ =Coeficiente dependiente de la correlación entre el caudal que intercepta el estribo Q1 y Qd.

$K_m$ =Coeficiente dependiente de la inclinación del estribo.

$h_1$ =Profundidad del flujo aguas arriba del estribo.

$H_s$ = Profundidad de socavación.

- Método de Liu Chang y Skinner. (Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2012, p.142)

En estribos de pared vertical generalizados

$$\frac{\Delta s}{h_1} = 2.15 \left( \frac{L}{h_1} \right)^{0.4} * F^{0.33}$$

$\Delta s$ =Fondo de socavación.

$h_1$ = Fondo inicial del flujo aguas arriba del estribo.

$L$ = Longitud del estribo que obstruye el flujo del río.

$F$ = Valor de Froude en la sección de aguas arriba del río.

$V$  =Velocidad media de la sección.

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g * h}}$$

#### 1.3.3.1.4. Incisión de cauces

Se denomina incisión de cauces al efecto en el río de encajonar sedimentos ocasionado por la capacidad de trasportes y el suministro de carga sólida, esto por un proceso de incisión. A consecuencia de este proceso el río aumenta su carga solida (captando sedimentos de río) como consecuencia ocasiona río de mayor profundidad.

Las causas principales son el aumento de la erosión por constricción del lecho del río y unión de diferente micro cuencas, incremento de la pendiente en la

topografía de la zona por obras hidráulicas como canalización y reducción de material de los ríos en los caudales adyacentes.

- Método de Lischtvan – Levediev. (Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2012, p.95)

Hs=Fondo de la socavación.

$\alpha$ =Factor de sección o de distribución de gastos.

Qd=Caudal de diseño.

Ho=Tirante antes de la erosión.

$\beta$ =Coeficiente de frecuencia.

$\mu$ =Factor por reducción del cauce.

$\varphi$ =Factor de corrección por forma de carga de sedimentos.

Dm=Diámetro medio.

Hm=Profundidad media de la sección transversal.

Be=Ancho real del área del líquido en la sección transversal.

Factor de sección  $\alpha$ .

$$\alpha = \frac{Qd}{Hm^{\frac{5}{3}} * \beta e * \mu}$$

Tabla 5 Factor de reducción del cauce  $\mu$

Velocidad media en la sección m/seg	Longitud libre entre dos estribos									
	10	13	16	18	25	30	42	52	63	200
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	1.00
3.00	0.89	0.93	0.93	0.94	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99
3.50	0.87	0.90	0.93	0.93	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99
4.00 o mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99

Fuente: (Manuel de Hidrología, Hidráulica y drenaje, 2012, p.107)

Tabla 6 Para el coeficiente de frecuencia  $\beta$

Probabilidad (en % que se presenta el cauda)	Coeficiente $\beta$
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.90
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

Fuente: (Maza, 1967, p.142)

Tabla 7 Para el factor de corrección por forma de sedimentos

dm(mm)	$\phi$
6.00	0.36
8.00	0.35
10.00	0.34
15.00	0.33
20.00	0.32
25.00	0.31
40.00	0.30
60.00	0.29
90.00	0.28
140.00	0.27
190.00	0.26
570.00	0.21
1000.00	0.19

Fuente: (Maza, 1967, p.143)

Ecuación de la incisión (Profundización del lecho del río)

$$H_s = \frac{\alpha * H_0^{5/3}}{0.68 * \beta * \mu * \varphi * D_m^{0.28}}$$

- Método de Straub (Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2012, p.99)

$$H_s = \left(\frac{B_1}{B_2}\right)^{0.642} * h_1$$

$H_s$ =Fondo de socavación.

$B_1$ = Ancho libre de la sección aguas arribas.

$B_2$ = Ancho libre de la contracción del cauce.

$h_1$ =Tirante en la sección hacia aguas arriba de la contracción.

- Método de Laursen (Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2012, p.99)

$$H_s = h_1 \left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)^{6/7} * \left(\frac{B_1}{B}\right)^{K_1}$$

$$\Delta_s = H_s - h$$

Tabla 8 Coeficiente de transporte de material

V/w	k1	Modo de transporte del sedimento de lecho
<0.50	0.59	Mucho del material en contacto con el lecho.
0.5 a 2.00	0.64	Algo de material de lecho.
>2.0	0.69	Mucho material del lecho.

Fuente: (Manual de Hidrología, 2012, p. 111)

$$v = \sqrt{(g * h_1 * s)}$$

$\Delta_s$ =Socavación.

$H_s$  =Profundidad de la socavación.

$h$ =Profundidad promedio inicial.

$H_1$ =Profundidad promedio aguas arriba.

$Q_1$ =Caudal principal en la sección agua arriba.

$Q_2$ =Caudal en la sección retraída.

$B_1$  =Ancho de la superficie contraída aguas arriba.

$B$ =Ancho de la superficie libre del río.

$K_1$ =Coeficiente del modo de transporte del material del río.

#### 1.3.3.1.5. **Formaciones de lecho como barras e islas**

Este proceso ocurre por acumulación de sedimentos en zonas de inundación no temporales. Este proceso ocurre por la deposición de materiales de gran magnitud en donde son capaces de tomar formas y trasportarlas en el río.

Estas formaciones cambian en sus características físicas y de ubicación en el río, apareciendo en flujos de aguas bajas y desapareciendo en flujos de aguas altas.

#### 1.3.3.1.6. **Procesos de orillares**

Son las consecuencias de erosiones naturales en orillas del río creando formas en la superficie del terreno, sufriendo inundaciones periódicamente.

Su origen se da cuando hay un desequilibrio en la tasa de transporte de sedimentos con la erosión, en donde la erosión lateral actúa con mayor superioridad causando turbulencias, dando así mayor sedimentación y pérdida de velocidad en el flujo del agua.

#### 1.3.3.2. **Causas Antrópicas**

Son las actividades de modificación causadas por el hombre, en cimentación de puentes u otra obra hidráulica. Donde la alteración física puede afectar positiva o negativamente en el entorno natural.

En un caso de puente la socavación es un factor importante ya que de esto depende la durabilidad de la estructura. Para ello se verifica la erosión que se da en los puntos de apoyo como pilas y estribos, esto acompañado por la actividad del hombre muchas veces por estructuras en el mismo río modifica el flujo y la pendiente del río, ocasionando socavación con mayor facilidad.

Actividades antrópicas influyentes en procesos fluviales:

- Cimentación de obras hidráulicas (presas, diques, puentes, corte artificial de meandros).
- Acciones mineras en la cuenca del río generar la producción de sedimentos.
- Cambios en la capacidad de uso del suelo; cambios inapropiados de cultivos.
- Aterramiento de lagunas, desecación de pantanos.

#### 1.3.4. Tipos de socavación

Para Maza (1968, p.27) Se deben tener en cuenta los siguientes tipos de socavación en puentes.

##### 1.3.4.1. Socavación normal o general

Los caudales crecientes y el aumento de la corriente en el río para trasladar sedimentos, provocan descenso generalizado en el fondo del río a esto se le llama socavación normal o general. En este caso no es necesariamente provocada por acciones antrópicas sino por la reducción del flujo en ambos sentidos, ocasionando la separación sedimentos del río en su ancho total. Otra característica de la socavación general es que se considera como transitorio o cíclico.

En la sección transversal la pérdida del material puede ser uniforme o no uniforme, este fenómeno es poco conocido donde los únicos datos seguros se pueden obtener en campo ya que los métodos de cálculos actuales son irrelevantes al comportamiento de la realidad.

El caudal media del agua está en sentido de las particularidades hidráulicas del río:

- Tirante
- Aspereza
- Pendiente

El caudal medio para poder mover partículas depende de las particularidades de los sedimentos y del tirante. Para suelo cohesivos se toma las cualidades de los sedimentos como el peso específico y en el caso de suelos granulares se toma el diámetro medio.

Factores que producen socavación por contracción son:

- Reducciones oriundas de la corriente.
- Barras de materiales en el puente.
- Crecimiento de follaje en el cauce del río y en los lados, o en área de inundación.

##### 1.3.4.2. Socavación a largo plazo

Este tipo de socavación se refiere a la degradación por pérdida de material granular. Las causas son naturales y antrópicas sin eventos de grandes caudales

ya que su proceso no es de naturaleza transitoria. En otras palabras ocurre por el flujo diario natural del mismo río.

Causas de la socavación a largo plazo:

- Corte natural o artificial de meandros.
- Obras hidráulicas.
- Desviación de agua de distintos cauces.

#### 1.3.4.3. **Socavación en estrechamientos**

La pérdida de material en estrechamientos está producido por aumento de movilización de material del cauce logrando un flujo, cuando la precipitación incrementa a consecuencia de la contracción del área hidráulica de su cauce. Siendo así una consecuencia importante tanto en puentes y económicamente.

Cambios en la corriente influidas por el puente son los cambios de la velocidades del flujo del agua y cambio en la topografía libre del agua. Originando un mayor movimiento de los sedimentos del cauce y una extensión del cauce.

#### 1.3.4.4. **Socavación Transversal**

Esta socavación es consecuencia natural o antrópica como obras, teniendo como resultado una reducción en el ancho de la sección del cauce, a esto se refiere la socavación transversal. Sin embargo la profundidad aumenta siendo así nivelada hasta donde se pueda alcanzar una capacidad requerida en dicha sección.

#### 1.3.4.5. **Socavación en curvas**

Se origina en la profundidad de la curva por el flujo en forma de hélice que se caracteriza por el continuo cambio de dirección del río provocado por la sobre elevación del nivel del agua a causa de la fuerza centrífuga. El resultado es que la capacidad de transporte de sólidos y profunda erosión se torna mayor en la curva de la parte del cauce exterior.

Un punto importante a tener en avance es el diseño y cimentación de estructuras hidráulicas como puentes que se dan en curvas o diseños de protección de río en un dicho lugar, ya que cuando se disminuye la velocidad en la curva tiende a aumentar el depósito en la zona a consecuencia aumenta la profundidad y el área hidráulica.

La socavación puede ser cuantificada con métodos de cálculo de profundidad. Cuando un puente se encuentre en un tramo recto con cruce de curva, se tiene en cuenta la topografía del río en los nuevos entornos.

#### 1.3.4.6. **Socavación local en Pilas y Estribos**

En este tipo de socavación la turbulencia provocada por la presencia de obstáculos da un resultado de estructuras interpuestas en las corrientes y emergidas en la superficie del agua en lo cual sería una socavación local en pilas y estribos.

Las condiciones hidráulicas se ven afectadas al poner una pila de puente en su cauce en el cual afecta la capacidad en transporte de sólidos. Al superar la resistencia del lecho del río ocurriría socavación local. La noción de la depresión por efectos erosivos es importante ya que la falla sufre la destrucción de la estructura y los procedimientos de construcción son de mayor complejidad por profundidades excesivas.

Parámetros que influyen en la socavación local.

a. **Parámetros Hidráulicos.**

Para los parámetros hidráulicos que afectan en la socavación local entra en factor la velocidad, el tirante, las velocidades y su distribución en el río.

b. **Parámetros del material de fondo.**

Para los parámetros de material del lecho del río se toma en cuenta su diámetro, granulometría, la forma, el peso específico y la estratificación del sub suelo

c. **Parámetros geométricos de la pila.**

Para parámetros geométricos se toma en cuenta el ancho, la relación largo-ancho y se sección transversal de la pila

d. **Parámetros de ubicación del puente.**

En la ubicación del puente entran los parámetros de contracción de la sección, su radio de curvatura y obras hidráulicas en el río que afecten la velocidad.

e. **Parámetros del tiempo.**

Para los parámetros del tiempo es la duración del pico de las avenidas y el tiempo que alcanza una condición estable.

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

La necesidad de conocer el comportamiento del cauce natural es debido al efecto del fenómeno de la socavación ya que es un problema de gran importancia en todos los lechos de ríos donde hay construcciones de estructuras hidráulicas.

Para el problema de socavación se debe tener presente varias características que puedan afectar la estabilidad del puente. Cuando en un río no se ve afectado ni la profundidad ni los taludes se da a entender que existe una mutua retractación entre los materiales del cauce que son transportados hacia el sitio; en estado de erosión, si la altura de la base del río baja o si los taludes se mueven hacia fuera; en estado de agradación, si la altura del lecho se encumbra o cuando los taludes se mueven hacia afuera; en estado de sedimentación, el lecho se enaltece, si los taludes se deslizan al interior del cauce, debido a las abundancias de sedimentos en el cauce.

Antes de proceder a la cimentación de la sub estructura de un puente, influyen los componentes como: tipos de río, hidrología, características y estado del cauce, deben ser detallados ya que mucho estribará de ello los posibles dificultades de socavación y la representación en que se podría producir; otro aspecto a tener en cuenta es la existencia del atasco del flujo debido a que se podría tener grandes diferenciaciones en factores hidráulicos y la rapidez de la socavación, ejemplo de esto es el aumento de la velocidad (Alomia y Calderón, 2013, p.40).

#### **1.3.6. Información básica para el proyecto.**

##### **1.3.6.1. Aspectos geomorfológicos de los cauces.**

Según (Duran, 2011, p.46) los aspectos geomorfológicos son los siguientes:

###### **a. Sedimentos y formas del lecho**

La carga de fondo es la parte de los sedimentos que proviene del fondo del río, recorre una corta amplitud y es transportada por los caudales mayores. En cuanto a la carga de lavado es procedente de los erosivos de las orillas del río y su cuenca, a diferencia de la carga de fondo, esta tiene largos recorridos y se mantiene en suspensión durante más tiempo.

La tensión de la corriente en movimiento está afectada debido al tamaño de material de río, porque a mayor tamaño, mayor peso y el menor tamaño hay resistencia por fuerzas cohesivas.

Tabla 9 Sedimentos.

Tipo de caudal solido	Medio de transporte	Origen
Carga de lavado	Suspensión	Erosión de la cuenca
		Erosión en márgenes (partículas finas)
Carga de fondo	Acarreo	Erosión en el cause
	Saltación	Erosión en márgenes (partículas gruesas)

Fuente: Duran, 2011, p. 54

Tabla 10 Clasificación de los sedimentos según su tamaño.

Tamaño (mm)	Clases
4.000-250	Cantos rodados
250-64	Guijarros
64-2	Gravas
2-0.062	Arenas
0.062-0.004	Limos
0.004-0.00024	Arcillas

Fuente: Duran, 2011, p. 54

Formas del lecho: Los procesos de erosión y sedimento son los causantes de las formas del lecho.

En los tramos donde prevalece la arena se forman dunas, lecho liso o anti dunas, acatando los caudales de los ríos.

En tramos donde la granulometría es mayor se van a establecer barras de sedimentación en ambos lados de los meandros o recolecciones dentro del cauce que van a establecer los rápidos y remansos.

**b. Rápidos y remansos.**

Este tipo de río tiene zonas de gran importancia productiva en la diversidad de hábitats para las especies como para los macro invertebrados, que a consecuencia es el alimento para la ictiofauna y en las zonas más hondas se encuentran animales de mayor tamaño.

**c. Ambientes fluviales**

Los ambientes fluviales dados por las corrientes, tiene una gran distribución geográfica. Las áreas de baja velocidad y turbulencia son de gran ayuda en obtener un equilibrio para la estabilidad y la sedimentación por otra parte la velocidad máxima y turbulencia dan un gran aporte a la erosión.

Los caminos del agua pueden dividirse fundamentalmente en tres grupos diferenciándose por su trazado y son:

- Rectos: son más frecuentes y solo se sitúan ciertas cantidades de sedimentos.
- Entrelazados o anastomosados: originan una continuidad en separaciones y reuniones de la corriente, dando origen a una serie de canales.
- Meandriiformes: presenta desviaciones a lo largo de su dirección.

**d. Corrientes en línea recta.**

Los causes en línea rectas son respectivamente extraños de encontrar. En valles fácilmente erosionable donde se puede llegar a alcanzar un ancho de mucha mayor dimensión del canal, en el caso de valles angostos estos causes se pueden llegar a agrandar por diversas millas. En este tipo de causes, sus flujos llegan a originar diminutas barras de meandros en las orillas del río. La colmatación de este tipo de río puede ser horizontal y vertical o igual de complejo de ríos entrelazados.

**e. Corriente entrelazada.**

Se caracterizan por tener corrientes de gran cantidad de oscilaciones en el flujo y en la trasporte de sedimentos. Este proceso de cruce da comienzo cuando en el lecho del río se genera barras sumergidas. En los ríos de tipo intermitentes las barras cambias de posición continuamente en tiempos de crecidas al ser afectadas por fuerzas mayores. En los tipos de ríos perennes las barras llegan a ser parcialmente permanente, pueden cambiar en sus dimensiones por motivo de un caudal de mayor magnitud.

Este tipo de corrientes entrelazadas es el resultado de los efectos de alteración que generan las etapas de la socavación .este tipo de corrientes se dan forma por factores del rio como pendientes altas, amplia fluctuación en el fuljo y una gran transportabilidad de sedimentos.

En las superficies locales de erosión (fondo de ríos) se ven reflejados las fases de inundación y sedimentación, las corrientes entrelazadas muestran muy poca variación horizontal y verticalmente, en todo el trascurso de los ríos se puede observar los tamaños de los granos desde la fuente asta u desembocadura.

La calidad de sedimentos en corrientes entrelazadas, es de buena disposición ya que es mínima su resistencia al flujo de fluidos y barreras de permeabilidad.

**f. Corriente meándrica.**

Se llama corriendo meándrica a los ríos donde les afecta poca pendiente, con gran cantidad de trasporte de material de rio y oscilaciones en su descarga.

Estas barras de meandros ocurren cuando el flujo del rio baja y en las áreas donde favorece la formación de un meandros. En corriente meándrica existe una variación en la dimensión del material del lecho del rio desde su base al tope, de igual manera en su estructura sedimentaria. En toda la superficie de la barra de meandro, las arenas se aumentan por un proceso de acreción contiguo (Farías, 2003, p.42).

**1.3.6.2. Material del lecho.**

Según Santiago (1977, p.28), “todos los ríos pueden ser catalogados en dos grandes grupos, dependiendo de la libertad para ajustar su representación y su gradiente”.

- **Cauces de lecho rocoso:**

Este tipo de cauce está conformado en su mayoría por material rocoso en su fondo y en sus taludes.

- **Cauces aluviales:**

Este tipo de cauces en su sección está conformado íntegramente por material del rio trasportado por el flujo. Sus dimensiones y pendientes pueden ser cambiadas por la misma fuerza del flujo.

### 1.3.6.3. **Transporte de sedimentos**

Para (Maza, 1968, p. 35) el transporte de sedimentos en la cuenca de un río es de suma importancia establecer el origen del material que se transporta y el modo que se transporta. En la cuenca transportara material del mismo lecho del río, este material tiene variación en su características, puede ser de fino o grueso, este se diferencia cuando el material procede de la cuenca, en ese caso es partículas finas. El origen del material se puede deducir por el diámetro de la partícula que es transportada si es inferior a 0.0625 mm se dice que proviene de la cuenca, en caso contrario, proviene del mismo lecho del río. El transporte de material de río se pueden dar en dos mecanismos:

- a) Agua de lluvia que circula en la superficie
- b) Trabajo de aguas en cauces

Los estudios sobre transporte de sedimentos se hacen con diferentes propósitos, entre ellos:

- Calculo para el coeficiente de rugosidad con datos de aforos y levantamientos topográficos.
- Capacidad de transporte líquido y sólido de los cauces
- Calculo de modelamiento para especificar zonas de agradación o equilibrio.
- Descripción fluvial de los cauces, caracterización de material de arrastre y suspensión.

### 1.3.7. **Alternativas de solución ante la socavación**

Según el Manuel de Hidrología, Hidráulica y drenaje (2012, p.107) existen dos alternativas de solución ante la socavación, que son el enrocado y gaviones.

#### 1.3.7.1. **Enrocado en defensas ribereñas**

Según (Casafranca, 2005, p.18) es una protección estructural flexible, y principal alternativa en ríos donde existe roca en calidad y cantidad. Existen programas para dimensionar enrocados, formulas y expresiones prácticas para protecciones en ríos y experiencias que han marchado bien en numerosos casos; sin embargo el apoyo técnico no es apto de modo tal que se reconozca proyectar escenarios genéricos.

#### 1.3.7.1.1. **Características del enrocado**

- a. Resistente, consiste en la función estructural que ejerce cada una de las partes del enrocado.
- b. Integración paisajística, toda mediación sobre márgenes posee una intención paisajística.
- c. Durabilidad, es un factor relacionado con el mantenimiento.

#### 1.3.7.2. **Gaviones**

Son estructuras que son entrelazadas por alambres que pueden ser Galmac (zinc y aluminio), y asimismo alambres recubiertos por PVC para lugares donde exista la apariencia de un alto grado de corrosión, como la brisa marina y aguas servidas.

##### 1.3.7.2.1. **Características de gaviones**

- a. Armadas, resistente a cualquier tipo de solicitud estando en estado de ocuparse a tracción.
- b. Flexible, la estructura se encuentra en la capacidad de absorber solicitudes generales y localizadas de carácter extraordinario.
- c. Drenante, son capaces de obrar las aguas de infiltración en los terrenos, excluyendo uno de los elementos principales de desequilibrio.
- d. Económicas, los gaviones no demandan de mano de obra técnica y vienen dispuestos con el auxilio de los medios normales de obra.
- e. De larga duración, el eventual desperfecto de la red galvanizada por oxidación es muy lento y con efectos no más peligrosos que el declive en demás estructuras.

#### 1.4. **Formulación del problema**

¿Cuáles son las causas de socavación del puente Huambacho ubicado en la Panamericana Norte, distrito de Samanco, Ancash, 2018?

#### 1.5. **Justificación del estudio**

El presente estudio se justifica por motivo del fenómeno natural que ocurrió en marzo 2017; conocido como “niño costero”, lo cual, provoco grandes daños al Perú, en especial a nuestros puentes que son de gran importancia para las ciudades; los puentes

que por motivos de grandes caudales se vieron afectado el pie de pilares y estribos, la socavación en estas partes de los puentes fueron críticos, dando así problemas en su estabilidad y ocasionando fallas y derrumbes de los puentes.

En la actualidad determinar la socavación es un proceso muy complicado, por ello al determinar las causas de este fenómeno se piensa dar alternativas de solución para así poder realizar estudios específicos para la mejor estabilidad de puentes en épocas de grandes caudales.

## 1.6. **Hipótesis**

La presente tesis no requiere hipótesis

## 1.7. **Objetivos**

### 1.7.1. **Objetivo general**

Determinar las causas de la socavación del puente Huambacho ubicado en la panamericana norte, distrito de Samanco, Ancash, 2018.

### 1.7.2. **Objetivos específicos**

- Determinar la erosión del cauce del río Nepeña.
- Determinar la incisión del cauce del río Nepeña.
- Identificar obra de arte o estructura en el río.
- Proponer alternativas de solución ante la socavación en el puente Huambacho.

## II. MÉTODO

### 2.1. Diseño de investigación

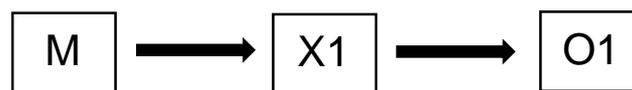
El diseño de la presente investigación es descriptiva no experimental

-Descriptivo

Para Álvaro (2010, p. 94) los diseños descriptivos es aquello donde se utilizan para describir la realidad conforme se nos presenta en campo o en la naturaleza. En este diseño, las variables no son manipuladas por el investigador, solo observa y describe igual a como se nos presenta.

-No Experimental

Será una investigación No experimental ya que el investigador no tiene control directo de las variables, por el motivo de sus cambios ya han ocurrido o que son inherentemente no manipulables.



**M:** El puente Huambacho ubicado en la panamericana norte

**X1:** Socavación en estribos

**O1:** Resultados-Causas de la socavación del puente Huambacho.

Según Álvaro (2010, p.78) se denomina variable a una característica, cualidad de un fenómeno que puede cambiar y puede ser evaluado en una investigación.

## 2.2. Variables, operacionalización

<b>VARIABLE</b>	<b>DEFINICIÓN CONCEPTUAL</b>	<b>DEFINICIÓN OPERACIONAL</b>	<b>DIMENSIONES</b>	<b>INDICADORES</b>	<b>SUB INDICADORES</b>	<b>ESCALA DE MEDICIÓN</b>
<b>CAUSAS DE SOCAVACIÓN</b>	La socavación es un fenómeno natural que ocurre en la base y orillas de un canal o río nativo o artificial. La corriente de agua que se traslada en su cauce o en una zona de avenida tiene una cierta capacidad de suspender y arrastrar arenas compactas (Duran, 2014, p.14).	Se comprobará las causas de socavación del puente Huambacho, mediante una guía de observación en campo .Para el análisis del fenómeno de socavación se aplicara un modelamiento hidráulico mediante el software HEC RAS.	Naturales	Erosión lateral del cause	Velocidad	Nominal
					Flujo	
				Incisión de causes	Área	
					Perímetro	
			Antrópicas	Obras de arte o estructuras en ríos	Longitud	Nominal
					Ancho	
					Espesor	
					Altura	

### 2.3. **Población y muestra**

Para Álvaro (2010, p.106) es un conjunto de compendios coherentes entre si donde conserva variables, ya sea una o más, comúnmente es el conjunto de elementos relacionados entre sí, que posee una o más, precisadas en el tiempo y en el espacio, para la presente Investigación la población y la muestra se considerará el puente Huambacho.

### 2.4. **Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad**

#### 2.4.1. **Técnicas e instrumentos**

##### 2.4.1.1. **Técnicas**

Según Álvaro (2010, p.116) la observación es un método que comprende la elección, análisis y observación constante, valido y honesta de acontecimientos, cuadros de procedimiento y situaciones significativos para el inconveniente que se traza, por ello para la presente investigación será de observación.

##### 2.4.1.2. **Instrumento**

Para Álvaro (2010, p. 120) el instrumento son medios secundarios para aglomerar e inspeccionar los datos conseguidos a través de las técnicas de recaudación de datos; para la presente investigación el instrumento a utilizar será la toma de datos a través de una guía de observación y protocolos.

#### 2.4.2. **Validez y confiabilidad**

Elaborado la guía de observación se aplicara el criterio de jueces, motivo por el cual se someterá a consideración por parte de tres ingenieros, en el cual los ingenieros deben ser especialistas en la línea de investigación diseño sísmico y estructural.

### 2.5. **Método de análisis de datos**

Para el análisis e interpretación de datos relacionados con el presente estudio se empleara las técnicas propias de la estadística descriptiva.

La estadística descriptiva se utiliza para problemas de caracterización, permite reducir los datos cuantitativos obtenidos a partir de la medición de observación prácticas (Álvaro, 2010, p.124).

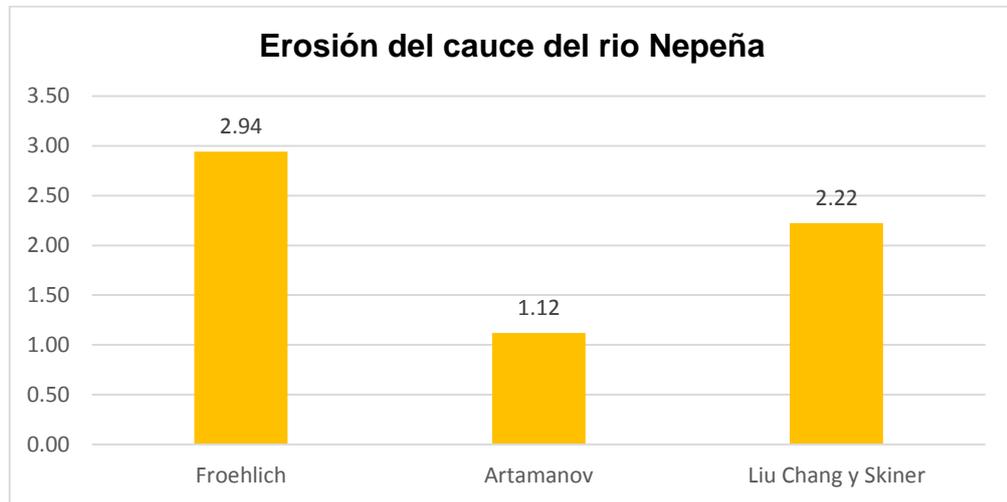
## 2.6. Aspectos éticos

- En el proceso de la presente investigación se desarrollara respetando los límites de propiedad privada.
- La investigación cumplirá con los requisitos de originalidad, objetividad y ética.
- La investigación se realizará respetando el medio ambiente.
- La presente investigación recopilara conceptos de otros autores quienes se les reconoce la autoridad de sus ideas y el respeto por la propiedad e integridad intelectual donde se citara adecuadamente las investigaciones relevantes que se hayan publicado previamente.

### III. RESULTADOS

#### 3.1. Determinar la erosión del cauce del río Nepeña.

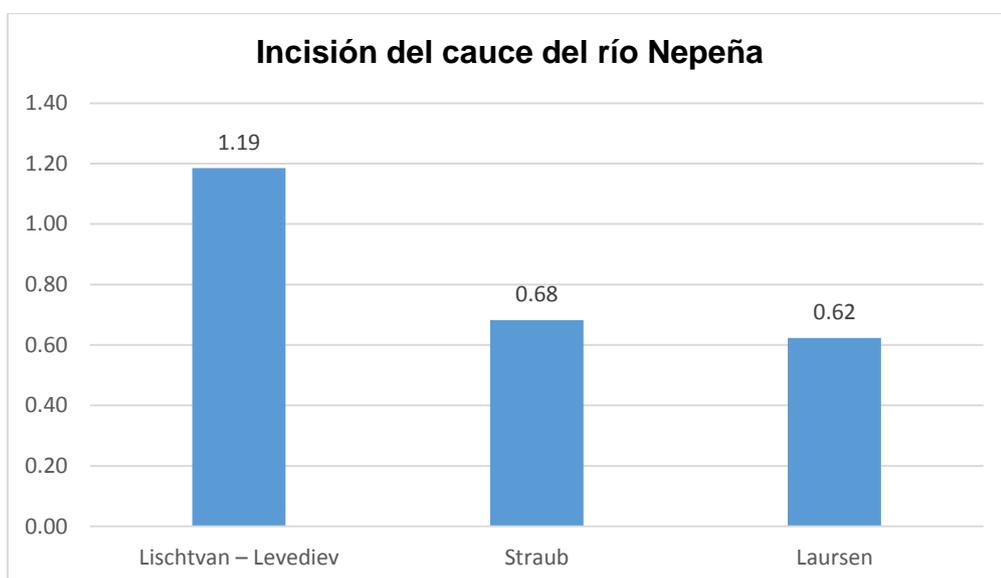
Profundidad de erosión



Interpretación: De la gráfica anterior se puede observar tres diferentes métodos para el cálculo de la erosión del río Nepeña, los cuales varían de 1.12 m. - 2.94 m. Esto se debe ya que cada método toma distintos parámetros para el cálculo de la erosión en estribos o también conocido como socavación local en estribos, de acuerdo al manual de Hidrología, hidráulica y drenaje del Ministerio de transportes y comunicaciones (MTC). Tomando como dato más cauteloso el de 2.94 m. del método de Froehlich. Se obtuvo una velocidad de 1.54 m/s y un flujo sub crítico.

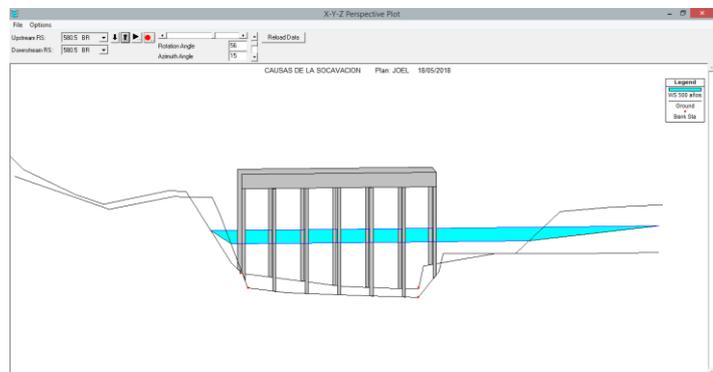
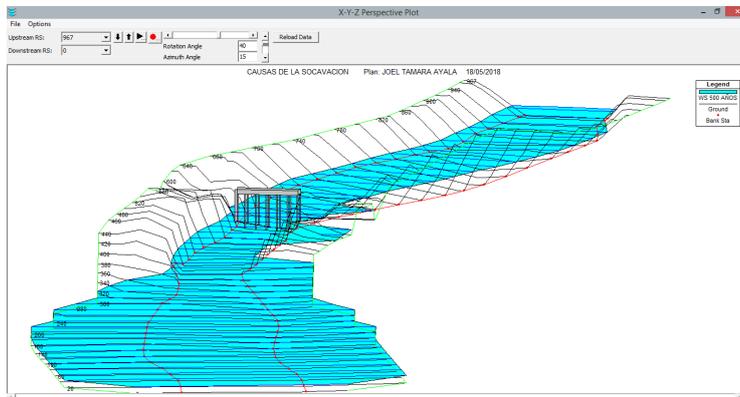
### 3.2. Determinar la incisión del cauce del río Nepeña.

Profundidad de incisión



Interpretación: De la gráfica anterior se observa tres métodos diferentes para el cálculo de la incisión del río Nepeña, donde se aprecia valores entre 0.62 – 1.19 ya que cada método, de acuerdo al manual de Hidrología, hidráulica y drenaje del ministerio de transportes y comunicaciones (MTC) son desarrollados por diferentes datos y parámetros, siendo el método de Lischtván – Levediev destacado por ser más usado en nuestro país para este tipo de cálculos debido a pedir más parámetros para su respectivo desarrollo. Tomando como dato más cauteloso el de 1.19 m. del método de Lischtván – Levediev. Se obtuvo un área de 46.99 y un perímetro de 45.60 m.

### 3.3. Identificar obra de arte o estructura en el río.



Longitud: 30 m.

Ancho: 7 m.

Espesor de losa: 0.5 m

Altura: 6 m

La sub estructura del puente Huambacho fue una de tipo marco múltiple de concreto armado, conformado por con seis ojos de cinco metros que llegaba a una totalidad de treinta metros de longitud total, el ancho de vía fue de siete metros y una profundidad de seis metros. El espeso de cada componente de la sub estructura del puente Huambacho fue de cinco centímetros.

### 3.4. Proponer alternativas de solución ante la socavación en el puente Huambacho.

Según el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje y el Manual de diseño de puentes se tiene como alternativa de solución el diseño de enrocado que se presenta a continuación su dimensionamiento.

Dimensionamiento de enrocado lateral en el río Nepeña

Defensa ribereña en Tramo recto	
Caudal	609.06 m <sup>3</sup> /s
Altura de dique	6.00 m.
Altura de enrocado	6.00 m.
Altura de uña	3.30 m.
Ancho de uña	4.90 m.
Corona	4.00 m.
Velocidad	3.23 m/s
Diámetro promedio de roca	0.50 m.

Descripción: En la tabla podemos observar el predimensionamiento de Defensa ribereña (enrocado)

Interpretación: Para el diseño de enrocado lateral se diseñó con el estudio de máximas avenidas de la Autoridad Nacional del Agua con un caudal de 609.06 m<sup>3</sup>/s y con la longitud del Puente Huambacho de 30 m, es decir, el ancho del puente. Nos da resultado de diámetro de roca de 0.5 m en tramos recto.

#### IV. DISCUSIÓN

- Para poder determinar la erosión en el cauce del Río Nepeña según el Manual de Hidrología, Hidráulica y drenaje nos pide un caudal de diseño con un periodo de retorno de 500 años el cual se cumplió con el método de Gumbel obteniendo un caudal de 132.55 m<sup>3</sup>/s .Se usó el método de Froehlich siendo el más crítico con un resultado de 2.94 m. y el método de Artamanov con un resultado de 1.12 m. Esta diferencia existe debido a que el primer método usa parámetros como profundidad promedio aguas arriba, el número de froude, y factores de estribos como talud e inclinación. A diferencia del segundo método que toma valores de profundidad promedio aguas arriba y parámetros del estribo como ángulo y talud. El tipo de suelo es un SP-según la norma E-050 es una arena mal graduada y con una pendiente de 0.0017 mm además de un flujo sub crítico. El manual de diseño de puentes del MTC nos dice que la sub estructura del Puente debe respetar consideraciones de diseño en donde las cimentaciones deben estar por lo menos un metro por debajo del cálculo de erosión, también conocido como socavación local en estribos que en el caso del puente Huambacho no cumplía.
- Para poder determinar la incisión en el cauce del Río Nepeña según el Manual de Hidrología, Hidráulica y drenaje nos pide un caudal de diseño con un periodo de retorno de 500 años el cual se cumplió con el método de Gumbel obteniendo un caudal de 132.55 m<sup>3</sup>/s. Se usó el método de Lichtvan – Levadiev obteniendo un resultado de 1.19 m. y el método de Laursen con un resultado de 0.6 m. Esta diferencia de resultados es obtenida puesto que cada método usa parámetros distintos, el primer método toma datos como caudal de diseño, diámetro medio, profundidad inicial aguas arriba y ancho de la superficie libre del flujo, a diferencia del segundo método que usa parámetros caudal de diseño, profundidad promedio aguas arriba, ancho de la superficie libre aguas arriba y de la sección contraída además de parámetro de sedimentos de lecho. El tipo de suelo es un SP-según la norma E-050 es una arena mal graduada y con una pendiente de 0.0017 mm además de un flujo sub crítico. El manual de diseño de puente del MTC nos dice que la sub estructura del puente debe respetar consideraciones de diseño y en lo posible la sub estructura de puente que cruzan ríos no debería interferir con el cauce del rio. En el caso del puente Huambacho a pesar de ser de una longitud de 30 m. tenía un diseño de

concreto armado de marco múltiple de 5 tramos afectando severamente la capacidad hidráulica del río y mucho menos las cimentaciones que tenían deberían estar por lo menos un metro por debajo del cálculo de incisión, también conocido como socavación por contracción no cumpliendo con el manual de diseño de puente.

- Según con las normas y manuales actuales el Puente Huambacho al ser un puente antiguo de más de 50 años de vida útil, en su diseño no fue tomando en cuenta un evento extraordinario porque, la sub estructura no dejaba un libre flujo de la capacidad hidráulica del río Nepeña.
- Para el diseño de enrocado del río Nepeña se utilizó el programa computarizado “River”, en donde se diseñó con el caudal de 609.06 m<sup>3</sup>/s del estudio de “Máximas Avenidas en las Cuencas De La Zona Centro del Pacífico” de la Autoridad Nacional del Agua, primero calcula el ancho estable del río obteniendo 121 m. pero este dato cambia por la longitud del Puente de 30 m. este valor afectará a la altura del enrocado ya que se obtendrá un mayor tirante máximo. Para el cálculo del D50 del enrocado se utilizan dos métodos, el de Maynard con un resultado de 0.30 m. y el de Isbash con un resultado de 0.63 m. al promediar los dos resultados se obtiene un valor de 0.50 m. El “Manual de diseño de Puentes” del MTC refiere que para el diseño de enrocado de protección, el D50 puede ser de 0.25, 0.50, 0.70 y 0.90 m. en este caso el diseño del enrocado será con un D50 de 0.50 m. cumpliendo con los parámetros del mismo.

## V. CONCLUSIÓN

- Se concluye que las causas de la socavación del puente Huambacho son dos; causas natural de las cuales sus dimensiones están sujetas a un caudal de 132.5 m<sup>3</sup>/s, una velocidad de 2.67 m/s, profundidad promedio agua arriba de 1.03 m., longitud de estribo que obstruye el flujo de 1.20 m., ancho de la superficie libre aguas arriba de 60.86 m., ancho de la superficie en la sección del puente de 30 m. y la causa antrópica es el diseño de la sub estructura del puente ya que no dejaba un libre flujo de aguas ya que ocupaba demasiado espacio en la caja hidráulica.
- Se determinó la erosión del cauce del río Nepeña producido en el Puente Huambacho, con un caudal de 132.55 m<sup>3</sup>/s, en base al método de Gumbel teniendo como resultado más crítico una erosión de 2.94 m. obtenido por el método de Froehlic donde toma parámetros del estribo del puente.
- Según el resultado obtenido en incisión del cauce del río Nepeña es de 1.19 m. para un periodo de retorno de 500 años obtenido por el método de Lischtvan-Levediev y por el método de Straub nos da un resultado de 0.68 m. Esta variación de resultados se da ya que ambos métodos toman parámetros diferentes, el método de Lischtvan-Levediev toma mayores parámetros para su respectivo cálculo como el ancho libre del flujo, periodo de retorno y radio hidráulico.
- El puente Huambacho fue de tipo marco múltiple de concreto armado, tuvo una antigüedad mayor de 50 años, lo que significa que el tiempo de vida útil del puente ya fue cumplida. El puente Huambacho al ser de tipo marco múltiple no dejaba el libre flujo del caudal del río Nepeña lo que ocasionaba colmatación por vegetación y socavación de la sub estructura de esta, afectado su estabilidad.
- Para evitar las pérdidas de materiales por causas de la socavación en el Puente Huambacho, se diseñó en el río Nepeña una defensa ribereña. Su predimensionamiento fue realizado con el Programa “River” ofrecido por la Autoridad Nacional de Agua y el Ministerio de Agricultura, tomando parámetros como el ancho estable del río, caudal de diseño y la curva granulométrica del estudio de mecánica de suelos de la zona de estudio.

## **VI. RECOMENDACIONES**

- Ante la erosión en el río Nepeña se recomienda a Provias nacional- Ministerio de transportes y comunicaciones la construcción de defensas ribereñas como enrocado tomando en cuenta los parámetros del caudal de diseño, periodo de retorno y análisis granulométrico. En el enrocado se debe cumplir la altura de la uña en campo puesto que esta parte de la estructura es la que evitará el fenómeno de la socavación y la erosión lateral en estribos del futuro puente Huambacho.
- Ante la incisión se recomienda a Provias Nacional (MTC) realizar descolmatación y limpieza en el cauce del Río Nepeña periódicamente, de esa manera aumentar su sección Hidráulica con la finalidad de en un evento extraordinario el caudal máximo pueda circular libremente sin desbordarse ni afectando estructuras presentes en el río Nepeña.
- Se recomienda al ingeniero proyectista del futuro puente Huambacho tener en cuenta estudios hidrológicos, así mismo tomar en cuenta fuentes y registro de caudales para determinar el ancho estable del río y la altura del futuro puente. Simultáneamente se recomienda el diseño de un puente del tipo viga losa de un solo tramo para no generar estrechamientos del área hidráulica y que no se vea interferido con el flujo de la corriente del Río Nepeña. Así mismo estudios geotécnicos para el diseño del puente ya que existen estudios en donde nos dice que el suelo es potencialmente licuable ante evento sísmicos, esto afecta el diseño de la sub estructura del puente adicionando el uso de pilotes perforados de concreto armado.
- En cuanto al diseño del puente Huambacho se recomienda seguir el lineamiento de normal y manuales actuales como el “Manual de puentes” del 2016 y del Manual de Hidrología, hidráulica y drenaje de MTC, así mismo tomar en cuenta los resultados de erosión e incisión de la presente tesis para el diseño de la sub estructura del futuro puente.

## VII. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- ALOMIA Castro, Diego; CALDERÓN Brito, José. Inspección y evaluación de la socavación en cimentaciones de puentes y establecimiento de medidas de protección contra este fenómeno. Monografía (título de ingeniero civil).Ecuador: Universidad de Cuenca, 2013.145 pp.
- ALVARADO Calderón, César Daniel. Análisis y diseño de puentes. Lima: Universidad Cesar Vallejo, 2015. 184 pp.
- ALVARO Hernández, Roberto. Metodología de la investigación. 5. a ed., México: Universidad de Celaya, 2010. 656 pp.
- CASAFRANCA Medina, Jaime. Control de erosión de riberas mediante enrocada en el manejo de cuencas (título en ingeniería civil).Perú: Universidad Nacional de Ingeniería, 2005.132 pp.
- DURAN Domínguez, Eric. Efectos de la socavación en obras civiles desde el punto de vista hidráulico. Monografía (título en ingeniería civil).Xalapa: universidad de Veracruzana, 2014.68 pp.
- EGÚSQUIZA Jacob, Carlos Andrés. Tratamiento de los efectos de la socavación en los estribos del pueblo Matachico - carretera la Oroya - Huancayo. Tesis (ingeniero Civil). Lima, Perú: Universidad Nacional de Ingeniería, 2010. 245 pp.
- FARIAS Yáñez, Juan. Análisis comparativo de las relaciones funcionales para el cálculo de la profundidad de socavación alrededor de obstáculos. Tesis (título en ingeniería civil).Ecuador: Universidad Central Del Ecuador, 2012.174 pp.
- FREIRE Surita, Patricio; RUILOVA Blacio, Jorge. Socavación en puentes: tramo entre avenida 12 de octubre – solano. Tesis (título en ingeniería civil).Ecuador: Universidad de Cuenca, 2012.143 pp.
- GIRALDO Arenas, German; VEGA Castillo, Daniel. Propuesta metodológica para la evaluación de la susceptibilidad y socavación de puentes apoyada en un Sistema de Información Geográfico (SIG).Tesis (título de ingeniero civil).Bogotá: Pontificia universidad Javeriana, 2013.198 pp.
- GONZALES Guzmán, Edgar. Atlas Climatológico de Colombia. Centro de Documentación e Información Científico Técnica, Colombia, 2005. 65 pp.
- GUEVARA, María. Socavación en puentes.2 a ed. Colombia: Universidad de Cauca, 2016.542 pp.

- MARAVI Lindo, Alfonso. Metodología de la investigación científica. Lima: Programa Especial de Profesionales a Distancia, 2009. 231 pp.
- MAZA Base, José. Socavación en cauces naturales, Publicación del Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México, 2009. 177 pp.
- MINISTERIO de transportes y comunicaciones (Perú): Manual de hidrología, Hidráulica y drenaje. Lima, 2012.209 pp.
- PAULET Rodríguez, Daniel. Defensas ribereñas con gaviones en el Norte del Perú (título en ingeniería civil).Perú: Universidad Nacional de Ingeniería, 2001.146 pp.
- REGLAMENTO Nacional de Edificaciones - Norma E-050 Suelos y Cimentaciones. Perú, Lima: s.n., 2010.18 pp.
- SALAZAR Marín, Eduardo. Revisión estructural de un puente ferroviario y vehicular por el aumento del cauce en un río. Tesis (Especialista en Hidráulica). México D.F.: Universidad Nacional Autónoma de México, 2014.164 pp.
- SANTIAGO Casanova, María. Socavación en ríos, puentes y carreteras. Tesis (título en ingeniería civil).México: Instituto politécnico nacional, 2007.85 pp.
- VENEGAS Zocimo, Espinoza. Socavación al pie de estribos de puentes en lechos no cohesivos. Tesis (Magíster en Ingeniería Hidráulica). Lima, Perú: Universidad Nacional de Ingeniería, 2011.142 pp.
- VILLON Bejar, Máximo. Hidrología. 2. a ed., Costa Rica: Tecnológico de Costa Rica, 2002. 430 pp.

## Anexo

### Anexo n° 01-Guía de Observación

Guía de observación				
<b>1. Identificación y Ubicación</b>				
Nombre del puente:	PUENTE HUAMBACHO			
Tipo de puente:	PUENTE DE MARCO MULTIPLE DE CONCRETO ARMADO			
Altitud (msnm)	37.00 - 40.00 MSNM			
Ubicación	Localidad	HUAMBACHO	Provincia	SANTA
	Distrito	SAMANCO	Región	ANCASH
Coordenadas:	Norte:	782295	Este:	8975303
Comentarios:	SE ANEXA PLANO DE UBICACIÓN Y TOPOGRAFICO			
<b>2. Datos Generales</b>				
Longitud total (m):	30 METROS	Número de vías:	2	
Ancho de calzada:	7 METROS	Sobrecarga de diseño:	40 TONELADAS	
Altura libre de estribo (m):	6 METROS	Año de construcción:	x	
<b>3. Suelo de cimentación</b>				
Material:	Estribo derecho	Estribo izquierdo		
	SP-arena mal graduada	SP-arena mal graduada		
Material de arrastre:	Arena mal graduada			
Clasificación y dimensiones:	Material SP -arena mal graduada D50 = 1.50 mm			
Comentarios:	Se anexa estudio de suelos			
*Anexar perfil estatigrafico				
<b>4. Niveles de agua</b>				
Aguas máximas:	1.6	Años de caudales máximos:	1983 / 1998	
Aguas mínimas:	0.3			
Caudales del rio	SE ANEXA REGISTRO DE CAUDALES OTORGADO POR LA JUNTA DE USUARIOS DEL RIO NEPEÑA			
<b>5. Descripción del cauce</b>				
Modelo del cauce:	Subcrítico	Obstrucciones naturales:	Nose presentan obstrucciones	
Islas:	No se presentan islas	Tipo de flujo:	Flujo uniforme	
Comentarios:				

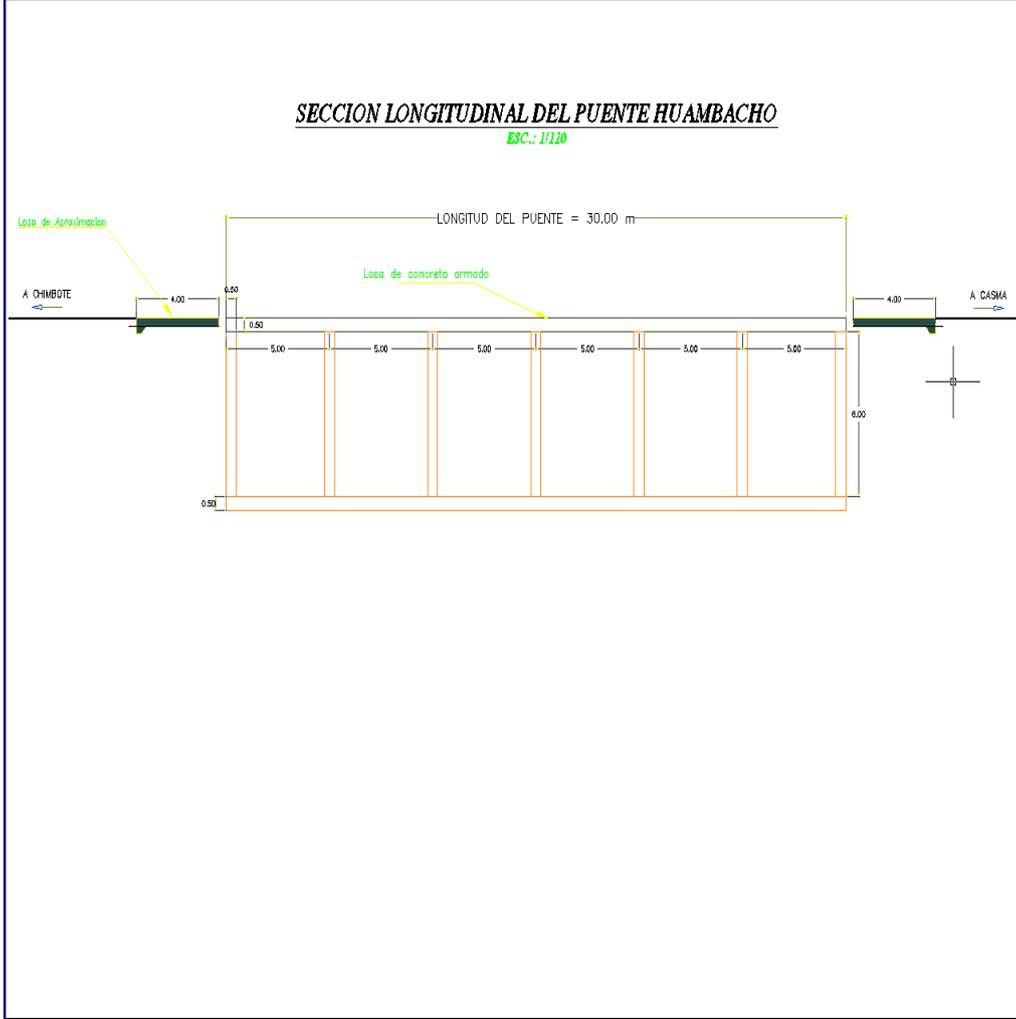
6. obras de arte o estructuras en el rio

Tipo de estructura

Nivel de agua en estructura

Margen del rio donde se encuentra la estructura

Dibujo de la estructura con sus dimensiones



## Anexo n° 02-Validaciones

### OFICINA ACADEMICA DE INVESTIGACIÓN

**Estimado Validador:**

Me es grato dirigirme a Usted, a fin de solicitarle su inapreciable colaboración como experto para validar la ficha técnica, el cual será aplicado ha: LA TESIS, seleccionada, por cuanto considero que sus observaciones y subsecuentes aportes serán de utilidad. El presente instrumento tiene como finalidad recoger información directa para la investigación que se realiza en los actuales momentos, titulado:

“CAUSAS DE LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE HUAMBACHO UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE-PROPUESTA DE MEJORA-DISTRITO DE SAMANCO-ANCASH-2017”

Esto como objeto de presentarla como requisito para obtener

TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

Para efectuar la validación del instrumento, Usted deberá leer cuidadosamente cada enunciado y sus correspondientes alternativas de respuesta, en donde se pueden seleccionar una, varias o ninguna alternativa de acuerdo al criterio personal y profesional del actor que corresponda al instrumento. Por otra parte se le agradece cualquier sugerencia relativa a redacción, contenido, pertinencia y congruencia u otro aspecto que se considere relevante para mejorar el mismo.

Gracias por su aporte.

JUICIO DE EXPERTO SOBRE LA PERTINENCIA DEL INSTRUMENTO

INSTRUCCIONES

Coloque en cada casilla la letra correspondiente al aspecto cualitativo que le parece que cumple cada ítem y alternativa de respuesta, según los criterios que a continuación se detallan.

E = Excelente      B = Bueno      M = Mejorar      X = Eliminar      C = Cambiar

Las categorías a evaluar son: Redacción, contenido, congruencia y pertinencia. En la casilla de observaciones puede sugerir el cambio o correspondencia.

PREGUNTAS		RESPUESTAS	OBSERVACIONES
N°	ITEM		
1	Identificación y Ubicación	E	
2	Datos Generales	B	
3	Suelo de cimentación	E	
4	Niveles de agua	M	
5	Descripción del cauce	E	
6	Obras de arte o estructura en el río	E	

Evaluated by:

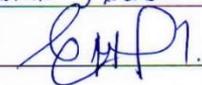
Nombre y Apellido:

Carlos Santos Mantillo Jacojo.

DNI:

37962163.

Firma:



**OFICINA ACADEMICA DE INVESTIGACIÓN**

**Estimado Validador:**

Me es grato dirigirme a Usted, a fin de solicitarle su inapreciable colaboración como experto para validar la ficha técnica, el cual será aplicado ha: LA TESIS, seleccionada, por cuanto considero que sus observaciones y subsecuentes aportes serán de utilidad. El presente instrumento tiene como finalidad recoger información directa para la investigación que se realiza en los actuales momentos, titulado:

"CAUSAS DE LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE HUAMBACHO UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE-PROPUESTA DE MEJORA-DISTRITO DE SAMANCO-ANCASH-2017"

Esto como objeto de presentarla como requisito para obtener

TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

Para efectuar la validación del instrumento, Usted deberá leer cuidadosamente cada enunciado y sus correspondientes alternativas de respuesta, en donde se pueden seleccionar una, varias o ninguna alternativa de acuerdo al criterio personal y profesional del actor que corresponda al instrumento. Por otra parte se le agradece cualquier sugerencia relativa a redacción, contenido, pertinencia y congruencia u otro aspecto que se considere relevante para mejorar el mismo.

Gracias por su aporte.

  
DANIEL ALBERT DIAZ BEFFA  
ING° CIVIL  
Reg. Colegio de Ingenieros N° 115294

JUICIO DE EXPERTO SOBRE LA PERTINENCIA DEL INSTRUMENTO

INSTRUCCIONES

Coloque en cada casilla la letra correspondiente al aspecto cualitativo que le parece que cumple cada ítem y alternativa de respuesta, según los criterios que a continuación se detallan.

E = Excelente      B = Bueno      M = Mejorar      X = Eliminar      C = Cambiar

Las categorías a evaluar son: Redacción, contenido, congruencia y pertinencia. En la casilla de observaciones puede sugerir el cambio o correspondencia.

PREGUNTAS		RESPUESTAS	OBSERVACIONES
Nº	ITEM		
1	Identificación y Ubicación	B	
2	Datos Generales	B	
3	Suelo de cimentación	B	
4	Niveles de agua	B	
5	Descripción del cauce	B	
6	Obras de arte o estructura en el río	B	

Evaluado por:

Nombre y Apellido: Daniel Albert Díaz Beteta

DNI: 40967616

Firma: 

CONSTANCIA DE VALIDACION

Yo, Daniel Albert Díaz Beteta, titular del  
 DNI N° 40967616, de profesión Ingeniero Civil, ejerciendo  
 actualmente como Docente Contratado a T.C., en la Institución  
Universidad Nacional del Santa.

Por medio de la presente hago constar que he revisado con fines de Validación del  
 Instrumento (Guía de observación), a los efectos de su aplicación al personal que estudia en: Universidad Lesan Valles S.A.C

Luego de hacer las observaciones pertinentes, puedo formular las siguientes apreciaciones.

	DEFICIENTE	ACEPTABLE	BUENO	EXCELENTE
Congruencia de ítems			X	
Amplitud de conocimiento			X	
Redacción de ítems			X	
Claridad y precisión			X	
Pertinencia			X	

En Nuevo Chimbote, a los 07 días del mes de Julio del 2017

  
  
 FIRMA

CONSTANCIA DE VALIDACION

Yo, Carlos Santos Manfilla Jacobo., titular del  
 DNI N° 37762163, de profesión Ing. CPVP, ejerciendo  
 actualmente como DOCENTE, en la Institución  
CESAR VALLEJO.

Por medio de la presente hago constar que he revisado con fines de Validación del  
 Instrumento (Guía de observación), a los efectos de su aplicación al personal que estudia en: UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO

Luego de hacer las observaciones pertinentes, puedo formular las siguientes apreciaciones.

	DEFICIENTE	ACEPTABLE	BUENO	EXCELENTE
Congruencia de ítems				X
Amplitud de conocimiento			X	
Redacción de ítems				X
Claridad y precisión				X
Pertinencia				X

En Nuevo Chimbote, a los 14 días del mes de Julio del 2017

  
 Firma

**OFICINA ACADEMICA DE INVESTIGACIÓN**

**Estimado Validador:**

Me es grato dirigirme a Usted, a fin de solicitarle su inapreciable colaboración como experto para validar la ficha técnica, el cual será aplicado ha: LA TESIS, seleccionada, por cuanto considero que sus observaciones y subsecuentes aportes serán de utilidad. El presente instrumento tiene como finalidad recoger información directa para la investigación que se realiza en los actuales momentos, titulado:

“CAUSAS DE LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE HUAMBACHO UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE-PROPUESTA DE MEJORA-DISTRITO DE SAMANCO-ANCASH-2017”

Esto como objeto de presentarla como requisito para obtener

TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

Para efectuar la validación del instrumento, Usted deberá leer cuidadosamente cada enunciado y sus correspondientes alternativas de respuesta, en donde se pueden seleccionar una, varias o ninguna alternativa de acuerdo al criterio personal y profesional del actor que corresponda al instrumento. Por otra parte se le agradece cualquier sugerencia relativa a redacción, contenido, pertinencia y congruencia u otro aspecto que se considere relevante para mejorar el mismo.

Gracias por su aporte.

  
ROLANDO CESAR AGUIRRE RODRIGUEZ  
INGENIERO CIVIL  
REG. CIP 87337

**JUICIO DE EXPERTO SOBRE LA PERTINENCIA DEL INSTRUMENTO**

**INSTRUCCIONES**

Coloque en cada casilla la letra correspondiente al aspecto cualitativo que le parece que cumple cada ítem y alternativa de respuesta, según los criterios que a continuación se detallan.

E = Excelente      B = Bueno      M = Mejorar      X = Eliminar      C = Cambiar

Las categorías a evaluar son: Redacción, contenido, congruencia y pertinencia. En la casilla de observaciones puede sugerir el cambio o correspondencia.

PREGUNTAS		RESPUESTAS	OBSERVACIONES
Nº	ITEM		
1	Identificación y Ubicación	E	
2	Datos Generales	E	
3	Suelo de cimentación	B	
4	Niveles de agua	B	
5	Descripción del cauce	E	
6	Obras de arte o estructura en el río	E	

Evaluado por:

Nombre y Apellido: ROLANDO CESAR AGUIAR ROSA VÉZ

DNI: 32812311

Firma: 

CONSTANCIA DE VALIDACION

Yo, ROLANDO CESAR AGUIRRE RODRIGUEZ, titular del  
 DNI N° 32812311, de profesión INGENIERO CIVIL, ejerciendo  
 actualmente como INGENIERO RESIDENTE DE OBRA, en la Institución  
AGRODORAL - MINISTERIO DE AGRICULTURA.

Por medio de la presente hago constar que he revisado con fines de Validación del  
 Instrumento (Guía de observación), a los efectos de su aplicación al personal que estudia en: UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO.

Luego de hacer las observaciones pertinentes, puedo formular las siguientes apreciaciones.

	DEFICIENTE	ACEPTABLE	BUENO	EXCELENTE
Congruencia de ítems				X
Amplitud de conocimiento			X	
Redacción de ítems				X
Claridad y precisión				X
Pertinencia			X	

En Nuevo Chimbote, a los 04 días del mes de JULIO del 2017

  
 ROLANDO CESAR AGUIRRE RODRIGUEZ  
 INGENIERO CIVIL  
 REG. CIP 87337

Firma

## **MATRIZ DE CONSISTENCIA**

### **TÍTULO:**

“Causas de la socavación del puente Huambacho ubicado en la panamericana norte-propuesta de mejora, distrito de Samanco, Ancash, 2018”

### **LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:**

Diseño sísmico y estructural.

### **DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA:**

En la Vía Panamericana Norte, se ha visto el colapso de puentes que cruzan ríos y partes de las vía panamericana afectada por el incrementado del caudal en los ríos de régimen regular, y en los ríos de régimen irregular como las quebradas y ríos secos han presentado escorrentía de aguas con caudales que ha ocasionado el deterioro de vías y colapsos de la infraestructura de badenes, y especialmente puentes. Situación que ha ocasionado que la ciudad de Chimbote, quede aislado por sur con la ciudad de Lima por el colapso del Puente Huambacho, el cual está ubicado en el Km 408 de la Panamericana Norte aledaño a la Localidad de Huambacho.

