

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**CONSTRUCCION DE CALZADURAS POR SOCAVACION EN
ESTRIBOS PUENTE CATAHUASI
MONITOREO DE CONSERVACION CARRETERA
CAÑETE – HUANCAYO km 100+000 AL km 115+000**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

HERNÁN ALBERTO DURÁN PARODI

Lima- Perú

2011

INDICE

RESUMEN	2
LISTA DE CUADROS	3
LISTA DE FIGURAS	4
LISTA DE SIMBOLOS	5
INTRODUCCIÓN	6
CAPITULO I.- RESUMEN DEL PERFIL	7
1.1 Objetivo	7
1.2 Antecedentes	7
CAPITULO II.- EVALUACION DEL PUENTE	9
2.1 Descripción del proyecto	9
2.2 Alcance del Informe	17
2.3 Evaluación del estado actual	18
2.3.1 Ubicación	18
2.3.2 Datos Generales	18
2.3.3 Características adicionales del Puente Catahuasi	18
2.3.4 De la Inspección	19
CAPITULO III.- SOCAVACION EN ESTRIBOS	25
3.1 Aspectos generales	25
3.2 Cálculo de la socavación local	29
3.3 Protección frente a la socavación	32
CONCLUSIONES	44
RECOMENDACIONES	45
BIBLIOGRAFIA	48
ANEXOS	49

RESUMEN

El presente informe contiene la evaluación del Puente Catahuasi ubicado en el km 78+700 de la carretera Cañete – Huancayo, los criterios de evaluación corresponden a la Guía de Inspección de Puentes del MTC.

Como resultado de esta evaluación se presenta el puente con problemas de socavación en los estribos proponiendo la solución mejorar el estado actual del puente, siendo la socavación el fenómeno que podría hacer colapsar el puente si no se toman las medidas correspondientes, lo cual causaría la incomunicación de la vía en este sector, dado que no existe una ruta alterna.

Se desarrollará el procedimiento constructivo de calzaduras como alternativa de solución para poder mejorar el estado del puente y corregir el nivel de cimentación de los estribos.

LISTA DE CUADROS

Cuadro N° 2.1	Características Principales del Puente Catahuasi	19
Cuadro N° 3.1	Mecánica de la Socavación General	27
Cuadro N° 3.2	Datos de Diseño	30
Cuadro N° 3.3	Resultados de los Cálculos de la Socavación	32
Cuadro N° R-1	Señales de localización	46
Cuadro N° R-2	Señales de prevención	46
Cuadro N° R-3	Señales restrictivas	47
Cuadro N° A - 1	Valores de la curva Elevación vs Caudal	61
Cuadro N° A - 2	Valores del Ka de Rankine	68

LISTA DE FIGURAS

Figura N° 2.1	Vista Longitudinal Puente Bailey D-S	10
Figura N° 2.2	Vista Frontal Puente Bailey D-S	10
Figura N° 2.3	Paneles Bailey	11
Figura N° 2.4	Pines de Panel	11
Figura N° 2.5	Travesaños	12
Figura N° 2.6	Abrazaderas de travesaño	12
Figura N° 2.7	Puntales	13
Figura N° 2.8	Marcos de Refuerzo	13
Figura N° 2.9	Pernos de cabeza	13
Figura N° 2.10	Pernos de arriostamiento	14
Figura N° 2.11	Varillas Tensoras	14
Figura N° 2.12	Largueros	15
Figura N° 2.13	Tablero	15
Figura N° 2.14	Guardabandas	15
Figura N° 2.15	Abrazaderas de guardabandas	16
Figura N° 2.16	Postes Finales	16
Figura N° 2.17	Soporte o Apoyo del Puente	17
Figura N° 2.18	Placas de base	17
Figura N° 3.1	Sistema de Vórtices Durante la Erosión en un Estribo	29
Figura N° 3.2	Calzaduras por Franjas Horizontales	38
Figura N° 3.3	Esquema de estrechamiento del río	39
Figura N° 3.4	Esquema área de trabajo	39
Figura N° 3.5	Pozo de succión aguas arriba	40
Figura N° 3.6	Primera calzadura en la fila uno	41
Figura N° 3.7	Detalle del encofrado	41
Figura N° 3.8	Segunda calzadura en la fila uno	42
Figura N° 3.9	Primera calzadura en la fila dos	42
Figura N° 3.10	Vista de perfil de las calzaduras	43
Figura N° A-1	Subcuenca Del Río tupe	60

Figura N° A-2	Curva Elevación vs Caudal	63
Figura N° A-3	Perfil del Cauce para $Y = 1.71\text{m}$	64
Figura N° A-4	Esquema de sobrecarga	70

LISTA DE SÍMBOLOS

A	área de la sección transversal del flujo
B	ancho de la calzada
B'	ancho de la calzada
c	cohesión del suelo
D_H	Profundidad hidráulica
DS	viga doble – piso simple
Fr₁	número de Froude en la llanura
FS_(volteo)	factor de seguridad contra el volteo
FS_(deslizamiento)	factor de seguridad contra el deslizamiento
FS_(cap de carga)	factor de seguridad contra la capacidad de carga
F_{cd}	factores de profundidad debido a la cohesión
F_{qd}	factores de profundidad debido al esfuerzo
F_{Yd}	factores de profundidad debido al peso específico
F_{ci}	factores de inclinación de la carga debido a la cohesión
F_{qi}	factores de inclinación de la carga debido al esfuerzo
F_{Yi}	factores de inclinación de la carga debido al peso específico
g	aceleración de la gravedad
H	profundidad
K_a	coeficiente activo de Rankine
K₁	coeficiente de forma
K₂	coeficiente por ángulo que forma el estribo respecto del flujo
km	kilometro
L'	longitud del flujo obstruido por el estribo proyectada normalmente al flujo
m	metro
m²	metro cuadrado
m³/s	metro cubico sobre segundo
N_c	factores de capacidad de carga debido a la cohesión
N_q	factores de capacidad de carga debido al esfuerzo
N_Y	factores de capacidad de carga debido al peso específico
P_a	fuerza activa de Rankine

q	sobrecarga
q'	esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación
q_u	carga última del suelo
q_{máx}	presiones máximas
T	ancho de la lámina libre
T_r	periodo de retorno
V	velocidad media
V_r	velocidad real
V_e	velocidad erosiva
y_a	tirante en la llanura
y_s	socavación local en estribos
z	altura
γ	peso específico del suelo
θ	ángulo que forma el estribo con respecto a la dirección del flujo
φ	ángulo de fricción del suelo
σ'_a	presión efectiva de Rankine
τ_f	resistencia cortante del suelo
ΣF_R	suma de las fuerzas resistentes horizontales
ΣF_d	suma de las fuerzas actuantes horizontales
ΣM_R	suma de los momentos que tienden a resistir el volteo
ΣM_o	suma de los momentos que tienden a volcar la estructura
ΣV	suma de las fuerzas verticales

INTRODUCCIÓN

El presente Informe de Suficiencia tiene por objetivo realizar la evaluación del Puente Catahuasi mediante la Guía de Inspección de Puentes del Ministerio de Transporte y Comunicaciones. Como resultado de la evaluación se recomendarán las obras necesarias para mejorar las condiciones del puente así como también asegurar la debida transitabilidad para los conductores que usen el puente.

Se enfocará de manera especial el tema de socavación en el Puente Catahuasi dado que es el efecto más perjudicial y que el riesgo que conlleva este es la posible falla de la estructura.

En este informe se muestra la evaluación de las condiciones del puente usando una metodología práctica y propone soluciones producto de la evaluación. Para ello este informe se ha dividido en tres capítulos.

El capítulo I describe las generalidades de la carretera y el tramo en estudio, se describe en forma general sobre el contrato de conservación por niveles de servicio de la carretera en mención.

En el capítulo II se detalla los elementos de un puente Bailey Doble Simple y se describe el puente en su condición actual.

En el capítulo III se explica los conceptos relacionados a la socavación producida en los estribos, una forma empírica para determinar este proceso y el desarrollo constructivo de la solución recomendada.

CAPÍTULO I.- RESUMEN DEL PERFIL

1.1 Objetivo

El "Proyecto Perú" considera como objetivo en su plan de mejoramiento de la carretera Cañete - Yauyos - Chupaca, elevar su nivel de serviciabilidad de manera que esta ruta se convierta en la alternativa para la Carretera Central, la cual ya no satisface la demanda actual por el incremento de tránsito vehicular.

El objetivo mencionado en el párrafo anterior se espera lograr mediante contratos de conservación de carreteras, la cual consta de una primera etapa de puesta a punto y una segunda etapa de conservación rutinaria y periódica de la carretera.

El objetivo de mejorar la serviciabilidad a la vía está asociado también con mejoras económicas de todas las localidades a lo largo de la vía ya que de esta manera podrán tener mejor oferta y demanda de los productos, los tiempos de viajes se verán reducidos y se tendrá la vía operativa constantemente.

Mantener la vía en funcionamiento demanda que los puentes a lo largo de la vía no deben ser interrumpidos ni restringidos por la falta de mantenimiento.

El presente Informe de Suficiencia se basa en la evaluación del Puente Catahuasi, ubicado en la progresiva km 78+700 bajo los lineamientos de la Guía de Inspección de Puentes del MTC y tratando de manera puntual la socavación presentada en los estribos del puente dado que es el problema principal del Puente Catahuasi.

1.2 Antecedentes

PROVIAS NACIONAL a través de PROYECTO PERU trata de mejorar la RED VIAL NACIONAL en caminos de bajo nivel de tránsito con el fin de mejorar de manera integral la situación actual de los poblados que se encuentran bajo la influencia de la vía. Por tal motivo PROVIAS NACIONAL ha tomado la decisión

de Tercerizar la Conservación de la Red Vial Nacional por Niveles de Servicio, poniendo en marcha el proyecto piloto **“Servicio de Conservación Vial por Niveles de Servicio de la Carretera Cañete – Lunahuaná – Pacarán Chupaca y Rehabilitación del Tramo Zúñiga – Desvío Yauyos – Ronchas”** de la ruta RN22.

Con el fin de alcanzar un adecuado nivel de transitabilidad mediante la ejecución permanente de actividades de conservación rutinaria, conservación periódica, reparaciones menores, atención de emergencias, puesta a punto y cambio de estándar de la vía se propone integrar a los departamentos Junín y Lima para mejorar los niveles socio económicos a lo largo de este corredor vial.

De acuerdo al contrato N° 288-2007-MTC/20 celebrado entre PROVIAS NACIONAL y el CONSORCIO GESTION DE CARRETERAS (CGC), suscrito el 27 de diciembre del 2007 bajo el nombre “Conservación por niveles de Servicio de la Carretera: Cañete –Lunahuaná – Pacarán - Chupaca y de la Rehabilitación del Tramo Zúñiga – Desvío Yauyos – Ronchas” se viene realizando obras de conservación y rehabilitación por un periodo de tres años y se continuará por un lapso de dos años más.

El Consorcio está conformado por la compañía ICCGSA (Ingenieros Civiles y Contratistas Generales S.A.), Corporación Mayo SAC y Empresa de Mantenimiento Vial La Marginal S.R.L. y su contrato asciende a S/.131'589,139.31 nuevos soles.

Es preciso tener presente que este es el primer contrato hecho en Perú bajo la modalidad de niveles de servicio mediante el cual se transfiere la responsabilidad al sector privado de la conservación y el buen funcionamiento de la vía, por lo que es necesario mejorar los términos de los contratos para poder alcanzar los objetivos esperados a precios razonables.

CAPITULO II.- EVALUACION DEL PUENTE

2.1 Descripción del Proyecto

El Puente Catahuasi forma parte de la ruta 22 de la Red vial del Perú, ubicado en el km 78+700 de la carretera Lunahuaná – Desvío Yauyos – Chupaca perteneciente al departamento de Lima.

La carretera Lunahuaná – Desvío Yauyos – Chupaca pertenece a las vías de bajo volumen de tránsito; sin embargo es fundamental para el desarrollo socio económico de este sector. Gran parte de la población ubicada en esta área pertenece al sector rural y es importante de mantener la transitabilidad de manera eficiente y segura; entre otros aspectos debe considerarse el mantenimiento de los puentes pertenecientes a esta vía.

Mediante el Puente Catahuasi se hace la entrada al centro poblado del mismo nombre; es un puente Bailey extra-ancho del tipo doble – simple (viga doble – piso simple con abreviatura D-S).

Foto N° 01: (Vista satelital del puente Catahuasi)



Figura N° 2.1 Vista Longitudinal Puente Bailey D-S

(Fuente: Ministerio de Guerra, "Puente Bailey")

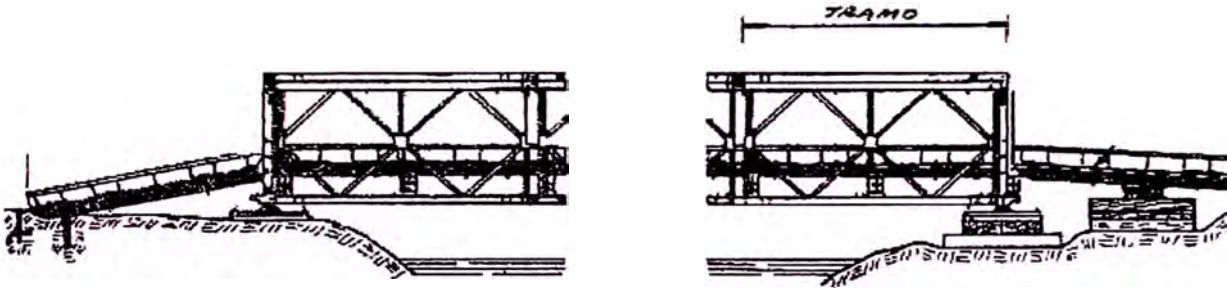


Figura N° 2.2 Vista Frontal Puente Bailey D-S

(Fuente: Ministerio de Guerra, "Puente Bailey")



El tablero es de madera. Los paneles, postes, travesaños y vigas de la rampa son de acero. Todas las otras partes son de acero estructural al carbono. Todas las uniones son soldadas.

Tiene cinco largueros sencillos a lo largo del puente.

- Paneles

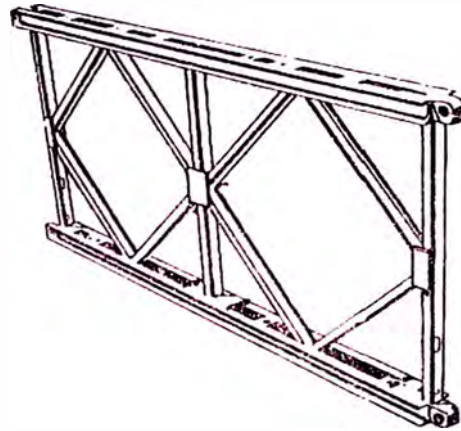
Son los que trabajan como vigas siendo los elementos básicos de los puentes Bailey.

Figura N° 2.3 Paneles Bailey

(Fuente: Ministerio de Guerra, "Puente Bailey")

Dimensiones

Longitud	3.05 m
Altura	1.53 m
Ancho	16 cm
Peso	262.3 kg



- Pines de Panel

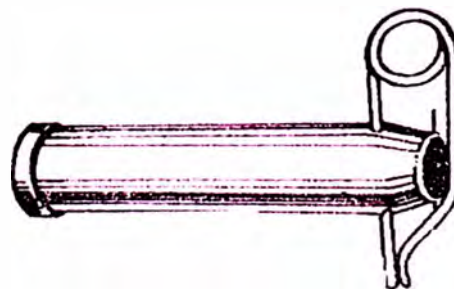
Son de dos clases, cortos y largos. Tienen un extremo cónico con un alojamiento para el seguro del pin en la cabeza tienen una ranura que debe mantenerse paralela a los cordones horizontales en el montaje. Los pines largos tienen las siguientes dimensiones:

Figura N° 2.4 Pines de Panel

(Fuente: Ministerio De Guerra, "Puente Bailey")

Dimensiones

Longitud	21 cm
Altura	4 cm
Ancho	2.7 kg



- Travesaños

Son vigas de acero en forma de doble "T". Sus dimensiones son de 4,75 m de longitud y 0,11 m de ancho en las alas; tienen un peso de 280 kilogramos. Se

necesitan ocho hombres para cargarlo. En la base tienen seis huecos en los cuales se acondicionan las espigas del panel.

En la parte superior llevan seis aletas de fijación de los largueros; dos ojales en los extremos laterales para colocar los soportes de la pasarela y en la parte superior una aleta con un orificio para dar cabida al dispositivo del puntal.

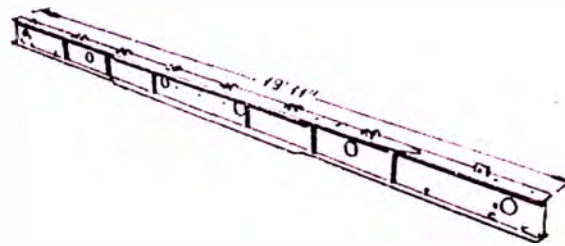
Los travesaños descansan en la base de los paneles y son asegurados por grapas o abrazaderas. Van colocadas con una separación de 152.4cm, en un extremo y en la mitad de cada panel.

Figura N° 2.5 Travesaños

(Fuente: Ministerio De Guerra, "Puente Bailey")

Dimensiones

Longitud	4.75 m
Ancho	0.11 m
Peso	280 kg



- Abrazaderas de Travesaño

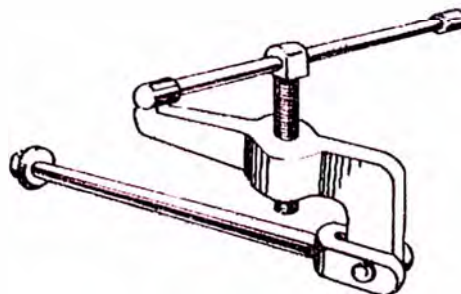
Son grapas con tornillos de bisagra, se emplean para sujetar los travesaños contra el montante del panel y al mismo tiempo asegurarlos sobre su base.

Figura N° 2.6 Abrazaderas de travesaño

(Fuente: Ministerio de Guerra, "Puente Bailey")

Dimensiones

Altura	0.33 m
Ancho	0.2 m
Peso	3 kg



- Puntales

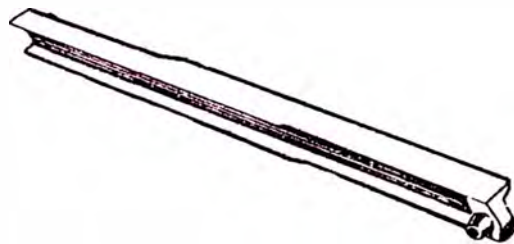
Se emplean para arriostrar los paneles y travesaños, evitan que los paneles se caigan. Se fijan mediante pernos de cabeza, son de forma de doble T.

Figura N° 2.7 Puntales

(Fuente: Ministerio de Guerra, "Puente Bailey")

Dimensiones

Altura	1.1 m
Peso	10 kg



- Marcos de Refuerzo

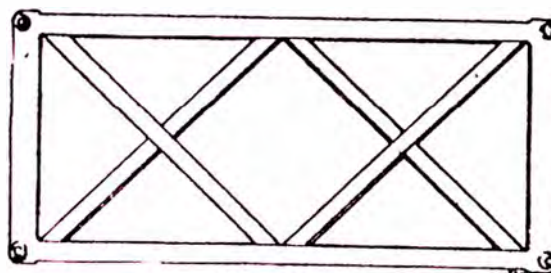
Son de forma rectangular, se emplean para arriostrar los paneles en los puentes de doble armadura. Se ensamblan por medio de pernos de cabeza, horizontalmente en la parte superior de los paneles y verticalmente en los extremos de las armaduras de dos y tres pisos.

Figura N° 2.8 Marcos de Refuerzo

(Fuente: Ministerio de Guerra, "Puente Bailey")

Dimensiones

Longitud	1.3 m
Ancho	0.5 m
Peso	29 kg

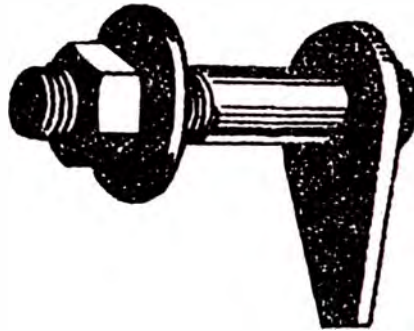


- Pernos de cabeza

Consisten en una cabeza con aleta, perno y tuerca. Se emplean para unir los puntales a los travesaños y paneles, asegurar los marcos de refuerzo en los puentes de doble armadura y asegurar las placas de unión.

Figura N° 2.9 Pernos de cabeza

(Fuente: Ministerio de Guerra, "Puente Bailey")

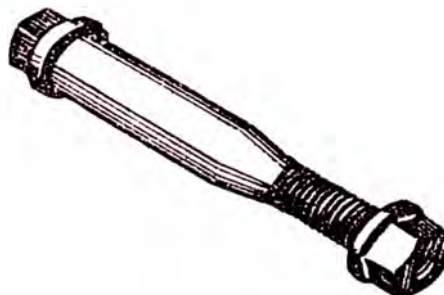


- Pernos de arriostramiento

Constan de una cabeza y espiga en un extremo y, tornillo y tuerca en el otro. Se usa para unir los paneles en armaduras de doble piso.

Figura N° 2.10 Pernos de arriostramiento

(Fuente: Ministerio de Guerra, "Puente Bailey")



- Varillas tensoras

Son de acero con articulación en el centro, se tensionan mediante un torniquete. Pesan 31 kg. En cada extremo tienen un orificio por donde es introducido un pasador el mismo que es asegurado por una cadena para fijarlo a los paneles. Las varillas tensoras hacen el puente más estable transversalmente.

Figura N° 2.11 Varillas Tensoras

(Fuente: Ministerio de Guerra, "Puente Bailey")



- Largueros

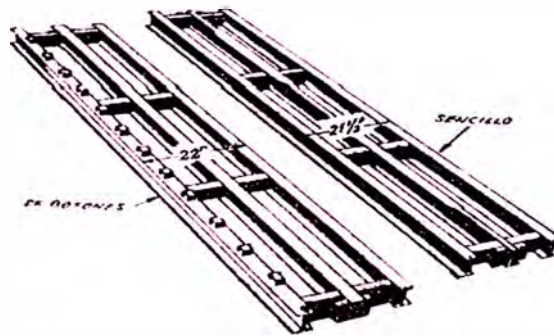
Soportan la calzada del puente. Cada larguero consta de tres vigas en forma de doble "T" de 3.05 m de longitud soldadas a un travesaño. Hay dos tipos de largueros: los sencillos que pesan 118 kg y los de botones que pesan 121 kg. Cada tramo del puente lleva seis largueros (cuatro sencillos al centro y dos de botón, uno a cada lado del puente). Los largueros son asegurados a los travesaños por medio de aletas que encajan en las ranuras de los travesaños.

Figura N° 2.12 Largueros

(Fuente: Ministerio de Guerra, "Puente Bailey")

Dimensiones

<i>Longitud</i>	3.05 m
<i>Ancho</i>	0.56 m
<i>Peso</i>	118 kg
	121 kg



- Tablero

Está constituido por tablonces que forman la superficie del puente. Tienen rebajos en los extremos para alojarse entre los botones de los largueros; son fijados por las guardabandas.

Figura N° 2.13 Tablero

(Fuente: Ministerio de Guerra, "Puente Bailey")

Dimensiones

<i>Longitud</i>	3.5 m
<i>Ancho</i>	0.2 m
<i>Espesor</i>	0.05 m



- Guardabandas

Son piezas de acero que se pueden reemplazar por durmientes de madera. Van aseguradas a los largueros de botón por cuatro grapas de tipo "J".

Figura N° 2.14 Guardabandas

(Fuente: Ministerio de Guerra, "Puente Bailey")

Dimensiones

Longitud	3.05 m
Altura	0.21 m
Peso	58 kg

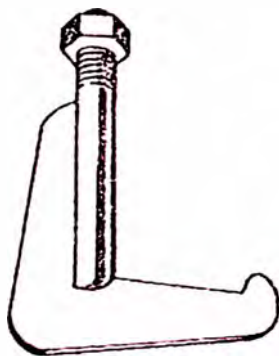


- Abrazaderas de guardabandas

Constan de cuerpo, tornillo y tuerca. Sirven para sujetar los guardabandas a los largueros, tienen forma de "J"

Figura N° 2.15 Abrazaderas de guardabandas

(Fuente: Ministerio de Guerra, "Puente Bailey")



- Postes finales

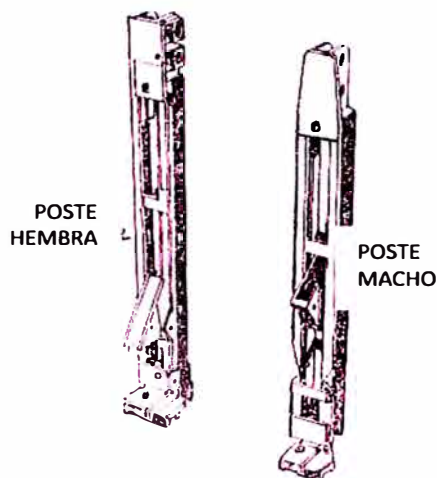
Son columnas de láminas de acero en forma de "U". Los hay de dos clases; macho y hembra. Se emplean en los extremos del puente; y tienen un peldaño donde descansa el travesaño exterior de los paneles en los extremos del puente.

Figura N° 2.16 Postes Finales

(Fuente: Ministerio de Guerra, "Puente Bailey")

Dimensiones

Longitud	
Altura	152 m
acanaladura	0.1 m
Peso	55 kg

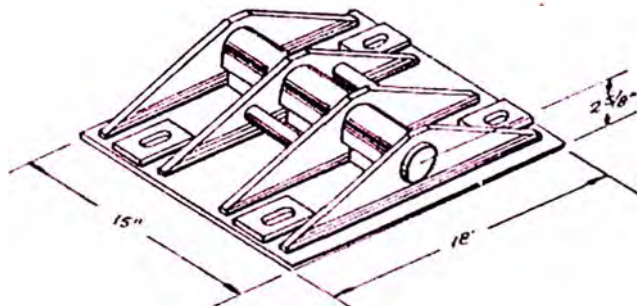


- Soportes o apoyos del puente

Consiste en un eje donde descansan las espigas de los postes finales del puente y una base con orificios para clavarla al piso.

Figura N° 2.17 Soporte o Apoyo del Puente

(Fuente: Ministerio de Guerra, "Puente Bailey")



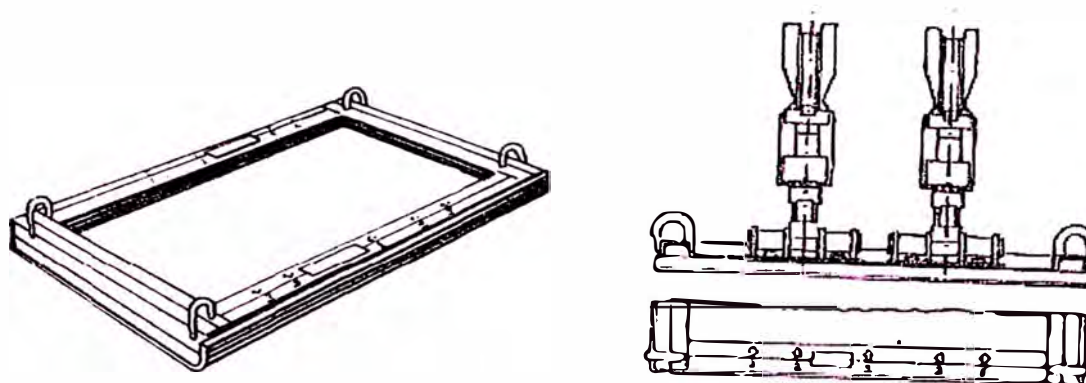
- Placas de base

Las placas de base son un conjunto rectangular de acero soldado con lados sobrepuestos, poseen anillos para el transporte en cada ángulo. Son usados bajo los apoyos finales para distribuir el peso del puente sobre el terreno o el emparrillado. El área del fondo de la placa es de 1.24 m². Pesan 173 kg y son lo

suficientemente grande para acomodar los soportes para un puente de simple, doble o triple armadura.

Figura N° 2.1.18 Placas de base

(Fuente: Ministerio de Guerra, "Puente Bailey")



2.2 Alcance del Informe

El alcance del informe es realizar recomendaciones en relación a las observaciones producto de la inspección poniendo especial énfasis en la socavación de los estribos para lo cual se describe el procedimiento constructivo de las calzaduras.

La Guía de Inspección de Puentes tiene un carácter cualitativo predominantemente por lo que el informe sigue esos lineamientos a pesar de que se presenta un desarrollo cuantitativo en algunos puntos.

Se desarrolla los formatos de la Guía de Inspección de Puentes para el Puente Catahuasi siguiendo los procedimientos técnicos estandarizados.

2.3 Evaluación del Estado Actual

La inspección y evaluación del tramo de la carretera Cañete – Huancayo km 100+000 al km 115+000 y el Puente Catahuasi en el km 78+700 se realizó durante la visita efectuada el día 15 mayo del 2010, para cumplir con las metas establecidas y posteriormente el trabajo de gabinete correspondiente.

2.3.1 Ubicación

El Puente Catahuasi se ubica en:

- Departamento : Lima
- Provincia : Yauyos
- Distrito : Catahuasi
- Progresiva : 78+700km
- Carretera : Cañete – Huancayo
- Ruta : N 22

2.3.2 Datos Generales

- Nombre : Puente Catahuasi
- Puente sobre : Río Tupe
- Tipo : Modular Bailey DS
- Longitud : 18.30 m
- Sobrecarga diseño : HS-2016

2.3.3 Características adicionales del Puente Catahuasi

Las características geométricas corresponden a un puente Bailey DS (doble-simple); los componentes de un puente Bailey fueron descritos en el ítem 2.1. Ver plano esquemático del puente Catahuasi en el Anexo VI.

Su longitud es de 18.30 m compuesto por cuatro filas de seis paneles Bailey cada una. Es un puente simplemente apoyado de un solo tramo que descansa sobre estribos de concreto ciclópeo a cada lado del río.

Las características principales se resumen en el siguiente cuadro:

Cuadro N° 2.1 Características Principales del Puente Catahuasi

(Fuente: Elaboración propia)

TIPO DE PUENTE	CARACTERISTICAS					
	MATERIAL	CONDICIONES BORDE	SECCION TRANSVERSAL	PERALTE h	UBICACIÓN TABLERO	GEOMETRÍA PLANO
MODULAR	ACERO	SIMP. APOYADO	DOBLE T	CONSTANTE	TAB. INFERIOR	RECTO

2.3.4 De la Inspección

En el Anexo I se encuentra las fichas de inspección según la Guía de Inspección de Puentes. A continuación se verá los criterios que generaron la evaluación considerando que se encuentra en un estado de conservación regular.

Los elementos primarios (estructura Bailey) se encuentra con sus secciones completas, están bien alineadas a lo largo de su eje y a simple vista no ha perdido su contra flecha.

Foto N° 02: (Vista panorámica hacia aguas arriba)



Foto N° 03: (Alineación del puente)



La presencia de basura en el estribo derecho indica la falta de mantenimiento del puente así como también la falta de concientización por parte de las autoridades

hacia la población acerca de la basura, generando deterioro en la estructura y un foco infeccioso para la sociedad, así como la contaminación del río.

Foto N° 04: (Vegetación en estribos y basura)



Foto N° 05: (Basura en los estribos)



La basura que se arroja al puente está en contacto con la estructura, generando corrosión; además, esta conlleva en el tiempo a la pérdida de sección y con ello al posible colapso del puente. La acumulación de material granular en los estribos está tapando los apoyos, de tal forma que no se genera la articulación debida cuando los vehículos pasan, generando esfuerzos indebidos; esta generación de esfuerzos causa deformaciones plásticas en la estructuras. Esto denota la importancia de efectuar trabajos de limpieza periódicos.

Foto N° 06: (Basura en estructura metálica)



Foto N° 08: (Material granular en apoyo)



Foto N° 07: (Basura en el puente)



Foto N° 09: (Material granular bajo el puente)



Otro tema resaltante es el de la pintura, la cual se encuentra descascarándose (pintura esmalte o de acabado) dejando expuesta a la pintura base; también se observó una rotura en la pintura acompañada por manchas de oxidación lo que indica la posible existencia de una grieta de fatiga.

Foto N° 10: (Pintura en mal estado)



Los paneles Bailey respecto al eje del puente se encuentran bien alineados y el maderamen está en perfectas condiciones.

Foto N° 11: (Alineamiento de sus elementos)



Foto N° 12: (Tablero de madera)



En cuanto a la cimentación, el problema encontrado es la socavación local que se presenta en los estribos, la cual es la principal causa por la que los puentes fallan y es la de mayor preponderancia en el Puente Catahuasi. El tema es tratado con mayor detalle en el siguiente capítulo así como en el Anexo II.

Foto N° 13: (Socavación en estribos)



Foto N° 14: (Socavación en estribos)



En el tema de seguridad vial, hacen falta señales verticales (señales de reglamentación, señales de prevención y señales de información); en cuanto a las señales horizontales (marcas en el pavimento) estas existen pero ya necesitan mantenimiento.

Foto N° 15: (Acceso izquierdo)



Foto N° 16: (Acceso derecho)



En el acceso izquierdo se ubican dos muretes de contención contra choques los cuales se encuentran muy pegados al puente; son pequeños, están en mal estado y no están pintados con pintura reflectiva, lo cual podría generar accidentes en horas de poca visibilidad. En el acceso derecho no existen estos elementos de seguridad.

Foto N° 17: (Muretes en acceso izquierdo)



Foto N° 18: (Muretes en acceso izquierdo)



Se observó gran cantidad de bolonería (hasta 1m aproximadamente de diámetro) en el cauce del río, tanto aguas arriba como aguas abajo del puente y también debajo de este.

Foto N° 19: (Bolonería vista aguas abajo)



Foto N° 20: (Bolonería vista aguas arriba)



En Diciembre de 2008 el Puente Catahuasi tuvo un mantenimiento realizado por la empresa GL Ingenieros Consultores SRL, el cual fue financiado por la Compañía Eléctrica El Platanal S.A.

Foto N° 21: (Cartel de mantenimiento)



Foto N° 22: (Cartel de mantenimiento)



CAPITULO III.- SOCAVACIÓN EN ESTRIBOS

3.1 Aspectos Generales

Analizando la diferencia entre socavación y erosión dado que es muy frecuente usar indistintamente estos términos aún cuando se refieren a fenómenos distintos. Según DICCIONARIO DE LA LENGUA ESPAÑOLA - Vigésima segunda edición tenemos:

Erosión.

(Del latín erosio, -ōnis, roedura).

1. f. Desgaste o destrucción producidos en la superficie de un cuerpo por la fricción continua o violenta de otro. Usado también en sentido figurado.
2. f. Desgaste de la superficie terrestre por agentes externos, como el agua o el viento.

Socavar.

(De so³ y cavar).

1. tr. Excavar por debajo algo, dejándolo en falso. Usado también como pronominal.

No se puede dejar de mencionar aspectos hidráulicos asociados a los puentes en su forma general aunque solo se trate el tema de socavación dado que los puentes hay que concebirlos como obras hidráulicas cada vez que se tiene que superar tramos con presencia de agua en la vía.

El primer paso es conocer la dinámica del río, específicamente en el lugar donde se ubica el puente; ese tramo en especial se debe considerar para las evaluaciones sin perder de vista el comportamiento del río en el tiempo, tanto aguas arriba como aguas abajo.

El segundo punto a tomar en consideración está asociado al caudal de diseño que se va a utilizar para realizar los cálculos, debe tenerse en cuenta que la selección se basa en una avenida de periodo de retorno de 100 años por tratarse

de un puente como elemento estructural y realizar una comprobación con una avenida de periodo de retorno de 500 años.

El caudal es calculado mediante la fórmula para los ríos de las Cuencas del Pacífico Central para un periodo de retorno de 500 años.

También hay otras características que están ligadas al momento de hacer el diseño del puente y se deben tener presente cuando se realiza el mantenimiento del puente, estas características son: la alineación del puente con relación al flujo de la corriente, el emplazamiento del puente, la luz y altura del tablero.

Se describe a continuación los tipos de socavación; sólo se tocará el tema de socavamiento local en estribos con mayor detalle dado que es este tipo de socavación el que se produce en el Puente Catahuasi.

a) Socavación normal

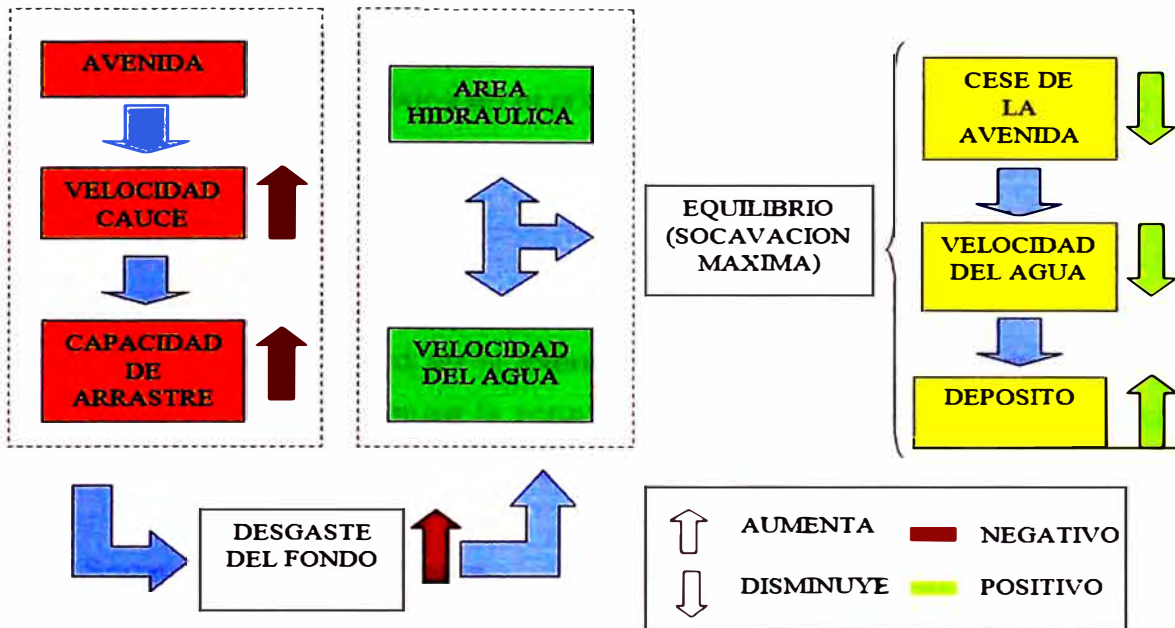
El descenso del fondo del río producido por una creciente generando un aumento en la capacidad de arrastre de material sólido que en ese momento adquiere la corriente, en virtud de su mayor velocidad.

La erosión del fondo de un cauce definido, por el cual discurre una corriente, es una cuestión de equilibrio entre el aporte sólido que pueda traer el agua a una cierta sección y el material que sea removido por el agua de la misma sección.

En avenidas aumenta la velocidad del agua y, por lo tanto, la capacidad de arrastre. La socavación se produce allí o no al puente.

Cuadro N° 3.1 Mecánica de la Socavación General

(Fuente: Elaboración propia)



Condición de arrastre:

$$V_r > V_e$$

V_r : velocidad real

V_e : velocidad erosiva

b) Socavación por contracción

Se produce la socavación por contracción debido al aumento en la capacidad de arrastre de sólidos que adquiere una corriente cuando su velocidad aumenta por efecto de una reducción de área hidráulica en su cauce.

El efecto es muy importante en puentes, donde por lo común y por razones de economía suelen ocurrir las mencionadas reducciones, si bien puede presentarse en otros lugares del curso del río, en que un estrechamiento más o menos brusco tenga lugar.

c) Socavación en curvas

Este efecto se produce cuando el río describe una curva en su borde más alejado del centro de curvatura, producto de que el flujo tiene mayor velocidad en la parte externa que en la parte interna de la curva. La consecuencia es que la capacidad de arrastre de sólidos en el primer caso es mayor que en el segundo y la profundidad de erosión es mayor en la parte del cauce exterior a la curva que en la interior.

Se debe tener especial consideración en puentes ubicados en curvas de río ya que al disminuir la velocidad en el interior de la curva aumenta el depósito en esta zona y, por ello, disminuye la zona útil para el flujo del agua, en tanto que en el exterior, al aumentar la profundidad y el área hidráulica, aumenta el caudal.

d) Socavación local en pilares

El colocar un pilar en el cauce de un río da lugar a que se produzcan cambios hidráulicos en esa zona, conllevando a producir cambios en su capacidad de arrastre de sólidos. Si la capacidad de arrastre supera localmente el aporte del gasto sólido del río, ocurrirá en el pilar una socavación local.

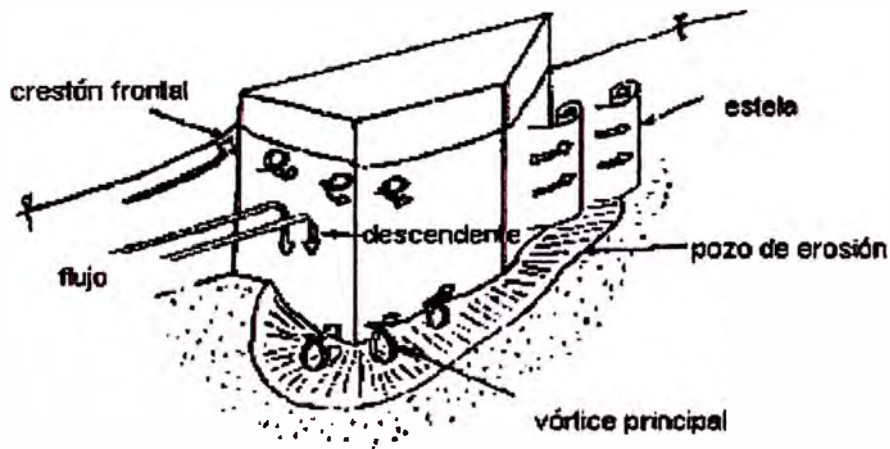
e) Socavación local en estribos

El concepto de la socavación en estribos es similar a la que ocurre en la socavación local en pilares con la salvedad que los cálculos difieren.

El avance del estribo de un puente o espigón en el canal principal crea una obstrucción y una perturbación al estado de equilibrio del transporte de sedimento en un río aluvial. El flujo se acelera en la cara de aguas arriba del obstáculo a medida que pasa por él. La estela se forma atrás, en la parte frontal (cara aguas arriba del obstáculo) se generan vórtices de eje horizontal que provocan la gran socavación en esa zona. Los vórtices de estela son de eje vertical y provocan una socavación menor, ver Figura N° 3.1. El resultado es la socavación alrededor del estribo.

Figura N° 3.1. Sistema de Vórtices Durante la Erosión en un Estribo

(Fuente: Hidráulica de las Obras Viales)



Una vez que se ha formado la fosa de socavación, este es dependiente del sistema de vórtices y del flujo descendente asociado, el cual se desarrolla a la cabeza del estribo. El flujo descendente actúa como un chorro vertical chocando y erosionando el sedimento del lecho.

3.2 Cálculo de la socavación local en estribos

Los cálculos a efectuar para la determinación de la socavación se basan en valores empíricos y la experiencia del profesional a cargo, especialmente que se haya tenido experiencia en la zona. De no ser así se tendría que adoptar valores muy conservadores lo cual incrementaría el costo de las soluciones y se tendría que considerar en ese caso efectuar los estudios correspondientes.

Se desarrollará un análisis dimensional basada en la ecuación de Froehlich dado que la recomienda la FHWA (Federal Highway Administration) y que es la de uso solicitado por Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

Se verá más adelante, en el desarrollo del cálculo, que es necesario ciertos valores y en base que la Guía de Inspección de Puentes tiene más un carácter

cuantitativo que cuantitativo se recomienda que para la facilidad de obtener los datos a considerar se realice lo siguiente:

- Verificar las marcas que deja el agua en los estribos a modo de determinar cuál fue el tirante más alto.
- Preguntar a la gente de la localidad cual fue la altura máxima alcanzada por las aguas del río y en qué año se produjo.
- Tratar de conseguir información en instituciones que tengan relación con los datos a necesitar. Ejm: SENAMHI, estudios realizados antes, expedientes de obras hidráulicas aledañas, etc.

Los datos del Cuadro N° 3.2, corresponden al cálculo del caudal máximo para una avenida con un periodo de retorno de 500 años según la fórmula de la Cuenca del Pacífico Central y el Método de Nivel vs Caudal Para Canales Naturales, los cálculos se presentan en el Anexo N° II

El uso de la fórmula para determinar el caudal de las Cuencas del Pacífico Central con un periodo de retorno de 500 años se basa en que los impactos hidrológicos que ocasionan los eventos El Fenómeno El Niño/Oscilación Sur (ENOS) incrementó notablemente el interés en la comunidad científica internacional por investigar este fenómeno. Es así que entre el SENAMHI y el IRD (Instituto de Investigación para el Desarrollo) se firma un convenio en enero de 2001 desarrollando un estudio a través de la Dirección General de Hidrología y Recursos Hídricos tomando los trabajos precedentes efectuados en 1999 para el CEREN (Comité Ejecutivo de Reconstrucción El Niño) por la asociación BCEOM-SOFO CONSULT S.A.-ORSTOM, es así como se logró determinar nueve zonas de las cuales la cuenca del río Cañete pertenece a la relación de las Cuencas del Pacífico Central que se muestra a continuación:

$$Q = 0.1658 * A^{0.9919}$$

Donde:

Q = caudal máximo para un periodo de retorno de 500 años

A = área de la cuenca

Cuadro N° 3.2 Datos de Diseño

(Fuente: Elaboración Propia)

Río	Q diseño (m3/s)	V media (m/s)	A (m2)	Tr (años)
Tupe	59.96	2.87	16.38	500

A continuación se presenta la fórmula para el cálculo de la socavación:

Fórmula de Froehlich

$$\frac{y_s}{y_a} = 2,27 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot \left(\frac{L'}{y_a}\right)^{0.43} \cdot Fr^{0.61} + 1$$

y_s = socavación local en estribos

K_1 = coeficiente de forma

$$K_1 = \begin{cases} 1,00 & \text{estribo de pared vertical} \\ 0,55 & \text{estribo de pared inclinada} \end{cases}$$

θ = ángulo que forma el estribo con respecto a la dirección del flujo

K_2 = coeficiente por ángulo que forma el estribo respecto del flujo

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

y_a = tirante en la llanura

L' = longitud del flujo obstruido por el estribo proyectada normalmente al flujo

Fr_1 = número de Froude en la llanura

$$Fr_1 = \frac{V}{\sqrt{g * D_H}}$$

V = velocidad media

g = aceleración de la gravedad

D_H = Profundidad hidráulica (A / T). Siendo "A" el área de la sección transversal del flujo y T el ancho de la lámina libre

Los cálculos correspondientes se encuentran en el Anexo N° II, del cual se puede extraer la siguiente conclusión:

Cuadro N° 3.3 Resultados de los Cálculos de la Socavación

(Fuente: Elaboración Propia)

Fórmula Froehlich	Socavación
Estribo Derecho	2.15 m
Estribo Izquierdo	2.40 m

El estribo está 0.29 m por encima de la lámina libre por lo que la calzada debe llegar $0.29 + 0.44 + 2.15 = 2.88$ m por debajo del estribo donde 0.44 es el valor del tirante en la llanura.

El estribo está 0.06 m por debajo de la lámina libre por lo que la calzada debe llegar $- 0.06 + 0.41 + 2.40 = 2.75$ m por debajo del estribo donde 0.41 es el valor del tirante en la llanura.

Por razones prácticas la calzada en ambos casos será de 3.00 metros por debajo de los estribos.

3.3 Protección Frente a la Socavación

La protección frente a la socavación adoptada es hacer una calzada por debajo de los estribos por niveles, debajo de la socavación total.

Se desarrollará tres hileras horizontales de calzaduras de un 1.00 m de alto, los valores de sus dimensiones para cada una de ellas se encuentran en el Anexo N° III.

El término calzadura se emplea en nuestro país para muros de contención, de gravedad, hechos con carácter provisional.

También para el caso de calzar una cimentación existente, que ha sufrido algún asentamiento, con el objetivo de poder transmitir las cargas actuantes a un estrato mejor.

Para el puente Catahuasi la cimentación no transmite las cargas a través de toda el área de la zapata porque se ha perdido contacto con el terreno de fundación debido a la socavación. Las calzaduras sugeridas tienen el propósito de transmitir estas cargas a un nivel más profundo que los niveles de socavación.