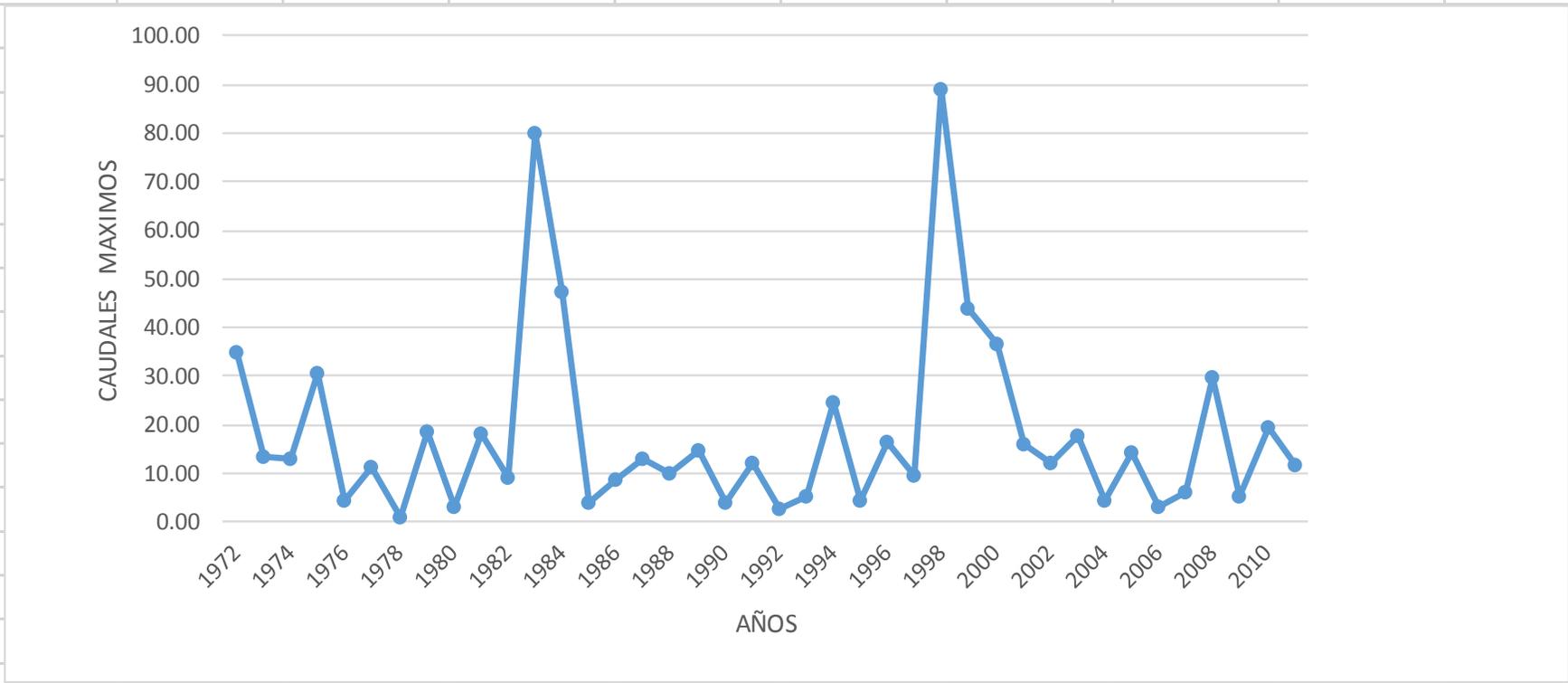


Anexo n° 04-Estudio Hidrológico

CAUDALES MAXIMOS ULTIMOS 40 AÑOS			
N	AÑO	m3/s	(M3/S )^2
1	1972	34.85	1214.38
2	1973	13.56	183.78
3	1974	12.97	168.19
4	1975	30.66	939.85
5	1976	4.37	19.07
6	1977	11.31	127.87
7	1978	0.75	0.56
8	1979	18.73	350.93
9	1980	2.92	8.50
10	1981	17.96	322.67
11	1982	9.10	82.76
12	1983	80.05	6407.52
13	1984	47.20	2227.93
14	1985	3.97	15.77
15	1986	8.68	75.33
16	1987	13.12	172.21
17	1988	9.91	98.23
18	1989	14.83	219.87
19	1990	3.80	14.45
20	1991	11.97	143.23
21	1992	2.52	6.35
22	1993	5.03	25.27
23	1994	24.73	611.47
24	1995	4.32	18.69
25	1996	16.17	261.47
26	1997	9.60	92.22
27	1998	88.95	7911.39
28	1999	43.80	1918.62
29	2000	36.71	1347.40
30	2001	15.75	247.99
31	2002	11.89	141.45
32	2003	17.79	316.61
33	2004	4.56	20.81
34	2005	14.36	206.26
35	2006	3.02	9.14
36	2007	6.03	36.39
37	2008	29.67	880.52
38	2009	5.19	26.91
39	2010	19.40	376.52
40	2011	11.52	132.79
		721.72	27381.36

Fuente: Junta de usuarios del rio Nepeña

		AÑO
CAUDAL MAXIMO	88.95	1998
CAUDAL MINIMO	0.75	1978



REGISTRO DE CAUDALES DEL RIO NEPEÑA 1972-2011

Cálculo del promedio de caudales ( $Q_m$ ):				
Qmax	=		88.95	
Qmin	=		0.75	
$Q_m = \Sigma Q/N$				
Qm=		$\frac{721.72}{40}$	=	18.04 M3/SEG

Cálculo de la desviación estándar de los caudales ( $\sigma Q$ )				
$\sigma Q = \sqrt{\frac{\Sigma Q_i^2 - N Q_m^2}{N - 1}}$				
		( $\sigma Q$ ) =		19.1883

Cálculo de los coeficientes según la siguiente tabla:				
Valores de $Y_n, Y_{Qn}$ en función de N				
N	$y_N$	$\phi_N$		
8	0.4843	0.9043		
9	0.4902	0.9288		
10	0.4952	0.9497		
20	0.52355	1.06283		
30	0.53622	0.11238		
40	0.54362	1.14132		
Fuente: hidrología (villon,2002)				
Se toma el valor N=40				
N	$y_N$	$\phi_N$		
40	0.54362	1.14132		

Caudales máximos			
Q max	=	18.04	-19.1883 (0.54362- ln T) 1.14132
20	Q max =	59.27	m3/seg
40	Q max =	70.92	m3/seg
50	Q max =	74.67	m3/seg
100	Q max =	86.32	m3/seg
150	Q max =	93.14	m3/seg
200	Q max =	97.98	m3/seg
500	Q max =	113.38	m3/seg

Cálculo de coeficiente  $\phi$  en base al periodo de retorno

$$\phi = 1 - \frac{1}{T}$$

$\phi$ 20	0.95
$\phi$ 40	0.98
$\phi$ 50	0.98
$\phi$ 100	0.99
$\phi$ 150	0.99
$\phi$ 200	1.00
$\phi$ 500	1.00

todos mayor a 0.90

Cálculo de intervalo de confianza

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14 \times Q_q}{Q_n}$$

$\Delta Q = 19.1661$  m3/seg

Caudal de diseño para diferentes periodos de retorno:

T	Q max	Q min	
20	78.43	40.10	m3/seg
40	90.09	51.75	m3/seg
50	93.84	55.50	m3/seg
100	105.49	67.16	m3/seg
150	112.31	73.98	m3/seg
200	117.14	78.81	m3/seg
500	132.55	94.22	m3/seg

Q MAX = 132.55 m3/seg

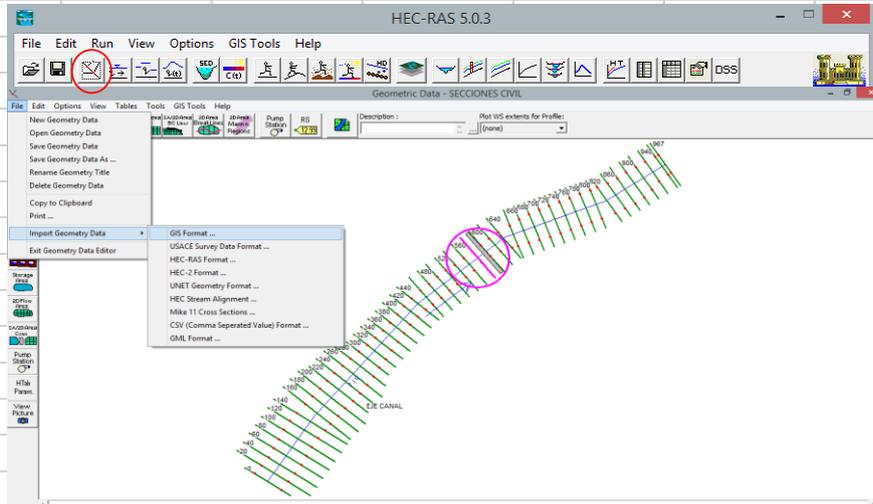
Anexo n° 05-Coeficiente de rugosidad

Tabla Cowan-determinar la influencia de diversos factores en el coeficiente de rugosidad			
VALORES PARA EL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD			
CONDICION DEL CANAL		VALORES	
MATERIAL INVOLUCRADO	Tierra	n0	0.020
	Corte en roca		0.025
	Grava fina		0.024
	Grava gruesa		0.028
GRADO DE IRREGULARIDAD	Suave	n1	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
VARIACIONES DE LA SECCION TRANSVERSAL	Gradual	n2	0.000
	Ocasionalmente alternante		0.005
	Frecuentemente alternante		0.0010-0.015
EFECTO RELATIVO DE LAS OBSTRUCCIONES	Insignificante	n3	0.000
	Menor		0.010-0.015
	Apreciable		0.02-0.030
	Severo		0.040-0.060
VEGETACIÓN	Baja	n4	0.005-0.010
	Media		0.010-0.025
	Alta		0.025-0.050
	Muy alta		0.050-0.100
GRADO DE LOS EFECTOS POR MEANDROS	Menor	m5	1.000
	Apreciable		1.150
	Severo		1.300
<b>Coeficiente</b>	<b>Izquierda</b>	<b>Centro</b>	<b>Derecha</b>
no	0.024	0.024	0.024
n1	0.010	0.005	0.010
n2	0.005	0.000	0.005
n3	0.015	0.000	0.015
n4	0.010	0.005	0.010
m5	1.000	1.000	1.000
$n = (n0+n1+n2+n3+n4)m5$			
<b>n</b>	<b>0.064</b>	<b>0.034</b>	<b>0.064</b>

# Anexo n° 06-Modelamiento hidráulico del río Nepeña

## MODELAMIENTO DEL RIO NEPEÑA

Periodo de retorno 500 AÑOS  
 Caudal 132.55 m3/s



Las secciones del río Nepeña se exportan desde auto cad civil 3D al Hec Ras

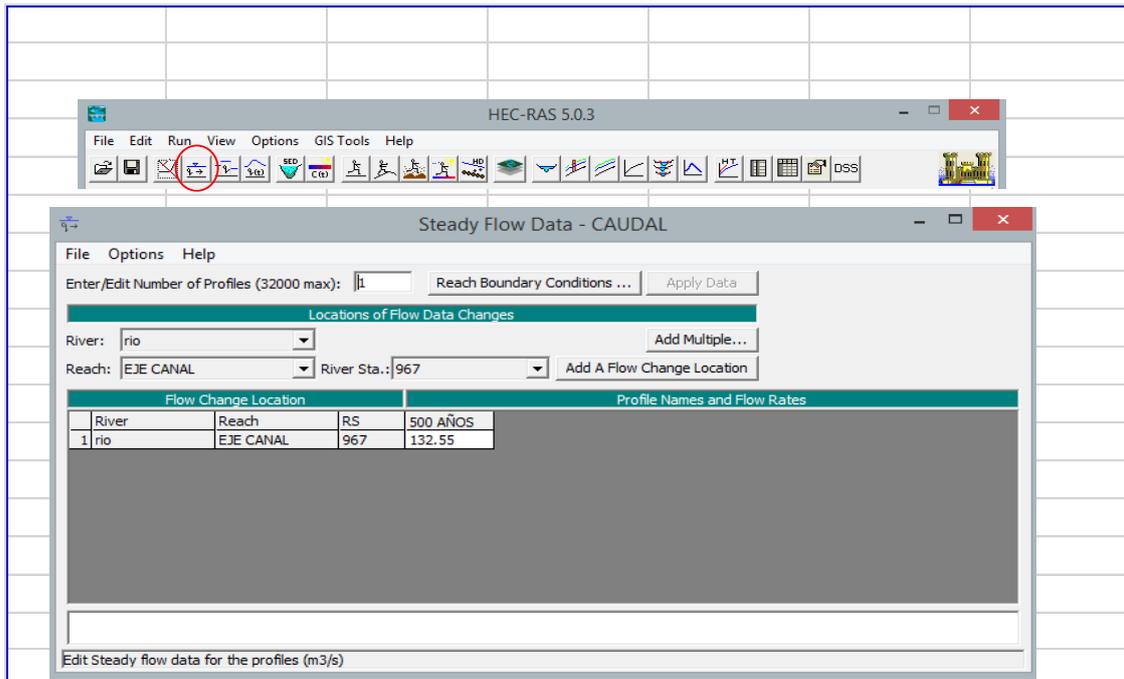
Dialog box: Edit Manning's n or k Values

River: (All Rivers) | Reach: (All Regions) | Edit Interpolated X's:  | Channel n Values have a light green background:

Selected Area Edit Options: Add Constant ... | Multiply Factor ... | Set Values ... | Replace ... | Reduce to L Ch R ...

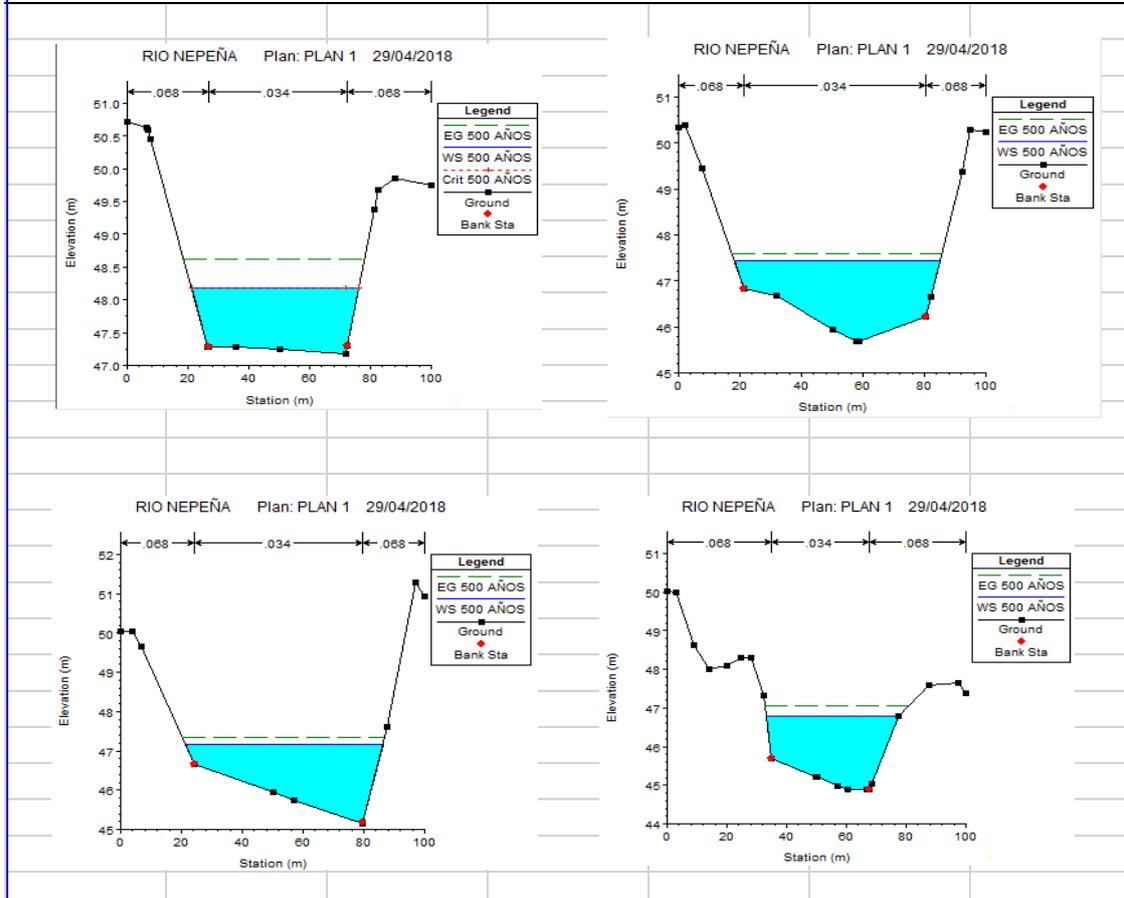
River	Reach	River Station	Frctn (n/k)	n #1	n #2	n #3
1 rio	EJE CANAL	957	n	0.064	0.034	0.064
2 rio	EJE CANAL	950	n	0.064	0.034	0.064
3 rio	EJE CANAL	940	n	0.064	0.034	0.064
4 rio	EJE CANAL	920	n	0.064	0.034	0.064
5 rio	EJE CANAL	900	n	0.064	0.034	0.064
6 rio	EJE CANAL	880	n	0.064	0.034	0.064
7 rio	EJE CANAL	860	n	0.064	0.034	0.064
8 rio	EJE CANAL	840	n	0.064	0.034	0.064
9 rio	EJE CANAL	820	n	0.064	0.034	0.064
10 rio	EJE CANAL	800	n	0.064	0.034	0.064
11 rio	EJE CANAL	780	n	0.064	0.034	0.064
12 rio	EJE CANAL	760	n	0.064	0.034	0.064
13 rio	EJE CANAL	740	n	0.064	0.034	0.064
14 rio	EJE CANAL	720	n	0.064	0.034	0.064
15 rio	EJE CANAL	700	n	0.064	0.034	0.064
16 rio	EJE CANAL	680	n	0.064	0.034	0.064
17 rio	EJE CANAL	660	n	0.064	0.034	0.064
18 rio	EJE CANAL	640	n	0.064	0.034	0.064
19 rio	EJE CANAL	620	n	0.064	0.034	0.064
20 rio	EJE CANAL	600	n	0.064	0.034	0.064
21 rio	EJE CANAL	580.5	Bridge			
22 rio	EJE CANAL	580	n	0.064	0.034	0.064
23 rio	EJE CANAL	560	n	0.064	0.034	0.064
24 rio	EJE CANAL	540	n	0.064	0.034	0.064
25 rio	EJE CANAL	520	n	0.064	0.034	0.064
26 rio	EJE CANAL	500	n	0.064	0.034	0.064
27 rio	EJE CANAL	480	n	0.064	0.034	0.064
28 rio	EJE CANAL	460	n	0.064	0.034	0.064
29 rio	EJE CANAL	440	n	0.064	0.034	0.064
30 rio	EJE CANAL	420	n	0.064	0.034	0.064
31 rio	EJE CANAL	400	n	0.064	0.034	0.064

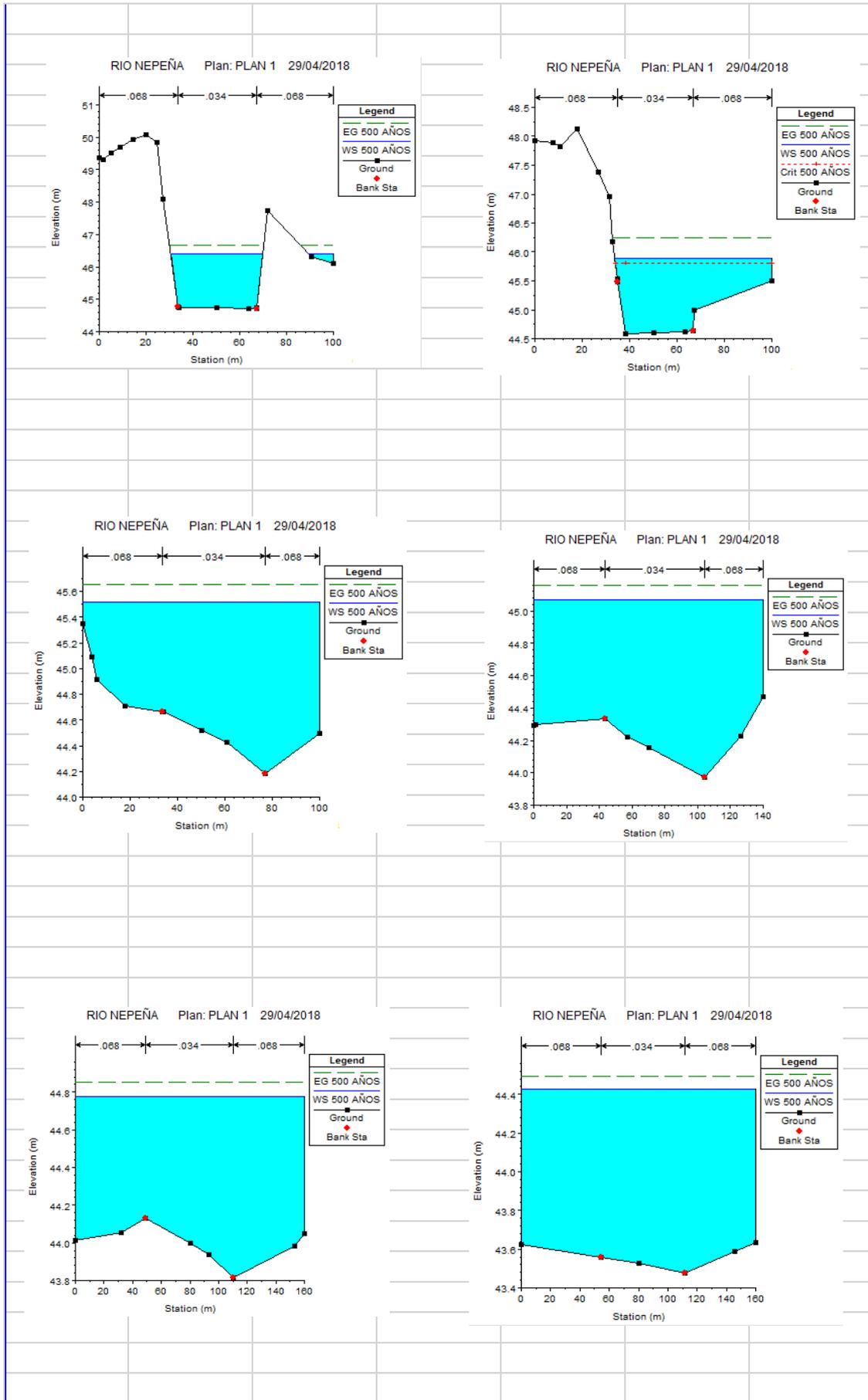
Cada sección del río debe tener un coeficiente de rugosidad tanto para el lecho del río como para sus márgenes, este valor se obtiene con la tabla de Cowan, en este caso los márgenes eran iguales por eso la rugosidad es la misma.



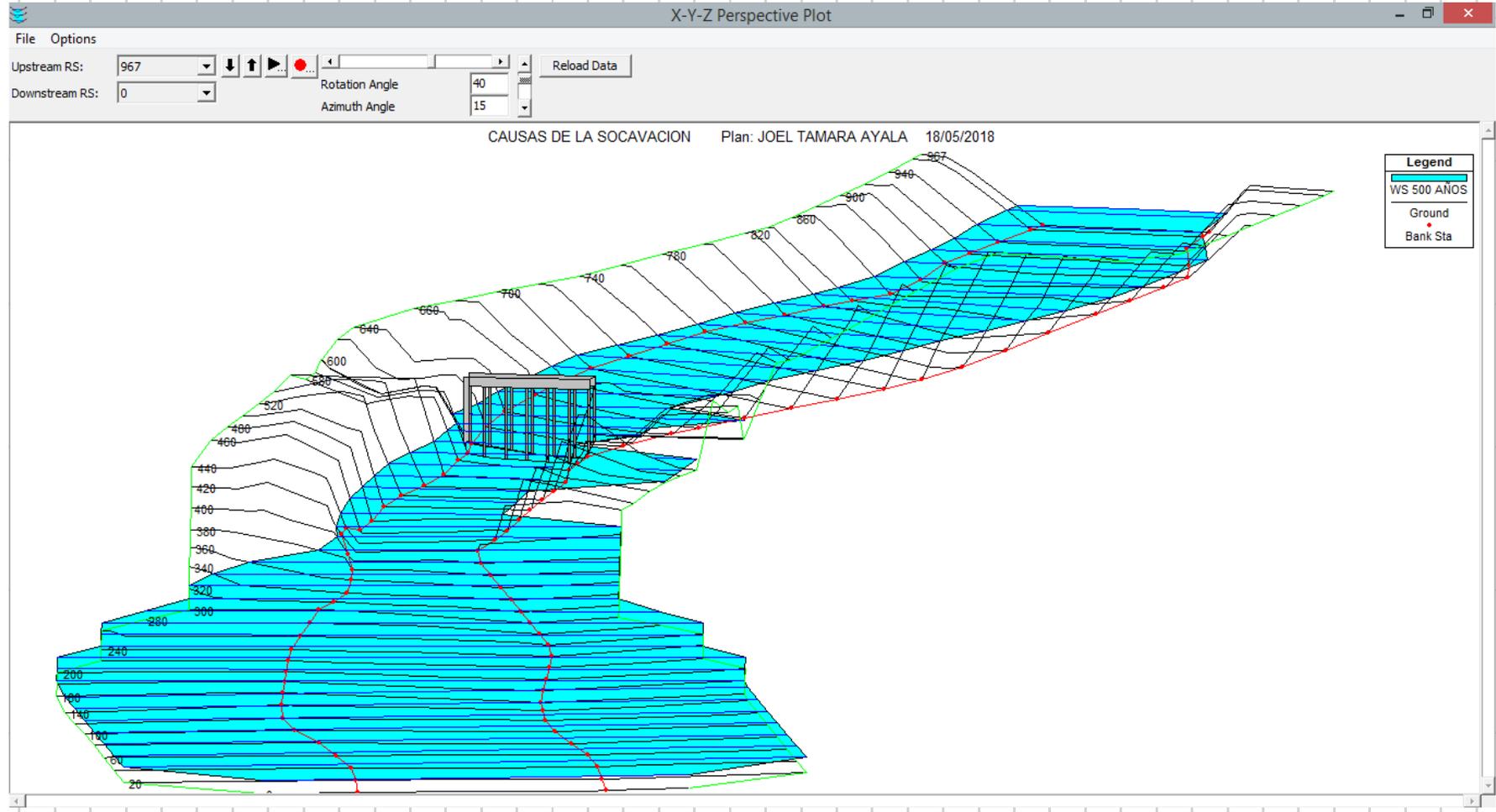
Para poder insertar el caudal con el que se modelo el rio Nepeña se debe asegurar que el caudal entre en la ultima seccion aguas arriba, en otras palabras el valor de River station (RS) debe ser la ultima progresiva de aguas arriba.

### SECCIONES DEL PROGRAMA HEC RAS





# MODELAMIENTO DEL RIO NEPEÑA



Anexo n° 07-Estado del cauce

ESTADO DEL CAUCE

Velocidad media del flujo aguas arriba del puente (V1)			
$V_1 = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * S^{1/2}$			
$R = A/P$			
Area hidraulica (A)	46.49	m <sup>2</sup>	
Perimetro mojado (P)	53.21	m	R= 0.87 m
Coef. De maning (n)	0.034		
Pendiente (S)	0.0091	mm	
v1=	2.56	m/s	
Velocidad crítica del cauce			
$V_c = 6.19h_1^{1/6} * D_{50}^{1/3}$			
Profundidad promedio aguas arriba (h1)			0.94 m
Diámetro correspondiente al 50% en la curva granulométrica (D50)			1.52 mm
Vc=	7.04	m/s	
Estado del cauce	Socavacion en aguas Claras		
	Agua clara -->	V1 < Vc	
	Lecho móvil -->	V1 > Vc	

Anexo n° 08-Determinar la erosión del cauce del río Nepeña.

**EROSION LATERAL EN EL RIO NEPENA**

Cálculo del método de Froehlich			
Parámetros hidráulicos			
Caudal de diseño		Qd =	132.5 m3/s
Profundidad promedio inicial		h =	0.94 m
Velocidad media del flujo aguas arriba		V =	2.67 m/s
		$F_r = \frac{V}{\sqrt{gh}}$	
N° de Froude aguas arriba		FR1 =	0.88
Aceleración de la gravedad		g =	9.8 m/s <sup>2</sup>
Parámetros geométricos			
Longitud del estribo que obstruye al flujo		L" =	1.2 m
Angulo de inclinación		θ =	45 °
Parámetros adimensionales			
Factor de corrección K1			
Estribos de pared vertical		(K1=1)	1
Factor de corrección K2			
		Θ < 90°, estribo inclinado aguas abajo	
		Θ > 90°, estribo inclinado aguas arriba	
		Θ = 90°, estribo perpendicular al flujo	
		K2 =	0.91
		$K2 = \left(\frac{\theta}{90}\right)^{0.13}$	
Socavación (Δs)			
		$\Delta s = 2.27 * K1 * K2 * (L'')^{0.43} * h^{0.57} * F_R^{0.61} + h$	
Δs =	2.94 m		
Cálculo del método de Artamanov			
Parámetros hidráulicos			
Caudal de diseño		Qd =	132.5 m3/s
Profundidad promedio inicial		h =	0.94 m
Velocidad media del flujo aguas arriba		V =	2.67 m/s
Profundidad promedio aguas arriba		h1 =	1.03 m
Parámetros geométricos			
Longitud del estribo que obstruye al flujo		L" =	1.2 m
Angulo de inclinación		θ =	45 °

Parámetros adimensionales						
	Coeficiente de corrección K $\theta$			k $\theta$ = 1	$\theta$ =90	1
	Coeficiente de corrección km			km=1	pared vertical	1
	Coeficiente de corrección kq					2

Coeficiente de corrección K $\theta$					
$\theta$	20°	60°	90°	120°	150°
K $\theta$	0.84	0.94	1	1.07	1.19

Fuente: Juarez Badillo, E y Rico Rodriguez, A, 1992

Coeficiente de corrección Km						
Talud m	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
Km	1	0.91	0.85	0.83	0.61	0.5

Coeficiente de corrección kq									
Q1/Qd	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.8
KQ	2	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.2	4.2

Socavación ( $\Delta s$ )

Profundidad de socavación (Hs)

$$Hs = K\theta * Kq * Km * h1$$

Hs= 2.06

Socavación:

$$\Delta s = Hs - h$$

$\Delta s = 1.12$

Cálculo del método de Liu Chang y Skinner

Parámetros hidráulicos

Caudal de diseño	Qd =	132.5 m <sup>3</sup> /s
Velocidad media del flujo aguas arriba	V =	2.67 m/s
Profundidad promedio aguas arriba	h1 =	1.03 m
Nº de Froude aguas arriba	FR1 =	0.84
Aceleración de la gravedad	g =	9.8 m/s <sup>2</sup>

Parámetros geométricos

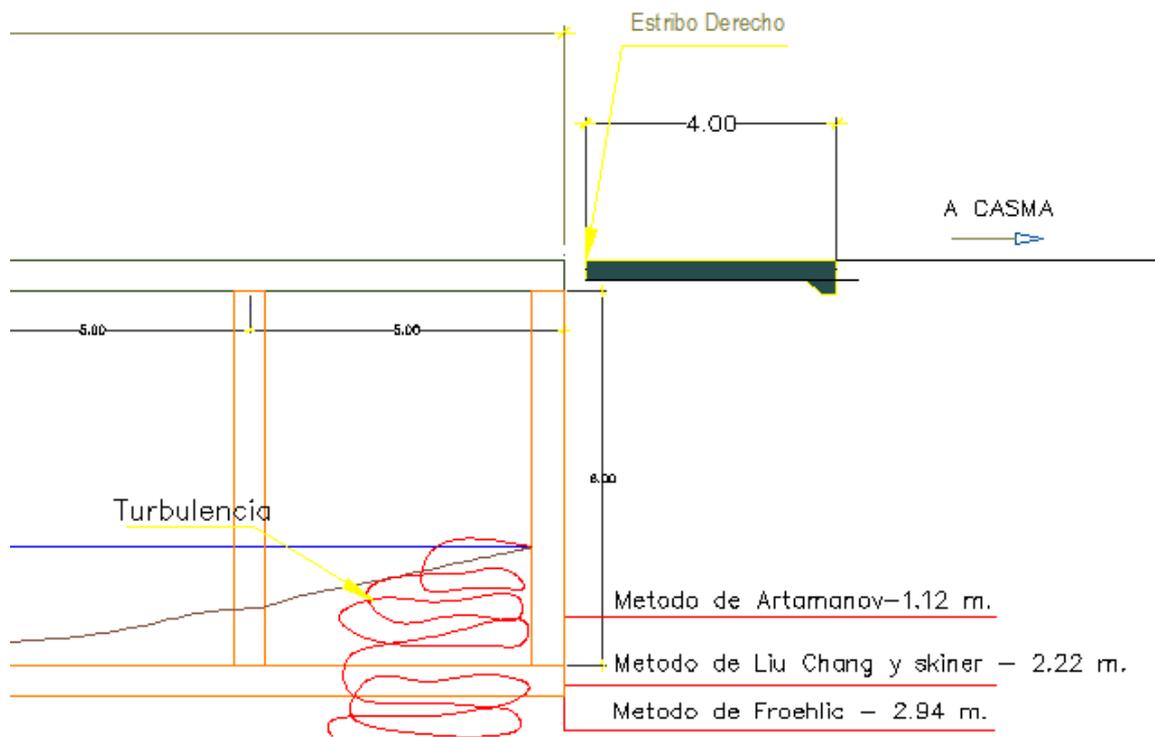
Longitud del estribo que obstruye al flujo	L" =	1.2 m
Ángulo de inclinación	$\theta$ =	45 °

Socavación ( $\Delta s$ )

$$\frac{\Delta s}{h1} = 2.15 \left( \frac{L'}{h1} \right)^{0.4} * FR1^{0.33}$$

$\Delta s/h1 = 2.16$

$\Delta s = 2.22$  m



Anexo n° 09-Determinar la incisión del cauce del río Nepeña.

**INCISION DEL CUACE DEL RIO NEPENA**

Cálculo del método de Lischtván – Levediev:			
Parámetros geotécnicos:			
Diámetro medio	Dm =	23.75	mm
Periodo de retorno	TR =	500	Años
Parámetros Hidráulicos:			
Caudal de diseño	Qd =	132.5	m3/s
Profundidad promedio inicial	h =	0.94	m
Ancho de la superfie libre del flujo	B =	30	m
Área hidráulica	A =	46.49	m2
Perímetro mojado	P =	53.21	m
Radio Hidráulico	R =	0.87	m
Parámetro admisible:			
Coeficiente de frecuencia ( $\beta$ )			
$(\beta) = 0.7929 + 0.0973\text{Log}(\text{Tr})$			
(B)=	1.056		
Exponente variable en función del Dm (z)			
$Z=0.394557-0.4136 \text{ Log}(\text{Dm})-0.00891\text{Log}(\text{Dm}^2)$			
z=	0.321		
Velocidad:			
Coeficiente de Sección			
$\alpha = \frac{Qd}{B \cdot R^{5/3}}$			
$\alpha =$	5.531		
Socavación			
Velocidad Media Real (Vr)			
$Vr = \frac{\alpha \cdot h^{5/3}}{Hs}$			
Vr=	2.348	m/s	

Velocidad erosiva de suelos granulares

$$V_e = 0.68 * \beta * Dm^{0.28} * H_s^z$$

Ve= 2.219 m/s

Socavación ( $\Delta s$ )

Profundidad de socavación ( $H_s$ )

$$H_s = \left( \alpha * \frac{h^{\frac{5}{3}}}{0.68 * \beta * Dm^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+z}}$$

Hs= 2.13

Socavación  $\Delta s$

$$\Delta s = H_s - h$$

s= 1.19 m

Cálculo del método de Staub:

Parámetros hidráulicos

Caudal de diseño	Qd =	132.5 m3/s
Profundidad promedio inicial	h =	0.94 m
Ancho de la superficie libre del flujo	B =	30 m
Ancho de la superficie libre del lujo	B1 =	60.86 m
en la sección aguas arriba del puente		
Profundidad promedio aguas arriba	h1=	1.03 m

Socavación ( $\Delta s$ )

Profundidad de socavación ( $H_s$ )

$$H_s = (B_1/B)^{0.642} * h_1$$

Hs= 1.622 m

Socavación ( $\Delta s$ )

$$\Delta s = H_s - h$$

s= 0.7 m

Cálculo del método de Laursen:

Parámetros hidráulicos

Caudal de diseño	Qd =	132.5	m <sup>3</sup> /s
Profundidad promedio inicial	h =	0.94	m
Ancho de la superficie libre del flujo	B =	30	m
Ancho de la superficie libre del flujo en la sección aguas arriba del puente	B1 =	60.86	m
Profundidad promedio aguas arriba	h1 =	1.03	m

Parámetros geométricos

Exponente para el modo de transporte del material del fondo	k1 =	0.64
---	------	------

V/w	k1	Modo de transporte del sedimento de lecho
<0.50	0.59	Mucho del material en contacto con el lecho
0.5 a 2.00	0.64	Algo de material de lecho suspedido
>2.0	0.69	Mucho material del lecho suspedido

fuelle: HEC-18,1993

Socavación (Δs)

Profundidad de socavación (Hs)

$$Hs = h_1 * \left(\frac{Q_d}{Q_1}\right)^{6/7} * \left(\frac{B_1}{B}\right)^{k_1}$$

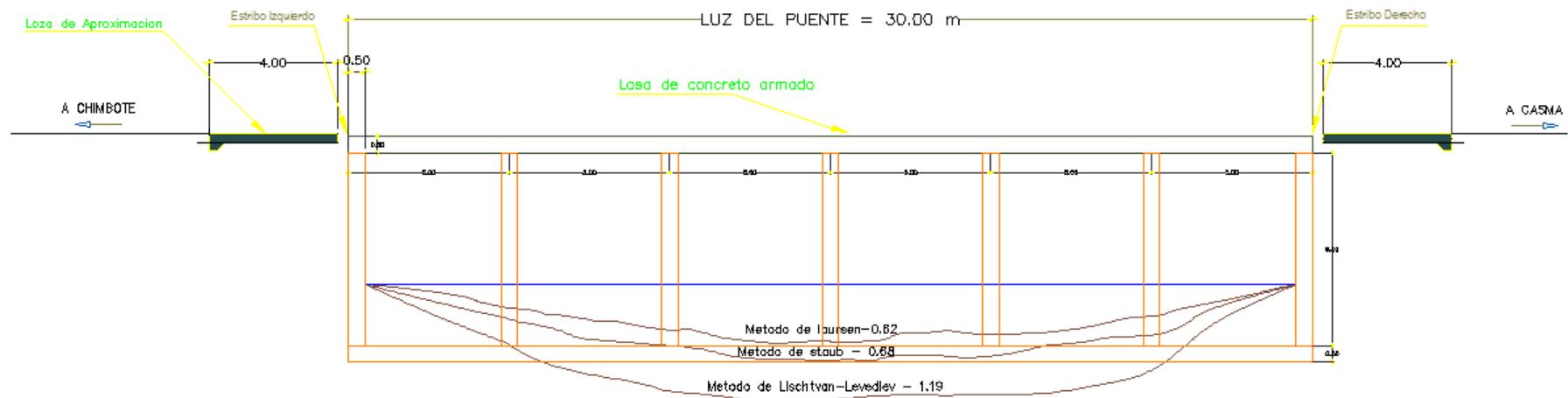
Hs= 1.563 m

Socavación (Δs)

$$\Delta s = Hs - h$$

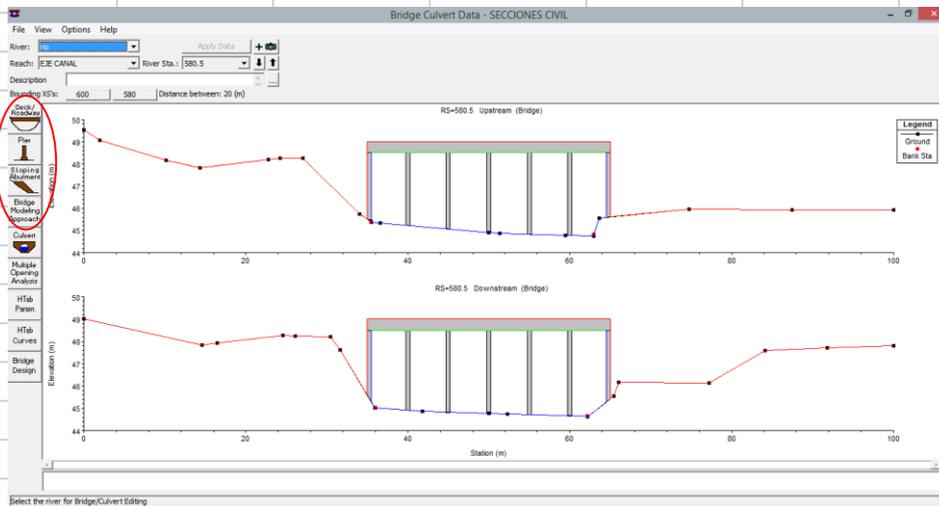
Δs= 0.6 m

SECCION LONGITUDINAL DEL PUENTE HUAMBACHO  
ESC.: 1/110



## Anexo n° 10-Identificar obra de arte o estructura en el río.

### Dimensiones del puente Huambacho en el río nepeña



Para modelar un puente en el programa Hec ras, primero se debe seleccionar en que progresiva esta el puente y en la parte izquierda superior se encontrara los comandos para poder insertar la losa, los estribos y pilas

Distance	Width	Weir Coef
11	7	1.4

Buttons: Clear, Del Row, Ins Row, Copy US to DS

Upstream			Downstream		
Station	high chord	low chord	Station	high chord	low chord
1	35	49	48.5	35	49
2	65	49	48.5	65	49
3					
4					
5					
6					
7					
8					

U.S Embankment SS: 0      D.S Embankment SS: 0

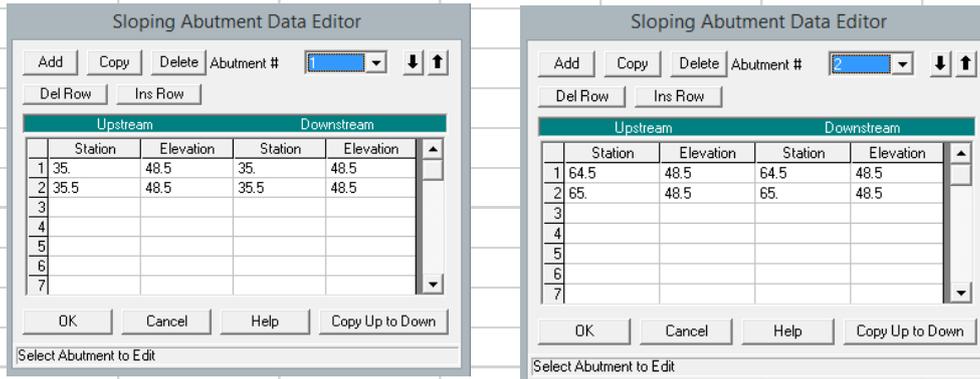
Weir Data  
 Max Submergence: 0.98      Min Weir Flow Et:

Weir Crest Shape  
 Broad Crested  
 Dgee

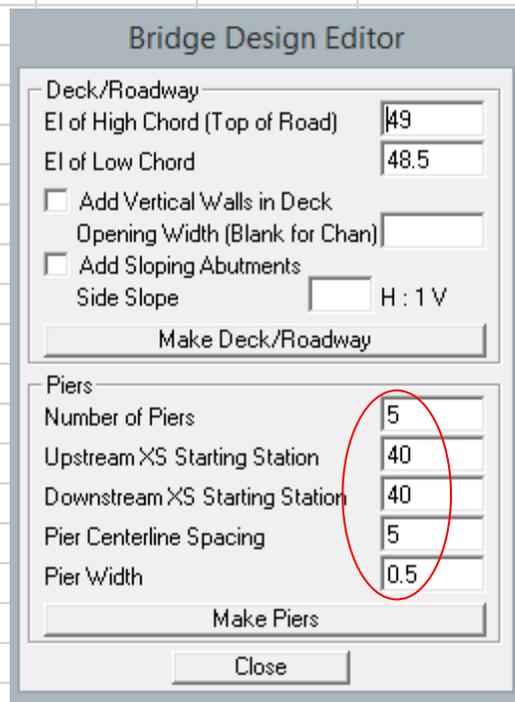
Buttons: OK, Cancel

Enter distance between upstream cross section and deck/roadway. (m)

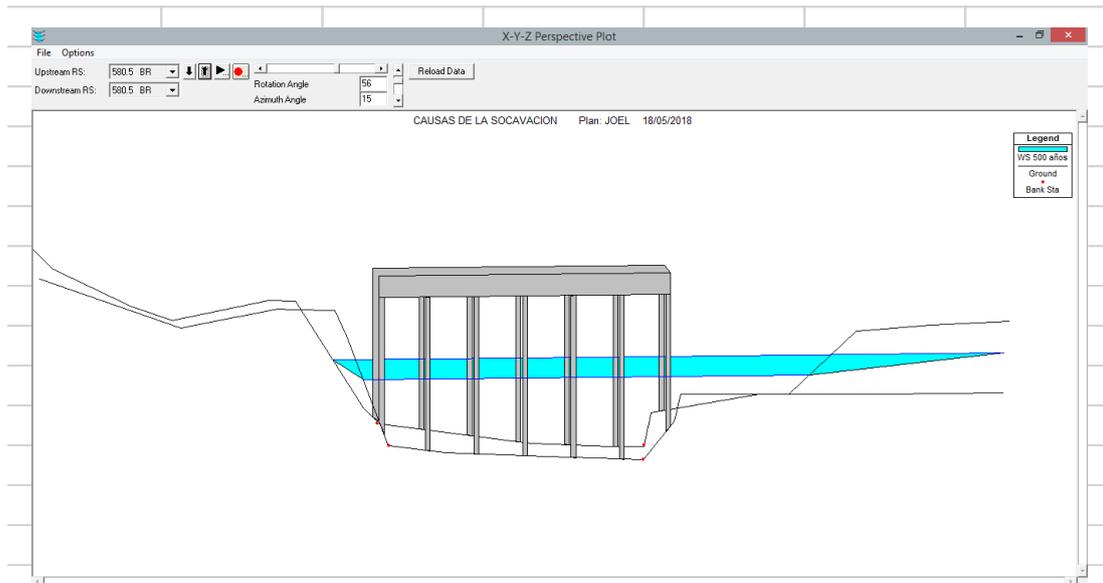
Se ingresa los datos del puente como el ancho, la distancia y las medidas de la losa en aguas arriba y en aguas abajo



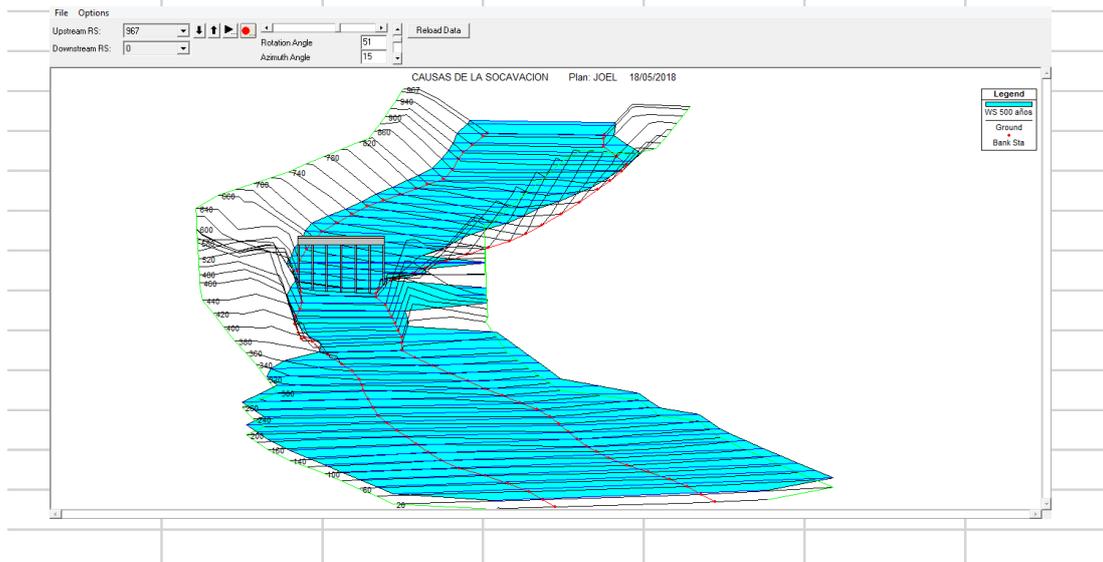
Para insertar los estribos se debe insertar las medidas de acuerdo a las medidas X y Y en Hec Ras es Elevation y Station , de igual manera aguas arriba y aguas abajo



Para poder insertar los datos de las pilas se necesita el numero de pilas,el ancho de estas y su distancia que tiene entre ellas



Vista del puente ya modelado en la seccion donde se observa que existe una pequena migracion lateral de la corriente



Vista del puente Huambacho en el rio Nepeña

## Anexo n° 11-Proponer alternativas de solución ante la socavación.

### DISEÑO HIDRÁULICO DE DEFENSA RIBEREÑA

Criterios de Diseño:

Caudal de Diseño: 609.06 M<sup>3</sup>/s Estudio de maximas avenidas del ANA  
 Ancho Promedio: 30 m Cauce del rio Nepeña antes del Niño Costero

Cuadro N°38: Análisis comparativo de caudales máximos vs. Area						
Caudal máximo a nivel de valle (m <sup>3</sup> /s)						
Rio	Area (Km <sup>2</sup> )	25 años	50 años	75 años	100 años	200 años
R.Nepeña	1878.29	232.36	328.45	410.70	451.88	609.06



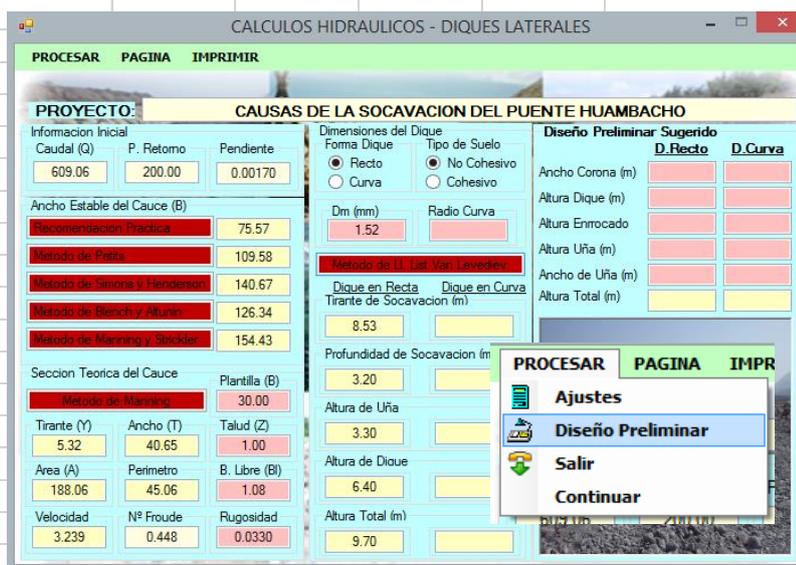
Se ingresa el nombre del proyecto, el caudal, el periodo de retorno y la pendiente



Lo primero que el programa determinara es el ancho estable del cauce del rio por 5 metodos distintos  
 Recomendación practica es de acuerdo al cuadro que nos da el programa  
 El metodo de Petits es de acuerdo a la formula utilizando el caudal



La plantilla (B) es el promedio de todos los resultados para el ancho estable del cauce pero ya que en el caso del rio Nepeña la longitud del puente Huambacho es de 30m .Se cambia por ese valor.



Para las dimensiones del dique en Dm, se da el valor de diametro medio de la curva granulometrica y se selecciona si el enrocado sera recto o en curva .En el caso de rio nepeña es recto, se da a procesar y el programa River te da un diseño preliminar de acuerdo al tirante, a la socavación y al ancho ya calculados anteriormente con el metodo de Maning y el metodo de List Van Levediev

CALCULOS HIDRAULICOS - DIQUES LATERALES

PROCESAR PAGINA IMPRIMIR

**PROYECTO:** CAUSAS DE LA SOCAVACION DEL PUENTE HUAMBACHO

Información Inicial		
Caudal (Q)	P. Retomo	Pendiente
609.06	200	0.00170

Ancho Estable del Cauce (B)	
Recomendación Práctica	75.57
Metodo de Fetis	109.58
Metodo de Simons y Henderson	140.67
Metodo de Blench y Altunin	126.34
Metodo de Manning y Strickler	154.43

Seccion Teorica del Cauce	
Metodo de Manning	Plantilla (B)
	30.00
Tirante (Y)	Ancho (T)
5.32	40.65
Area (A)	Perimetro
188.06	45.06
Velocidad	Nº Froude
3.239	0.448
	Rugosidad
	0.0330

Dimensiones del Dique	
Forma Dique	Tipo de Suelo
<input checked="" type="radio"/> Recto	<input checked="" type="radio"/> No Cohesivo
<input type="radio"/> Curva	<input type="radio"/> Cohesivo
Dm (mm)	Radio Curva
1.52	
Metodo de U. List Van Levedey	
Dique en Recta	Dique en Curva
Tirante de Socavacion (m)	
8.53	
Profundidad de Socavacion (m)	
	3.20
Altura de Uña	
	3.30
Altura de Dique	
	6.40
Altura Total (m)	
	9.70

Diseño Preliminar Sugerido		
	D.Recto	D.Curva
Ancho Corona (m)	4.00	
Altura Dique (m)	6.00	
Altura Enrocado	6.00	
Altura Uña (m)	3.30	
Ancho de Uña (m)	4.90	
Altura Total (m)	9.30	



Diseño preliminar, donde nos da el predimensionamiento del enrocado para despues dar en procesar y continuar, donde se calculara el diametro de las rocas

DIMENSIONAMIENTO DE DEFENSA - DIQUE ENROCADO LATERAL

PROCESAR PAGINA IMPRIMIR

**CAUSAS DE LA SOCAVACION DEL PUENTE HUAMBACHO**

Dique en tramo en Recta	
Alt. Dique	Alt. Enroca
6.00	6.00
Alt. Uña	B. Libre
3.30	0.68
Caudal	Velocidad
609.06	3.24
Talud	Ancho Uña
1.00	4.90
Z seco	Wroca
1.00	2.00
Anq. Fric	
35.00	

Dique en Tramo en Curva	
Alt. Dique	Alt. Enroca
Alt. Uña	B. Libre
Caudal	Velocidad
Talud	Ancho Uña
Z seco	Wdique
1.00	1.70
Corona	
4.00	

**Formula de Isbash**

$$D_{50} = 0.58823 V^2 / (w g)$$

Gravedad: 9.81  
Velocidad: 3.24  
Wroca: 2.00

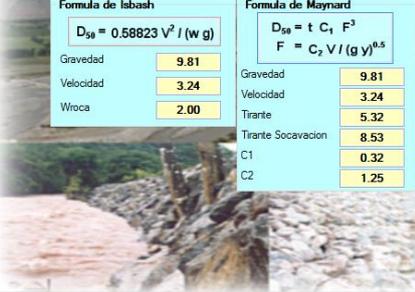
**Formula de Maynard**

$$D_{50} = t C_1 F^3$$

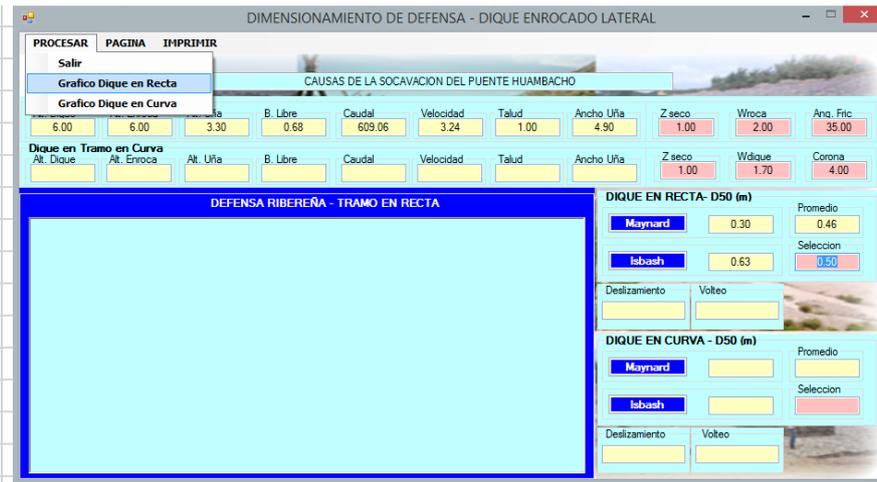
$$F = C_2 V / (g y)^{0.5}$$

Gravedad: 9.81  
Velocidad: 3.24  
Tirante: 5.32  
Tirante Socavacion: 8.53  
C1: 0.32  
C2: 1.25

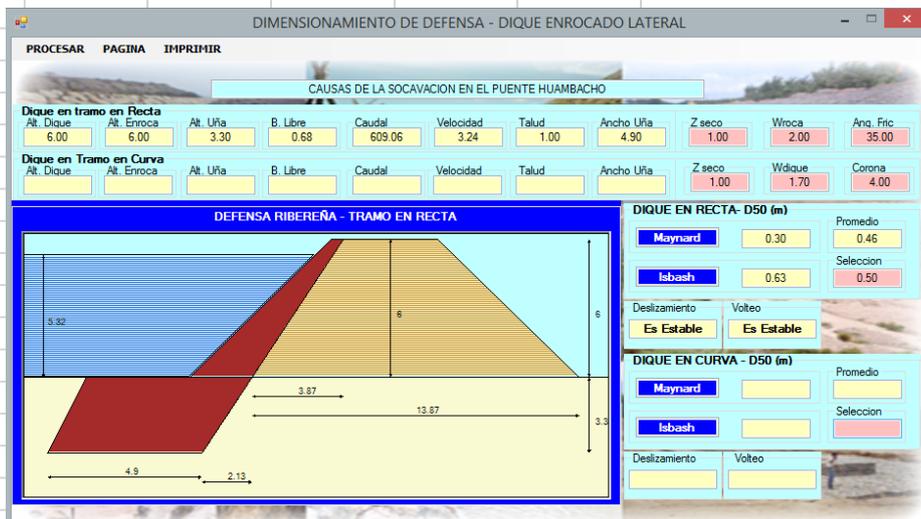
DIQUE EN RECTA- D50 (m)	
Maynard	Promedio
0.30	0.46
Isbash	Selección
0.63	0.50
Deslizamiento	Volteo
DIQUE EN CURVA - D50 (m)	
Maynard	Promedio
Isbash	Selección
Deslizamiento	Volteo



Nos manda al siguiente cuadro,por el metodo de Maynard y Isbach se calculara el diametro del enrocado, los datos necesarios para realizar el calculo los tomara de calculos anteriores y de el diseño preliminar



Una vez obtenido el diametro por los dos metodos el programa obtiene el promedio, redondeando el valor para obtener una dimension exacta. Se da en procesar y el programa te da un grafico de como quedaria la seccion del enrocado.



Una vez dado el grafico de dique en recto el programa te informa si la sección es estable al deslizamiento y al volteo.

**CAUSAS DE LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE HUAMBACHO  
UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE-PROPUESTA DE  
MEJORA, DISTRITO DE SAMANCO, ANCASH, 2018-  
PRESUPUESTO ENROCADO**



**MEMORIA DESCRIPTIVA**

*Julio del 2018*

## MEMORIA DESCRIPTIVA

### GENERALIDADES.

En muchos ríos de la costa existen áreas extensas y obras de infraestructura sujetas al riesgo por inundaciones y socavación debido al aumento de caudal, principalmente por fenómeno climatológico como; El presentado en marzo del 2017, denominado Niño Costero. El cual ha causado grandes perjuicios en lo largo de la costa norte peruana como el colapso del puente Huambacho antiguo.

Ante tal situación y con el propósito de asegurar el tiempo de vida del futuro puente Huambacho, se dispuso la elaboración del presente Expediente Técnico para construcción de un Enrocado ubicado en el norte del centro poblado Huambacho que colinda con el cauce del río Nepeña. Denominado; CAUSAS DE LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE HUAMBACHO UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE-PROPUESTA DE MEJORA, DISTRITO DE SAMANCO, ANCASH, 2018-PRESUPUESTO ENROCADO

En la elaboración del correspondiente Expediente Técnico, en donde se definan y diseñen las estructuras de defensas ribereñas, que permitan proteger la sub estructura del puente por peligro de Inundación y erosión e incisión, como consecuencia de las máximas avenidas que puedan presentarse.

El presente trabajo muestra la elaboración del expediente técnico CAUSAS DE LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE HUAMBACHO UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE - PROPUESTA DE MEJORA, DISTRITO DE SAMANCO, ANCASH, 2018 - PRESUPUESTO ENROCADO, en el margen izquierda y derecho del río Nepeña en el Sector denominado Puente Huambacho, para la protección de la subestructura futuro puente.

El presente Expediente Técnico, es el resultado de un programa de actividades enmarcadas dentro de un planeamiento hidráulico que involucró la realización de trabajos de campo, gabinete, y otros, orientados a la formulación de los estudios básicos, diseño y el expediente técnico correspondiente, con la información suficiente para hacer posible la ejecución de la obra.

Se realizó primero el estudio Hidrológico, considerando, el lineamiento del Manual de hidrología, hidráulica y drenaje. Determinándose el caudal de diseño del Dique Enrocado.

Una vez obtenido el caudal de diseño, se determinarán los parámetros hidráulicos del cauce del río; siendo los principales el ancho estable del cauce, el tirante del río con su borde libre y la profundidad de socavación.

Con la información obtenida, se determinará el tamaño de las rocas necesarias para la estructura, utilizando las diferentes fórmulas de dimensionamiento, seleccionando la más adecuada para la estructura.

Finalmente, queda definida la estructura del dique enrocado en cuanto a sus características hidráulicas y estructurales.

Se usaron estos diseños para elaborar los planos y metrados.

#### ANTECEDENTES

Existen dos puentes juntos en donde el puente Huambacho antiguo estaba ubicado en la panamericana norte km.408 intersectado con el río Nepeña. El cual a consecuencia de la presencia del fenómeno climatológico denominado el Niño Costero. Colapso el antiguo puente Huambacho mas no el nuevo puente ubicado en la parte norte colindando con el cauce del río Nepeña.

#### OBJETIVO

El Objetivo principal es proteger la sub estructura del futuro puente Huambacho mediante una defensa ribera, respetando la faja marginal dispuesto en la Resolución Directoral N° 952-2017 – ANA. De fecha 16 de Agosto del 2017 de delimitación de faja marginal del río Nepeña

#### FINANCIAMIENTO

La fuente de financiamiento de la Obra es de Ministerio de transportes y comunicaciones.

#### UBICACIÓN DE LA OBRA

Región : Ancash.  
Provincia : Santa  
Distrito : Samanco

Cuenca : Nepeña

ALA : Santa Lacramarca Nepeña.

Geográficamente el Área de estudio está limitada por las siguientes coordenadas U.T.M (Universal Transverse Mercator):

782311.00 m E y 8975330.00 m S

782372.00 m E y 8975286.00 m S

Las mismas que están en el Datum WGS 84 – Zona 17.

#### ACCESO A LA OBRA

El acceso a la obra se tiene que realizar en vehículo haciendo un recorrido desde la ciudad de Chimbote, utilizando la carretera panamericana Norte que nos lleva al distrito de Samanco, en 29.5 Km aproximadamente.

#### CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO.

La Hidráulica Fluvial es una ciencia relativamente joven que todavía se conlleva con el empirismo y la abstracción o apreciación particular, por tanto no compite con la tecnología de las Obras Hidráulicas.

Para este trabajo se ha considerado una conjunción de Obras de encauzamiento, defensas contra inundaciones e Hidráulica de Puentes, las cuales se harán análisis directos y mediante métodos computacionales de simulación hidráulica.

#### **Algunas Consideraciones:**

- Una obra de defensa contra inundaciones es la intervención o efecto de un encauzamiento de protección frente a las inundaciones, es decir impedir o dificultar que el territorio se inunde.
- El diseño de los componentes de un Puente como obra de cruce en un río, ya no es en sí el tratamiento de la hidráulica sino de la ingeniería fluvial; y está relacionado y ligado a la estabilidad local de la corriente justamente porque la erosión del cauce está ligada al encauzamiento de la corriente.
- La estabilidad de los Puentes en ríos es por tanto dependiente de las obras de encauzamiento así como de la inestabilidad de la corriente. Se debe prestar atención a las consideraciones de su emplazamiento, alineación, dimensionamiento de pilares o del vano (altura libre), anchura libre entre

pilares. Cabe destacar la ocurrencia de fallas de Puentes han ocurrido por desbordamiento del flujo detrás de uno de los estribos, o erosiones al pie de estribos, ocasionando su colapso.

- Como representación a escala de los problemas de diseño a tratar que nos permite obtener “resultados” sobre la incidencia del flujo sobre las estructuras afines a modelar, se puede considerar o modelar analíticamente los caudales de diseño en la zona de estudio.
- Resulta muy necesaria la experiencia y criterio propio en la propuesta de diseño.
- Dentro de la experiencia y funcionamiento de construcciones efectuadas no se tiene aún de cual tipo de diseño convencional o no convencional convendría o resultaría ser finalmente el más conveniente, para el presente caso se ha considerado la construcción de diques con una mezcla conveniente de material de cauce de río y material impermeable de préstamo y protección de escollera
- Considerando que la Economía es parte importante siempre a considerar, en obras de ingeniería hidráulica y el dimensionamiento de las obras tiene como fundamento el caudal de diseño, se debe discernir sobre el caudal de diseño que debemos considerar para el diseño de un encauzamiento puesto que no se puede responder a esta interrogante previa sin tener en cuenta aparte de los aspectos técnicos los aspectos económicos y legales.
- En general no es dable diseñar económicamente, Obras de Encauzamiento para los caudales extraordinarios de enorme o catastrófica magnitud a los registrados tal como el caso del Fenómeno del Niño Costero.
- Se debe considerar el período de retorno conveniente o riesgo de falla sobre la base de la recopilación de la información involucrando los caudales máximos que incluyen estas series de eventos extraordinarios, la evaluación económica asimismo puede inclinar la decisión de ser el caso.
- Ante posibilidad de riesgo mayor del evento, el Proyectista debe estimar convenientemente también la salida o salidas de emergencia con el menor daño posible, protegiendo lo que se debiere a no ser dañado.
- Considerar una aplicación más práctica y clara acerca de las Franjas Marginales de Riberas. La propiedad en las riberas de los ríos debería ser desestimada; en tanto la autoridad competente establezca claramente estas

franjas, debido que la resistencia a la ejecución de los posesionarios de esas tierras hace a veces inviable el proyecto.

- Uno de los efectos conllevados ha sido asimismo el estrechamiento del cauce a priori. Hay que considerar también que los ríos en muchas partes también presentan problemas de cambios de dirección del cauce principal lo cual conlleva con mayor razón a considerar un criterio hidráulico hidrológico en la definición de este.
- La finalidad del modelamiento del flujo en la zona del proyecto, será de determinar los parámetros necesarios para el dimensionamiento de las obras de protección, encauzamiento y cálculo de la socavación. El modelo utilizado será el de Hec-Ras versión 5.3, conjuntamente con el software Arc Gis 10.3 y las extensiones Geo Ras, 3D Analyst y Spatial Analyst.
- Diseñar y construir un modelo físico e investigar los parámetros hidráulicos de flujo en el tramo de estudio; que será de mucha utilidad para definir correctamente las estructuras de protección y la elaboración del informe de estimación de riesgos.
- En base a los datos y análisis especificados, se determinan las alternativas de solución para la reconstrucción y mejoramiento del sistema de protección, analizando criterios técnicos, estructurales, de seguridad, costos, uso de materiales locales, práctica internacional y otros.

## DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

### SITUACIÓN ACTUAL

El cauce actual del Rio Nepeña se encuentra colmatado y ensanchado por la presencia del Niño costero. Por lo que una próxima situación similar inundaría la sub estructura del puente, actualmente resulta muy vulnerable la zona de interés. Tal como se muestra en la siguiente fotografía.



## ESTUDIOS BÁSICOS DE INGENIERÍA

Son los que se detallan a continuación.

### TOPOGRAFÍA

Se detalla en el anexo correspondiente y se basa en la descripción de los trabajos realizados para poder obtener información de campo que permita detallar y proyectar los diques de encauzamiento propuestos.

El levantamiento topográfico realizado tiene una longitud total de 90 ml por el eje del cauce del río y cuenta con un pendiente promedio en el tramo de 0.28 %.

Estos puntos de partida fueron determinados con GPS diferencial y documentados para efectos de replanteo de las intervenciones a realizar.

El resultado del trabajo realizado se plasma finalmente en planos. Debidamente chequeado, se entregara al Ingeniero de diseño, quien tendrá a su cargo el uso de la información topográfica base para poder emplazar en los mismos los diseños correspondientes y hacer la presentación final.

## HIDROLOGÍA EXTENSIVO A HIDRAULICA FLUVIAL.

Se explica a continuación una integración de los estudios básicos de hidrología e hidráulica fluvial donde se denota los principales conceptos de cada uno de ellos.

### PLANTEAMIENTO HIDRÁULICO

En el tramo en estudio existen antecedentes, que en el año 1,998, se presentó, un fenómeno climatológico similar, denominado fenómeno del Niño. El cual fue de menor magnitud que el presentado actualmente, denominado Niño Costero.

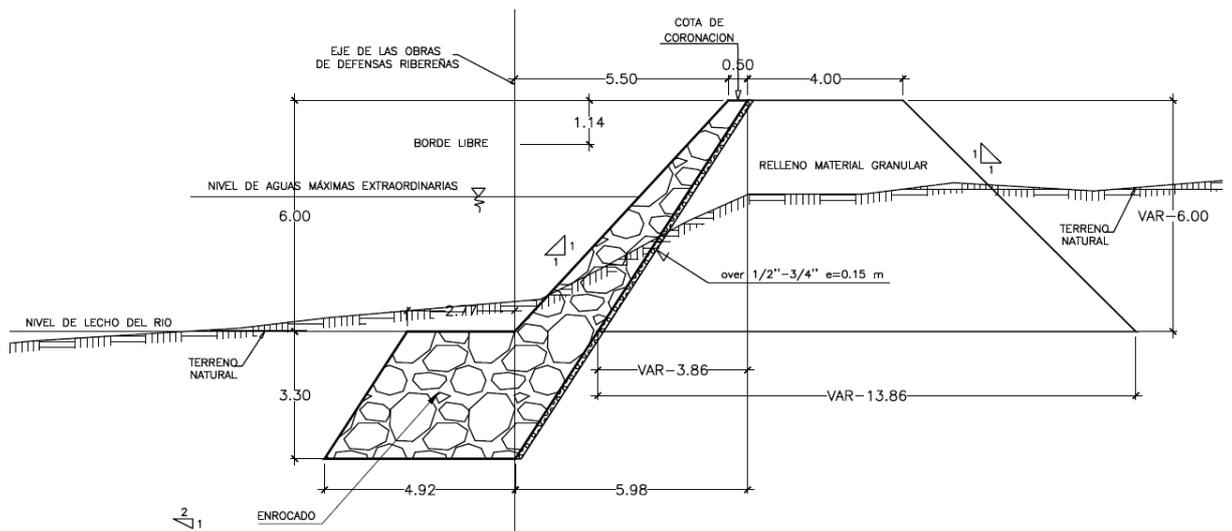
Con la finalidad de proteger el futuro puente Huambacho se proyecta la construcción de un Dique Enrocado, de una longitud de 45 ml. metros lineales aguas arribas y aguas abajo dando un total de 90 ml.

### CRITERIOS DE DISEÑO

Se ha tenido en cuenta los siguientes criterios para el Diseño de Dique Enrocado;

- Determinación del caudal en un período de retorno de 200 años, de manera tal que ofrezca las garantías necesarias para los futuros trabajos.
- Para nuestro caso hemos adoptado una descarga de diseño de  $Q= 609.06$  m<sup>3</sup>/seg., para un período de retorno de 100 años.
- Con el apoyo de los levantamientos topográficos en el cauce del río y ribera, así como perfiles longitudinales, y el seccionamiento en tramos del río; y con la recopilación de datos técnicos en campo, y de información de los pobladores y beneficiarios del lugar, se procedió a dimensionar las características de las estructuras.
- Se ha considerado que tomando como base el estudio de pre inversión, la **no intervención sobre el cauce del río con actividades de descolmatación**, por lo que la simulación hidráulica se realizó bajo la premisa de condiciones actuales.

## DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS



**Figura N° 01**

### PLAZO DE EJECUCION DE LA OBRA

El plazo de Ejecución de la Obra es de 1 meses

### META FISICA

En la meta físicas se ha considerado un Dique de 90.00 ml de longitud, con una altura promedio del 9.30, una uña de 3.30m, Talud de 1:1 para la cara Humedad, tal como se muestra en figura N° 01.