Las calzaduras funcionan como un muro de contención. Los empujes laterales que se presentan sobre un muro de contención depende de:

- Peso unitario del terreno
- Angulo de fricción interno del terreno
- Cohesión del terreno
- Sobrecarga en el terreno

En principio la idea es proponer las dimensiones de la calzadura y empezar a revisar la estabilidad mediante los siguientes pasos:

- Revisión por volteo respecto a la punta de la calzadura
- Revisión de la falla por deslizamiento a lo largo de su base
- Revisión de la falla por capacidad de carga de la base

Cálculo de la presión lateral del suelo

Mediante la teoría de Rankine se hará la determinación de los esfuerzos producidos por el suelo.

La presión activa de Rankine se calcula con la siguiente fórmula:

$$\sigma'_a = \gamma * z * \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) - 2 * c * \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

σ'_a = presión efectiva de Rankine

γ = peso específico del suelo

z = altura

c = cohesión del suelo

ϕ = ángulo de fricción del suelo

El coeficiente de presión de tierra activa de Rankine es:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

Se debe tener en cuenta que cuando la cohesión es nula $c = 0$, la expresión de la presión activa de Rankine se reduce a:

$$\sigma'_a = \gamma * z * K_a$$

La fuerza activa total por longitud unitaria del muro con una sobrecarga q y a una profundidad $z = H$ se expresa:

$$P_a = K_a * q * H + \frac{1}{2} * K_a * \gamma * H^2$$

P_a = fuerza activa de Rankine

K_a = coeficiente activo de Rankine

q = sobrecarga

H = profundidad

Revisión por volteo respecto a la punta de la calzadura

El factor de seguridad contra el volteo respecto de la punta inferior externa se expresa como:

$$FS_{(volteo)} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O}$$

$\sum M_R$ = suma de los momentos que tienden a resistir el volteo
 $\sum M_O$ = suma de los momentos que tienden a volcar la estructura

El valor deseable mínimo del factor de seguridad con respecto al volteo es de 1.5 a 2.

Revisión de la falla por deslizamiento a lo largo de su base

El factor de seguridad contra el deslizamiento se expresa por la ecuación:

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{\sum F_R}{\sum F_d}$$

$\sum F_R$ = suma de las fuerzas resistentes horizontales
 $\sum F_d$ = suma de las fuerzas actuantes horizontales

La resistencia cortante del suelo debajo de la base de la calzadura se representa como:

$$\tau_f = \sigma' * \tan\phi + c$$

τ_f = resistencia cortante del suelo
 σ' = presión efectiva del suelo
 ϕ = ángulo de fricción del suelo
 c = cohesión del suelo

La fuerza resistente máxima que se obtiene del suelo por unidad de longitud de la calzadura a lo largo de la base es:

$$R = \tau_f * (\text{área de la sección transversal}) = \tau_f * (B * 1)$$

Se sabe que:

$$\sigma' * B = \Sigma V$$

σ' = presión efectiva del suelo
 B = ancho de la calzada
 ΣV = suma de las fuerzas verticales

Combinando las ecuaciones resulta que:

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(\Sigma V) * \tan\phi + B * c}{P_o}$$

Revisión de la falla por capacidad de carga de la base

El factor de seguridad contra la falla por capacidad de carga se determina mediante la siguiente expresión:

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{q_u}{q_{\text{máx}}}$$

q_u = carga última del suelo
 $q_{\text{máx}}$ = presiones máximas

Las relaciones para la capacidad última de carga de una cimentación superficial está dada mediante la siguiente expresión.

$$q_u = c * N_c * F_{cd} * F_{ci} + q' * N_q * F_{qd} * F_{qi} + \frac{1}{2} * \gamma * B' * N_y * F_{\gamma d} * F_{\gamma i}$$

c = cohesión
 q' = esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación
 γ = peso específico del suelo
 B = ancho de la cimentación
 e = excentricidad
 $B' = B - 2 * e$
 $F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = factores de profundidad
 $F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = factores de inclinación de la carga
 N_c, N_q, N_y = factores de capacidad de carga

Los factores de forma F_{cs} , F_{qs} , $F_{\gamma s}$ son iguales a uno porque son tratados como una cimentación continua. Por esta razón, los factores de forma no se muestran en la ecuación.

La presión que ocurre en la punta de la calzada es el $q_{\text{máx}}$ y se calcula como sigue:

$$q_{\text{máx}} = \frac{\sum V}{B} * \left(1 + \frac{6 * e}{B}\right)$$

$\sum V$ = suma de las fuerzas verticales

B = ancho de la calzada

e = excentricidad

La presión que ocurre en el talón de la calzada es el $q_{\text{mín}}$ y se calcula como sigue:

$$q_{\text{mín}} = \frac{\sum V}{B} * \left(1 - \frac{6 * e}{B}\right)$$

$\sum V$ = suma de las fuerzas verticales

B = ancho de la calzada

e = excentricidad

Una condición importante es que la excentricidad "e" sea menor que B/6 de lo contrario la expresión $q_{\text{mín}}$ se vuelve negativa.

Se requiere generalmente que el factor de seguridad contra la falla por capacidad de carga sea de 3.

Para esta solución es importante tener en cuenta el comportamiento del suelo sobre todo porque la presencia de agua le quita estabilidad cuando se realiza excavaciones.

La utilización de valores empíricos de la capacidad portante del suelo está sujeta al criterio de la persona a cargo, lo cual dependerá de su experiencia y práctica en la localidad.

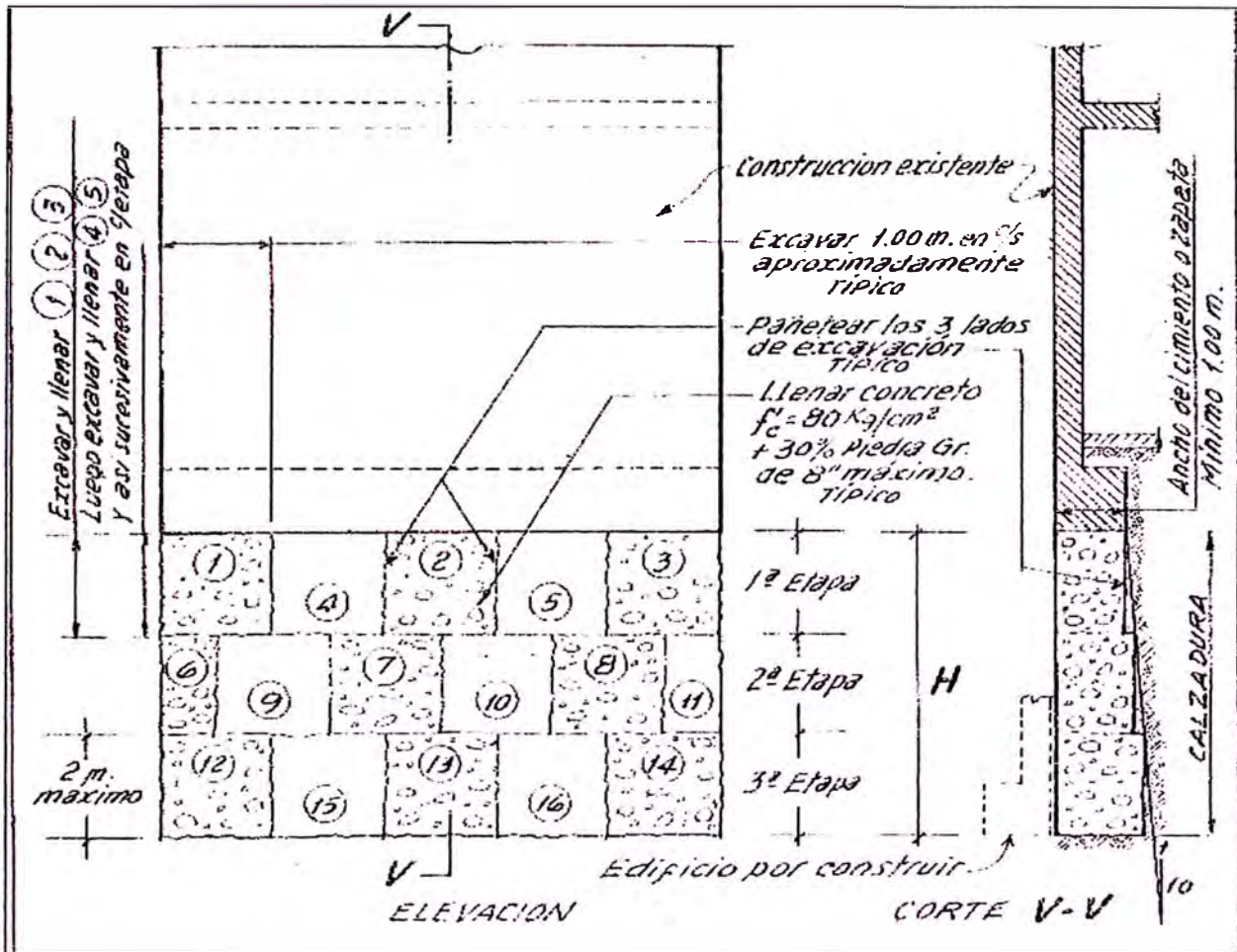
Es conveniente tener presente algunos de los problemas causados por el agua cuando se está construyendo:

- Dificultades constructivas, tanto en la excavación como en la colocación del concreto.
- Asentamientos debidos a saturación de suelos compresibles.
- Reducción de la capacidad portante del suelo al reducirse su resistencia al corte.
- Remoción del suelo debajo de las cimentaciones debido a acciones de bombeo
- En climas muy fríos, fallas debidas a heladas.
- Problemas de licuefacción, en arenas sueltas, con los asentamientos consecuentes.
- Hinchazón o expansión en ciertos tipos de arcillas.
- Efectos de subpresión.

A continuación se presenta un esquema de la secuencia para realizar las calzaduras.

Figura N° 3.2 Calzaduras por Franjas Horizontales

(Fuente: "Construcción de Estructuras – Manual de Obras", Capeco)



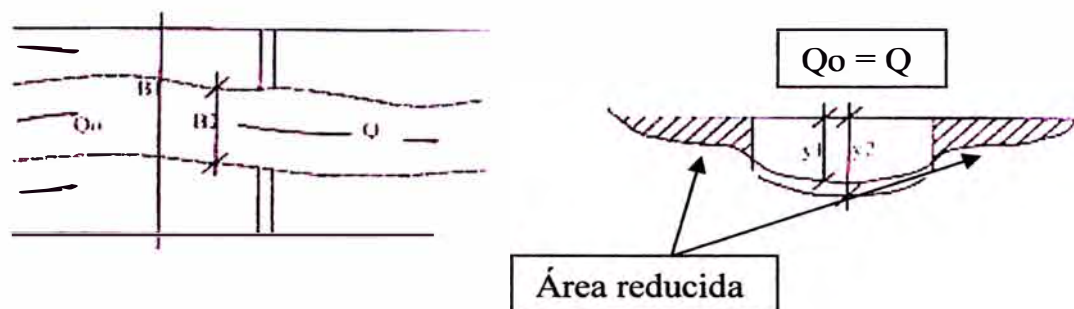
CONSTRUCCION DE CALZADURAS

- 1) Las calzaduras deberán realizarse en los meses de estiaje, abril a noviembre dado que en este tiempo no se producen lluvias severas y el caudal del río es menor.
- 2) Iniciar con la movilización de equipos, personal, materiales, campamento y otros, que sean necesarios para desarrollar los trabajos. El campamento se instalará lo más próximo al área de trabajo.
- 3) Los trabajos se realizarán estribo por estribo uno después de otro de manera independiente, dado que el ancho del río es pequeño y no nos permite tener espacio suficiente para trabajar en forma paralela evitando así

que el río aumente su velocidad debido a la reducción del área hidráulica y con ello se genere un arrastre del material.

Figura N° 3.3 Esquema de estrechamiento del río

(Fuente: Ing. Aranis “Análisis y Diseño de Puentes de Concreto Armado”)

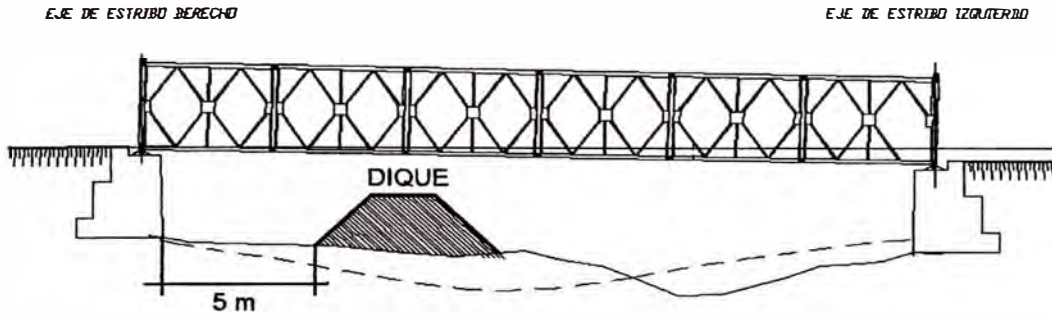


Otro peligro de trabajar de manera simultánea es que el puente se encontrará en funcionamiento mientras se realizan estos trabajos y el paso de los vehículos pesados genera vibraciones y por las características del material (arenas media a gruesa) las cuales no presentan cohesión, son más vulnerables a deslizamientos debido a la presencia del agua.

- 4) Seguidamente se realizará la remoción de escombros, basura y vegetación en el área de trabajo
- 5) A continuación es preciso realizar un levantamiento topográfico de las inmediaciones del puente, realizando los ajustes necesarios a las condiciones reales encontradas en el terreno. Se deberá marcar el terreno con puntos físicos, estacas y monumentación durante la construcción de las calzaduras.
- 6) Remover el material cerca del estribo a modo de formar un dique de tierra que se ubique a cinco metros del estribo, desplazando las aguas del río hacia el otro estribo y quede un área libre de trabajo entre el estribo a calzar y el dique formado.

Figura N° 3.4 Esquema área de trabajo

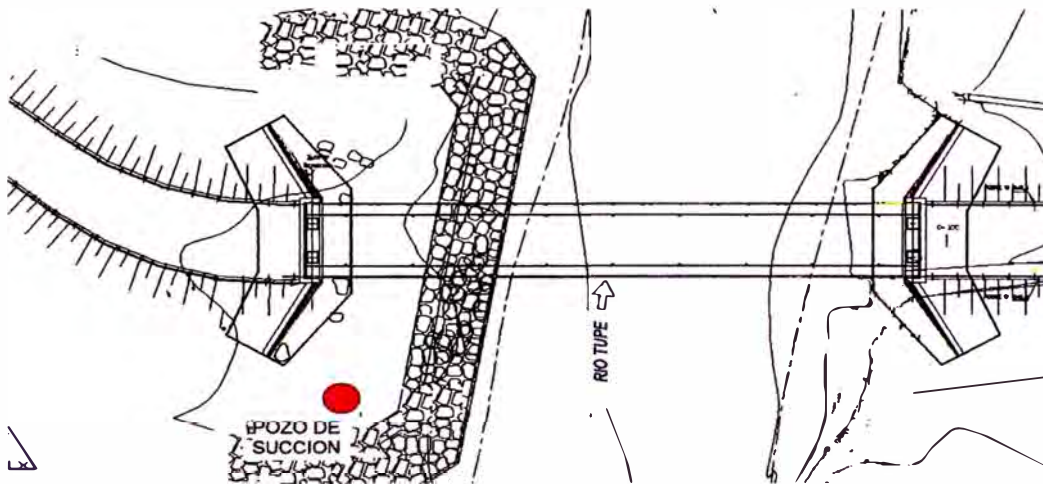
(Fuente: Elaboración Propia)



- 7) Excavar un pozo aguas arriba del estribo que se empleará para deprimir la napa freática y no se tenga presencia de agua durante la excavación de las calzaduras. El pozo debe tener una profundidad mayor en un metro del nivel de cada hilera de calzaduras y para la extracción del agua se usará motobombas.

Figura N° 3.5 Pozo de succión aguas arriba

(Fuente: Elaboración Propia)



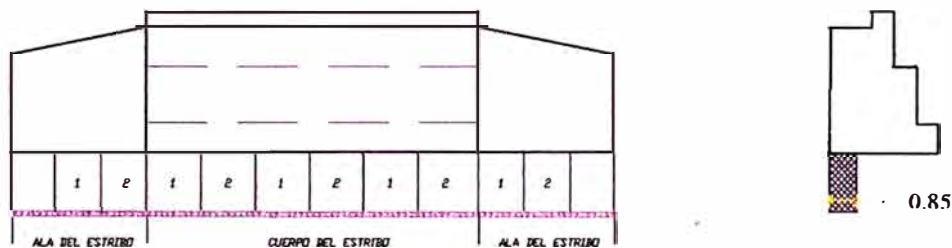
- 8) Una vez terminado el paso siete se procede a excavar por debajo del estribo con mucho cuidado para no agrandar la excavación más de las dimensiones deseadas, hay que tener en cuenta que por ser un suelo granular no presenta cohesión y el hecho que se encuentre húmedo lo hace más vulnerable ante un posible deslizamiento. Se deberá empezar excavando en la parte aguas arriba del estribo dado que este es el lugar por donde se

origina la erosión y por lo tanto la cimentación ya empezó a perder contacto con el suelo de fundación.

- 9) El modo de realizar la excavación es a manera de cajones del ancho y alto de la calzadura por la parte delantera del estribo manteniendo el orden de la Figura N° 3.2,
- 10) Se hace una por debajo del estribo con una profundidad de 0.85 m, la altura de la excavación debe ser de 1.00 m, el ancho de la excavación será de 1.00 m. Simultáneamente se puede hacer otra excavación similar, separada de la primera de manera que el estribo no pierda su sustento y quede libre en segmentos de 1.00 m.

Figura N° 3.6 Primera calzadura en la fila uno

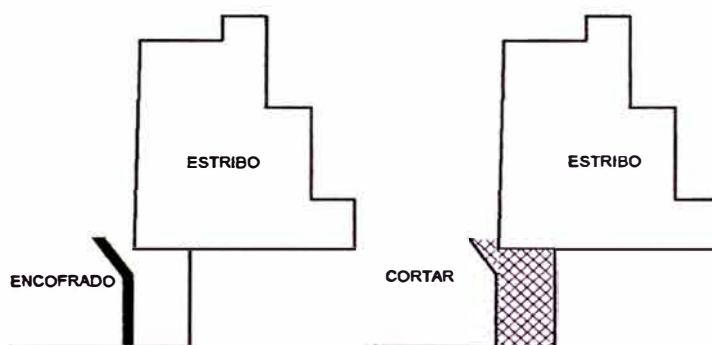
(Fuente: propia)



- 11) El concreto que se usa es un concreto pobre, ciclópeo en proporción 1 de cemento por 10 de hormigón, con un añadido de la denominada piedra grande de 8" máximo de diámetro, tratando que el volumen de éstas represente un 30% del volumen total de la mezcla.
- 12) Generalmente se usa el encofrado con la parte superior inclinado muy bien apuntalado de modo que el nivel superior de esta esté más alto que el nivel del espacio a rellenar ejerciendo presión.

Figura N° 3.7 Detalle del encofrado

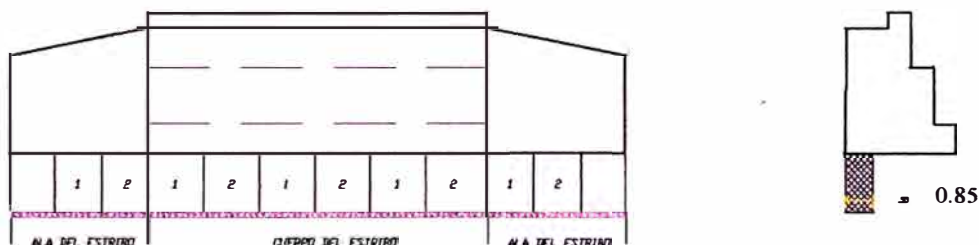
(Fuente: propia)



13) Al día siguiente se debe de empezar con la excavación de las secciones que falta de modo que se descubra toda la zanja de la primera fila de calzadura y así poder realizar el mismo proceso desde el paso ocho para tener completada toda la fila de la primera calzadura.

Figura N° 3.8 Segunda calzadura en la fila uno

(Fuente: propia)

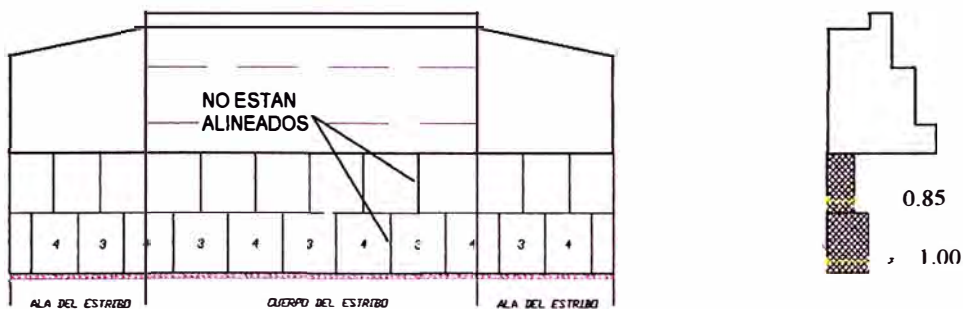


14) Terminada una primera fila de segmentos se comienza con la fila inferior, en está calzaremos a nuestra primera fila ya vaciada. Para continuar con la segunda fila de calzaduras hay que realizar de igual forma como en los pasos anteriores habiendo desencofrado previamente y así sucesivamente.

Los segmentos de la segunda fila deben estar desfasados con los segmentos de la primera fila y así sucesivamente para las filas ubicadas en profundidades mayores.

Figura N° 3.9 Primera calzadura en la fila dos

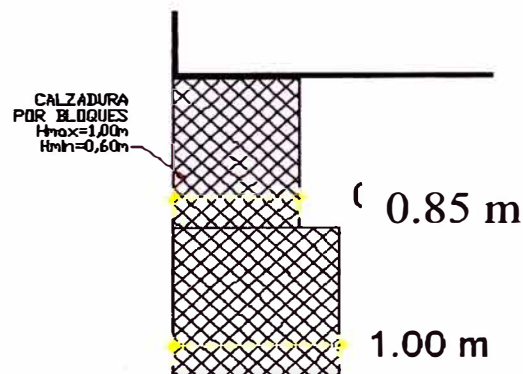
(Fuente: propia)



- 15) Cada fila debe tener un espesor o profundidad diferente, de manera que aumente el espesor en 0.15 m.

Figura N° 3.10 Vista de perfil de las calzaduras

(Fuente: elaboración propia)



- 16) Recordar que un muro de contención hecho sin refuerzo (muro de gravedad), tiene un espesor variable, pudiendo llegar a un ancho equivalente al 50% de la altura del muro. En el caso de las calzaduras el muro se construye de forma independiente, segmento por segmento y dentro de una altura mantenemos un espesor.
- 17) De presentarse deslizamiento se puede controlar con mezcla de cemento y yeso en proporciones iguales y agua para pañetear las paredes al igual como cuando se realiza calicatas.

- 18) De la misma manera se procederá para realizar la calzada en el otro estribo una vez terminado los trabajos en el primer estribo.

CONCLUSIONES

- La condición del puente Catahuasi es regular dado que los elementos primarios están en buen estado y se encuentran alineados con su eje.
- La acumulación de basura, vegetación, escombros y material granular en estribos, elementos estructurales y sus inmediaciones están dañando al puente.
- Las capas de pintura de los elementos del puente Catahuasi se están empezando a deteriorar, levantándose poco a poco dejando expuestos a los elementos metálicos en los cuales se observa manchas de óxido.
- Los estribos presentan socavación aguas arriba y se encuentra un gavión delante del estribo izquierdo que no cumple la función de proteger el estribo por estar ubicado a 1.20m.
- La falta de señalización en el puente tanto horizontal como vertical no permite al usuario tener una buena serviacibilidad de la vía en este tramo y además pone en riesgo a la estructura y la vida de los usuarios.
- Los muretes de protección del puente no están pintados con pintura reflectiva y en las horas de menos luz esto se convierte en un peligro dado que además no se cuenta con iluminación.
- La erosión local en estribos de puentes es un fenómeno complejo debido a la diversidad de variables que intervienen en el proceso (longitud de estribo, velocidad de la corriente, sedimento del lecho, etc.).
- Los mejores métodos, relaciones y fórmulas que se disponen son de carácter semi - empírico y todavía no es posible depositar en ellas un alto grado de confiabilidad.

RECOMENDACIONES

- El estado óptimo de la evaluación debería ser Bueno y dado que hay socavación se recomienda hacer un mantenimiento para alcanzar esta condición. Se recomienda realizar una próxima inspección dentro de dos años después de haber realizado el mantenimiento recomendado.
- Se recomienda remover la basura, vegetación escombros y limpieza del material granular alojado en las estructuras del puente a fin de mantenerlo en buen estado. Es conveniente realizar charlas a la población para depositar la basura en lugares apropiados de manera que no causen daños a las estructuras del puente, ni tampoco contaminen el agua del río Tupe y sobre todo no sea un foco infeccioso para la misma población.
- Se recomienda restaurar la pintura a sus condiciones iniciales de manera que protejan a la estructura metálica al 100%, para ello se debe arenar o realizar un lijado mecánico removiendo la pintura existente. Para el pintado se recomienda un tratamiento de pinturas protectoras del sistema denominado Zinc – Epoxy – Poliuretano.
- Para contrarrestar la socavación se ha recomendado hacer calzaduras de 3.00 en tres hileras de 1.00m y el gavión existente debe ser removido porque delante del estribo causa reducción del área hidráulica.
- Se recomienda colocar las señales verticales y horizontales

Las señales informativas:

Son para guiar al conductor de un vehículo a través de la carretera así como darle a conocer los nombres de los lugares que se encuentran en el camino.

Cuadro N° R-1 Señales de localización
 (Fuente: Elaboración Propia)



Clasificación	Señal	Significado	Cantidad
Señales de localización	(I-18) 	Se utilizan para indicar poblaciones o lugares de interés, tales como: ríos, lagos, nevados, poblaciones, etc.	2

Las señales preventivas:

Se utilizarán para indicar con anticipación la aproximación de ciertas condiciones de la vía o concurrentes a ella que implican un peligro real o potencial que puede ser evitado tomando las precauciones necesarias.

Se incluye también en este tipo de señales las de carácter de conservación ambiental como la presencia de zonas de cruce de animales silvestres o domésticos.

Cuadro N° R-2 Señales de prevención
 (Fuente: Elaboración Propia)


Clasificación	Señal	Significado	Cantidad
Señales de prevención	 P-18	Señal curva pronunciada a la izquierda	1
	 P-40	Señal puente angosto	2

Las señales reguladoras o de reglamentación:

Las señales de reglamentación tienen por objeto indicar a los usuarios las limitaciones o restricciones que gobiernan el uso de la vía.

Cuadro N° R-3 Señales restrictivas

(Fuente: Elaboración Propia)

Clasificación	Señal	Significado	Cantidad
Señales restrictivas	 R-30	Indica la velocidad máxima permitida a la cual podrán circular los vehículos.	2

- Se recomienda pintar los muretes de protección con pintura de tráfico de color amarillo y negro.

BIBLIOGRAFIA

- Aranís García Rossell, César, "Análisis y diseño de Puentes de Concreto Armado – Tomo 1", Editorial del Capítulo de estudiantes ACI de la UNI, primera edición, Setiembre 2006, Lima – Perú
- Belmonte González, Hugo E. "Puentes", , cuarta edición 1990, La Paz – Bolivia
- Capeco, "Construcción de Estructuras Manual de Obras", Editorial Científica S.R.L., segunda edición Octubre de 1980, Lima – Perú
- Juárez Badillo – Rico Rodríguez, "Mecánica de Suelos – Tomo 2", Editorial Limusa S.A., segunda edición 1979 – octava reimpresión 1989, México, 1989
- Juárez Badillo – Rico Rodríguez, "Mecánica de Suelos – Tomo 3", Editorial Limusa S.A., primera edición 1972 – séptima reimpresión 1984, México, 1984
- Ministerio De Guerra, "Puente Bailey", Abril de 1975, Lima - Perú
- Rocha Felices, Arturo, "Introducción a la Hidráulica de las Obras Viales", fondo editorial ICG, primera edición 2009, Lima - Perú
- Ven Te Chow, "Hidráulica de Canales Abiertos", Editorial D`Vinni Editorial LTDA, Febrero de 1997, Santa de Bogotá - Colombia

Páginas de Internet

- Evaluating Scour At Bridges Fourth Edition, Publication No. FHWA NHI 01-001 May 2001
<http://isddc.dot.gov/OLPFiles/FHWA/010590.pdf>
- Manual de Dispositivos de Control del Tránsito Automotor en Calles y Carreteras fue actualizado por el MTC
http://www.mtc.gob.pe/portal/transportes/caminos_ferro/manual/Transito/index.htm
- Real Academia Española, DICCIONARIO DE LA LENGUA ESPAÑOLA - Vigésima segunda edición octubre 2001
<http://www.rae.es/rae.html>

ANEXO N° 01

**TOMA DE DATOS DE LA INSPECCIÓN
DEL PUENTE CATAHUASI**

Anexo N° 01 Toma de Datos de la Inspección Del Puente Catahuasi

1) IDENTIFICACIÓN Y UBICACIÓN			
Nombre Puente : PUENTE CATAHUASI	Tramo :CONTINUO		
Tipo Puente : BAILEY DOBLE SIMPLE	Dpto. Político : LIMA		
Sobre (*) : RIO	Dpto. Vial : LIMA		
Altitud (msnm) : 1202 m.s.n.m	Provincia : YAUYOS		
Latitud (grad, min) : 12°48'03" S	Distrito : CATAHUASI		
Longitud (grad, min) : 75°53'26" O	Poblado más Cercano : CATAHUASI		
Ruta : N° 22	Kilometraje : Km. 78+700		
2) DATOS GENERALES			
Puente Sobre : RIO TUPE	Nombre : PUENTE CATAHUASI		
Longitud Total (m) : 18.60	Numero Vías Tránsito : 1		
Ancho Calzada (m) : 3.50	Sobrecarga Diseño : HS-2016		
Ancho Vereda (m) : NO	Número Proyecto : ———		
Altura Libre Superior (m) : 5.10	Año Construcción : 1970 aprox.		
Altura Libre Inferior (m) : 4.53	Ultima Inspección (dd/mm/aa) : 15/05/2010		
Tipo Servicio : VEHICULAR	Ultimo Trabajo : ———		
Tráfico (veh/día) : 53	% Camiones y Buses : 53%		
Año : 2010	Alineamiento : LONGITUDINAL A LA CARRETERA CAÑETE – HUANCAYO, PERPENDICULAR AL RIO CAÑETE		
Condiciones Ambientales: CLIMA CALIDO, CIELO DESPEJADO			
3) TRAMOS			
Número Tramos : 1	Longitud Total : 18.30 m	Longitudes Restantes : NO APLICA	
Tramos : SIMPLE	Longitud Segundo Tramo (m) : NO APLICA		
Luz Principal (m) : 18.30 m	Longitud Tercer Tramo (m) : NO APLICA		
TRAMO 1 (Principal)		TRAMO 2	
Categoría/Tipo : METALICO/MODULAR		Categoría/Tipo : NO PRESENTA	
Características Secundarias : SIMPLEMENTE APOYADO		Características Secundarias : NO PRESENTA	
Condición Borde : SIMPLEMENTE APOYADO		Condición Borde : NO PRESENTA	
Material Predominante : ACERO		Material Predominante : NO PRESENTA	
4) TABLERO DE RODADURA			
LOSA		VIGAS	
Material : MADERA		Tipo : PANELES BAILEY	
Espesor (m): 0.076		N° Vigas : 24 PANELES	
Superficie de Desgaste : TABLONES DE MADERA		Material : ACERO	
		Forma : PANELES MODULARES 3.05x2.55 m	
		Peralte (m) : 0.252 m	
		Separación entre Ejes : 4.34 m	
5) SUBESTRUCTURA			
ESTRIBO IZQUIERDO		ESTRIBO DERECHO	
Elevación / Tipo : (a) GRAVEDAD		Elevación / Tipo : (a) GRAVEDAD	
Elevación / Material : CONCRETO CICLOPEO		Elevación / Material : CONCRETO CICLOPEO	
Cimentación / Tipo : ZAPATA		Cimentación / Tipo :ZAPATA	
Cimentación / Material :CONCRETO CICLOPEO		Cimentación / Material :CONCRETO CICLOPEO	
6) PILARES			
PILAR 1	PILAR 2	PILAR 3	
Elevación / Tipo : NO APLICA	Elevación / Tipo : NO APLICA	Elevación / Tipo : NO APLICA	
Elevación / Material : NO APLICA	Elevación / Material : NO APLICA	Elevación / Material : NO APLICA	
Cimentación / Tipo : NO APLICA	Cimentación / Tipo : NO APLICA	Cimentación / Tipo : NO APLICA	
Cimentación / Material : NO APLICA	Cimentación / Material : NO APLICA	Cimentación / Material : NO APLICA	
7) MACIZOS/CAMARAS DE ANCLAJE			

IZQUIERDO Elevación / Tipo : NO APLICA		DERECHO Elevación / Tipo : NO APLICA			
Elevación / Material : NO APLICA		Elevación / Material : NO APLICA			
Cimentación / Tipo : NO APLICA		Cimentación / Tipo : NO APLICA			
Cimentación / Material : NO APLICA		Cimentación / Material : NO APLICA			
8) DETALLES					
BARANDAS Tipo : NO APLICA		VEREDAS Y SARDINELES Ancho Vereda (m) : NO APLICA			
Material : NO APLICA		Altura Sardinel (m) : 0.18 m			
		Material : MADERA			
APOYO 1 Tipo : MOVIL	APOYO 2 Tipo : FIJO	APOYO 3 Tipo : NO APLICA			
Material : METALICO	Material : METALICO	Material : NO APLICA			
Ubicación : IZQUIERDO	Ubicación : DERECHO	Ubicación : NO APLICA			
Número : 2	Número : 2	Número : NO APLICA			
JUNTAS DE EXPANSION Tipo : NO APLICA		DRENAJE DE CALZADA Tipo : ABERTURAS ENTRE MADERA			
Material : NO APLICA		Material : NO APLICA			
9) ACCESOS					
ACCESO IZQUIERDO Longitud Transición (m) : 50.00		ACCESO DERECHO Longitud Transición (m) : 50.00			
Alineamiento : DERECHO		Alineamiento : DERECHO			
Ancho de Calzada (m) : 3.30		Ancho de Calzada (m) : 3.30			
Ancho Total Bermas (m) : 0.70		Ancho Total Bermas (m) : 0.90			
Pendiente Alta :		Pendiente Alta :			
Visibilidad : BUENA		Visibilidad : BUENA			
10) SEGURIDAD VIAL					
ACCESO IZQUIERDO Señal Informativa : NO PRESENTA		ACCESO DERECHO Señal Informativa : NO PRESENTA			
Señal Preventiva : NO PRESENTA		Señal Preventiva : NO PRESENTA			
Señal Reglamentaria : NO PRESENTA		Señal Reglamentaria : NO PRESENTA			
Señal Horizontal : NO PRESENTA		Señal Horizontal : NO PRESENTA			
11) SOBRECARGA					
Carga de Diseño : HS-2016		Carga Máxima Actual :			
Sobreesfuerzo :		Señalización de Carga : NO PRESENTA			
12) RUTA ALTERNA					
Tipo Otras Rutas : NO PRESENTA					
VADO Distancia de Puente (Km) : NO PRESENTA		PUENTE PARALELO Posibilidad de Construir : NO PRESENTA			
Período de Funcionamiento (meses) : NO APLICA		Longitud Total (m) : NO APLICA			
Profundidad de Aguas Mínimas (m) : NO APLICA		Subestructura : NO APLICA			
Naturaleza del Suelo : NO APLICA		Tipo : NO APLICA			
Variante Existe : NO APLICA					
Necesidad de Construirlo : NO APLICA					
13) CONDICION DEL SECTOR DE LA CARRETERA Condición de la Carretera : REGULAR					
14) SUELO DE CIMENTACION					
	ESTRIBO IZQ.	ESTRIBO DER.	PILAR 1	PILAR 2	PILAR 3
Material :	GRAVAS Y ARENAS	GRAVAS Y ARENAS	NO APLICA	NO APLICA	NO APLICA
Comentarios :	SE ENCUENTRAN EN ESTADO REGULAR, PRESENTAN SOCAVACION.				

(*) Sobre río, quebrada, línea férrea, etc.

15) NIVELES DE AGUA

Aguas Máximas (m) : _____	Periodo Aguas Máximas : DICIEMBRE A MARZO
Aguas Mínimas (m) : _____	Periodo Estiaje : ABRIL A NOVIEMBRE
Aguas Extraordinarias (m) : _____	Frecuencia de Retomo :
Galibo Determinado (m) : _____	Fecha (dd/mm/aa) :
Galibo Obtenido del Plano (m) : _____	Galibo Aguas Máximas (m) : _____

16) CAPACIDAD HIDRAULICA DEL PUENTE

Longitud Aceptable : _____	Longitud Requerida (m) : _____
Altura Aceptable : _____	Altura Adicional Requerida (m) : _____
Necesita Encauzamiento : _____	Longitud de Encauzamiento (m) : _____
Socavación del Cauce : _____	Profundidad de Socavación : 0.70m

17) PERFIL LONGITUDINAL

Número de Puntos :			Punto Fijo Aguas Abajo :
Dist. desde Pto Fijo	Aguas Abajo	Aguas Arriba	CROQUIS
_____	_____	_____	
_____	_____	_____	
_____	_____	_____	
_____	_____	_____	
_____	_____	_____	
_____	_____	_____	
_____	_____	_____	
_____	_____	_____	
_____	_____	_____	
Protección Contra Socavación : NO			Tipo : _____

18) COMENTARIOS, OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES

FECHA INSPECCIÓN: 08/05/09	INSPECTOR: HERNAN ALBERTO DURAN PARODI	
FECHA SUPERVISIÓN:/...../.....		FIRMA
	SUPERVISOR:	FIRMA

CONDICION GLOBAL DEL PUENTE

NOMBRE PUENTE: CATAHUASI
TIPO PUENTE: MODULAR BAILEY DS
PROVINCIA: YAUYOS
DISTRITO: CATAHUASI
TRAMO:

PROGRESIVA (Km): 78+700 km
AÑO CONSTRUCCION: 1970 ref
SOBRECARGA: HS - 2016
LONGITUD TOTAL: 18.30m
ANCHO DE CALZADA: 3.50m




CONDICION DE LOS ELEMENTOS INSPECCIONADOS




N°	DESCRIPCION	METRA DO	UND	CALIFICA- CION						OBSERVA- CIONES
				0	1	2	3	4	5	
107	Tablero de Madera				X					
114	Vigas Principales de Acero Estructural					X				
115	Vigas Secundarias de Acero					X				
117	Arriostres de Acero					X				
168	Estructura Metálica Bailey					X				
201	Elevación Cuerpo del Estribo de Concreto Simple					X				
204	Elevación Alas del Estribo Concreto Simple					X				
215	Zapata de Concreto Simple					X				
303	Tablones de Madera					X				
324	Apoyo articulado de acero					X				
355	Guardavías								X	FALTA DE GUARDAVIAS
401	Márgenes del río						X			
402	Lecho del río						X			
501	Señalización								X	FALTA DE SEÑALIZACIÓN
COMENTARIOS :									CALIFICACION	
									MUY BUENO : 0	
									BUENO : 1	
									REGULAR : 2	
									MALO : 3	
									MUY MALO : 4	
									PESIMO : 5	
FECHA INSPECCION : 15 DE MAYO DEL 2010									FIRMA	
INSPECTOR : HERNAN ALBERTO DURAN PARODI										




PANEL FOTOGRAFICO




NOMBRE PUENTE: CATAHUASI
 TIPO PUENTE: MODULAR BAILEY DS
 PROVINCIA: YAUYOS
 DISTRITO: CATAHUASI
 TRAMO:

PROGRESIVA (Km): 78+700 km
 AÑO CONSTRUCCION: 1970 ref
 SOBRECARGA: HS - 2016
 LONGITUD TOTAL: 18.30m
 ANCHO DE CALZADA: 3.50m

NRO.	FECHA	DESCRIPCION	DIGITAL
01	15.05.2010	<ul style="list-style-type: none"> - VISTA PANORAMICA DEL PUENTE CATAHUASI HACIA AGUAS ABAJO - BOLONERIA EN EL CAUCE DEL RIO DE GRAN TAMAÑO - PRESENCIA DE VEGETACION AL PIE Y A LOS LADOS DE LOS ESTRIBOS 	
02	15.05.2010	<ul style="list-style-type: none"> - VISTA PANORAMICA DEL PUENTE CATAHUASI HACIA AGUAS ARRIBA - BOLONERIA EN EL CAUCE DEL RIO DE GRAN TAMAÑO - PRESENCIA DE VEGETACION AL PIE Y A LOS LADOS DE LOS ESTRIBOS 	
03	15.05.2010	<ul style="list-style-type: none"> - ACCESO DERECHO DEL PUENTE CATAHUASI - ENTRADA AL POBLADO DE CATAHUASI - FALTA DE SEÑALIZACION - FALTA DE MARCAS EN EL PAVIMENTO 	

04	15.05.2010	<ul style="list-style-type: none">- ACCESO IZQUIERDO DEL PUENTE CATAHUASI- FALTA DE SEÑALIZACION ADECUADA	
05	15.05.2010	<ul style="list-style-type: none">- SOCAVACION EN LOS ESTRIBOS DEL PUENTE- FOTOGRAFIA DEL ESTRIBO IZQUIERDO AGUAS ARRIBA- PRESENCIA DE CRECIMIENTO DE VEGETACION AL PIE DEL ESTRIBO	
06	15.05.2010	<ul style="list-style-type: none">- SOCAVACION EN EL ESTRIBO DERECHO AGUAS ARRIBA- PRESENCIA DE VEGETACION EN EL ESTRIBO- ACUMULACION DE BASURA POR PARTE DE LOS POBLADORES AL PIE DEL ESTRIBO Y ENCIMA DE LAS ALAS DEL ESTRIBO	

07	15.05.2010	-FALTA DE LIMPIEZA EN LA ESTRUCTURA DEL PUENTE POR LA BASURA QUE ES ARROJADA PRODUCIENDO DETERIORO DE ESTA.	
08	15.05.2010	- ACUMULACION DE MATERIAL GRANULAR EN LOS APOYOS DEL PUENTE CON LO CUAL SE GENERA ESFUERZOS INNECESARIOS QUE DESGASTAN LA ESTRUCTURA.	
09	15.05.2010	- ACUMULACION DE MATERIAL GRANULAR ENCIMA DEL ESTRIBO - LA PINTURA ESMALTE SE HA SALIDO EN ALGUNOS SECTORES QUEDANDO EXPUESTA LA PINTURA BASE	

<p>10</p>	<p>15.05.2010</p>	<p>- LA PINTURA ESMALTE SE ESTA DESCASCARANDO DE LA ESTRUCTURA QUEDANDO EXPUESTA LA PINTURA BASE Y SE EMPIEZA A OBSERVAR PRESENCIA DE OXIDACION</p>	
<p>11</p>	<p>15.05.2010</p>	<p>- DESCASCARAMIENTO DE LA PINTURA - LOS PANELES SE ENCUENTRAN BIEN ALINEADOS Y GEOMETRICAMENTE EN BUENAS CONDICIONES</p>	
<p>12</p>	<p>15.05.2010</p>	<p>- LA MADERA DEL TABLERO SE ENCUENTRA EN PERFECTAS CONDICIONES</p>	

13	15.05.2010	<p>- NO HAY PRESENCIA DE JUNTA ENTRE LA VIA Y EL PUENTE, Y AUNQUE ESTE NO ES NECESARIO POR EL TIPO DE PUENTE LA TERMINACION DEBERIA SER MAS PROLIJA PARA TENER MEJOR CONFORT AL MOMENTO DE ENTRAR O SALIR DEL PUENTE.</p>	
----	------------	---	--

ANEXO II

CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN EN ESTRIBOS

Anexo II

Cálculo de la Socavación en Estribos

Calcular el caudal máximo para la avenida con un periodo de retorno de 500 años utilizando la fórmula de las Cuencas del Pacífico Central.

Fórmula de las Cuencas del Pacífico Central:

$$Q = 0.1658 * A^{0.9919}$$

Donde:

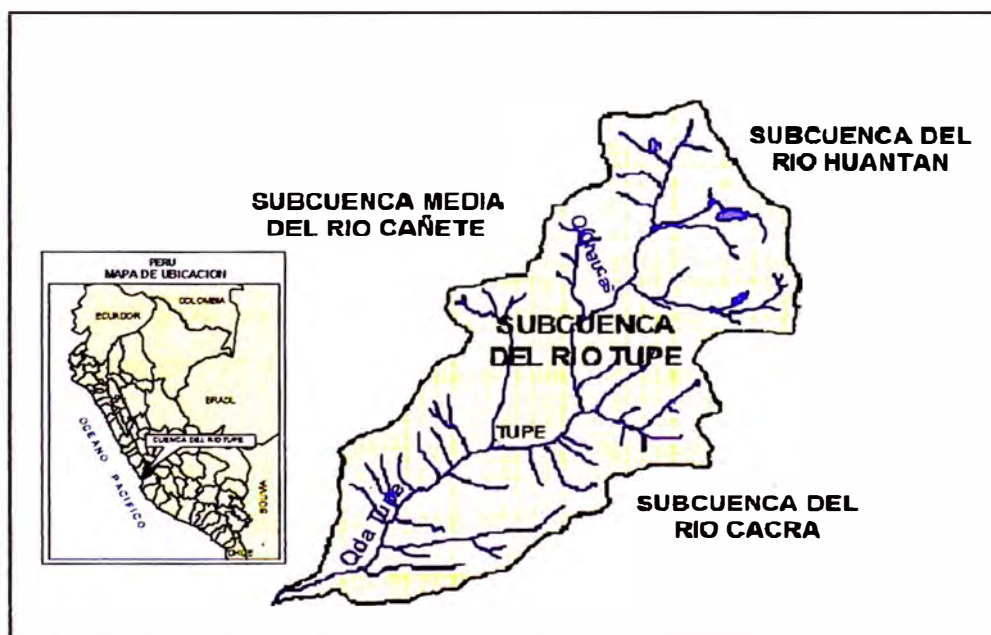
Q = caudal máximo para un periodo de retorno de 500 años

A = área de la cuenca

Para determinar el área de la cuenca del Río Tupe se delimitó la cuenca del mismo nombre, para lo cual se trabajó en el Autocad con los archivos del IGN. Obteniéndose un área de la cuenca de 229.954 km²

Figura N° A-1 Subcuenca Del Río tupe

(Fuente: elaboración propia)



Entonces se tiene que:

$$Q = 0.1658 * A^{0.9919}$$

$$Q = 0.1658 * 229.954^{0.9919}$$

$$Q = 56.96 \frac{m^3}{s}$$

Como segundo cálculo previo se determinará el tirante para el caudal máximo obtenido de 56.96 m³/s para la avenida con un periodo de retorno de 500 años utilizando el Método de Nivel vs Caudal para Canales Naturales.