## **ESPECIFICACIONES TECNICAS**

- 1. Alcances de las especificaciones**
- 2. Normas técnicas**
- 3. Rectificación y Complementación de las Especificaciones**

### **PARTIDA 01.01 CARTEL DE OBRA**

- Descripción
- Consideraciones Generales
- Medición
- Pago

### **PARTIDA 01.02 MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN**

- Descripción
- Consideraciones Generales
- Medición
- Pago

### **PARTIDA 01.03 CASETA DE GUARDIANIA, OFICINA Y ALMACEN**

- Caseta de Guardianía
- Oficina
- Almacén
- Servicios Higiénicos
- Medición
- Pago

### **PARTIDA 02.00: PLAN DE MANEJO AMBIENTAL**

#### **PARTIDA 02.01 PROGRAMA DE SEGURIDAD Y SALUD OCUPACIONAL**

##### **PARTIDA 02.01.01 IMPLEMENTOS Y MEDIOS DE PROTECCION PERSONAL PERSONAL**

- Descripción

- Medición y Pago

**PARTIDA 02.02: PROGRAMA PREVENTIVO – CORRECTOR**

**PARTIDA 02.02.01 SEÑALES INFORMATIVAS Y PREVENTIVAS**

- Descripción
- Procedimiento
- Medición, y pago

**PARTIDA 02.03: PROGRAMA DE MANEJO DE RESIDUOS**

**PARTIDA 02.03.01 BAÑOS QUIMICOS**

- Descripción
- Características
- Medición, y pago

**PARTIDA 02.03.02 ACOPIO Y RESIDUO DE SOLIDOS**

- Descripción
- Medidas de manejo a implementar
- Medición, y pago

**PARTIDA 02.04 PROGRAMA DE CAPACITACION Y EDUCACIÓN AMBIENTAL**

**PARTIDA 02.04.01 CAPACITACIÓN EN MEDIO AMBIENTE AL PERSONAL DE OBRA**

- Descripción
- Actividades de Educación y Capacitación Ambiental
- Medición y Pago

**PARTIDA 02.04.02 CAPACITACION EN SEGURIDAD Y SALUD OCUPACIONAL AL PERSONAL DE OBRA**

- Descripción
- Actividades de Educación y Capacitación Ambiental
- Medición y Pago

**PARTIDA 02.05 PROGRAMA DE CONTINGENCIA**

**PARTIDA 02.05.01 EQUIPOS CONTRA INCENDIOS**

- Descripción
- Medición y Pago

**PARTIDA 02.05.02 EQUIPOS DE PRIMEOS AUXILIOS**

- Descripción
- Medición y Pago

**PARTIDA 02.05 .03 EQUIPOS DE RADIO COMUNICACION**

- Descripción
- Medición y Pago

**PARTIDAS 03.01.01, 04.01.01**

**DESBROCE Y LIMPIEZA**

- Alcances
- Medición y Pago

**PARTIDAS 03.01.02, 04.01.02**

**EXCAVACION DE MATERIAL SUELTO C/EXCAVADORA**

- Descripción
- Medición
- Pago

**PARTIDAS 03.01.03, 04.01.03**

**ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE**

- Descripción
- Materiales
- Equipo
- Requerimientos de Construcción
- Medición
- Pago

**Partidas 03.02.01, 03.02.02, 04.02.01, 04.02.02,**

## **RELLENOS Y TERRAPLENES**

- Generalidades
- Definiciones
- Explotación de canteras y préstamos
- Materiales
- Colocación de los materiales
- Medición y pago

Relleno Compactado con material mezclado

Relleno con filtro over.

**Partidas 03.03.01, 03.03.02, 04.03.01, 04.03.02,**

### **ENROCADO DE PROTECCIÓN EN UÑA O TALUD**

- Descripción
- Materiales
- Requerimiento de Construcción
- Medición
- Pago

**Partidas 02.02.03, 02.03.03, 03.02.03, 03.03.03,**

### **TRANSPORTE DE MATERIAL**

- Descripción
- Clasificación
- Equipo
- Aceptación de los trabajos
- Medición
- Pago

## ESPECIFICACIONES TECNICAS

### 1. ALCANCES DE LAS ESPECIFICACIONES

Las Especificaciones Técnicas, conjuntamente con la Memoria Descriptiva, el Procedimiento de Construcción, los planos, tienen como objeto, normar las condiciones generales de construcción, a ser aplicadas en la Ejecución del Proyecto “Causas De La Socavación Del Puente Huambacho Ubicado En La Panamericana Norte-Propuesta De Mejora, Distrito De Samanco, Ancash, 2018- Presupuesto Enrocado”

Definen cada una de las partidas que conforman el Presupuesto del Expediente Técnico correspondiente a las obras, precisando, conjuntamente con lo indicado en los planos, las normas y procedimientos que serán aplicados durante la ejecución de los trabajos; y estableciendo la modalidad de medición y pago de cada una de las partidas de obra.

La obra se ha dividido en 2 tramos conforme lo indican en la Memoria Descriptiva.

Las obras a ejecutar propuestas según el presente estudio son de manera general las siguientes:

- CONSTRUCCIÓN DE DIQUE ENROCADO – MARGEN DERECHA L=90.0 M.
- CONSTRUCCION DE DIQUE ENROCADO- MARGEN IZQUIERDA L=90.0 M.

Las especificaciones han sido elaboradas de acuerdo a lo establecido en las NORMAS TECNICAS DE CONTROL INTERNO PARA EL ÁREA DE OBRAS PUBLICAS (Resolución de Contraloría N° 072-98-Cg del 02-07-98), las que determinan que en cada partida, se deben tratar los siguientes aspectos:

- Descripción de los trabajos
- Método de construcción
- Calidad de los materiales
- Control de calidad
- Método de medición

➤ Condiciones de pago

Con el propósito de que las Especificaciones no sean repetitivas en partidas similares o que correspondan a trabajos del mismo rubro, los ítems referentes a la calidad de materiales y al control de calidad, han sido detallados de manera integral, según como corresponda.

Asimismo, en las partidas comunes a varios frentes o rubros se indica los números de partidas presupuestarias correspondientes.

## 2. **NORMAS TECNICAS**

Todos los materiales, procedimientos de construcción y equipos, incluyendo la fabricación y pruebas de los mismos, se registrarán por las últimas normas aplicables y a las especificaciones contenidas en la siguiente lista:

ASTM	American Society for Testing and Materials
ACI	American Concrete Institute
ASME	American Society of Mechanical Engineers
ANSI	American National Standards Institute
AISC	American Institute of Steel Construction
USBR	U.S. Bureau of Reclamation
AWWA	American Water Works Association
HI	Hidraulic Institute (U.S.A.)
NBS	National Bureau of Standards (U.S.A.)
INDECOPI	Instituto Nacional de Defensa de la Competencia y Protección a la Propiedad Intelectual
RNC	Reglamento Nacional de Construcciones

En todos los casos, se sobreentiende que serán de aplicación las especificaciones contenidas en la última edición de estas normas.

## 3. **RECTIFICACIÓN Y COMPLEMENTACIÓN DE LAS ESPECIFICACIONES**

En el caso de obras complementarias y/o modificaciones al Proyecto, así como para la ejecución de servicios no previstos en las presentes especificaciones y que fueran

requeridas durante el desarrollo de los trabajos, éstas especificaciones técnicas podrán ser complementadas en lo que corresponda.

La Entidad Contratante conjuntamente con el Contratista, durante el curso de la ejecución de las obras, podrá modificar, complementar o adaptar las presentes Especificaciones Técnicas a las situaciones reales encontradas,

Los errores u omisiones que pudieran encontrarse en los diseños, planos, metrados o información topográfica, deberán ser corregidos y/o subsanados por la Entidad, oportunamente, de manera de no alterar la programación y el curso de los trabajos.

## **PARTIDA 01.01 CARTEL DE OBRA**

### **Descripción**

Esta partida comprende la elaboración de la gigantografía, su traslado a la obra y su colocación en los sitios indicados por la supervisión y su posterior retiro de la misma una vez concluidos los trabajos.

### **Consideraciones Generales**

El CONTRATISTA proveerá e instalará, dentro de los 10 (diez) días de iniciados los trabajos, un Letrero de Obra de las dimensiones y características establecidas por la Supervisión, con los textos y nominaciones que se determinen específicamente. El cartel deberá ser desmontado por el CONTRATISTA, previo a la Recepción Total.

Cualquier otra cartelera que se pretenda instalar, deberá contar con autorización expresa de la supervisión y estará sujeto a las mismas condiciones que el cartel principal.

### **Medición**

El método de medición será por unidad (Und), según lo indicado y aceptado por la supervisión.

### **Pago**

El pago se hará al respectivo precio unitario del Contrato, por unidad, para toda la obra ejecutada de acuerdo con la respectiva especificación y aceptada a satisfacción de la Supervisión.

Este precio incluirá compensación total por todo el servicio

## **PARTIDA 01.02      MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN**

### **Descripción**

Esta partida comprende el transporte de los equipos, maquinaria, herramientas y vehículos, para su operación en el lugar en que se desarrollará la obra y su posterior retiro de la misma una vez concluidos los trabajos.

### **Consideraciones Generales**

El contratista deberá listar el equipo mínimo que utilizará, el cual será básico para el pago de la partida de movilización y desmovilización de equipos; el equipo ofrecido deberá ser concordante con los análisis de precios unitarios presentados. Además, presentará un calendario de movilización y desmovilización de los equipos que serán utilizados durante la ejecución de las obras del Contrato.

El contratista deberá señalar la antigüedad, tipos, características de operación, condiciones y requisitos de los equipos que propone utilizar para ejecutar las obras; además, debe demostrar que asegurará la disponibilidad del equipo mínimo indicado para la realización de los trabajos.

El traslado por vía terrestre del equipo pesado, se puede efectuar en camiones de cama baja, mientras que el equipo liviano puede trasladarse por sus propios medios, llevando el equipo liviano no autopropulsado como herramientas, martillos neumáticos, vibradores, equipos menores, elementos de campamento, etc.

El contratista antes de transportar el equipo mecánico ofertado al sitio de la obra deberá someterlo a inspección de la Supervisión, con la relación de las características del equipo, dentro de los 30 días después de otorgada la Buena Pro.

Este equipo será revisado por el Supervisor en la obra y de no encontrarlo satisfactorio en cuanto a su condición y operatividad, será rechazado, en cuyo caso el contratista deberá reemplazarlo por otro similar en buenas condiciones de operación. El rechazo del equipo no podrá generar ningún reclamo por parte del contratista.

Si el contratista opta por transportar un equipo diferente al ofertado, éste no será valorizado por el Supervisor.

El contratista no podrá retirar de la obra ningún equipo sin autorización escrita del Supervisor.

### **Medición**

La movilización y desmovilización se medirá en forma global (Gb). El equipo a considerar en la medición será solamente aquél que ofertó el contratista en el proceso de licitación.

### **Pago**

Las cantidades aceptadas y medidas como se indican a continuación serán pagadas al precio de Contrato de la partida “Movilización y Desmovilización de Equipo”. El pago constituirá la compensación total por los trabajos prescritos en esta Sección.

El pago global de la movilización y desmovilización será de la siguiente forma:

- (a) El 50% del monto global será pagado cuando haya sido concluida la movilización al sitio de la obra y se haya ejecutado por lo menos el 5% del monto del Contrato total, sin incluir el monto de la movilización y desmovilización.
  
- (b) El 50% restante de la movilización y desmovilización será pagada cuando se haya concluido el 100% del monto de la obra y haya sido retirado todo el equipo que intervino en la construcción de la obra con la autorización del Supervisor.

Si el Contratista desmoviliza algún equipo sin la autorización de la Supervisión, este no será valorizado y se considerará como un deductivo.

En la suma global para pago de esta partida se incluye el costo de traslado de ida y vuelta a obra de los equipos, la maquinaria y los vehículos, así como el costo del seguro de transporte. El costo del traslado de personal hacia y desde obra, y la instalación y desmontaje de las plantas de producción (zarandas, chancadoras, planta de asfalto y planta de concreto) y los permisos requeridos se deben incluir en los gastos generales. El costo del traslado a la obra (flete) de los materiales se debe considerar en el precio de los materiales puestos en obra.

### **Unidad de Pago**

Movilización y desmovilización de equipos                      Global (Gb)

### **PARTIDA 01.03 CASETA DE GUARDIANIA, OFICINA Y ALMACEN**

Comprende la Construcción del almacén, caseta de guardianía, administración, área de servicios (SS.HH., comedor, vestuarios). Incluye instalación, equipamiento, amoblamiento, mantenimiento y conservación, durante todo el tiempo de ejecución de la obra.

Sera del tipo prefabricada en madera y triplay u otros materiales livianos que permitan y faciliten el montaje y desmontaje en corto plazo.

El constructor presentará un plano en detalle de las mismas. Al finalizar los trabajos todas las instalaciones provisionales serán retiradas debiendo quedar limpia y libre de desmonte toda el área que utilizó para tal fin.

**Caseta de guardianía:** será adecuada en tamaño y seguridad de acuerdo a los requerimientos de la obra. Esta servirá al vigilante de la obra.

**Oficinas:** serán los adecuados en cantidad y calidad de acuerdo a los requerimientos de la obra. Esta servirá al plantel técnico y administrativo de la obra.

**Almacén:** Comprende la construcción de carácter provisorio, para almacén de herramientas, oficina, guardianía, para equipos y maquinarias. Finalizada la obra, al retirarse las instalaciones provisionales, la zona utilizada para tal fin deberá quedar limpia y libre de desmonte.

### **Medición**

El método de medición será por metro cuadrado (m<sup>2</sup>), según lo indicado en los planos y aceptado por la supervisión.

### **Pago**

El pago se hará al respectivo precio unitario del Contrato, por metro cuadrado, para toda la obra ejecutada de acuerdo con la respectiva especificación y aceptada a satisfacción de la Supervisión.

Este precio incluirá compensación total por todo el servicio.

## **PARTIDA 02.00: PLAN DE MANEJO AMBIENTAL**

El Plan de Manejo Ambiental y Social (PMA), contiene un conjunto de medidas destinadas a prevenir, corregir o mitigar los impactos ambientales potenciales en todas las etapas del proyecto.

El Plan de Manejo Ambiental tiene como objetivo formular y adoptar las medidas de prevención, mitigación y control de los impactos ambientales que se puedan generar debido al desarrollo de las actividades del proyecto, considerando todas sus etapas a fin de asegurar que los niveles de calidad ambiental se encuentren dentro de los estándares permitidos. Este Plan considera un conjunto de programas y de sus respectivas acciones encaminadas a que el proyecto se realice con el mínimo grado de afectación al entorno ambiental. Los

programas propuestos tendrán como objetivos cumplir con los estándares de calidad ambiental aceptables y condiciones óptimas de seguridad y salud para el personal.

**PARTIDA 02.01 PROGRAMA DE SEGURIDAD Y SALUD OCUPACIONAL,**  
**PARTIDA 02.01.01 IMPLEMENTOS Y MEDIOS DE PROTECCIÓN PERSONAL**  
**DESCRIPCION**

El contratista está obligado a suministrar los implementos y medios de protección personal, a sus trabajadores. Este equipo de protección deberá reunir las condiciones mínimas de calidad; es decir, resistencia, durabilidad, comodidad y otras; de tal forma, que contribuyan a mantener la buena salud de la población laboral contratada para la ejecución de las obras.

**MEDICION Y PAGO**

El pago que se efectúe constituirá la compensación por materiales para la implementación de la protección de todo el personal de obra. (Su medida para el pago es por unidad)

Después que la Supervisión verifique el cumplimiento de cada una de las acciones para el plan de seguridad.

**PARTIDA 02.02 PROGRAMA DE MEDIDAS PREVENTIVO - CORRECTOR**

Tiene como objetivo establecer un conjunto de medidas que permitirán prevenir, controlar, corregir, evitar o mitigar los efectos sobre el ambiente, durante las actividades de construcción.

Esta debe contener la descripción detallada de cada medida de mitigación propuesta, el impacto al cual está relacionada, las condiciones bajo la cual será requerida (en el diseño, antes o durante la construcción, en forma permanente, para contingencias, etc.) y sus requerimientos de diseño y equipos, así como los procedimientos para su ejecución, cronograma de implantación de acuerdo con el cronograma de obras del proyecto, responsables por su implementación y el costo requerido.

**PARTIDA 02.03.01 BAÑOS QUIMICOS**

**DESCRIPCION**

La partida comprende la colocación de baños químicos portátiles en el sitio de la obra, los cuales se trasladaran conforme avance la obra.

## **CARACTERISTICAS**

El modelo sanitario portátil con inodoro móvil, presentan las siguientes características:

- La estructura de los sanitarios se encuentra fabricada de fibra de vidrio.
- Interiormente cuenta con inodoro, urinario, porta papel higiénico y papelería.
- El inodoro cuenta con un sistema móvil el cual facilitará la limpieza de los mismos.
- Dimensiones: alto 2.20 m x ancho 1.20 m x profundidad 1.20 m.
- Peso de 80 kilos, lo que facilita su transporte y traslado.
- Capacidad de almacenamiento de 80 litros.

## **MEDICION Y PAGO**

La unidad de medida es por unidad (und) de baño químico portátil colocado en obra.

## **PARTIDA 02.03.02 ACOPIO Y RESIDUOS SOLIDOS**

### **DESCRIPCION**

La empresa constructora deberá establecer un plan de reciclado y eliminación de desechos de demoliciones y para los generados por el personal de obra, en coordinación con las autoridades municipales competentes, para determinar el destino final de estos desechos, se determinará el destino final en zonas autorizadas de relleno sanitario en caso de ser necesario.

En los rellenos sanitarios la colocación del material se realizará en capas horizontales sucesivamente compactadas. Las unidades de transporte del material de desmonte usarán vías predeterminadas y coordinadas con la autoridad municipal y policial encargada de la seguridad vial.

### **Medidas de Manejo a Implementar.**

- Se colocarán cilindros metálicos para la separación de los diferentes tipos de residuos sólidos generados en la obra, por el personal y por las actividades de construcción y operación.
- La primera clasificación se realizará en el origen de los desechos, caso de comedores de personal, cocina, SSHH. y áreas de trabajo.
- Para facilitar la labor de clasificación se destinará un recipiente metálico con un color distinto para disponer las basuras y residuos de la siguiente manera:

- Verde reciclables orgánicos e inorgánicos, como papel, cartón, plásticos, vidrios, latas.;
- Amarillo orgánicos como residuos de comida, papel sanitario usado y
- Rojo residuos especiales como waipe y trapos empapados en grasa y/o aceites que serán entregados a operadores debidamente autorizados por la autoridad ambiental o municipal.

Los residuos de construcción como concretos, gravas suelos, ladrillos etc., se les dará el tratamiento de escombros.

Las basuras y desperdicios se recogerán diariamente por el servicio de saneamiento en caso que el volumen lo acredite se contratará un servicio particular acreditado para el transporte de residuos sólidos.

Los residuos peligrosos se deberán manejar de conformidad con las normas municipales e industriales aplicables y disposición final ambientalmente ad-hoc.

#### **Sitio de implementación**

Las medidas de manejo de residuos sólidos y basuras de construcción se realizarán dentro del terreno del proyecto.

#### **Responsable de ejecución**

Contratista de la obra a través del personal asignado, será el responsable de la ejecución de las medidas y actividades planteadas para el manejo, almacenamiento, transporte y disposición final de basuras y residuos de construcción.

#### **Responsable del seguimiento.**

La supervisión ambiental mediante el supervisor

#### **MEDICION Y PAGO**

Se medirá por mes (mes) verificando el supervisor el recojo y acopio de los residuos que estén conforme al plan de manejo ambiental.

### **PARTIDA 02.04 PROGRAMA DE CAPACITACION Y EDUCACIÓN AMBIENTAL**

El Programa de Educación y Capacitación Ambiental está orientado a crear y lograr una conciencia ambiental de parte de la población local y entidades involucradas en el proyecto, para los efectos de la conservación de los recursos naturales existentes en el ámbito del

mismo, poniendo de manifiesto que las prácticas inadecuadas producen el deterioro en el entorno natural y que muchas veces, las afectaciones van en desmedro de las obras proyectadas lo que alteraría la vida útil.

En este sentido este programa, contiene los lineamientos principales de la educación y capacitación ambiental para lograr un desarrollo armónico del proyecto y el medio ambiente de su entorno.

#### **PARTIDA 02.04.01 CAPACITACIÓN EN MEDIO AMBIENTE AL PERSONAL DE OBRA**

##### Descripción

El programa está dirigido al personal de obra (administrativo, técnico y obrero).

#### **PROGRAMA DE CAPACITACIÓN Y EDUCACIÓN AMBIENTAL**

Las actividades contempladas dentro del Programa de Educación Ambiental son las siguientes:

- La empresa contratista deberá organizar charlas de educación, dirigidas a sus trabajadores, para que asuman una actitud consiente sobre la importancia que tiene la preservación del medio ambiente y la conservación de los recursos naturales de las zonas en trabajo,
- Instruir al personal de obra sobre las normas de comportamiento en zonas ecológicamente frágiles principalmente.
- Elaborar trípticos que fomenten la actitud responsable frente al medio ambiente.

#### **MEDICION Y PAGO.**

El pago permitirá adquirir los materiales de difusión y propaganda, así como permitirá editar e imprimir los mismos. También se empleará para los pagos al personal que operará la difusión indicada y se pagara cada taller charla por unidad (UND)

La coordinación, verificación y el control de estas implementaciones estarán a cargo del Supervisor ambiental. Para ello llevará un formato de control específico.

## **PARTIDA 02.04.02 CAPACITACIÓN EN SEGURIDAD Y SALUD OCUPACIONAL AL PERSONAL DE OBRA**

### Descripción

El programa está dirigido al personal de obra (administrativo, técnico y obrero).

### **ACTIVIDADES DE EDUCACIÓN Y CAPACITACIÓN AMBIENTAL**

Las actividades contempladas dentro del Programa de Educación Ambiental son las siguientes:

- La empresa contratista deberá organizar charlas de educación, dirigidas a sus trabajadores, para que asuman una actitud conciente sobre la importancia que tiene la preservación de accidentes de obra (por ejemplo, uso de los equipos de seguridad)
  - Informar a todos los empleados (sin distinción de jerarquías) acerca de la prevención de accidentes, enfermedades y conflictos sociales.
  - Instruir al personal sobre las distintas situaciones de riesgo generadas por la naturaleza a fin de evitarlas o tomar medidas de contingencias.
  - Preparar al equipo humano que participará en el Programa de Contingencias.
  - Elaborar trípticos que fomenten la actitud responsable frente al medio ambiente.

### MEDICION Y PAGO.

El pago permitirá adquirir los materiales de difusión y propaganda, así como permitirá editar e imprimir los mismos. También se empleará para los pagos al personal que operará la difusión indicada y se pagara cada taller charla por unidad (UND)

La coordinación, verificación y el control de estas implementaciones estarán a cargo del Supervisor ambiental. Para ello llevará un formato de control específico.

## **PARTIDA 02.05 PROGRAMA DE CONTINGENCIA**

El Programa de Contingencias, contiene los lineamientos que permitirán afrontar las situaciones de emergencia relacionadas con los riesgos ambientales y/o desastres naturales, que se puedan producir durante su etapa de construcción y operación del proyecto, teniendo en cuenta sus características geodinámicas que se presentan en la zona donde se emplaza el proyecto.

En tal sentido en dicho programa, se detallan las acciones que deberán llevarse a cabo, durante la ocurrencia de tales eventos como: ocurrencia de huaycos, sismos, incendios, derrame de elementos contaminantes, accidentes laborales, etc.

#### **PARTIDA 02.05.01 EQUIPOS CONTRA INCENDIOS**

##### **DESCRIPCION**

Se deberá contar con equipos contra incendios, compuestos por extintores, implementados en todas las unidades móviles del proyecto, así como en las instalaciones de campamentos, plantas y chancadoras.

Los equipos móviles estarán compuestos por extintores de gas carbónico, implementados en todas las unidades móviles del proyecto; además, todos los campamentos, planta de chancado y canteras en uso, deberán contar con extintores fijos de gas carbónico, polvo químico y cajas de arena.

##### **MEDICION Y PAGO**

El pago que se efectúe constituirá la compensación por la mano de obra, materiales, equipo y herramientas utilizados para llevar a cabo el plan de contingencias

- Equipos contra incendios (Su unidad de medida es por unidad)

Después que la Supervisión verifique el cumplimiento de cada una de las acciones para el plan de contingencia.

#### **PARTIDA 02.05.02 EQUIPOS DE PRIMEROS AUXILIOS**

##### **DESCRIPCION**

Estos equipos deberán ser livianos a fin que puedan transportarse rápidamente. El contratista está obligado a disponer como mínimo los siguientes implementos: medicamentos para tratamiento de primeros auxilios (botiquines), cuerdas, cables, camillas, vendajes, apósitos y tablillas.

##### **MEDICION Y PAGO**

El pago que se efectúe constituirá la compensación por la mano de obra, materiales, equipo y herramientas utilizados para llevar a cabo el plan de contingencias

- Equipos de primeros auxilios (Su medida para el pago es por unidad)

Después que la Supervisión verifique el cumplimiento de cada una de las acciones para el plan de contingencia.

### **PARTIDA 02.05.03 EQUIPOS DE RADIO COMUNICACIONES**

#### **DESCRIPCION**

Para hacer efectiva el programa de contingencia, el contratista deberá contar con equipos de radio comunicación para poder comunicarse en caso de situaciones de emergencias como accidentes, incendios, huaycos u otro percance.

Estos equipos deberán ser livianos a fin que puedan transportarse rápidamente.

#### **MEDICION Y PAGO**

El pago que se efectúe constituirá la compensación por la mano de obra, materiales, equipo y herramientas utilizados para llevar a cabo el plan de contingencias

- Equipos de radio y comunicaciones.(Su medida para el pago es por mes)

Después que la Supervisión verifique el cumplimiento de cada una de las acciones para el plan de contingencia.

### **PARTIDAS 03.01.01, 04.01.01.**

#### **DESBROCE Y LIMPIEZA**

##### **Alcances**

Las áreas que van a ser ocupadas por obras permanentes, provisionales, áreas de préstamo y materiales, serán desbrozadas de árboles, arbustos, basuras, piedras y cualesquiera otros objetos naturales o artificiales que estén ubicados en ellas o que puedan impedir la libre y fácil operación de los trabajos de construcción.

El desbroce se hará con el fin de proporcionar una superficie de terreno limpia y prácticamente plana para efectuar la excavación de la cimentación de obras. Los materiales extraídos, serán depositados en los límites de la franja de trabajo o los lugares donde pueden ser quemados tomando las medidas de precaución necesarias para que el fuego no se propague a otras áreas. El quemado debe ser total y el material deberá quedar reducido a cenizas. Este trabajo se efectuará según las instrucciones del Supervisor

Además, las áreas que van a ser ocupadas por obras permanentes así como las áreas de préstamo y canteras, serán desbrozadas de mantillo (humus), suelo orgánico, tierra en exceso

de plantas y raíces, y materiales similares que no puedan dejarse en los cimientos de las estructuras, ni usarse para rellenos o materiales de construcción. La remoción de la capa de tierra orgánica, se hará sólo en los lugares donde se presente este material, y hasta la profundidad total de éste, siendo el espesor mínimo de 0.20 m, el mismo que podrá aumentar de acuerdo a las condiciones de campo de acuerdo a las instrucciones del Ingeniero. Los materiales extraídos se depositarán, generalmente en el borde del área ocupada por las obras permanentes, preliminares o según instrucciones del Supervisor para que no interfieran con el área de influencia de las obras ni con los caminos de acceso o servicio.

#### Medición y Pago

El "Precio Unitario", considera todos los costos necesarios para efectuar la limpieza y/o desbroce así como el tratamiento especificado.

La unidad de medida para el pago es la hectárea (ha), limpiada medida de acuerdo a planos.

### **PARTIDAS 03.01.02, 04.01.02**

#### EXCAVACION DE MATERIAL SUELTO C/EXCAVADORA

#### **DESCRIPCIÓN**

Esta partida se refiere a los trabajos de excavación en superficie en material suelto húmedo o bajo agua donde esta dificulte la excavación y por ende afecte el rendimiento.

Durante el curso de las excavaciones, el Contratista tomará todas las medidas necesarias para evitar inundaciones y eliminar escurrimientos superficiales de agua que puedan dañar las estructuras, producir derrumbes y obstruir áreas de trabajo y acceso. Las aguas de filtración de la napa freática o de manantiales que comprometan las excavaciones, serán eliminadas a través de la ejecución de pozos y/o, canaletas de drenaje y el empleo de bombas, que descargarán a una distancia tal que no afecte el área de trabajo.

Los sistemas empleados para el abatimiento y la eliminación de las aguas, serán tales que evitarán daños a las obras permanentes.

Todos los materiales de cualquier naturaleza que no reúnan los requisitos de roca o roca suelta serán clasificados como material suelto o material suelto bajo agua, incluyendo todos los cantos rodados o fragmentos de roca suelta. Por lo tanto, se refiere a la excavación de todos los materiales que puedan ser removidos a mano, con excavadora, o con equipos de movimiento de tierra, sin necesidad del uso de explosivos.

El Contratista tendrá que aplicar las indicaciones dadas en las presentes Especificaciones Técnicas durante la ejecución de la excavación en superficie en la zona de las obras de derivación, Las excavaciones serán efectuadas según los ejes y niveles indicados en los planos definitivos.

### **MEDICIÓN**

En consideración a que la clasificación real de las excavaciones sólo puede ser definida durante la ejecución de las mismas, para el cálculo de los metrados se utilizará el procedimiento usual en estos casos y que consiste en el levantamiento topográfico de secciones transversales antes de la excavación, en las que se colocarán las “líneas teóricas mostradas en los planos”, definiendo en estas secciones las áreas para cada tipo de clasificación de la excavación. El metrado será calculado sobre éstas secciones según el área comprendida entre la línea que representa al terreno real antes de la excavación y “las líneas teóricas de los planos” que definen la excavación.

La unidad de medida de pago será por Metro Cúbico de material excavado (**m<sup>3</sup>**) entre la superficie del terreno natural y las líneas teóricas indicadas en los planos.

### **PAGO**

El pago se hará con el precio unitario de la partida correspondiente, que comprende todos los gastos de mano de obra, materiales, equipos, herramientas y todas las actividades necesarias para su óptima ejecución. Los costos incluyen la excavación, el refine de taludes, humedecimiento y apisonado de las superficies de fundación, replanteo, seguridad, evacuación del agua existente y todo lo necesario para la correcta ejecución de estos trabajos

### **PARTIDAS 03.01.03, 04.01.03**

#### **ELIMINACION DE MATERIAL EXCENDENTE**

##### **Descripción**

Comprende la eliminación de todo el material generado como producto de las excavaciones, salvo que éste haya sido aprobado por la Supervisión para que sea utilizado en las labores de relleno, y demoliciones de aquellas construcciones que se encuentran en el área del terreno destinado a la construcción de la obra. Esta partida comprende el trabajo de carguío por medio de cargadores frontales sobre llantas y de transporte propiamente dicho por medio de volquetes.

En lo posible se evitará la polvareda excesiva, aplicando un conveniente sistema de regadío o cobertura.

### **Método de Construcción**

El material excedente se localizará en lugares que no perjudiquen el normal desarrollo de la obra. Se cargará en los volquetes mediante cargadores mecánicos.

Se eliminará a botaderos previamente autorizados por el Supervisor, quien solicitará al constructor los permisos y licencias pertinentes.

### **Medición**

La unidad de medida es el metro cúbico (m<sup>3</sup>). La distancia de eliminación se medirá considerando los respectivos centros de masas de las estructuras y del tramo donde se colocará el material transportado.

### **Pago**

El pago se efectuará según el precio unitario del presupuesto y por metro cúbico (m<sup>3</sup>) cargado y transportado, entendiéndose que dicho precio y pago constituirá compensación total por toda la mano de obra, materiales, equipos, herramientas e imprevistos necesarios para la ejecución del trabajo.

## **Partidas 03.02.01, 03.02.02, 04.02.02.01,04.02.02,**

### **RELLENOS Y TERRAPLENES**

#### Generalidades

El presente acápite contiene las Especificaciones Técnicas a ser aplicadas por el Contratista en la ejecución de las operaciones de explotación de canteras o áreas de préstamo, de preparación de las superficies de fundación, de formación y compactación de terraplenes, de conformidad con los planos y/o las indicaciones del Ingeniero.

Los rellenos y terraplenes deberán ser construidos según los alineamientos, taludes y secciones transversales indicadas en los planos.

En el caso de que las condiciones de terreno lo requieran, se podrá aumentar o disminuir el nivel y/o ancho de la cimentación así como cualquier otro cambio en las secciones de los rellenos y terraplenes, si se juzga necesario por el Ingeniero para mejorar la estabilidad de la estructura, emitiendo al Contratista la orden de variación correspondiente.

El Contratista tendrá que quitar el material de terraplén que haya sido colocado fuera de los perfiles prescritos si así lo requiere el Ingeniero.

El Contratista tendrá que hacer los trabajos de protección y mantenimiento normal para conservar el mismo terraplén en condiciones satisfactorias hasta la finalización de esta parte del trabajo.

Cualquier material que, después de ser colocado en el terraplén, demuestre ser inadecuado, tendrá que ser reemplazado. El Contratista tendrá que excavar y sacar del terraplén cualquier material que el Ingeniero juzgue inaceptable; tendrá también que llevarlo a las respectivas zonas de descarga y rellenar el área excavada, como se le ordene.

#### Definiciones

El término “Terraplén” tal como se usa en las presentes especificaciones define las partes en materiales finos, grava, arena y enrocado.

El término “Enrocado” define las partes del terraplén formada por cantos rodados y piedras duras y sanas, depositados en capas compactadas y/o colocadas a mano, y que se emplea en la protección de taludes y/o protección de estructuras.

El término “Filtro” o “Zonas Filtrantes” está referido a la mezcla natural o acondicionada de materiales constituidos por arenas y gravas que tienen una granulometría apropiada y una función de zonas drenantes o de transición entre los materiales finos y gruesos.

El término “Afirmado” se refiere a la capa de rodadura; constituida fundamentalmente por grava y arena arcillosa, según las Especificaciones Técnicas para caminos de acceso y/o servicio.

#### Explotación de canteras y préstamos

Las áreas de canteras o préstamos están indicadas en los planos o serán indicadas por el Ingeniero. La excavación de dichas áreas tendrá que seguir líneas y pendientes ordenadas por el Ingeniero.

Todas las superficies permanentes de roca o de otros materiales, verticales e inclinadas, resultantes de la explotación de canteras, tendrán que ser limpiadas de todo material suelto, como cantos, roca fracturada o roca quebrada, con el fin de eliminar cualquier peligro para el personal durante los trabajos. La limpieza tendrá que llevarse a cabo según avanzan las excavaciones y las superficies se mantendrán en condiciones satisfactorias por toda la duración de los trabajos.

## Materiales

### Material Arcilloso

Material obtenido de la explotación de las áreas de préstamo cerca del lugar, indicadas como canteras en los planos, ó de otros préstamos de este tipo de material aprobados por el Ingeniero.

El material, debe ser integrado predominantemente por arcillas.

### Material Gravo Arenoso (Afirmado)

Es el material de gravas y arenas arcillosas a colocarse.

Provendrá de las canteras delineadas en los planos respectivos.

Deberá estar limpio, libre de terrones y materiales orgánicos y otros perjudiciales.

Su granulometría estará de acuerdo a los requerimientos específicos como están definidos para la construcción de los caminos.

### Material Grava Gruesa

Es el material de piedras redondeadas de sobre-tamaño.

Su colocación se ha previsto a lo largo del talud aguas arriba, y a lo largo de los espaldones de la corona así como a lo largo del dren de pié aguas abajo.

La granulometría del material deberá mantener dimensión entre 10 cm y hasta 40 cm, adecuada también para su colocación a mano.

### Relleno para estructuras / obras de concreto

El relleno tendrá que ser formado por el mismo material de excavación o por material de tipo y calidad conforme a lo especificado para el material del terraplén contiguo, salvo diferentes órdenes del Ingeniero. El relleno, en general, tendrá que ser de roca firme o de grava y arena libre o material suelto, libres de raíces y detritos.

### Colocación de los materiales

#### Generalidades

Antes de iniciar la colocación de materiales para el relleno conforme a los planos y/o instrucciones del Ingeniero, el Contratista deberá preparar y ejecutar ensayos específicos a escala grande en el lugar de la obra. Los resultados de estos ensayos de campo servirán de comprobar los métodos más apropiados y económicos para la

colocación y compactación de los rellenos. Sin embargo, tendrán que observarse los requerimientos básicos como siguen:

- Todo material tendrá que ser llevado al sitio de colocación por medio de equipos adecuados de manera de reducir la segregación.
- Las cargas de material tendrán que ser volcadas en hileras paralelas al eje del dique, o como lo ordene el Ingeniero. A lo largo de cada hilera es preciso obtener la máxima uniformidad.
- La graduación y distribución del material en la selección del terraplén compactado tendrá que ser tal que el terraplén quede libre de lentes y aglomeraciones, y que las capas de material no difieran sustancialmente en textura y graduación el material adyacente del mismo tipo. No será permitida la concentración de material del mismo orden de tamaño. Si el Ingeniero juzgara que cualquier piedra o piedras interfieren en la buena compactación, dicha piedra o piedras tendrán que ser removidas de la capa.
- Antes de colocar una capa, la compactación de la precedente tendrá que estar completa y su superficie preparada como ordene el Ingeniero con el fin de alcanzar su adherencia. No se colocará ningún material hasta que la fundación o capa anterior no haya sido inspeccionada y aprobada por el Ingeniero.
- Salvo diferente orden por parte del Ingeniero, todo el terraplén tendrá que ser mantenido aproximadamente a la misma cota durante el proceso de la construcción del dique.
- Los materiales de las diferentes zonas, tendrán que ser colocados de manera tal de evitar contaminación entre materiales de zonas adyacentes.
- En todo momento durante las operaciones de volteo y distribución, el Contratista tendrá que mantener personal suficiente para sacar del terraplén los materiales inadecuados y las piedras de sobre-tamaño superior al máximo especificado. Dichas piedras, después de ser removidas tendrán que ser colocadas como materiales de enrocado, o según disponga el Ingeniero.
- Enteramente la superficie del terraplén durante la construcción tendrá que ser mantenida en condiciones tales que el equipo de construcción pueda transitar sobre todo el terraplén.

- El volcado, distribución, humedecimiento y compactación, puede ser ejecutado al mismo tiempo en puntos diferentes del terraplén, cuando el área sea suficiente para permitir el desarrollo simultáneo de dichas operaciones.
- Para controlar debidamente la calidad de los trabajos, durante el curso de construcción del terraplén serán efectuados por parte del Ingeniero pruebas de campo y de laboratorio para comprobar parámetros significantes como son la granulometría, el contenido de humedad, de la densidad seca in situ, la densidad relativa y la permeabilidad, así como cualquier otro ensayo y medición. Todo equipo y mano de obra requerida para dichos ensayos serán suministrados por el Contratista y obrarán bajo las órdenes del Ingeniero. El Contratista deberá coordinar su trabajo de acuerdo con las operaciones de ensayo del Ingeniero.

#### Espesores de capas colocadas

Según instrucciones específicas en base de los resultados de ensayos a ejecutarse por el Contratista en conformidad con las especificaciones correspondientes,

#### Contenido de humedad

Cuando el material llegando de la cantera esté demasiado húmedo, tendrá que ser secado o distribuido sobre el terraplén y dejado secar trabajándolo con equipos de discos o escarificadora, hasta que la humedad se reduzca a una cantidad comprendida dentro de los límites especificados.

Cuando el material esté muy seco, el Contratista tendrá que rociar cada capa del terraplén. Los camiones-tanque tendrán que ser equipados con barras rociadoras aprobadas y válvulas accionadas a mano, con el fin de asegurar una cuidadosa y uniforme distribución de agua. El agua tendrá que ser distribuida en los lugares, en la medida, y durante las horas (inclusive las noches) ordenadas.

Para lograr una uniforme distribución del agua, será necesario trabajar el material con equipo de discos u otros métodos aprobados. La cantidad de agua requerida por cada capa del terraplén tendrá que ser cuidadosamente controlada para que no aparezca agua libre en la superficie durante o después de la compactación.

En el caso de que el agua agregada en cualquier parte del terraplén llevase el contenido de humedad a valores superiores a las aceptables y el material resultase demasiado húmedo para obtener una buena compactación, habrá que paralizar

todo trabajo en dicha sección del terraplén hasta que el contenido de agua haya sido reducido a los valores requeridos.

Si a juicio del Ingeniero o cuando la superficie de contacto entre capas resultara demasiado seca eliminando así una buena adherencia entre dicha superficie y la capa sucesiva, el Contratista deberá escarificar el material secado hasta la profundidad indicada por el Ingeniero, humedecer adecuadamente el material y deberá compactar esta última capa de acuerdo con las especificaciones aplicables y hasta la densidad pedida para el material subyacente.

#### Compactación

En el caso de los materiales Tipos 1 y 2, cuando el contenido de agua y las condiciones de una capa sean satisfactorias, estos deberán compactarse con suficientes pasadas completas por medio de un rodillo adecuado para lograr la densidad requerida. Una pasada completa corresponde a la cobertura de toda el área por un pasaje de equipo específico. Los pasajes de los rodillos deberán superponerse al adyacente por lo menos en 40 cm.

El material en estado compactado deberá tener como la densidad mínima aceptable, el equivalente de 95% del promedio de la densidad máxima según ensayo Proctor Estándar, y en promedio de las pruebas de compactación, una densidad mayor que el 98% del promedio de densidad máxima según ensayo Proctor Estándar. La compactación alcanzada será verificada constantemente bajo control por parte del Ingeniero, aplicando por el Contratista las pruebas y ensayos apropiados.

Las partes del terraplén que no sean accesibles a los rodillos deberán ser compactadas con apisonadoras portátiles hasta un grado de compactación igual al especificado para la compactación con rodillos.

Se deberá tener cuidado de hacer las pruebas en el lugar de la obra así como los ensayos de Proctor Estándar toda vez que se cambie de cantera, o cuando se note cambio en las características del material a colocarse. Cuando el grado de compactación no sea satisfactorio, el Ingeniero requerirá la compactación suplementaria.

La densidad requerida para capas del material Tipos 3, deberá corresponder con la definida en las Especificaciones Técnicas para la colocación de estos materiales en obras de caminos de acceso o de servicio.

Para los materiales de Enrocado, no se requiere otra compactación que la obtenida mediante la distribución repartida uniformemente sobre toda la superficie de los taludes y/o las otras zonas de su colocación. El Ingeniero puede disponer el empleo de equipo especial para mejorar el acomodo del material y cumplir con las exigencias del diseño.

#### Ensayos a gran escala

Los equipos y métodos de trabajo previstos por el Contratista para la colocación y la compactación de los rellenos están sujetos a la autorización por parte del Ingeniero. Deberá el equipamiento y plan de trabajo propuesto por el Contratista garantizar en todo momento la excavación, el transporte, la colocación, y la compactación apropiada, de acuerdo con las características de los materiales a rellenar.

Específicamente con el fin de comprobar y seleccionar los métodos y equipos mas adecuados para la colocación y compactación, antes de dar comienzo a los trabajos propios de construcción del Terraplén el Contratista deberá proponer para la aprobación por parte del Ingeniero, un programa de ensayos de campo de gran escala, y deberá efectuar los ensayos y pruebas que el Ingeniero le indique con el objeto de asegurar la calidad de las obras definida por las Especificaciones Técnicas.

En los ensayos, la compactación se hará empleando los equipos apropiados como son rodillo pata de cabra y rodillo vibratorio, autopulsado o remolcado por un tractor de capacidad suficiente para mover el rodillo a una velocidad de aproximadamente 2.5 - 5 km/hr, así como tipos de apisonadora mecánica-portátil, etc. El tipo del equipo y su operación deberán ser sometidos a la aprobación del Ingeniero, que tendrá en cada momento durante el curso del trabajo, el derecho de ordenar alteraciones que pueden ser necesarias para asegurar la mejor compactación del material. Sin embargo, el Contratista deberá evitar una compactación excesiva de los materiales. No podrá reclamar pagos adicionales por lograr una densidad mayor a la especificada

Las apisonadoras activadas por la fuerza humana quedan prohibidas para su uso en las obras. La compactación del material que se encuentra en áreas donde no se pueda usar el rodillo, deberá ser ejecutada con apisonadoras portátiles, tipo vibrante o de impacto, de peso y dimensiones aprobadas por el Ingeniero.

El Contratista no tendrá derecho a compensación alguna por motivo de estos ensayos. Los costos deberán incluirse en los precios unitarios de las partidas previstas para la colocación y compactación de materiales de relleno.

#### Medición y pago

El "Precio Unitario" de las partidas de la Lista de Cantidades de Obra correspondientes a compactación de superficie, rellenos y terraplenes en conformidad con estas Especificaciones Técnicas, comprende los costos de mano de obra, maquinaria, herramientas y todo lo necesario para realizar la excavación de los materiales en las canteras apropiadas, el acondicionamiento y la separación de sobretamaños en el lugar de la cantera o del terraplén, el transporte desde las canteras hacia el lugar de la colocación, la colocación misma, la compactación del material como especificada, y la conformación del terraplén según las líneas definidas en los planos o por instrucciones del Ingeniero.

Para la medición de obras de relleno efectuadas se tendrá en cuenta el tipo de material así como las líneas del relleno definidas en los planos, y/o según instrucción por el Ingeniero, sobre las líneas aprobadas de su cimentación.

La unidad de medida para rellenos y terraplenes es el metro cúbico (m<sup>3</sup>) de material compactado.

Para la valorización y el pago se aplicaran los "precios unitarios" acordados para cada tipo de relleno de la Lista de Cantidades de Obra.

- Relleno compactado con material de mezclado (Afirmado con Propio)
- Relleno compactado con material de filtro Over

#### **Relleno compactado con material de mezclado (Afirmado con Propio) PARTIDAS:**

##### **03.02.01, 04.02.01**

- a) Definición

Los trabajos correspondientes a este ítem consisten en disponer tierra seleccionada por capas, cada una debidamente compactada, en los lugares indicados en el proyecto o autorizados por el Supervisor de Obra.

Para nuestro proyecto, el material seleccionado se obtiene según el estudio de suelos con la combinación de material de afirmado traído de una distancia de 28 km con material propio en una proporción de 1 a 2.

b) Materiales, herramientas y equipo

El Contratista proporcionará todos los materiales, herramientas y equipo necesarios para la ejecución de los trabajos, los mismos deberán ser aprobados por el Supervisor de Obra. El material de relleno a emplearse será preferentemente el mismo suelo extraído de la excavación, libre de pedrones y material orgánico. En caso de que no se pueda utilizar dicho material de la excavación o el formulario de presentación de propuestas señalase el empleo de otro material o de préstamo, el mismo deberá ser aprobado y autorizado por el Supervisor de Obra. No se permitirá la utilización de suelos con excesivo contenido de humedad, considerándose como tales, aquellos que igualen o sobrepasen el límite plástico del suelo. Igualmente se prohíbe el empleo de suelos con piedras mayores a 10 cm. de diámetro.

c) Procedimiento para la ejecución

Todo relleno y compactado deberá realizarse, en los lugares que indique el proyecto o en otros con aprobación previa del Supervisor. El relleno se hará con material seleccionado, previamente aprobado por Supervisor de Obra. El equipo de compactación a ser empleado será el exigido en la Propuesta. En caso de no estar especificado, el Supervisor de Obra aprobará por escrito el equipo a ser empleado. En ambos casos se exigirá el cumplimiento de la densidad de compactación especificada. El espesor máximo de compactación será de 20 cm. La densidad de compactación será igual o mayor que 90% de la densidad obtenida en el ensayo del Proctor Modificado. El Supervisor determinará los lugares y número de muestras a extraer para el control de densidad. El control será realizado por un laboratorio especializado y a costo del Contratista. Durante el proceso de relleno, se deberán construir los drenajes especificados en el proyecto, o los que señale el Supervisor de Obra.

d) Medición

Este ítem será medido en metros cúbicos compactados.

e) Forma de pago

El trabajo ejecutado con material y equipo aprobados, medido de acuerdo a lo determinado en el párrafo anterior, será pagado según el precio unitario de la propuesta aceptada. Este precio incluirá la compensación total por el relleno y compactación, incluyendo mano de obra, suministro de equipo, herramientas, combustible, costo de los ensayos de laboratorio y trabajos adicionales que pudieran requerirse.

- **Relleno compactado con filtro de over ½” a ¾”**

**PARTIDAS: 03.02.02, 04.02.02**

a) Definición

Los trabajos correspondientes a este ítem consisten en disponer material gravoso de ½” a ¾”, colocada, en los lugares indicados en el proyecto o autorizados por el Supervisor de Obra.

Para nuestro caso se colocaran en los taludes antes de colocar las rocas de enrocado de protección en el Talud.

b) Materiales, herramientas y equipo

El Contratista proporcionará todos los materiales, herramientas y equipo necesarios para la ejecución de los trabajos, los mismos deberán ser aprobados por el Supervisor de Obra.

El material de over emplearse será preferentemente el mismo suelo extraído de la excavación, zarandeado obteniendo material de ½” o ¾”.

En caso de que no se pueda utilizar dicho material de la excavación o el formulario de presentación de propuestas señalase el empleo de otro material o de préstamo, el mismo deberá ser aprobado y autorizado por el Supervisor de Obra.

Igualmente se prohíbe el empleo de otro tipo de diámetro del filtro over que no sea el indicado.

c) Procedimiento para la ejecución

Se deberá realizarse lanzándolo y compactándolo a lo largo del talud y acomodado hasta alcanzar los niveles requeridos, en el cual se colocara el enrocado de protección y/o en los lugares que indique el proyecto o en otros con aprobación previa del Supervisor.

d) Medición

Este ítem será medido en metros cúbicos compactados.

e) Forma de pago

El trabajo ejecutado con material y equipo aprobados, medido de acuerdo a lo determinado en el párrafo anterior, será pagado según el precio unitario de la propuesta aceptada. Este precio incluirá la compensación total por el relleno del over, incluyendo mano de obra, suministro de equipo, herramientas, combustible, costo de los ensayos de laboratorio y trabajos adicionales que pudieran requerirse.

**Partidas 03.03.01, 03.03.02, 04.03.01, 04.03.02,**

### **ENROCADO DE PROTECCIÓN EN UÑA Y TALUD**

#### DESCRIPCION

Este trabajo consistirá en el suministro, transporte y colocación de rocas, de acuerdo con los lineamientos, formas y dimensiones, y en los sitios indicados en los planos o expediente técnico.

Se trata de la construcción de una estructura conformada por rocas colocadas o acomodadas con ayuda de equipos mecánicos como tractores, cargadores frontales, retroexcavadoras o gruas, con el objeto de proteger taludes, evitando la erosión, socavación o desprendimiento que producen las aguas en las riberas de los ríos.

Los enrocados se colocan al pie de los taludes, en zonas críticas o como lo disponga la Supervisión, como protección de riberas, asimismo en las entradas y salidas de los badenes, pontones, alcantarillas, etc, si lo hubiera.

#### Materiales

El material de enrocado, se obtendrá de las canteras autorizadas por el Supervisor. El material utilizado será roca sólida y no deleznable resistente a la abrasión de grado "A" según se determina por el "Ensayo de los Ángeles" (menos de 35% de pérdidas en peso después de 500 revoluciones).

#### Requerimientos de Construcción

Conformación de la Superficie de Fundación: Cuando las defensas ribereñas requieran una base firme y lisa para apoyarse, ésta podrá consistir en una simple adecuación del terreno o una fundación diseñada y construida de acuerdo con los detalles de los planos del proyecto.

Previa a la iniciación de los trabajos, el Contratista solicitará al Supervisor la verificación de las secciones del terreno y la planificación del trabajo a realizar.

Colocación de las Rocas: La Construcción de las defensas Ribereñas mediante enrocado se realizará de acuerdo a las dimensiones mínimas y a lo establecido en los planos.

La colocación de las rocas, se efectuará mediante el uso de una grúa u otro medio que permita el Izaje, colocación y entrabe de las rocas, utilizando rocas más pequeñas, en los lugares o vacíos dejados por las rocas de mayor tamaño, la distribución se ajustará a las medidas dispuestas en los planos.

La colocación de las rocas se hará en forma progresiva, logrando de esta manera que los intersticios existentes entre las rocas de mayor tamaño puedan ser rellenadas por los fragmentos de roca de tamaño menor.

Se deberá evitar la excesiva fracturación de las rocas al momento de la colocación en su alineamiento con los equipos indicados.

Los fragmentos de roca colocados no tendrán una compactación especial y serán acomodados de manera que queden regularmente distribuidos, con el menor porcentaje de vacíos posible entre ellos a fin de lograr una buena trabazón para controlar la estabilidad y evitar la erosión lateral.

Los huecos deberán ser evitados en lo posible o rellenados por rocas y piedras de menores dimensiones para acuñar sólidamente las rocas mayores lográndose así un cuerpo estable y compacto.

Aprobación de los trabajos y Tolerancias: El Supervisor aprobará los trabajos si se satisfacen las exigencias de los planos y de esta especificación, y si la defensa ribereña construida se ajusta a ls alineamientos, pendientes y secciones indicados en los planos del proyecto.

En caso de deficiencias de los materiales o de la ejecución del trabajo, el Contratista deberá realizar por su cuenta, las correcciones necesarias hasta cumplir lo especificado.

#### Medición

La unidad de medida será el m<sup>3</sup> ejecutada en el sitio y aceptada por el Supervisor. El cálculo del volumen se realizará empleando el método de las áreas medias de las secciones transversales de acuerdo a las secciones tipo indicadas en los planos y expediente técnico.

#### Pago

El pago se efectuará al precio unitario del contrato, por el trabajo ejecutado de acuerdo con esta especificación y aceptada por el Supervisor.

El precio unitario y pago será la compensación total por todos los costos relacionados con la correcta ejecución de los trabajos de acuerdo a los planos, especificaciones descritas en esta sección y expediente técnico. Incluyendo toda la mano de obra, leyes sociales, equipos, herramientas, suministro de materiales y colocación del enrocado. Su transporte se pagará con la partida correspondiente.

El pago se hará por m<sup>3</sup>.

**Partidas 03.02.03, 03.03.03, 04.02.03, 04.03.03,**

**TRANSPORTE DE MATERIAL**

**DESCRIPCION**

Este trabajo consiste en la carga, transporte y descarga en los lugares de destino final, de materiales granulares, excedentes, mezclas asfálticas (si lo hubiera), roca, derrumbes y otros a diferentes distancias, de acuerdo con estas especificaciones y de conformidad con el Proyecto.

**Clasificación**

El transporte se clasifica según los diferentes tipos de materiales a transportar y su procedencia o destino, en el siguiente detalle:

- a. Granulares provenientes de canteras u otras fuentes para trabajos de mejoramiento de suelos, terraplenes, afirmado, subbase, base, suelo estabilizado, etc.
- b. Excedentes, provenientes de excavaciones, cortes, escombros, derrumbes, desbroce y limpieza y otros, a ser colocados en los DME
- c. Mezclas asfálticas en general. ( si lo hubiera)
- d. Roca provenientes de canteras u otras fuentes para trabajos de enrocado, pedraplenes, defensas ribereñas, gaviones, etc.

**Equipo**

Los equipos para la carga, transporte y descarga de materiales, deberán ser los apropiados para garantizar el cumplimiento de lo establecido en el Proyecto y el

programa del trabajo, debiendo estar provistos de los elementos necesarios para evitar problemas de seguridad vial, contaminación o cualquier alteración perjudicial del material transportado y su caída sobre las vías empleadas para el transporte.

Todos los equipos para la carga, transporte y descarga de los materiales, deberán cumplir con las disposiciones legales referentes al control de la contaminación ambiental.

Ningún vehículo de los utilizados por el Contratista podrá exceder las dimensiones y las cargas admisibles por eje y totales fijadas en el Reglamento Nacional de Vehículos vigente. En cada vehículo debe indicarse claramente su capacidad máxima.

Para evitar los efectos de dispersión y derrame de los materiales granulares, excedentes, derrumbes y otros, deben de ser humedecidos y cubiertos. La cobertura deberá ser de un material resistente para evitar que se rompa o se rasgue y deberá estar sujeta a las paredes exteriores del contenedor o tolva.

Todos los vehículos deberán tener incorporado a su carrocería, los contenedores o tolvas apropiados, a fin de que la carga depositada en ellos quede contenida en su totalidad en forma tal que se evite el derrame, pérdida del material húmedo durante el transporte. Esta tolva deberá estar constituida por una estructura continua que en su contorno no contenga roturas, perforaciones, ranuras o espacios, así también, deben estar en buen estado de mantenimiento.

Los equipos de carga y descarga deberán estar provistos de los accesorios necesarios para cumplir adecuadamente tales labores, entre las cuales pueden mencionarse las alarmas acústicas, ópticas y otras.

### **Aceptación de los trabajos**

El Supervisor medirá el trabajo realizado de acuerdo al material transportado, la ruta establecida y las distancias de origen y destino determinadas de acuerdo al criterio o criterios de cálculo o formulas establecidos en el Proyecto o aprobadas por el Supervisor. Si el Contratista utiliza para el transporte una ruta diferente y más larga que la aprobada, el Supervisor computará la distancia definido previamente.

### **Medición**

La unidad de pago de esta partida será el metro cúbico (m<sup>3</sup>) trasladado, o sea, el volumen en su posición final de colocación.

El precio unitario debe incluir los trabajos de carga y descarga.

**Pago**

El pago de las cantidades de materiales transportados, determinados en la forma indicada anteriormente, se hará al precio unitario del contrato, incluye la carga, descarga y cualquier otro concepto necesario para la conclusión satisfactoria del trabajo.

Anexo n° 13-Metrado de defensa ribereña - enrocado

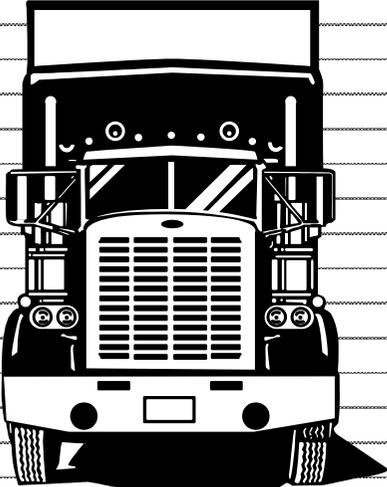
RESUMEN DE PLANILLA DE METRADOS DE DEFENSA RIBEREÑA				
Obra	CAUSAS DE LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE HUAMBACHO UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE-PROPUESTA DE MEJORA-DISTRITO DE SAMANCO-ANCASH-2018-PRESUPUESTO ENROCADO			
Cliente	UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO			
Lugar	SAMANCO-SANTA-ANCASH			
Item	Descripción	Und.	Metrado	
<b>01</b>	<b>TRABAJOS PRELIMINARES Y OBRAS PROVISIONALES</b>			
01.01	CARTEL DE OBRA 4.80X3.60 M. (GIGANTOGRAFÍA)	und	1.00	
01.02	MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN	glb	1.00	
01.03	CASETA DE GUARDIANÍA, OFICINA Y ALMACÉN	und	1.00	
<b>02</b>	<b>PLAN DE MANEJO AMBIENTAL</b>			
02.01	PROGRAMA DE SEGURIDAD Y SALUD OCUPACIONAL			
02.01.01	IMPLEMENTOS Y MEDIOS DE PROTECCION PERSONAL	und	20.00	
02.02	PROGRAMA DE MEDIDAS PREVENTIVAS CORRECTIVAS Y/O MITIGACIÓN			
02.02.01	SEÑALES INFORMATIVAS Y PREVENTIVAS	und	8.00	
02.03	PROGRAMA DE MANEJO DE RESIDUOS			
02.03.01	BAÑOS QUIMICOS	und	2.00	
02.03.02	ACOPIO Y RESIDUOS SOLIDOS	mes	1.00	
02.04	PROGRAMA DE CAPACITACIÓN Y EDUCACIÓN AMBIENTAL			
02.04.01	CAPACITACIÓN EN MEDIO AMBIENTE AL PERSONAL DE OBRA	und	2.00	
02.04.02	CAPACITACIÓN EN SEGURIDAD Y SALUD OCUPACIONAL AL PERSONAL DE OBRA	und	2.00	
02.05	PROGRAMA DE CONTINGENCIA			
02.05.01	EQUIPO DE PRIMEROS AUXILIOS	und	1.00	
02.05.02	EQUIPO CONTRA INCENDIOS	und	1.00	
02.05.03	EQUIPOS DE RADIO COMUNICACIONES	mes	1.00	
<b>03</b>	<b>CONSTRUCCIÓN DE DIQUE ENROCADO - MARGEN DERECHO D=90.0 M.</b>			
03.01	EXCAVACIÓN			
03.01.01	DESBROCE Y LIMPIEZA	ha	0.10	
03.01.02	EXCAVACIÓN EN MATERIAL SUELTO C/EXCAVADORA	m3	2,800.60	
03.01.03	ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE (D = 0.50KM)	m3	2,178.72	
03.02	RELLENOS			
03.02.01	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL MEZCLADO: AFIRMADO 33% , PROPIO 67%	m3	928.20	
03.02.02	RELLENO COMPACTADO CON FILTRO DE OVER 1/2" A 3/4"	m3	126.00	
03.02.03	TRANSPORTE DE MATERIAL SUELTO	m3	306.30	
03.03	ENROCADO			
03.03.01	ENROCADO DE PROTECCIÓN EN UÑA C/VOLADURA-P. 2TN/M3-R.ABRA-60%	m3	1,457.10	
03.03.02	ENROCADO DE PROTECCIÓN EN TALUD C/VOLADURA-P. 2TN/M3-R.ABRA-60%	m3	700.20	
03.03.03	TRANSPORTE DE ROCA	m3	2,157.30	
<b>04</b>	<b>CONSTRUCCIÓN DE DIQUE ENROCADO - MARGEN IZQUIERDO D=90.0 M.</b>			
04.01	EXCAVACIÓN			
04.01.01	DESBROCE Y LIMPIEZA	ha	0.10	
04.01.02	EXCAVACIÓN EN MATERIAL SUELTO C/EXCAVADORA	m3	2,800.60	
04.01.03	ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE (D = 0.50KM)	m3	1,775.20	
04.02	RELLENOS			
04.02.01	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL MEZCLADO: AFIRMADO 33% , PROPIO 67%	m3	1,663.20	
04.02.02	RELLENO COMPACTADO CON FILTRO DE OVER 1/2" A 3/4"	m3	126.00	
04.02.03	TRANSPORTE DE MATERIAL SUELTO	m3	548.90	
04.03	ENROCADO			
04.03.01	ENROCADO DE PROTECCIÓN EN UÑA C/VOLADURA-P. 2TN/M3-R.ABRA-60%	m3	1,457.10	
04.03.02	ENROCADO DE PROTECCIÓN EN TALUD C/VOLADURA-P. 2TN/M3-R.ABRA-60%	m3	700.20	
04.03.03	TRANSPORTE DE ROCA	m3	2,157.30	



**CAUSAS DE LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE HUAMBACHO UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE-PROPUESTA DE MEJORA-  
DISTRITO DE SAMANCO-ANCASH-2018- PRESUPUESTO ENROCADO**

**TRABAJOS PRELIMINARES Y OBRAS PROVISIONALES**

**01.02 MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN**

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	MONTO GLOBAL	CANTIDAD		PARCIAL	TOTAL
			IDA	RETORNO		
	CAMION SEMITRAYLER 6 X 4 330 HP 40 ton Transporte de Excavadoras hacia cantera de roca (2 und), afirmado (1 Und) y obra (2 Und) y Transporte de Cargador Frontal (1 Und).	1.00	1.00	1.00	1.00	
	CAMIONETA RURAL 4 X 4 135 HP 5 PASAJEROS Comboy	1.00	1.00	1.00	1.00	
						
					<b>TOTAL ( Viaje)</b>	<b>1.00</b>



**CAUSAS DE LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE HUAMBACHO UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE-PROPUESTA DE MEJORA-DISTRITO DE SAMANCO-ANCASH-  
2018- PRESUPUESTO ENROCADO**

<b>02.01 - 03.01</b>		<b>EXCAVACION</b>						
<b>03.01.01</b>		<b>DESBROCE Y LIMPIEZA</b>						
<b>04.01.01</b>		<b>DESBROCE Y LIMPIEZA</b>						
		DESCRIPCION	Nº VECES	DIMENSIONES			PARCIAL	TOTAL
				LONGITUD	ANCHO	ALTURA	Has	Has
03.01.01		MARGEN DERECHA PARA EMPLAZAMIENTO DE DIQUE según inspecciones de campo	1.00	90.000	15.000		0.14	0.10
04.01.01		MARGEN IZQUIERDA PARA EMPLAZAMIENTO DE DIQUE según inspecciones de campo	1.00	90.000	15.000		0.14	0.10



CAUSAS DE LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE HUAMBACHO UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE-PROPUESTA DE MEJORA-DISTRITO DE SAMANCO-ANCASH-2018- PRESUPUESTO ENROCADO						
02.01 - 03.01	EXCAVACION					
03.01.03	ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE (D = 0.50KM)					
04.01.03	ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE (D = 0.50KM)					
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	PROGRESIVA	DIMENSIONES		PARCIAL	TOTAL
			AREA	ANCHO		
			m2	m		
03.01.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	00+000.00	30.51			2,178.72
	Dique enrocado margen derecha	00+005.00	30.20	5.00	151.78	
		00+010.00	29.78	5.00	149.95	
		00+015.00	29.24	5.00	147.55	
		00+020.00	29.59	5.00	147.08	
		00+025.00	30.59	5.00	150.45	
		00+030.00	30.80	5.00	153.48	
		00+035.00	30.92	5.00	154.30	
		00+040.00	30.96	5.00	154.70	
		00+045.00	30.72	5.00	154.20	
		00+050.00	31.51	5.00	155.58	
		00+055.00	31.89	5.00	158.50	
		00+060.00	32.00	5.00	159.73	
		00+065.00	32.18	5.00	160.45	
		00+070.00	31.52	5.00	159.25	
		00+075.00	31.63	5.00	157.88	
		00+080.00	32.13	5.00	159.40	
		00+085.00	32.63	5.00	161.90	
		00+090.00	33.14	5.00	164.43	
						2,800.61
	MATERIAL A UTILIZAR EN CONFORMACION		m3	928.20	x 67%	621.89
	Se utilizara en la conformación del dique el 67% de material propio					
04.01.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	00+000.00	28.50			1,775.20
	Dique enrocado margen izquierda	00+005.00	28.89	5.00	143.48	
		00+010.00	29.11	5.00	145.00	
		00+015.00	30.02	5.00	147.83	
		00+020.00	31.12	5.00	152.85	
		00+025.00	32.55	5.00	159.18	
		00+030.00	34.47	5.00	167.55	
		00+035.00	34.91	5.00	173.45	
		00+040.00	31.18	5.00	165.23	
		00+045.00	29.61	5.00	151.98	
		00+050.00	29.83	5.00	148.60	
		00+055.00	31.07	5.00	152.25	
		00+060.00	32.54	5.00	159.03	
		00+065.00	33.44	5.00	164.95	
		00+070.00	33.66	5.00	167.75	
		00+075.00	33.99	5.00	169.13	
		00+080.00	34.43	5.00	171.05	
		00+085.00	34.99	5.00	173.55	
		00+090.00	35.67	5.00	176.65	
						2,889.51
	MATERIAL A UTILIZAR EN CONFORMACION		m3	1,663.20		1,114.34
	Se utilizara en la conformación del dique el 67% de material propio					



**CAUSAS DE LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE HUAMBACHO UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE-PROPUESTA DE MEJORA-DISTRITO DE SAMANCO-ANCASH-2018- PRESUPUESTO ENROCADO**

**02.02 - 03.02 RELLENOS**  
**03.02.02 RELLENO COMPACTADO CON FILTRO DE OVER 1/2" A 3/4"**  
**04.02.02 RELLENO COMPACTADO CON FILTRO DE OVER 1/2" A 3/4"**