Método de Nivel vs Caudal para Canales Naturales

Para la utilización de este método se dispone de perfiles de flujo de la corriente en su estado natural, para un cierto número de caudales y sus respectivos tirantes se puede construir la curva Nivel vs Caudal y a partir de esta se logra obtener el caudal deseado. El caudal se obtiene de la ecuación de Manning.

$$Q = \frac{A * R^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

Donde:

Q = caudal en m³/s

A = área de la sección del flujo de agua en m²

R = radio hidráulico en m

S = la pendiente de la línea de flujo

n = parámetro que depende de la rugosidad

Para nuestro caso la pendiente S = 0.06 obtenida en campo y el parámetro de rugosidad n = 0.08 correspondiente al terreno natural en tierra con vegetación abundante obtenido del Hidráulica de los canales abiertos. Ven Te Chow, tabla 5-6

A continuación se presenta el Cuadro N A - 1 en el cual se relaciona los tirantes con sus respectivos caudales, los datos se obtuvieron de calcular perfiles cada 0.10 m ver

Cuadro N A - 1 Valores de la curva Elevación vs Caudal

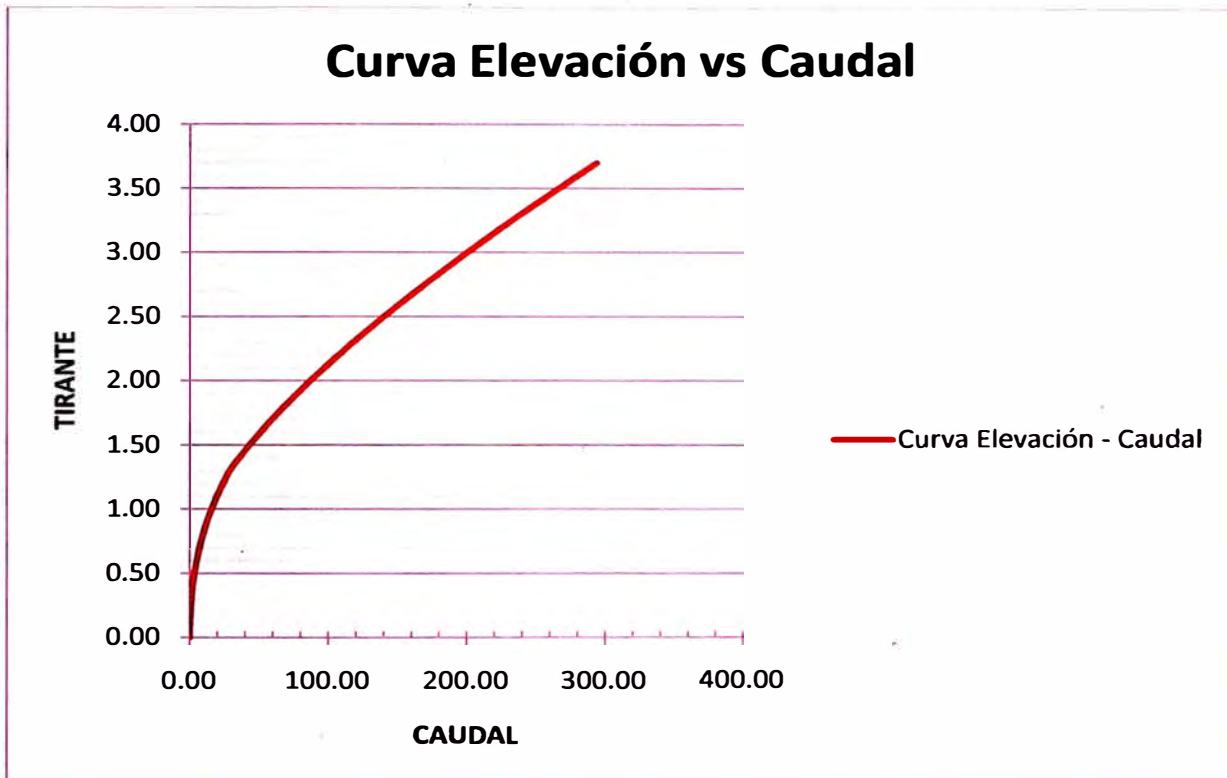
(Fuente: Elaboración propia)

N°	TIRANTE	AREA	PERIMETRO	ESPEJO DE AGUA	PERIMETRO MOJADO	RADIO HIDRAULICO	$r^{2/3}$	$s^{1/2}$	CAUDAL
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.24	0.00
2	0.10	0.20	5.92	2.96	2.96	0.07	0.16	0.24	0.10
3	0.20	0.56	8.66	4.32	4.34	0.13	0.26	0.24	0.44
4	0.30	1.05	10.96	5.46	5.50	0.19	0.33	0.24	1.07
5	0.40	1.65	13.09	6.51	6.57	0.25	0.40	0.24	2.01
6	0.50	2.35	15.14	7.53	7.61	0.31	0.46	0.24	3.29
7	0.60	3.16	17.20	8.55	8.65	0.37	0.51	0.24	4.94
8	0.70	4.06	19.33	9.61	9.72	0.42	0.56	0.24	6.96
9	0.80	5.08	21.66	10.76	10.90	0.47	0.60	0.24	9.36
10	0.90	6.22	24.18	12.01	12.17	0.51	0.64	0.24	12.18
11	1.00	7.48	26.72	13.28	13.44	0.56	0.68	0.24	15.51
12	1.10	8.87	29.22	14.52	14.70	0.60	0.71	0.24	19.41
13	1.20	10.39	31.77	15.78	15.98	0.65	0.75	0.24	23.87
14	1.30	12.04	34.83	17.29	17.53	0.69	0.78	0.24	28.68
15	1.40	13.77	35.03	17.29	17.73	0.78	0.84	0.24	35.60
16	1.50	15.50	35.23	17.29	17.93	0.86	0.91	0.24	43.04
17	1.60	17.22	35.43	17.29	18.13	0.95	0.97	0.24	50.96
18	1.70	18.95	35.63	17.29	18.33	1.03	1.02	0.24	59.34
19	1.80	20.68	35.83	17.29	18.53	1.12	1.08	0.24	68.13
20	1.90	22.41	36.03	17.29	18.73	1.20	1.13	0.24	77.34
21	2.00	24.14	36.23	17.29	18.93	1.28	1.18	0.24	86.92
22	2.10	25.87	36.43	17.29	19.13	1.35	1.22	0.24	96.86
23	2.20	27.60	36.63	17.29	19.33	1.43	1.27	0.24	107.14
24	2.30	29.33	36.83	17.29	19.53	1.50	1.31	0.24	117.75
25	2.40	31.06	37.03	17.29	19.73	1.57	1.35	0.24	128.67
26	2.50	32.79	37.23	17.29	19.93	1.64	1.39	0.24	139.88
27	2.60	34.52	37.43	17.29	20.13	1.71	1.43	0.24	151.38
28	2.70	36.25	37.63	17.29	20.33	1.78	1.47	0.24	163.16
29	2.80	37.98	37.83	17.29	20.53	1.85	1.51	0.24	175.19
30	2.90	39.70	38.03	17.29	20.73	1.91	1.54	0.24	187.47
31	3.00	41.43	38.23	17.29	20.93	1.98	1.58	0.24	199.99
32	3.10	43.16	38.43	17.29	21.13	2.04	1.61	0.24	212.74
33	3.20	44.89	38.63	17.29	21.33	2.10	1.64	0.24	225.71
34	3.30	46.62	38.83	17.29	21.53	2.16	1.67	0.24	238.89
35	3.40	48.35	39.03	17.29	21.73	2.22	1.70	0.24	252.28
36	3.50	50.08	39.23	17.29	21.93	2.28	1.73	0.24	265.87
37	3.60	51.81	39.43	17.29	22.13	2.34	1.76	0.24	279.65
38	3.70	53.54	39.63	17.29	22.33	2.40	1.79	0.24	293.61

Con la columnas del Tirante y de los Caudales formamos la Curva Elevación vs Caudal como se muestra en la Figura N° A-2 Curva Elevación vs Caudal

Figura N° A-2 Curva Elevación vs Caudal

(Fuente: elaboración propia)



Si se introduce el valor del $Q_{\text{máx}} = 59.96 \text{ m}^3/\text{s}$ correspondiente al $Tr = 500$ años por la variable x se obtiene que el valor de $y = 1.71 \text{ m}$ que corresponde a su tirante.

A continuación se verá el cálculo de la socavación en los estribos

Fórmula de Froehlich

$$\frac{y_s}{y_a} = 2,27 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot \left(\frac{L'}{y_a}\right)^{0.43} \cdot Fr^{0.61} + 1$$

y_s = socavación local en estribos

K_1 = coeficiente de forma, dado que la pared del estribo es vertical

$K_1 = 1.00$

K_2 = coeficiente por ángulo que forma el estribo respecto del flujo

$\theta = 90^\circ$, ángulo que forma el estribo con respecto a la dirección del flujo

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

Entonces se tiene que

$$K_2 = 1.00$$

A continuación se muestra un gráfico que corresponde a la sección cuando ocurre una avenida para un periodo de retorno de 500 años, el cual se determinó en Autocad dado que ya se conoce el valor del tirante $y = 1.71$ m

Figura N° A-3 Perfil del Cauce para $Y = 1.71$ m

(Fuente: elaboración propia)



Las secciones de color magenta representan el caudal que obstruye cada estribo y la sección contorneada de verde corresponde al área por donde pasa el máximo caudal para la avenida con un $Tr = 500$ años

Para el estribo derecho tenemos:

y_a = tirante en la llanura

$y_a = 0.44$ m

L' = longitud del flujo obstruido

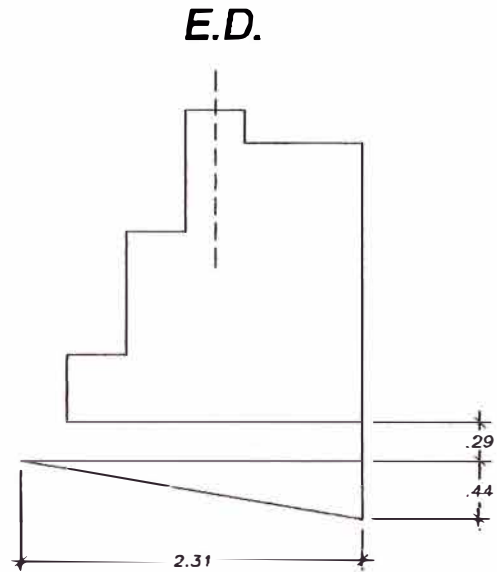
$L' = 2.31$ m

Fr_1 = número de Froude en la llanura

$Fr_1 = 0.749$

Donde

$$Fr_1 = \frac{V}{\sqrt{g \cdot D_H}}$$



V = velocidad media obstruido por los estribos

$$= \frac{R^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n}$$

g = aceleración de la gravedad = 9.81 m/s²

D_H = Profundidad hidráulica (A / T). Siendo "A" el área de la sección transversal del flujo y T el ancho de la lámina libre

y_a	T	A	D_H	PERIMETR O MOJADO	RADIO HIDRAULIC O	s	$r^{2/3}$	$s^{1/2}$	n	V	Fr_1
0.4	2.3	0.502	0.217			0.0	0.357	0.244	0.0	1.09	0.74
4	1	8	7	2.3512	0.2138	6	6	9	8	5	9

Ahora con todos los valores de las variables aplicamos en la ecuación de Froehlich

$$\frac{y_s}{y_a} = 2,27 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot \left(\frac{L'}{y_a}\right)^{0.43} \cdot Fr^{0.61} + 1$$

$$\frac{y_s}{0.44} = 2,27 \cdot 1.00 \cdot 1.00 \cdot \left(\frac{2.31}{0.44}\right)^{0.43} \cdot 0.749^{0.61} + 1$$

$$y_s = 2.15 \text{ m}$$

Nótese que el estribo está 0.29 m por encima de la lámina libre por lo que la calzadura debe llegar $0.29 + 0.44 + 2.15 = 2.88$ m por debajo del estribo donde 0.44 es el valor del tirante en la llanura.

Para el estribo izquierdo tenemos:

y_a = tirante en la llanura

$y_a = 0.41$ m

L' = longitud del flujo obstruido

$L' = 3.63$ m

Fr_1 = número de Froude en la llanura

$Fr_1 = 0.750$

Donde

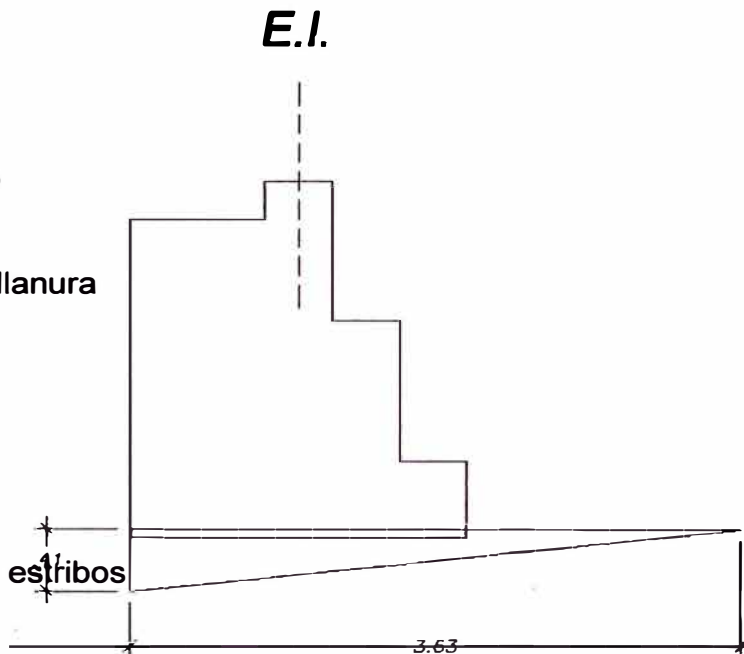
$$Fr_1 = \frac{v}{\sqrt{g \cdot D_H}}$$

v = velocidad media obstruido por los estribos

$$= \frac{R^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n}$$

g = aceleración de la gravedad = 9.81 m/s^2

D_H = Profundidad hidráulica (A / T). Siendo "A" el área de la sección transversal del flujo y T el ancho de la lámina libre



y_a	T	A	D_H	PERIMETR O MOJADO	RADIO HIDRAULIC O	s	$r^{2/3}$	$s^{1/2}$	n	v	Fr_1
0.4	3.6	0.744	0.205			0.0	0.347	0.244	0.0	1.06	0.75
1	3	3	0	3.6322	0.2049	6	6	9	8	4	0

Ahora con todos los valores de las variables aplicamos en la ecuación de Froehlich

$$\frac{y_s}{y_a} = 2,27 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot \left(\frac{L'}{y_a}\right)^{0.43} \cdot Fr^{0.61} + 1$$

$$\frac{y_s}{0.41} = 2,27 \cdot 1.00 \cdot 1.00 \cdot \left(\frac{3.63}{0.41}\right)^{0.43} \cdot 0.750^{0.61} + 1$$

$$y_s = 2.40 \text{ m}$$

Nótese que el estribo está 0.06 m por debajo de la lámina libre por lo que la calzadura debe llegar - $0.06 + 0.41 + 2.40 = 2.75$ m por debajo del estribo donde 0.41 es el valor del tirante en la llanura.

ANEXO III

CÁLCULO DE CALZADURAS

CALCULO DE LAS CALZADURAS

En esta sección se verá el diseño de las calzaduras para lo cual se tomó las siguientes consideraciones.

Para la cohesión se tiene que $C = 0$, por tratarse de arenas limpias y estar en un estado saturado

Para el peso específico del suelo se tiene que $\gamma = 2.00 \frac{tn}{m^3}$, es un valor conservador (Capeco, Construcción de Estructuras-Manual de Obras, pag 19)

El coeficiente activo de Rankine es igual a $K_a = 0.285$, de la siguiente tabla

Cuadro N° A - 2 Valores del K_a de Rankine

(Fuente: Elaboración propia)

Tipo de Suelo	V/H	$tg\alpha$	K_a
Arena limpia	1:1.5	0.67	0.285
Arena arcillosa o limosa	1:1.33	0.75	0.250
Arcilla seca	1:1.75	0.57	0.338
Arcilla húmeda	1:3	0.33	0.523
Grava limpia	1:33	0.75	0.250
Grava y arcilla	1:33	0.75	0.250
Grava, arcilla y arena	1:1.5	0.76	0.285
Roca blanda			
descompuesta	1:1	1.00	0.171
Roca dura descompuesta	1:1	1.00	0.171

Calculo de la primera hilera de calzaduras

El primer paso es determinar la sobrecarga que se ejerce sobre la calzadura producto del peso del puente y del estribo.

Peso del puente:

El peso por sección de un puente D-S es 3.41 tn

Puente Catahuasi tiene 6 tramos (18.30)

El peso de los largueros es 0.79 tn

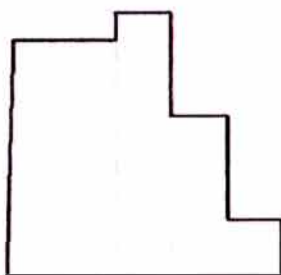
El peso por tramo de los tablonces de piso transversal y guardabandas es 0.66 tn

$$\begin{aligned} 3.41 \text{ tn/tramo} \times 6 \text{ tramos} &= 20.46 \text{ tn} \\ (0.79 + 0.66) \times 6 \text{ tramos} &= 8.7 \text{ tn} \\ \text{Total} &= 29.16 \text{ tn} \end{aligned}$$

Peso del estribo

La longitud del estribo es 6.10 m ver planos

El peso del concreto ciclópeo es 2.20 tn/m³



$$\begin{aligned} \text{I} &= 0.75 \times 2.10 = 1.575 \\ \text{II} &= 0.40 \times 2.35 = 0.940 \\ \text{III} &= 0.40 \times 1.43 = 0.572 \\ \text{IV} &= 0.40 \times 0.50 = 0.200 \\ &= \underline{\underline{3.287}} \end{aligned}$$

$$P_{\text{est}} = 3.287 \times 6.10 \times 2.20 = 44.11 \text{ tn}$$

Sobre carga en la calzada

La sobre carga es la mitad del peso del puente más el peso del estribo dividido entre su longitud y su ancho.

q = sobre carga

Peso del puente es 29.16 tn

Peso del estribo es 44.11 tn

Longitud del estribo es 6.10 m

Ancho del estribo es 2.00 m

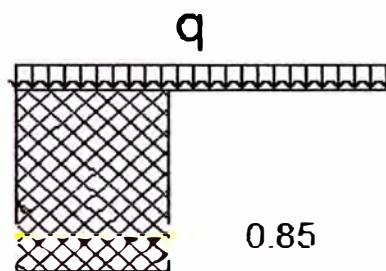
$$q = \frac{(29.16)(1/2) + 44.11}{6.10 \times 2.00} = 4.81 \text{ tn/m}^2$$

Proponer las dimensiones de las calzaduras

Se propone las dimensiones de la calzadura, como se dijo antes la altura es de 1.00 m de altura para poder cubrir la socavación con tres hileras, para el ancho se propone trabajar con 1.00 m y la profundidad se empezará con un valor de 0.85 m la figura que se muestra a continuación muestra la sobrecarga aplicada en la calzadura.

Figura N° A-4 Esquema de sobrecarga

(Fuente: elaboración propia)



Fuerza activa de Rankine

Se dijo que la fuerza activa total de Rankine por longitud unitaria de calzadura con una sobrecarga q y a una profundidad H se expresa:

$$P_a = K_a * q * H + \frac{1}{2} * K_a * \gamma * H^2$$

K_a = coeficiente activo de Rankine

$$K_a = 0.285$$

q = sobrecarga

$$q = 4.81 \text{ tn/m}^2$$

H = altura de la calzadura

$$H = 1.00 \text{ m}$$

γ = peso específico del suelo

$$\gamma = 2.00 \text{ tn/m}^3$$

Entonces

$$P_a = K_a * q * H + \frac{1}{2} * K_a * \gamma * H^2$$

$$P_a = 0.285 * 4.81 * 1.00 + \frac{1}{2} * 0.285 * 2.00 * 1.00^2$$

$$P_a = 1.37 + 0.29$$

$$P_a = 1.66 \text{ tn}$$

Revisión por volteo respecto a la punta de la calzadura

El análisis se hará bajo la siguiente consideración de seguridad $F.S.(\text{volteo}) > 2$

$$FS(\text{volteo}) = \frac{\sum M_R}{\sum M_O}$$

$\sum M_R$ = suma de los momentos que tienden a resistir el volteo

$\sum M_O$ = suma de los momentos que tienden a volcar la estructura

El momento producido por la sobrecarga q es

$$Mq = \frac{1}{2} * q * B^2$$

$$Mq = \frac{1}{2} * 4.81 * 0.85^2$$

$$Mq = 1.74 \text{ tn} - \text{m}$$

El momento producido por la calzadura es

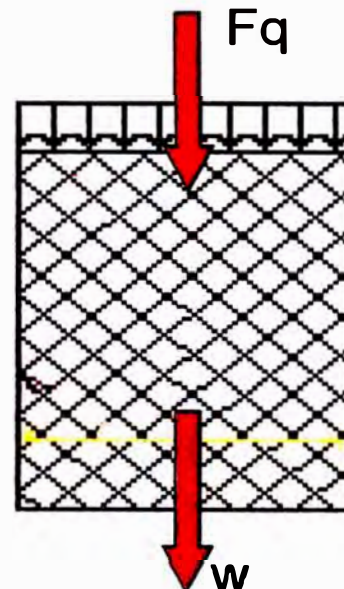
$$Mw = W * \frac{B}{2}$$

$$Mw = 1.87 * \frac{0.85}{2}$$

$$Mw = 0.79 \text{ tn} - \text{m}$$

Entonces se tiene que

$$\sum M_R = Mq + Mw = 1.74 + 0.79 = 2.53 \text{ tn} - \text{m}$$



El momento producido por la presión lateral de tierra es:

$$M_o = P_a * H * \left(\frac{P_1 + P_2}{P_1 + P_2} \right)$$

$$P_a = K_a * q * H + \frac{1}{2} * K_a * \gamma * H^2$$

$$P_a = 1.65 \text{ tn}$$

$$P_1 = K_a * q * H$$

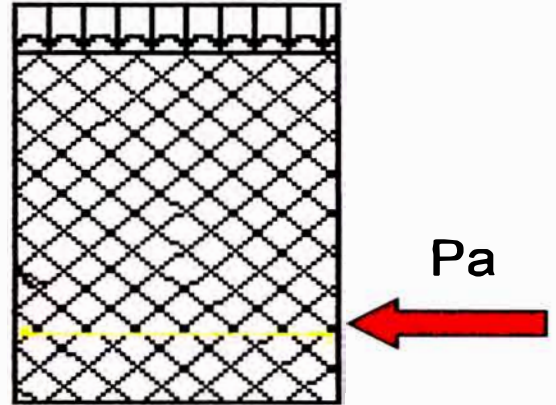
$$P_1 = 1.37 \text{ tn}$$

$$P_2 = \frac{1}{2} * K_a * \gamma * H^2$$

$$P_2 = 0.28 \text{ tn}$$

$$M_o = 1.65 * 1.00 * \left(\frac{1.37}{2} + \frac{0.28}{3} \right)$$

$$M_o = 0.78 \text{ tn} - m$$



Dado que es el único momento favorable al volteo se tiene que

$$\sum M_o = M_o = 0.78 \text{ tn} - m$$

Por lo tanto se tiene que el factor del volteo será.

$$FS_{(volteo)} = \frac{\sum M_R}{\sum M_o}$$

$$FS_{(volteo)} = \frac{2.53}{0.78}$$

$$FS_{(volteo)} = 3.24 > 2 \text{ ok!}$$

Revisión de la falla por deslizamiento a lo largo de su base

El factor de seguridad contra el deslizamiento se expresa por la ecuación:

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{\sum F_R}{\sum F_d}$$

$\sum F_R$ = suma de las fuerzas resistentes horizontales

$\sum F_d$ = suma de las fuerzas actuantes horizontales

Se obtuvo que el factor de deslizamiento también se pueda expresar de la siguiente manera

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{(\Sigma V) * \tan\phi + B * c}{P_a}$$

Se tiene que

$$\Sigma V = W + q * B$$

$$\Sigma V = 1.87 + 4.81 * 0.85$$

$$\Sigma V = 5.96 \text{ tn}$$

Donde

W = el peso de la calzada

$q * B$ = la fuerza debido por la sobrecarga q

Hallando la tangente de ϕ , se sabe que el coeficiente activo de Rankine es 0.285 entonces:

$$K_a = 0.285$$

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

Reemplazando el valor de K_a en la segunda expresión se tiene que el valor de $\phi = 33.809^\circ$

El valor de P_a se obtuvo cuando se calculó la fuerza que ejerce el suelo a la calzada y se dijo que la cohesión $c = 0$ por tratarse de arenas, introduciendo estos valores en la fórmula del factor por deslizamiento, se tiene

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{(\Sigma V) * \tan\phi + B * c}{P_a}$$

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{5.96 * \tan(33,809^\circ) + 0}{1.65}$$

$$FS_{(deslizamiento)} = 2.41 > 1.5 \text{ ok!}$$

Revisión de la falla por capacidad de carga de la base

El factor de seguridad contra la falla por capacidad de carga es

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{q_u}{q_{\text{máx}}}$$

$q_u = \text{carga última del suelo}$

$q_{\text{máx}} = \text{presiones máximas}$

Determinando la carga última del suelo

$$q_u = c * N_c * F_{cd} * F_{ci} + q' * N_q * F_{qd} * F_{qi} + \frac{1}{2} * \gamma * B' * N_y * F_{\gamma d} * F_{\gamma i}$$

Se sabe que la cohesión $c = 0$ por tratarse de arenas, por lo que la expresión queda reducida como sigue

$$q_u = q' * N_q * F_{qd} * F_{qi} + \frac{1}{2} * \gamma * B' * N_y * F_{\gamma d} * F_{\gamma i}$$

Hallando las variables de la ecuación

$q' = \text{esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación}$

$$q' = \gamma * H$$

$$q' = 2.00 * 1.00$$

$$q' = 2.00 \text{ tn/m}^2$$

$\gamma = \text{peso específico del suelo}$

$$\gamma = 2.00 \text{ tn/m}^3$$

$B = \text{ancho de la cimentación}$

$$B = 0.85 \text{ m}$$

$e = \text{excentricidad}$

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_R - \sum M_O}{\sum V}$$

$$e = 0.131 \text{ m}$$

Nótese que la excentricidad tiene que cumplir

$$e < \frac{B}{6}$$

$$e = 0.131 < 0.142 \text{ ok!}$$

$B' = \text{ancho efectivo}$

$$B' = B - 2 * e$$

$$B' = 0.85 - 2 * 0.131$$

$$B' = 0.588 \text{ m}$$

$N_c, N_q, N_\gamma = \text{factores de capacidad de carga}$

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d} = \text{factores de profundidad}$

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i} = \text{factores de inclinación de la carga}$

Los factores de capacidad de carga según Vesic se hallan en la Tabla 11.1 del libro de "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica" del Braja M. Das

factores de capacidad de carga	
Nc	42.16
Nq	29.44
N γ	41.06

Los factores de profundidad se calculan de la siguiente manera

- Condición $\frac{Df}{B} < 1$:

$$F_{cd} = 1 + 0.4 * \frac{Df}{B}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 * \tan\phi * (1 - \text{sen}\phi)^2 * \frac{Df}{B}$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

- Condición $\frac{Df}{B} > 1$:

$$F_{cd} = 1 + 0.4 * \tan^{-1}\left(\frac{Df}{B}\right)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 * \tan\phi * (1 - \text{sen}\phi)^2 * \tan^{-1}\left(\frac{Df}{B}\right)$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

El valor de Df representa la profundidad donde se produce el esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación que para el presente caso es Df = 1.00 m

Como $\frac{Df}{B} = 1.18 > 1$ se usará la segunda condición con lo cual

factores de profundidad	
Fcd	1.35
Fqd	1.23
F γ d	1

Los factores de inclinación de la carga se determinan con las fórmulas

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ}\right)^2$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{\phi}\right)^2$$

β = inclinación de la carga sobre la calzadura con respecto de la normal

ϕ = ángulo de fricción del suelo

Donde

$$\beta = \tan^{-1} \left(\frac{P_a}{\Sigma V} \right) = 15.89^\circ$$

$$\phi = 33.81^\circ$$

Hallando los valores de los factores de inclinación de la carga resulta

factores de inclinación	
Fci	0.68
Fqi	0.68
Fyi	0.29

Reemplazando los valores encontrados en la expresión:

$$q_u = q' * N_q * F_{qd} * F_{qi} + \frac{1}{2} * \gamma * B' * N_y * F_{\gamma d} * F_{\gamma i}$$

$$q_u = 59.87 \frac{tn}{m^2}$$

Determinando la presión máxima que ocurre en la punta de la calzada

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{\Sigma V}{B} * \left(1 + \frac{6 * e}{B} \right)$$

$\Sigma V =$ suma de las fuerzas verticales = 5,96 tn

$B =$ ancho de la calzada = 0.85 m

$e =$ excentricidad = 0.131

Sustituyendo los valores obtenemos que

$$q_{m\acute{a}x} = 13.49 \text{ tn}/m^2$$

A continuación pasamos a verificar si el factor de falla por capacidad de carga de la base es mayor que 3

$$FS_{(capacidad\ de\ carga)} = \frac{q_u}{q_{m\acute{a}x}}$$

$$FS_{(capacidad\ de\ carga)} = \frac{59.87}{13.49}$$

$$FS_{(capacidad\ de\ carga)} = 4.44 > 3 \text{ ok!}$$

Cálculo de la segunda hilera de calzaduras

Para la segunda hilera de calzaduras el procedimiento es el mismo por lo que en esta sección se presentará los cálculos de una manera más directa.

Se empezará determinando la sobrecarga que actuará sobre la calzada de la segunda hilera.

Sobre carga en la calzada

Se calculó la sobrecarga que produce el puente el estribo teniendo como resultado $q=7.01 \text{ tn/m}^2$, ahora se determinará la sobrecarga que produce la primera hilera de calzaduras y se adicionará a la sobrecarga anterior para poder tener la sobrecarga que se ejerce sobre las calzaduras de la segunda hilera.

La altura de la calzada es 1.00 m

La profundidad de la calzada es 1.00 m

El ancho de la calzada es 1.00 m

El peso específico del concreto es de 2.20 tn/m^3

$$P_{cal} = 1.00 \times 0.85 \times 1.00 \times 2.20 = 1.87 \text{ tn}$$

$$q = \frac{1.87}{1.00 \times 0.85} + 4.81 = 7.01 \text{ tn/m}^2$$

Proponer las dimensiones de las calzaduras

Se propone las dimensiones de la calzada, la altura es de 1.00 m, para el ancho se propone trabajar con 1.00 m y la profundidad se empezará con un valor de 1.00 m

Fuerza activa de Rankine

Se calcula la fuerza producto de las presiones laterales del terreno

$$P_a = K_a * q * H + \frac{1}{2} * K_a * \gamma * H^2$$

$$K_a = 0.285$$

$$q = 7.01 \text{ tn/m}^2$$

$$H = 1.00 \text{ m}$$

$$\gamma = 2.00 \text{ tn/m}^3$$

Entonces

$$P_a = K_a * q * H + \frac{1}{2} * K_a * \gamma * H^2$$
$$P_a = 0.285 * 7.01 * 1.00 + \frac{1}{2} * 0.285 * 2.00 * 1.00^2$$
$$P_a = 1.99 + 0.29$$
$$P_a = 2.28 \text{ tn}$$

Revisión por volteo respecto a la punta de la calzada

El análisis se hará bajo la siguiente consideración de seguridad $F.S._{(volteo)} > 2$

$$FS_{(volteo)} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O}$$

El momento producido por la sobrecarga q es

$$Mq = \frac{1}{2} * q * B^2$$

$$Mq = \frac{1}{2} * 7.01 * 1.00^2$$

$$Mq = 3.51 \text{ tn} - \text{m}$$

El momento producido por la calzada es

$$Mw = W * \frac{B}{2}$$

$$Mw = 2.20 * \frac{1.00}{2}$$

$$Mw = 1.10 \text{ tn} - \text{m}$$

Entonces se tiene que

$$\sum M_R = Mq + Mw = 3.51 + 1.10 = 4.61 \text{ tn} - \text{m}$$

El momento producido por la presión lateral de tierra es:

$$M_o = P_a * H * \left(\frac{\frac{P_1}{2} + \frac{P_2}{3}}{P_1 + P_2} \right)$$

$$P_a = K_a * q * H + \frac{1}{2} * K_a * \gamma * H^2$$

$$P_a = 2.28 \text{ tn}$$

$$P_1 = K_a * q * H$$

$$P_1 = 1.99 \text{ tn}$$

$$P_2 = \frac{1}{2} * K_a * \gamma * H^2$$

$$P_2 = 0.29 \text{ tn}$$

$$M_o = 2.28 * 1.00 * \left(\frac{1.99}{2} + \frac{0.29}{3} \right)$$

$$M_o = 1.09 \text{ tn} - m$$

Dado que es el único momento favorable al volteo se tiene que

$$\sum M_o = M_o = 1.09 \text{ tn} - m$$

Por lo tanto se tiene que el factor del volteo será.

$$FS_{(volteo)} = \frac{\sum M_R}{\sum M_o}$$

$$FS_{(volteo)} = \frac{4.61}{1.09}$$

$$FS_{(volteo)} = 4.21 > 2 \text{ ok!}$$

Revisión de la falla por deslizamiento a lo largo de su base

El factor de seguridad contra el deslizamiento se expresa por la ecuación:

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{(\sum V) * \tan\phi + B * c}{P_a}$$

Se tiene que

$$\sum V = W + q * B$$

$$\sum V = 2.20 + 7.01 * 1.00$$

$$\sum V = 9.21 \text{ tn}$$

$$K_a = 0.285$$

$$P_a = 2.28 \text{ tn}$$

$$c = 0$$

Reemplazando los valores se tiene que

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{(\Sigma V) * \tan\phi + B * c}{P_a}$$

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{9.21 * \tan(33,809^\circ) + 0}{2.28}$$

$$FS_{(deslizamiento)} = 2.70 > 1.5 \text{ ok!}$$

Revisión de la falla por capacidad de carga de la base

El factor de seguridad contra la falla por capacidad de carga es

$$FS_{(capacidad\ de\ carga)} = \frac{q_u}{q_{m\acute{a}x}}$$

q_u = carga última del suelo

$q_{m\acute{a}x}$ = presiones máximas

Determinando la carga última del suelo teniendo que cuenta que la cohesión es 0

$$q_u = q' * N_q * F_{qd} * F_{qi} + \frac{1}{2} * \gamma * B' * N_y * F_{\gamma d} * F_{\gamma i}$$

Hallando las variables de la ecuación

$$q' = 2.00 \text{ tn/m}^2$$

$$\gamma = 2.00 \text{ tn/m}^3$$

$$B = 1.00 \text{ m}$$

$$e = 0.119 \text{ m}$$

Verificando que se cumpla

$$e < \frac{B}{6}$$

$$e = 0.119 < 0.167$$

$$B' = 0.762 \text{ m}$$

Los factores de capacidad de carga según Vesic se hallan en la Tabla 11.1 del libro de "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica" del Braja M. Das

factores de capacidad de carga	
Nc	42.16
Nq	29.44
Ny	41.06

Los factores de profundidad se calculan de la siguiente manera

Como $\frac{Df}{B} = 1 = 1$ se usará la primera condición con lo cual

factores de profundidad	
Fcd	1.40
Fqd	1.26
Fyd	1.00

Los factores de inclinación de la carga se determinan con las fórmulas

Donde

$$\beta = \tan^{-1} \left(\frac{P_a}{\Sigma V} \right) = 15.89^\circ$$

$$\phi = 33.81^\circ$$

Hallando los valores de los factores de inclinación de la carga resulta

factores de inclinación	
Fci	0.71
Fqi	0.71
F γ i	0.35

Reemplazando los valores encontrados en la expresión:

$$q_u = q' * N_q * F_{qd} * F_{qi} + \frac{1}{2} * \gamma * B' * N_y * F_{\gamma d} * F_{\gamma i}$$

$$q_u = q' * N_q * F_{qd} * F_{qi} + \frac{1}{2} * \gamma * B' * N_y * F_{\gamma d} * F_{\gamma i}$$

$$q_u = 63.99 \frac{tn}{m^2}$$

Determinando la presión máxima que ocurre en la punta de la calzada

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{\Sigma V}{B} * \left(1 + \frac{6 * e}{B} \right)$$

$\Sigma V = \text{suma de las fuerzas verticales} = 9.21 \text{ tn}$

$B = \text{ancho de la calzada} = 1.0 \text{ m}$

$e = \text{excentricidad} = 0.119$

Sustituyendo los valores obtenemos que

$$q_{m\acute{a}x} = 15.77 \text{ tn/m}^2$$

A continuación pasamos a verificar si el factor de falla por capacidad de carga de la base es mayor que 3

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{q_u}{q_{\text{máx}}}$$

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{63.99}{15.77}$$

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = 4.06 > 3 \text{ ok!}$$

Cálculo de la tercera hilera de calzaduras

Para la tercera hilera de calzaduras el procedimiento es el mismo.

Se empezará determinando la sobrecarga que actuará sobre la calzada de la segunda hilera.

Sobre carga en la calzada

Se calculó la sobrecarga que produce el puente el estribo teniendo como resultado $q=7.01 \text{ tn/m}^2$, ahora se determinará la sobrecarga que produce la primera hilera de calzaduras y se adicionará a la sobrecarga anterior para poder tener la sobrecarga que se ejerce sobre las calzaduras de la segunda hilera.

La altura de la calzada es 1.00 m

La profundidad de la calzada es 1.00 m

El ancho de la calzada es 1.00 m

El peso específico del concreto es de 2.20 tn/m^3

$$P_{\text{cal}} = 1.00 \times 1.00 \times 1.00 \times 2.20 = 2.20 \text{ tn}$$

$$q = \frac{2.20}{1.00 \times 1.00} + 7.01 = 9.21 \text{ tn/m}^2$$

Proponer las dimensiones de las calzaduras

Se propone las dimensiones de la calzada, la altura es de 1.00 m, para el ancho se propone trabajar con 1.00 m y la profundidad se empezará con un valor de 1.15 m

Fuerza activa de Rankine

Se calcula la fuerza producto de las presiones laterales del terreno

$$P_a = K_a * q * H + \frac{1}{2} * K_a * \gamma * H^2$$

$$K_a = 0.285$$

$$q = 9.21 \text{ tn/m}^2$$

$$H = 1.00 \text{ m}$$

$$\gamma = 2.00 \text{ tn/m}^3$$

Entonces

$$P_a = K_a * q * H + \frac{1}{2} * K_a * \gamma * H^2$$

$$P_a = 0.285 * 9.21 * 1.00 + \frac{1}{2} * 0.285 * 2.00 * 1.00^2$$

$$P_a = 2.62 + 0.29$$

$$P_a = 2.91 \text{ tn}$$

Revisión por volteo respecto a la punta de la calzada

El análisis se hará bajo la siguiente consideración de seguridad $F.S._{(volteo)} > 2$

$$F.S._{(volteo)} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O}$$

El momento producido por la sobrecarga q es

$$M_q = \frac{1}{2} * q * B^2$$

$$Mq = \frac{1}{2} * 9.21 * 1.15^2$$

$$Mq = 6.09 \text{ tn} - \text{m}$$

El momento producido por la calzada es

$$Mw = W * \frac{B}{2}$$

$$Mw = 2.53 * \frac{1.15}{2}$$

$$Mw = 1.45 \text{ tn} - \text{m}$$

Entonces se tiene que

$$\sum M_R = Mq + Mw = 6.09 + 1.45 = 7.54 \text{ tn} - \text{m}$$

El momento producido por la presión lateral de tierra es:

$$M_o = P_a * H * \left(\frac{\frac{P_1}{2} + \frac{P_2}{3}}{P_1 + P_2} \right)$$

$$P_a = K_a * q * H + \frac{1}{2} * K_a * \gamma * H^2$$

$$P_a = 2.91 \text{ tn}$$

$$P_1 = K_a * q * H$$

$$P_1 = 2.62 \text{ tn}$$

$$P_2 = \frac{1}{2} * K_a * \gamma * H^2$$

$$P_2 = 0.29 \text{ tn}$$

$$M_o = 2.91 * 1.00 * \left(\frac{\frac{2.62}{2} + \frac{0.29}{3}}{2.62 + 0.29} \right)$$

$$M_o = 1.41 \text{ tn} - \text{m}$$

Dado que es el único momento favorable al volteo se tiene que

$$\sum M_O = M_O = 1.41 \text{ tn} - m$$

Por lo tanto se tiene que el factor del volteo será.

$$FS_{(\text{volteo})} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O}$$

$$FS_{(\text{volteo})} = \frac{7.54}{1.41}$$

$$FS_{(\text{volteo})} = 5.36 > 2 \text{ ok!}$$

Revisión de la falla por deslizamiento a lo largo de su base

El factor de seguridad contra el deslizamiento se expresa por la ecuación:

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(\sum V) * \tan \phi + B * c}{P_a}$$

Se tiene que

$$\sum V = W + q * B$$

$$\sum V = 2.53 + 9.21 * 1.15$$

$$\sum V = 13.12 \text{ tn}$$

$$K_a = 0.285$$

$$P_a = 2.91 \text{ tn}$$

$$c = 0$$

Reemplazando los valores se tiene que

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(\sum V) * \tan \phi + B * c}{P_a}$$

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{13.12 * \tan (33,809^\circ) + 0}{2.91}$$

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = 3.02 > 1.5 \text{ ok!}$$

Revisión de la falla por capacidad de carga de la base

El factor de seguridad contra la falla por capacidad de carga es

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{q_u}{q_{\text{máx}}}$$

q_u = carga última del suelo

$q_{\text{máx}}$ = presiones máximas

Determinando la carga última del suelo teniendo que cuenta que la cohesión es 0

$$q_u = q' * N_q * F_{qd} * F_{qi} + \frac{1}{2} * \gamma * B' * N_y * F_{\gamma d} * F_{\gamma i}$$

Hallando las variables de la ecuación

$$q' = 2.00 \text{ tn/m}^2$$

$$\gamma = 2.00 \text{ tn/m}^3$$

$$B = 115 \text{ m}$$

$$e = 0.107 \text{ m}$$

Verificando que se cumpla

$$e < \frac{B}{6}$$

$$e = 0.107 < 0.192$$

$$B' = 0.935 \text{ m}$$

Los factores de capacidad de carga según Vesic se hallan en la Tabla 11.1 del libro de "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica" del Braja M. Das

factores de capacidad de carga	
Nc	42.16
Nq	29.44
Ny	41.06

Los factores de profundidad se calculan de la siguiente manera

Como $\frac{Df}{B} = 0.87 < 1$ se usará la primera condición con lo cual

factores de profundidad	
Fcd	1.35
Fqd	1.23
Fyd	1.00

Los factores de inclinación de la carga se determinan con las fórmulas

Donde

$$\beta = \tan^{-1} \left(\frac{P_a}{\sum V} \right) = 15.89^\circ$$

$$\phi = 33.81^\circ$$

Hallando los valores de los factores de inclinación de la carga resulta

factores de inclinación	
Fci	0.74
Fqi	0.74
Fyi	0.40

Reemplazando los valores encontrados en la expresión:

$$q_u = q' * N_q * F_{qd} * F_{qi} + \frac{1}{2} * \gamma * B' * N_y * F_{\gamma d} * F_{\gamma i}$$
$$q_u = 68.91 \frac{tn}{m^2}$$

Determinando la presión máxima que ocurre en la punta de la calzada

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{\Sigma V}{B} * \left(1 + \frac{6 * e}{B}\right)$$

$\Sigma V = \text{suma de las fuerzas verticales} = 13.12 \text{ tn}$

$B = \text{ancho de la calzada} = 1.15 \text{ m}$

$e = \text{excentricidad} = 0.107$

Sustituyendo los valores obtenemos que

$$q_{m\acute{a}x} = 17.80 \text{ tn/m}^2$$

A continuación pasamos a verificar si el factor de falla por capacidad de carga de la base es mayor que 3

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{q_u}{q_{m\acute{a}x}}$$

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{68.91}{17.80}$$

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = 3.87 > 3 \text{ ok!}$$

ANEXO IV

PRESUPUESTO

Presupuesto

Presupuesto

CALZADURAS

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	OBRAS PROVISIONALES				6,321.60
01.01	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION	GLB	1.00	2,000.00	2,000.00
01.02	CAMPAMENTO DE OBRA	GLB	1.00	3,600.00	3,600.00
01.03	CARTEL DE OBRA 3.00 X 3.00m	GLB	1.00	721.60	721.60
02	OBRAS PRELIMINARES				311.30
02.01	TRAZO Y REPLANTEO	m2	70.00	3.38	236.60
02.02	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	30.00	2.49	74.70
03	MOVIMIENTO DE TIERRAS				18,156.72
03.01	ACONDICIONAMIENTO DEL CAUCE	m3	70.00	20.65	1,445.50
03.02	EXCAVACION DE TIERRA BAJO AGUA	m3	126.00	64.78	8,162.28
03.03	RELLENO CON MATERIAL PROPIO	m3	72.00	21.44	1,543.68
03.04	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	70.20	99.79	7,005.26
04	CONCRETO SIMPLE				14,018.58
04.01	CONCRETO CICLOPEO 1:10 + 30% DE P.G.	m3	54.00	225.11	12,155.94
04.02	ENCOFRADO PARA CALZADURAS HASTA 1.00 M.	m2	72.00	25.87	1,862.64
	COSTO DIRECTO				38,808.20

SON : TRENTIOCHO MIL OCHOCIENTOS OCHO Y 20/100 NUEVOS SOLES -

Análisis de precios unitarios

Presupuesto								
Subpresupuesto		CALZADURAS						
Partida	01.01	(919000000008-0301027-01) MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION						
Rendimiento	GLB/DIA	MO.	EQ.	Costo unitario directo por :			2,000.00	
				GLB				
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.		
Mano de Obra								
0147990002	MANO DE OBRA INC. LEYES SOCIALES		est		0.2000	2,000.00	400.00	
						400.00		
Materiales								
0248710006	MAQUINARIA Y EQUIPO NACIONAL		GLB		0.8000	2,000.00	1,600.00	
						1,600.00		
Partida	01.02	(900402010144-0301027-01) CAMPAMENTO DE OBRA						
Rendimiento	GLB/DIA	MO.	EQ.	Costo unitario directo por :			3,600.00	
				GLB				
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.		
Materiales								
0243000031	OFICINA		m2		20.0000	70.00	1,400.00	
0243000032	ALMACEN		m2		20.0000	70.00	1,400.00	
0243000033	BAÑOS QUIMICOS PORTATILES		und		2.0000	400.00	800.00	
						3,600.00		
Partida	01.03	(900402010142-0301027-01) CARTEL DE OBRA 3.00 X 3.00m						
Rendimiento	GLB/DIA	MO.	1.0000	EQ.	1.0000	Costo unitario directo por :		
						GLB		
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.		
Mano de Obra								
0147010002	OPERARIO		hh	1.0000	8.0000	13.50	108.00	
0147010004	PEON		hh	2.0000	16.0000	10.50	168.00	
						276.00		
Materiales								
0202010005	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"		kg		1.0000	4.50	4.50	
0202100010	PERNOS HEXAGONALES DE 3/4" x 3 1/2"		pza		9.0000	4.50	40.50	
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)		BOL		0.9000	16.00	14.40	
0238000000	HORMIGON		m3		0.3600	45.00	16.20	
0244000016	MADERA TORNILLO CEPILLADA		p2		65.0000	3.20	208.00	
0244030024	TRIPLAY DE 8 MM		m2		8.6400	16.00	138.24	
0254020042	PINTURA ESMALTE SINTETICO		gln		0.4320	55.00	23.76	
						445.60		