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	PROGRESIVA	DIMENSIONES		PARCIAL m3	TOTAL m3
			AREA m2	ANCHO m		
03.02.02	RELLENO COMPACTADO CON FILTRO DE OVER 1/2" A 3/4" Dique enrocado margen derecha	00+000.00	1.40			126.00
		00+005.00	1.40	5.00	7.00	
		00+010.00	1.40	5.00	7.00	
		00+015.00	1.40	5.00	7.00	
		00+020.00	1.40	5.00	7.00	
		00+025.00	1.40	5.00	7.00	
		00+030.00	1.40	5.00	7.00	
		00+035.00	1.40	5.00	7.00	
		00+040.00	1.40	5.00	7.00	
		00+045.00	1.40	5.00	7.00	
		00+050.00	1.40	5.00	7.00	
		00+055.00	1.40	5.00	7.00	
		00+060.00	1.40	5.00	7.00	
		00+065.00	1.40	5.00	7.00	
		00+070.00	1.40	5.00	7.00	
		00+075.00	1.40	5.00	7.00	
		00+080.00	1.40	5.00	7.00	
00+085.00	1.40	5.00	7.00			
00+090.00	1.40	5.00	7.00			
						<b>126.00</b>
04.02.02	RELLENO COMPACTADO CON FILTRO DE OVER 1/2" A 3/4" Dique enrocado margen izquierda	00+000.00	1.40			126.00
		00+005.00	1.40	5.00	7.00	
		00+010.00	1.40	5.00	7.00	
		00+015.00	1.40	5.00	7.00	
		00+020.00	1.40	5.00	7.00	
		00+025.00	1.40	5.00	7.00	
		00+030.00	1.40	5.00	7.00	
		00+035.00	1.40	5.00	7.00	
		00+040.00	1.40	5.00	7.00	
		00+045.00	1.40	5.00	7.00	
		00+050.00	1.40	5.00	7.00	
		00+055.00	1.40	5.00	7.00	
		00+060.00	1.40	5.00	7.00	
		00+065.00	1.40	5.00	7.00	
		00+070.00	1.40	5.00	7.00	
		00+075.00	1.40	5.00	7.00	
		00+080.00	1.40	5.00	7.00	
00+085.00	1.40	5.00	7.00			
00+090.00	1.40	5.00	7.00			
						<b>126.00</b>
<b>TOTAL ( m3 )</b>						<b>252.00</b>

**CAUSAS DE LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE HUAMBACHO UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE-PROPUESTA DE MEJORA-DISTRITO DE SAMANCO-ANCASH-2018- PRESUPUESTO ENROCADO**

**02.02 - 03.02 RELLENOS**

**03.02.03 TRANSPORTE DE MATERIAL SUELTO**

**04.02.03 TRANSPORTE DE MATERIAL SUELTO**

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	PROGRESIVA	DIMENSIONES			PARCIAL	TOTAL
			LONGITUD	ANCHO	ALTURA	m3	m3
			m	m			
03.02.01	<b>RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL MEZCLADO: AFIRMADO 33%, PROPIO 67%</b>						928.20
	Dique enrocado margen derecha						
	<b>MATERIAL A TRANSPORTAR AFIRMADO 33%</b>						306.31
03.02.03	<b>TRANSPORTE DE MATERIAL SUELTO</b>						<b>306.30</b>
	Dique enrocado margen derecha						
	<b>Partida vinculante con 02.02.01&amp;03.02.01</b>						
04.02.01	<b>RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL MEZCLADO: AFIRMADO 33%, PROPIO 67%</b>						1,663.20
	Dique enrocado margen izquierda						
	<b>MATERIAL A TRANSPORTAR AFIRMADO 33%</b>						548.86
04.02.03	<b>TRANSPORTE DE MATERIAL SUELTO</b>						<b>548.90</b>
	Dique enrocado margen izquierda						

**CAUSAS DE LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE HUAMBACHO UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE-PROPUESTA DE MEJORA-DISTRITO DE SAMANCO-ANCASH-2018- PRESUPUESTO ENROCADO**

<b>ENROCADO</b>							
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	PROGRESIVA	DIMENSIONES		PARCIAL	TOTAL	
			AREA	ANCHO			m3
			m2	m			
	<b>DIQUE ENROCADO MARGEN DERECHA UÑA</b>	00+000.00	<b>16.19</b>			<b>1,457.10</b>	
		00+005.00	16.19	5.00	80.95		
		00+010.00	16.19	5.00	80.95		
		00+015.00	16.19	5.00	80.95		
		00+020.00	16.19	5.00	80.95		
		00+025.00	16.19	5.00	80.95		
		00+030.00	16.19	5.00	80.95		
		00+035.00	16.19	5.00	80.95		
		00+040.00	16.19	5.00	80.95		
		00+045.00	16.19	5.00	80.95		
		00+050.00	16.19	5.00	80.95		
		00+055.00	16.19	5.00	80.95		
		00+060.00	16.19	5.00	80.95		
		00+065.00	16.19	5.00	80.95		
		00+070.00	16.19	5.00	80.95		
		00+075.00	16.19	5.00	80.95		
		00+080.00	16.19	5.00	80.95		
		00+085.00	16.19	5.00	80.95		
		00+090.00	16.19	5.00	80.95		
						<b>1,457.10</b>	
03.03.01	ENROCADO DE PROTECCIÓN EN UÑA C/VOLADURA-P. 2TN/M3-R.ABRA-60%				100%	<b>1,457.10</b>	
	<b>DIQUE ENROCADO MARGEN DERECHA TALUD</b>	00+000.00	<b>7.78</b>			<b>700.20</b>	
		00+005.00	7.78	5.00	38.90		
		00+010.00	7.78	5.00	38.90		
		00+015.00	7.78	5.00	38.90		
		00+020.00	7.78	5.00	38.90		
		00+025.00	7.78	5.00	38.90		
		00+030.00	7.78	5.00	38.90		
		00+035.00	7.78	5.00	38.90		
		00+040.00	7.78	5.00	38.90		
		00+045.00	7.78	5.00	38.90		
		00+050.00	7.78	5.00	38.90		
		00+055.00	7.78	5.00	38.90		
		00+060.00	7.78	5.00	38.90		
		00+065.00	7.78	5.00	38.90		
		00+070.00	7.78	5.00	38.90		
		00+075.00	7.78	5.00	38.90		
		00+080.00	7.78	5.00	38.90		
		00+085.00	7.78	5.00	38.90		
		00+090.00	7.78	5.00	38.90		
						<b>700.20</b>	
03.03.02	ENROCADO DE PROTECCIÓN EN TALUD C/VOLADURA-P. 2TN/M3-R.ABRA-60%				100%	<b>700.20</b>	
	<b>DIQUE ENROCADO MARGEN IZQUIERDA UÑA</b>	00+000.00	<b>16.19</b>			<b>1,457.10</b>	
		00+005.00	16.19	5.00	80.95		
		00+010.00	16.19	5.00	80.95		
		00+015.00	16.19	5.00	80.95		
		00+020.00	16.19	5.00	80.95		
		00+025.00	16.19	5.00	80.95		
		00+030.00	16.19	5.00	80.95		
		00+035.00	16.19	5.00	80.95		
		00+040.00	16.19	5.00	80.95		
		00+045.00	16.19	5.00	80.95		
		00+050.00	16.19	5.00	80.95		



**CAUSAS DE LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE HUAMBACHO UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE-PROPUESTA DE MEJORA-DISTRITO DE SAMANCO-ANCASH-2018- PRESUPUESTO ENROCADO**

ENROCADO							
03.03.03	TRANSPORTE DE ROCA						
04.03.03	TRANSPORTE DE ROCA						
CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	PROGRESIVA	DIMENSIONES			PARCIAL m3	TOTAL m3
			LONGITUD m	ANCHO m	ALTURA		
03.03.03	TRANSPORTE DE ROCA						<b>2,157.30</b>
	ENROCADO DE PROTECCIÓN EN UÑA C/VOLADURA-P. 2TN/M3-R.ABRA-60%						1,457.10
	ENROCADO DE PROTECCIÓN EN TALUD C/VOLADURA-P. 2TN/M3-R.ABRA-60%						700.20
04.03.03	TRANSPORTE DE ROCA						<b>2,157.30</b>
	ENROCADO DE PROTECCIÓN EN UÑA C/VOLADURA-P. 2TN/M3-R.ABRA-60%						1,457.10
	ENROCADO DE PROTECCIÓN EN TALUD C/VOLADURA-P. 2TN/M3-R.ABRA-60%						700.20

Anexo n° 14-Presupuesto general y análisis de precios unitarios

<b>Presupuesto</b>					
Presupuesto	<b>0701002 CAUSAS DE LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE HUAMBACHO UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE-PROPUESTA DE MEJORA-DISTRITO DE SAMANCO-ANCASH-2018- PRESUPUESTO ENROCADO</b>				
Subpresupuesto	<b>001 DEFENSA RIBEREÑA - 90 ML ENROCADO</b>				
Cliente	<b>UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO</b>				Costo al <b>08/06/2018</b>
Lugar	<b>ANCASH - SANTA - SAMANCO</b>				
<b>Item</b>	<b>Descripción</b>	<b>Und.</b>	<b>Metrado</b>	<b>Precio S/</b>	<b>Parcial S/</b>
<b>01</b>	<b>TRABAJOS PRELIMINARES Y OBRAS</b>				<b>13,736.37</b>
01.01	CARTEL DE OBRA	und	1.00	1,745.37	1,745.37
01.02	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION	glb	1.00	8,991.00	8,991.00
01.03	CASETA DE GUARDIANÍA, OFICINA Y ALMACÉN	und	1.00	3,000.00	3,000.00
<b>02</b>	<b>PLAN DE MANEJO AMBIENTAL</b>				<b>13,605.00</b>
<b>02.01</b>	<b>PROGRAMA DE SEGURIDAD Y SALUD</b>				<b>5,000.00</b>
02.01.01	IMPLEMENTOS Y MEDIOS DE PROTECCION	und	20.00	250.00	5,000.00
<b>02.02</b>	<b>PROGRAMA DE MEDIDAS PREVENTIVAS</b>				<b>1,920.00</b>
02.02.01	SEÑALES INFORMATIVAS Y PREVENTIVAS	und	8.00	240.00	1,920.00
<b>02.03</b>	<b>PROGRAMA DE MANEJO DE RESIDUOS</b>				<b>1,385.00</b>
02.03.01	BAÑOS QUIMICOS	und	2.00	600.00	1,200.00
02.03.02	ACOPIO Y RESIDUOS SOLIDOS	mes	1.00	185.00	185.00
<b>02.04</b>	<b>PROGRAMA DE CAPACITACIÓN Y EDUCACIÓN</b>				<b>2,800.00</b>
02.04.01	CAPACITACIÓN EN MEDIO AMBIENTE AL	und	2.00	700.00	1,400.00
02.04.02	CAPACITACIÓN EN SEGURIDAD Y SALUD OCUPACIONAL AL PERSONAL DE OBRA	und	2.00	700.00	1,400.00
<b>02.05</b>	<b>PROGRAMA DE CONTINGENCIA</b>				<b>2,500.00</b>
02.05.01	EQUIPO CONTRA INCENDIOS	und	1.00	1,200.00	1,200.00
02.05.02	EQUIPO DE PRIMEROS AUXILIOS	und	1.00	800.00	800.00
02.05.03	EQUIPOS DE RADIO COMUNICACIONES	mes	1.00	500.00	500.00
<b>03</b>	<b>CONSTRUCCIÓN DE DIQUE ENROCADO - MARGEN DERECHO</b>				<b>278,759.71</b>
<b>03.01</b>	<b>EXCAVACIÓN</b>				<b>29,264.99</b>
03.01.01	DESBROCE Y LIMPIEZA	ha	0.10	3,005.81	300.58
03.01.02	EXCAVACIÓN EN MATERIAL SUELTO	m3	2,800.60	5.27	14,759.16
03.01.03	ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	2,178.72	6.52	14,205.25
<b>03.02</b>	<b>RELLENOS</b>				<b>28,735.20</b>
03.02.01	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL MEZCLADO: AFIRMADO 33%, PROPIO 67%	m3	928.20	14.03	13,022.65
03.02.02	RELLENO COMPACTADO CON FILTRO DE	m3	126.00	18.30	2,305.80
03.02.03	TRANSPORTE DE MATERIAL SUELTO	m3	306.30	43.77	13,406.75
<b>03.03</b>	<b>ENROCADO</b>				<b>220,759.52</b>
03.03.01	ENROCADO DE PROTECCIÓN EN UÑA	m3	1,457.10	51.38	74,865.80
03.03.02	ENROCADO DE PROTECCIÓN EN TALUD C/VOLADURA-P. 2TN/M3-R.ABRA-60%	m3	700.20	50.46	35,332.09
03.03.03	TRANSPORTE DE ROCA	m3	2,157.30	51.25	110,561.63

<b>04</b>	<b>CONSTRUCCIÓN DE DIQUE ENROCADO - MARGEN IZQUIERDO</b>				<b>297,059.41</b>
<b>04.01</b>	<b>EXCAVACIÓN</b>				<b>26,634.04</b>
04.01.01	DESBROCE Y LIMPIEZA	ha	0.10	3,005.81	300.58
04.01.02	EXCAVACIÓN EN MATERIAL SUELTO	m3	2,800.60	5.27	14,759.16
04.01.03	ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	1,775.20	6.52	11,574.30
<b>04.02</b>	<b>RELLENOS</b>				<b>49,665.85</b>
04.02.01	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL MEZCLADO: AFIRMADO 33%, PROPIO 67%	m3	1,663.20	14.03	23,334.70
04.02.02	RELLENO COMPACTADO CON FILTRO DE	m3	126.00	18.30	2,305.80
04.02.03	TRANSPORTE DE MATERIAL SUELTO	m3	548.90	43.77	24,025.35
<b>04.03</b>	<b>ENROCADO</b>				<b>220,759.52</b>
04.03.01	ENROCADO DE PROTECCIÓN EN UÑA	m3	1,457.10	51.38	74,865.80
04.03.02	ENROCADO DE PROTECCIÓN EN TALUD	m3	700.20	50.46	35,332.09
04.03.03	TRANSPORTE DE ROCA	m3	2,157.30	51.25	110,561.63
	<b>COSTO DIRECTO</b>				<b>603,160.49</b>
	<b>GASTOS GENERALES (7%)</b>				<b>42,221.23</b>
	<b>UTILIDAD (5%)</b>				<b>30,158.02</b>
	<b>SUBTOTAL</b>				<b>675,539.74</b>
	<b>IMPUESTO (IGV 18%)</b>				<b>121,597.15</b>
	<b>TOTAL PRESUPUESTO</b>				<b>797,136.89</b>
	<b>SON : SETECIENTOS NOVENTISIETE MIL CIENTO TRENTISEIS Y 89/100 SOLES</b>				

Análisis de precios unitarios									
Presupuesto	CAUSAS DE LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE HUAMBACHO UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE-PROPUESTA DE MEJORA-DISTRITO DE SAMANCO-ANCASH-2018- PRESUPUESTO ENROCADO								
Subpresupuesto	001	DEFENSA RIBEREÑA - 90 ML ENROCADO						Fecha presupuesto	08/06/2018
Partida	01.01	CARTEL DE OBRA							
Rendimiento	und/DIA	1.0000	EQ.	1.0000	Costo unitario directo por : und			1,745.37	
Código	Descripción	Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/		
Mano de Obra									
0147010002	OPERARIO		hh	1.0000	8.00000	21.83	174.64		
0147010004	PEON		hh	4.0000	32.00000	15.96	510.72		
Materiales									
0202170002	CLAVOS DE FIERRO		kg		0.85000	4.20	3.57		
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 KG)		bol		1.05000	18.60	19.53		
0229590002	GIGANTOGRAFIA		m2		17.30000	40.00	692.00		
0238000003	HORMIGON		m3		0.36000	35.00	12.60		
0243920002	MADERA PARA ENCOFRADO		p2		70.00000	4.30	301.00		
0254010001	PINTURA ESMALTE SINTETICO		gal		0.25000	43.00	10.75		
Equipos									
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		3.00000	685.36	20.56		
20.56									
Partida	01.02	MOVLIZACION Y DESMOVLIZACION							
Rendimiento	glb/DIA	3.2000	EQ.	3.2000	Costo unitario directo por : glb			8,991.00	
Código	Descripción	Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/		
Mano de Obra									
0147010003	OFICIAL		hh	1.0000	2.50000	17.76	44.40		
0147010004	PEON		hh	4.0000	10.00000	15.96	159.60		
Equipos									
0348040015	CAMION PLATAFORMA 6 X 4 300 HP 19 tc	hm		4.0000	10.00000	272.46	2,724.60		
0348040017	CAMION SEMITRAYLER 6 X 4 330 HP 35 t	hm		2.0000	5.00000	256.28	1,281.40		
0348040038	CAMION VOLQUETE 6X4, 330 HP, DE 15 t	hm		6.0000	15.00000	265.26	3,978.90		
0348120096	CAMION CISTERNA 4x2 145-165 HP (2,00 t)	hm		2.0000	5.00000	160.42	802.10		
8,787.00									
Partida	01.03	CASETA DE GUARDIANÍA, OFICINA Y ALMACÉN							
Rendimiento	und/DIA	1.0000	EQ.	1.0000	Costo unitario directo por : und			3,000.00	
Código	Descripción	Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/		
Materiales									
0243040011	ALMACEN DE MATERIALES, CASETA DE	glb			1.00000	3,000.00	3,000.00		
3,000.00									
Partida	02.01.01	IMPLEMENTOS Y MEDIOS DE PROTECCION PERSONAL							
Rendimiento	und/DIA	1.0000	EQ.	1.0000	Costo unitario directo por : und			250.00	
Código	Descripción	Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/		
Materiales									
0230760073	IMPLEMENTO DE SEGURIDAD		glb		1.00000	250.00	250.00		
250.00									
Partida	02.02.01	SEÑALES INFORMATIVAS Y PREVENTIVAS							
Rendimiento	und/DIA	1.0000	EQ.	1.0000	Costo unitario directo por : und			240.00	
Código	Descripción	Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/		
Materiales									
0239900127	SEÑAL INFORMATIVA Y PREVENTIVA DE	und			1.00000	240.00	240.00		
240.00									
Partida	02.03.01	BAÑOS QUIMICOS							
Rendimiento	und/DIA	1.0000	EQ.	1.0000	Costo unitario directo por : und			600.00	
Código	Descripción	Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/		
Subcontratos									
0401080019	ALQUILER DE BAÑO PORTATIL, INC MAN	mes			1.00000	600.00	600.00		
600.00									
Partida	02.03.02	ACOPIO Y RESIDUOS SOLIDOS							
Rendimiento	mes/DIA	1.0000	EQ.	1.0000	Costo unitario directo por : mes			185.00	
Código	Descripción	Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/		
Materiales									

0239080043		BOLSAS PARA BASURA 75 LITROS X 10 B	pqt			2.00000	10.00	20.00
								20.00
		<b>Equipos</b>						
0337000007		CILINDROS DE BASURA CON RUEDAS	und			3.00000	55.00	165.00
								165.00
Partida	<b>02.04.01</b>	<b>CAPACITACIÓN EN MEDIO AMBIENTE AL PERSONAL DE OBRA</b>						
Rendimiento	<b>und/DIA</b>	<b>1.0000</b>	<b>EQ. 1.0000</b>	<b>Costo unitario directo por : und</b>			<b>700.00</b>	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/</b>	<b>Parcial S/</b>		
	<b>Materiales</b>							
0239900101	MATERIALES Y ASISTENCIA TECNICA	glb		1.00000	700.00			700.00
								700.00
Partida	<b>02.04.02</b>	<b>CAPACITACIÓN EN SEGURIDAD Y SALUD OCUPACIONAL AL PERSONAL DE OBRA</b>						
Rendimiento	<b>und/DIA</b>	<b>1.0000</b>	<b>EQ. 1.0000</b>	<b>Costo unitario directo por : und</b>			<b>700.00</b>	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/</b>	<b>Parcial S/</b>		
	<b>Materiales</b>							
0239900101	MATERIALES Y ASISTENCIA TECNICA	glb		1.00000	700.00			700.00
								700.00
Partida	<b>02.05.01</b>	<b>EQUIPO CONTRA INCENDIOS</b>						
Rendimiento	<b>und/DIA</b>	<b>1.0000</b>	<b>EQ. 1.0000</b>	<b>Costo unitario directo por : und</b>			<b>1,200.00</b>	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/</b>	<b>Parcial S/</b>		
	<b>Equipos</b>							
0337010116	EQUIPO CONTRA INCENDIOS	glb		1.00000	1,200.00			1,200.00
								1,200.00
Partida	<b>02.05.02</b>	<b>EQUIPO DE PRIMEROS AUXILIOS</b>						
Rendimiento	<b>und/DIA</b>	<b>1.0000</b>	<b>EQ. 1.0000</b>	<b>Costo unitario directo por : und</b>			<b>800.00</b>	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/</b>	<b>Parcial S/</b>		
	<b>Materiales</b>							
0229900049	BOTIQUIN	und		1.00000	800.00			800.00
								800.00
Partida	<b>02.05.03</b>	<b>EQUIPOS DE RADIO COMUNICACIONES</b>						
Rendimiento	<b>mes/DIA</b>	<b>1.0000</b>	<b>EQ. 1.0000</b>	<b>Costo unitario directo por : mes</b>			<b>500.00</b>	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/</b>	<b>Parcial S/</b>		
	<b>Equipos</b>							
0348350008	RADIOS PORTÁTILES	mes		1.00000	500.00			500.00
								500.00
Partida	<b>03.01.01</b>	<b>DESBROCE Y LIMPIEZA</b>						
Rendimiento	<b>ha/DIA</b>	<b>1.0000</b>	<b>EQ. 1.0000</b>	<b>Costo unitario directo por : ha</b>			<b>3,005.81</b>	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/</b>	<b>Parcial S/</b>		
	<b>Mano de Obra</b>							
0147010003	OFICIAL	hh	0.2000	1.60000	17.76			28.42
0147010004	PEON	hh	2.0000	16.00000	15.96			255.36
								283.78
	<b>Equipos</b>							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.00000	283.78			8.51
0349040034	TRACTOR DE ORUGAS DE 190-240 HP	hm	1.0000	8.00000	339.19			2,713.52
								2,722.03
Partida	<b>03.01.02</b>	<b>EXCAVACIÓN EN MATERIAL SUELTO C/EXCAVADORA</b>						
Rendimiento	<b>m3/DIA</b>	<b>640.0000</b>	<b>EQ. 640.0000</b>	<b>Costo unitario directo por : m3</b>			<b>5.27</b>	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/</b>	<b>Parcial S/</b>		
	<b>Mano de Obra</b>							
0147010003	OFICIAL	hh	0.2000	0.00250	17.76			0.04
0147010004	PEON	hh	2.0000	0.02500	15.96			0.40
								0.44
	<b>Equipos</b>							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.00000	0.44			0.01
0349040034	TRACTOR DE ORUGAS DE 190-240 HP	hm	0.5040	0.00630	339.19			2.14
0349040094	EXCAVADORA SOBRE ORUGAS 115-165	hm	1.0000	0.01250	214.52			2.68
								4.83
Partida	<b>03.01.03</b>	<b>ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE</b>						
Rendimiento	<b>m3/DIA</b>	<b>867.0000</b>	<b>EQ. 867.0000</b>	<b>Costo unitario directo por : m3</b>			<b>6.52</b>	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/</b>	<b>Parcial S/</b>		
	<b>Subpartidas</b>							
909701031224	TRANSPORTE DE MATERIAL GRANULAR	m3		1.00000	5.38			5.38

909701043161	CARGUÍO DE MATERIAL GRANULAR	m3			0.50000	2.27	1.14
							<b>6.52</b>
Partida	<b>03.02.01</b>	<b>RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL MEZCLADO: AFIRMADO 33%, PROPIO 67%</b>					
Rendimiento	<b>m3/DIA</b>	<b>800.0000</b>	<b>EQ. 800.0000</b>	Costo unitario directo por : m3		<b>14.03</b>	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/</b>	<b>Parcial S/</b>	
	<b>Mano de Obra</b>						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.01000	21.83	0.22	
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.01000	17.76	0.18	
0147010004	PEON	hh	6.0000	0.06000	15.96	0.96	
						<b>1.36</b>	
	<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.00000	1.36	0.04	
0348120096	CAMION CISTERNA 4x2 145-165 HP (2.00	hm	1.0000	0.01000	160.42	1.60	
0349030007	RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOPROP	hm	1.0000	0.01000	150.69	1.51	
0349090003	MOTONIVELADORA DE 130-135 HP	hm	1.0000	0.01000	171.56	1.72	
						<b>4.87</b>	
	<b>Subpartidas</b>						
909702010101	MATERIAL PARARELLENO (MEZCLADO: m3			1.20000	6.50	7.80	
						<b>7.80</b>	
Partida	<b>03.02.02</b>	<b>RELLENO COMPACTADO CON FILTRO DE OVER 1/2" A 3/4"</b>					
Rendimiento	<b>m3/DIA</b>	<b>400.0000</b>	<b>EQ. 400.0000</b>	Costo unitario directo por : m3		<b>18.30</b>	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/</b>	<b>Parcial S/</b>	
	<b>Mano de Obra</b>						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.02000	21.83	0.44	
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.02000	17.76	0.36	
0147010004	PEON	hh	6.0000	0.12000	15.96	1.92	
						<b>2.72</b>	
	<b>Materiales</b>						
0205000046	PIEDRA OVER DE 1/2" A 3/4"	m3		1.20000	9.34	11.21	
						<b>11.21</b>	
	<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.00000	2.72	0.08	
0349040094	EXCAVADORA SOBRE ORUGAS 115-165 l	hm	1.0000	0.02000	214.52	4.29	
						<b>4.37</b>	
Partida	<b>03.02.03</b>	<b>TRANSPORTE DE MATERIAL SUELTO</b>					
Rendimiento	<b>m3/DIA</b>	<b>300.0000</b>	<b>EQ. 300.0000</b>	Costo unitario directo por : m3		<b>43.77</b>	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/</b>	<b>Parcial S/</b>	
	<b>Mano de Obra</b>						
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.02667	17.76	0.47	
						<b>0.47</b>	
	<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.00000	0.47	0.01	
0348040038	CAMION VOLQUETE 6X4, 330 HP, DE 15 l	hm	6.0000	0.16000	265.26	42.44	
						<b>42.45</b>	
	<b>Subpartidas</b>						
909701043162	CARGUÍO DE TIERRA Y GRAVA	m3		0.37500	2.26	0.85	
						<b>0.85</b>	
Partida	<b>03.03.01</b>	<b>ENROCADO DE PROTECCIÓN EN UÑA C/VOLADURA-P. 2TN/M3-RABRA-60%</b>					
Rendimiento	<b>m3/DIA</b>	<b>240.0000</b>	<b>EQ. 240.0000</b>	Costo unitario directo por : m3		<b>51.38</b>	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/</b>	<b>Parcial S/</b>	
	<b>Mano de Obra</b>						
0147010002	OPERARIO	hh	3.0000	0.10000	21.83	2.18	
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.03333	17.76	0.59	
0147010004	PEON	hh	6.0000	0.20000	15.96	3.19	
						<b>5.96</b>	
	<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		2.00000	5.96	0.12	
0349180013	GRUA HIDRAULICA AUTOPROPULSADA 1	hm	1.0000	0.03333	244.00	8.13	
						<b>8.25</b>	
	<b>Subpartidas</b>						
909801010407	EXTRACCION DE ROCA CON VOLADURA	m3		1.40000	26.55	37.17	
						<b>37.17</b>	
Partida	<b>03.03.02</b>	<b>ENROCADO DE PROTECCIÓN EN TALUD C/VOLADURA-P. 2TN/M3-RABRA-60%</b>					
Rendimiento	<b>m3/DIA</b>	<b>240.0000</b>	<b>EQ. 240.0000</b>	Costo unitario directo por : m3		<b>50.46</b>	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/</b>	<b>Parcial S/</b>	
	<b>Mano de Obra</b>						
0147010002	OPERARIO	hh	3.0000	0.10000	21.83	2.18	
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.03333	17.76	0.59	
0147010004	PEON	hh	6.0000	0.20000	15.96	3.19	
						<b>5.96</b>	

		<b>Equipos</b>							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO			3.00000	5.96		0.18	
0349040094	EXCAVADORA SOBRE ORUGAS 115-165	hm		1.0000	0.03333	214.52		7.15	
								<b>7.33</b>	
		<b>Subpartidas</b>							
909801010407	EXTRACCION DE ROCA CON VOLADURA	m3			1.40000	26.55		37.17	
								<b>37.17</b>	
Partida	<b>03.03.03</b>	<b>TRANSPORTE DE ROCA</b>							
Rendimiento	<b>m3/DIA</b>	<b>257.1000</b>	<b>EQ. 257.1000</b>			Costo unitario directo por : m3		<b>51.25</b>	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>		<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/</b>		<b>Parcial S/</b>	
	<b>Mano de Obra</b>								
0147010003	OFICIAL	hh		1.0000	0.03112	17.76		0.55	
								<b>0.55</b>	
		<b>Equipos</b>							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO			3.00000	0.55		0.02	
0348040038	CAMION VOLQUETE 6X4, 330 HP, DE 15	hm		6.0000	0.18670	265.26		49.52	
								<b>49.54</b>	
		<b>Subpartidas</b>							
909701043163	CARGUÍO DE ROCA	m3			0.40000	2.91		1.16	
								<b>1.16</b>	
Partida	<b>04.01.01</b>	<b>DESBROCE Y LIMPIEZA</b>							
Rendimiento	<b>ha/DIA</b>	<b>1.0000</b>	<b>EQ. 1.0000</b>			Costo unitario directo por : ha		<b>3,005.81</b>	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>		<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/</b>		<b>Parcial S/</b>	
	<b>Mano de Obra</b>								
0147010003	OFICIAL	hh		0.2000	1.60000	17.76		28.42	
0147010004	PEON	hh		2.0000	16.00000	15.96		255.36	
								<b>283.78</b>	
		<b>Equipos</b>							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO			3.00000	283.78		8.51	
0349040034	TRACTOR DE ORUGAS DE 190-240 HP	hm		1.0000	8.00000	339.19		2,713.52	
								<b>2,722.03</b>	
Partida	<b>04.01.02</b>	<b>EXCAVACIÓN EN MATERIAL SUELTO C/EXCAVADORA</b>							
Rendimiento	<b>m3/DIA</b>	<b>640.0000</b>	<b>EQ. 640.0000</b>			Costo unitario directo por : m3		<b>5.27</b>	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>		<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/</b>		<b>Parcial S/</b>	
	<b>Mano de Obra</b>								
0147010003	OFICIAL	hh		0.2000	0.00250	17.76		0.04	
0147010004	PEON	hh		2.0000	0.02500	15.96		0.40	
								<b>0.44</b>	
		<b>Equipos</b>							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO			3.00000	0.44		0.01	
0349040034	TRACTOR DE ORUGAS DE 190-240 HP	hm		0.5040	0.00630	339.19		2.14	
0349040094	EXCAVADORA SOBRE ORUGAS 115-165	hm		1.0000	0.01250	214.52		2.68	
								<b>4.83</b>	
Partida	<b>04.01.03</b>	<b>ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE</b>							
Rendimiento	<b>m3/DIA</b>	<b>867.0000</b>	<b>EQ. 867.0000</b>			Costo unitario directo por : m3		<b>6.52</b>	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>		<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/</b>		<b>Parcial S/</b>	
	<b>Subpartidas</b>								
909701031224	TRANSPORTE DE MATERIAL GRANULAR	m3			1.00000	5.38		5.38	
909701043161	CARGUÍO DE MATERIAL GRANULAR	m3			0.50000	2.27		1.14	
								<b>6.52</b>	
Partida	<b>04.02.01</b>	<b>RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL MEZCLADO: AFIRMADO 33%, PROPIO 67%</b>							
Rendimiento	<b>m3/DIA</b>	<b>800.0000</b>	<b>EQ. 800.0000</b>			Costo unitario directo por : m3		<b>14.03</b>	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>		<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/</b>		<b>Parcial S/</b>	
	<b>Mano de Obra</b>								
0147010002	OPERARIO	hh		1.0000	0.01000	21.83		0.22	
0147010003	OFICIAL	hh		1.0000	0.01000	17.76		0.18	
0147010004	PEON	hh		6.0000	0.06000	15.96		0.96	
								<b>1.36</b>	
		<b>Equipos</b>							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO			3.00000	1.36		0.04	
0348120096	CAMION CISTERNA 4x2 145-165 HP (2.00)	hm		1.0000	0.01000	160.42		1.60	
0349030007	RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOPROPI	hm		1.0000	0.01000	150.69		1.51	
0349090003	MOTONVELADORA DE 130-135 HP	hm		1.0000	0.01000	171.56		1.72	
								<b>4.87</b>	
		<b>Subpartidas</b>							
909702010101	MATERIAL PARARELLENO (MEZCLADO:..	m3			1.20000	6.50		7.80	
								<b>7.80</b>	
Partida	<b>04.02.02</b>	<b>RELLENO COMPACTADO CON FILTRO DE OVER 1/2" A 3/4"</b>							
Rendimiento	<b>m3/DIA</b>	<b>400.0000</b>	<b>EQ. 400.0000</b>			Costo unitario directo por : m3		<b>18.30</b>	

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/
<b>Mano de Obra</b>						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.02000	21.83	0.44
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.02000	17.76	0.36
0147010004	PEON	hh	6.0000	0.12000	15.96	1.92
						<b>2.72</b>
<b>Materiales</b>						
0205000046	PIEDRA OVER DE 1/2" A 3/4"	m3		1.20000	9.34	11.21
						<b>11.21</b>
<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.00000	2.72	0.08
0349040094	EXCAVADORA SOBRE ORUGAS 115-165 l	hm	1.0000	0.02000	214.52	4.29
						<b>4.37</b>
Partida	<b>04.02.03</b>	<b>TRANSPORTE DE MATERIAL SUELTO</b>				
Rendimiento	<b>m3/DIA</b>	<b>300.0000</b>	<b>EQ. 300.0000</b>	Costo unitario directo por : m3		<b>43.77</b>
<b>Mano de Obra</b>						
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.02667	17.76	0.47
						<b>0.47</b>
<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.00000	0.47	0.01
0348040038	CAMION VOLQUETE 6X4, 330 HP, DE 15 l	hm	6.0000	0.16000	265.26	42.44
						<b>42.45</b>
<b>Subpartidas</b>						
909701043162	CARGUÍO DE TIERRA Y GRAVA	m3		0.37500	2.26	0.85
						<b>0.85</b>
Partida	<b>04.03.01</b>	<b>ENROCADO DE PROTECCIÓN EN UÑA C/VOLADURA-P. 2TN/M3-R.ABRA-60%</b>				
Rendimiento	<b>m3/DIA</b>	<b>240.0000</b>	<b>EQ. 240.0000</b>	Costo unitario directo por : m3		<b>51.38</b>
<b>Mano de Obra</b>						
0147010002	OPERARIO	hh	3.0000	0.10000	21.83	2.18
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.03333	17.76	0.59
0147010004	PEON	hh	6.0000	0.20000	15.96	3.19
						<b>5.96</b>
<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		2.00000	5.96	0.12
0349180013	GRUA HIDRAULICA AUTOPROPULSADA 1	hm	1.0000	0.03333	244.00	8.13
						<b>8.25</b>
<b>Subpartidas</b>						
909801010407	EXTRACCION DE ROCA CON VOLADURA	m3		1.40000	26.55	37.17
						<b>37.17</b>
Partida	<b>04.03.02</b>	<b>ENROCADO DE PROTECCIÓN EN TALUD C/VOLADURA-P. 2TN/M3-R.ABRA-60%</b>				
Rendimiento	<b>m3/DIA</b>	<b>240.0000</b>	<b>EQ. 240.0000</b>	Costo unitario directo por : m3		<b>50.46</b>
<b>Mano de Obra</b>						
0147010002	OPERARIO	hh	3.0000	0.10000	21.83	2.18
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.03333	17.76	0.59
0147010004	PEON	hh	6.0000	0.20000	15.96	3.19
						<b>5.96</b>
<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.00000	5.96	0.18
0349040094	EXCAVADORA SOBRE ORUGAS 115-165 l	hm	1.0000	0.03333	214.52	7.15
						<b>7.33</b>
<b>Subpartidas</b>						
909801010407	EXTRACCION DE ROCA CON VOLADURA	m3		1.40000	26.55	37.17
						<b>37.17</b>
Partida	<b>04.03.03</b>	<b>TRANSPORTE DE ROCA</b>				
Rendimiento	<b>m3/DIA</b>	<b>257.1000</b>	<b>EQ. 257.1000</b>	Costo unitario directo por : m3		<b>51.25</b>
<b>Mano de Obra</b>						
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.03112	17.76	0.55
						<b>0.55</b>
<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.00000	0.55	0.02
0348040038	CAMION VOLQUETE 6X4, 330 HP, DE 15 l	hm	6.0000	0.18670	265.26	49.52
						<b>49.54</b>
<b>Subpartidas</b>						
909701043163	CARGUÍO DE ROCA	m3		0.40000	2.91	1.16
						<b>1.16</b>

## Anexo n° 15-Formula polinómica y desagregado de gastos generales

S10

Página 1

### Fórmula Polinómica

Presupuesto CAUSAS DE LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE HUAMBACHO UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE-  
PROPUESTA DE MEJORA-DISTRITO DE SAMANCO-ANCASH-2018- PRESUPUESTO ENROCADO

Subpresupuesto DEFENSA RIBEREÑA - 90 ML ENROCADO

Fecha Presupuesto 08/06/2018

Moneda SOLES

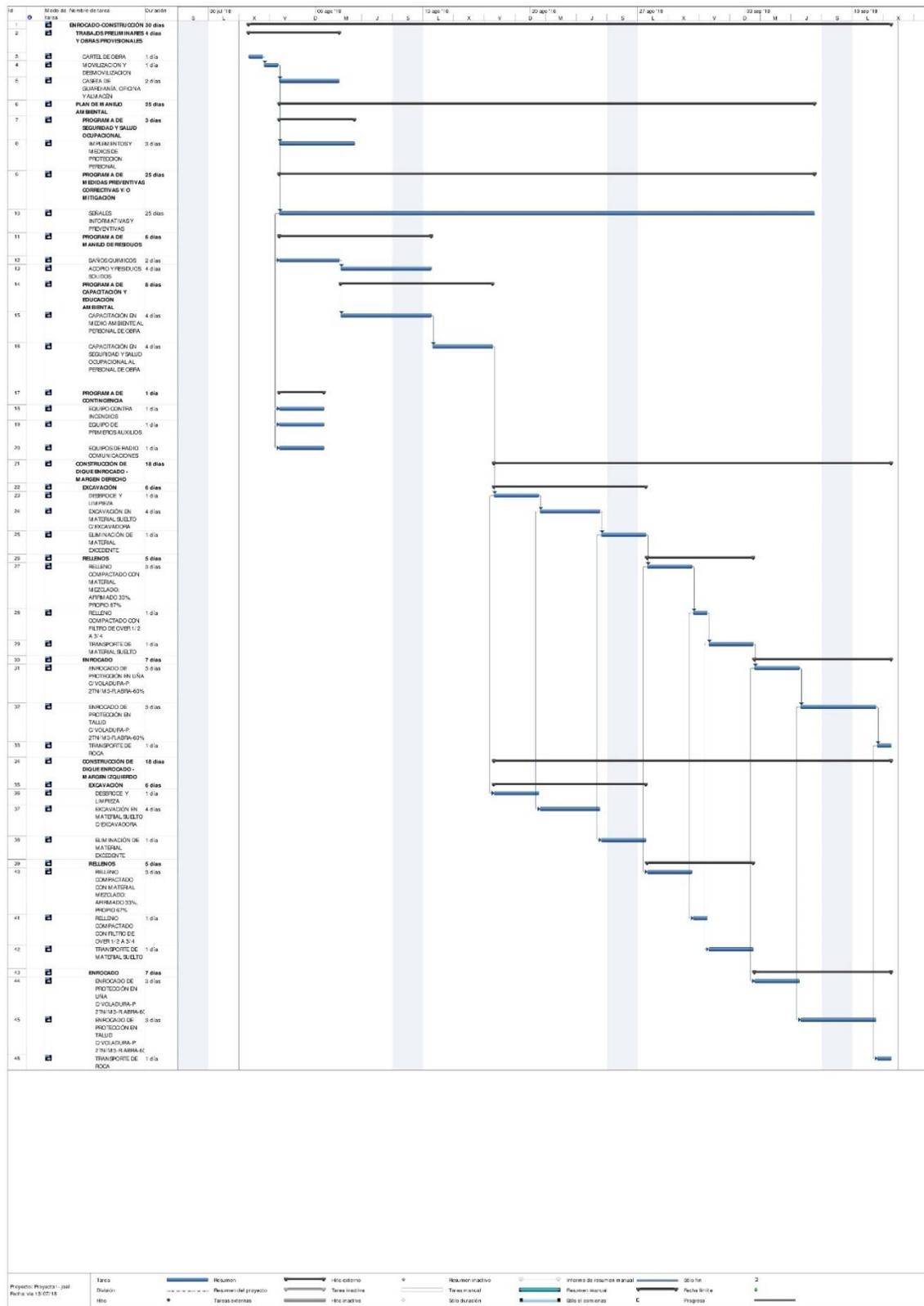
Ubicación Geográfica ANCASH - SANTA - SAMANCO

$$K = 0.126*(Mr / Mo) + 0.091*(Dr / Do) + 0.622*(Mr / Mo) + 0.770*(Mr / Mo) + 0.161*(Ir / Io)$$

Monomio	Factor	(%)	Símbolo	Indice	Descripción
1	0.126	100.000	M	47	MANO DE OBRA
2	0.091	100.000	D	29	DOLAR
3	0.622	2.090	M	48	MAQUINARIA Y EQUIPO NACIONAL
4	0.770	79.091	M	49	MAQUINARIA Y EQUIPO IMPORTADO
5	0.161	100.000	I	39	INDICE GENERAL DE PRECIOS AL CONSUMIDOR

<b>PRESUPUESTO DESAGREGADO DE GASTOS GENERALES</b>					
<b>OBRA</b>	CAUSAS DE LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE HUAMBACHO UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE-PROPUESTA DE MEJORA-DISTRITO DE SAMANCO-ANCASH-2018- PRESUPUESTO ENROCADO				
<b>UBICACIÓN</b>	:SAMANCO - SANTA - ANCASH				
<b>FECHA PRESUPUESTO</b>	: JULIO DEL 2018				
<b>COSTO DIRECTO</b>	<b>S/. 603,160.49</b>				
ITEM	DESCRIPCION	VARIABLES			TOTAL
		COEF. DE PARTICIP.	MONTO MENSUAL	NUMERO DE MESES	
<b>01.00.00</b>	<b>GASTOS GENERALES NO RELACIONADOS CON EL TIEMPO DE EJECUCION DE LA OBRA</b>				
<b>01.01.00</b>	<b>GASTOS GENERALES POR LICITACION Y CONTRATACION</b>				
01.01.01	Compra de Bases	1.00	500.00	1.00	500.00
01.01.02	Gastos Notariales como Consecuencia de la Licitacion y Contratacion	1.00	1,500.00	1.00	1,500.00
<b>01.02.00</b>	<b>SEGUROS</b>				
01.02.01	Seguro Contra Todo Riesgo	1.00	2,000.00	1.00	2,000.00
<b>01.03.00</b>	<b>GASTOS DE LIQUIDACION DE OBRA</b>				
01.03.00		1.00	4,000.00	1.00	4,000.00
<b>01.04.00</b>	<b>SERVICIOS</b>				
01.04.01	Papel, Utiles de Escritorio	1.00	107.00	1.00	107.00
01.04.02	Copias	1.00	50.00	1.00	50.00
01.04.03	Ploteo de Planos Replanteo	1.00	120.00	1.00	120.00
01.04.04	Otros	1.00	80.00	1.00	80.00
<b>TOTAL GASTOS GENERALES NO RELACIONADOS CON EL TIEMPO DE EJECUCION DE LA OBRA: FIJOS</b>					<b>S/. 8,357.00</b>
<b>02.00.00</b>	<b>GASTOS GENERALES RELACIONADOS CON EL TIEMPO DE EJECUCION DE LA OBRA</b>				
<b>02.01.00</b>	<b>PERSONAL TECNICO ADMINISTRATIVO</b>				
02.01.01	Ingeniero Residente de obra	1.00	4,600.00	1.00	4,600.00
02.01.02	Ingeniero Asistente	1.00	3,000.00	1.00	3,000.00
02.01.03	Ingeniero Especialista en Costos y Presupuestos	1.00	2,500.00	1.00	2,500.00
02.01.04	Ingeniero Especialista en Medio Ambiente	1.00	2,500.00	1.00	2,500.00
02.01.05	Topografo	1.00	2,000.00	1.00	2,000.00
02.01.06	Ayudante de Topografia	2.00	1,500.00	1.00	3,000.00
02.01.07	Maestro de Obra	1.00	1,900.00	1.00	1,900.00
02.01.08	Responsable de Logistica	1.00	1,800.00	1.00	1,800.00
02.01.09	Chofer	1.00	1,500.00	1.00	1,500.00
02.01.10	Guardianes	1.00	950.00	1.00	950.00
<b>02.02.00</b>	<b>MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION</b>				
02.02.01	Viaticos de viajes circunstanciales y movilidad de personal	1.00	1,500.00	1.00	1,500.00
02.02.02	Alquiler de camioneta 4x4 inc. Combustible	1.00	1,800.00	1.00	1,800.00
<b>02.03.00</b>	<b>OTROS</b>				
02.03.01	Derecho y Uso de Canteras	1.00	2,200.00	1.00	2,200.00
<b>02.04.00</b>	<b>CONTROL DE CALIDAD</b>				
02.04.01	Ensayos y Pruebas de Laboratorio (Diseño de mezcla, rotura de probetas, proctor, etc)	1.00	1,000.00	1.00	1,000.00
02.04.02	Ensayos de Densidad de Campo (SUB RASANTE, SUB BASE, BASE Y AFIRMADO)	1.00	2,400.00	1.00	2,400.00
02.04.03	Pruebas y Certificaciones	1.00	1,217.00	1.00	1,217.00
<b>TOTAL GASTOS GENERALES RELACIONADOS CON EL TIEMPO DE EJECUCION DE LA OBRA: VARIABLES</b>					<b>S/. 33,867.00</b>
<b>TOTAL GASTOS GENERALES</b>					<b>S/. 42,224.00</b>
<b>TOTAL % GASTOS GENERALES</b>					<b>7.00%</b>

# Anexo n° 16-Cronograma de obra y cronograma valorizado.



CRONOGRAMA VALORIZADO DE OBRA						
PROYECTO:		CAUSAS DE LA SOCAVACION DEL PUENTE HUAMBACHO UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE-PROPUESTA DE MEJORA-DISTRITO DE SAMANCO-ANCASH-2018- PRESUPUESTO ENROCADO				
ITEM	PARTIDAS	SEMANAS				TOTAL S/
		1	2	3	4	
	CONSTRUCCION					603,160.49
1.0	TRABAJOS PRELIMINARES Y OBRAS PROVISIONALES					13,736.37
	CARTEL DE OBRA	1,745.37				1,745.37
	MOVILIZACION Y DISMOVILIZACION	4,495.50			4,495.49	8,991.00
	CASETA DE GUARDIANIA, OFICINA Y ALMACEN	3,000.00				3,000.00
2.0	PLAN DE MANEJO AMBIENTAL					13,605.00
	PROGRAMA DE SEGURIDAD Y SALUD OCUPACIONAL	5,000.00				5,000.00
	PROGRAMA PREVENTIVO-CORRECTIVO	960.00	576.00	384.00		1,920.00
	PROGRAMA DE MANEJO DE RESIDUOS			692.50		692.50
	PROGRAMA DE CAPACITACION Y EDUC. AMB.	1,400.00		1,400.00		2,800.00
	PROGRAMA DE CONTINGENCIA	2,500.00				2,500.00
3.0	CONSTRUCCION DE DIQUE ENROCADO - MARGEN DERECHO					278,759.71
	EXCAVACIONES		29,264.99			29,264.99
	RELLENOS			28,735.20		28,735.20
	ENROCADOS				220,759.52	220,759.52
4.0	CONSTRUCCION DE DIQUE ENROCADO - MARGEN IZQUIERDA					297,059.41
	EXCAVACIONES		26,634.04			26,634.04
	RELLENOS			49,665.85		49,665.85
	ENROCADOS				220,759.52	220,759.52
	COSTO DIRECTO	19,100.87	57,167.53	80,185.05	446,707.03	603,160.49
	GASTOS GENERALES (7%)	1,337.06	4,001.73	5,612.95	31,269.49	42,221.23
	UTILIDADES (5%)	955.04	2,858.38	4,009.25	22,335.35	30,158.02
	SUB TOTAL	21,392.97	64,027.64	89,807.25	500,311.87	675,539.74
	IGV (18%)	3,850.73	11,524.98	16,165.31	90,056.14	121,597.15
	TOTAL	25,243.70	75,552.62	105,972.56	590,368.01	797,136.89

Anexo n° 17-Panel fotográfico e imágenes del puente Huambacho.

SE REALIZO EL LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO



Se marcó el punto de estación para comenzar el levantamiento topográfico



Se nivelo la estación total con el ojo de pollo



Se tomaron medidas con el prisma en ambos márgenes del río.

### SE REALIZO ESTUDIO DE SUELOS



Calicata de 1.00 por 1.50 .Se logró llegar a 1.30 de profundidad



Se tomaron muestras del suelo en bolsas plásticas para no perder su humedad



Vista en campo de la calicata C-1



Vista en campo de la calicata C-2 (en el lecho del río)



Muestra lista para el horno y obtener su contenido de humedad



Las muestras pasaron por 24 horas en el horno



Vista desde el tamiz n° ¾ hasta el tamiz n°200



Se cuartio 2 kilos para poder realizar el tamizado



Realizando el ensayo de copa de casa grande para el contenido de humedad

FOTOGRAFIAS ANTES-DURANTE-DESPUES DEL FENOMENO DEL NIÑO  
COSTERO



Vista transversal del puente Huambacho  
(Fuente: Descolmatación del río Nepeña ,2015)



Puente Huambacho a inicios del fenómeno del niño costero donde se puede ver cómo se va colmatando la sub estructura, obstruyendo el flujo del río.

(Fuente: Diario de Chimbote, 2017)



Puente Huambacho ya colapsado por evento extraordinario, socavando el estribo derecho

(Fuente: El comercio ,2017)



Puente Huambacho ya colapsado por evento extraordinario, socavando el estribo izquierdo

(Fuente: El comercio ,2017)



Vista aérea del Puente Huambacho donde se observa mayor socavación en el estribo derecho (Fuente: El comercio ,2017)



Vista aérea del Puente Huambacho donde se observa el desborde el río Nepeña al margen derecho del río (Fuente: El comercio ,2017)

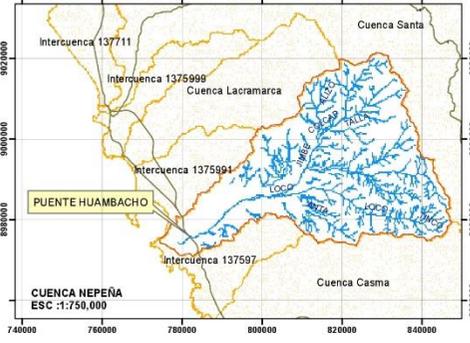
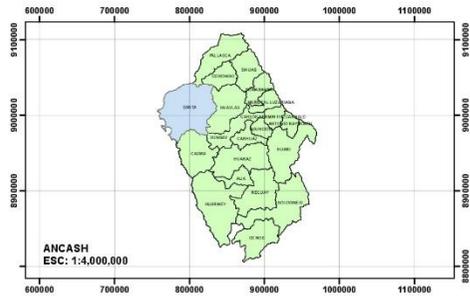
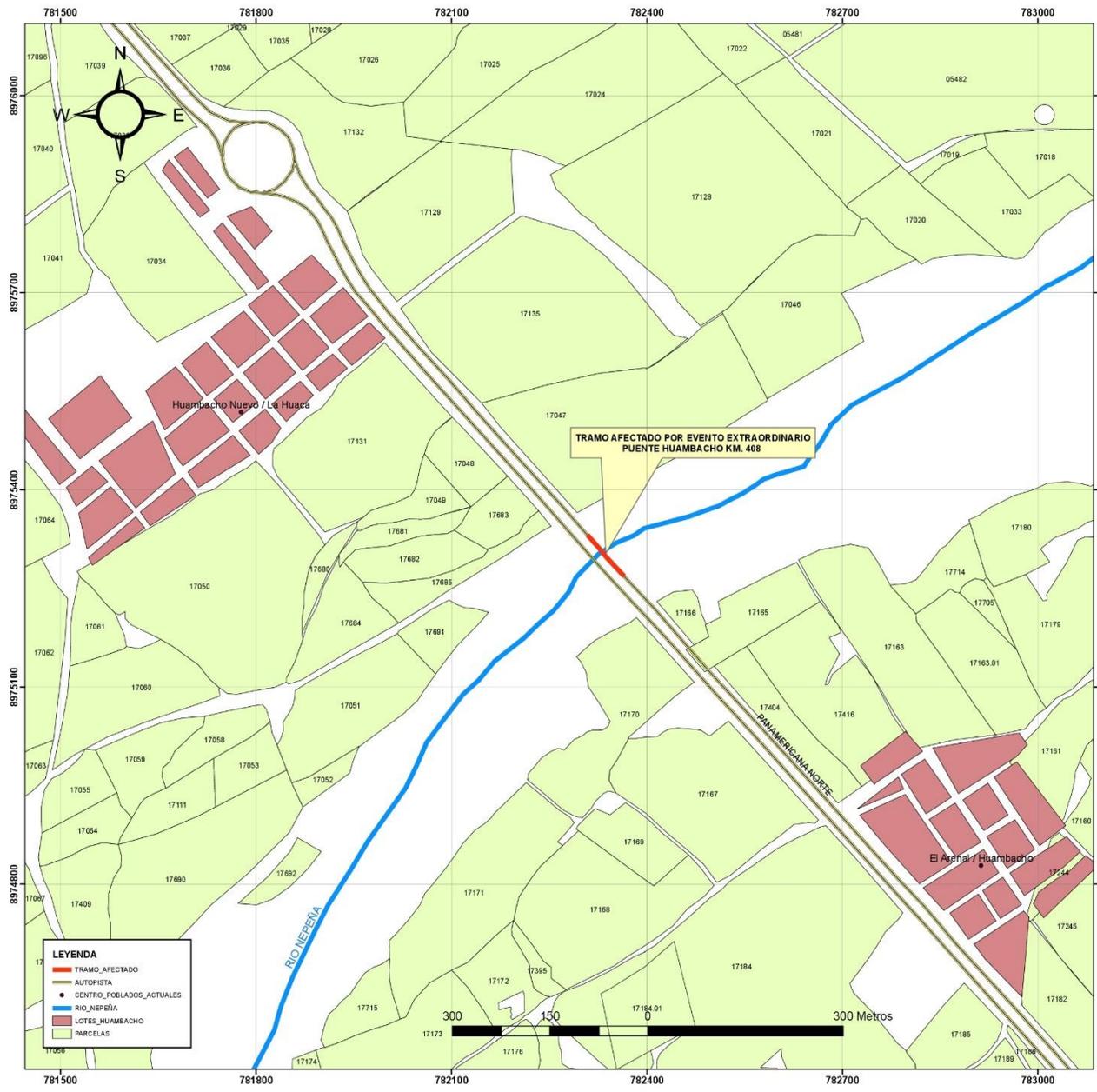


Puente Huambacho donde se observa la colmatación que tuvo en el estribo izquierdo obligando a que la corriente se desplace al lado derecho del río  
(Fuente: El comercio ,2017)



Puente Huambacho en mal estado por las causas de la socavación  
(Fuente: El comercio ,2017)

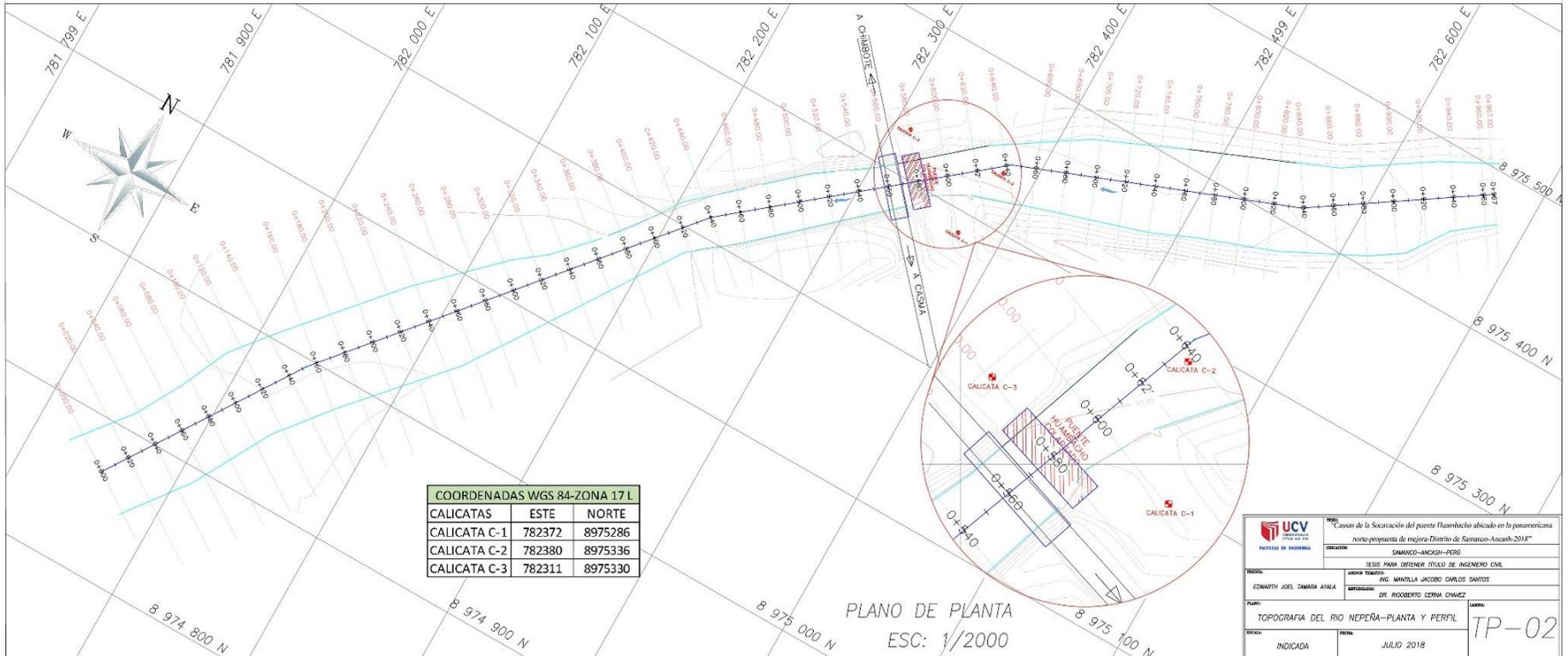
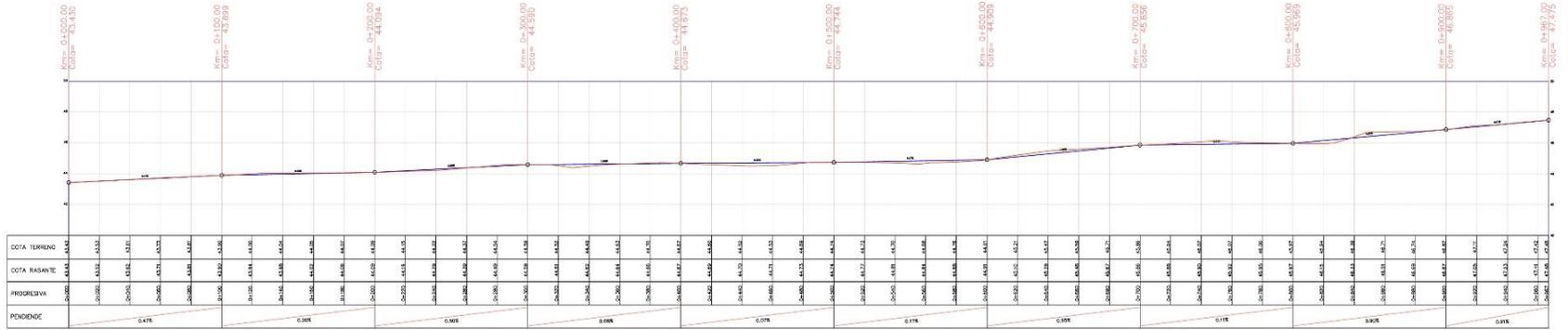
## UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO



<p>UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO</p> <p>FACULTAD DE INGENIERIA</p> <p>ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL</p>	<p>TESIS: CAUSAS DE LA SOCAVACION DEL PUENTE HUAMBACHO UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE-PROPUESTA DE MEJORA-DISTRITO DE SAMANCO-ANCASH-2018</p>	
	<p>UBICACION: SAMANCO-ANCASH-PERU</p>	
<p>TESIS PARA OBTENER TITULO DE INGENIERO CIVIL</p>		
<p>TESISTA:</p> <p><b>EDWARTH JOEL TAMARA AYALA</b></p>	<p>ASESOR TEMATICO:</p> <p><b>ING. MANTILLA JACOBO CARLOS SANTOS</b></p>	
		<p>METODOLOGO:</p> <p><b>DR. ING. RIGOBERTO CERNA CHAVEZ</b></p>
<p>PLANO:</p> <p>ESCALA:</p>	<p>UBICACION DE AREA DE ESTUDIO</p> <p>1 : 4,000</p>	<p>LAMINA:</p> <p>FECHA:</p> <p>MAYO 2018</p>
		<p><b>U - 01</b></p>

## TOPOGRAFICO Y PERFIL DEL RIO NEPEÑA

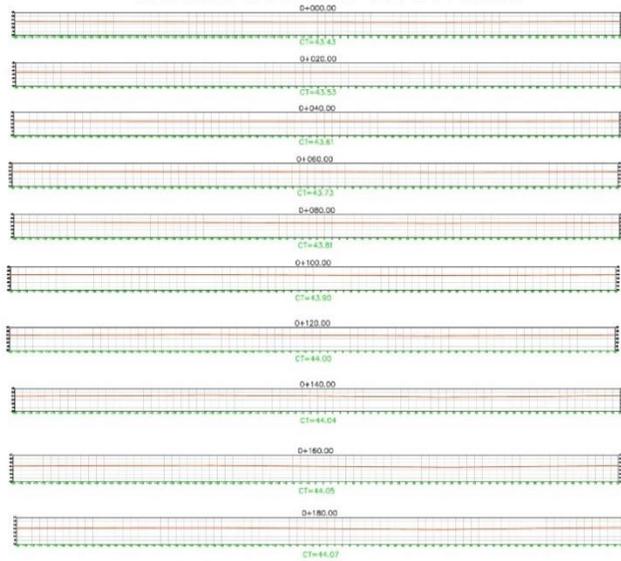
## PERFIL LONGITUDINAL DEL RIO NEPEÑA 0+000 KM AL 0+967.00 KM ESC: 1/250



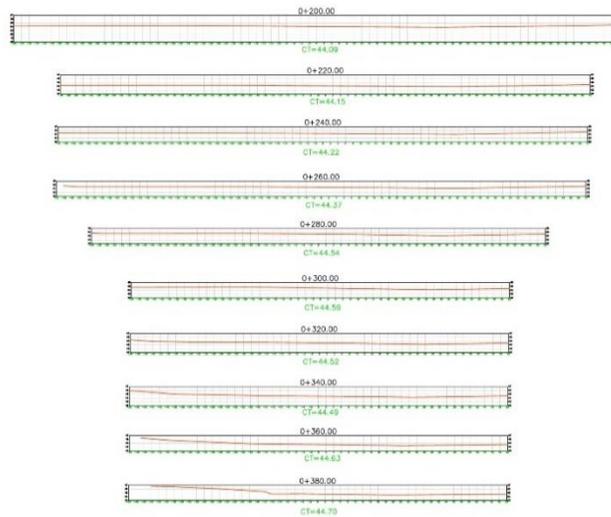
## SECCIONES DEL RIO NEPEÑA

# SECCIONES DEL RIO NEPEÑA 0+000 KM AL 0+967.00

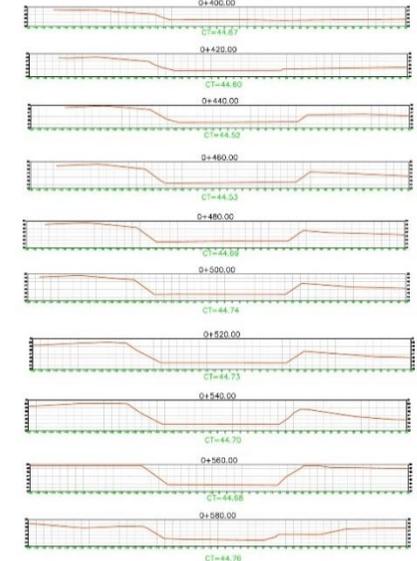
SECCION 0+000.00 AL 0+180.00



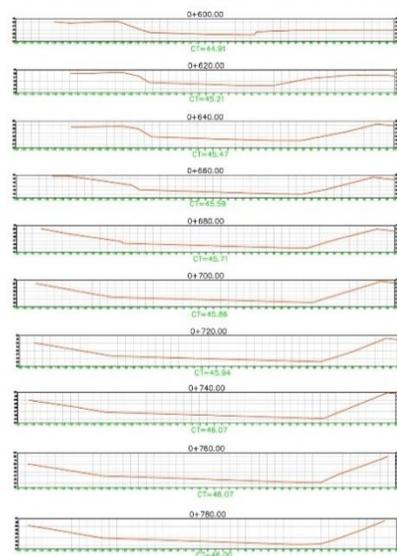
SECCION 0+200.00 AL 0+380.00



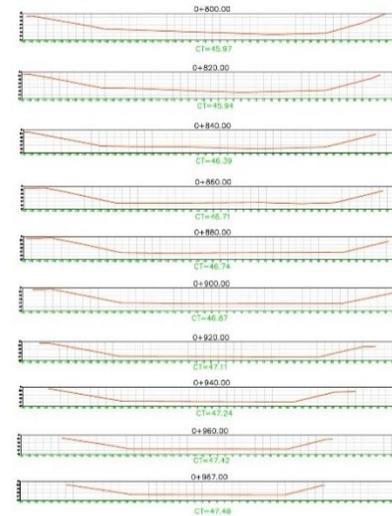
SECCION 0+400.00 AL 0+580.00



SECCION 0+600.00 AL 0+780.00



SECCION 0+800.00 AL 0+967.00



<p>UNIVERSIDAD CAYMAHUASI</p>	<p>TÍTULO: "Causas de la Sacaración del puente Huanhuacho ubicado en la panamericana norte-presupuesto de inversión-Distrito de Sumaco-Ancash-2018"</p>
	<p>UBICACIÓN: SUMACO-ANCASH-PERU</p>
<p>TEMA: TESIS PARA OBTENER TÍTULO DE INGENIERO CIVIL</p>	<p>ASUNTO: ING. MARITZA JACOBO CARLOS SANTOS</p>
<p>FECHA: EDUARDO JOEL TAMAYO AYALA</p>	<p>REVISADO: DR. ROBERTO GONZALEZ</p>
<p>SECCIONES DEL CAUCE DEL RIO NEPEÑA</p>	
<p>ESCALA: 1:250</p>	<p>FECHA: JULIO 2018</p>

SE-03

## PLANO DEL PUENTE HUAMBACHO

## SECCION LONGITUDINAL DEL PUENTE HUAMBACHO

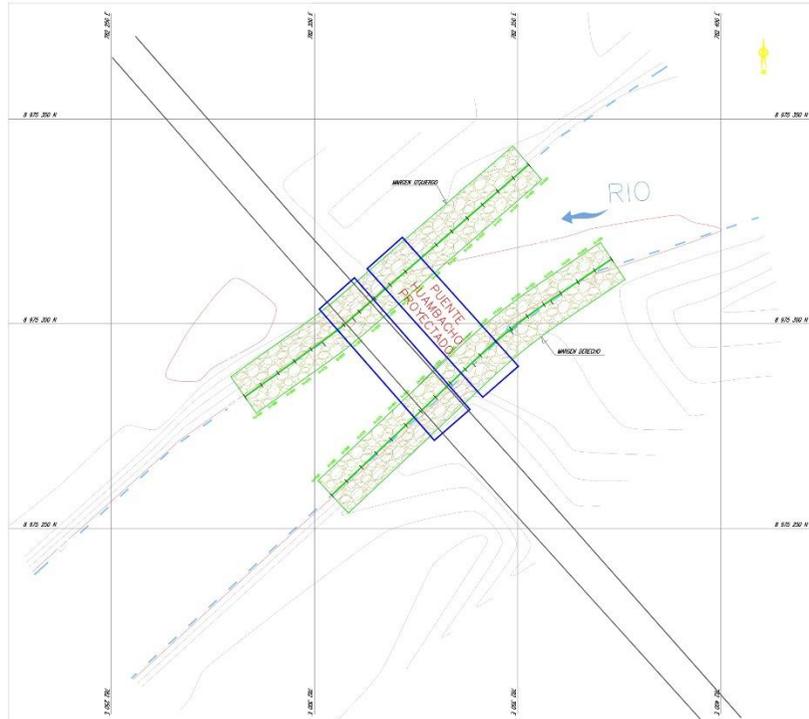
*ESC.: 1/110*



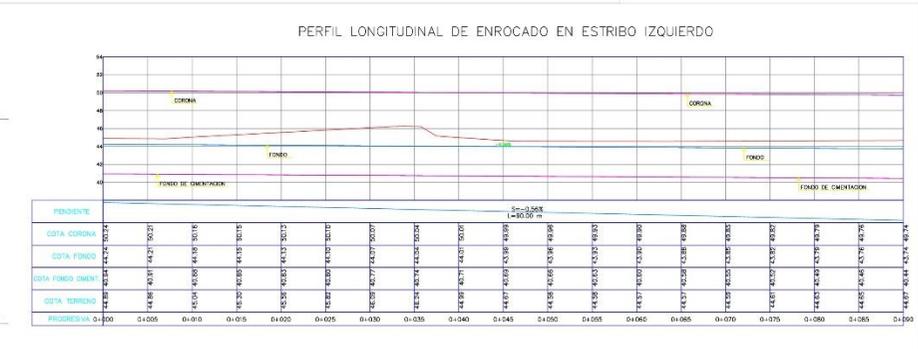
 <b>UCV</b> <small>UNIVERSIDAD CERVA MULLER</small> <small>FACULTAD DE INGENIERIA</small>	<small>TESIS:</small> "Causas de la Socavación del puente Huambacho ubicado en la panamericana norte-propuesta de mejora-Distrito de Samanco-Ancash-2018"	
	<small>UBICACIÓN:</small> SAMANCO-ANCASH-PERÚ	
<small>TÍTULO:</small> EDWARTH JOEL TAMARA AYALA	<small>TESIS PARA OBTENER TÍTULO DE INGENIERO CIVIL</small>	
<small>ASESOR TÉCNICO:</small> ING. MANTILLA JACOBO CARLOS SANTOS	<small>METODOLÓGICO:</small> DR. RIGOBERTO CERNA CHAVEZ	
<small>PLANO:</small> SECCION LONGITUDINAL-PUENTE HUAMBACHO	<small>LÁMINA:</small> SL-04	
<small>ESCALA:</small> INDICADA	<small>FECHA:</small> JULIO 2018	

ENROCADO Y PERFILES DE MARGEN DERECHO E  
IZQUIERDO

# PLANO EN PLANTA Y PERFILES DE ENROCADO EN EL RÍO NEPEÑA



PLANO DE PLANTA  
ESC: 1/2000

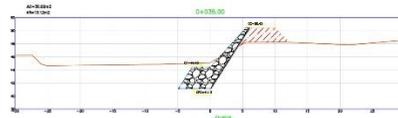
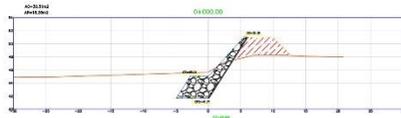
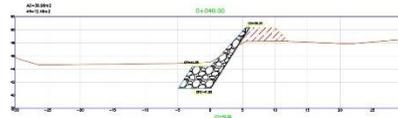
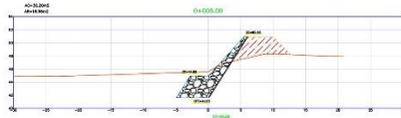
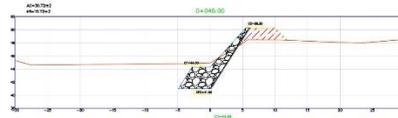
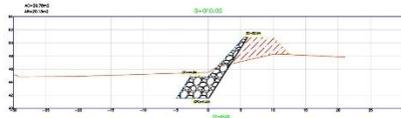
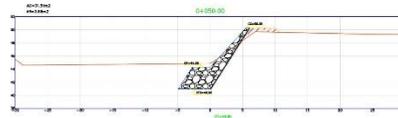
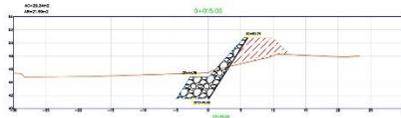
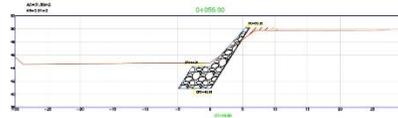
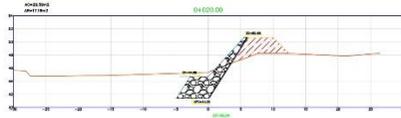
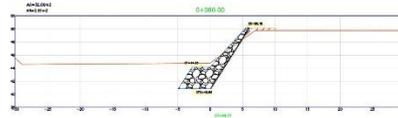
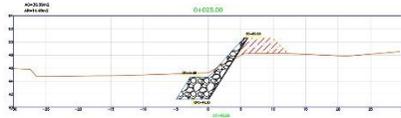
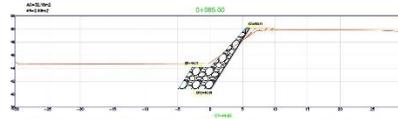
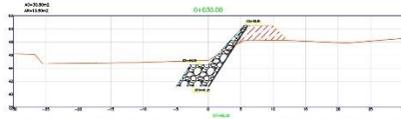


<p>UNIVERSIDAD CAYMAHUASI FACULTAD DE INGENIERIA</p>	<p>TITULO: "Clasificación de la Sección del puente Huanibacno ubicado en la puzamarcas nivel proyectado de aguas. Puerto de Saranaco-Ancash-2018"</p>
	<p>SEMESTRE: SÁBADO-ANCASH-PEÑO</p>
<p>FECHA: 2018</p>	<p>FECHA PARA OBTENER TÍTULO DE INGENIERO CIVIL</p>
<p>ALUMNO: EDUARDO JOEL DAMARCA AYALA</p>	<p>ASESOR: ING. MARITZA JACOBO GARCÉS SANTOS</p>
<p>PROFESOR: DR. PROYECTO CIVIL CHAVEL</p>	<p>LABORATORIO: DR. PROYECTO CIVIL CHAVEL</p>
<p>PLANO EN PLANTA Y PERFILES DE ENROCADO</p>	
<p>FECHA: JULIO 2018</p>	<p>LABORATORIO: PP-05</p>

SECCIONES DE ENROCADO EN MARGEN DERECHO  
E IZQUIERDO

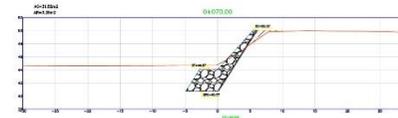
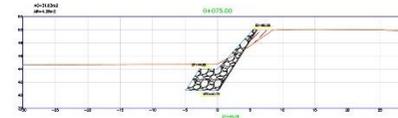
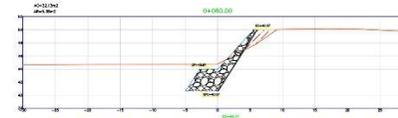
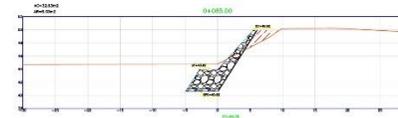
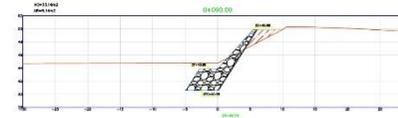
# SECCIONES TRANSVERSALES DE ENROCADO EN MARGEN DERECHO

ESCALA= H: 1/200



PROGRESIVA	DISTANCIA	AREA DE CORTE	VOLUMEN DE
m	m	m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>
0+430.00		38.81	
0+435.00	5.00	39.25	191.73
0+440.00	5.00	39.71	195.85
0+445.00	5.00	39.94	197.81
0+450.00	5.00	39.94	197.70
0+455.00	5.00	39.89	197.45
0+460.00	5.00	39.82	197.10
0+465.00	5.00	39.72	196.60
0+470.00	5.00	39.59	195.95
0+475.00	5.00	39.43	195.15
0+480.00	5.00	39.24	194.20
0+485.00	5.00	39.01	193.05
0+490.00	5.00	38.74	191.70
<b>VOLUMEN DE CORTE (m<sup>3</sup>)</b>			<b>2868.58</b>

PROGRESIVA	DISTANCIA	AREA DE RELLENO	VOLUMEN DE
m	m	m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>
0+430.00		18.20	
0+435.00	5.00	18.00	-85.35
0+440.00	5.00	25.12	83.35
0+445.00	5.00	14.58	-70.52
0+450.00	5.00	17.85	88.14
0+455.00	5.00	14.58	-69.35
0+460.00	5.00	13.88	-67.90
0+465.00	5.00	13.47	-67.15
0+470.00	5.00	12.85	-64.25
0+475.00	5.00	12.22	-61.10
0+480.00	5.00	3.66	-17.98
0+485.00	5.00	2.91	-13.11
0+490.00	5.00	2.01	-7.10
0+495.00	5.00	2.00	-1.00
0+500.00	5.00	2.20	-1.20
0+505.00	5.00	1.20	-0.40
0+510.00	5.00	1.20	-0.40
0+515.00	5.00	0.60	-0.20
0+520.00	5.00	0.14	-0.11
<b>VOLUMEN DE RELLENO (m<sup>3</sup>)</b>			<b>-84.00</b>




**UCV**  
 UNIVERSIDAD CATOLICA DEL VENEZUELA  
 FACULTAD DE INGENIERIA

TITULO: "Clasificación de la Sección de del puente Huanaburo ubicado en la jurisdicción de la parroquia de San Juan de los Rios de Saracocó-Aracua-2018"  
 UBICACION: SARACOCÓ-ARACUA-PEÑO

FESES PARA OBTENER TITULO DE INGENIERO CIVIL

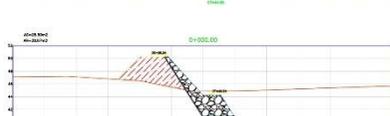
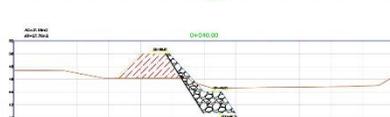
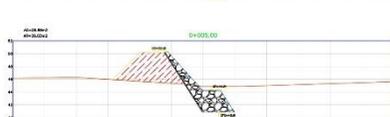
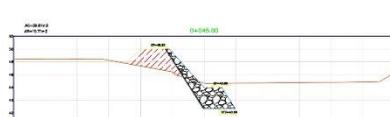
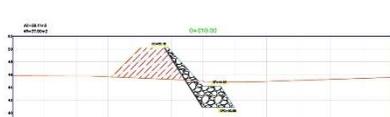
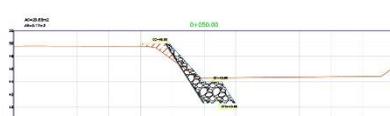
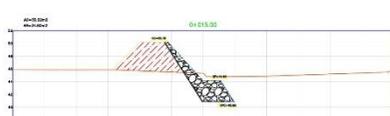
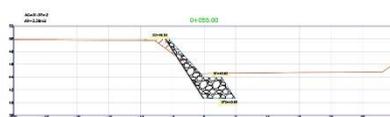
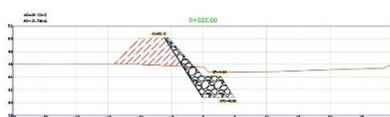
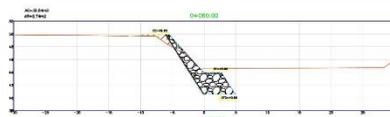
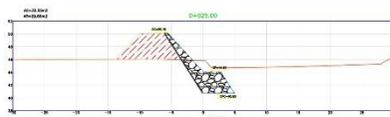
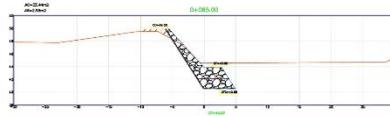
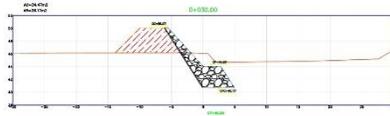
TEMA: **SECCIONES DE ENROCADO EN MARGEN DERECHO**  
 ASISTENTE TEMA: DR. MARITZA JACOBO GARCIA SANTOS  
 TUTOR: EDUARDO JOEL TAMARA AYALA  
 METODOLÓGICO: DR. ROBERTO ORTIZ GARCIA

FECHA: INDICADA  
 MES: JULIO 2018

LUGAR: **SE-06**  
 1 de 1

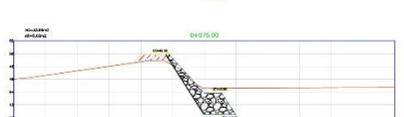
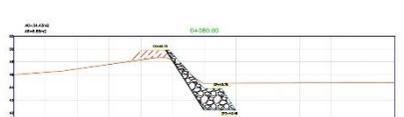
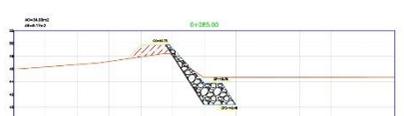
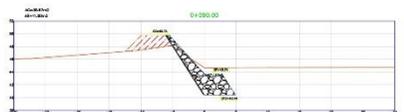
# SECCIONES TRANSVERSALES DE ENROCADO EN MARGEN IZQUIERDO

ESCALA= H: 1/200



PROGRESIVA	DESIANCA	AREA DE CORTE	VOLUMEN DE CORTE
00+00.00	0+00	0.00	0.00
00+05.00	0+05	10.00	10.00
00+10.00	0+10	20.00	20.00
00+15.00	0+15	30.00	30.00
00+20.00	0+20	40.00	40.00
00+25.00	0+25	50.00	50.00
00+30.00	0+30	60.00	60.00
00+35.00	0+35	70.00	70.00
00+40.00	0+40	80.00	80.00
00+45.00	0+45	90.00	90.00
00+50.00	0+50	100.00	100.00
00+55.00	0+55	110.00	110.00
00+60.00	0+60	120.00	120.00
00+65.00	0+65	130.00	130.00
00+70.00	0+70	140.00	140.00
00+75.00	0+75	150.00	150.00
00+80.00	0+80	160.00	160.00
00+85.00	0+85	170.00	170.00
00+90.00	0+90	180.00	180.00
00+95.00	0+95	190.00	190.00
01+00.00	1+00	200.00	200.00
<b>VOLUMEN DE CORTE TOTAL</b>			<b>2000.00</b>

PROGRESIVA	DESIANCA	AREA DE CORTE	VOLUMEN DE CORTE
00+00.00	0+00	0.00	0.00
00+05.00	0+05	10.00	10.00
00+10.00	0+10	20.00	20.00
00+15.00	0+15	30.00	30.00
00+20.00	0+20	40.00	40.00
00+25.00	0+25	50.00	50.00
00+30.00	0+30	60.00	60.00
00+35.00	0+35	70.00	70.00
00+40.00	0+40	80.00	80.00
00+45.00	0+45	90.00	90.00
00+50.00	0+50	100.00	100.00
00+55.00	0+55	110.00	110.00
00+60.00	0+60	120.00	120.00
00+65.00	0+65	130.00	130.00
00+70.00	0+70	140.00	140.00
00+75.00	0+75	150.00	150.00
00+80.00	0+80	160.00	160.00
00+85.00	0+85	170.00	170.00
00+90.00	0+90	180.00	180.00
00+95.00	0+95	190.00	190.00
01+00.00	1+00	200.00	200.00
<b>VOLUMEN DE CORTE TOTAL</b>			<b>2000.00</b>



<p>UNIVERSIDAD CAYMAHUASI FACULTAD DE INGENIERIA</p>	<p>TITULO: "Casas de la Secaración del pueblo Huambacho ubicado en la panamericana norte-proyecto de mejoramiento de San Marcos-Ancash-2018"</p>
	<p>UBICACION: SAMANCO-INCASH-PERU</p>
<p>TESIS PARA OBTENER TITULO DE INGENIERO CIVIL</p>	<p>ASUNTO: TESIS</p>
<p>EDUARDO JOEL TAMAYO AYALA</p>	<p>VENDEDOR: ING. MARITZA JACOBINO DANLOS SANTOS</p>
<p>PAIS:</p>	<p>DR. ROBERTO CERRA CHAVEZ</p>
<p>SECCIONES DE ENROCADO EN MARGEN IZQUIERDO</p>	
<p>INDICADA</p>	<p>FECHA: JULIO 2018</p>
<p>SE-06</p>	

Anexo n° 19-Estudio de mecánica de suelos y parte del manual de hidrología, hidráulica y drenaje (MTC)-norma E 0.50 y manual de diseño de puentes



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

## INFORME TÉCNICO DE ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

### PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

“Causas de la Socavación del Puente Huambacho Ubicado en la Panamericana Norte – Propuesta de Mejora – Distrito de Samanco - Ancash 2018”



**Solicitante:** Tamara Ayala Edwarth Joel

**Apoyo técnico:** Lener H. Villanueva Vásquez

**NUEVO CHIMBOTE, ABRIL DE 2018**

CAMPUS CHIMBOTE  
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires  
Av. Central Nuevo Chimbote  
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Victor Rolando Rojas Silva  
Director de la Escuela De Ingeniería Civil

Lener Hamilton Villanueva Vásquez  
TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru  
@ucv\_peru  
#saliradelante  
ucv.edu.pe



# UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

## INDICE

1. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.....	3
1.1. Generalidades .....	3
1.2. Metodología y plan de trabajo.....	4
1.3. Plan de trabajo.....	5
2. UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	6
2.1. Clima y Temperatura:.....	9
3. GEOLOGÍA DEL AREA EN ESTUDIO.....	10
4. GEOLOGÍA REGIONAL .....	14
5. TRABAJO DE CAMPO .....	15
6. ENSAYOS DE LABORATORIO .....	15
7. ENSAYOS ESTARDAR.....	16
8. CLASIFICACION DE SUELO .....	16
9. CARACTERISTICAS DEL TERRENO DE FUNDACION .....	16
10. DETERMINACION DEL POTENCIAL DE EXPANSIÓN.....	17
11. TERRENOS COLINDANTES.....	17
14. DESCRIPCION DEL PERFIL ESTRATIGRAFICO .....	22
15. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	22

**CAMPUS CHIMBOTE**  
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires  
Av. Central Nuevo Chimbote  
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



*Mg. Victor Rolando Rojas Silva*  
Director de la Escuela de Ingeniería Civil

*Lener Hamilton Villanueva Vásquez*  
TECNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru  
@ucv\_peru  
#saliradelante  
ucv.edu.pe



## 1. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.

### 1.1. Generalidades

#### Objetivos

El objetivo principal del presente estudio de investigación consiste en realizar el estudio de geotecnia y mecánica de suelos, en el marco de la mejora del estudio definitivo del Proyecto de Investigación: "Causas de la Socavación del Puente Huambacho Ubicado en la Panamericana Norte – Propuesta de Mejora – Distrito de Samanco - Ancash 2018"

El estudio de suelos está orientado a determinar las características físico-mecánicas del área donde se emplazará el proyecto de investigación, con el propósito de estimar su comportamiento, así como sus propiedades de esfuerzo y deformación, proporcionándose las condiciones mínimas, capacidad portante admisible y las recomendaciones necesarias.

Para alcanzar el objetivo principal, se requiere alcanzar los siguientes objetivos específicos:

- ✓ Elaboración de un estudio geológico que sirva de marco para las investigaciones geotécnicas.
- ✓ Realización de los ensayos de laboratorio de mecánica de suelos.
- ✓ Interpretación de los resultados de las investigaciones geotécnicas de campo y los ensayos de laboratorio.
- ✓ Elaboración de los perfiles estratigráficos y establecimiento de las consideraciones geotécnicas.
- ✓ Elaboración de las recomendaciones técnicas y tipo de edificación.

Los objetivos secundarios fueron alcanzados mediante la implementación de una metodología de estudio adecuada y la ejecución de un plan de trabajo, que

CAMPUS CHIMBOTE  
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires  
Av. Central Nuevo Chimbote  
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Victor Rolando Rojas Silva  
Director de la Escuela de Ingeniería Civil

Lener Hamilton Villanueva Vásquez  
TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru  
@ucv\_peru  
#saliradelante  
ucv.edu.pe



## UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

guardaron correspondencia con los términos de referencia establecidos para el presente estudio.

### 1.2. Metodología y plan de trabajo

#### Metodología

El conjunto de actividades de campo, laboratorio y gabinete contemplados en la ejecución de las investigaciones geotécnicas, ha sido implementado en tres fases:

##### a) Fase preliminar

Esta fase de trabajo estuvo programada para desarrollarse en un lapso de quince días, durante el cual se realizaron las siguientes actividades:

- Recopilación de información básica existente.
- Planeamiento de las distintas actividades de campo y laboratorio de mecánica de suelos, incluyendo el desplazamiento e instalación del personal técnico, equipos de laboratorio y el apoyo logístico correspondiente.

##### b) Fase de campo y ensayos de laboratorio

- Exploración de campo para el estudio geológico del área de estudio con fines geotécnicos.

**Clasificación visual manual de las muestras.** - Se tomaron muestras alteradas y disturbadas para su análisis en el laboratorio anotando en una libreta sus propiedades físicas observables para complementar los resultados que se obtengan en el laboratorio.

Los resultados tanto de laboratorio como de campo son plasmados en un perfil estratigráfico que representa la variabilidad de los suelos que conforman el terreno de fundación.

De los materiales encontrados en los diversos estratos (capas), se tomaron muestras selectivas en forma representativa, los cuales se colocaron en bolsas de polietileno (doble), las que fueron descritas e identificadas siguiendo la norma



CAMPUS CHIMBOTE  
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires  
Av. Central Nuevo Chimbote  
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Victor Rolando Rojas Silva  
Director de la Escuela de Ingeniería Civil

Lener Hamilton Villanueva Vásquez  
TECNICO DE LABORATORIO

fb/ucv.peru  
@ucv\_peru  
#saliradelante  
ucv.edu.pe



## UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

ASTM D-2488 "Practica Recomendable para la Descripción de Suelos", para posteriormente ser trasladados al laboratorio.

### c) Fase de gabinete

Interpretación de los resultados de las investigaciones geotécnicas de campo, ensayos de laboratorio de mecánica de suelos.

- Elaboración de los perfiles geotécnicos representativos del suelo donde se emplazará el proyecto en mención. Asimismo, la presentación de las profundidades de las napas freáticas encontradas (en caso de presentarse) y los parámetros físicos de suelo con fines de cimentación.
- Recomendaciones técnicas y diseño estructural de cimentación y consideraciones constructivas
- Conclusiones y recomendaciones del estudio geotécnico.

### 1.3. Plan de trabajo

#### a) Planteamiento del estudio

El planeamiento del estudio geotécnico, ha sido realizado como una parte del sistema interno de control de calidad. Esto incluyó:

- La definición del área del estudio.
- Identificación de las tareas de campo, laboratorio y gabinete a ser emprendidas, y los alcances de las mismas.
- Elaboración de metodologías para cada una de las actividades de campo, laboratorio y trabajos de gabinete.
- Establecimiento de la secuencia de actividades y la interdependencia de las mismas.
- Procedimientos de interpretación y discusión de los resultados de campo y laboratorio.

CAMPUS CHIMBOTE  
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires  
Av. Central Nuevo Chimbote  
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Victor Rolando Rojas Silva  
Director de la Escuela De Ingeniería Civil

Lener Hamilton Villanueva Vásquez  
TECNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru  
@ucv\_peru  
#saliradelante  
ucv.edu.pe



## UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

- Estimación de los recursos requeridos para el cumplimiento de cada una de las tareas, y determinación de las tareas críticas en cuanto al tiempo y recursos que demanden.

Para el estudio geotécnico, las actividades han sido agrupadas en dos frentes de trabajo:

- Frente de excavación de calicatas.
- Frente de ensayos de laboratorio de mecánica de suelos, granulometría y contenido de humedad.

El planteamiento del estudio ha sido basado en los mejores datos disponibles en la literatura técnica, normas y manuales técnicos, y la experiencia en campo del técnico.

## 2. UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

El presente proyecto de investigación se ejecutará en los estribos del puente Huambacho Samanco, perteneciente al Distrito de Samanco, Provincia de Santa, Departamento de Ancash. Específicamente el proyecto de investigación es "Causas de la Socavación del Puente Huambacho Ubicado en la Panamericana Norte – Propuesta de Mejora – Distrito de Samanco - Ancash 2018"



CAMPUS CHIMBOTE  
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires  
Av. Central Nuevo Chimbote  
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Víctor Rolando Rojas Silva  
Director de la Escuela de Ingeniería Civil

Lener Hamilton Villanueva Vásquez  
TÉCNICO DE LABORATORIO

fb/ucv.peru  
@ucv\_peru  
#saliradelante  
ucv.edu.pe

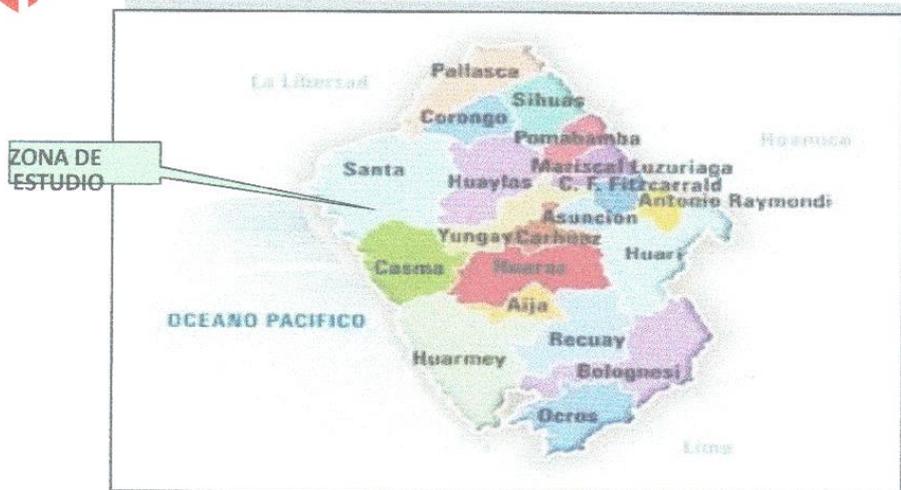


FIGURA N° 01: Mapa provincial del departamento de Ancash. La zona en estudio se encuentra en la Provincia de Santa.



FIGURA N° 02: La zona en estudio se encuentra en el puente Huambacho Samanco

**CAMPUS CHIMBOTE**  
 Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires  
 Av. Central Nuevo Chimbote  
 Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000

  
*Mg. Victor Rolando Rojas Silva*  
 Director de la Escuela de Ingeniería Civil

  
*Lener Hamilton Villanueva Vásquez*  
 TÉCNICO DE LABORATORIO

fb/ucv.peru  
 @ucv\_peru  
 #saliradelante  
 ucv.edu.pe





FIGURA N° 03: Mapa del Perú. La zona en estudio se encuentra en la Ciudad de Samanco, Provincia de Santa, Departamento de Ancash.



CAMPUS CHIMBOTE  
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires  
Av. Central Nuevo Chimbote  
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Victor Rolando Rojas Silva  
Director de la Escuela de Ingeniería Civil



Lencor Hamilton Villanueva Vásquez  
TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru  
@ucv\_peru  
#saliradelante  
ucv.edu.pe



## UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

### 2.1. Clima y Temperatura:

El centro poblado de Huambacho presenta un clima Calido los meses de verano (Noviembre a Abril) y a una temperatura promedio mínima de 18 °C durante los meses de invierno (Mayo a Octubre). El promedio de temperatura en verano es de 25°C y el promedio en invierno es de 18°C

#### Precipitación

Muy raras veces llueve en la región y se sabe de décadas que transcurren sin ella. El régimen de lluvias en la cuenca es relativamente homogéneo, conteniendo en el año dos épocas definidas, una humedad correspondiente a los meses de verano y otra seca ocurriendo básicamente en los meses restantes se pueden considerar como transición entre estas épocas. Se ha observado que el mes de máximas precipitaciones en todas las estaciones analizadas es el mes de marzo y el de mínimas precipitaciones es el mes de Julio

#### Humedad atmosférica

Como es normal para las zonas costeras, se considera que la ciudad de Samanco está en una zona húmeda. El vapor de agua desempeña un rol importante en la evolución de los fenómenos atmosféricos y en las características fundamentales del clima. Una de las formas de expresar el contenido de vapor de agua del aire es por medio de la humedad relativa en las cuatro estaciones meteorológicas ubicadas en Chimbote. La humedad relativa media mensual histórica es de 73% Se dispone de información de horas de sol en las estaciones del Puerto de Samanco y Chimbote en las cuales se establece que el promedio de horas de brillo solar varía de 7 a 9 horas en los meses de verano y en los meses de invierno varía de 5 a 7 horas.



**CAMPUS CHIMBOTE**  
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires  
Av. Central Nuevo Chimbote  
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



*Ng. Victor Rolando Rojas Silva*  
Director de la Escuela De Ingeniería Civil

*Lener Hamilton Villanueva Vásquez*  
TÉCNICO DE LABORATORIO

fb/ucv.peru  
@ucv\_peru  
#saliradelante  
ucv.edu.pe



## UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

### 3. GEOLOGÍA DEL AREA EN ESTUDIO

#### 3.1. Geomorfología

##### 3.1.1. Principales Agentes Modeladores

Dentro de los principales agentes que han dado origen a las geoformas actuales se tiene el agua y el viento como los que han jugado un papel muy importante. Las intensas lluvias que se producen en la región costanera después de largos periodos de sequía, origina grandes torrentes que descienden por las diversas quebradas, los materiales acarreados por dichos torrentes se han acumulado en las planicies bajas en formas de grandes abanicos.

##### 3.1.2. Unidades Geomorfológicas

Las unidades geomorfológicas mayores son la faja costanera, los valles de la vertiente pacífica y las estribaciones de la cordillera occidental, dentro de las cuales se pueden identificar en la zona las siguientes unidades menores.

Cuadrángulo de Chimbote, los afloramientos de gabros y rocas asociados se encuentran en la Isla Blanca, cerró señal Taricay y Cerro Tambo. Los afloramientos de gabros tienen coloraciones oscuras que se diferencian de las rocas adyacentes por su mayor resistencia a la erosión. En algunos casos tienen morfología resaltante, como el caso del Cerro Tortugas, Cerro Prieto, Cerro Samanco, etc.

Los componentes intrusivos iniciales del Batolito de la costa Varían en un rango desde gabro a diorita, según sus características jeroglíficas se han separado en los mapas geológicos respectivos cuerpos de gabro, diorita, microdiorita a diablia y un complejo de diques, cada uno de ellos tiene una forma y distribución espacial.

#### 3.2. Súper Unidad Santa Rosa

El lado Oeste del Batolito está compuesto por un complejo muy variado de tonalita ácida. Las características petrográficas y de campo de este complejo son muy similares a las del complejo de la región Chancay – Huaura (Cobbing yPitcher, 1972). Ya que el complejo de la tonalita acida de la región de Casma representa claramente la continuación hacia el norte, del Complejo Tonalita Santa Rosa de Cobbing

CAMPUS CHIMBOTE  
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires  
Av. Central Nuevo Chimbote  
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Victor Rolando Rojas Silva  
Director de la Escuela de Ingeniería Civil



Lener Hamilton Villanueva Vásquez  
TÉCNICO DE LABORATORIO

fb/ucv.peru  
@ucv\_peru  
#saliradelante  
ucv.edu.pe





## UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

Pitcher; Child R. (1976) prefiere mantener el nombre y sin embargo cambia la denominación de "Complejo" por la de "Super Unidad"

La súper unidad Santa Rosa es la más amplia de las unidades intrusivas que forman el Batolito cubriendo aproximadamente el 60 % del área total, correspondiente a las rocas intrusivas. Aflora en una extensa franja que va desde Chimbote en el Norte, hasta la quebrada Berna Puquio en el Sur (Culebras) y se prolonga más hacia el Sur a los Cuadrángulos adyacentes.

### 3.2.1. Depósitos cuaternarios

La evidencia del levantamiento y erosión de la región se sustenta en la presencia de terrazas marinas levantadas, depósitos marinos recientes, terrazas aluviales levantadas, depósitos aluviales recientes, depósitos eólicos estabilizados y acumulaciones eólicas en actividad, etc. Todos estos depósitos fluvio-aluviales depósitos residuales y aun los deslizamientos constituyen la cobertura del material reciente que recubren gran parte del área de estudio y por simplificación de le ha agrupado como depósitos marinos, eólicos y aluviales.

### 3.2.2. Depósitos marinos

Se encuentran distribuidos a lo largo del litoral, especialmente en las bahías y efirantes; consiste de arenas semiconsolidadas con estratificación sesgada, cuyos componentes son cuarzo de 1 a 3 milímetros, granos oscuros de rocas volcánicas finas en algunos casos con fragmentos de conchas en una matriz de arena gruesa. Los remanentes de depósitos marinos levantados en general se inclinan suavemente hacia el Oeste.

### 3.2.3. Depósitos eólicos

Se pueden distinguir dos tipos de arenas eólicas; los montículos de arenas eólicas; los montículos de arena estabilizadas y depósitos de arena en movimiento o continua evolución.

Las arenas estabilizadas se observan al Este del balneario Los Chimus, al de Samanco, etc.



CAMPUS CHIMBOTE  
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires  
Av. Central Nuevo Chimbote  
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Victor Rolando Rojas Silva  
Director de la Escuela de Ingeniería Civil

Lener Hamilton Villanueva Vásquez  
TÉCNICO DE LABORATORIO

fb/ucv.peru  
@ucv\_peru  
#saliradelante  
ucv.edu.pe



## UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

Los procesos eólicos trabajan rápidamente las arenas y cubren los depósitos de playas, estos últimos representan la fuente principal del material eólico que se transporta hacia el continente. El avance continuo de las arenas ha definido cuerpos alargados, longitudinales conocidos como médanos que avanzan hacia el continente sobre yaciendo a rocas cretáceas.

### 3.2.4. Depósitos aluviales

Como se observa en los mapas geológicos los depósitos aluviales son más abundantes en el cuadrángulo de Samanco, en estrecha relación con la mayor extensión de rocas plutónicas, las cuales son fácilmente erosionables, originando depósitos arenosos gruesos y limoarcillas

En los depósitos aluviales se incluyen las terrazas, los rellenos de quebradas y valles, así como los depósitos recientes que constituyen las pampas o llanuras aluviales, las terrazas están formadas por gravas arenas y limos que en algunos casos sobreyacen directamente al basamento rocosos, en otros casos constituyen una secuencia gruesa de depósitos aluviales mal seleccionados con clastos de litologías diversas.

En general los depósitos aluviales son más gruesos a heterogéneos hacia el Este, en cambio hacia el Oeste son de fragmentometría más fina y características más homogéneas, por lo que son explotados como agregados y material de construcción.

#### Geología general:

El centro poblado de Huambacho y sus alrededores está enmarcada dentro de las siguientes geomorfologías:

#### a) Unidad de playas

Se ubica a lo largo de la costa de la bahía de Puerto Samanco y Los Chimus, con un ancho promedio de 10 a 30 m. Está constituido de arenas gruesas, arenas finas y conchas marinas, con intercalaciones de arcillas en los laterales.



CAMPUS CHIMBOTE  
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires  
Av. Central Nuevo Chimbote  
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Victor Rolando Rojas Silva  
Director de la Escuela de Ingeniería Civil

Lener Hamilton Villanueva Vásquez  
TECNICO DE LABORATORIO

fb/ucv.peru  
@ucv\_peru  
#saliradelante  
ucv.edu.pe



## UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

### b) Unidad de pantanos

Limitada por la unidad de playas y ubicada dentro del gran abanico aluvial de Puerto Samanco, presentándose con nivel freático casi superficial y en las áreas distantes del cono aluvial a consecuencia de la crecida del río Nepeña, cuyas aguas se infiltran y fluyen subterráneamente hacia el mar.

En épocas de ocurrencia del Fenómeno "El Niño", el área de pantanos aumenta de extensión superficial, provocando inestabilidades.

### c) Unidad de depósitos aluviales del río Nepeña

Se encuentra a lo largo del cono aluvial, ensanchándose cerca a la desembocadura del río Nepeña en el Océano Pacífico. Los depósitos aluviales se extienden desde Puerto Samanco hasta Los Chimus.

Dentro de esta unidad se encuentra el cauce fluvial del río Nepeña, que en épocas de crecidas produce la erosión local y general del cauce e inundación de las planicies inundables, comprometiendo la seguridad de las obras de ingeniería emplazadas en el cauce y faja marginal del río.

Dicha unidad está constituida de arenas, limos y gravas en profundidades de 1 m a 10 m. El nivel freático varía desde 0,00 m (pantano) hasta 1.50 m de profundidad (áreas limítrofes del abanico).

### d) Unidad de colinas

Es parte de la vertiente andina, constituida de rocas graníticas cubiertas superficialmente con arenas eólicas, formando colinas suaves y onduladas cuyas pendientes varían de 3° a 10°, como se observa en el reservorio R-III y alrededores. En esta unidad se aprecian depósitos coluviales y proluviales, de granulometría heterométrica.

### e) Unidad de dunas

Son depósitos eólicos ubicados en la margen derecha del río Nepeña tienen un espesor de 10 m a 20 m aproximadamente.



CAMPUS CHIMBOTE  
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires  
Av. Central Nuevo Chimbote  
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Victor Rolando Rojas Silva  
Director de la Escuela de Ingeniería Civil

Lener Hamilton Villahueva Vásquez  
TÉCNICO DE LABORATORIO

fb/ucv.peru  
@ucv\_peru  
#saliradelante  
ucv.edu.pe



## UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

### 4. GEOLOGÍA REGIONAL

Geológicamente, a nivel regional se han reconocido las siguientes unidades estratigráficas:

#### a) Cretáceo

Es una secuencia volcánica andesítica, conformada por lavas y brechas, de composición básicamente de andesita y porfírica que presentan fenocristales de plagioclasas anfíboles y en menor proporción piroxenos. También se observan alteraciones de tipo propilitico, cloritización y silicificación incipiente. En la ciudad de Samanco el volcánico se encuentra expuesto principalmente en el extremo norte por los cerros Samanco y Puerto Los Chimus.

#### b) Intrusivos

Este segundo tipo de afloramiento existente en la zona se encuentra representado por formaciones de granodiorita, cuya coloración oscila entre gris oscuro y gris claro, su grano varía entre medio y grueso; teniendo su mejor exposición en el lado Este de la ciudad, en las colinas de las Pampas de Huambacho Nuevo y Huambacho viejo.

#### c) Cuaternario

Son los más predominantes en el área de estudio, formada por extensos depósitos la arena eólica, formando muchas veces colinas de poca elevación. Se nota la presencia de materiales aluvionales y fluviales formando depósitos a lo largo del lecho antiguo del Río Nepeña, así como en el extremo Norte de la ciudad, conocidos como san jacinto, moro, jimbe, etc.

#### Tectonismo

Esta región es considerada como un área de concentración sísmica caracterizada por movimientos con hipocentros entre 40 y 70 Km. de profundidad frente al litoral de Casma y en la falla de Cerro península en Samanco, con relación a los focos sísmicos indicados se estima que en 70 años se puede alcanzar una magnitud de



CAMPUS CHIMBOTE  
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires  
Av. Central Nuevo Chimbote  
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Victor Rolando Rojas Silva  
Director de la Escuela de Ingeniería Civil

Lener Hamilton Villanueva Vásquez  
TECNICO DE LABORATORIO

fb/ucv.peru  
@ucv\_peru  
#saliradelante  
ucv.edu.pe



## UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

6.9 mb y una aceleración de 0.28g para condiciones medidas de cimentación en material blando.

### 5. TRABAJO DE CAMPO

#### Calicata.

Con la finalidad de definir el perfil estratigráfico se realizó la apertura de 03 calicatas a cielo abierto de aproximadamente 1.50 mts. de profundidad, denominándola como C-1, C-2 y C-3 la cual se ubica en el área de estudio, la ubicación de dicha calicata se muestra en el croquis adjunto.

#### Muestreo

Se tomaron muestras alteradas o disturbadas de cada estrato, las cuales fueron guardadas y selladas y enviadas al laboratorio, realizándose ensayos con fines de identificación y clasificación.

#### Registro de sondaje

Paralelamente al avance de las excavaciones de los sondeos, se realizó el registro de excavación vía clasificación manual visual según ASTM D2488, descubriéndose las principales características de los suelos encontrados tales como; espesor tipo de suelo, color, plasticidad, humedad, compacidad etc.

### 6. ENSAYOS DE LABORATORIO

#### Ensayos de laboratorio de mecánica de suelos

Con las muestras alteradas obtenidas de los sondeos realizados, se han ejecutado los siguientes ensayos estándar: 3 ensayo de análisis granulométrico por tamizado, 3 ensayo de contenido de humedad, 01 ensayo de corte directo, Las muestras fueron ensayadas en el laboratorio de Universidad Cesar Vallejo, han sido clasificadas utilizando el Sistema Unificado de Clasificación (SUCS) y American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).



**CAMPUS CHIMBOTE**  
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires  
Av. Central Nuevo Chimbote  
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



*Mr. Victor Rolando Rojas Silva*  
Director de la Escuela de Ingeniería Civil

*Lener Hamilton Villanueva Vásquez*  
TECNICO DE LABORATORIO

fb/ucv.peru  
@ucv\_peru  
#saliradelante  
ucv.edu.pe



## UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

Los ensayos fueron realizados de acuerdo a las Norma Peruana E.050 de Mecánica de Suelos, American Society for Testing and Materials (ASTM), American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

Los resultados de los ensayos de mecánica de suelos estándar se presentan en el Anexo.

### 7. ENSAYOS ESTARDAR

Con las muestras representativas extraídas se realizaron los siguientes ensayos:

1. Análisis Granulométrico. ASTM D 422
2. Contenidos de Humedad. ASTM D 2216
3. Clasificación de los suelos SUCS, ASTM D 2487
4. Descripción visual de los suelos ASTM D 2487

### 8. CLASIFICACION DE SUELO

Las muestras ensayadas se han clasificado de acuerdo a American Association of State Highway Oficial (AASHTO) y al Sistema Unificado de Clasificación de Suelo (SUCCS).

### 9. CARACTERISTICAS DEL TERRENO DE FUNDACION

De acuerdo al análisis efectuado de la estratigrafía del subsuelo y a los ensayos de laboratorio realizados, se concluye que el suelo natural más desfavorable encontrado en el área de estudio, es del tipo A-1-b, está conformado por un material que presenta las siguientes características:

Permeabilidad	: Alta
Expansión	: Baja
Valor como terreno de fundación	: Buena
Característica de Drenaje	: Buena



**CAMPUS CHIMBOTE**  
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires  
Av. Central Nuevo Chimbote  
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



*Mg. Victor Rolando Rojas Silva*  
Director de la Escuela De Ingeniería Civil

*Lener Hamilton Villanueva Vásquez*  
TECNICO DE LABORATORIO

fb/ucv.peru  
@ucv\_peru  
#saliradelante  
ucv.edu.pe

**10. DETERMINACION DEL POTENCIAL DE EXPANSIÓN.**

De acuerdo a Seed, Woodward y Lundgren, establecieron la siguiente tabla de potencial de expansión determinada en laboratorio.

INDICE DE PLASTICIDAD	POTENCIAL DE EXPANSION
0 -15	BAJO
15 -35	MEDIO
35 – 55	ALTO
>55	MUY ALTO

Se ha estimado el potencial de expansión para cada uno de los puntos de investigación del área en estudio, según los ensayos realizados se desprende que hay presencia de suelos poco o nada expansibles.

**11. TERRENOS COLINDANTES**

En el área del proyecto de investigación no se ha podido verificar otros estudios Similares al presente.

**De las cimentaciones adyacentes**

Se ha verificado que algunas de las edificaciones adyacentes son de material noble de 01 piso a 03 pisos. Por la ubicación de las obras previstas en el proyecto, las edificaciones adyacentes no afectaran a las edificaciones a realizarse.

**12. DATOS GENERALES DE LA ZONA.**

- a) **Geodinámica Externa.** – Respecto a este fenómeno lo que se puede anotar es que la zona en estudio se encuentra dentro de la región Media de Sismicidad en el Perú en la Zona 4 cuyo factor es  $Z = 0.45$ , el cual se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de

**CAMPUS CHIMBOTE**  
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires  
Av. Central Nuevo Chimbote  
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



*Ing. Victor Rolando Rojas Silva*  
Director de la Escuela de Ingeniería Civil

*Lener Hamilton Villanueva Vásquez*  
TECNICO DE LABORATORIO

fb/ucv.peru  
@ucv\_peru  
#saliradelante  
ucv.edu.pe





## UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

Como un antecedente relativamente cercano tenemos el terremoto del 31 de Mayo de 1970, el cual fue uno de los más catastróficos de la Historia, su epicentro fue localizado a 9.4° Latitud Sur y 79.3° Longitud Oeste, el cual produjo una aceleración de 0.24g. La magnitud calculada fue de 7.5° en la escala de Richter, la cual fue menor al Sismo del 26 de febrero de 1619 que alcanzó 7.8° en la escala de Richter.

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

- b) **terrenos colindantes.**- Adyacentes al terreno se encuentran viviendas y construcciones de la población

### 13. EFECTO DE SISMO

La zona de estudio corresponde al distrito de Chimbote en el departamento de Ancash, la cual se encuentra dentro de la zona 4 del mapa de zonificación sísmica del Perú de acuerdo a la Norma de Diseño Sismorresistente E-030 del Reglamento Nacional de Edificaciones (2016) como se puede observar en la figura 4.

En la figura 5 se muestra el mapa de distribución de máximas intensidades en el Perú. Las fuerzas sísmicas horizontales pueden calcularse de acuerdo a las normas de diseño sismorresistente según la siguiente relación:

$$\frac{ZUCS}{R} V = P$$



**CAMPUS CHIMBOTE**  
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires  
Av. Central Nuevo Chimbote  
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



*Mr. Victor Rolando Rojas Silva*  
Director de la Escuela de Ingeniería Civil

*Lener Hamilton Villanueva Vásquez*  
TÉCNICO DE LABORATORIO

fb/ucv.peru  
@ucv\_peru  
#saliradelante  
ucv.edu.pe



## UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

- ✓ Para la zona donde se cimentará, el suelo de cimentación es arena limosa el cual tendrá los siguientes parámetros sísmicos: S es el factor Suelo con un valor de  $S=1.1$ , para un periodo predominante de  $T_p=1.0$  s, y Z es el factor de la zona 4 resultando  $Z=0.45g$ .

Para el análisis seudo estático se ha empleado una aceleración máxima de  $0.42g$ , y según la literatura técnica internacional para la selección del coeficiente del análisis seudo estático se ha considerado la mitad de la aceleración máxima de la zona y cuyo valor es  $0.21$ .

En la figura 6 se muestra los valores de isoaceleraciones para un periodo de retorno de 500 años y para una vida útil de 50 años, con una excedencia de 10%.

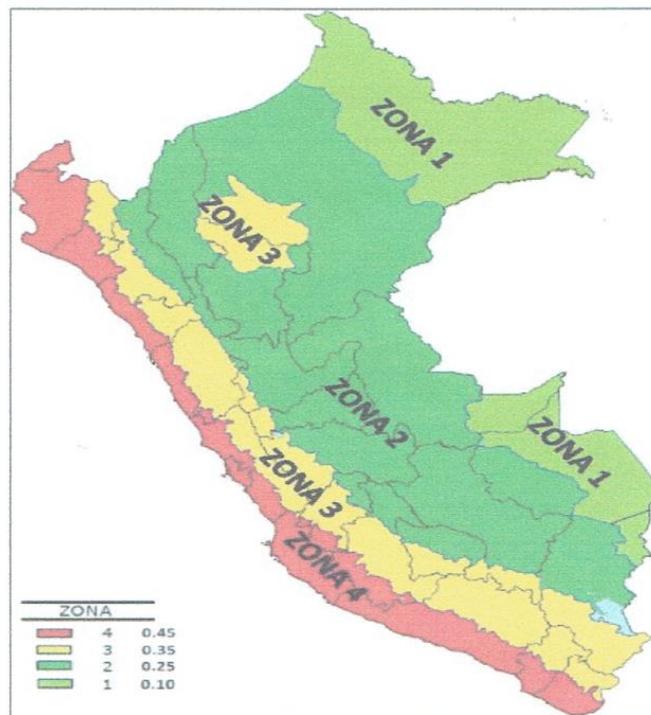


FIGURA N° 04: Mapa de zonificación Sísmica del Perú, según el Reglamento Nacional de Edificaciones (2016)



CAMPUS CHIMBOTE  
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires  
Av. Central Nuevo Chimbote  
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Victor Rolando Rojas Silva  
Director de la Escuela de Ingeniería Civil

Lener Hamilton Villanueva Vásquez  
TECNICO DE LABORATORIO

fb/ucv.peru  
@ucv\_peru  
#saliradelante  
ucv.edu.pe

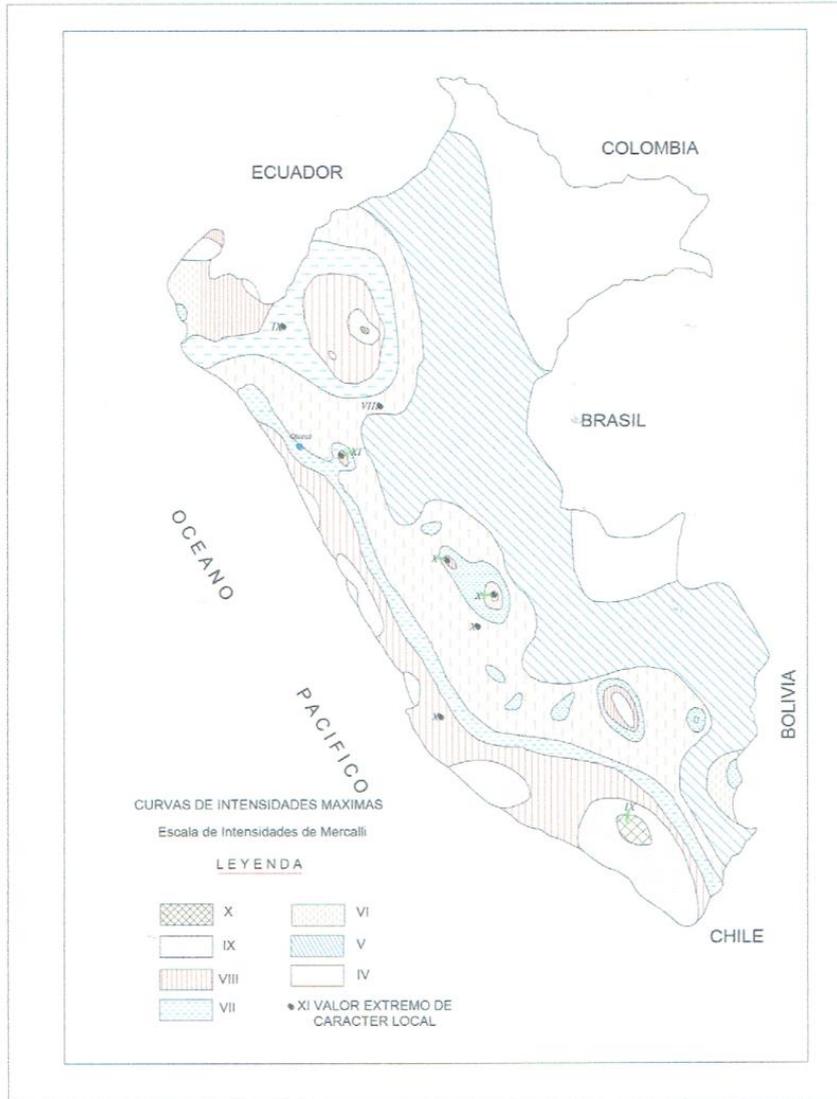


FIGURA N° 5: Mapa de distribución de máximas intensidades sísmicas (Alva et., al, 1984).

CAMPUS CHIMBOTE  
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires  
Av. Central Nuevo Chimbote  
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Victor Rolando Rojas Silva  
Director de la Escuela de Ingeniería Civil

Lener Hamilton Villalueva Vásquez  
TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru  
@ucv\_peru  
#saliradelante  
ucv.edu.pe



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

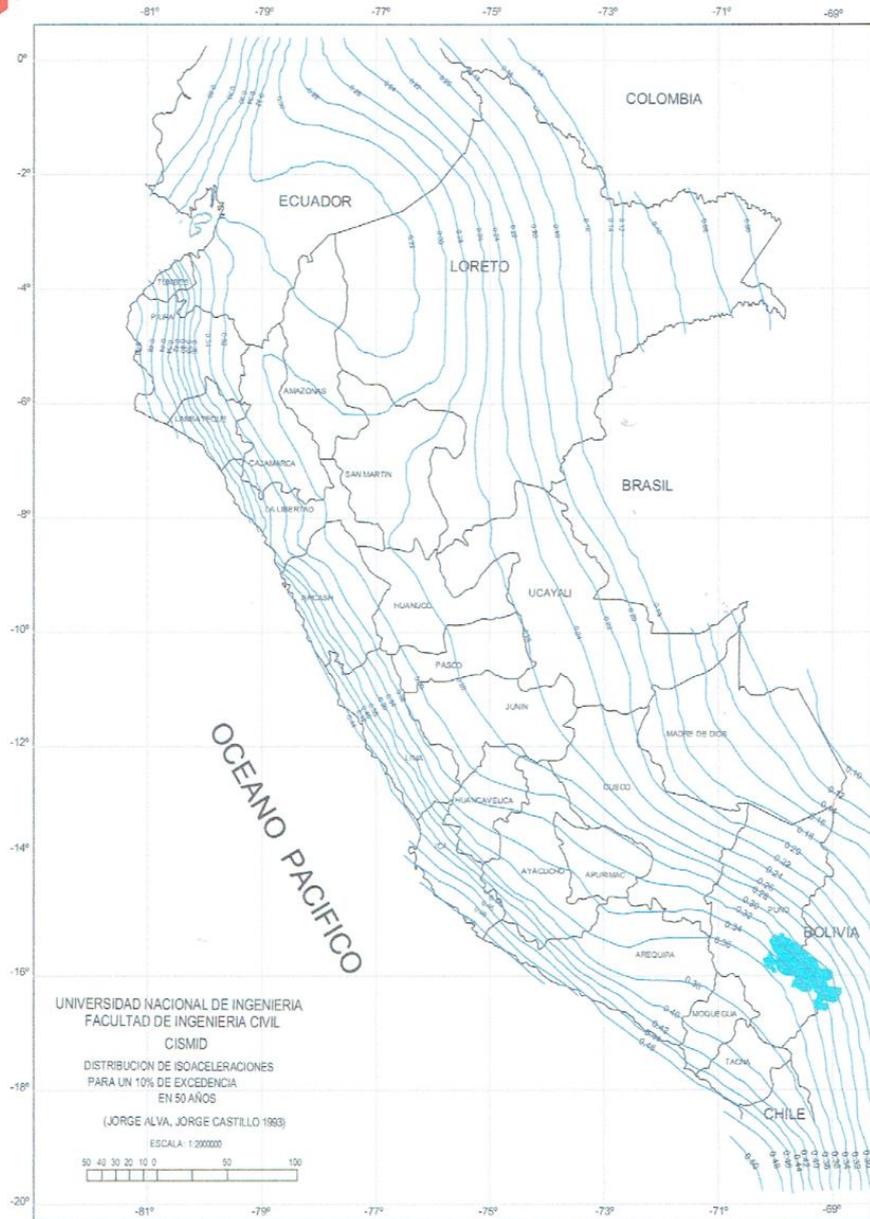


FIGURA N°6: Mapa de Isoaceleraciones para 500 años de Periodo de Retorno



**CAMPUS CHIMBOTE**  
 Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires  
 Av. Central Nuevo Chimbote  
 Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



*Mg. Victor Rolando Rojas Silva*  
 Director de la Escuela de Ingeniería Civil



*Lener Hamilton Villanueva Vásquez*  
 TECNICO DE LABORATORIO

fb/ucv.peru  
 @ucv\_peru  
 #saliradelante  
 ucv.edu.pe



## UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

### 14. DESCRIPCION DEL PERFIL ESTRATIGRAFICO.

En base a los ensayos de campo se deduce la siguiente conformación:

La calicata N° 01, 02 Y 03 Tiene una profundidad de 1.00 m. Presenta nivel freático a la profundidad de 0.50 m; está conformado por una capa de 0.80 m de material de arena limosa, además presenta 0.20 m de arena granular y cantos rodados o también llamado material de lecho de río de color gris claro sus granos son redondeados y sub redondeados, con presencia de finos no plásticos, condición in situ: saturado y en estado semicompacto.

### 15. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Basándose en los trabajos de campo y ensayos de laboratorio realizados, así como el análisis efectuado, se puede concluir lo siguiente:

- El suelo del área en estudio está conformado por arena limosa o también llamada grava y arena arcillosa o limosa y, seguido del mismo estrato por estar en lecho de río de color gris claro sus granos son redondeados y sub redondeados, con presencia de finos no plásticos, plásticos condición in situ: Saturado y en estado semicompacto.
- Se cuenta con napa freática.
- El perfil geotécnico descrito precedentemente se considera de buena calidad mecánica en general, las gravas y arenas arcillosas o limosas de granos redondeado y sub redondeado sin presencia de finos plásticos, situados en la zona de estudio cuando están sumergidas son proclives a experimentar asientos diferenciales de importancia, son muy susceptibles a los fenómenos telúricos que provocarían su densificación y podría reducirse a cero su resistencia al corte (licuefacción).
- La capacidad portante para la calicata realizadas es:

- Calicata C-1 Suelo Natural		
	Consolidacion a 100%	: 16.38
	Angulo de friccion	: 36.40
	Peso unitario	: 1.03 g/cm3



CAMPUS CHIMBOTE  
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires  
Av. Central Nuevo Chimbote  
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Victor Rolando Rojas Silva  
Director de la Escuela de Ingeniería Civil

Lener Hamilton Villanueva Vásquez  
TECNICO DE LABORATORIO

fb/ucv.peru  
@ucv\_peru  
#saliradelante  
ucv.edu.pe



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

## ANEXOS

**CAMPUS CHIMBOTE**  
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires  
Av. Central Nuevo Chimbote  
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



*[Handwritten signature]*  
Mg. Victor Rozendo Rojas Silva  
Docente de la Escuela de Ingeniería Civil

*[Handwritten signature]*  
Lener Hamilton Villanueva Vásquez  
TECNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru  
@ucv\_peru  
#saliradelante  
ucv.edu.pe

## ENSAYOS DE ANALISIS GRANULOMETRICO

**CAMPUS CHIMBOTE**  
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires  
Av. Central Nuevo Chimbote  
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



  
Mg. Victor Rolando Rojas Silva  
Director de la Escuela de Ingeniería Civil

  
Lener Hamilton Villán de Vázquez  
TECNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru  
@ucv\_peru  
#saliradelante  
ucv.edu.pe



## ENSAYO DE ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 400.012, ASTM D422)

**PROYECTO:** "CAUSAS DE LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE HUAMBACHO UBICADO EN LA PANAMERICANA – PROPUESTA DE MEJORA – DISTRITO DE SAMANCO –ANCASH 2018"

**SOLICITANTE:** TAMARA AYALA EDWARTH JOEL

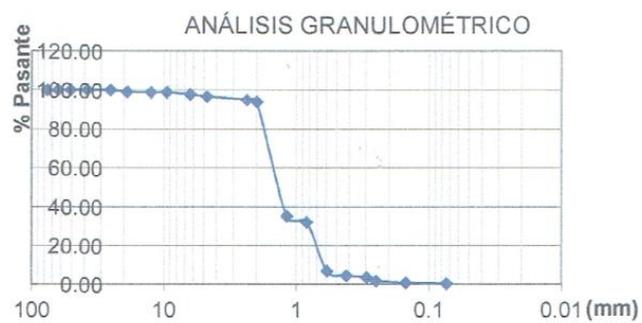
**ASUNTO :** ENSAYO DE ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

**LUGAR :** HUAMBACHO

**UNIDAD :** MUESTRA C - 01

**TABLA: ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO**

Desing. del Tamiz US	A Peso Retenido gr.	B % Pasante
1	0.00	0.00
3/4	19.00	0.95
1/2	3.00	0.15
3/8	2.00	0.10
1/4	21.00	1.05
Nº 4	22.00	1.10
Nº 8	34.00	1.70
Nº 10	21	1.05
Nº 16	1170	58.50
Nº 20	64	3.20
Nº 30	503	25.15
Nº 40	49	2.45
Nº 50	18	0.90
Nº 60	37	1.85
Nº 100	17	0.85
Nº 200	10	0.50
P Nº 200	10	0.50



Grava (%)	3.35
Arena (%)	96.15
Finos (%)	0.50
Límite Líquido	NP
Límite Plástico	NP
Índice Plasticidad	NP
Clasif. SUCS	SP
Clasif. AASHTO	A-1-6
Contenido de Humedad	19.36

**Nota:**

SUCS: Arena mal graduada

AASHTO: Fragmento de roca, grava arena

Las muestras fueron analizadas por el solicitante en el laboratorio



**CAMPUS CHIMBOTE**  
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires  
Av. Central Nuevo Chimbote  
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Victor Rolando Rojas Silva  
Director de la Escuela de Ingeniería Civil

Lener Hamilton Villaveva Vásquez  
TÉCNICO DE LABORATORIO

fb/ucv.peru  
@ucv\_peru  
#saliradelante  
ucv.edu.pe



### ENSAYO DE ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 400.012, ASTM D422)

**PROYECTO:** "CAUSAS DE LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE HUAMBACHO UBICADO EN LA PANAMERICANA – PROPUESTA DE MEJORA – DISTRITO DE SAMANCO –ANCASH 2018"

**SOLICITANTE:** TAMARA AYALA EDWARTH JOEL

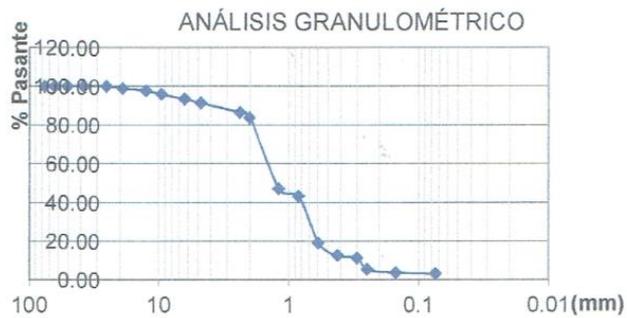
**ASUNTO :** ENSAYO DE ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

**LUGAR :** HUAMBACHO

**UNIDAD :** MUESTRA C - 02

TABLA: ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Desing. del Tamiz US	A Peso Retenido gr.	B % Pasante
3/4	24.00	1.20
1/2	22.00	1.10
3/8	37.00	1.85
1/4	51.00	2.55
Nº 4	38.00	1.90
Nº 8	101.00	5.05
Nº 10	52	2.60
Nº 16	734	36.70
Nº 20	75	3.75
Nº 30	485	24.25
Nº 40	131	6.55
Nº 50	25	1.25
Nº 60	118	5.90
Nº 100	34	1.70
Nº 200	11	0.55
P Nº 200	62	3.10



Grava (%)	8.60
Arena (%)	88.30
Finos (%)	3.10
Límite Líquido	NP
Límite Plástico	NP
Índice Plasticidad	NP
Clasif. SUCS	SP
Clasif. AASHTO	A-1-6
Contenido de Humedad	19.11

**Nota:**

SUCS: Arena mal graduada  
 AASHTO: Fragmento de roca, grava arena  
 Las muestras fueron analizadas por el solicitante en el laboratorio



**CAMPUS CHIMBOTE**  
 Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires  
 Av. Central Nuevo Chimbote  
 Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Victor Rolando Rojas Silva  
 Director de la Escuela de Ingeniería Civil

Lener Homayón Vázquez Vásquez  
 TÉCNICO DE LABORATORIO

fb/ucv.peru  
 @ucv\_peru  
 #saliradelante  
 ucv.edu.pe



### ENSAYO DE ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

(NORMA TECNICA PERUANA NTP 400.012, ASTM D422)

**PROYECTO:** "CAUSAS DE LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE HUAMBACHO UBICADO EN LA PANAMERICANA – PROPUESTA DE MEJORA – DISTRITO DE SAMANCO –ANCASH 2018"

**SOLICITANTE:** TAMARA AYALA EDWARTH JOEL

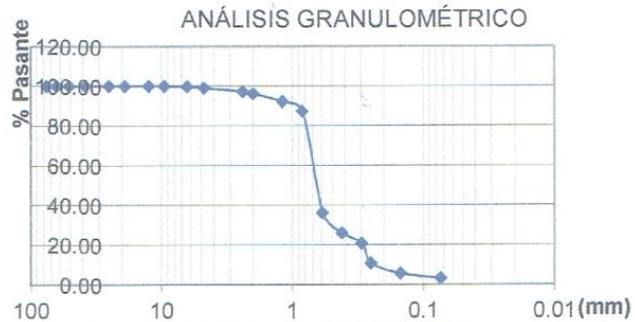
**ASUNTO :** ENSAYO DE ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

**LUGAR :** HUANBACHO

**UNIDAD :** MUESTRA C - 03

**TABLA: ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO**

Desing. del Tamiz US	A Peso Retenido gr.	B % Pasante
3/4	0.00	0.00
1/2	0.00	0.00
3/8	1.00	0.05
1/4	6.00	0.30
Nº 4	11.00	0.55
Nº 8	36.00	1.80
Nº 10	21	1.05
Nº 16	81	4.05
Nº 20	96	4.80
Nº 30	1025	51.25
Nº 40	201	10.05
Nº 50	105	5.25
Nº 60	200	10.00
Nº 100	102	5.10
Nº 200	48	2.40
P Nº 200	67	3.35



Grava (%)	0.90
Arena (%)	95.75
Finos (%)	3.35
Límite Líquido	NP
Límite Plástico	NP
Índice Plasticidad	NP
Clasif. SUCS	SP
Clasif. AASHTO	A-1-6
Contenido de Humedad	18.42

**Nota:**

SUCS: Arena mal graduada

AASHTO: Fragmento de roca, grava arena

Las muestras fueron analizadas por el solicitante en el laboratorio



**CAMPUS CHIMBOTE**  
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires  
Av. Central Nuevo Chimbote  
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Victor Rolando Rojas Silva  
Ingeniero de la Escuela De Ingeniería Civil

Lener Hamilton Villacueva Vásquez  
TÉCNICO DE LABORATORIO

fb/ucv.peru  
@ucv\_peru  
#saliradelante  
ucv.edu.pe



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

## FOTOGRAFIAS

**CAMPUS CHIMBOTE**  
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires  
Av. Central Nuevo Chimbote  
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



*Victor Rolando Rojas Silva*  
Director de la Escuela De Ingeniería Civil

*Lener Hamilton Villalva Vasquez*  
TECNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru  
@ucv\_peru  
#saliradelante  
ucv.edu.pe



En la imagen se observa la zona donde se realizará el ensayo, puente huambacho.