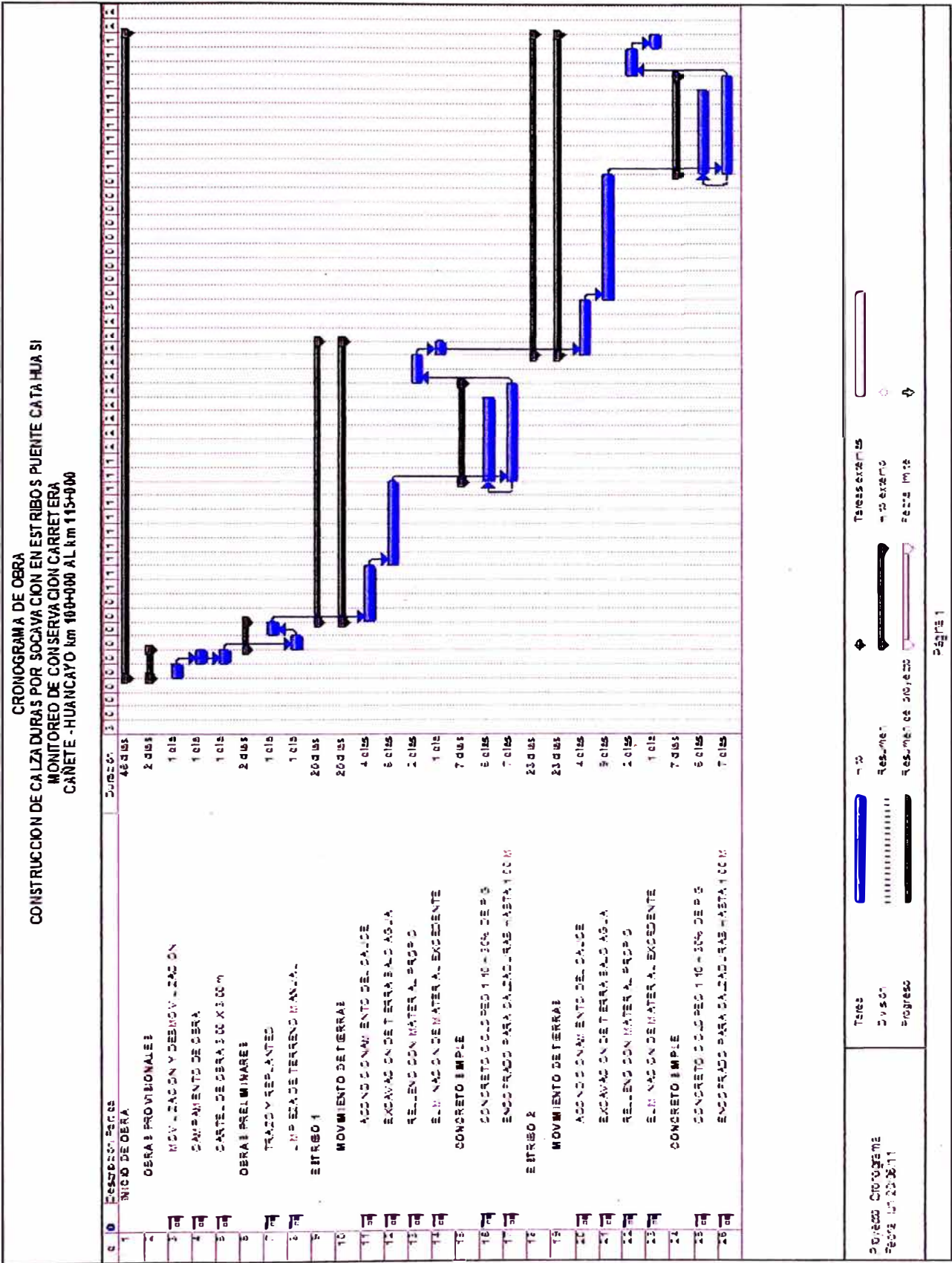
Partida	02.01		(900302070102-0301027-01) TRAZO Y REPLANTEO					
Rendimiento	m2/DIA		MO.	100.0000	EQ.	100.0000	Costo unitario directo por : m2	3.38
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.		Parcial S/.	
Mano de Obra								
0147010001	CAPATAZ		hh	0.4000	0.0320		15.50	0.50
0147010002	OPERARIO		hh	0.5000	0.0400		13.50	0.54
0147010004	PEON		hh	1.5000	0.1200		10.50	1.26
							2.30	
Materiales								
0202010006	CLAVOS PARA MADERA C/C 3/4"		kg		0.0400		4.50	0.18
0203020002	ACERO CORRUGADO Ø 3/8"		kg		0.0120		4.20	0.05
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)		BOL		0.0160		16.00	0.26
0230550004	NIVEL		DIA		0.0040		30.00	0.12
0230550010	TEODOLITO		DIA		0.0040		50.00	0.20
0238000004	HORMIGON (PUESTO EN OBRA)		m3		0.0050		45.00	0.23
0239060020	TIZA		BOL		0.0100		0.50	0.01
0244000016	MADERA TORNILLO CEPILLADA		p2		0.0100		3.20	0.03
							1.08	
Partida	02.02		(900302010101-0301027-01) LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL					
Rendimiento	m2/DIA		MO.	40.0000	EQ.	40.0000	Costo unitario directo por : m2	2.49
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.		Parcial S/.	
Mano de Obra								
0147010002	OPERARIO		hh	0.1000	0.0200		13.50	0.27
0147010004	PEON		hh	1.0000	0.2000		10.50	2.10
							2.37	
Equipos								
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		5.0000		2.37	0.12
							0.12	
Partida	03.01		(901102010206-0301027-01) ACONDICIONAMIENTO DEL CAUCE					
Rendimiento	m3/DIA		MO.	4.5000	EQ.	4.5000	Costo unitario directo por : m3	20.65
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.		Parcial S/.	
Mano de Obra								
0147010001	CAPATAZ		hh	0.0500	0.0889		15.50	1.38
0147010004	PEON		hh	1.0000	1.7778		10.50	18.67
							20.05	
Equipos								
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		3.0000		20.05	0.60
							0.60	

Partida	03.02	(900504010105-0301027-01) EXCAVACION DE TIERRA BAJO AGUA						
Rendimiento	m3/DIA		MO. 14.0000		EQ. 14.0000	Costo unitario directo por :	64.78	
						m3		
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.		
	Mano de Obra							
0147010003	OFICIAL		hh	1.0000	0.5714	11.50	6.57	
0147010004	PEON		hh	8.0000	4.5714	10.50	48.00	
						54.57		
	Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		3.0000	54.57	1.64	
0348080000	MOTOBOMBA 10 HP 4"		hm	1.0000	0.5714	15.00	8.57	
						10.21		
Partida	03.03	(900401021000-0301027-01) RELLENO CON MATERIAL PROPIO						
Rendimiento	m3/DIA		MO. 20.0000		EQ. 20.0000	Costo unitario directo por :	21.44	
						m3		
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.		
	Mano de Obra							
0147010001	CAPATAZ		hh	0.1000	0.0400	15.50	0.62	
0147010004	PEON		hh	4.0000	1.6000	10.50	16.80	
						17.42		
	Materiales							
0239050000	AGUA		m3		0.0500	3.00	0.15	
						0.15		
	Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		5.0000	17.42	0.87	
0349030001	COMPACTADOR VIBR. TIPO PLANCHA 4 HP		hm	0.5000	0.2000	15.00	3.00	
						3.87		
Partida	03.04	(900303050107-0301027-01) ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE						
Rendimiento	m3/DIA		MO. 25.0000		EQ. 25.0000	Costo unitario directo por :	99.79	
						m3		
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.		
	Mano de Obra							
0147010001	CAPATAZ		hh	0.1000	0.0320	15.50	0.50	
0147010004	PEON		hh	6.0000	1.9200	10.50	20.16	
						20.66		
	Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		2.0000	20.66	0.41	
0348040034	CAMION VOLQUETE 12 M3.		hm	3.0000	0.9600	82.00	78.72	
						79.13		

Partida	04.01	(900304100305-0301027-01) CONCRETO CICLOPEO 1:10 + 30% DE P.G.						
Rendimiento	m3/DIA	MO.	11.0000	EQ.	11.0000	Costo unitario directo por :	225.11	
						m3		
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.		
Mano de Obra								
0147010001	CAPATAZ		hh	0.1000	0.0727	15.50	1.13	
0147010002	OPERARIO		hh	2.0000	1.4545	13.50	19.64	
0147010003	OFICIAL		hh	1.0000	0.7273	11.50	8.36	
0147010004	PEON		hh	8.0000	5.8182	10.50	61.09	
						90.22		
Materiales								
0205000009	PIEDRA GRANDE DE 8"		m3		0.5000	40.00	20.00	
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)		BOL		4.0000	16.00	64.00	
0238000000	HORMIGON		m3		0.8700	45.00	39.15	
0239050000	AGUA		m3		0.1800	3.00	0.54	
						123.69		
Equipos								
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		5.0000	90.22	4.51	
0349100007	MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3		hm	0.4000	0.2909	23.00	6.69	
						11.20		
Partida	04.02	(900304100201-0301027-01) ENCOFRADO PARA CALZADURAS HASTA 1.00 M.						
Rendimiento	m2/DIA	MO.	12.0000	EQ.	12.0000	Costo unitario directo por :	25.87	
						m2		
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.		
Mano de Obra								
0147010001	CAPATAZ		hh	0.1000	0.0667	15.50	1.03	
0147010002	OPERARIO		hh	1.0000	0.6667	13.50	9.00	
0147010004	PEON		hh	0.5000	0.3333	10.50	3.50	
						13.53		
Materiales								
0202010005	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"		kg		0.0500	4.50	0.23	
0202040010	ALAMBRE NEGRO N°8		kg		0.0500	4.50	0.23	
0243010003	MADERA TORNILLO		p2		3.5000	3.20	11.20	
						11.66		
Equipos								
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		5.0000	13.53	0.68	
						0.68		

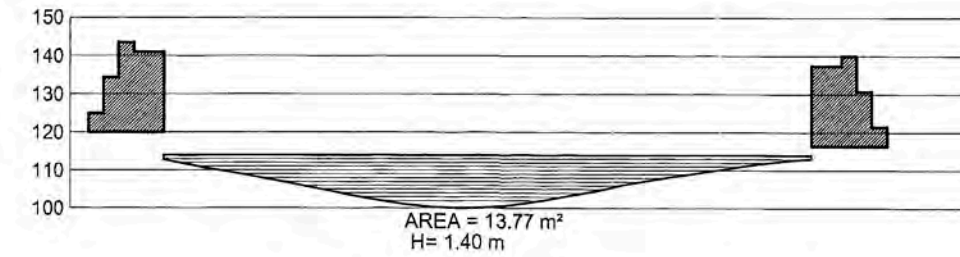
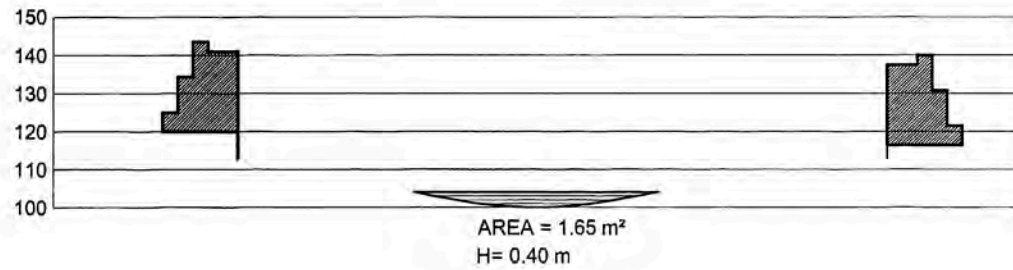
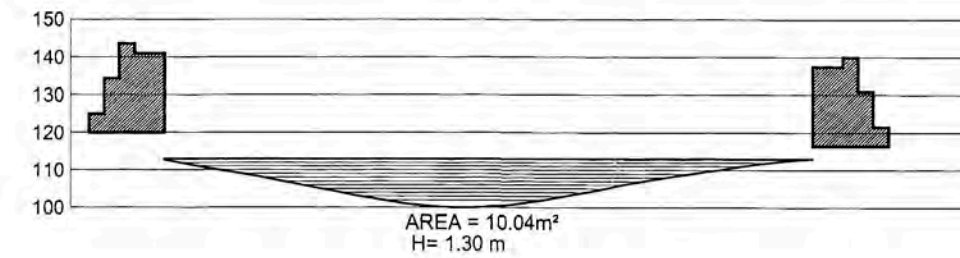
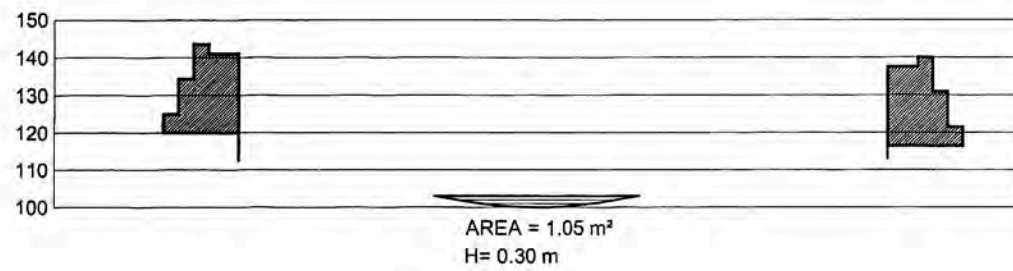
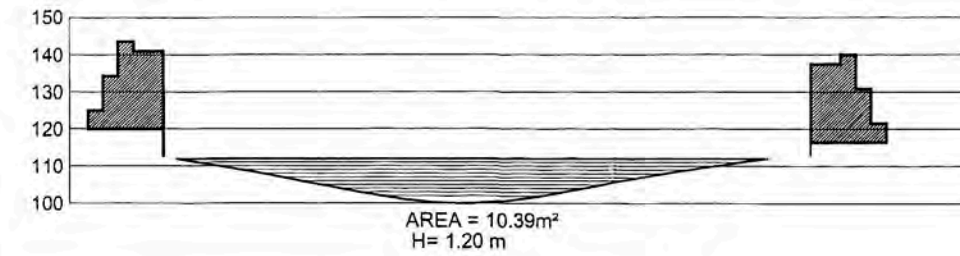
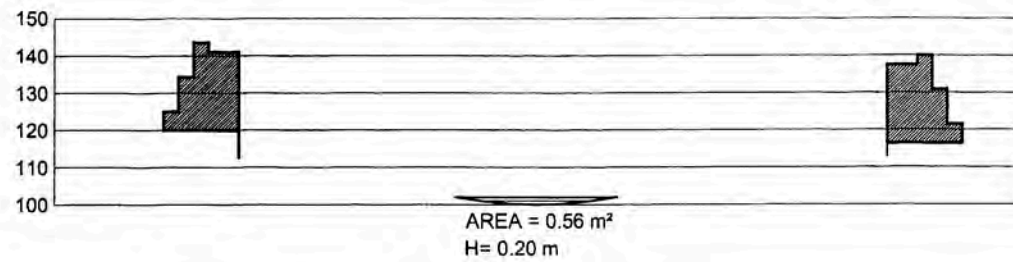
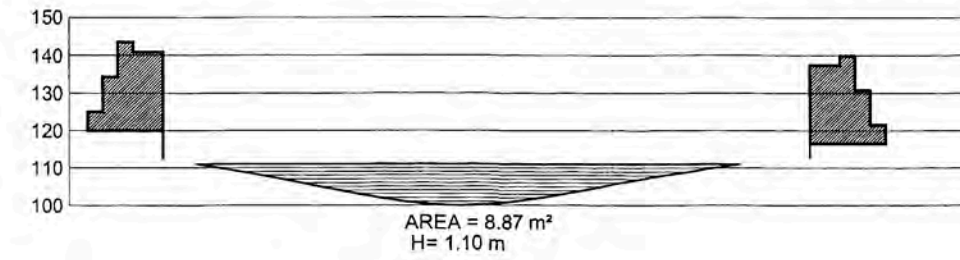
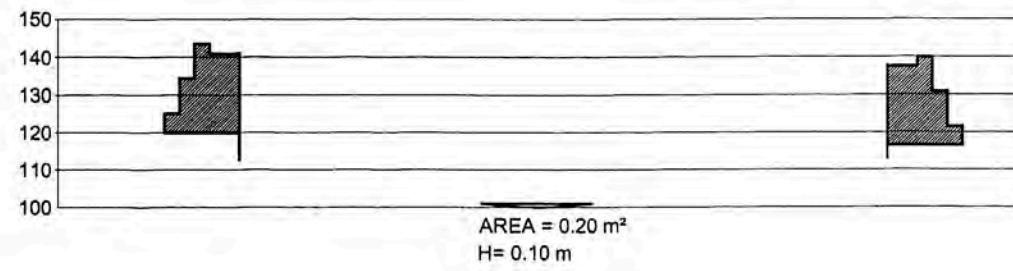
ANEXO V

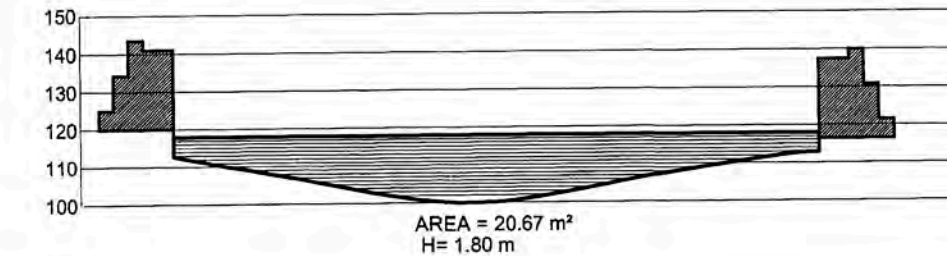
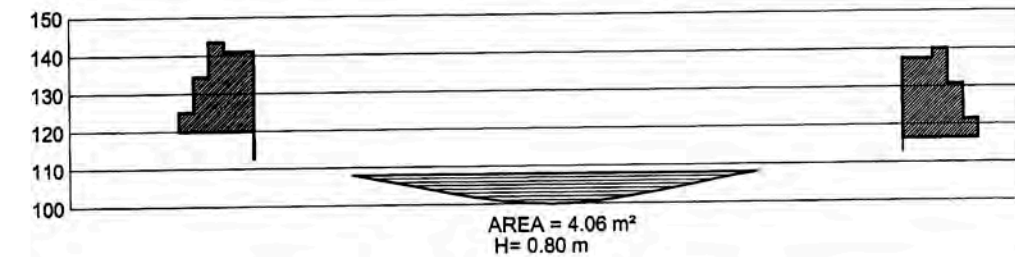
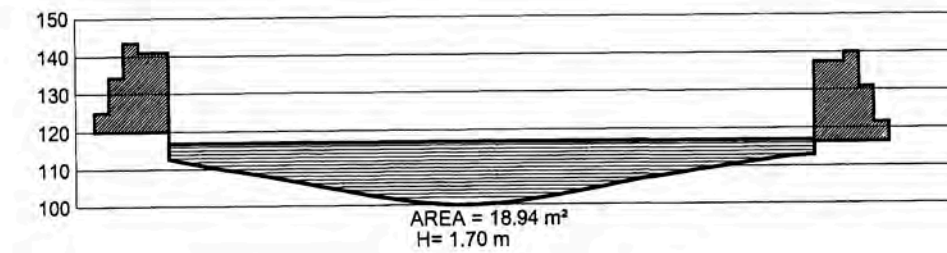
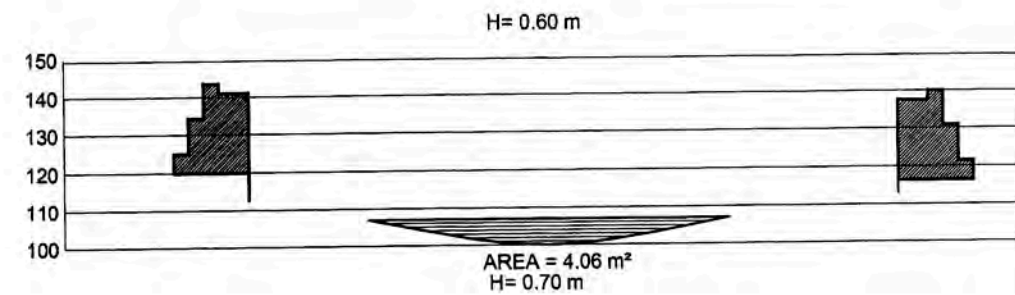
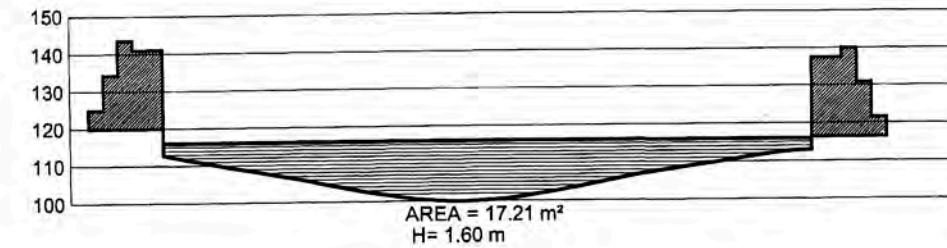
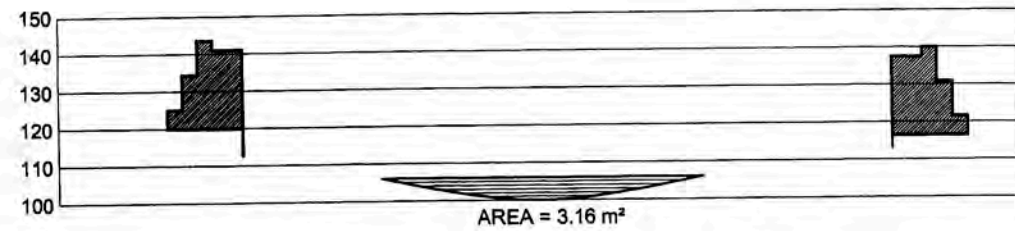
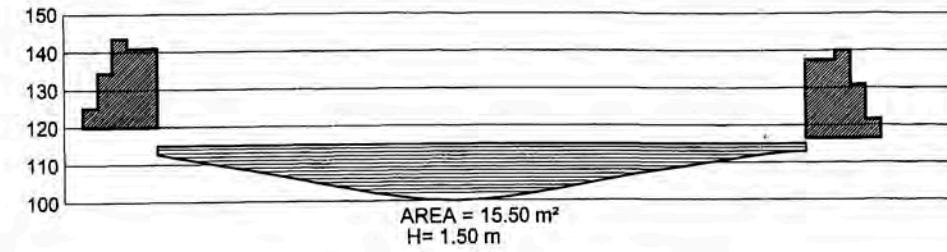
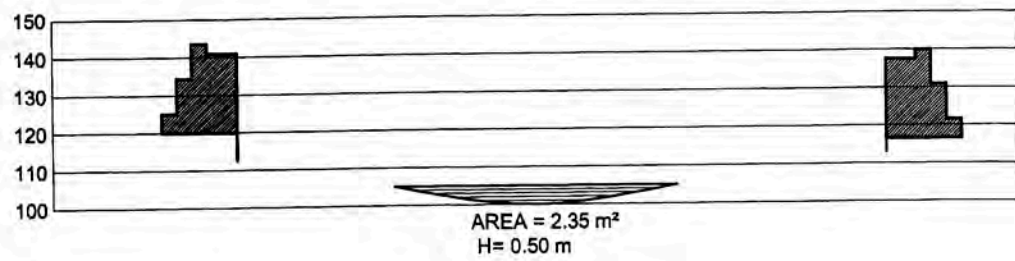
PROGRAMACION DE OBRA