En la imagen se aprecia la realización de la calicata para la toma de muestra a una profundidad de 1.00 m

**CAMPUS CHIMBOTE**  
 Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires  
 Av. Central Nuevo Chimbote  
 Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



*Victor Rojas de Rojas Silva*  
 Director de la Región de Ingeniería Civil

*Lener Hamilton Villanueva Vásquez*  
 TÉCNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru  
 @ucv\_peru  
 #saliradelante  
 ucv.edu.pe



En la imagen se aprecia el pesado de las taras y el pesado de la tara más la muestra para la obtención del contenido de humedad



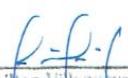
En la imagen se aprecia el pesado de la muestra para empezar con la realización del tamizado



**CAMPUS CHIMBOTE**  
 Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires  
 Av. Central Nuevo Chimbote  
 Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



Mg. Victor Rolando Rojas Silva  
 Director de la Escuela de Ingeniería Civil



Lener Hamilton Villanueva Vásquez  
 TÉCNICO DE LABORATORIO

fb/ucv.peru  
 @ucv\_peru  
 #saliradelante  
 ucv.edu.pe



En la imagen se aprecia la realización del tamizado el cual tomara entre unos 10 a 15 minutos

**CAMPUS CHIMBOTE**  
Mz. H LT. 1 Urb. Buenos Aires  
Av. Central Nuevo Chimbote  
Tel.: (043) 483 030 Anx.: 4000



*[Signature]*  
Ing. Victor Rolando Rojas Silva  
Director de la Escuela de Ingeniería Civil

*[Signature]*  
Lorena María Teresa Utrilla Vásquez  
TECNICO DE LABORATORIO



fb/ucv.peru  
@ucv\_peru  
#saliradelante  
[ucv.edu.pe](http://ucv.edu.pe)



## MANUAL DE HIDROLOGIA, HIDRÁULICA Y DRENAJE





elementos del régimen hidrológico. El estudio de cuencas hidrográficas deberá efectuarse en planos que cuenta el IGN en escala 1:100,000 y preferentemente a una escala de 1/25,000, con tal de obtener resultados esperados.

### 3.6 Selección del Período de Retorno

El tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualado o superado una vez cada "T" años, se le denomina Período de Retorno "T". Si se supone que los eventos anuales son independientes, es posible calcular la probabilidad de falla para una vida útil de n años.

Para adoptar el período de retorno a utilizar en el diseño de una obra, es necesario considerar la relación existente entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil de la estructura y el riesgo de falla admisible, dependiendo este último, de factores económicos, sociales, técnicos y otros.

El criterio de riesgo es la fijación, a priori, del riesgo que se desea asumir por el caso de que la obra llegase a fallar dentro de su tiempo de vida útil, lo cual implica que no ocurra un evento de magnitud superior a la utilizada en el diseño durante el primer año, durante el segundo, y así sucesivamente para cada uno de los años de vida de la obra.

El riesgo de falla admisible en función del período de retorno y vida útil de la obra está dado por:

$$R = 1 - (1 - 1/T)^n \quad (1)$$

Si la obra tiene una vida útil de n años, la fórmula anterior permite calcular el período de retorno T, fijando el riesgo de falla admisible R,





el cual es la probabilidad de ocurrencia del pico de la creciente estudiada, durante la vida útil de la obra. (Ver Figura N° 01)

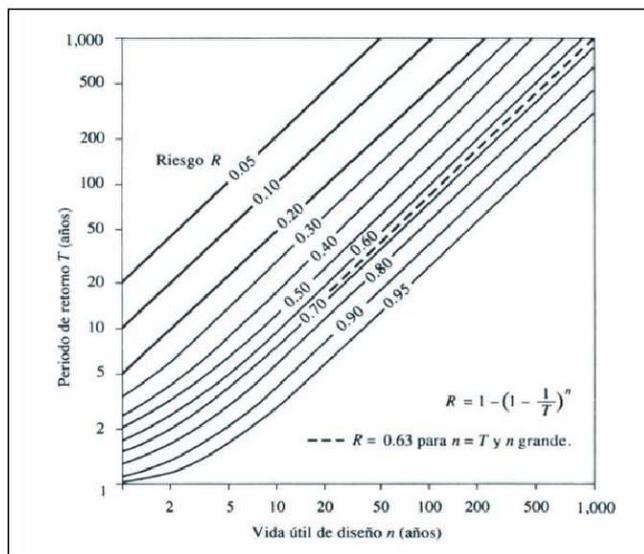


Figura N° 01. Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño durante la vida útil  
(Fuente: Hidrología Aplicada (Ven te Chow)).

En la Tabla N° 01 se presenta el valor T para varios riesgos permisibles R y para la vida útil n de la obra.

**TABLA N° 01: Valores de Período de Retorno T (Años)**

RIESGO ADMISIBLE R	VIDA ÚTIL DE LAS OBRAS (n años)									
	1	2	3	5	10	20	25	50	100	200
0,01	100	199	299	498	995	1990	2488	4975	9950	19900
0,02	50	99	149	248	495	990	1238	2475	4950	9900
0,05	20	39	59	98	195	390	488	975	1950	3900
0,10	10	19	29	48	95	190	238	475	950	1899
0,20	5	10	14	23	45	90	113	225	449	897
0,25	4	7	11	18	35	70	87	174	348	695
0,50	2	3	5	8	15	29	37	73	154	289
0,75	1,3	2	2,7	4,1	7,7	15	18	37	73	144





RIESGO ADMISIBLE	VIDA ÚTIL DE LAS OBRAS (n años)									
	1	2	3	5	10	20	25	50	100	200
0,99	1	1,11	1,27	1,66	2,7	5	5,9	11	22	44

Fuente: MONSALVE, 1999.

De acuerdo a los valores presentados en la Tabla Nº 01 se recomienda utilizar como máximo, los siguientes valores de riesgo admisible de obras de drenaje:

**TABLA Nº 02: VALORES RECOMENDADOS DE RIESGO ADMISIBLE DE OBRAS DE DRENAJE**

TIPO DE OBRA	RIESGO ADMISIBLE (**) (%)
Puentes (*)	22
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	39
Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas	64
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	64
Subdrenes	72
Defensas Ribereñas	22

(\*) - Para obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias.  
- Se recomienda un período de retorno T de 500 años para el cálculo de socavación.

(\*\*) - Vida Útil considerado n=25 años.  
- Se tendrá en cuenta, la importancia y la vida útil de la obra a diseñarse.  
- El Propietario de una Obra es el que define el riesgo admisible de falla y la vida útil de las obras.

### 3.7 Análisis Estadístico de Datos Hidrológicos

#### 3.7.1 Modelos de distribución

El análisis de frecuencias tiene la finalidad de estimar precipitaciones, intensidades o caudales máximos, según sea el caso, para diferentes períodos de retomo, mediante la aplicación de modelos probabilísticos, los cuales pueden ser discretos o continuos.

En la estadística existen diversas funciones de distribución de probabilidad teóricas; recomendándose utilizar las siguientes funciones:





PERÚ

Ministerio  
de Transportes  
y Comunicaciones

- a) Distribución Normal
- b) Distribución Log Normal 2 parámetros
- c) Distribución Log Normal 3 parámetros
- d) Distribución Gamma 2 parámetros
- e) Distribución Gamma 3 parámetros
- f) Distribución Log Pearson tipo III
- g) Distribución Gumbel
- h) Distribución Log Gumbel

### 3.7.1.1 Distribución Normal

La función de densidad de probabilidad normal se define como:

$$f(x) = \frac{1}{S\sqrt{(2\pi)}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{S}\right)^2} \quad (2)$$

Donde

$f(x)$  = función densidad normal de la variable  $x$

$X$  = variable independiente

$\mu$  = parámetro de localización, igual a la media aritmética de  $x$ .

$S$  = parámetro de escala, igual a la desviación estándar de  $x$ .

### 3.7.1.2 Distribución Log Normal 2 Parámetros

La función de distribución de probabilidad es:

$$P(x \leq x_i) = \frac{1}{S\sqrt{(2\pi)}} \int_{-\infty}^{x_i} e^{-\frac{(x-\bar{X})^2}{2S^2}} dx \quad (3)$$

Donde  $\bar{X}$  y  $S$  son los parámetros de la distribución.

Si la variable  $x$  de la ecuación (2) se reemplaza por una función  $y=f(x)$ , tal que  $y=\log(x)$ , la función puede normalizarse,



LABORATORIO



DEE

Av. Túpac Amaru N°150 - Rimac.

Telf. : 481 3707

Fax : 481-0677

19

$\beta$  : parámetro de escala

### 3.7.1.6 Distribución Log Pearson Tipo III

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{(\ln x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(\ln x - x_0)}{\beta}}}{x\beta^\gamma \Gamma(\gamma)} \quad (11)$$

Válido para:

$$x_0 \leq x < \infty$$

$$-\infty < x_0 < \infty$$

$$0 < \beta < \infty$$

$$0 < \gamma < \infty$$

Donde:

$x_0$ : parámetro de posición

$\gamma$  : parámetro de forma

$\beta$  : parámetro de escala

### 3.7.1.7 Distribución Gumbel

La distribución de Valores Tipo I conocida como Distribución Gumbel o Doble Exponencial, tiene como función de distribución de probabilidades la siguiente expresión:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} \quad (12)$$

Utilizando el método de momentos, se obtienen las siguientes relaciones:

$$\alpha = \frac{1.2825}{\sigma} \quad (13)$$

$$\beta = \mu - 0.45\sigma \quad (14)$$

Donde:

$\alpha$ : Parámetro de concentración.

$\beta$ : Parámetro de localización.

Según Ven Te Chow, la distribución puede expresarse de la siguiente forma:

$$x = \bar{x} + k\sigma_x \quad (15)$$

Donde:

$x$ : Valor con una probabilidad dada.

$\bar{x}$ : Media de la serie.

$k$ : Factor de frecuencia.

### 3.7.1.8 Distribución Log Gumbel

La variable aleatoria reducida log gumbel, se define como:

$$y = \frac{\ln x - \mu}{\alpha} \quad (16)$$

Con lo cual, la función acumulada reducida log gumbel es:

$$G(y) = e^{-e^{-y}} \quad (17)$$

### 3.7.2 Pruebas de bondad de ajuste

Las pruebas de bondad de ajuste son pruebas de hipótesis que se usan para evaluar si un conjunto de datos es una muestra independiente de la distribución elegida.

En la teoría estadística, las pruebas de bondad de ajuste más conocidas son la  $\chi^2$  y la Kolmogorov – Smirnov, las cuales se describen a continuación.

#### a) Prueba $\chi^2$



LABORATORIO



DEE

Av. Túpac Amaru N°150 - Rímac.

Telf.: 481 3707

Fax: 481-0677

23



PERÚ

Ministerio  
de Transportes  
y Comunicaciones

$$Q = VA \quad (58)$$

Donde:

$Q$  : Caudal ( $m^3/s$ )

$V$  : Velocidad media de flujo ( $m/s$ )

$A$  : Área de la sección hidráulica ( $m^2$ )

$P$  : Perímetro mojado ( $m$ )

$R$  : Radio hidráulico ( $m$ )

$S$  : Pendiente de fondo ( $m/m$ )

$n$  : Coeficiente de Manning (Ver Tabla N° 09)

#### 4.1.1.5 Puentes

##### 4.1.1.5.1 Aspectos generales

Los puentes son las estructuras mayores que forman parte del drenaje transversal de la carretera y permiten salvar o cruzar un obstáculo natural, el cual puede ser el curso de una quebrada o un río.

Es importante tener en cuenta que un puente no será estable si no lo es el tramo fluvial comprometido. El río es por naturaleza esencialmente móvil y cambiante. En consecuencia, el estudio de un puente que interactúa con un río no puede independizarse del correspondiente estudio de Hidráulica Fluvial. La estabilidad fluvial, lograda durante cientos o miles de años por el río, puede verse seriamente alterada por la construcción de un puente.

La profundidad del estudio hidráulico tiene que depender de ciertas características del puente en particular, como podrían ser: su importancia dentro de la red vial, consecuencias de su falla, costo, tipo de estructura, riesgos aceptables, etc. A las que debe añadirse las correspondientes al río.



LABORATORIO



DEE

Av. Túpac Amaru N°150 - Rímac.

Tel. : 481 3707

Fax : 481-0677

77



desgaste en estructuras de concreto.

A continuación, se presentan los procesos morfológicos asociados al diseño de puentes y que deben ser tomados en cuenta para su diseño y emplazamiento.

- **Evolución de meandros:** El cauce es único pero en forma de curvas. La ondulación en planta se acompaña de una asimetría en las secciones transversales. Ésta geometría del río evoluciona de manera compleja por lo que el puente debe ubicarse en la zona de mayor estabilidad.

- **Cauces trenzados:** Los ríos que presentan cauces trenzados se caracterizan por formar cauces secundarios en el interior del cauce principal. Generalmente, estos cursos presentan pendientes fuertes, gran transporte sólido y lechos de material grueso. Es importante tomar en cuenta la configuración en planta de este tipo de río para el emplazamiento del puente, ya que cambia con el nivel de agua y con el tiempo, donde la sobre deposición de sedimentos genera flujos en dirección de las orillas que son afectadas paulatinamente por erosión, causando la presencia de barras e islotes con cauces ramificados de tendencia a incrementar su ancho.

- **Cauces avulsionados:** Las avulsiones son fenómenos que deben tomarse en cuenta al momento de elegir la ubicación del puente, dado que consisten en el abandono súbito del curso principal por otro aleatorio, originado por la sedimentación de un tramo de río, esto produce una elevación del lecho, forzando al río a adoptar un curso diferente pero más cómodo.

- **Erosión en curvas:** No se recomienda la ubicación de un puente sobre el desarrollo de curvas exteriores, debido a que las velocidades en las curvas exteriores son significativamente mayores produciendo procesos de erosión que pueden afectar su estabilidad.

- **Efectos de remanso:** No se recomienda la ubicación del puente en un tributario cerca de la confluencia con un río principal, pues los





PERÚ

Ministerio  
de Transportes  
y Comunicaciones

súbitos cambios de elevaciones crean efectos de remanso que pueden conducir a la agradación del lecho en esta zona.

### a.3) Muestreo y caracterización del material del lecho

El objetivo del muestreo y caracterización del material del lecho es la determinación del tamaño representativo que englobe todo el espectro de tamaños presentes en él.

El muestreo del material de cauce deberá ser representativo, para determinar su gravedad específica y análisis granulométrico. Las muestras del material del cauce deben ser tomadas al menos en cuatro puntos, dos en el eje del puente, y a 0.5B y B metros aguas arriba, donde B es el ancho promedio del río. En cada punto se deben tomar tres muestras: en la superficie, a 1.5 veces el tirante promedio del río, y a una profundidad intermedia, siempre y cuando las condiciones de excavación y la presencia de agua lo permiten.

La elección del tamaño representativo para el cálculo de la socavación en cauces naturales, usualmente se realiza de la siguiente manera:

- Obteniendo el D50 de toda la distribución granulométrica, comúnmente considerado como el diámetro representativo de toda la distribución.
- También se utiliza el diámetro medio de la distribución mediante la siguiente relación.

$$D_m = \frac{\sum_{i=1}^n D_i \Delta p_i}{100} \quad (59)$$

Donde:

$D_i$ : Es el tamaño de la partícula en que el  $i(\%)$  indica el porcentaje en peso de las fracciones de las partículas cuyo tamaño es menor o igual a ese diámetro  $D_i$ .



LABORATORIO



DEE

Av. Túpac Amaru N°150 - Rímac.

Telf. : 481 3707

Fax : 481-0677

82



PERÚ

Ministerio  
de Transportes  
y Comunicaciones

- Cuando existe evidencia que la corriente transporta material sólido, troncos, palizada u otros objetos voluminosos, el gálibo mínimo asociado al nivel de aguas máximas deberá ser, 2.5 m.
- En el caso que la corriente sea relativamente limpia, se considerará un gálibo de 2.0 m por encima del nivel de aguas máximas extraordinarias.
- En el caso de ríos navegables, la altura del gálibo se sujetará a lo establecido en el Manual de Diseño Geométrico – DG-2001.

#### **a.6) Coeficiente de rugosidad de cauces naturales (n de Manning)**

Para obtener el coeficiente de Manning, se requiere de la experiencia del especialista para realizar las estimaciones, que puede apoyarse en antecedentes de casos similares, tablas y publicaciones técnicas disponibles, sobre la base de los datos recopilados en la etapa de campo.

En el presente ítem, se dan a conocer recomendaciones prácticas para la estimación del coeficiente de rugosidad en cauces naturales y se describen a continuación.

- En la Tabla N° 09, se presentan valores del coeficiente de rugosidad de Manning donde el valor del coeficiente de rugosidad depende de varios factores asociados a la vegetación, geomorfología y características geométricas propias de los cauces naturales.
- Cowan propone un método, según el cual el cálculo del coeficiente de rugosidad, puede estimarse mediante la siguiente relación:

$$n = m_5 (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \quad (60)$$

$n_0$  : Rugosidad base para un canal recto, uniforme, prismático y con rugosidad homogénea.

$n_1$  : Rugosidad adicional debida a irregularidades superficiales del perímetro mojado a lo largo del tramo en estudio.

$n_2$  : Rugosidad adicional equivalente debida a variación de forma y de dimensiones de las secciones a lo largo del tramo en estudio.



LABORATORIO



DEE

Av. Túpac Amaru N°150 - Rímac.

Tel. : 481 3707

Fax : 481-0677

85

$n_3$  : Rugosidad equivalente debida a obstrucciones existentes en el cauce.

$n_4$  : Rugosidad adicional equivalente debida a la presencia de vegetación.

$m_5$  : Factor de corrección para incorporar efecto de sinuosidad del cauce o presencia de meandros.

En la Tabla N° 12, se aprecian los valores correspondientes a las variables utilizadas por Cowan.

**TABLA N° 12: Tabla de Cowan para determinar la influencia de diversos factores sobre el coeficiente n**

CONDICIONES DEL CANAL		VALORES	
Material Involucrado	Tierra	$n_0$	0.020
	Corte en Roca		0.025
	Grava Fina		0.024
	Grava Gruesa		0.028
Grado de Irregularidad	Suave	$n_1$	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
Variaciones de la Sección Transversal	Gradual	$n_2$	0.000
	Ocasionalmente Alternante		0.050
	Frecuentemente Alternante		0.010-0.015
Efecto Relativo de las Obstrucciones	Insignificante	$n_3$	0.000
	Menor		0.010-0.015
	Apreciable		0.020-0.030
	Severo		0.040-0.060
Vegetación	Baja	$n_4$	0.005-0.010
	Media		0.010-0.025
	Alta		0.025-0.050
	Muy Alta		0.050-0.100
Grado de los Efectos por Meandro	Menor	$m_5$	1.000
	Apreciable		1.150
	Severo		1.300

Fuente: Hidráulica de Tuberías y Canales, Arturo Rocha.



PERÚ

Ministerio  
de Transportes  
y Comunicaciones

los resultados de investigaciones experimentales de laboratorio basadas en el análisis dimensional, que como se ha mencionado anteriormente, dan resultados muchas veces muy conservadores y contradictorios. Las ecuaciones disponibles en la actualidad son envolventes a resultados obtenidos a modelos físicos de laboratorio.

El software HEC RAS versión 3.1.1 (2003) además de permitir realizar la hidráulica en la zona del puente también permite realizar la estimación de la profundidad de socavación en el puente, por contracción y la socavación local en pilares y estribos usando las ecuaciones recomendadas en HEC-18, 2001. Sin embargo, se deja establecido que la obtención de la sección hidráulica del puente y la estimación de la socavación en sus apoyos, especialmente en nuestro medio no se debe limitar al uso del HEC RAS y debe aplicarse en forma responsable luego de ser calibrado, donde el juicio y criterio ingenieril prevalecen.

#### **b.2.1) Socavación general**

Para fines de estimación con el objetivo de diseño de puentes es usual adoptar un criterio conservador que consiste en calcular la máxima profundización posible del lecho, bajo una condición hidráulica dada.

La máxima profundización del cauce ocurre cuando se alcanza la condición de transporte crítico, donde la velocidad de flujo se reduce a tal punto en que la corriente no puede movilizar y arrastrar más material del lecho y a su vez no existe transporte de material desde aguas arriba.

Por lo tanto, cuando se produce la avenida, la sección geométrica del cauce se modifica dando lugar a una nueva sección, la cual obviamente está socavada, donde el lecho queda en condiciones de arrastre crítico o de transporte incipiente.

A continuación se describen algunos métodos para la estimación de la profundidad de socavación general bajo la condición en que la velocidad de escurrimiento es igualada por la velocidad crítica de



LABORATORIO



DEE

Av. Túpac Amaru N°150 - Rímac.

Telf. : 481 3707

Fax : 481-0677

94



PERÚ

Ministerio  
de Transportes  
y Comunicaciones

arrastre y estimación de socavación general por contracción del cauce.

#### b.2.1.1) Método de Velocidad Crítica y Agua Clara

Este método utiliza el criterio del principio de movimiento de un fondo granular bajo una corriente permanente, igual al criterio de Shields y la hipótesis de agua clara, es decir que la corriente no transporta sedimentos.

La profundidad máxima de socavación general se alcanza cuando la velocidad crítica es igualada por la velocidad media de la sección, donde la velocidad crítica está en función del parámetro de tensión crítica adimensional, de la fórmula de Strickler para el coeficiente de rugosidad de Manning y las características del material del lecho.

$$V_{cr} = 21 \left( \frac{Rh}{D_{50}} \right)^{1/6} \sqrt{0.056 \frac{(\gamma_s - \gamma)}{\gamma} D} \quad (64)$$

Donde:

$V_{cr}$  : Velocidad crítica en la sección (m/s).

$Rh$  : Radio hidráulico de la sección (m).

$D_{50}$  : Diámetro correspondiente al 50 % en la curva granulométrica (m).

$D$  : Diámetro característico del lecho (m).

$\gamma_s$  : Peso específico del suelo (T/m<sup>3</sup>).

$\gamma$  : Peso específico del agua (T/m<sup>3</sup>).

Para la obtención del diámetro característico D del suelo erosionado puede emplearse el  $D_{64}$  que toma en cuenta el acorazamiento del lecho.

#### b.2.1.2) Método de Lischtván - Levediev



LABORATORIO



DEE

Av. Túpac Amaru N°150 - Rimac.

Telf. : 481 3707

Fax : 481-0677

95



PERÚ

Ministerio  
de Transportes  
y Comunicaciones

El método propuesto por Lischtván-Levediev es el más usado en nuestro país para el cálculo de la socavación general incluyendo el efecto de la contracción de un puente. Se fundamenta en el equilibrio que debe existir entre la velocidad media real de la corriente ( $V_r$ ) y la velocidad media erosiva ( $V_e$ ). La velocidad erosiva no es la que da inicio al movimiento de las partículas en suelos sueltos, sino la velocidad mínima que mantiene un movimiento generalizado del material del fondo. Si el suelo es cohesivo, es la velocidad que es capaz de levantar y poner el sedimento en suspensión. La velocidad erosiva está en función de las características del sedimento de fondo y de la profundidad del agua. La velocidad real está dada principalmente en función de las características del río: pendiente, rugosidad y tirante o profundidad del agua.

El método se basa en suponer que el caudal unitario correspondiente a cada franja elemental en que se divide el cauce natural (Figura N° 07) 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.

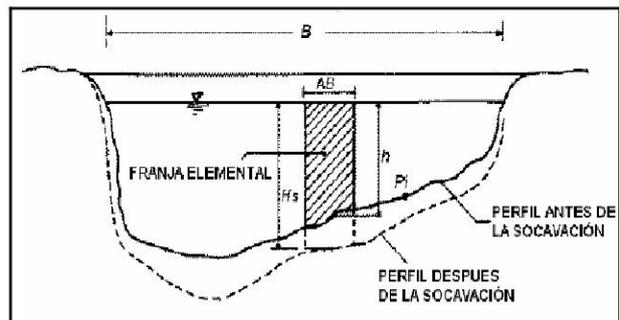


FIGURA N° 07: Sección transversal del cauce

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



LABORATORIO



DEE

Av. Túpac Amaru N°150 - Rimac.

Telf.: 481 3707

Fax: 481-0677

96



**a) Para suelos granulares**

Se tiene la siguiente ecuación:

$$H_s = \left[ \frac{\alpha h^{5/3}}{0.68 \beta D_m^{0.28}} \right]^{1/1+z} \quad (65)$$

La expresión anterior no considera el efecto de la contracción del flujo debida a la presencia de estribos y pilares, ni el peso específico del agua durante la creciente, por lo que debe corregirse mediante unos factores de ajuste cuando se trata de evaluar un puente.

El factor de corrección por contracción  $\mu$  es menor que 1 y contribuye al incremento de la profundidad de socavación.

En la siguiente tabla se muestra el factor de corrección por contracción del cauce  $\mu$ .

**TABLA N° 13: 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	1.00	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	1.00	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 varios tramos, la luz libre es la mínima distancia entre dos pilares consecutivos, o entre el pilar y estribo más próximos.





PERÚ

Ministerio  
de Transportes  
y Comunicaciones

$H_s - h$ : Profundidad de socavación (m)

$h$  : Tirante de agua (m)

$\gamma_s$  : Peso específico del sedimento del lecho ( $T/m^3$ )

$\beta$  : Coeficiente de frecuencia.

$\mu$  : Factor de corrección por contracción del cauce.

$\varphi$  : Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos.

#### **b.2.1.3) Método de Straub**

La siguiente expresión se usa para tener un estimativo del posible descenso que sufrirá el fondo del cauce debido a una reducción en su sección transversal.

$$H_s = \left( \frac{B_1}{B_2} \right)^{0.642} h_1 \quad (68)$$

Donde:

$H_s - h_1$ : Profundidad de socavación (m)

$B_1$  : Ancho de la superficie libre del cauce aguas arriba de la contracción (m)

$B_2$  : Ancho de la superficie libre del cauce en la contracción (m)

$h_1$  : Tirante de agua hacia aguas arriba de la contracción (m)

#### **b.2.1.4) Método de Laursen**

Considera los casos de socavación en lecho móvil o en agua clara. Es el método mas usado en los Estados Unidos de América, (HEC-18, 1993, 1995).

##### **- Cálculo de la socavación por contracción en lecho móvil**

Se usa una versión modificada de la ecuación de Laursen de 1960 (HEC 18, 1993, 1995 y Laursen E. M., 1960). La ecuación asume



LABORATORIO



DEE

Av. Túpac Amaru N°150 - Rímac.

Telf. : 481 3707

Fax : 481-0677

99



PERÚ

Ministerio  
de Transportes  
y Comunicaciones

que el material del lecho es transportado en la sección aguas arriba del puente.

$$\frac{H_s}{h_1} = \left( \frac{Q_2}{Q_1} \right)^{\frac{6}{7}} \left( \frac{B_1}{B_2} \right)^{k_1} \quad (69)$$

Donde:

$H_s - h_2$ : Profundidad media de socavación por contracción (m)

$H_s$  : Profundidad media del flujo en el cauce en la sección contraída del puente después de la socavación (m)

$h_1$  : Profundidad media del flujo en el cauce principal y laderas que transportan sedimentos aguas arriba del puente (m)

$h_2$  : Profundidad media del flujo en la sección contraída del puente antes de la socavación. Puede usarse  $h_1$  en cauces arenosos con lecho móvil, caso en el que el hoyo dejado por la socavación es rellenado con sedimentos (m).

$Q_1$  : Caudal en la sección aguas arriba del cauce principal y laderas que transportan sedimentos. No incluye flujo sobre las laderas del río con agua clara ( $m^3/s$ ).

$Q_2$  : Caudal en la sección contraída del puente y laderas que transportan sedimentos. No incluye flujo sobre las laderas del río con agua clara ( $m^3/s$ )

$B_1$  : Ancho del cauce principal y laderas en la sección aguas arriba que transportan sedimentos (m)

$B_2$  : Ancho neto del cauce principal y laderas que transportan sedimentos en la sección contraída sustrayendo el ancho de las pilas (m)

$k_1$  : Exponente en función del modo de transporte de sedimento, de la velocidad de corte aguas arriba del puente y de la velocidad de caída del material del lecho.



LABORATORIO



DEE

Av. Túpac Amaru N°150 - Rimac.

Telf.: 481 3707

Fax: 481-0677

100

**TABLA N° 14: Valores del coeficiente  $K_1$**

$V/w$	$K_1$	Modo de transporte del sedimento de lecho
< 0.50	0.59	Mucho del material en contacto con el lecho
0.50 a 2.0	0.64	Algo de material de lecho suspendido
> 2.0	0.69	Mucho material del lecho suspendido

(FUENTE: HEC-18., 1993)

La velocidad de corte se expresa como sigue:

$$V_* = \sqrt{gh_1 S_1} \quad (70)$$

Donde:

$V_*$  : Velocidad de corte en el cauce principal o ladera en la sección aguas arriba (m/s)

$w$  : Velocidad de caída para  $D_{50}$  según la Figura N° 08 (m/s)

$g$  : Aceleración de la gravedad (9.8 m/s<sup>2</sup>)

$S_1$  : Gradiente hidráulico en la sección aguas arriba del puente (m/m)

$D_{50}$  : Diámetro de la partícula de lecho en una mezcla cuyo 50% es menor (m)

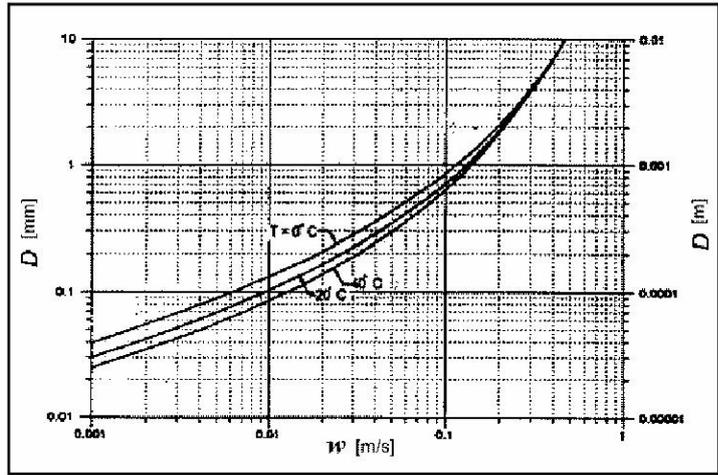


FIGURA N° 08: Velocidad de caída (w) para partículas de arena.  
(Fuente: HEC – 18., 1993).

**- Cálculo de la socavación por contracción en agua clara**

Se usa la siguiente ecuación dada por Laursen.

$$H_s = \left( \frac{0.025 Q_2^2}{D_m^{2/3} B_2^2} \right)^{3/7} \quad (71)$$

La ecuación anterior es una simplificación de la siguiente ecuación también sugerida por Laursen:

$$H_s = \left( \frac{n^2 Q^2}{K_s (G_s - 1) D_m W^2} \right)^{3/7} \quad (72)$$

Donde:

$K_s$  : Parámetro de Shields igual a 0.039

$G_s$  : Gravedad específica del material del lecho igual a 2.65

$n$  : Coeficiente de rugosidad de Manning igual a  $0.041 D_m^{1/6}$



**LABORATORIO**



**DEE**

Av. Túpac Amaru N°150 - Rimac.

Telf.: 481 3707

Fax: 481-0677

102



PERÚ

Ministerio  
de Transportes  
y Comunicaciones

Donde:

$V_R$  : Relación de velocidad

$V_1$  : Velocidad de aproximación inmediatamente aguas arriba del pilar (m/s)

$V_{icDx}$  : Velocidad de aproximación requerida para iniciar socavación en el pilar para el tamaño Dx de las partículas de sedimento (m/s)

$V_{icD95}$  : Velocidad de aproximación requerida para iniciar socavación en el pilar para el tamaño D95 de las partículas de sedimento (m/s)

$V_{icD50}$  : Velocidad de aproximación requerida para iniciar socavación en el pilar para el tamaño D50 de las partículas de sedimento (m/s)

$V_{cDx}$  : Velocidad crítica para iniciar movimiento de partículas de tamaño Dx del material del lecho (m/s)

$V_{cD50}$  : Velocidad crítica para iniciar movimiento de partículas de tamaño D50 del material del lecho (m/s)

$a$  : Ancho del pilar (m)

Además:

$$V_{cDx} = 6.19h^{1/6} D_x^{1/3} \quad (103)$$

$D_x$  : Tamaño de la partícula de tal manera que el x por ciento del material del lecho es más fino. (m)

$h$  : Profundidad del agua aguas arriba del pilar sin incluir la socavación local. (m)

Se debe tener en cuenta que el valor mínimo de  $K_a$  es 0.4.

#### **b.2.2.2) Estimación de la socavación local en estribos**

Existen algunos métodos para la determinación de la socavación local en estribos, entre ellos podemos mencionar: Liu, Chang y Skinner, Laursen, Artamonov, Froehlich, Hire y Melville. Sin embargo, la incertidumbre existente con relación a la aplicabilidad y a los



LABORATORIO



DEE

Av. Túpac Amaru N°150 - Rimac.

Telf. : 481 3707

Fax : 481-0677

129

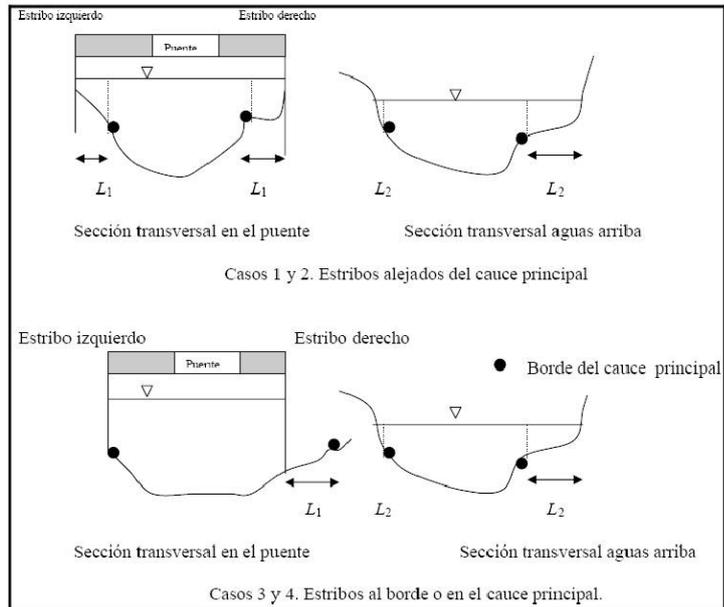


FIGURA N° 20: Algunos casos de obstrucción de estribos

Las longitudes se consideran positivas cuando se miden desde el borde del cauce principal hacia el exterior y negativas si se miden hacia el interior del cauce.

- **Caso 1:** Estribo izquierdo,  $L_1 > L_2$

$L = L_2 - L_1$ , es negativo y por lo tanto el estribo no obstruye el paso del agua, se asume  $L = 0$

- **Caso 2:** Estribo derecho,  $L_2 > L_1$

$L = L_2 - L_1$

- **Caso 3:** Estribo izquierdo,  $L_1 = 0$

$L = L_2 - L_1 = L_2$



LABORATORIO



DEE

Av. Túpac Amaru N°150 - Rímac.

Telf. : 481 3707

Fax : 481-0677

132



PERÚ

Ministerio  
de Transportes  
y Comunicaciones

- **Caso 4:** Estribo derecho,  $L_1$  negativo

$$L = L_2 - (-L_1)$$

$$L = L_2 + L_1$$

#### b.2.2.2.1) Método de Liu, Chang y Skinner

El método se basa en una ecuación resultante de estudios de laboratorio y análisis dimensional, realizada en 1961 y se aplica para las siguientes condiciones que se ilustran en la Figura N° 21.

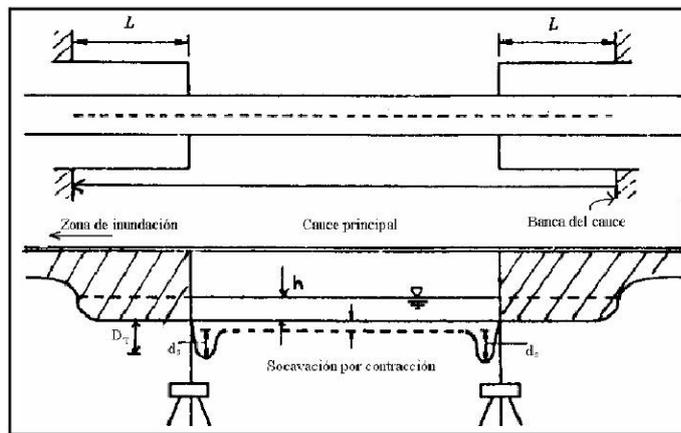


FIGURA N° 21: Estribos que se prolongan hasta el cauce principal y no existe flujo en la zona de inundación.

(Fuente: HEC-18, 1993).

#### Consideraciones:

- Socavación en lecho móvil.
- Estribos que se proyectan dentro del cauce principal
- No existe flujo sobre las llanuras de inundación
- El largo del estribo es menor que 25 veces la profundidad media del agua ( $L/h < 25$ )
- Flujo subcrítico



LABORATORIO



DEE

Av. Túpac Amaru N°150 - Rímac.

Telf.: 481 3707

Fax: 481-0677

133



PERÚ

Ministerio  
de Transportes  
y Comunicaciones

- Lecho del cauce arenoso
- Las ecuaciones debe ser ajustadas por un factor de corrección  $K_\theta$  para considerar el ángulo de ataque del flujo (Ecuación 123).
- Los valores de las profundidades de socavación deben ser incrementados en un 30% cuando se presentan dunas en el cauce de aproximación al estribo.
- Si existe lecho plano o lecho con antidunas, las ecuaciones deben aplicarse tal como se exponen a menos que las antidunas ocurran en el estribo, caso para el cual la profundidad de socavación debe incrementarse en un 20%.

$$\frac{y_s}{h} = K_f \left( \frac{L}{h} \right)^{0.4} F_r^{0.33} \quad (104)$$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gh}} \quad (105)$$

Donde:

$y_s$  : Profundidad de socavación de equilibrio medida desde el nivel medio del lecho hasta el fondo del hoyo de la socavación (m)

$h$  : Profundidad media del flujo aguas arriba en el cauce principal (m)

$L$  : Longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua (m)

$F_r$  : Número de Froude en la sección de aguas arriba

$V$  : Velocidad media del flujo aguas arriba

$K_f$  : Coeficiente de corrección por forma del estribo. Es igual a 1.10 para estribos con pared inclinada hacia el cauce y 2.15 para estribos con pared vertical.



LABORATORIO



DEE

Av. Túpac Amaru N°150 - Rímac.

Telf. : 481 3707

Fax : 481-0677

134



**b.2.2.2.2) Método de Artamonov**

Este método permite determinar no solamente la profundidad de socavación que se produce al pie de estribos sino también al pie de espolones o espigones. Depende de los siguientes factores:

- Porción de caudal que es interceptado por la estructura al meterse dentro de la corriente  $Q_1$  o  $Q_2$  (ver Figura N° 22).
- Talud que tienen los lados del estribo (mH:1.0V)
- Ángulo entre el eje longitudinal del puente y la corriente ( $\theta$ ).

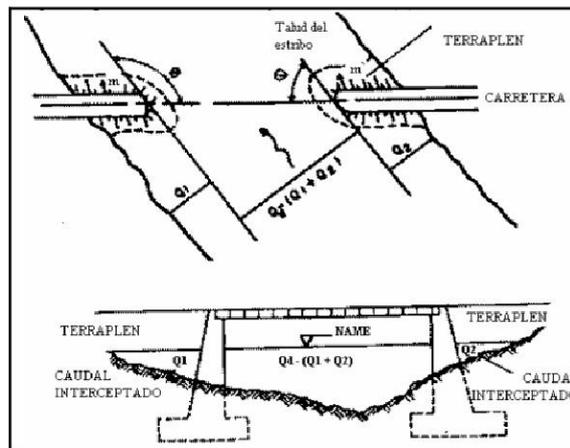


FIGURA N° 22: Intersección del flujo por los estribos. Método de Artamonov (Fuente: Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A., 1992).

$$H_T = K_\theta K_Q K_m h \quad (106)$$

Donde:

$H_T$  : Profundidad del agua al pie del estribo o espigón medida desde la superficie libre de la corriente.





$K_\theta$  : Coeficiente que depende del ángulo que forma la corriente con el eje longitudinal del puente (Ver Tabla N° 24).

$K_Q$  : Coeficiente que depende de la relación entre el gasto teórico interceptado por el estribo  $Q_1$  o  $Q_2$  y el caudal total  $Q_d$  que escurre por la sección transversal. (Ver Tabla N° 25)

$K_m$  : Coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo (Ver Tabla N° 26).

$h$  : Tirante de agua en la zona cercana al estribo o al espigón antes de la socavación.

**TABLA N° 24: Coeficiente de corrección  $K_\theta$ .**

$\theta$	20°	60°	90°	120°	150°
$K_\theta$	0.84	0.94	1.00	1.07	1.19

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

**TABLA N° 25: Coeficiente de corrección  $K_Q$ .**

$Q_1/Q_d$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
$K_Q$	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

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

**TABLA N° 26: Coeficiente de corrección  $K_m$ .**

Talud $m$	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
$K_m$	1.00	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

$mH:1V$

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

La siguiente ecuación se usa cuando el puente no está sesgado respecto al flujo ( $\theta = 90^\circ$ ) y la pared de los estribos es vertical:

$$H_T = K_Q h \quad (107)$$





PERÚ

Ministerio  
de Transportes  
y Comunicaciones

#### b.2.2.2.3) Método de Laursen

Laursen propuso dos ecuaciones basándose en el razonamiento sobre el cambio en las relaciones de transporte debido a la aceleración del flujo causada por el estribo, una para socavación en lecho móvil y otra para socavación en agua clara aplicables para las siguientes condiciones (HEC-18, 1993):

- Estribos que se proyectan dentro del cauce principal.
- Estribos con pared vertical.
- No existe flujo sobre las llanuras de inundación.
- El largo del estribo es menor que 25 veces la profundidad media del agua ( $L/h < 25$ ).
- Las ecuaciones dan profundidades de socavación máximas e incluyen los efectos de la socavación por contracción, por lo que para estas ecuaciones no se debe incluir el efecto de la contracción del cauce para obtener la socavación total.
- Se recomienda que las ecuaciones se apliquen para valores máximos de  $y_s/h$  igual a 4.0.
- Las ecuaciones dadas por Laursen se resuelven por tanteos.
- Las ecuaciones deben ser ajustadas por un factor de corrección  $K_s$  para considerar el efecto del ángulo de ataque del flujo, (Ecuación 111).

#### d.1) Socavación en lecho móvil

$$\frac{L}{h} = 2.75 \frac{y_s}{h} \left[ \left( \frac{y_s}{11.5h} + 1 \right)^{1.7} - 1 \right] \quad (108)$$

#### d.2) Socavación en agua clara



LABORATORIO



DEE

Av. Túpac Amaru N°150 - Rímac.

Tel. : 481 3707

Fax : 481-0677

137



PERÚ

Ministerio  
de Transportes  
y Comunicaciones

$$\frac{L}{h} = 2.75 \frac{y_s}{h} \left[ \left( \frac{\left( \frac{y_s}{11.5h} + 1 \right)^{7/6}}{\left( \frac{\tau}{\tau_c} \right)^{0.5}} - 1 \right) \right] \quad (109)$$

Donde:

$h$  : Profundidad media del flujo aguas arriba en el cauce principal.

$L$  : Longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua.

$\tau$  : Esfuerzo cortante en el lecho hacia aguas arriba del estribo.

$\tau_c$  : Esfuerzo cortante crítico para  $D_{50}$  del material del lecho aguas arriba.

Las dos ecuaciones anteriores son aplicables para estribos con pared vertical por lo que las profundidades de socavación resultantes deben afectarse por un factor de corrección  $K_f$  para tener en cuenta el efecto de otras formas.

$K_f$  : 0.9 para estribos con aleros inclinados 45°, 0.8 para estribos con pared inclinada hacia el cauce.

#### b.2.2.2.4) Método de Froehlich

La ecuación dada por Froehlich está basada en análisis dimensional y en análisis de regresión de laboratorio para 170 mediciones de socavación en lecho móvil. HEC-18 (1993) recomienda su uso para socavación tanto en lecho móvil como en agua clara, para estribos que se proyectan dentro del cauce principal o no y para flujo concentrado en el cauce principal o combinado con flujo sobre las zonas de inundación.

##### a) Socavación en agua clara y en lecho móvil

La ecuación de Froehlich que a continuación se expone es muy utilizada en los Estados Unidos de América.



LABORATORIO



DEE

Av. Túpac Amaru N°150 - Rímac.

Tel. : 481 3707

Fax : 481-0677

138



$$\frac{y_s}{h_e} = 2.27 K_f K_\theta \left( \frac{L}{h_e} \right)^{0.43} F_{re}^{0.61} + 1 \quad (110)$$

Donde:

$y_s$  : Profundidad de socavación (m)

$h_e$  : Profundidad media del flujo (profundidad hidráulica) en la zona de inundación obstruida por el estribo aguas arriba del puente (m).

$K_f$  : Coeficiente que depende de la forma del estribo. Tabla N° 27, Figura N° 23.

$K_\theta$  : Coeficiente que depende del ángulo de ataque del flujo. Ecuación (111), Figura N° 24.

$L$  : Longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua proyectada normalmente al flujo (m).

$F_{re}$  : Número de Froude en la sección de aproximación obstruida por el estribo.

**TABLA N° 27: Coeficiente por forma del estribo  $K_f$ . Método de Froehlich**

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).

$$K_\theta = (\theta / 90)^{0.13} \quad (111)$$

Donde:

$\theta$  : Ángulo de inclinación del estribo. (Figura N° 19)

( $\theta < 90^\circ$ ), si el estribo está inclinado hacia aguas abajo

( $\theta > 90^\circ$ ), si el estribo está inclinado hacia aguas arriba



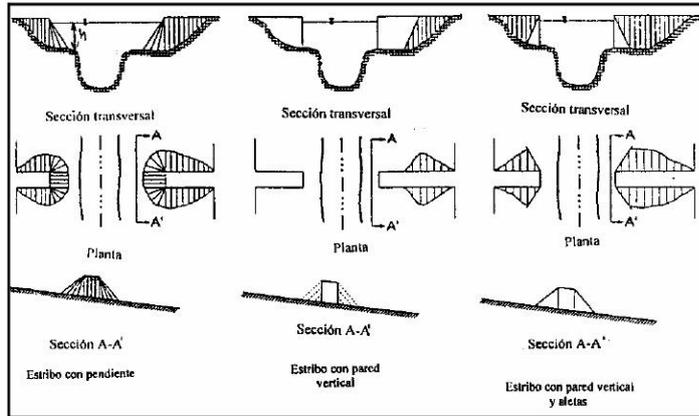


FIGURA N° 23: Formas comunes de estribos. Método de Froehlich.  
(Fuente: HEC-18., 1993).

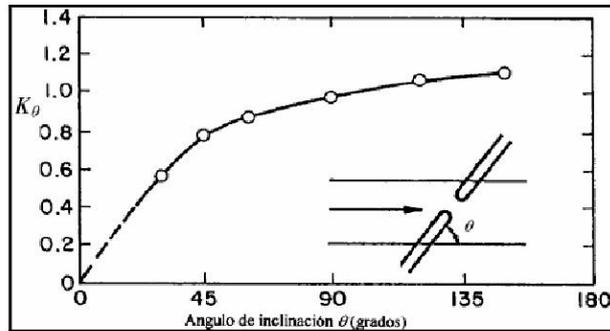


FIGURA N° 24: Factor de corrección  $K_\theta$ . Método de Froehlich  
(Fuente: HEC-18., 1993).

$$h_e = A_e / L \quad (112)$$

$$F_{re} = \frac{V_e}{\sqrt{gh_e}} \quad (113)$$

$$V_e = \frac{Q_e}{A_e} \quad (114)$$





PERÚ

Donde:

$V_e$  : Velocidad del flujo obstruido por el estribo y los accesos al puente en la sección de aguas arriba (m/s)

$Q_e$  : Caudal obstruido por los estribos o accesos, medido aguas arriba del puente (m3/s)

$A_e$  : Área de flujo de la sección aguas arriba obstruida por los estribos (m2)

**b) Socavación en agua clara**

Froehlich también propone una ecuación únicamente para condiciones de socavación en agua clara pero tiende a dar valores muy bajos y no se ha verificado con datos de campo, por lo que HEC-18 (1993) no recomienda su uso. Esta ecuación implica que el material del lecho del río tenga un  $D_{50} \geq 7.6$  cm y que la desviación estándar geométrica del sedimento  $\sigma_g$  sea mayor a 1.5. Se presenta el método a efectos de comparación de resultados con otros métodos.

$$\frac{y_s}{h_e} = 0.78K_f K_\theta \left(\frac{L}{h_e}\right)^{0.63} F_{re}^{1.16} \left(\frac{h_e}{D_{50}}\right)^{0.43} \sigma_g^{-1.87} + 1 \quad (115)$$

$$\sigma_g = \left(\frac{D_{84}}{D_{16}}\right)^{0.5} \quad (116)$$

Donde:

$\sigma_g$  : Desviación estándar geométrica del material.

**Nota:** El número 1 al final de las dos ecuaciones propuestas por Froehlich es un factor de seguridad que hace que las ecuaciones predigan profundidades de socavación mayores que aquellas medidas por experimentos. Este factor de seguridad debe ser usado en el diseño.

**b.2.2.2.5) Método de Melville**



LABORATORIO



DEE

Av. Túpac Amaru N°150 - Rímac.

Telf. : 481 3707

Fax : 481-0677

141



	$\frac{L}{h} = 2.75 \frac{y_s}{h} \left[ \frac{\left( \frac{y_s}{11.5h} + 1 \right)^{7/6}}{\left( \frac{r}{r_c} \right)^{1/3} - 1} \right]$ <p> <math>y_s</math>: Profundidad de socavación, m.  <math>h</math>: Profundidad de flujo aguas arriba en el cauce principal  <math>L</math>: Longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua.  <math>\zeta</math>: Esfuerzo cortante en el lecho hacia aguas arriba del estribo.  <math>\zeta_c</math>: Esfuerzo cortante crítico.         </p>	estribos	Entre las consideraciones se tiene: - Estribos que se proyectan dentro del cauce principal. - Estribos con pared vertical. - No existe flujo sobre llanuras de inundación.
Froehlich	<p><b>a) Socavación en agua clara y en lecho móvil:</b></p> $\frac{y_s}{h_e} = 2.27 K_f K_\theta \left( \frac{L}{h_e} \right)^{0.43} F_{re}^{0.61} + 1$ <p> <math>y_s</math>: Profundidad de socavación, m.  <math>h_e</math>: Profundidad media de flujo en la zona de inundación obstruida por el estribo aguas arriba del puente, m.  <math>K_f</math>: Coeficiente de corrección por forma de estribo.  <math>K_\theta</math>: Coeficiente función del ángulo de ataque.  <math>L</math>: Longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua, m.  <math>F_{re}</math>: Número de Froude en la sección de aproximación obstruida por el estribo.         </p>	Socavación local en estribos	Ecuación basada en análisis dimensional y en análisis de regresión de laboratorio para socavación en lecho móvil y en agua clara, para estribos que se proyectan dentro del cauce o no y para flujo concentrado en el cauce principal o combinado con flujo en las llanuras de inundación.
Hire (1993)	$y_s = 4h \left( \frac{K_f}{0.55} \right) K_\theta F_r^{0.33}$ <p> <math>y_s</math>: Profundidad de socavación, m.  <math>h</math>: Profundidad de flujo aguas arriba en el cauce principal, m.  <math>F_r</math>: Número de Froude basado en la velocidad y profundidad al pie justo aguas arriba del estribo.  <math>K_f</math>: Coeficiente de corrección por forma de estribo.  <math>K_\theta</math>: Coeficiente función del ángulo de ataque.         </p>	Socavación local en estribos	Ecuación desarrollada a partir de los datos obtenidos de otra ecuación del US ARMY de los EUA para la socavación que se produce en la punta de los espigones construidos en el río Mississippi.

**a.1.1) Diseño del enrocado**

Para el diseño del enrocado existen varios métodos, en esta sección se presentarán algunos métodos para el cálculo del tamaño de la piedra de protección.

**1) Método de Maynard**

Maynard propone las siguientes relaciones para determinar el diámetro medio de las rocas a usarse en la protección.

$$d_{50} = C_1 (yF^3) \tag{120}$$

$$F = C_2 \left( \frac{V}{\sqrt{gy}} \right) \tag{121}$$





PERÚ

Ministerio de Transportes y Comunicaciones

Donde:

$d_{50}$  : Diámetro medio de las rocas

$y$  : Profundidad de flujo

$V$  : Velocidad media del flujo.

$F$  : Número de Froude

$C_1$  y  $C_2$ : Coeficientes de corrección.

Los valores recomendados de  $C_1$  y  $C_2$  se muestran a continuación:

$$C_1 \begin{cases} 0.28 & \text{Fondo plano} \\ 0.28 & \text{Talud IV : 3H} \\ 0.32 & \text{Talud IV : 2H} \end{cases}$$

$$C_2 \begin{cases} 1.5 & \text{Tramos en curva} \\ 1.25 & \text{Tramos rectos} \\ 2.0 & \text{Extremos de espigones} \end{cases}$$

## 2) Método del U. S. Department of Transportation

Este método propone las siguientes relaciones para el cálculo del diámetro medio de las rocas.

$$d'_{50} = \frac{0.001V^3}{y^{0.5}K_1^{1.5}}, \text{ en sistema inglés} \quad (122)$$

$$K_1 = \left[ 1 - \left( \frac{\text{sen}^2 \theta}{\text{sen}^2 \phi} \right) \right]^{0.5} \quad (123)$$

$$C = C_{sg} C_{sf} \quad (124)$$

$$C_{sg} = \frac{2.12}{(\gamma_s - 1)^{1.5}} \quad (125)$$

$$C_{sf} = \left( \frac{FS}{1.2} \right)^{1.5} \quad (126)$$

$$d_{50} = Cd'_{50} \quad (127)$$

Donde:



LABORATORIO



DEE

Av. Túpac Amaru N°150 - Rímac.

Telf. : 481 3707

Fax : 481-0677

151



- $d_{50}$  : Diámetro medio de las rocas
- $V$  : Velocidad media del flujo.
- $y$  : Profundidad de flujo
- $K_1$  : Factor de corrección
- $\theta$  : Ángulo de inclinación del talud
- $\phi$  : Ángulo de reposo del material del enrocado.
- $C$  : Factor de corrección
- $\gamma_s$  : Peso específico del material del enrocado
- $FS$  : Factor de seguridad

En la Tabla N° 30 se muestra los valores del factor de seguridad FS.

**TABLA N° 30: Selección del factor de seguridad**

CONDICIÓN	RANGO DEL FS
Flujo uniforme, tramos rectos o medianamente curvos (radio de la curva/ancho del cauce > 30). Mínima influencia de impacto de sedimentos y material flotante.	1.0 – 1.2
Flujo gradualmente variado, curvatura moderada (10 < radio de la curva/ancho del cauce < 30). Moderada de impacto de sedimentos y material flotante.	1.3 – 1.6
Flujo rápidamente variado, curvas cerradas (radio de la curva/ancho del cauce < 10), flujos de alta turbulencia, flujo de turbulencia mixta en estribos de puentes. Efecto significativo de impacto de sedimentos y material flotante.	1.6 – 2.0

### 3) Método del Factor de Seguridad

El método de factor de seguridad se deriva sobre la base de los conceptos de momentos alrededor de un punto de apoyo de una roca que se apoya en otra.

#### 3.1) Enrocado para el talud

Para el cálculo del tamaño del fragmento de roca según el método del factor de seguridad se tiene las siguientes ecuaciones:

$$V_d = (\alpha V_1^2 + 2g\Delta h)^{0.5} \quad (128)$$





PERÚ

Ministerio  
de Transportes  
y Comunicaciones

Donde:

$V_d$  : Velocidad del flujo en las inmediaciones del estribo

$\alpha$  : Coeficiente de velocidad

$V_1$  : Velocidad aguas arriba del puente

$g$  : Aceleración de la gravedad

$\Delta h$  : Diferencia entre el nivel de agua, aguas arriba y aguas abajo del estribo.

Luego de obtener la velocidad  $V_d$ , se procede a obtener la velocidad de referencia  $V_r$  y el ángulo de las líneas de corriente  $\lambda$  a partir del cociente de la pérdida del nivel de agua con respecto a la longitud del estribo en base a los gráficos de Lewis (Richardson, 1990).

Con la velocidad de referencia  $V_r$  y el ángulo  $\lambda$ , se procede a obtener los parámetros dados en las siguientes relaciones:

$$\eta_0 = \frac{0.3V_r^2}{(S_s - 1)gd_{50}} \quad (129)$$

$$\beta = \tan^{-1} \left[ \frac{\cos(\lambda)}{\frac{2\text{sen}\theta}{\eta_0 \tan \phi} + \text{sen}(\lambda)} \right] \quad (130)$$

$$\eta_1 = \eta_0 \left( \frac{1 + \text{sen}(\lambda + \beta)}{2} \right) \quad (131)$$

Donde:

$V_r$  : Velocidad de referencia

$S_s$  : Gravedad específica de la partícula se asume igual a 2.65

$d_{50}$  : Diámetro medio de las rocas

$\theta$  : Ángulo de inclinación del talud



LABORATORIO



DEE

Av. Túpac Amaru N°150 - Rimac.

Telf. : 481 3707

Fax : 481-0677

153



$\phi$  : Ángulo de reposo del material del enrocado.

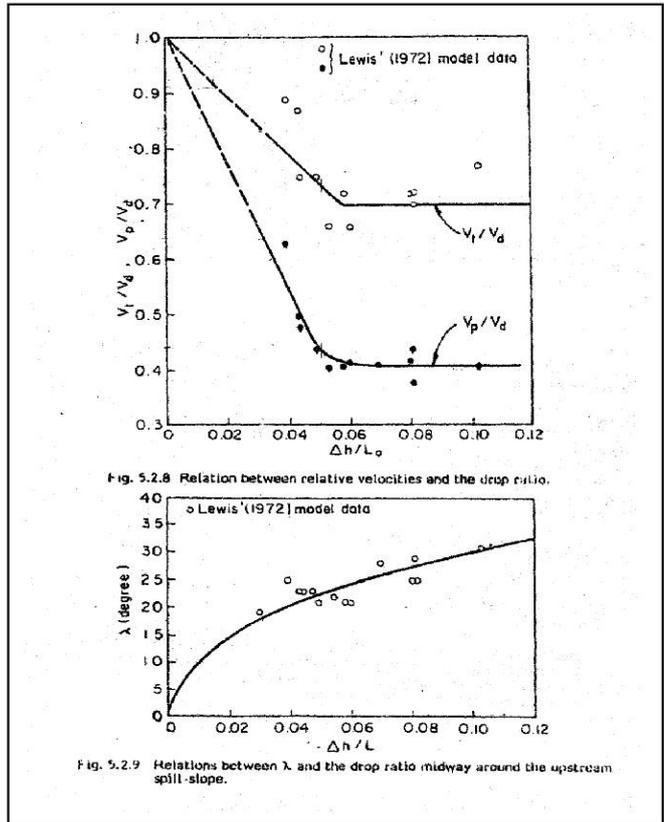


FIGURA N° 26: Gráficos de Lewis.

(Fuente: Separatas proporcionadas por el Dr. Kuroiwa, Z. J., 1996).

Luego de obtener los parámetros anteriores, se procede a calcular de manera iterativa el factor de seguridad hasta alcanzar el valor de diseño de enrocados que es aproximadamente 1.5, mediante la siguiente ecuación:



LABORATORIO



DEE

Av. Túpac Amaru N°150 - Rimac.

Tel.: 481 3707 Fax: 481-0877

154

$$SF_0 = \frac{\cos \theta \tan \phi}{\eta_1 \tan \phi + \text{sen} \theta \cos \beta} \quad (132)$$

### 3.2) Enrocado para pie de talud

En el pie de talud, el ángulo  $\lambda$  es aproximadamente igual a cero, debido a que el lecho del río fuerza a las líneas de corriente a discurrir en forma paralela al mismo.

Haciendo  $\lambda = 0$ , las relaciones anteriores se simplifican:

$$\eta_0 = \frac{0.3V_r^2}{(S_s - 1)gd_{50}} \quad (133)$$

$$\beta = \tan^{-1} \left\{ \frac{\eta_0 \tan \phi}{2 \text{sen} \theta} \right\} \quad (134)$$

$$\eta_1 = \eta_0 \left( \frac{1 + \text{sen} \beta}{2} \right) \quad (135)$$

$$SF_0 = \frac{\cos \theta \tan \phi}{\eta_1 \tan \phi + \text{sen} \theta \cos \beta} \quad (136)$$

### 3.3) Diseño del filtro

En esta sección se tratará acerca del filtro de material granular, el cual se coloca como un "cama de apoyo" entre el material base y el enrocado, es una grava que previene el flujo a través de los intersticios del enrocado.

La función del filtro es no permitir la migración de finos del material subyacente (material base) ni pasar a través de la capa superior (enrocado), para asegurar esto, se deben cumplir las siguientes relaciones:

$$\frac{d_{15}(\text{Filtro})}{d_{85}(\text{Base})} < 5 < \frac{d_{15}(\text{Filtro})}{d_{15}(\text{Base})} < 40$$

Además:



**NORMA E.050**

**SUELOS Y CIMENTACIONES**

**CAPÍTULO 1  
GENERALIDADES**

**Artículo 1.- OBJETIVO**

El objetivo de esta Norma es establecer los requisitos para la ejecución de Estudios de Mecánica de Suelos (**EMS**), con fines de cimentación, de edificaciones y otras obras indicadas en esta Norma. Los **EMS** se ejecutarán con la finalidad de asegurar la estabilidad y permanencia de las obras y para promover la utilización racional de los recursos.

\* Ver Glosario

**Artículo 2.- ÁMBITO DE APLICACIÓN**

El ámbito de aplicación de la presente Norma comprende todo el territorio nacional.

Las exigencias de esta Norma se consideran mínimas.

La presente Norma no toma en cuenta los efectos de los fenómenos de geodinámica externa y no se aplica en los casos que haya presunción de la existencia de ruinas arqueológicas; galerías u oquedades subterráneas de origen natural o artificial. En ambos casos deberán efectuarse estudios específicamente orientados a confirmar y solucionar dichos problemas.

**Artículo 3.- OBLIGATORIEDAD DE LOS ESTUDIOS**
**3.1. Casos donde existe obligatoriedad**

Es obligatorio efectuar el EMS en los siguientes casos:

- Edificaciones en general, que alojen gran cantidad de personas, equipos costosos o peligrosos, tales como: colegios, universidades, hospitales y clínicas, estadios, cárceles, auditorios, templos, salas de espectáculos, museos, centrales telefónicas, estaciones de radio y televisión, estaciones de bomberos, archivos y registros públicos, centrales de generación de electricidad, sub-estaciones eléctricas, silos, tanques de agua y reservorios.
- Cualquier edificación no mencionada en a) de uno a tres pisos, que ocupen individual o conjuntamente más de 500 m<sup>2</sup> de área techada en planta.
- Cualquier edificación no mencionada en a) de cuatro o más pisos de altura, cualquiera que sea su área.
- Edificaciones industriales, fábricas, talleres o similares.
- Edificaciones especiales cuya falla, además del propio colapso, represente peligros adicionales importantes, tales como: reactores atómicos, grandes hornos, depósitos de materiales inflamables, corrosivos o combustibles, paneles de publicidad de grandes dimensiones y otros de similar riesgo.
- Cualquier edificación que requiera el uso de pilotes, pilares o plateas de fundación.
- Cualquier edificación adyacente a taludes o suelos que puedan poner en peligro su estabilidad.

En los casos en que es obligatorio efectuar un EMS, de acuerdo a lo indicado en esta Sección, el informe del EMS correspondiente deberá ser firmado por un **Profesional Responsable (PR)**.

En estos mismos casos deberá incluirse en los planos de cimentación una transcripción literal del «Resumen de las Condiciones de Cimentación» del EMS (Ver Artículo 12 (12.1a)).

\* Ver Glosario

**3.2. Casos donde no existe obligatoriedad**

Sólo en caso de lugares con condiciones de cimentación conocida, debidas a depósitos de suelos uniformes tanto vertical como horizontalmente, sin problemas especiales, con áreas techadas en planta menores que 500 m<sup>2</sup> y altura menor de cuatro pisos, podrán asumirse valores de la Presión Admisible del Suelo, profundidad de cimentación y cualquier otra consideración concerniente a la Mecánica de Suelos, las mismas que deberán figurar en un recuadro en el plano de cimentación con la firma del PR que efectuó la estimación, quedando bajo su responsabilidad la información proporcionada. La estimación efectuada deberá basarse en no menos de 3 puntos de investigación hasta la profundidad mínima «p» indicada en el Artículo 11 (11.2c).

El PR no podrá delegar a terceros dicha responsabilidad. En caso que la estimación indique la necesidad de usar cimentación especial, profunda o por platea, se deberá efectuar un EMS.

**Artículo 4.- ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS (EMS)**

Son aquellos que cumplen con la presente Norma, que están basados en el metrado de cargas estimado para la estructura y que cumplen los requisitos para el Programa de Investigación descrito en el Artículo 11.

**Artículo 5.- ALCANCE DEL EMS**

La información del EMS es válida solamente para el área y tipo de obra indicadas en el informe.

Los resultados e investigaciones de campo y laboratorio, así como el análisis, conclusiones y recomendaciones del EMS, sólo se aplicarán al terreno y edificaciones comprendidas en el mismo. No podrán emplearse en otros terrenos, para otras edificaciones, o para otro tipo de obra.

**Artículo 6.- RESPONSABILIDAD PROFESIONAL POR EL EMS**

Todo EMS deberá ser firmado por el PR, que por lo mismo asume la responsabilidad del contenido y de las conclusiones del informe. El PR no podrá delegar a terceros dicha responsabilidad.

**Artículo 7.- RESPONSABILIDAD POR APLICACIÓN DE LA NORMA**

Las entidades encargadas de otorgar la ejecución de las obras y la Licencia de Construcción son las responsa-

bles de hacer cumplir esta Norma. Dichas entidades no autorizarán la ejecución de las obras, si el proyecto no cuenta con un EMS, para el área y tipo de obra específico.

**Artículo 8.- RESPONSABILIDAD DEL SOLICITANTE**

Proporcionar la información indicada en el Artículo 9 y garantizar el libre acceso al terreno para efectuar la investigación del campo.

\* Ver Glosario

**CAPÍTULO 2  
ESTUDIOS**
**Artículo 9.- INFORMACIÓN PREVIA**

Es la que se requiere para ejecutar el EMS. Los datos indicados en los Artículos 9 (9.1, 9.2a, 9.2b y 9.3) serán proporcionados por quien solicita el EMS (El Solicitante) al PR antes de ejecutarlo. Los datos indicados en las Secciones restantes serán obtenidos por el PR.

**9.1. Del terreno a investigar**

- Plano de ubicación y accesos
- Plano topográfico con curvas de nivel. Si la pendiente promedio del terreno fuera inferior al 5%, bastará un levantamiento planimétrico. En todos los casos se harán indicaciones de linderos, usos del terreno, obras anteriores, obras existentes, situación y disposición de acequias y drenajes. En el plano deberá indicarse también, la ubicación prevista para las obras. De no ser así, el programa de Investigación (Artículo 11), cubrirá toda el área del terreno.
- La situación legal del terreno.

**9.2. De la obra a cimentar**

- Características generales acerca del uso que se le dará, número de pisos, niveles de piso terminado, área aproximada, tipo de estructura, número de sótanos, luces y cargas estimadas.

- En el caso de edificaciones especiales (que transmitan cargas concentradas importantes, que presenten luces grandes, alberguen maquinaria pesada o que vibren, que generen calor o frío o que usen cantidades importantes de agua), deberá contarse con la indicación de la magnitud de las cargas a transmitirse a la cimentación y niveles de piso terminado, o los parámetros dinámicos de la máquina, las tolerancias de las estructuras a movimientos totales o diferenciales y sus condiciones límite de servicio y las eventuales vibraciones o efectos térmicos generados en la utilización de la estructura.

- Los movimientos de tierras ejecutados y los previstos en el proyecto.

- Para los fines de la determinación del Programa de Investigación Mínimo (PIM) del EMS (Artículo 11 (11.2)), las edificaciones serán calificadas según la Tabla N° 1, donde A, B y C designan la importancia relativa de la estructura desde el punto de vista de la investigación de suelos necesaria para cada tipo de edificación, siendo el A más exigente que el B y éste que el C.