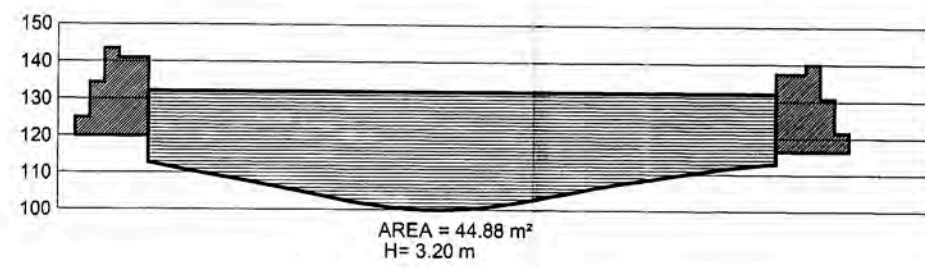
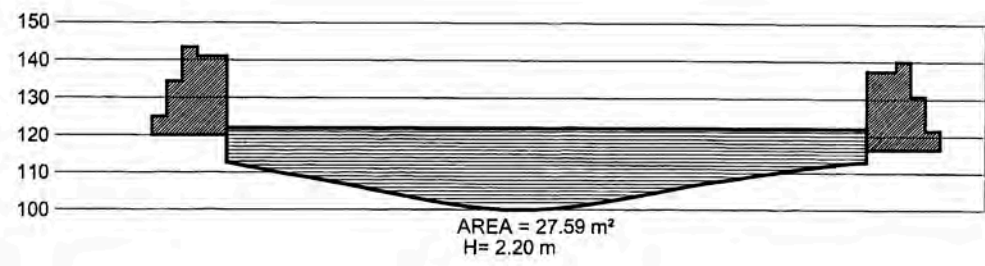
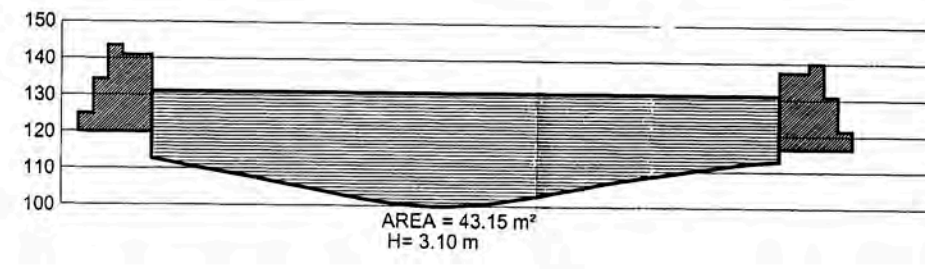
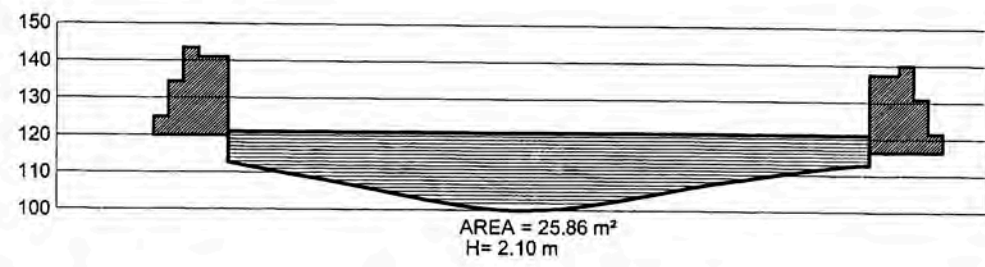
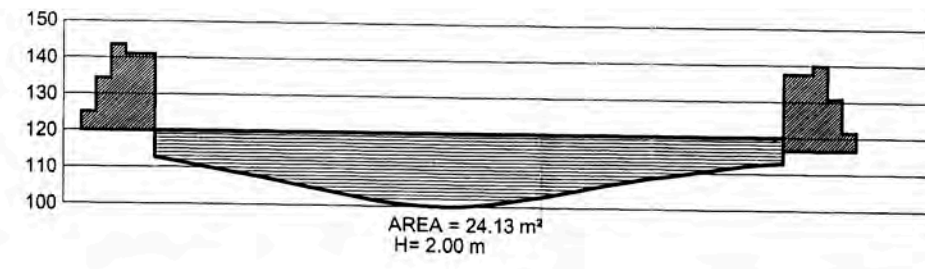
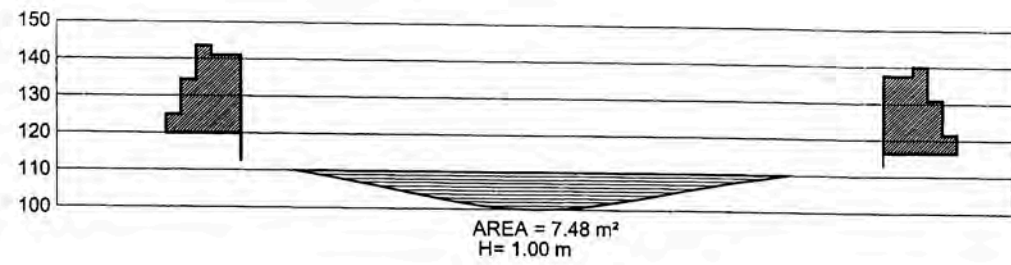
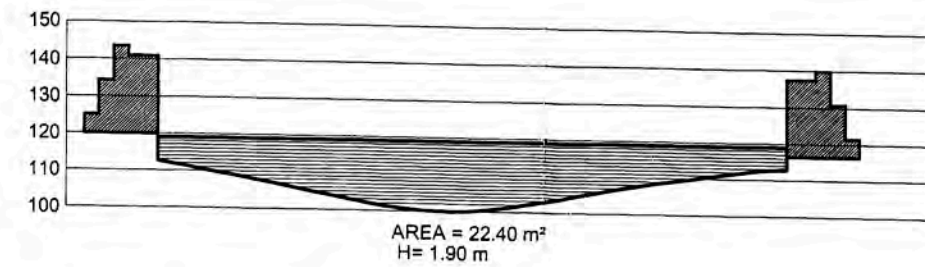
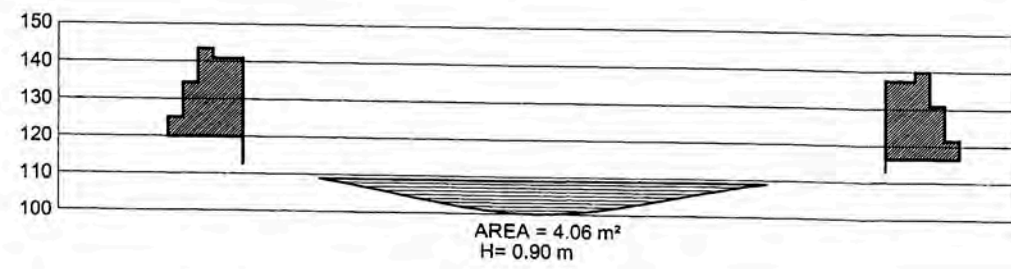


ANEXO VI

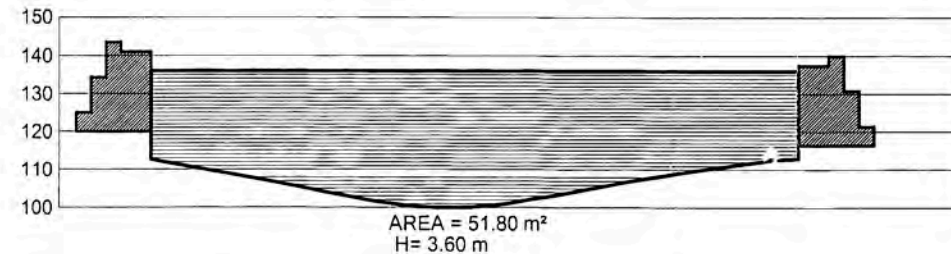
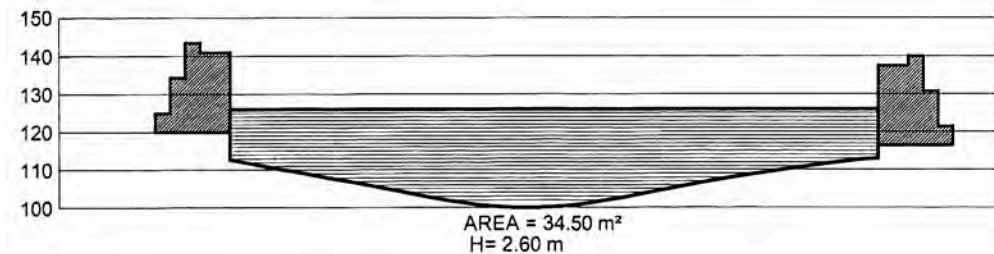
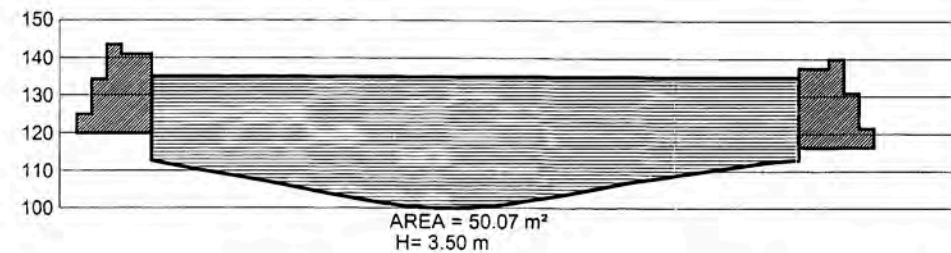
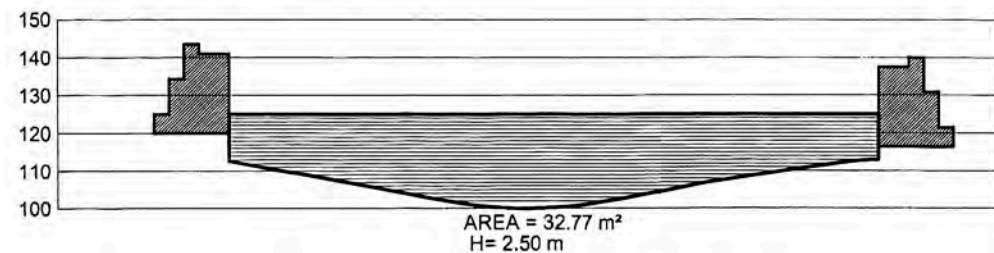
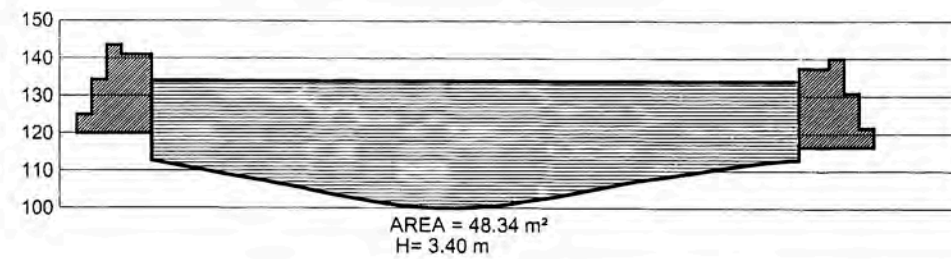
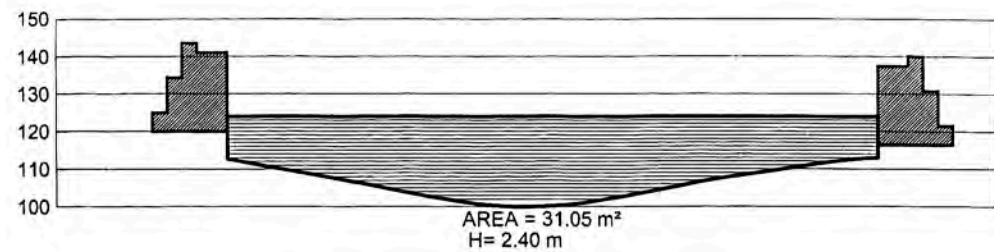
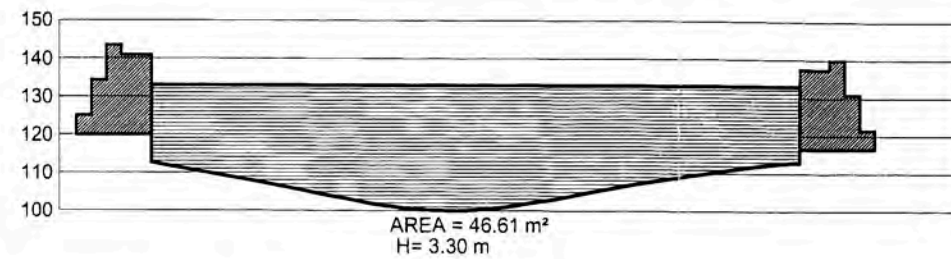
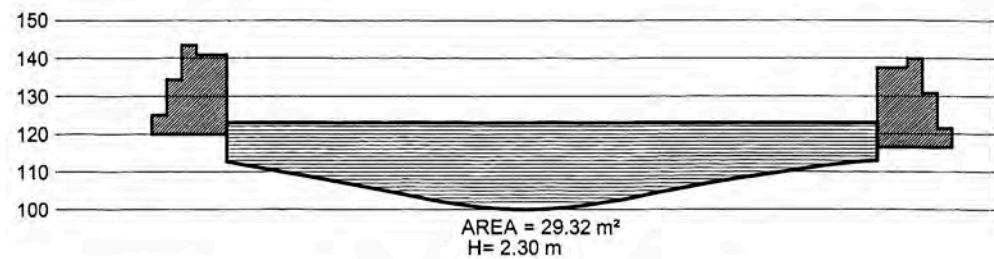
PLANOS

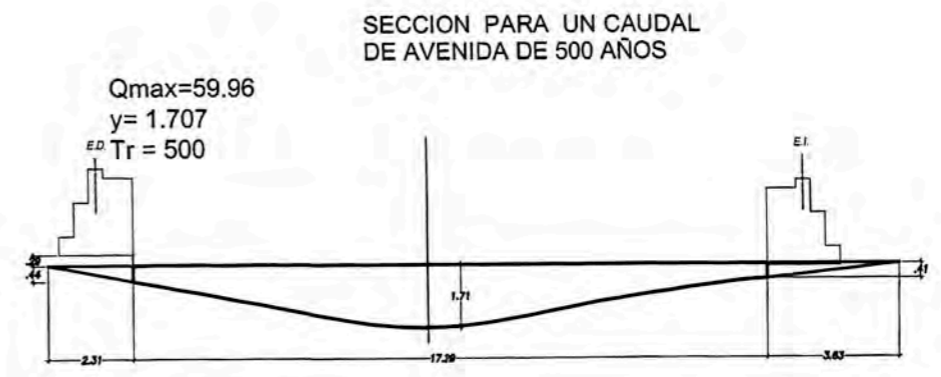
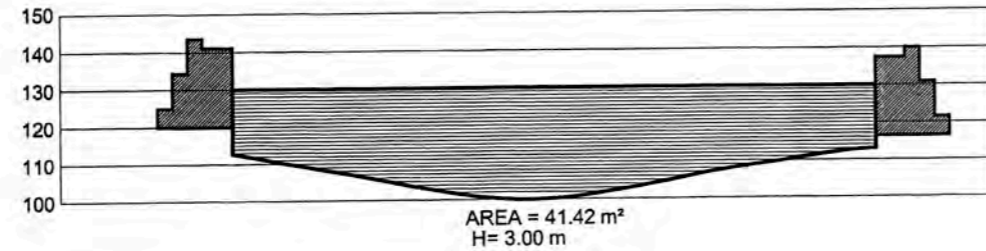
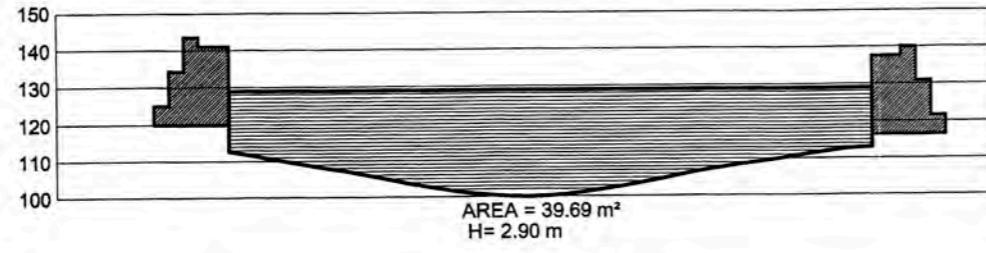
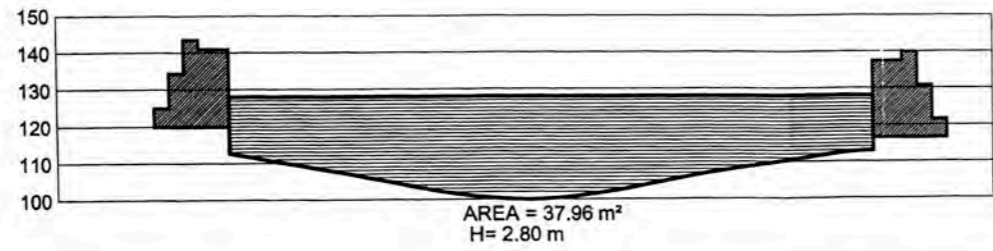
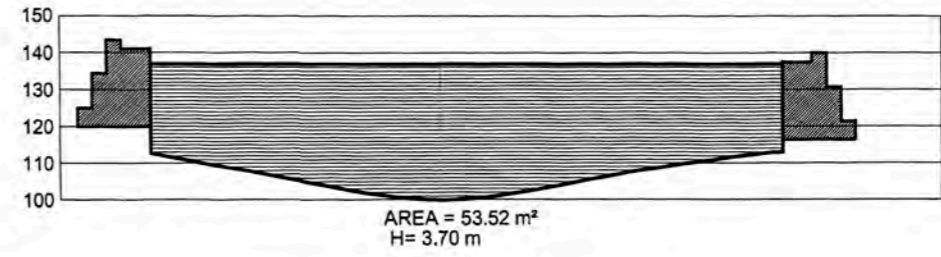
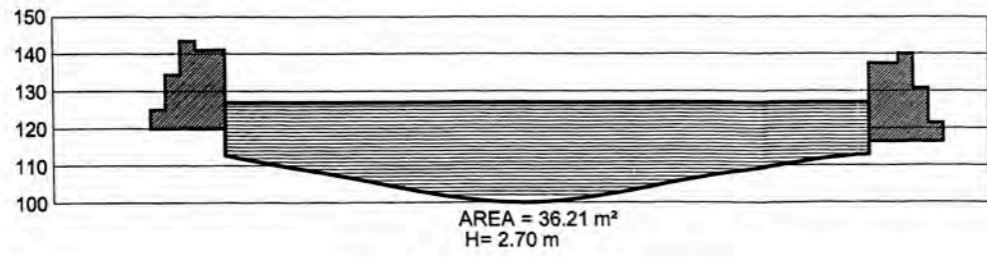






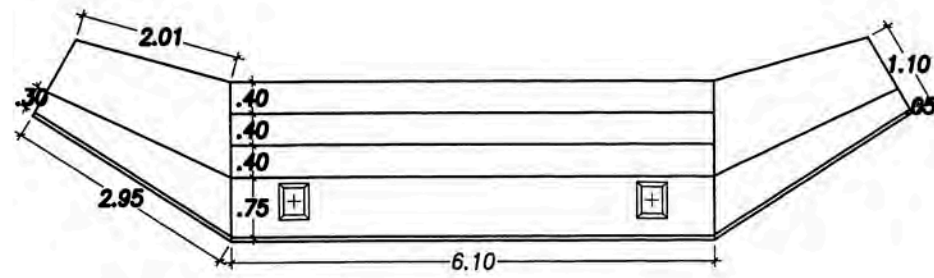
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL	TITULACION PROFESIONAL 2011 MODALIDAD DE ACTUALIZACION DE CONOCIMIENTOS	CONSTRUCCION DE CALZADURAS POR SOCAVACION EN ESTRIBOS PUENTE CATAHUASI	ASESOR: ING. DOMINGUEZ DAVILA	ESCALA: 1/200	FECHA: JUNIO 2011	LAMINA: ST-03
		MONITOREO DE CONSERVACION DE CARRETERA CAÑETE - HUANCAYO km 100+000 AL km 115+000	ELABORADO: HERNAN DURAN PARODI			





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL	TITULACION PROFESIONAL 2011 MODALIDAD DE ACTUALIZACION DE CONOCIMIENTOS	CONSTRUCCION DE CALZADURAS POR SOCAVACION EN ESTRIBOS PUENTE CATAHUASI MONITOREO DE CONSERVACION DE CARRETERA CAÑETE - HUANCAYO km 100+000 AL km 115+000	ASESOR: ING. DOMINGUEZ DAVILA	ESCALA: 1/200	FECHA: JUNIO 2011	LAMINA: ST-05
			ELABORADO: HERNAN DURAN PARODI			

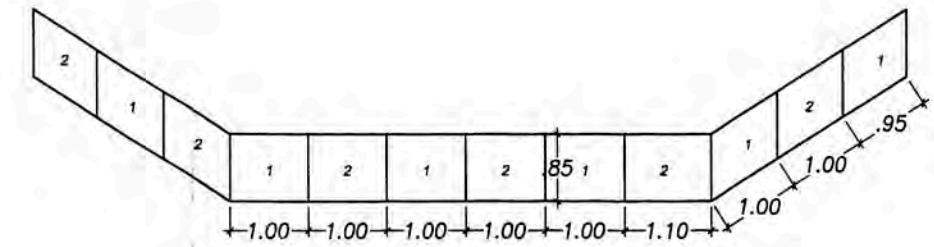
DETALLE DE CALZADURAS



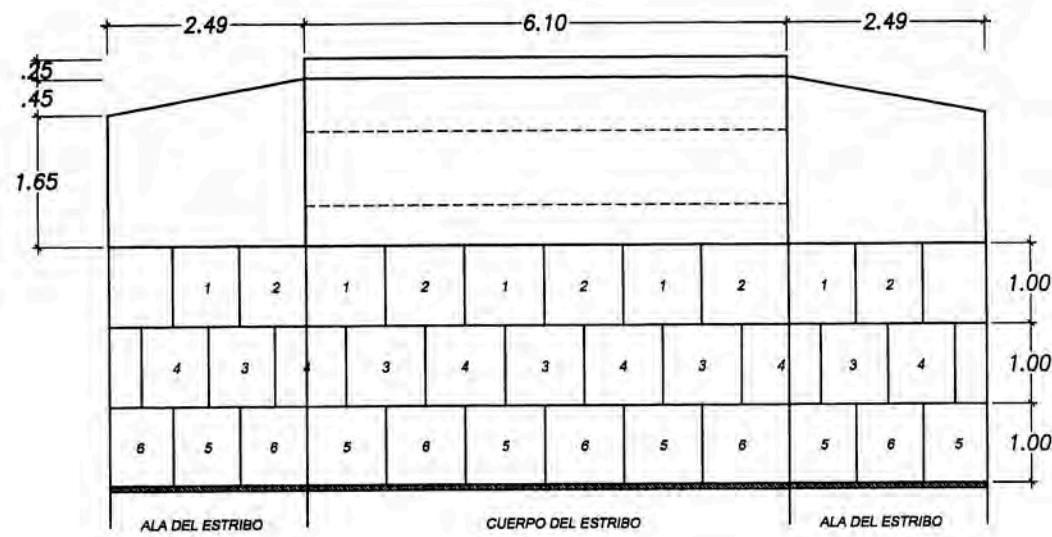
VISTA EN PLANTA
Esc.: 1/100

- NOTAS:**

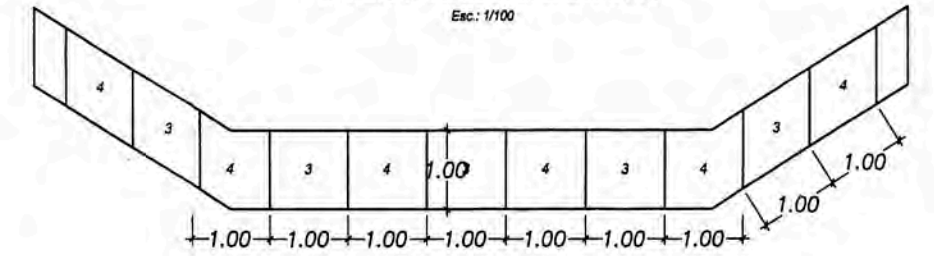
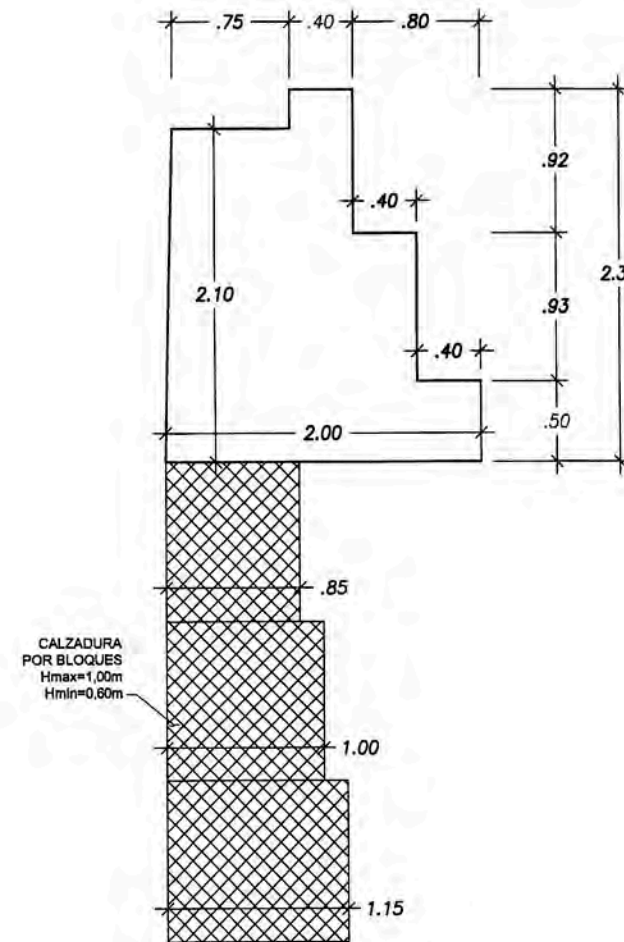
 1. EXCAVAR Y LLENAR 1, LUEGO EXCAVAR Y LLENAR 2.
 2. EXCAVAR Y LLENAR 3, LUEGO EXCAVAR Y LLENAR 4.
 2. CONTINUAR EN EL MISMO ORDEN Y RESPETANDO LA ALINEACION INDICADA DE JUNTAS.



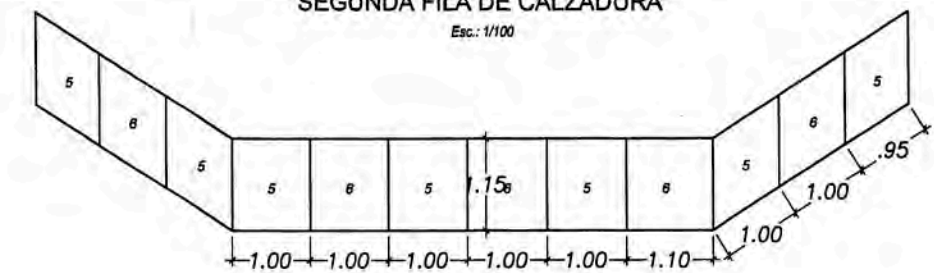
PRIMERA FILA DE CALZADURA
Esc.: 1/100



ELEVACIÓN FRONTAL
Esc.: 1/100



SEGUNDA FILA DE CALZADURA
Esc.: 1/100



TERCERA FILA DE CALZADURA
Esc.: 1/100