TABLA N° 1 TIPO DE EDIFICACIÓN		
CLASE DE ESTRUCTURA	DISTANCIA MAYOR ENTRE APOYOS* (m)	NÚMERO DE PISOS (Incluidos los sótanos)
		<=3 4 a 8 9 a 12 > 12
APORTICADA DE ACERO	< 12	C C C B
PÓRTICOS Y/O MUROS DE CONCRETO	< 10	C C B A
MUROS PORTANTES DE ALBAÑILERÍA	< 12	B A — —
BASES DE MÁQUINAS Y SIMILARES	Cualquiera	A — — —
ESTRUCTURAS ESPECIALES	Cualquiera	A A A A
OTRAS ESTRUCTURAS	Cualquiera	B A A A
TANQUES ELEVADOS Y SIMILARES	< 9 m de altura	> 9 m de altura
	B	A

\* Ver Artículo 11 (11.2)



**9.3. Datos generales de la zona**

El **PR** recibirá del Solicitante los datos disponibles del terreno sobre:

- a) Usos anteriores (terreno de cultivo, cantera, explotación minera, botadero, relleno sanitario, etc.).
- b) Construcciones antiguas, restos arqueológicos u obras semejantes que puedan afectar al **EMS**.

**9.4. De los terrenos colindantes**

Datos disponibles sobre **EMS** efectuados

**9.5. De las edificaciones adyacentes**

Números de pisos incluidos sótanos, tipo y estado de las estructuras. De ser posible tipo y nivel de cimentación.

**9.6. Otra información**

Cuando el **PR** lo considere necesario, deberá incluir cualquier otra información de carácter técnico, relacionada con el **EMS**, que pueda afectar la capacidad portante, deformabilidad y/o la estabilidad del terreno.

**Artículo 10.- TÉCNICAS DE INVESTIGACIÓN**

**10.1. Técnicas de Investigación de Campo**

Las Técnicas de Investigación de Campo aplicables en los **EMS** son las indicadas en la Tabla N° 2.

TABLA N° 2

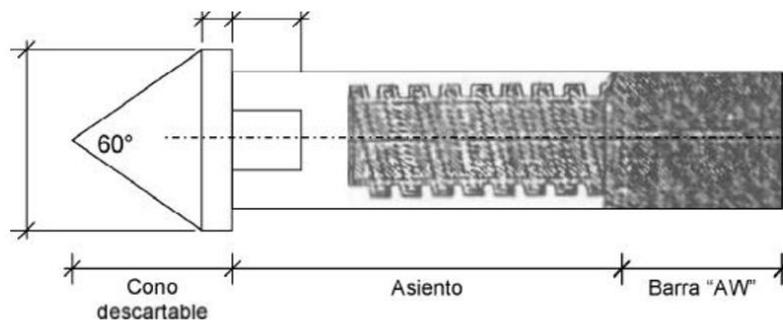
TÉCNICA	NORMA APLICABLE*
Método de ensayo de penetración estándar SPT	NTP 339.133 (ASTM D 1586)
Método para la clasificación de suelos con propósitos de ingeniería (sistema unificado de clasificación de suelos SU/CS)	NTP 339.134 (ASTM D 2487)
Densidad in-situ mediante el método del cono de arena **	NTP 339.143 (ASTM D1556)
Densidad in-situ mediante métodos nucleares (profundidad superficial)	NTP 339.144 (ASTM D2922)
Ensayo de penetración cuasi-estática profunda de suelos con cono y cono de fricción	NTP 339.148 (ASTM D 3441)
Descripción e identificación de suelos (Procedimiento visual - manual)	NTP 339.150 (ASTM D 2488)

TÉCNICA	NORMA APLICABLE*
Método de ensayo normalizado para la capacidad portante del suelo por carga estática y para cimientos aislados	NTP 339.153 (ASTM D 1194)
Método normalizado para ensayo de corte por veleta de campo de suelos cohesivos	NTP 339.155 (ASTM D 2573)
Método de ensayo normalizado para la auscultación con penetrometro dinámico ligero de punta cónica (DPL)	NTE 339.159 (DIN4094)
Norma práctica para la investigación y muestreo de suelos por perforaciones con barrena	NTP 339.161 (ASTM D 1452)
Guía normalizada para caracterización de campo con fines de diseño de ingeniería y construcción	NTP 339.162 (ASTM D 420)
Método de ensayo normalizado de corte por veleta en miniatura de laboratorio en suelos finos arcillosos saturados.	NTP 339.168 (ASTM D 4648)
Práctica normalizada para la perforación de núcleos de roca y muestreo de roca para investigación del sitio.	NTP 339.173 (ASTM D 2113)
Densidad in-situ mediante el método del reemplazo con agua en un pozo de exploración **	NTP 339.253 (ASTM D5030)
Densidad in-situ mediante el método del balón de jete **	ASTM D2167
Cono Dinámico Superpesado (DPSH)	UNE 103-801:1994
Cono Dinámico Tipo Peck	UNE 103-801:1994***

\* En todos los casos se utilizará la última versión de la Norma.  
 \*\* Estos ensayos solo se emplearán para el control de la compactación de rellenos Controlados o de Ingeniería.  
 \*\*\* Se aplicará lo indicado en la Norma UNE 103-801:1994\* (peso del martillo, altura de caída, método de ensayo, etc.) con excepción de lo siguiente: Las Barras serán reemplazadas por las «AW», que son las usadas en el ensayo SPT, NTP339.133 (ASTM D1586) y la punta cónica se reemplazará por un cono de 6,35 cm (2.5 pulgadas) de diámetro y 60° de ángulo en la punta según se muestra en la Figura 1. El número de golpes se registrará cada 0,15 m y se graficará cada 0,30 m. C<sub>n</sub> es la suma de golpes por cada 0,30 m  
 • Ver Anexo II

**NOTA:** Los ensayos de densidad de campo, no podrán emplearse para determinar la densidad relativa y la presión admisible de un suelo arenoso.

FIGURA N° 1



**10.2. Aplicación de las Técnicas de Investigación**

La investigación de campo se realizará de acuerdo a lo indicado en el presente Capítulo, respetando las cantidades, valores mínimos y limitaciones que se indican en esta Norma y adicionalmente, en todo aquello que no se contradiga, se aplicará la «Guía normalizada para caracterización de campo con fines de diseño de ingeniería y construcción» NTP 339.162 (ASTM D 420).

**a) Pozos o Calicatas y Trincheras**

Son excavaciones de formas diversas que permiten una observación directa del terreno, así como la toma de muestras y la realización de ensayos in situ que no requieran confinamiento. Las calicatas y trincheras serán realizadas según la NTP 339.162 (ASTM D 420). El **PR** deberá tomar las precauciones necesarias a fin de evitar accidentes.

**b) Perforaciones Manuales y Mecánicas**

Son sondeos que permiten reconocer la naturaleza y localización de las diferentes capas del terreno, así como extraer muestras del mismo y realizar ensayos in situ.

La profundidad recomendable es hasta 10 metros en perforación manual, sin limitación en perforación mecánica.

Las perforaciones manuales o mecánicas tendrán las siguientes limitaciones:

**b-1) Perforaciones mediante Espiral Mecánica**

Los espirales mecánicas que no dispongan de un dispositivo para introducir herramientas de muestreo en el eje, no deben usarse en terrenos donde sea necesario conocer con precisión la cota de los estratos, o donde el espesor de los mismos sea menor de 0,30 m.

**b-2) Perforaciones por Lavado con Agua.**

Se recomiendan para diámetros menores a 0,100 m. Las muestras procedentes del agua del lavado no deberán emplearse para ningún ensayo de laboratorio.

**c) Método de Ensayo de Penetración Estándar (SPT) NTP 339.133 (ASTM D 1586)**

Los Ensayos de Penetración Estándar (**SPT**) son aplicables, según se indica en la Tabla N° 3. No se recomienda ejecutar ensayos **SPT** en el fondo de calicatas, debido a la pérdida de confinamiento.

**d) Ensayo de Penetración Cuasi-Estática Profunda de Suelos con Cono y Cono de Fricción (CPT) NTP339.148 (ASTM D 3441)**

Este método se conoce también como el cono Holandés. Véase aplicación en la Tabla N° 3.

**e) Cono Dinámico Superpesado (DPSH) UNE 103-801:1994**

Se utiliza para auscultaciones dinámicas que requie-

ren investigación adicional de suelos para su interpretación y no sustituyen al Ensayo de Penetración Estándar.

No se recomienda ejecutar ensayos **DPSH** en el fondo de calicatas, debido a la pérdida de confinamiento.

Para determinar las condiciones de cimentación sobre la base de auscultaciones dinámicas, debe conocerse previamente la estratigrafía del terreno obtenida mediante la ejecución de calicatas, trincheras o perforaciones.

Véase aplicación en la Tabla N° 3.

**f) Cono Dinámico Tipo Peck UNE 103-801:1994 ver tabla (2)**

Se utiliza para auscultaciones dinámicas que requieren investigación adicional de suelos para su interpretación y no sustituyen al Ensayo de Penetración Estándar.

No se recomienda ejecutar ensayos **Tipo Peck** en el fondo de calicatas, debido a la pérdida de confinamiento.

Para determinar las condiciones de cimentación sobre la base de auscultaciones dinámicas, debe conocerse previamente la estratigrafía del terreno obtenida mediante la ejecución de calicatas, trincheras o perforaciones.

Véase aplicación en la Tabla N° 3.

**g) Método de ensayo normalizado para la auscultación con penetrómetro dinámico ligero de punta cónica (DPL) NTP339.159 (DIN 4094)**

Las auscultaciones dinámicas son ensayos que requieren investigación adicional de suelos para su interpretación y no sustituyen al Ensayo de Penetración Estándar.

No se recomienda ejecutarse ensayos **DPL** en el fondo de calicatas, debido a la pérdida de confinamiento.

Para determinar las condiciones de cimentación sobre la base de auscultaciones dinámicas, debe conocerse previamente la estratigrafía del terreno obtenida mediante la ejecución de calicatas, trincheras o perforaciones. Véase aplicación en la Tabla N° 3.

**h) Método Normalizado para Ensayo de Corte con Velela de Campo en Suelos Cohesivos NTP 339.155 (ASTM D 2573)**

Este ensayo es aplicable únicamente cuando se trata de suelos cohesivos saturados desprovistos de arena o grava, como complemento de la información obtenida mediante calicatas o perforaciones. Su aplicación se indica en la Tabla N° 3.

**i) Método de Ensayo Normalizado para la Capacidad Portante del Suelo por Carga Estática y para Cimientos Aislados NTP 339.153 (ASTM D 1194)**

Las pruebas de carga deben ser precedidas por un **EMS** y se recomienda su uso únicamente cuando el suelo a ensayar es tridimensionalmente homogéneo, comprende la profundidad activa de la cimentación y es semejante al ubicado bajo el plato de carga. Las aplicaciones y limitaciones de estos ensayos, se indican en la Tabla N° 3.

Ensayos In Situ	Norma Aplicable	TABLA N° 3 APLICACIÓN Y LIMITACIONES DE LOS ENSAYOS						
		Técnica de Investigación	Tipo de Suelo <sup>(1)</sup>	Parámetro a obtener <sup>(2)</sup>	Técnica de Investigación	Tipo de Suelo <sup>(1)</sup>	Técnica de Investigación	Tipo de Suelo <sup>(1)</sup>
SPT	NTP339.133 (ASTM D1586)	Perforación	SW, SP, SM, SC-SM	N	Perforación	CL, ML, SC, MH, CH	Calicata	Lo restante
DPSH	UNE 103 801:1994	Auscultación	SW, SP, SM, SC-SM	N <sub>20</sub>	Auscultación	CL, ML, SC, MH, CH	Calicata	Lo restante
Cono tipo Peck	UNE 103 801:1994 <sup>1a</sup>	Auscultación	SW, SP, SM, SC-SM	C <sub>30</sub>	Auscultación	CL, ML, SC, MH, CH	Calicata	Lo restante
CPT	NTP 339.148 (ASTM D3441)	Auscultación	Todos excepto gravas	q <sub>v</sub> , f <sub>v</sub>	Auscultación	---	Calicata	Gravas
DPL	NTP 339.159 (DIN 4094)	Auscultación	SP	n	Auscultación	SW, SM	Calicata	Lo restante
Velela de Campo <sup>3a</sup>	NTP 339.155 (ASTM D2573)	Perforación/ Calicata	CL, ML, CH, MH	C <sub>v</sub> , S <sub>i</sub>	---	---	---	Lo restante
Prueba de carga	NTP 339.153 (ASTM D1194)	---	Suelos granulares y rocas blandas	Asentamiento vs. Presión	---	---	---	---

(1) Según Clasificación **SUCS**, cuando los ensayos son aplicables a suelos de doble simbología, ambos están incluidos.

(2) Leyenda:

C = Cohesión en condiciones no drenadas.

N = Número de golpes por cada 0,30 m de penetración en el

ensayo estándar de penetración.

N<sub>20</sub> = Número de golpes por cada 0,20 m de penetración mediante auscultación con DPSH

C<sub>30</sub> = Número de golpes por cada 0,30 m de penetración mediante auscultación con Cono Tipo Peck.



- n = Número de golpes por cada 0,10 m de penetración mediante auscultación con DPL.
- $q_c$  = Resistencia de punta del cono en unidades de presión.
- $f_s$  = Fricción en el manguito.
- S<sub>t</sub> = Sensitividad.
- (3) Sólo para suelos finos saturados, sin arenas ni gravas.
- (4) Ver Tabla 3.

**Nota.** Ver títulos de las Normas en la Tabla 2.

**10.3. Correlación entre ensayos y propiedades de los suelos**

En base a los parámetros obtenidos en los ensayos «in situ» y mediante correlaciones debidamente comprobadas, el **PP** puede obtener valores de resistencia al corte no drenado, ángulo de fricción interna, relación de pre-consolidación, relación entre asentamientos y carga, coeficiente de balasto, módulo de elasticidad, entre otros.

**10.4. Tipos de Muestras**

Se considera los cuatro tipos de muestras que se indican en la Tabla N° 4, en función de las exigencias que deberán atenderse en cada caso, respecto del terreno que representan.

TIPO DE MUESTRA	NORMA APLICABLE	FORMAS DE OBTENER Y TRANSPORTAR	ESTADO DE LA MUESTRA	CARACTERÍSTICAS
Muestra inalterada en bloque (Mib)	NTP 339 151 (ASTM D4220) Prácticas Normalizadas para la Preservación y Transporte de Muestras de Suelos	Bloques	Inalterada	Debe mantener inalteradas las propiedades físicas y mecánicas del suelo en su estado natural al momento del muestreo (Aplicable solamente a suelos cohesivos, rocas blandas o suelos granulares finos suficientemente cementados para permitir su obtención).
Muestra inalterada en tubo de pared delgada (Mit)	NTP 339 169 (ASTM D1587) Muestreo Geotécnico de Suelos con Tubo de Pared Delgada	Tubos de pared delgada		
Muestra alterada en bolsa de plástico (Mab)	NTP 339 151 (ASTM D4220) Prácticas Normalizadas para la Preservación y Transporte de Muestras de Suelos	Con bolsas de plástico	Alterada	Debe mantener inalterada la granulometría del suelo en su estado natural al momento del muestreo.
Muestra alterada para humedad en lata sellada (Mah)	NTP 339 151 (ASTM D4220) Prácticas Normalizadas para la Preservación y Transporte de Muestras de Suelos	En lata sellada	Alterada	Debe mantener inalterado el contenido de agua.

**10.5. Ensayos de Laboratorio**

Se realizarán de acuerdo con las normas que se indican en la Tabla N° 5

ENSAYO	NORMA APLICABLE
Contenido de Humedad	NTP 339 127 (ASTM D2216)
Análisis Granulométrico	NTP 339 128 (ASTM D422)
Límite Líquido y Límite Plástico	NTP 339 129 (ASTM D4318)
Peso Específico Relativo de Sólidos	NTP 339 131 (ASTM D854)
Clasificación Unificada de Suelos (SUCS)	NTP 339 134 (ASTM D2487)
Densidad Relativa *	NTP 339 137 (ASTM D4253) NTP 339 138 (ASTM D4254)
Peso volumétrico de suelo cohesivo	NTP 339 139 (BS 1377)
Límite de Contracción	NTP 339 140 (ASTM D427)
Ensayo de Compactación Proctor Modificado	NTP 339 141 (ASTM D1557)
Descripción Visual-Manual	NTP 339 150 (ASTM D2488)
Contenido de Sales Solubles Totales en Suelos y Agua Subterránea	NTP 339 152 (BS 1377)
Consolidación Unidimensional	NTP 339 154 (ASTM D2435)
Colapsibilidad Potencial	NTP 339 163 (ASTM D5333)
Compresión Triaxial no Consolidado no Drenado	NTP 339 164 (ASTM D2850)
Compresión Triaxial Consolidado no Drenado	NTP 339 166 (ASTM D4767)
Compresión no Confinada	NTP 339 167 (ASTM D2186)
Expansión o Asentamiento Potencial Unidimensional de Suelos Cohesivos	NTP 339 170 (ASTM D4546)
Corte Directo	NTP 339 171 (ASTM D3080)
Contenido de Cloruros Solubles en Suelos y Agua Subterránea	NTP 339 177 (AASHTO T291)
Contenido de Sulfatos Solubles en Suelos y Agua Subterránea	NTP 339 178 (AASHTO T290)

\* Debe ser usada únicamente para el control de rellenos granulares.

**10.6. Compatibilización de perfiles estratigráficos**

En el laboratorio se seleccionarán muestras típicas para ejecutar con ellas ensayos de clasificación. Como resultado de estos ensayos, las muestras se clasificarán, en todos los casos de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos – SUCS NTP 339.134 (ASTM D 2487) y los resultados de esta clasificación serán comparados con la descripción visual – manual NTP 339.150 (ASTM D 2488) obtenida para el perfil estratigráfico de campo, procediéndose a compatibilizar las diferencias existentes a fin de obtener el perfil estratigráfico definitivo, que se incluirá en el informe final.

**Artículo 11.- PROGRAMA DE INVESTIGACIÓN**

**11.1. Generalidades**

Un programa de investigación de campo y laboratorio se define mediante:

- a) Condiciones de frontera.
- b) Número *n* de puntos a investigar.
- c) Profundidad *p* a alcanzar en cada punto.
- d) Distribución de los puntos en la superficie del terreno.
- e) Número y tipo de muestras a extraer.
- f) Ensayos a realizar «In situ» y en el laboratorio.

Un **EMS** puede plantearse inicialmente con un **PIM (Programa de Investigación Mínimo)**, debiendo aumentarse los alcances del programa en cualquiera de sus partes si las condiciones encontradas así lo exigieran.

**11.2. Programa de Investigación Mínimo - PIM**

El Programa de Investigación aquí detallado constituye el programa mínimo requerido por un **EMS**, siempre y cuando se cumplan las condiciones dadas en el Artículo 11 (11.2a).

De no cumplirse las condiciones indicadas, el **PR** deberá ampliar el programa de la manera más adecuada para lograr los objetivos del **EMS**.

**a) Condiciones de Frontera**

Tienen como objetivo la comprobación de las características del suelo, supuestamente iguales a las de los terrenos colindantes ya edificados. Serán de aplicación cuando se cumplan simultáneamente las siguientes condiciones:

**a-1)** No existen en los terrenos colindantes grandes irregularidades como afloramientos rocosos, fallas, ruinas arqueológicas, estratos erráticos, rellenos o cavidades.

**a-2)** No existen edificaciones situadas a menos de 100 metros del terreno a edificar que presenten anomalías como grietas o desplomes originados por el terreno de cimentación.

**a-3)** El tipo de edificación (Tabla N° 1) a cimentar es de la misma o de menor exigencia que las edificaciones situadas a menos de 100 metros.

**a-4)** El número de plantas del edificio a cimentar (incluidos los sótanos), la modulación media entre apoyos y las cargas en éstos son iguales o inferiores que las correspondientes a las edificaciones situadas a menos de 100 metros.

**a-5)** Las cimentaciones de los edificios situados a menos de 100 metros y la prevista para el edificio a cimentar son de tipo superficial.

**a-6)** La cimentación prevista para el edificio en estudio no profundiza respecto de las contiguas más de 1,5 metros.

**b) Número «n» de puntos de Investigación**

El número de puntos de investigación se determina en la Tabla N° 6 en función del tipo de edificación y del área de la superficie a ocupar por éste.

Tipo de edificación	Número de puntos de investigación (n)
A	1 cada 225 m <sup>2</sup>
B	1 cada 450 m <sup>2</sup>
C	1 cada 800 m <sup>2</sup>

Urbanizaciones para Viviendas 3 por cada Ha. de terreno habilitado  
Unifamiliares de hasta 3 pisos

(n) nunca será menor de 3, excepto en los casos indicados en el Artículo 3 (3 2).

**c) Profundidad «p» mínima a alcanzar en cada punto de Investigación**

**c-1) Cimentación Superficial**

Se determina de la siguiente manera:

EDIFICACIÓN SIN SÓTANO:

$$p = D_f + z$$

EDIFICACIÓN CON SÓTANO:

$$p = h + D_f + z$$

Donde:

**D<sub>f</sub>** = En una edificación sin sótano, es la distancia vertical desde la superficie del terreno hasta el fondo de la cimentación. En edificaciones con sótano, es la distancia vertical entre el nivel de piso terminado del sótano y el fondo de la cimentación.

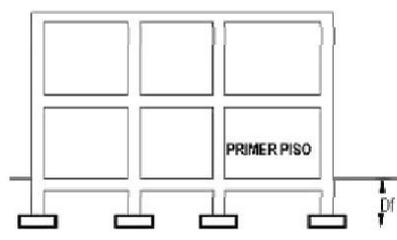
**h** = Distancia vertical entre el nivel de piso terminado del sótano y la superficie del terreno natural.

**z** = 1,5 **B**; siendo **B** el ancho de la cimentación prevista de mayor área.

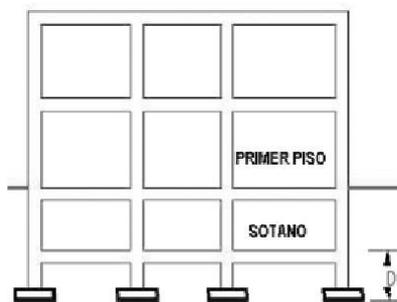
En el caso de ser ubicado dentro de la profundidad activa de cimentación el estrato resistente típico de la zona, que normalmente se utiliza como plano de apoyo de la cimentación, a juicio y bajo responsabilidad del **PR**, se podrá adoptar una profundidad **z** menor a 1,5 **B**. En este caso la profundidad mínima de investigación será la profundidad del estrato resistente más una profundidad de verificación no menor a 1 m.

En ningún caso **p** será menor de 3 m, excepto si se encontrase roca antes de alcanzar la profundidad **p**, en cuyo caso el **PR** deberá llevar a cabo una verificación de su calidad por un método adecuado.

FIGURA N° 2 (C1)

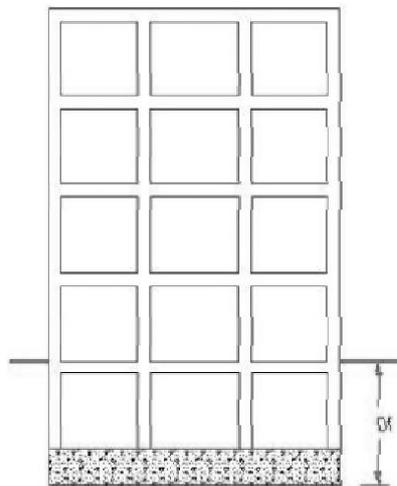


PROFUNDIDAD DE CIMENTACION (D<sub>f</sub>) EN ZAPATAS SUPERFICIALES



PROFUNDIDAD DE CIMENTACION (D<sub>f</sub>) EN ZAPATAS BAJO SÓTANOS

**PLATEAS O SOLADOS**



PROFUNDIDAD DE CIMENTACION (D<sub>f</sub>) EN PLATEAS O SOLADOS



**c-2) Cimentación Profunda**

La profundidad mínima de investigación, corresponderá a la longitud del elemento que transmite la carga a mayores profundidades (pilote, pilar, etc.), más la profundidad  $z$ .

$$p = h + D_f + z$$

Donde:

$D_f$  = En una edificación sin sótano, es la distancia vertical desde la superficie del terreno hasta el extremo de la cimentación profunda (pilote, pilares, etc.). En edificaciones con sótano, es la distancia vertical entre el nivel de piso terminado del sótano y el extremo de la cimentación profunda.

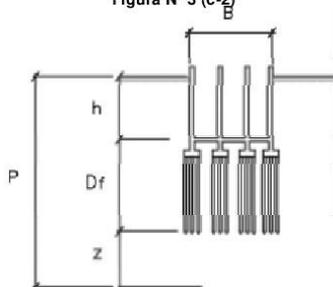
$h$  = Distancia vertical entre el nivel de piso terminado del sótano y la superficie del terreno natural.

$z$  = 6,00 metros, en el 80 % de los sondeos.

= 1,5  $B$ , en el 20 % de los sondeos, siendo  $B$  el ancho de la cimentación, delimitada por los puntos de todos los pilotes o las bases de todos los pilares.

En el caso de ser conocida la existencia de un estrato de suelo resistente que normalmente se utiliza como plano de apoyo de la cimentación en la zona, a juicio y bajo responsabilidad del **PR**, se podrá adoptar para  $p$ , la profundidad del estrato resistente más una profundidad de verificación, la cual en el caso de cimentaciones profundas no deberá ser menor de 5 m. Si se encontrase roca antes de alcanzar la profundidad  $p$ , el **PR** deberá llevar a cabo una verificación de su calidad, por un método adecuado, en una longitud mínima de 3 m.

Figura N° 3 (c-2)



**d) Distribución de los puntos de Investigación**

Se distribuirán adecuadamente, teniendo en cuenta las características y dimensiones del terreno así como la ubicación de las estructuras previstas cuando éstas estén definidas.

**e) Número y tipo de muestras a extraer**

Cuando el plano de apoyo de la cimentación prevista no sea roca, se tomará en cada sondeo una muestra tipo **Mab** por estrato, o al menos una cada 2 metros de profundidad hasta el plano de apoyo de la cimentación prevista  $D_f$  y a partir de éste una muestra tipo **Mib** o **Mit** cada metro, hasta alcanzar la profundidad  $p$ , tomándose la primera muestra en el propio plano de la cimentación.

Cuando no sea posible obtener una muestra tipo **Mib** o **Mit**, ésta se sustituirá por un ensayo «in situ» y una muestra tipo **Mab**.

\* Ver Tabla 4

**f) Ensayos a realizar «in situ» y en laboratorio**

Se realizarán, sobre los estratos típicos y/o sobre las muestras extraídas según las Normas indicadas en las Tabla N° 3 y Tabla N° 5. Las determinaciones a realizar, así como lo mínimo de muestras a ensayar será determinado por el **PR**.

**Artículo 12.- INFORME DEL EMS**

El informe del **EMS** comprenderá:

- Memoria Descriptiva
- Planos de Ubicación de las Obras y de Distribución de los Puntos de Investigación.
- Perfiles de Suelos
- Resultados de los Ensayos «in situ» y de Laboratorio.

**12.1. Memoria Descriptiva**

**a) Resumen de las Condiciones de Cimentación**  
Descripción resumida de todos y cada uno de los tópicos principales del informe:

- Tipo de cimentación.
- Estrato de apoyo de la cimentación.
- Parámetros de diseño para la cimentación (Profundidad de la Cimentación, Presión Admisible, Factor de Seguridad por Corte y Asentamiento Diferencial o Total).
- Agresividad del suelo a la cimentación..
- Recomendaciones adicionales.

**b) Información Previa**

Descripción detallada de la información recibida de quien solicita el **EMS** y de la recolectada por el **PR** de acuerdo al Artículo 9.

**c) Exploración de Campo**

Descripción de los pozos, calicatas, trincheras, perforaciones y auscultaciones, así como de los ensayos efectuados, con referencia a las Normas empleadas.

**d) Ensayos de Laboratorio**

Descripción de los ensayos efectuados, con referencia a las Normas empleadas.

**e) Perfil del Suelo**

Descripción de los diferentes estratos que constituyen el terreno investigado indicando para cada uno de ellos: origen, nombre y símbolo del grupo del suelo, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos - SUCS, NTP 339.134 (ASTM D 2487), plasticidad de los finos, consistencia o densidad relativa, humedad, color, tamaño máximo y angularidad de las partículas, olor, cementación y otros comentarios (raíces, cavidades, etc.), de acuerdo a la NTP 339.150 (ASTM D 2488).

**f) Nivel de la Napa Freática**

Ubicación de la napa freática, indicando la fecha de medición y comentarios sobre su variación en el tiempo.

**g) Análisis de la Cimentación**

Descripción de las características físico - mecánicas de los suelos que controlan el diseño de la cimentación. Análisis y diseño de solución para cimentación. Se incluirá memorias de cálculo en cada caso, en la que deberán indicarse todos los parámetros utilizados y los resultados obtenidos. En esta Sección se incluirá como mínimo:

- Memoria de cálculo.
- Tipo de cimentación y otras soluciones si las hubiera.
- Profundidad de cimentación ( $D_f$ ).
- Determinación de la carga de rótura al corte y factor de seguridad (**FS**).
- Estimación de los asentamientos que sufriría la estructura con la carga aplicada (diferenciales y/o totales).
- Presión admisible del terreno.
- Indicación de las precauciones especiales que deberá tomar el diseñador o el constructor de la obra, como consecuencia de las características particulares del terreno investigado (efecto de la napa freática, contenido de sales agresivas al concreto, etc.)
- Parámetros para el diseño de muros de contención y/o calzadura.
- Otros parámetros que se requieran para el diseño o construcción de las estructuras y cuyo valor dependa directamente del suelo.

**h) Efecto del Sismo**

En concordancia con la NTE E.030 Diseño Sismorresistente, el **EMS** proporcionará como mínimo lo siguiente:

- El Factor de Suelo (**S**) y
- El Período que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo ( $T_p(S)$ ).

Para una condición de suelo o estructura que lo amerite, el **PR** deberá recomendar la medición «in situ» del Período Fundamental del Suelo, a partir del cual se determinarán los parámetros indicados.

En el caso que se encuentren suelos granulares saturados sumergidos de los tipos: arenas, limos no plásticos o gravas contenidas en una matriz de estos materiales, el **EMS** deberá evaluar el potencial de licuefacción de suelos, de acuerdo al Artículo 32.

**12.2. Planos y Perfiles de Suelos**

**a) Plano de Ubicación del Programa de Exploración**

Plano topográfico o planimétrico (ver el Artículo 9 (9.1)) del terreno, relacionado a una base de referencia y mostrando la ubicación física de la cota (o **BM**) de referencia

utilizada. En el plano de ubicación se empleará la nomenclatura indicada en la Tabla N° 7.

TÉCNICA DE INVESTIGACIÓN	SÍMBOLO	
Pozo o Calicata	C - n	
Perforación	P - n	
Trinchera	T - n	
Auscultación	A - n	

n - número correlativo de sondaje.

**b) Perfil Estratigráfico por Punto Investigado**

Debe incluirse la información del Perfil del Suelo indicada en el Artículo 12 (12.1e), así como las muestras obtenidas y los resultados de los ensayos «in situ». Se sugiere incluir los símbolos gráficos indicados en la Figura N° 4.

**12.3. Resultados de los Ensayos de Laboratorio**

Se incluirán todos los gráficos y resultados obtenidos en el Laboratorio según la aplicación de las Normas de la Tabla N° 5.

FIGURA N° 4  
Simbología de Suelos (Referencial)

DIVISIONES MAYORES	SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN			
		SUCS	GRÁFICO		
SUELOS GRANULARES	GRAVA Y SUELOS GRAVOSOS	GW	GRAVA BIEN GRADUADA		
		GP	GRAVA MAL GRADUADA		
		GM	GRAVA LIMOSA		
		GC	GRAVA ARCILLOSA		
	ARENA Y SUELOS ARENOSOS	SW	ARENA BIEN GRADUADA		
		SP	ARENA MAL GRADUADA		
		SM	ARENA LIMOSA		
		SC	ARENA ARCILLOSA		
		SUELOS FINOS	LIMOS Y ARCILLAS (LL < 50)	ML	LIMO INORGÁNICO DE BAJA PLASTICIDAD
				CL	ARCILLA INORGÁNICA DE BAJA PLASTICIDAD
OL	LIMO ORGÁNICO O ARCILLA ORGÁNICA DE BAJA PLASTICIDAD				
LIMOS Y ARCILLAS (LL > 50)	MH		LIMO INORGÁNICO DE ALTA PLASTICIDAD		
	CH		ARCILLA INORGÁNICA DE ALTA PLASTICIDAD		
	OH		LIMO ORGÁNICO O ARCILLA ORGÁNICA DE ALTA PLASTICIDAD		
SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS	Pt	TURBA Y OTROS SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS			

CAPÍTULO 3  
ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

Artículo 13.- CARGAS A UTILIZAR

Para la elaboración de las conclusiones del EMS, y en caso de contar con la información de las cargas de la edificación, se deberán considerar:

a) Para el cálculo del factor de seguridad de cimentaciones: se utilizarán como cargas aplicadas a la cimentación, las Cargas de Servicio que se utilizan para el diseño estructural de las columnas del nivel más bajo de la edificación.

b) Para el cálculo del asentamiento de cimentaciones apoyadas sobre suelos granulares: se deberá considerar la máxima carga vertical que actúe (Carga Muerta más Carga Viva más Sismo) utilizada para el diseño de las columnas del nivel más bajo de la edificación.

c) Para el cálculo de asentamientos en suelos cohesivos: se considerará la Carga Muerta más el 50% de la Carga Viva, sin considerar la reducción que permite la Norma Técnica de Edificación E .020 Cargas.

d) Para el cálculo de asentamientos, en el caso de edificaciones con sótanos en las cuales se emplee plateas o losas de cimentación, se podrá descontar de la carga total de la estructura (carga muerta más sobrecarga más el peso de losa de cimentación) el peso del suelo excavado para la construcción de los sótanos.

Artículo 14.- ASENTAMIENTO TOLERABLE

En todo EMS se deberá indicar el asentamiento tolerable que se ha considerado para la edificación o estructura motivo del estudio. El Asentamiento Diferencial (Figura N° 5) no debe ocasionar una distorsión angular mayor que la indicada en la Tabla N° 8.

En el caso de suelos granulares el asentamiento diferencial se puede estimar como el 75% del asentamiento total.

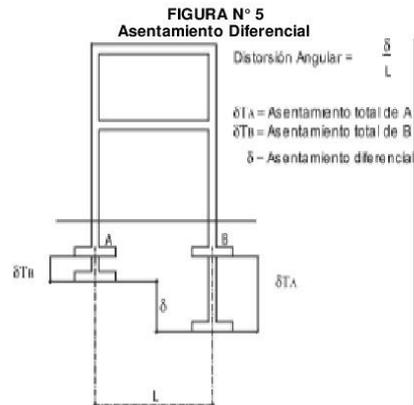


TABLA N° 8  
DISTORSIÓN ANGULAR =  $\alpha$

$\alpha = d/L$	DESCRIPCIÓN
1/150	Límite en el que se debe esperar daño estructural en edificios convencionales.
1/250	Límite en que la pérdida de verticalidad de edificios altos y rígidos puede ser visible.
1/300	Límite en que se debe esperar dificultades con puentes grúas.
1/300	Límite en que se debe esperar las primeras grietas en paredes.
1/500	Límite seguro para edificios en los que no se permiten grietas.
1/500	Límite para cimentaciones rígidas circulares o para anillos de cimentación de estructuras rígidas, altas y esbeltas.
1/650	Límite para edificios rígidos de concreto cimentados sobre un solado con espesor aproximado de 1,20 m.
1/750	Límite donde se esperan dificultades en maquinaria sensible a asentamientos.



**Artículo 15.- CAPACIDAD DE CARGA**

La capacidad de carga es la presión última o de falla por corte del suelo y se determina utilizando las fórmulas aceptadas por la mecánica de suelos.

En suelos cohesivos (arcilla, arcilla limosa y limo-arcillosa), se empleará un ángulo de fricción interna ( $f$ ) igual a cero. En suelos friccionantes (gravas, arenas y gravas-arenosas), se empleará una cohesión ( $c$ ) igual a cero.

**Artículo 16.- FACTOR DE SEGURIDAD FRENTE A UNA FALLA POR CORTE**

Los factores de seguridad mínimos que deberán tener las cimentaciones son los siguientes:

- a) Para cargas estáticas: 3,0
- b) Para sollicitación máxima de sismo o viento (la que sea más desfavorable): 2,5

**Artículo 17.- PRESIÓN ADMISIBLE**

La determinación de la Presión Admisible, se efectuará tomando en cuenta los siguientes factores:

- a) Profundidad de cimentación.
- b) Dimensión de los elementos de la cimentación.
- c) Características físico – mecánicas de los suelos ubicados dentro de la zona activa de la cimentación.
- d) Ubicación del Nivel Freático, considerando su probable variación durante la vida útil de la estructura.
- e) Probable modificación de las características físico – mecánicas de los suelos, como consecuencia de los cambios en el contenido de humedad.
- f) Asentamiento tolerable de la estructura.

La presión admisible será la menor de la que se obtenga mediante:

- a) La aplicación de las ecuaciones de capacidad de carga por corte afectada por el factor de seguridad correspondiente (Ver el Artículo 16).
- b) La presión que cause el asentamiento admisible.

**CAPÍTULO 4  
CIMENTACIONES SUPERFICIALES**

**Artículo 18.- DEFINICIÓN**

Son aquellas en las cuales la relación Profundidad / ancho ( $D/B$ ) es menor o igual a cinco (5), siendo  $D$ , la profundidad de la cimentación y  $B$  el ancho o diámetro de la misma.

Son cimentaciones superficiales las zapatas aisladas, conectadas y combinadas; las cimentaciones continuas (cimientos corridos) y las plateas de cimentación.

**Artículo 19.- PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN**

La profundidad de cimentación de zapatas y cimientos corridos, es la distancia desde el nivel de la superficie del terreno a la base de la cimentación, excepto en el caso de edificaciones con sótano, en que la profundidad de cimentación estará referida al nivel del piso del sótano. En el caso de plateas o losas de cimentación la profundidad será la distancia del fondo de la losa a la superficie del terreno natural.

La profundidad de cimentación quedará definida por el  $PR$  y estará condicionada a cambios de volumen por humedecimiento-secado, hielo-deshielo o condiciones particulares de uso de la estructura, no debiendo ser menor de 0,80 m en el caso de zapatas y cimientos corridos.

Las plateas de cimentación deben ser losas rígidas de concreto armado, con acero en dos direcciones y deberán llevar una viga perimetral de concreto armado cimentado a una profundidad mínima de 0,40 m, medida desde la superficie del terreno o desde el piso terminado, la que sea menor. El espesor de la losa y el peralte de la viga perimetral serán determinados por el Profesional Responsable de las estructuras, para garantizar la rigidez de la cimentación.

Si para una estructura se plantean varias profundidades de cimentación, deben determinarse la carga admisible y el asentamiento diferencial para cada caso. Deben evitarse la interacción entre las zonas de influencia de los cimientos adyacentes, de lo contrario será necesario tenerla en cuenta en el dimensionamiento de los nuevos cimientos.

Cuando una cimentación quede por debajo de una cimentación vecina existente, el  $PR$  deberá analizar el requerimiento de calzar la cimentación vecina según lo indicado en los Artículos 33 (33.6).

No debe cimentarse sobre turba, suelo orgánico, tierra vegetal, relleno de desmonte o rellenos sanitario o industrial, ni rellenos No Controlados. Estos materiales inadecuados deberán ser removidos en su totalidad, antes de construir la edificación y ser reemplazados con materiales que cumplan con lo indicado en el Artículo 21 (21.1).

**Artículo 20.- PRESIÓN ADMISIBLE**

Se determina según lo indicado en el Capítulo 3.

**Artículo 21.- CIMENTACIÓN SOBRE RELLENOS**

Los rellenos son depósitos artificiales que se diferencian por su naturaleza y por las condiciones bajo las que son colocados.

Por su naturaleza pueden ser:

a) **Materiales seleccionados:** todo tipo de suelo compactable, con partículas no mayores de 7,5 (3"), con 30% o menos de material retenido en la malla ¾" y sin elementos distintos de los suelos naturales.

b) **Materiales no seleccionados:** todo aquél que no cumpla con la condición anterior.

Por las condiciones bajo las que son colocados:

- a) Controlados.
- b) No controlados.

**21.1.- Rellenos Controlados o de Ingeniería**

Los Rellenos Controlados son aquellos que se construyen con Material Seleccionado, tendrán las mismas condiciones de apoyo que las cimentaciones superficiales. Los métodos empleados en su conformación, compactación y control, dependen principalmente de las propiedades físicas del material.

El Material Seleccionado con el que se debe construir el Relleno Controlado deberá ser compactado de la siguiente manera:

a) Si tiene más de 12% de finos, deberá compactarse a una densidad mayor o igual del 90% de la máxima densidad seca del método de ensayo Proctor Modificado, NTP 339.141 (ASTM D 1557), en todo su espesor.

b) Si tiene igual o menos de 12% de finos, deberá compactarse a una densidad no menor del 95% de la máxima densidad seca del método de ensayo Proctor Modificado, NTP 339.141 (ASTM D 1557), en todo su espesor.

En todos los casos deberán realizarse controles de compactación en todas las capas compactadas, a razón necesariamente, de un control por cada 250 m<sup>2</sup> con un mínimo de tres controles por capa. En áreas pequeñas (igual o menores a 25 m<sup>2</sup>) se aceptará un ensayo como mínimo. En cualquier caso, el espesor máximo a controlar será de 0,30 m de espesor.

Cuando se requiera verificar la compactación de un Relleno Controlado ya construido, este trabajo deberá realizarse mediante cualquiera de los siguientes métodos:

a) Un ensayo de Penetración Estándar NTP 339.133 (ASTM D 1586) por cada metro de espesor de Relleno Controlado. El resultado de este ensayo debe ser mayor a  $N_{60} = 25$ , golpes por cada 0,30m de penetración.

b) Un ensayo con Cono de Arena, NTP 339.143 (ASTM D1556) ó por medio de métodos nucleares, NTP 339.144 (ASTM D2922), por cada 0,50 m de espesor. Los resultados deberán ser: mayores a 90% de la máxima densidad seca del ensayo Proctor Modificado, si tiene más de 12% de finos; o mayores al 95% de la máxima densidad seca del ensayo Proctor Modificado si tiene igual o menos de 12% de finos.

**21.2. Rellenos no Controlados**

Los rellenos no controlados son aquellos que no cumplen con el Artículo 21.1. Las cimentaciones superficiales no se podrán construir sobre estos rellenos no controlados, los cuales deberán ser reemplazados en su totalidad por materiales seleccionados debidamente compactados, como se indica en el Artículo 21 (21.1), antes de iniciar la construcción de la cimentación.

**Artículo 22.- CARGAS EXCÉNTRICAS**

En el caso de cimentaciones superficiales que transmiten al terreno una carga vertical  $Q$  y dos momentos  $M_x$  y  $M_y$  que actúan simultáneamente según los ejes  $x$  e  $y$

respectivamente, el sistema formado por estas tres sollicitaciones será estáticamente equivalente a una carga vertical excéntrica de valor  $Q$ , ubicada en el punto  $(e_x, e_y)$  siendo:

$$e_x = \frac{M_x}{Q} \quad e_y = \frac{M_y}{Q}$$

El lado de la cimentación, ancho ( $B$ ) o largo ( $L$ ), se corrige por excentricidad reduciéndolo en dos veces la excentricidad para ubicar la carga en el centro de gravedad del «área efectiva» =  $B'L'$

$$B' = B - 2e_x \quad L' = L - 2e_y$$

El centro de gravedad del «área efectiva» debe coincidir con la posición de la carga excéntrica y debe seguir el contorno más próximo de la base real con la mayor preci-

sión posible. Su forma debe ser rectangular, aún en el caso de cimentaciones circulares. (Ver Figura N° 6).

#### Artículo 23.- CARGAS INCLINADAS

La carga inclinada modifica la configuración de la superficie de falla, por lo que la ecuación de capacidad de carga debe ser calculada tomando en cuenta su efecto.

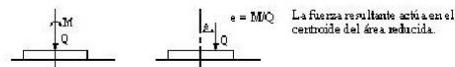
#### Artículo 24.- CIMENTACIONES SUPERFICIALES EN TALUDES

En el caso de cimientos ubicados en terrenos próximos a taludes o sobre taludes o en terreno inclinado, la ecuación de capacidad de carga debe ser calculada teniendo en cuenta la inclinación de la superficie y la inclinación de la base de la cimentación, si la hubiera.

Adicionalmente debe verificarse la estabilidad del talud, considerando la presencia de la estructura.

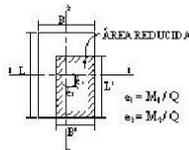
El factor de seguridad mínimo del talud, en consideraciones estáticas debe ser 1,5 y en condiciones sísmicas 1,25.

Figura N° 6  
Cimientos cargados excéntricamente



La fuerza resultante actúa en el centroide del área reducida.

(A) CARGAS EQUIVALENTES

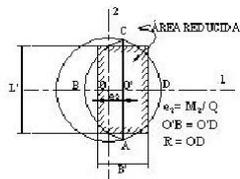


Para cimientos rectangulares se reducen las dimensiones así:

$$L' = L - 2e_y \quad e_y = M_y / Q$$

$$B' = B - 2e_x \quad e_x = M_x / Q$$

(B) ÁREA REDUCIDA - CIMIENTO RECTANGULAR



Para un cimiento circular de radio  $R$ , el área efectiva + 2\*área del segmento circular (ADC), considerar A'e como un rectángulo con  $L'/B' = AC/BD$

$$e = M / Q$$

$$A'_e = 2S = B'L'$$

$$L' = \sqrt{2S \left( \frac{R + e_2}{R - e_2} \right)}$$

$$B' = L' \sqrt{\frac{R - e_1}{R + e_1}}$$

$$S = \frac{\pi R^3}{2} \left[ e_1 \sqrt{R^2 - e_1^2} + R^2 \sin^{-1} \left( \frac{e_1}{R} \right) \right]$$

## CAPITULO 5 CIMENTACIONES PROFUNDAS

### Artículo 25.- DEFINICIÓN

Son aquellas en las que la relación profundidad / ancho ( $D/B$ ) es mayor a cinco (5), siendo  $D$  la profundidad de la cimentación y  $B$  el ancho o diámetro de la misma.

Son cimentaciones profundas: los pilotes y micropilotes, los pilotes para densificación, los pilares y los cajones de cimentación.

La cimentación profunda será usada cuando las cimentaciones superficiales generen una capacidad de carga que no permita obtener los factores de seguridad indicados en el Artículo 16 o cuando los asentamientos generen asentamientos diferenciales mayores a los indicados en el Artículo 14. Las cimentaciones profundas se pueden usar también para anclar estructuras contra fuerzas de levantamiento y para colaborar con la resistencia de fuerzas laterales y de volteo. Las cimentaciones profundas pueden además ser requeridas para situaciones especiales tales como suelos expansivos y colapsables o suelos sujetos a erosión.

Algunas de las condiciones que hacen que sea necesaria la utilización de cimentaciones profundas, se indican a continuación:

- Cuando el estrato o estratos superiores del suelo son altamente compresibles y demasiado débiles para soportar la carga transmitida por la estructura. En estos casos se usan pilotes para transmitir la carga a la roca o a un estrato más resistente.
- Cuando están sometidas a fuerzas horizontales, ya que las cimentaciones con pilotes tienen resistencia por flexión mientras soportan la carga vertical transmitida por la estructura.
- Cuando existen suelos expansivos, colapsables, licuables o suelos sujetos a erosión que impiden cimentar las obras por medio de cimentaciones superficiales.
- Las cimentaciones de algunas estructuras, como torres de transmisión, plataformas en el mar, y losas de sótanos debajo del nivel freático, están sometidas a fuerzas de levantamiento. Algunas veces se usan pilotes para resistir dichas fuerzas.



**Artículo 26.- CIMENTACIÓN POR PILOTES**

Los pilotes son elementos estructurales hechos de concreto, acero o madera y son usados para construir cimentaciones en los casos en que sea necesario apoyar la cimentación en estratos ubicados a una mayor profundidad que el usual para cimentaciones superficiales.

**26.1. Programa de exploración para pilotes**

El programa de exploración para cimentaciones por pilotes se sujetará a lo indicado en el Artículo 11.

**26.2. Estimación de la longitud y de la capacidad de carga del pilote**

Los pilotes se dividen en dos categorías principales, dependiendo de sus longitudes y del mecanismo de transferencia de carga al suelo, como se indica en los siguientes a continuación:

a) Si los registros de la perforación establecen la presencia de roca a una profundidad razonable, los pilotes se extienden hasta la superficie de la roca. En este caso la capacidad última de los pilotes depende por completo de la capacidad de carga del material subyacente.

b) Si en vez de roca se encuentra un estrato de suelo bastante compacto y resistente a una profundidad razonable, los pilotes se prolongan unos cuantos metros dentro del estrato duro. En este caso, la carga última del pilote se expresa como:

$$Q_u = Q_p + \sum Q_f$$

donde:

$Q_p$  = capacidad última del pilote.

$Q_f$  = capacidad última tomada por la punta del pilote.

$\sum Q_f$  = capacidad última tomada por la fricción superficial desarrollada en los lados del pilote, por los estratos que intervienen en el efecto de fricción.

Si  $\sum Q_f$  es muy pequeña:

$$Q_u = Q_p$$

En este caso, la longitud requerida de pilote se estima con mucha precisión si se dispone de los registros de exploración del subsuelo.

c) Cuando no se tiene roca o material resistente a una profundidad razonable, los pilotes de carga de punta resultan muy largos y antieconómicos. Para este tipo de condición en el subsuelo, los pilotes se hincan a profundidades específicas. La carga última de esos pilotes se expresa por la ecuación:

$$Q_u = Q_p + \sum Q_f$$

donde:

$Q_p$  = capacidad última del pilote.

$Q_f$  = capacidad última tomada por la punta del pilote.

$\sum Q_f$  = capacidad última tomada por la fricción superficial desarrollada en los lados del pilote, por los estratos que intervienen en el efecto de fricción.

Sin embargo, si el valor de  $Q_p$  es pequeño:

$$Q_u = \sum Q_f$$

Éstos se denominan pilotes de fricción porque la mayor parte de la resistencia se deriva de la fricción superficial. La longitud de estos pilotes depende de la resistencia cortante del suelo, de la carga aplicada y del tamaño del pilote. Los procedimientos teóricos para dicho cálculo se presentan más adelante.

**26.3. Consideraciones en el cálculo de capacidad de carga**

Dentro de los cálculos de la capacidad de carga de los pilotes no se deben considerar los estratos licuables, aquellos de muy baja resistencia, suelos orgánicos ni turbas.

**26.4. Capacidad de carga del grupo de pilotes**

- En el caso de un grupo de pilotes de fricción en arcilla, deberá analizarse el efecto de grupo.

- En el caso de pilotes de punta apoyados sobre un estrato resistente de poco espesor, debajo del cual se tiene un suelo menos resistente, debe analizarse la capacidad de carga por punzonamiento de dicho suelo.

**a) Factores de seguridad**

- Para el cálculo de la capacidad de carga admisible, mediante métodos estáticos, a partir de la carga última, se utilizarán los factores de seguridad estipulados en el Artículo 16.

- Para el cálculo mediante métodos dinámicos, se utilizará el factor de seguridad correspondiente a la fórmula utilizada. En ningún caso el factor de seguridad en los métodos dinámicos será menor de 2.

**b) Espaciamiento de pilotes**

- El espaciamiento mínimo entre pilotes será el indicado en la Tabla 9.

TABLA 9 ESPACIAMIENTO MÍNIMO ENTRE PILOTES	
LONGITUD (m)	ESPACIAMIENTO ENTRE EJES
$L < 10$	3b
$10 \leq L < 25$	4b
$L \geq 25$	5b

Donde b = diámetro o mayor dimensión del pilote.

- Para el caso de pilotes por fricción, este espaciamiento no podrá ser menor de 1,20 m.

**c) Fricción negativa**

- La fricción negativa es una fuerza de arrastre hacia abajo ejercida sobre el pilote por el suelo que lo rodea, la cual se presenta bajo las siguientes condiciones:

- Si un relleno de suelo arcilloso se coloca sobre un estrato de suelo granular en el que se hincan un pilote, el relleno se consolidará gradualmente, ejerciendo una fuerza de arrastre hacia abajo sobre el pilote durante el período de consolidación.

- Si un relleno de suelo granular se coloca sobre un estrato de arcilla blanda, inducirá el proceso de consolidación en el estrato de arcilla y ejercerá una fuerza de arrastre hacia abajo sobre el pilote.

- Si existe un relleno de suelo orgánico por encima del estrato donde está hincado el pilote, el suelo orgánico se consolidará gradualmente, debido a la alta compresibilidad propia de este material, ejerciendo una fuerza de arrastre hacia abajo sobre el pilote.

- El descenso del nivel freático incrementará el esfuerzo vertical efectivo sobre el suelo a cualquier profundidad, lo que inducirá asentamientos por consolidación en la arcilla. Si un pilote se localiza en el estrato de arcilla, quedará sometido a una fuerza de arrastre hacia abajo.

- Este efecto incrementa la carga que actúa en el pilote y es generado por el desplazamiento relativo hacia abajo del suelo con respecto al pilote; deberá tomarse en cuenta cuando se efectúa pilotaje en suelos compresibles.

**d) Análisis del efecto de la fricción negativa**

- Para analizar el efecto de la fricción superficial negativa se utilizarán los métodos estáticos, considerando únicamente en ellos la fricción lateral suelo – pilote, actuando hacia abajo.

- La fricción negativa debe considerarse como una carga adicional a la que transmite la estructura.

**26.5. Asentamientos**

a) Se estimará primero el asentamiento tolerable por la estructura y luego se calculará el asentamiento del pilote aislado o grupo de pilotes para luego compararlos.

b) En el cálculo del asentamiento del pilote aislado se considerarán: el asentamiento debido a la deformación axial del pilote, el asentamiento generado por la acción de punta y el asentamiento generado por la carga transmitida por fricción.

c) En el caso de pilotes en suelos granulares, el asentamiento del grupo está en función del asentamiento del pilote aislado.

d) En el caso de pilotes en suelo cohesivo, el principal componente del asentamiento del grupo proviene de la consolidación de la arcilla. Para estimar el asentamiento, en este caso, puede reemplazarse al grupo de pilotes por una zapata imaginaria ubicada a  $\frac{2}{3}$  de la profundidad del grupo de pilotes, de dimensiones iguales a la sección del grupo y que aplica la carga transmitida por la estructura.

#### 26.6. Consideraciones durante la ejecución de la obra

Durante la ejecución de la obra deberán efectuarse pruebas de carga y la capacidad de carga deberá ser verificada por una fórmula dinámica confiable según las condiciones de la hinca.

##### a) Pruebas de carga

- Se deberán efectuar pruebas de carga según lo indicado en la Norma ASTM D 1143.
- El número de pruebas de carga será de una por cada lote o grupos de pilotes, con un mínimo de una prueba por cada cincuenta pilotes.
- Las pruebas se efectuarán en zonas con perfil de suelo conocido como más desfavorables.

##### b) Ensayos diversos

Adicionalmente a la prueba de carga, se recomiendan los siguientes ensayos en pilotes ya instalados:

- Verificación del buen estado físico.
- Prueba de carga estática lateral, de acuerdo a las solicitaciones.
- Verificación de la inclinación.

#### Artículo 27.- CIMENTACIÓN POR PILARES

Los pilares son elementos estructurales de concreto vaciados «in situ» con diámetro mayor a 1,00 m, con o sin refuerzo de acero y con o sin fondo ampliado.

##### 27.1. Capacidad de carga

La capacidad de carga de un pilar deberá ser evaluada de acuerdo a los mismos métodos estáticos utilizados en el cálculo de pilotes. Se tomará en cuenta los efectos por punta y fricción.

##### 27.2. Factor de seguridad

La capacidad admisible se obtendrá dividiendo la capacidad última por el factor de seguridad. Se utilizarán los factores estipulados en el Artículo 16.

##### 27.3. Acampanamiento en la base del pilar

Se podrá acampanar el pilar en el ensanchamiento de la base a fin de incrementar la capacidad de carga del pilar, siempre y cuando no exista peligro de derrumbes.

##### 27.4. Aflojamiento del suelo circundante

El aflojamiento del suelo circundante deberá controlarse mediante:

- a) Una rápida excavación del fuste y vaciado del concreto.
- b) El uso de un forro en la excavación del fuste.
- c) La aplicación del Método del Lodo Bentonítico.

##### 27.5. Asentamientos

a) Una vez comprobada la capacidad de carga del suelo, deberá estimarse el grado de deformación que se producirá al aplicar las cargas. El asentamiento podrá ser un factor de limitación en el proyecto estructural del pilar.

b) Se calculará el asentamiento debido a la deformación axial del pilar, el asentamiento generado por la acción de punta y el asentamiento generado por la carga transmitida por fricción.

#### Artículo 28.- CAJONES DE CIMENTACIÓN

Los cajones de cimentación son elementos estructurales de concreto armado que se construyen sobre el terreno y se introducen en el terreno por su propio peso al ser excavado el suelo ubicado en su interior. El **PR** deberá indicar el valor la fricción lateral del suelo para determinar el peso requerido por el cajón para su instalación.

##### 28.1. Capacidad de carga

La capacidad de carga de un cajón de cimentación deberá ser evaluada de acuerdo a los mismos métodos está-

ticos utilizados en el cálculo de zapatas o pilares y dependerá de la relación profundidad / ancho (D/B) si es menor o igual a cinco (5) se diseñará como cimentación superficial, si es mayor a cinco (5) se diseñará como un pilar.

##### 28.2. Factor de seguridad

La capacidad admisible se obtendrá dividiendo la capacidad última por el factor de seguridad. Se utilizarán los factores estipulados en el Artículo 16.

##### 28.3. Asentamientos

a) Una vez comprobada la capacidad de carga del suelo, se deberá calcular el asentamiento que se producirá al aplicar las cargas.

b) Se calculará el asentamiento debido a la deformación axial del cajón, el asentamiento generado por la acción de punta y el asentamiento generado por la carga transmitida por fricción.

### CAPÍTULO 6 PROBLEMAS ESPECIALES DE CIMENTACIÓN

#### Artículo 29.- SUELOS COLAPSABLES

Son suelos que cambian violentamente de volumen por la acción combinada o individual de las siguientes acciones:

- a) al ser sometidos a un incremento de carga o
- b) al humedecerse o saturarse

##### 29.1. Obligación de los Estudios

En los lugares donde se conozca o sea evidente la ocurrencia de hundimientos debido a la existencia de suelos colapsables, el **PR** deberá incluir en su **EMS** un análisis basado en la determinación de la plasticidad del suelo NTP 339.129 (ASTM D4318), del ensayo para determinar el peso volumétrico NTP 339.139 (BS 1377), y del ensayo de humedad NTP 339.127 (ASTM D2216), con la finalidad de evaluar el potencial de colapso del suelo en función del Límite Líquido (LL) y del peso volumétrico seco ( $g_s$ ). La relación entre los colapsables y no colapsables y los parámetros antes indicados se muestra en la gráfica siguiente:

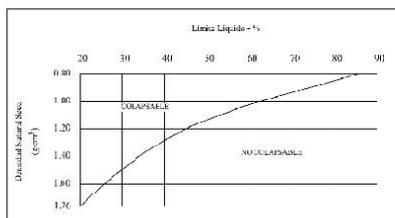


FIGURA 6.2  
CRITERIOS DEL POTENCIAL DE COLAPSO  
FIGURA 7

##### 29.2. Evaluación del Potencial de Colapso

Cuando el **PR** encuentre evidencias de la existencia de suelos colapsables deberá sustentar su evaluación mediante los resultados del ensayo de ensayo de Colapsabilidad Potencial según NTP 339.163 (ASTM D 5333). Las muestras utilizadas para la evaluación de colapsabilidad deberán ser obtenidas de pozos a cielo abierto, en condición inalterada, preferentemente del tipo **Mib**.

El potencial de colapso (CP) se define mediante la siguiente expresión:

$$CP(\%) = \frac{\Delta N_c}{1 + e_0} \times 100 \quad \text{o} \quad CP(\%) = \frac{\Delta N_c}{H_0}$$

$\Delta N_c$  = Cambio en la relación de vacíos debido al colapso bajo humedecimiento.

$e_0$  = Relación de vacíos inicial.

$\Delta N_c$  = Cambio de altura de la muestra.

$H_0$  = Altura inicial de la muestra.

El **PR** establecerá la severidad del problema de colapsabilidad mediante los siguientes criterios:

CP (%)	Severidad del problema
0 a 1	No colapsa
1 a 5	Colapso moderado
5 a 10	Colapso
10 a 20	Colapso severo
>20	Colapso muy severo

De manera complementaria, pueden utilizarse pruebas de carga en estado seco y humedecido ASTM1194. El objetivo de las mismas será realizar un análisis comparativo del comportamiento del suelo en su condición natural, con relación a su comportamiento en condición húmeda.

En caso se verifique la colapsabilidad del suelo, el **PR** deberá formular las recomendaciones correspondientes a fin de prevenir su ocurrencia.

### 29.3. Cimentaciones en áreas de suelos colapsables.

Las cimentaciones construidas sobre suelos que colapsan (**CP>5**) están sometidas a grandes fuerzas causadas por el hundimiento violento del suelo, el cual provoca asentamiento, agrietamiento y ruptura, de la cimentación y de la estructura. Por lo tanto no esta permitido cimentar directamente sobre suelos colapsables. La cimentación y los pisos deberán apoyarse sobre suelos no colapsables. Los pisos no deberán apoyarse directamente sobre suelos colapsables.

### 29.4. Reemplazo de un suelo colapsable

Cuando se encuentren suelos que presentan colapso moderado y a juicio del **PR**, poco profundos, éstos serán retirados en su totalidad antes de iniciar las obras de construcción y serán reemplazados por Rellenos Controlados compactados adecuadamente de acuerdo al Artículo 21 (21.1). Rellenos controlados o de ingeniería de la presente Norma.

## Artículo 30.- ATAQUE QUIMICO POR SUELOS Y AGÜAS SUBTERRANEAS

### 30.1. Generalidades

Las aguas subterráneas son más agresivas que los suelos al estado seco; sin embargo el humedecimiento de un suelo seco por riego, filtraciones de agua de lluvia, fugas de conductos de agua o cualquier otra causa, puede activar a las sales solubles.

Esta Norma solo considera el ataque externo por suelos y aguas subterráneas y no toma en cuenta ningún otro tipo de agresión.

### 30.2. Obligatoriedad de los Estudios

En los lugares con Napa Freática en la zona activa de la cimentación o donde se conozca o sea evidente la ocurrencia de ataque químico al concreto de cimentaciones y superestructuras, el **PR** deberá incluir en su **EMS** un análisis basado en ensayos químicos del agua o del suelo en contacto con ellas, para descartar o contrarrestar tal evento.

### 30.3. Ataque Químico por Suelos y Aguas Subterráneas

#### a) Ataque Ácido

En caso del Ph sea menor a 4,0 el **PR**, deberá proponer medidas de protección adecuado, para proteger el concreto del ataque ácido.

#### b) Ataque por Sulfatos

La mayor parte de los procesos de destrucción causados por la formación de sales son debidos a la acción agresiva de los sulfatos. La corrosión de los sulfatos se diferencia de la causada por las aguas blandas, en que no tiene lugar una lixiviación, sino que la pasta endurecida de cemento, a consecuencia de un aumento de volumen, se desmorona y expansiona, formándose grietas y el ablandamiento del concreto.

En la Tabla 4.4.3 de la NTE E.060 Concreto Armado se indican los grados de ataque químico por sulfatos en aguas y suelos subterráneos y la medida correctiva a usar en cada caso.

En el caso que se desea usar un material sintético para proteger la cimentación, esta deberá ser geomembrana o geotextil cuyas características deberán ser definidas por **PR**. Las propiedades de estos materiales estarán de acuerdo a las NTP.

La determinación cuantitativa de sulfatos en aguas y suelos se hará mediante las Normas Técnicas ASTM D 516, NTP 400.014, respectivamente.

#### c) Ataque por Cloruros

Los fenómenos corrosivos del ión cloruro a las cimentaciones se restringe al ataque químico al acero de refuerzo del concreto armado.

Cuando el contenido de ión cloro sea determinado mediante la NTP 400.014, sea mayor 0,2 %, o cuando el contenido de ión cloro en contacto cimentación en el agua se ha determinado por NTP 339.076 (sea mayor de 1000 ppm) el **PR** debe recomendar las medidas de protección necesaria.

La determinación cuantitativa de cloruros en aguas y suelos se hará mediante las NTP 339.076 y 400.014, respectivamente.

## Artículo 31.- SUELOS EXPANSIVOS

Son suelos cohesivos con bajo grado de saturación que aumentan de volumen al humedecerse o saturarse.

### 31.1. Obligatoriedad de los Estudios

En las zonas en las que se encuentren suelos cohesivos con bajo grado de saturación y plasticidad alta ( $LL \geq 50$ ), el **PR** deberá incluir en su **EMS** un análisis basado en la determinación de la plasticidad del suelo NTP 339.129 (ASTM D4318) y ensayos de granulometría por sedimentación NTP 339.128 (ASTM D 422) con la finalidad de evaluar el potencial de expansión del suelo cohesivo en función del porcentaje de partículas menores a 2m, del índice de plasticidad (IP) y de la actividad (A) de la arcilla. La relación entre la Expansión Potencial (Ep) y los parámetros antes indicados se muestra en la gráfica siguiente:

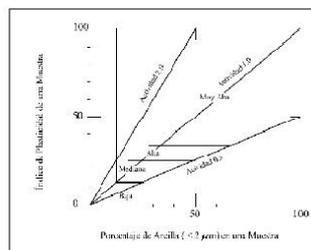


GRÁFICO 6.3  
CLASIFICACIÓN DE CAMBIO DE POTENCIAL DE VOLUMEN  
PARA SUELOS ARCILLOSOS

### GRAFICO 8

$$\text{Actividad (A)} = \frac{IP}{\% < 2 \mu m}$$

### 31.2. Evaluación del Potencial de Expansión

Cuando el **PR** encuentre evidencias de la existencia de suelos expansivos deberá sustentar su evaluación mediante los resultados del ensayo para la Determinación del Hinchamiento Unidimensional de suelos cohesivos según NTP 339.170 (ASTM D 4648). Las muestras utilizadas para la evaluación del hinchamiento deberán ser obtenidas de pozos a cielo abierto, en condición inalterada, preferentemente del tipo **Mib**.

**Tabla 10**  
**CLASIFICACIÓN DE SUELOS EXPANSIVOS**

Potencial de expansión	Expansión en consolidómetro, bajo presión vertical de 7 kPa (0,07 kg/lcm <sup>2</sup> )	Índice de plasticidad	Porcentaje de partículas menores que dos micras
%	%	%	%
Muy alto	> 30	> 32	> 37
Alto	20 - 30	23 - 45	18 - 37
Medio	10 - 20	12 - 34	12 - 27
Bajo	< 10	< 20	< 17

### 31.3. Cimentaciones en áreas de suelos expansivos

Las cimentaciones construidas sobre arcillas expansivas están sometidas a grandes fuerzas causadas por la expansión, las cuales provocan levantamiento, agrietamiento y ruptura de la cimentación y de la estructura. Por lo tanto no está permitido cimentar directamente sobre suelos expansivos. La cimentación deberá apoyarse sobre suelos no expansivos o con potencial de expansión bajo. Los pisos no deberán apoyarse directamente sobre suelos expansivos y deberá dejarse un espacio libre suficientemente holgado para permitir que el suelo bajo el piso se expanda y no lo afecte.

### 31.4. Reemplazo de un suelo expansivo

Cuando se encuentren suelos medianamente expansivos y a juicio de **PR**, poco profundos, éstos serán retirados en su totalidad antes de iniciar las obras de construcción y serán reemplazados por Rellenos Controlados compactados adecuadamente de acuerdo al Artículo 21 (21.1). Rellenos controlados o de ingeniería de la presente Norma.

## Artículo 32.- LICUACIÓN DE SUELOS

### 32.1. Generalidades

En suelos granulares finos ubicados bajo la Napa Freática y algunos suelos cohesivos, las solicitaciones sísmicas pueden originar el fenómeno denominado licuación, el cual consiste en la pérdida momentánea de la resistencia al corte del suelo, como consecuencia de la presión de poros que se genera en el agua contenida en sus vacíos originada por la vibración que produce el sismo. Esta pérdida de resistencia al corte genera la ocurrencia de grandes asentamientos en las obras sobreyacentes.

Para que un suelo granular sea susceptible de licuar durante un sismo, debe presentar simultáneamente las características siguientes:

- Debe estar constituido por arena fina, arena limosa, arena arcillosa, limo arenoso no plástico o grava empacada en una matriz constituida por alguno de los materiales anteriores.
- Debe encontrarse sumergido.

En estos casos deben justificarse mediante el Análisis del Potencial de Licuación, (Ver Artículo 32 (32.3)) la ocurrencia o no del fenómeno de licuación.

### 32.2. Investigación de campo

Cuando las investigaciones preliminares o la historia sísmica del lugar hagan sospechar la posibilidad de ocurrencia de licuación, el **PR** debe efectuar un trabajo de campo que abarque toda el área comprometida por la estructura de acuerdo a lo indicado en la Tabla 6.

Los sondeos deberán ser perforaciones por la técnica de lavado o rotativas y deben llevarse a cabo Ensayos Estándar de Penetración SPT NTP 339.133 (ASTM D 1586) espaciados cada 1 m. Las muestras que se obtengan del penetrómetro utilizado para el ensayo SPT deberán recuperarse para poder efectuar con ellas ensayos de clasificación en el laboratorio.

Si dentro de la profundidad activa se encuentran los suelos indicados en el Artículo 32 (32.1), deberá profundizarse la investigación de campo hasta encontrar un estrato no licuable de espesor adecuado en el que se pueda apoyar la cimentación.

El Ensayo de DPSH puede ser usado para investigaciones preliminares, o como auscultaciones complementarias de los ensayos SPT, previa calibración La

misma exigencia procede para el Ensayo de Penetración Dinámica Ligera (DPL), pero hasta una profundidad máxima de 8 m.

### 32.3. Análisis del Potencial de Licuación

En el caso de suelos arenosos que presentan las tres características indicadas en el Artículo 32 (32.1), se deberá realizar el análisis del potencial de licuación utilizando el método propuesto por Seed e Idriss. Este método fue desarrollado en base a observaciones in-situ del comportamiento de depósitos de arenas durante sismos pasados. El procedimiento involucra el uso de la resistencia a la penetración estándar **N** (Número de golpes del ensayo **SPT**). El valor de **N** obtenido en el campo deberá corregirse por: energía, diámetro de la perforación, longitud de las barras para calcular a partir de ese valor el potencial de licuación de las arenas.

La aceleración máxima requerida para el análisis del potencial de licuación será estimada por el **PR**, la cual será congruente con los valores empleados en el diseño estructural correspondiente, para lo cual el **PR** efectuará las coordinaciones pertinentes con los responsables del diseño sísmo resistente de la obra.

Este método permite calcular, el esfuerzo cortante inducido por el sismo en el lugar y a partir de la resistencia a la penetración estándar normalizada (**N**)<sub>60</sub>, el esfuerzo cortante límite para la ocurrencia del fenómeno de licuación. También es posible determinar el factor de seguridad frente a la ocurrencia de la licuación y la aceleración máxima de un sismo que la causaría.

### 32.4. Licuación de suelos finos cohesivos

Si se encuentran suelos finos cohesivos que cumplan simultáneamente con las siguientes condiciones:

- Porcentaje de partículas más finas que 0,005 m  $\leq$  15%
- Límite líquido (LL)  $\leq$  35.
- Contenido de humedad (**w**)  $>$  0,9 LL.

Estos suelos pueden ser potencialmente licuables, sin embargo no licuan si se cumple cualquiera de las siguientes condiciones:

- Si el contenido de arcilla (partículas más finas que 0,005 m) es mayor que 20%, considerar que el suelo no es licuable, a menos que sea extremadamente sensitiva.

- Si el contenido de humedad de cualquier suelo arcilloso (arcilla, arena arcillosa, limo arcilloso, arcilla arenosa, etc.) es menor que 0,9 W<sub>L</sub>, considerar que el suelo no es licuable.

## Artículo 33.- SOSTENIMIENTO DE EXCAVACIONES

### 33.1.- Generalidades

Las excavaciones verticales de más de 2,00 m de profundidad requeridas para alcanzar los niveles de los sótanos y sus cimentaciones, no deben permanecer sin sostenimiento, salvo que el estudio realizado por el **PR** determine que no es necesario efectuar obras de sostenimiento.

La necesidad de construir obras de sostenimiento, su diseño y construcción son responsabilidad del contratista de la obra.

### 33.2. Estructura de Sostenimiento

Dependiendo de las características de la obra se presentan las siguientes alternativas para el sostenimiento de las paredes de excavación:

- Proyectar obras y estructuras de sostenimiento temporal y luego, al finalizar los trabajos de corte, construir las estructuras de sostenimiento definitivas.
- Proyectar estructuras de sostenimiento definitivas que se vayan construyendo o a medida se avance con los trabajos de corte.

Existen diversos tipos de obras para el sostenimiento temporal y definitivo de los taludes de corte, entre los cuales podemos mencionar las pantallas ancladas, tablestacas, pilotes continuos, muros diafragma, calzaduras, nailings, entre otros.

Las calzaduras son estructuras provisionales que se diseñan y construyen para sostener las cimentaciones vecinas y el suelo de la pared expuesta, producto de las



excavaciones efectuadas. Tienen por función prevenir las fallas por inestabilidad o asentamiento excesivo y mantener la integridad del terreno colindante y de las obras existentes en él, hasta entre en funcionamiento las obras de sostenimiento definitivas. Las calzaduras están constituidas por paños de concreto que se construyen alternada y progresivamente. El ancho de las calzaduras debe ser inicialmente igual al ancho del cimiento por calzar y deberá irse incrementando con la profundidad. Las calzaduras deben ser diseñadas para las cargas verticales de la estructura que soportan y para poder tomar las cargas horizontales que le induce el suelo y eventualmente los sismos.

**33.3. Parámetros a ser proporcionados en el EMS** El informe del EMS deberá incluir los parámetros de suelos requeridos para el diseño de las obras de sostenimiento de las edificaciones, muros perimetrales, pistas y terrenos vecinos, considerando que estos puedan ser desestabilizados como consecuencia directa de las excavaciones que se ejecuten para la construcción de los sótanos directa de las excavaciones que se ejecuten para la construcción de los sótanos.

Para cumplir lo anterior el PR, deberá proveer toda la información referente al perfil de suelos en toda la profundidad de excavación, el nivel freático, las características físicas de los suelos, el peso unitario, el valor de la cohesión y el ángulo de la fricción interna de los diferentes estratos, según se aplique. Estos mismos parámetros deben ser proporcionados por el PR del EMS para el caso de una eventual saturación del suelo.

En caso de ser requerido el bombeo o abatimiento de la Napa Freática durante la excavación y la construcción de las obras de sostenimiento y/o calzaduras, el PR deberá proponer los coeficientes de permeabilidad horizontal y vertical del terreno, aplicables al cálculo del caudal de agua a extraer y deberá prevenir cualquier consecuencia negativa que pueda coaccionar a la obra o a las edificaciones existente, el acto de bombear o abatir la Napa Freática.

### 33.4. Consideraciones para el Diseño y Construcción de Obras de Sostenimiento

En el proyecto de las estructuras de sostenimiento el Contratista de las Obras deberá considerar los siguientes aspectos como mínimo:

- Los empujes del suelo.
- Las cargas de las edificaciones vecinas.
- Las variaciones en la carga hidrostática (saturación, humedecimiento y secado).
- Las sobrecargas dinámicas (sismos y vibraciones causadas artificialmente).
- La ejecución de accesos para la construcción.
- La posibilidad de realizar anclajes en los terrenos adyacentes (de ser aplicable).
- La excavación, socavación o erosión delante de las estructuras de sostenimiento.
- La perturbación del terreno debido a las operaciones de hincado de sondes.
- La disposición de los apoyos o puntales temporales (de ser requeridos).
- La posibilidad de excavación entre puntales.
- La capacidad del muro para soportar carga vertical.
- El acceso para el mantenimiento del propio muro y cualquier medida de drenaje.

En el caso de las calzaduras el Contratista de la Obra no deberá permitir que éstas permanezcan sin soporte horizontal, por un tiempo tal que permita la aparición de grietas de tensión y fuerzas no previstas en el cálculo de las calzaduras (permanentes o eventuales) y que puedan producir el colapso de las calzaduras (permanentes o eventuales) y que pueda producir el colapso de las mismas.

### 33.5. Efectos de de Sismo

De producirse un sismo con una magnitud mayor o igual a 3,5 grados de la Escala Richter, el Contratista a cargo de las excavaciones, deberá proceder de inmediato, bajo su responsabilidad y tomando las precauciones del caso, a sostener cualquier corte de más de 2,00 m de profundidad, salvo que un estudio realizado por un especialista determine que no es necesario.

### 33.6. Excavaciones sin Soporte

No se permitirán excavaciones sin soporte, si las mismas reducen la capacidad de carga o producen inestabilidad en las cimentaciones vecinas.

El PR deberá determinar, si procede, la profundidad máxima o altura crítica ( $H_c$ ) a la cual puede llegar la excavación sin requerir soporte.

## ANEXO I

### GLOSARIO

**ASENTAMIENTO DIFERENCIAL.-** Máxima diferencia de nivel entre dos cimentaciones adyacentes de una misma estructura.

**ASENTAMIENTO DIFERENCIAL TOLERABLE.-** Máximo asentamiento diferencial entre dos elementos adyacentes a una estructura, que al ocurrir no produce daños visibles ni causa problemas.

**CAJÓN (CAISSON).-** Elemento prefabricado de cimentación, que teniendo dimensiones exteriores de un elemento macizo, se construye inicialmente hueco (como una caja), para ser relleno después de colocado en su posición final.

**CAPACIDAD DE CARGA.-** Presión requerida para producir la falla de la cimentación por corte (sin factor de seguridad).

**CARGA ADMISIBLE.-** Sinónimo de presión admisible.

**CARGA DE SERVICIO.-** Carga viva más carga muerta, sin factores de ampliación.

**CARGA DE TRABAJO.-** Sinónimo de presión admisible.

**CARGA MUERTA.-** Ver NTE E.020 Cargas .

**CARGA VIVA.-** Ver NTE E.020 Cargas

**CIMENTACIÓN.-** Parte de la edificación que transmite al subsuelo las cargas de la estructura.

**CIMENTACIÓN CONTINUA.-** Cimentación superficial en la que el largo ( $L$ ) es igual o mayor que diez veces el ancho ( $B$ ).

**CIMENTACIÓN POR PILARES.-** Cimentación profunda, en la cual la relación Profundidad / Ancho ( $D / B$ ) es mayor o igual que 5, siendo  $D$  la profundidad enterrada y  $B$  el ancho enterrado del pilar. El pilar es excavado y vaciado en el sitio.

**CIMENTACIÓN POR PILOTES.-** Cimentación profunda en la cual la relación Profundidad / Ancho ( $d / b$ ) es mayor o igual a 10, siendo  $d$  la profundidad enterrada del pilote y  $b$  el ancho o diámetro del pilote.

**CIMENTACIÓN POR PLATEA DE CIMENTACIÓN.-** Cimentación constituida por una losa sobre la cual se apoyan varias columnas y cuya área se aproxima sensiblemente al área total de la estructura soportada.

**CIMENTACIÓN PROFUNDA.-** Aquella que transmite cargas a capas del suelo mediante pilotes o pilares.

**CIMENTACIÓN SUPERFICIAL.-** Aquella en la cual la relación Profundidad/Ancho ( $D / B$ ) es menor o igual a 5, siendo  $D$  la profundidad de la cimentación y  $B$  el ancho o diámetro de la misma.

**ESTRATO TÍPICO.-** Estrato de suelo con características tales que puede ser representativo de otros iguales o similares en un terreno dado.

**ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS (EMS).-** Conjunto de exploraciones e investigaciones de campo, ensayos de laboratorio y análisis de gabinete que tienen por objeto estudiar el comportamiento de los suelos y sus respuestas ante las sollicitaciones estáticas y dinámicas de una edificación.

**GEODINÁMICA EXTERNA.-** Conjunto de fenómenos geológicos de carácter dinámico, que pueden actuar sobre el terreno materia del Estudio de Mecánica de Suelos, tales como: erupciones volcánicas, inundaciones, huaycos, avalanchas, tsunamis, activación de fallas geológicas.

**LICUEFACCIÓN O LICUACIÓN.-** Fenómeno causado por la vibración de los sismos en los suelos granulares saturados y que produce el incremento de la presión del agua dentro del suelo con la consecuente reducción de la tensión efectiva. La licuación reduce la capacidad de carga y la rigidez del suelo. Dependiendo del estado del suelo granular saturado al ocurrir la licuación se produce el hundimiento y colapso de las estructuras cimentadas sobre dicho suelo.

**NIVEL FREÁTICO.-** Nivel superior del agua subterránea en el momento de la exploración. El nivel se puede dar respecto a la superficie del terreno o a una cota de referencia.

**PILOTE.-** Elemento de cimentación profunda en el cual la relación Profundidad/Ancho ( $D_i/B$ ) es mayor o igual a 10.

**PILOTES DE CARGA MIXTA.-** Aquellos que transmiten la carga, parte por punta y parte por fricción.

**PILOTES DE CARGA POR FRICCIÓN.-** Aquellos que transmiten la carga a lo largo de su cuerpo por fricción con el suelo que los circunda.

**PILOTES DE CARGA POR PUNTA.-** Aquellos que transmiten la carga a un estrato resistente ubicado bajo la punta.

**PILOTES DE DENSIFICACIÓN.-** Aquellos que se instalan para densificar el suelo y mejorar las condiciones de cimentación.

**PRESIÓN ADMISIBLE.-** Máxima presión que la cimentación puede transmitir al terreno sin que ocurran asentamientos excesivos (mayores que el admisible) ni el factor de seguridad frente a una falla por corte sea menor que el valor indicado en el Artículo 17.

**PRESIÓN ADMISIBLE POR ASENTAMIENTO.-** Presión que al ser aplicada por la cimentación adyacente a una estructura, ocasiona un asentamiento diferencial igual al asentamiento admisible. En este caso no es aplicable el concepto de factor de seguridad, ya que se trata de asentamientos.

**PRESIÓN DE CONTACTO.-** Carga transmitida por las estructuras al terreno en el nivel de cimentación incluyendo el peso propio del cimiento.

**PRESIÓN DE TRABAJO.-** Sinónimo de presión admisible.

**PROFESIONAL RESPONSABLE.-** Ingeniero Civil, registrado en el Colegio de Ingenieros del Perú.

**PROFUNDIDAD ACTIVA.-** Zona del suelo ubicada entre el nivel de cimentación y la isobara (línea de igual presión) correspondiente al 10% de la presión aplicada a la cimentación

TIPO DE SECCIÓN	CRITERIO
CUADRADA	2B
CONTINUA	6,4B

**PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN.-** Profundidad a la que se encuentra el plano o desplante de la cimentación de una estructura. Plano a través del cual se aplica la carga, referido al nivel del terreno de la obra terminada.

**PROPIETARIO.-** Persona natural o jurídica que ejerce o ejercerá derecho de propiedad sobre la edificación material del Estudio de Mecánica de Suelos.

**RELLENO.-** Depósitos artificiales descritos en el Artículo 21.

**ROCA.-** Material que a diferencia del suelo, no puede ser disgregado o excavado con herramientas manuales.

**SOLICITANTE.-** Persona natural o jurídica con quien el PR contrata el EMS.

**SUELO COLAPSABLE.-** Suelos que al ser humedecidos sufren un asentamiento o colapso relativamente rápido, que pone en peligro a las estructuras cimentadas sobre ellos.

**SUELO EXPANSIVO.-** Suelos que al ser humedecidos sufren una expansión que pone en peligro a las estructuras cimentadas sobre ellos.

**SUELO ORGANICO.-** Suelo de color oscuro que presenta una variación mayor al 25% entre los límites líquidos de la muestra secada al aire y la muestra secada al horno a una temperatura de  $110\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 5\text{ }^{\circ}\text{C}$  durante 24 horas.

**TIERRA DE CULTIVO.-** Suelo sometido a labores de labranza para propósitos agrícolas.

## ANEXO II NORMA ESPAÑOLA – UNE 103-801-94

### GEOTÉCNICA PRUEBA DE PENETRACIÓN DINÁMICA SUPERPE- SADA

#### 1. OBJETIVO

Esta norma tiene por objeto describir el procedimiento para la realización de la denominada prueba de penetración dinámica superpesada. Con esta prueba se determina la resistencia del terreno a la penetración de un cono cuando es golpeado según el procedimiento establecido.

#### 2. CAMPO DE APLICACIÓN

La prueba de penetración dinámica está especialmente indicada para suelos granulares<sup>(1)</sup>

Su utilización permite:

- Determinar la resistencia a la penetración dinámica de un terreno.
- Evaluar la compacidad de un suelo granular. Cuando el suelo contenga partículas de tamaños tales<sup>(2)</sup> que obstaculicen la penetración del cono en el terreno el resultado de la prueba puede no ser representativo.
- Investigar la homogeneidad o anomalías de una capa de suelo.
- Comprobar la situación en profundidad de una capa cuya existencia se conoce.

#### 3. SÍMBOLOS Y ABREVIATURAS

D.P.S.H. Abreviatura de la prueba de penetración dinámica en su procedimiento superpesado, que proviene de su denominación de inglés (DPSH).

$N_{60}$  = Número de golpes necesarios para una penetración del cono en el terreno de 20 cm de profundidad.

R = Anotación a incluir cuando el número de golpes requerido para una penetración de 20 cm es superior a 100 golpes.

#### 4. APARATOS Y MATERIAL NECESARIO

**4.1. Cono:** Es una pieza de acero cilíndrica que termina en forma cónica con un ángulo de  $90^{\circ}$ . El cono podrá ser perdido o recuperable con las configuraciones respectivas que se reflejan en la figura 9.

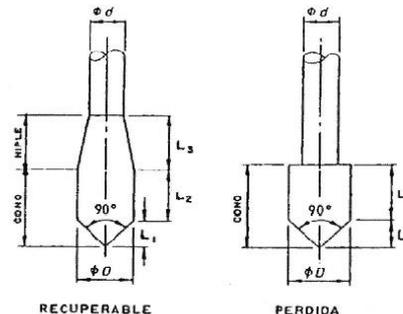


FIG. 9 - Alternativas de cono

**4.2. Varillaje:** Conjunto de varillas de acero macizas que se utilizan para transmitir la energía de golpeo desde la cabeza del varillaje hasta el cono.

**4.3. Maza:** Cuerpo de acero de  $63,5\text{ kg} \pm 0,5\text{ kg}$  de masa.

**4.4. Cabeza de impacto:** Cuerpo de acero que recibe el impacto de la maza y que queda unido solidariamente a la parte superior de varillaje, sin que durante el golpeo pueda existir desplazamiento relativo entre ambos.

**4.5. Guía:** Elemento de acero que guía suavemente la maza durante su caída.

**4.6. Sistema de elevación y escape:** Mecanismo mediante el cual se eleva la maza a una altura de  $760\text{ mm} \pm 10\text{ mm}$ , se libera y se permite su caída libre por la guía hasta la cabeza de impacto. La velocidad de la maza cuando se libere será nula.

<sup>(1)</sup> La ejecución de pruebas de penetración dinámica debe ser precedida por un reconocimiento mediante sondeos que permita identificar las capas de suelos en el área investigada.

<sup>(2)</sup> La existencia de partículas con tamaño superior a 6 mm puede obstaculizar el avance del cono sin que ello suponga un incremento de compacidad.



**4.7. Dispositivos de golpeo:** Conjunto de elementos que comprende la maza, la cabeza de impacto, la guíadera y el sistema de elevación y escape.

**4.8. Martillo de seguridad:** Dispositivo de golpeo automático en el que la maza, la cabeza de impacto, la guíadera, y el sistema de elevación y escape están integrados en un mismo elemento. Permite izar la maza y liberarla siempre a la misma altura sin producir movimientos sobre el varillaje de forma que la caída por la guíadera sea totalmente libre y la energía transferida a la cabeza de impacto sea la misma en todos los golpes. El martillo de seguridad permite igualmente establecer una frecuencia de golpeo uniforme<sup>(3)</sup>.

**4.9. Guía soporte:** Pieza que asegura la verticalidad y el soporte lateral en el tramo del varillaje que sobresale del suelo.

#### 5. DIMENSIONES Y MASAS

En el procedimiento descrito en la Norma los aparatos definidos en el capítulo 4 tendrán las siguientes dimensiones y masas.

##### Cono

- A = Área nominal de la sección 20 cm<sup>2</sup>
- D = Diámetro 50,5 mm ± 0,5 mm.
- L<sub>1</sub> = Longitud parte cónica 25 mm ± 0,2 mm.
- L<sub>2</sub> = Longitud parte cilíndrica 50 mm ± 0,5 mm.
- L<sub>3</sub> = Longitud parte troncocónica < 50 mm.

##### Varillaje

- d = Diámetro – 33 mm ± 2 mm.
- Masa (máx.) – 8kg/m.
- Deflexión (máx.) – 0,2 %<sup>(4)</sup>
- Excentricidad en las conexiones (máx.) – 0,2 mm.

##### Dispositivo de golpeo

Maza: Masa – 63,5 kg ± 0,5 kg.

Relación altura L<sub>m</sub> al diámetro D<sub>m</sub> –  $1 \leq L_m/D_m \leq 2$

Altura de caída: 760 mm ± 10 mm.

Cabeza de impacto:

Diámetro d<sub>c</sub> – 100 mm < d<sub>c</sub> < 0,5 D<sub>m</sub>

Masa total dispositivos de golpeo ≤ 115 kg.

#### 6. INSTRUMENTOS DE MEDIDA

**6.1. Contador de golpes:** El dispositivo de golpeo utilizado, deberá disponer de un contador automático de golpes.

**6.2. Referencia de profundidad:** el equipo de penetración deberá incluir una escala de profundidad de avance marcada de forma indeleble y visible.

**6.3. Medidor de par:** Permitirá la media en N-m del par necesario para girar el varillaje. La capacidad de medida no será inferior a 200 N-m con una graduación de 10 N-m. Su exactitud será comprobada periódicamente.

**6.4. Referencia de Verticalidad:** Inclinómetro que permitirá observar en grados o en tanto por ciento la desviación de verticalidad del varillaje durante la ejecución de la prueba.

#### 7. PROCEDIMIENTO OPERATIVO

**7.1. Selección del punto de ensayo:** Con el fin de que no haya habido perturbaciones en el punto de ensayo este debe distanciarse por lo menos metro y medio de cualquier otro punto ya ensayado y en el caso de existir sondeos previos, la separación deberá ser como mínimo de veinticinco diámetros.

**7.2. Emplazamiento y conexiones:** En el punto seleccionado se emplazará el dispositivo de golpeo de tal forma que el soporte guía y el eje de la guíadera queden perfectamente verticales y centrados sobre el punto<sup>(5)</sup>.

El cono ya acoplado (perdido) o enroscado (recuperable) a un extremo del primer tramo de varillaje, se situará sobre el punto elegido a través del soporte guía, conectando posteriormente el otro extremo de varillaje al dispositivo de golpeo. Una vez efectuada esta conexión se comprobará que:

- El varillaje y la guíadera quedan coaxiales.
- Las desviaciones de la verticalidad del primer tramo de varillaje no supera el 2%.
- La longitud libre de varillaje entre el soporte guía y la conexión al dispositivo de golpeo no supera 1,2 m.

**7.3. Golpeo y penetración:** El golpeo se efectuará con una frecuencia comprendida entre 15 golpes y 30 golpes por minuto registrando el número de golpes necesario para introducir en el terreno el cono cada intervalo de 20 cm. Este número de golpes se anota como N<sub>20</sub>.

Cuando sea necesario añadir una varilla debe asegurarse que a retirar el dispositivo de golpeo no se introduce movimientos de ascenso o rotación en el varillaje. Se comprobará cuando se añade la varilla que esta queda enroscada a tope y la desviación de su inclinación frente a la vertical no excede de 5%. El tramo que sobresalga a partir del soporte guía no será superior 1,2 m.

Deberán anotarse todas las introducciones mayores de 15 minutos durante todo el proceso de penetración.

**7.4. Rotación:** Cada metro de penetración debe medirse y anotarse el par necesario para girar el tren de varillaje una vuelta y media<sup>(6)</sup>. Se considerará que el rozamiento no es significativo por debajo del valor de 10 N.m.

**7.5. Finalización de la prueba:** La prueba se dará por finalizada cuando se satisfagan algunas de las siguientes condiciones:

- Se alcance la profundidad que previamente se haya establecido.
- Se supere los 100 golpes para una penetración de 20 cm. Es decir N<sub>20</sub> > 100.
- Cuando tres valores consecutivos de N<sub>20</sub> sean iguales o superiores a 75 golpes.
- El valor del par de rozamiento supere los 200 N.m.

#### 8. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

De cada prueba realizada con arreglo a esta norma se presentará un gráfico como el de la figura 2 en el que se incluyan los siguientes puntos:

##### Comprobaciones antes de la prueba

- Tipo de cono utilizado. Dimensiones y masa
- Longitud de cada varilla. Masa por metro de varillaje, incluidos nicks de unión.
- Masa de dispositivos de golpeo.
- Fecha y hora de la prueba. Tiempo de duración.

##### Comprobaciones después de la prueba

- Diámetros del cono.
- Excentricidad y deflexiones del varillaje.

##### Observaciones

- Interrupciones superiores a 5 min. Perdidas de verticalidad superiores al 5%. Penetraciones sin golpeo. Obstrucciones temporales, etc.

#### 9. CORRESPONDENCIA CON OTRAS NORMAS

Para la redacción de esta norma se han consultado los documentos y normas que a continuación se relacionan:

- Report of the ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing of Soils 16 with Reference Test Procedures for Dynamic probing super heavy DPSH. Swedish Geotechnical, Linköping, June 1989.
- NFP 94 – 115, (December 1990). Sondage an penetrometre dynamique type B.
- BS 1377: Part 9 (1990) : Dynamic probing super heavy (DPSH).

(3) Utilización de otros dispositivos de golpeo que no cumplan las especificaciones descritas en esta norma implica que pueda obtenerse un número de golpes diferente de N<sub>20</sub>

(4) Deflexión medida entre extremos de una misma varilla y entre los puntos medios de dos adyacentes.

(5) Debe comprobarse que durante el proceso de golpeo el dispositivo no se desplaza de su posicionamiento inicial. Si es necesario se dispondrán anclajes o soportes.

(6) El par de rozamiento medido debe ser originado exclusivamente por el cono y tren de varillas introducidos en el terreno.

**PRUEBA DE PENETRACIÓN DINÁMICA DPSH  
EFECTUADA SEGÚN LA NORMA UNE 103-801-93**

LUGAR: \_\_\_\_\_ PUNTO: \_\_\_\_\_

TIPO DE CONO: RECUPERABLE:  MASA  Kg  
 PERDIDO:    
 DIÁMETRO  HORA: \_\_\_\_\_  
 VARILLAJE: LONGITUD  MASA  Kg/m TIEMPO: \_\_\_\_\_  
 DURACIÓN: \_\_\_\_\_  
 DISPOSITIVO GOLPEO MASA  Kg COTA: \_\_\_\_\_

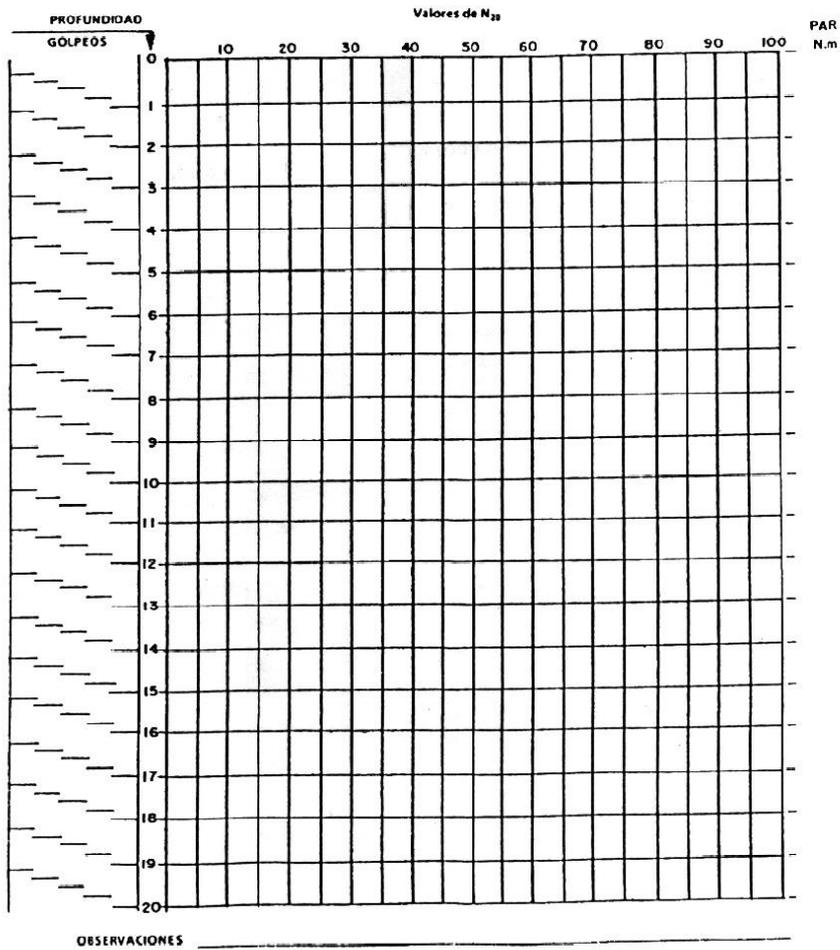


Fig. 10



PERU Ministerio de Transportes y Comunicaciones

Viceministerio de Transportes

Dirección General de Caminos y Ferrocarriles



*Puente Puzana (San Martín)*

# MANUAL DE PUENTES



*Puente Bolognesi (Piura)*

Edición, Enero 2016





## 1.2 ESTUDIOS DE HIDROLOGÍA E HIDRAULICA

### 1.2.1 Objetivos

Los objetivos de los estudios son establecer las características hidrológicas de los regímenes de avenidas máximas y extraordinarias y los factores hidráulicos que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río que permiten definir los requisitos mínimos del puente y su ubicación óptima en función de los niveles de seguridad o riesgos permitidos o aceptables para las características particulares de la estructura.

Los estudios de hidrología e hidráulica para el diseño de puentes deben permitir establecer lo siguiente:

- Ubicación óptima del cruce.
- Caudal máximo de diseño hasta la ubicación del cruce.
- Comportamiento hidráulico del río en el tramo que comprende el cruce.
- Área de flujo a ser confinada por el puente.
- Nivel máximo de agua (NMA) en la ubicación del puente.
- Nivel mínimo recomendable para el tablero del puente.
- Profundidades de socavación general, por contracción y local.
- Profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación, según el tipo de cimentación.
- Obras de protección necesarias.
- Previsiones para la construcción del puente.

Por la compleja geografía física, el Perú tiene ríos de características morfológicas distintas, así se diferencian los ríos de la costa, de los ríos de la sierra, de montaña, de la vertiente oriental de los andes, de la baja amazonia y de la cuenca del lago Titicaca. Muchos de estos ríos transportan en épocas de avenidas grandes cantidades de piedras y lodo, huaycos, otros transportan palizadas y troncos de árboles grandes, lo cual debe ser considerado en la elaboración y cálculos del proyecto.

### 1.2.2 Alcances

El programa de estudios debe considerar la recolección de información, los trabajos de campo y los trabajos de gabinete, cuya cantidad y alcance será determinado en base a la envergadura del proyecto, en términos de su longitud y el nivel de riesgo considerado.

Los estudios hidrológicos e hidráulicos comprenderán lo siguiente:

- Evaluación de estudios similares realizados en la zona de ubicación del puente; en el caso de reemplazo de un puente colapsado es conveniente obtener los parámetros de diseño anteriores.
- Visita de campo; reconocimiento del lugar tanto en la zona de cruce como de la cuenca global.
- Recolección y análisis de información hidrométrica y meteorológica existente; esta información puede ser proporcionada por entidades locales o nacionales, por ejemplo: Ministerio de Agricultura, SENAMHI, o entidades encargadas de la administración de los recursos hídricos del lugar.



- *Caracterización hidrológica de la cuenca, considerada hasta el cruce del curso de agua; en base a la determinación de las características de respuesta lluvia - escorrentía, y considerando aportes adicionales en la cuenca, se analizará la aplicabilidad de los distintos métodos de estimación del caudal máximo.*
- *Selección de los métodos de estimación del caudal máximo de diseño; para el cálculo del caudal máximo a partir de datos de lluvia se tienen: el método racional, métodos en base a hidrogramas unitarios sintéticos, métodos empíricos, etc., cuya aplicabilidad depende de las características de la cuenca; en caso de contarse con registros hidrométricos de calidad comprobada, puede efectuarse un análisis de frecuencia que permitirá obtener directamente valores de caudal máximo para distintas probabilidades de ocurrencia (periodos de retorno).*
- *Estimación de los caudales máximos para diferentes periodos de retorno y según distintos métodos; en todos los casos se recomienda llevar a cabo una prueba de ajuste de los distintos métodos de análisis de frecuencia (Gumbel, Log - Pearson Tipo III, Log - Normal, etc.) para seleccionar el mejor. Adicionalmente, pueden corroborarse los resultados bien sea mediante factores obtenidos a partir de un análisis regional o, de ser posible, evaluando las huellas de nivel de la superficie de agua dejadas por avenidas extraordinarias recientes.*
- *Evaluación de las estimaciones de caudal máximo; elección del resultado que, a criterio ingenieril, se estima confiable y lógico.*
- *Determinación del periodo de retorno y la descarga máxima de diseño; el periodo de retorno dependerá de la importancia de la estructura y consecuencias de su falla, debiéndose garantizar un estándar hidráulico mayor para el diseño de la cimentación del puente que el usualmente requerido para el dimensionamiento del área de flujo a ser confinada por el puente.*
- *Caracterización morfológica del cauce; es especialmente importante la determinación de la estabilidad, estática o dinámica, o inestabilidad del cauce, y asimismo, el aporte de escombros desde la cuenca, los cuales permitirán pre-establecer las condiciones a las que estará expuesta la estructura.*
- *Determinación de las características físicas del cauce, incluyendo las llanuras de inundación; estas incluyen la pendiente del cauce en el tramo de estudio, diámetro medio del material del lecho tomado a partir de varias muestras del cauce, coeficientes de rugosidad considerando la presencia o no de vegetación, materiales cohesivos, etc.*
- *Selección de secciones transversales representativas del cauce y obtención del perfil longitudinal; la longitud del tramo a ser analizado dependerá de las condiciones de flujo previstas, por ejemplo, alteraciones aguas arriba o aguas abajo que debieran considerarse.*
- *Determinación del perfil de flujo ante el paso del caudal de diseño a lo largo del cauce; se sugiere la utilización de los programas de cómputo HEC-2, HEC-RAS o similares.*
- *Determinación de las características hidráulicas del flujo; estas comprenden la velocidad media, ancho superficial, área de flujo, pendiente de la línea de energía, nivel de la superficie de agua, etc., cuyos valores son necesarios para la determinación de la profundidad de socavación.*
- *Determinación de las profundidades de socavación general, por contracción, local y total.*



- Evaluación de las estimaciones de socavación total.
- Recomendaciones de protección y/o consideraciones de diseño adicionales.

### 1.2.2a Estudios y Trabajos Previos

Se tienen los siguientes estudios y trabajos básicos principales previos a los estudios de hidráulica:

- Levantamiento topográfico para el estudio hidráulico debe comprender lo siguiente:
  - En ríos con amplias llanuras de inundación, donde el puente produzca contracción del flujo de avenida, el levantamiento abarcará 12 veces el ancho del cauce principal aguas arriba del eje propuesto y 6 veces hacia aguas abajo.
  - En ríos donde el puente no produzca contracción del flujo de avenida y ofrezca una pendiente pronunciada el levantamiento topográfico abarcará 8 veces el ancho del cauce principal aguas arriba del eje propuesto y 4 veces hacia aguas abajo. El levantamiento topográfico no debe ser menor a 150 m. aguas arriba y 150 m aguas abajo del eje del puente propuesto.
  - En caso que el eje del puente propuesto se ubique cerca de la desembocadura a un río principal, lago o mar el levantamiento topográfico deberá incluir la zona de confluencia.

En los planos de topografía se debe indicar lo siguiente: los límites de las llanuras de inundación, los tirantes mínimos y máximos, ambos definidos según evidencias encontradas en campo y consultas a los pobladores de la zona, y se debe colocar también los niveles de agua encontrados durante el trabajos de campo.

- Estudios del material de cauce, gravedad específica, análisis granulométrico. Las muestras del material del cauce deben ser tomadas al menos en cuatro puntos, dos en el eje del puente, y a 0.5B y B metros aguas arriba, donde B es el ancho promedio del río. En cada punto se deben tomar tres muestras: en la superficie, a 1.5 veces el tirante promedio del río, y a una profundidad intermedia.

### 1.2.3 Consideraciones para el Diseño

Los puentes ubicados en el cruce con un curso de agua deben ser diseñados de modo que las alteraciones u obstáculos que estos representen ante este curso de agua sean previstos y puedan ser admitidos en el desempeño de la estructura a lo largo de su vida útil o se tomen medidas preventivas. Para esto deben establecerse las características hidrodinámicas del sistema fluvial con el objeto de determinar la estabilidad de la obra respecto al comportamiento del cauce. Es importante considerar la posible movilidad del cauce, el aporte de escombros desde la cuenca y los fenómenos de socavación, ver artículo 1.2.3a y 2.4.3.8.3.4, así como la posibilidad de ocurrencia de derrumbes, deslizamientos e inundaciones.

Dado que, generalmente, el daño ocasional producido a la vía y accesos aledaños al puente ante una avenida extraordinaria puede ser rápidamente reparado para restaurar el servicio de tráfico y, de otro lado, un puente que colapsa o sufre daños estructurales mayores ante la erosión puede amenazar la seguridad de los transeúntes así como crear impactos sociales y pérdidas económicas significativas por un largo periodo de tiempo, debe considerarse mayor riesgo en la determinación del área de flujo a ser confinada por el puente que en la estimación de las profundidades de socavación.

El estudio debe indicar los periodos de sequía, de avenidas, y de transición, para recomendar las previsiones a tomarse en cuenta antes, durante y después de la construcción de las estructuras ubicadas en el cauce.



### 1.2.3a Cálculos de la Socavación

Se debe investigar la socavación de las fundaciones de los puentes para dos condiciones:

- Para la inundación de diseño para socavación se debe asumir que el material del lecho dentro del prisma de socavación encima de la línea de socavación total ha sido retirado para las condiciones de diseño. La inundación de diseño debe ser la más severa del periodo de retorno de 100 años o una inundación de desbordamiento de menor periodo de recurrencia si ésta resulta más severa.
- Para la inundación de control para socavación, se debe investigar la estabilidad de las fundaciones del puente para las condiciones provocadas por una determinada inundación de no más de 500 años de periodo de retorno o por una inundación de desbordamiento de menor periodo de recurrencia. Bajo esta condición no es necesaria una reserva superior a la requerida por motivos de estabilidad. Se aplicará el estado límite de evento extremo.

En la zona del río donde se ubicara el puente se deberá tener en cuenta los siguientes fenómenos de socavación:

- Socavación por variación del perfil longitudinal debido al comportamiento fluvial sin la presencia del puente, llamada socavación general.
- Socavación por contracción de la sección transversal debido a la construcción del puente cuyos estribos se ubican en el cauce del río.
- Socavación local debido a la presencia de pilares y estribos.

La profundidad de socavación potencial máxima será la suma de la socavación general, socavación por contracción y socavación local en estribos y pilares.

En los cálculos de socavación se usaran los resultados de los estudios del material del cauce.

En el caso que el tramo del río en estudio se encuentre cerca de la confluencia con otros río, o cerca de un lago o en el mar, los cálculos de socavación se deben efectuar cuando los niveles de agua alcanzados en dichas confluencias sean mínimos.

### 1.2.4 Interrelación con los Estudios Geológicos y Geotécnicos

En el caso de puentes sobre cursos de agua, la información sobre la geomorfología y las condiciones del subsuelo del cauce y alrededores son complementarias con aquella obtenida de los estudios hidrológicos. El diseño de los elementos de la subestructura se realizará tomando en cuenta los aspectos de ingeniería estructural, geotécnica e hidráulica en forma conjunta. El nivel de ubicación de la cimentación depende del tipo de cimentación, esto es, si es superficial o profunda, va apoyada sobre roca o suelo, etc. Siempre deberá estar por debajo de las profundidades de socavación calculada en por lo menos 40.0 in (1.00 m).

### 1.2.5 Información de Apoyo

Para el óptimo logro de los objetivos, el estudio de hidrología e hidráulica debe apoyarse en la siguiente información adicional:

- Perfil estratigráfico del suelo.
- Tamaño, gradación del material del lecho.
- Secciones transversales del cauce.
- Vista en planta del curso de agua.



- *Distribución granulométrica*
- *Determinación del límite líquido y límite plástico*
- *Ensayo de corte directo*
- *Ensayo de compresión no-confinada*
- *Ensayo triaxial no consolidado - no drenado*
- *Ensayo triaxial consolidado - no drenado*
- *Ensayo de consolidación*
- *Ensayo de permeabilidad*
- *Ensayo Proctor Modificado y CBR*

b) *Ensayos en Rocas:*

- *Determinación del módulo elástico*
- *Ensayo de compresión triaxial*
- *Ensayo de compresión no confinada*
- *Ensayo de resistencia a la rotura*

### 1.3.3 Interrelación con los Estudios Hidrológicos

*En caso de puentes sobre cursos de agua, la información sobre la geomorfología y las condiciones del subsuelo del cauce y alrededores son complementarias con aquella obtenida de los estudios hidrológicos. El diseño de elementos de subestructura se realizará tomando en cuenta además la influencia de la socavación y la subpresión en el diseño. El nivel de cimentación deberá estar por debajo de la profundidad de socavación estimada.*

### 1.3.4 Documentación

*Los estudios deberán ser documentados mediante un informe que contendrá, como mínimo, lo siguiente:*

- *Exploración geotécnica. Indicación de sondajes y ensayos de campo y laboratorio realizados. Se indicarán las normas de referencia usadas para la ejecución de los ensayos. Los resultados de los sondajes deben ser presentados con descripciones precisas de los estratos de suelo y/o base rocosa, clasificación y propiedades físicas de los suelos y/o roca, indicación del nivel freático y resultados de los ensayos de campo.*
- *Descripción precisa de los estratos de suelos, clasificación y propiedades físicas de los suelos.*
- *Indicación del nivel freático*
- *De los resultados de ensayos de campo y de laboratorio. Como mínimo se deben establecer los siguientes parámetros, de acuerdo al tipo de suelo: peso volumétrico, resistencia al corte, compresibilidad, potencial de expansión o de colapso, potencia de licuación. En caso de rocas, se deberán establecer: dureza, compacidad, resistencia al intemperismo, índice de calidad y resistencia a la compresión.*
- *Tipos y profundidades de cimentación recomendadas.*
- *Normas de referencia usados en los ensayos.*
- *Canteras para materiales de construcción y características de los materiales de las canteras.*
- *Zonas de deslizamientos, huaycos y aluviones pasados.*
- *Conclusiones y recomendaciones.*



## 2.8 CIMENTACIONES

(10 AASHTO)

### 2.8.0 Alcance

(10.1 AASHTO)

Los requisitos de esta sección se deberán aplicar para el diseño de zapatas, pilotes hincados, pilotes perforados y fundación con micropilotes.

Si se han de seleccionar procedimientos de cálculo de resistencia diferentes a los especificados en el presente documento, se deberá considerar la base probabilística de estas Especificaciones, la cual produce una combinación interrelacionada de las cargas, los factores de carga, los factores de resistencia y la confiabilidad estadística. Se pueden utilizar otros métodos, especialmente si estos métodos han sido reconocidos localmente y se consideran adecuados para las condiciones regionales, siempre que se considere la naturaleza estadística de los factores indicados anteriormente a través del uso consistente de la teoría de la confiabilidad y que sean aprobados por el Propietario.

La especificación de métodos de análisis y cálculo de resistencia para las fundaciones incluidas en el presente documento no implica que las verificaciones en obra y/o la reacción a las condiciones reales correspondientes a la obra ya no serán necesarias. Las prácticas tradicionales de diseño y construcción de las fundaciones siempre deben ser consideradas, aun cuando se diseñe de acuerdo con estas Especificaciones.

#### 2.8.0.1 Propiedades del Suelo y Rocas

(10.4 AASHTO)

#### 2.8.0.2 Información Necesaria

(10.4.1 AASHTO)

Los requerimientos del proyecto deben ser bien analizados para determinar el tipo y cantidad de información a ser desarrollada durante la exploración geotécnica.

El análisis consistirá en lo siguiente:

- Identificar los requerimientos de diseño y constructibilidad. Por ejemplo: proveer grado de separación, soporte de cargas de la superestructura del puente, proveer para excavación en seco, y los efectos sobre la información geotécnica necesaria
- Identificar el criterio de desempeño. Por ejemplo: límites de asentamiento, relación de dificultades, proximidad de estructuras adyacentes
- Identificar las áreas geológicas que afectan al sitio a explorar e identificar áreas potenciales de variabilidad geológica
- Identificar las áreas hidrológicas que afecten al sitio a explorar. Por ejemplo: potencial erosión o socavación
- Desarrollar secuencias factibles y fases de construcción y su efecto sobre la información geotécnica necesaria
- Identificar análisis de ingeniería a ser desarrollada, ejemplo, capacidad de carga, asentamiento, estabilidad global
- Identificar propiedades y parámetros de ingeniería para estos análisis
- Determinar métodos para obtener parámetros y evaluar la validez de tales métodos para los tipos de materiales y métodos de construcción
- Determinar el número de pruebas y muestras necesarias y su apropiada localización.



con las propiedades del suelo o la roca y la estructura y con los principios establecidos de la mecánica de suelos y de rocas.

Las zapatas deberán estar proporcionadas y diseñadas tal que el soporte del suelo o roca provea adecuada resistencia nominal, considerando ambos el potencial por capacidad adecuada de resistencia y el potencial por asentamiento, bajo todos los estados límites aplicables en acuerdo con lo provisto en esta sección.

Las zapatas deberán ser proporcionadas y localizadas para mantener la estabilidad bajo todos los estados límites aplicables considerados pero no necesariamente limitado para volteo (excentricidad), deslizamiento, levantamiento, estabilidad global y pérdida de soporte lateral.

#### 2.8.1.1.2 Presiones de contacto

Las zapatas serán diseñadas para mantener las presiones máximas del suelo y/o de la roca dentro de valores admisibles. También serán diseñadas para prevenir asentamientos. Del mismo modo, si las zapatas están soportadas por pilotes o pilares excavados, el espaciamiento de estos elementos deberá asegurar en lo posible cargas similares sobre los elementos de la cimentación profunda.

#### 2.8.1.1.3 Cimentaciones no rectangulares

(5.13.3.1 AASHTO)

Las zapatas que soportan columnas o pilares no rectangulares serán diseñadas con la hipótesis que las columnas o pilares actúan como elementos cuadrados con un área equivalente para la ubicación de las secciones críticas de momento, corte y anclaje del refuerzo en las zapatas.

#### 2.8.1.1.4 Nivel de cimentación

(10.6.1.2 AASHTO)

Cuando existe la probabilidad de socavación, erosión o debilitamiento, el fondo de cimentación de la zapata se ubicará en un nivel por debajo de la profundidad máxima de la socavación, erosión o debilitamiento tal como se especifica en los artículos 1.2.3. y 1.3.3 de este manual.

Las zapatas deberán estar cimentadas debajo de la línea de las heladas. El nivel de probable helada se deberá determinar en base a datos de penetración de heladas locales o regionales.

Se tomarán las medidas necesarias en caso de uso de geotextiles o filtros granulares para reducir la posibilidad de sifonamiento o para su uso con fines de relleno en el estribo. Deberán considerarse los efectos de explosiones en el caso de cimentaciones sobre roca, si es que son contemplados en el proceso constructivo.

Las zapatas que no están expuestas a la acción de las corrientes de agua se deberán fundar sobre una fundación firme debajo del nivel de congelamiento o sobre una fundación firme que se haya protegido contra las heladas sobreexcavando el material susceptible a las heladas hasta un nivel debajo de la línea de las heladas y reemplazándolo por material no susceptible a las heladas. Se debería considerar el uso ya sea de un geotextil o bien de una capa de filtro granular graduado para reducir la susceptibilidad a la tubificación en el rip-rap o relleno detrás de los estribos.

#### 2.8.1.1.5 Consideración del nivel freático

(10.6.1.6 AASHTO)

Las cimentaciones serán diseñadas considerando el nivel freático mayor esperado, evaluándose su influencia sobre la capacidad de los suelos y/o roca y los asentamientos.

Si hay fuerzas de filtración éstas también se deberán incluir en los análisis.

**2.8.1.1.12 Capacidad de Carga y Estabilidad en el Estado Límite de Resistencia**

(11.6.3 AASHTO)

**2.8.1.1.12.1 Requisitos Generales**

(11.6.3.1 AASHTO)

Los estribos y muros de sostenimiento se deberán dimensionar de manera de asegurar su estabilidad contra las fallas por aplastamiento, vuelco y deslizamiento.

También se deberá investigar la estabilidad global de las zapatas profundas usando la combinación de carga de servicio I, también la estabilidad ante la socavación.

**2.8.1.1.12.2 Capacidad de Carga**

(11.6.3.2 AASHTO)

La capacidad de carga se deberá investigar en el estado límite de resistencia utilizando cargas y resistencias factoradas, y asumiendo las siguientes distribuciones de la presión del suelo:

- Si el muro es soportado por una fundación en suelo:

La tensión vertical se deberá calcular suponiendo una presión uniformemente distribuida sobre el área de una base efectiva como se ilustra en la Figura 2.8.1.1.12.2-1 o (Figura 11.6.3.2-1 AASHTO)

La presión vertical se deberá calcular de la siguiente manera:

$$\sigma_v = \frac{\Sigma V}{B - 2e} \quad 2.8.1.1.12.2-1$$

Donde:

$\Sigma V$  = sumatoria de las fuerzas verticales y las demás variables son como se define en la Figura 2.8.1.1.12.2-1.

- Si el muro es soportado por una fundación en roca:

La presión vertical se deberá calcular suponiendo una presión distribuida linealmente sobre el área de una base efectiva como se ilustra en la Figura 2.8.1.1.12.2-2 (Figura 11.6.3.2-2 AASHTO). Si la resultante cae dentro del tercio central de la base,

$$\sigma_{\max} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + 6 \frac{e}{B}\right) \quad 2.8.1.1.12.2-2$$

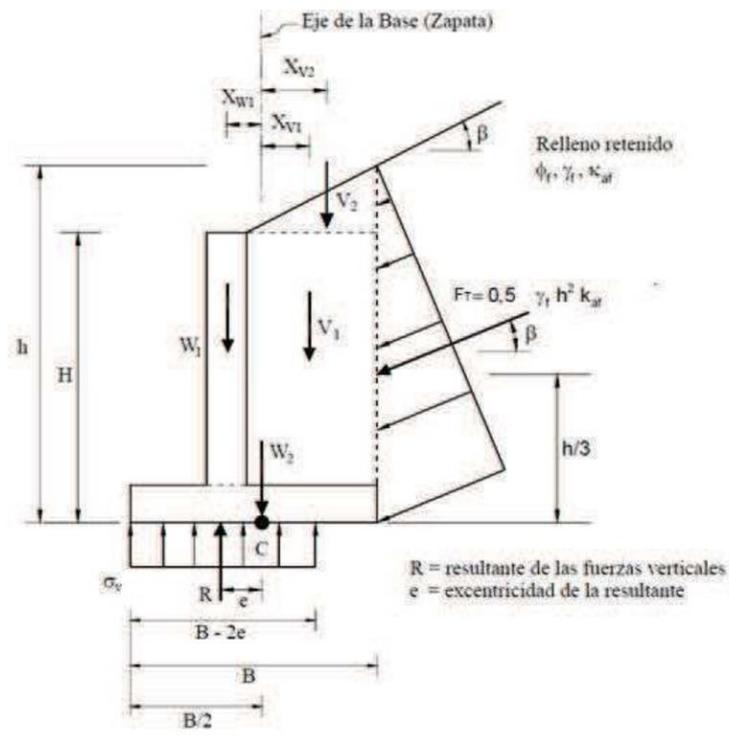
$$\sigma_{\min} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - 6 \frac{e}{B}\right) \quad 2.8.1.1.12.2-3$$

Donde las variables son como se definen en la figura 2.8.1.1.12.2-2; (Figura 11.6.3.2-2 AASHTO). Si la resultante cae fuera del tercio central de la base:

$$\sigma_{\max} = \frac{2\Sigma V}{3\left[\left(\frac{B}{2} - e\right)\right]} \quad 2.8.1.1.12.2-4$$

$$\sigma_{\min} = 0 \quad 2.8.1.1.12.2-5$$

Donde las variables son como se definen en la Figura 2.8.1.1.12.2-2; 0, (Figura 11.6.3.2-2 AASHTO)



Sumando momentos respecto del punto C:

$$e = \frac{(F_T \cos \beta) h/3 - (F_T \sin \beta) B/2 - V_1 X_{V1} - V_2 X_{V2} + W_1 X_{W1}}{V_1 + V_2 + W_1 + W_2 + F_T \sin \beta}$$

**Figura 2.8.1.1.12.2-1** Criterios para determinar la presión de contacto para el caso de muros de sostenimiento convencionales con fundación en suelo.  
 (Figura-11.6.3.2-1 AASHTO)



$b_e$  = El espesor efectivo de la ruta de flujo del cortante de los elementos fabricados en la parte superior del modelo resistente a la tracción calculado en concordancia con el artículo 5.8.6.3 AASHTO (in.)

$\phi$  = Factor de resistencia para el cortante especificado en el artículo 2.7.1.1.4.2 (5.5.4.2 AASHTO)

La resistencia nominal factorada al corte,  $\phi V_n$ , debe ser mayor o igual  $V_u$

El cortante solicitante factorado,  $V_u$ , en la región cercana a los apoyos puede ser computada a una distancia  $h/2$  del apoyo cuando la reacción en el apoyo, en la dirección cortante aplicada, introduce compresión dentro de la zona del apoyo del miembro y no se presenta carga concentrada dentro de una distancia,  $h$ , de la cara del apoyo.

## 2.8.2 Cimentaciones Profundas con Pilotes

### 2.8.2.1 Pilotes Hincados

(10.7 AASHTO)

#### 2.8.2.1.1 Generalidades

(10.7.1 AASHTO)

##### 2.8.2.1.1.1 Uso

(10.7.1.1 AASHTO)

El pilotaje será considerado en caso que las zapatas cimentadas sobre roca, suelo granular o cohesivo rígido sean costosas. Los pilotes pueden ser usados como medio de protección de zapatas contra la socavación, licuefacción, donde exista un alto potencial de erosión. También en áreas reducidas en que no se pueda construir zapatas amplias, así mismo en terrenos contaminados con materiales que son perjudiciales para las cimentaciones poco profundas.

Se considerará el uso de pilotes en terrenos en que se prevea un indeseable asentamiento de zapatas convencionales.

##### 2.8.2.1.1.2 Separación, Luces Libres y Longitud Embebida de los Pilotes

(10.7.1.2 AASHTO)

Los espaciamientos entre centros de pilotes serán no menores que 0.75 m ó 2.5 veces los diámetros o lados del pilote, el mayor entre los dos valores.

La distancia entre la cara de un pilote y el lado más cercano de la zapata será mayor que 0.225 m

Los pilotes deberán estar 0.30 m dentro de la zapata, luego de haber removido todo el material dañado en el pilote durante el hincado.

Si la unión del pilote con la zapata está dada mediante barras o torones, el pilote puede estar por lo menos 0.15 m dentro de la zapata. En caso de vigas de concreto armado usados como cabezales soportados por pilotes, el recubrimiento lateral de los pilotes será mayor que 0.15m, más un recubrimiento adicional para considerar desalineamientos laterales en el pilote; además, los pilotes quedarán por lo menos 0.15m dentro del cabezal.

##### 2.8.2.1.1.3 Profundidad de los Pilotes

(10.7.1.3 AASHTO)

La profundidad de hincado será determinada en base a la resistencia del pilote a las cargas verticales y laterales, así como a los desplazamientos esperados, tanto del pilote como de los materiales del subsuelo. En general, a menos que en las operaciones de hincado se llegue al rechazo, la profundidad mínima será:



- 3 metros, en suelos cohesivos rígidos y granulares compactos
- 6 metros, en suelos cohesivos blandos y granulares sueltos

Los pilotes inclinados estarán colocados a una profundidad no menor que un tercio de su longitud libre, a menos que se encuentre el rechazo durante el hincado.

En caso de suelos blandos o sueltos sobre estratos firmes o duros, el pilotaje deberá penetrar el estrato firme hasta la profundidad mínima establecida para limitar el movimiento del pilote y proporcionar la capacidad portante adecuada.

#### 2.8.2.1.1.4 Bateria de Pilotes

(10.7.1.4 AASHTO)

Cuando la resistencia lateral del terreno que rodea a los pilotes no es adecuada para contrarrestar las fuerzas horizontales transmitidas a la fundación o cuando se incrementa la rigidez de la estructura, se considerará la batería de pilotes en la fundación (pilotes inclinados).

Cuando se espera que se puedan presentar fricción superficial negativa, se debe evitar la batería de pilotes.

Si se usa la batería de pilotes en zona de carga sísmica significativa, se considerará en el diseño de la fundación con pilotes el incremento de la rigidez que resulte.

#### 2.8.2.1.1.5 Requisitos para Diseño de Pilotes

(10.7.1.5 AASHTO)

Los pilotes deberán ser diseñados para tener capacidad portante y resistencia estructural adecuadas, y soportar asentamientos y desplazamientos laterales tolerables.

El diseño de los pilotes estará dirigido a los siguientes temas como apropiados:

- La diferencia entre la resistencia de un pilote simple y de un grupo de pilotes.
- Interacción del grupo de pilotes.
- Estimación de la cantidad de pilotes, cuya penetración requerida reúna la resistencia nominal axial y otros requisitos de diseño
- Capacidad del estrato de suelo para soportar la carga del grupo de pilotes.
- Mínima penetración necesaria de los pilotes para satisfacer los requerimientos causados por el Levantamiento, Socavación, Fricción Negativa (downdrag), Asentamiento, Licuefacción, Cargas Laterales y Solicitaciones Sísmicas.
- Deflexión de la fundación para conocer el recorrido establecido y relacionado al criterio de desempeño estructural.
- Resistencia estructural nominal de la cimentación con pilotes.
- Verificación de la manejabilidad de los pilotes para confirmar que los esfuerzos en el hincado son aceptables y el conteo de golpes puede ser logrado con un sistema de hincado disponible, conocer así todos los criterios de aceptación del contrato.
- Durabilidad, a largo plazo, de los pilotes en servicio, esto es a la corrosión y deterioro.
- Efectos del hincado de pilotes sobre las estructuras adyacentes.

#### 2.8.2.1.1.6 Determinación de Cargas en Pilotes

(10.7.1.6 AASHTO)

##### 2.8.2.1.1.6.1 Generalidades

(10.7.1.6.1 AASHTO)

Las cargas y factores de cargas a ser considerados en el diseño de las cimentaciones con pilotes están especificadas en el capítulo 2.4 del Manual de Puentes.

**2.8.2.1.4.1.8.2 Efectos del agua Subterránea y de la Flotación**

(10.8.3.2 AASHTO)

La resistencia axial nominal se determinará usando el nivel del agua subterránea (nivel freático) consistente con los usados para calcular los esfuerzos efectivos en las caras laterales de los pilotes y en la punta. El efecto de la presión hidrostática se considerará en el diseño.

**2.8.2.1.4.1.8.3 Socavación**

(10.8.3.3 AASHTO)

El efecto de la socavación será considerado en la selección de la penetración del pilote. La fundación del pilote se diseñará de tal manera que la longitud de la penetración del pilote, después de ocurrido la socavación, satisfaga la requerida resistencia nominal axial y la resistencia lateral.

**2.8.2.1.4.1.8.4 Fricción Negativa**

(10.8.3.4 AASHTO)

La fundación será diseñada tal que la resistencia geotécnica disponible factorada sea mayor que las cargas factoradas aplicadas al pilote, incluyendo la fricción negativa, en el estado límite de resistencia. La resistencia nominal del pilote disponible para soportar cargas de estructuras mas la fricción negativa (Downdrag), será estimado considerando solamente la resistencia friccional positiva y la resistencia de punta, debajo del estrato mas bajo que contribuya a la fricción negativa. Las fundaciones de pilotes se diseñarán estructuralmente resistentes a la fricción negativa mas las cargas de estructuras.

**2.8.2.1.4.1.8.5 Resistencia Nominal a la Compresión Axial de pilotes excavados individuales**

(10.8.3.5 AASHTO)

La resistencia factorada de pilotes excavados,  $R_R$ , se tomará como:

$$\bar{R}_R = \phi R_n = \phi_{qp} R_p + \phi_{qs} R_s \quad 2.8.2.1.4.1.8.5-1 \quad (10.8.3.5-1 \text{ AASHTO})$$

En el cual:

$$R_p = q_p A_p \quad 2.8.2.1.4.1.8.5-2 \quad (10.8.3.5-2 \text{ AASHTO})$$

$$R_s = q_s A_s \quad 2.8.2.1.4.1.8.5-3 \quad (10.8.3.5-3 \text{ AASHTO})$$

Donde:

$R_p$  = Resistencia nominal de punta del pilote (kips)

$R_s$  = Resistencia nominal lateral del pilote (kips)

$\phi_{qp}$  = Factor de resistencia para la resistencia de punta especificado en la tabla 2.8.2.1.4.1.5-1 (10.5.5.2.4-1 AASHTO)

$\phi_{qs}$  = Factor de resistencia para la resistencia lateral del pilote especificado en la tabla 2.8.2.1.4.1.5-1 (10.5.5.2.4-1 AASHTO)

$q_p$  = Resistencia unitaria de punta (ksf)

$q_s$  = Resistencia unitaria lateral (ksf)

$A_p$  = Area de punta del pilote (ft<sup>2</sup>)

$A_s$  = Area de la superficie lateral del pilote (ft<sup>2</sup>)

Los métodos para la estimación de la resistencia de los pilotes excavados que se presentan en este artículo serán usados.



No se colocará relleno tras los estribos y muros de ala de contención sin orden escrita del Ingeniero; se realizará preferentemente no antes de los 14 días de terminada la albañilería o cuando las pruebas del concreto arrojen cuando menos el 80 % de su resistencia especificada.

**2.12.1.3.5 Enrocados de Protección**

El material que conforma los enrocados será roca de buena calidad, sanas, compactas y resistentes; de preferencia bloques angulares, pero se puede aceptar bloques subangulares o redondeados.

Los enrocados diseñados estarán designados por su D50, el cual corresponde a aquel tamaño de bloque, para el cual el 50% de todos los bloques son de menor tamaño. El enrocado considerado tiene una granulometría determinada, conforme se muestra en la tabla 2.12.1.3.5.1

La colocación del enrocado será efectuada directamente desde los volquetes "al volteo", y la colocación será ayudada por una retroexcavadora o equipo similar que el Contratista estime conveniente, de manera que los tamaños más pequeños rellenen los vacíos entre los bloques grandes y se logre una mejor trabazón entre ellos. La superficie final exterior debe quedar lo más uniforme posible.

El espesor del enrocado no debe ser menor que el tamaño del enrocado indicado en los husos granulométricos.

El enrocado que se coloque no tendrá una compactación especial excepto el paso de equipos de construcción, cuando sea posible.

**Tabla 2.12.1.3.5.1 Distribución Granulométrica de Enrocados**

Enrocado * D <sub>50</sub> =0.25 m		Enrocado * D <sub>50</sub> =0.50 m		Enrocado D <sub>50</sub> =0.70 m		Enrocado D <sub>50</sub> =0.90 m	
Diámetro (mm)	% acumulado que pasa	Diámetro (mm)	% acumulado que pasa	Diámetro (mm)	% acumulado que pasa	Diámetro (mm)	% acumulado que pasa
500	100	800	100	1200	100	1500	100
400	80 - 100	600	65 - 100	900	60 - 100	1200	60 - 100
275	50 - 70	550	50 - 85	850	50 - 85	1000	40 - 70
200	30 - 45	450	30 - 50	700	30 - 50	600	0 - 20
127	0 - 20	325	15 - 30	600	0 - 30	425	0 - 5
		250	0 - 20	300	0 - 10		

**2.12.1.4 Eliminación de Material Excedente**

**2.12.1.4.1 Descripción**

Consiste en el carguío y la eliminación del material procedente de las excavaciones que resulte excedente y del material inservible. El material será depositado en lugares donde no cree dificultades a terceros, considerándose para ello una distancia máxima de transporte de 1 km.

**2.12.1.4.2 Ejecución**

Se eliminará el material excedente, el cual será cargado y transportado (cargador frontal y volquete) a los botaderos que indique el Ingeniero Supervisor.

Anexo n° 20-Acta de aprobación de tesis

 <b>UCV</b> UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO	<b>ACTA DE APROBACIÓN DE ORIGINALIDAD DE TESIS</b>	Código : F06-PP-PR-02.02 Versión : 08 Fecha : 23-03-2018 Página : 1 de 1
--	--	---

Yo, Dr. CERNA CHAVEZ RIGOBERTO docente de la Facultad de Ingeniería y Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo Chimbote, revisor (a) de la tesis titulada "CAUSAS DE LA SOCAVACION DEL PUENTE HUAMBACHO UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE - PROPUESTA DE MEJORA, DISTRITO DE SAMANCO, ANCASH, 2018", del (de la) estudiante TAMARA AYALA, EDWARTH JOEL, constato que la investigación tiene un índice de similitud de 11% verificable en el reporte de originalidad del programa Turnitin.

El/la suscrito (a) analizó dicho reporte y concluyó que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio. A mi leal saber y entender la tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias establecidas por la Universidad César Vallejo.

Chimbote, 11 de Julio del 2018



.....  
Dr. CERNA CHAVEZ RIGOBERTO

DNI: 32942267

Elaboró	Dirección de Investigación	Revisó	Representante de la Dirección / Vicerrectorado de Investigación y Calidad	Aprobó	Rectorado
---------	----------------------------	--------	---	--------	-----------





# UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

## AUTORIZACIÓN DE LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

CONSTE POR EL PRESENTE EL VISTO BUENO QUE OTORGA EL ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN DE

E. P. Ingeniería Civil

---

A LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN QUE PRESENTA:

EDWARTH JOEL TAMARA AYALA

INFORME TÍTULADO:

“CAUSAS DE LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE HUAMBACHO  
UBICADO EN LA PANAMERICANA NORTE - PROPUESTA DE  
MEJORA, DISTRITO DE SAMANCO, ANCASH, 2018”

---

PARA OBTENER EL TÍTULO O GRADO DE:

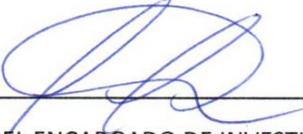
---

INGENIERO CIVIL

SUSTENTADO EN FECHA: jueves, 12 de Julio de 2018

NOTA O MENCIÓN: Dieciocho (18)



  
FIRMA DEL ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN  
DE E. P. INGENIERÍA CIVIL