



UNIVERSIDAD PRIVADA TELESUP
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL Y
DESARROLLO INMOBILIARIO

TESIS

PROTECCIÓN DE ESTRIBOS ANTE LA SOCAVACION DEL
PUENTE TALAVERA ATIRANTADO EN EL DISTRITO DE SAN
JUAN DE LURIGANCHO- LIMA, PERÚ 2019.

PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

AUTOR

Br. HANS NICANOR RAMOS TUPAC

LIMA – PERÚ

2019

ASESOR DE TESIS

.....
MSC. STIVENS SANABRIA

JURADO DICTAMINADOR

.....
MG. EDMUNDO JOSE BARRANTES RIOS
PRESIDENTE

.....
MG. JUAN CACEDA CORILLOCLLA
SECRETARIO

.....
MG. DANIEL VICTOR SURCO SALINAS
VOCAL

DEDICATORIA

A mis padres Giovana & Nicanor, por todo su apoyo incondicional y su gran cariño, este trabajo es realizado gracias a ellos.

A mi familia quienes compartieron y me ayudaron para ser mejor cada día.

A mí querida novia.

AGRADECIMIENTO

A Dios por bendecirme para llegar hasta donde he llegado, porque hizo realidad este sueño anhelado.

A la Universidad Privada Telesup por darme la oportunidad de pertenecer a sus aulas.

A todos mis profesores por haberme brindado sus conocimientos día a día.

RESUMEN

El puente peatonal atirantado llamado talavera de la solidaridad de lima se determinó que el colapso fue por falla de la socavación basado en la cimentación de sus estribos. Por lo cual sucede sobre todo en puentes construido hace más de 20 años, donde el criterio fundamental de diseño de la cimentación obedecía más a la capacidad portante y no a los fenómenos de socavación probables que ocurren de a largo plazo. Los cauces producen socavación general que consiste en el descenso del fondo de un río cuando se presenta una creciente, debido al transporte de partículas en suspensión. Por lo tanto, este efecto depende de diferentes variables tales como el caudal, la velocidad, el tipo y las condiciones del lecho, el ancho y la profundidad del cauce, entre otras. Además, para este caso del puente peatonal se presenta una socavación local que consiste en el descenso del fondo del cauce al pie de su estructura que es rodeada por la corriente, y depende de todos los factores antes mencionados incluyendo la forma y las dimensiones de la estructura y su orientación en relación con la corriente principal. Los puentes peatonales y vehiculares que han fallado por este fenómeno generalmente no tuvieron en su etapa de diseño un estudio hidráulico correcto, por lo que se elaboró el diseño de su cimentación sin contemplar las profundidades de socavación probables de a largo plazo de acuerdo con las características del cauce y de la cuenca.

Existen casos de puentes que fueron construidos sin ningún estudio hidrológico, hidráulico y de socavación. Este informe es una evaluación de las causas del colapso del puente Solidaridad visto en mucha polémica en estos últimos años. Mediante un estudio riguroso se identificaron las causas principales que han generado el colapso parcial del puente. Como solución se podría haber optado en la construcción pilotes, ya que son estructuras que trasladan la carga hacia un estrado resistente del suelo. Tienen como característica la de estar a gran profundidad y no correr el riesgo de ser socavado, como también se podría haber optado en la construcción muros de gaviones para la protección y estabilización de la cimentación de sus estribos del puente peatonal.

Palabras claves: Estribos, caudal, hidrológico, hidráulico, pilotes, muros de gaviones.

ABSTRACT

The cable-stayed pedestrian bridge called Talavera de la Solidaridad de Lima was determined to have collapsed due to scour failure based on the foundations of its abutments. For this reason, it happens especially in bridges built more than 20 years ago, where the fundamental design criteria of the foundation obeyed more to the bearing capacity and not to the probable scour phenomena that occur in the long term. The channels produce general scour that consists of the descent of the bottom of a river when a flood occurs, due to the transport of suspended particles. Therefore, this effect depends on different variables such as flow, speed, type and conditions of the bed, width and depth of the channel, among others. In addition, for this case of the pedestrian bridge there is a local scour that consists of the descent of the bottom of the channel at the foot of its structure that is surrounded by the current, and depends on all the factors mentioned above including the shape and dimensions of the structure and its orientation relative to the mainstream. Pedestrian and vehicular bridges that have failed due to this phenomenon generally did not have a correct hydraulic study in their design stage, so their foundation design was drawn up without considering the probable long-term scour depths according to the characteristics of the riverbed and of the basin.

There are cases of bridges that were built without any hydrological, hydraulic and scour study. This report is an evaluation of the causes of the collapse of the Solidarity Bridge seen in much controversy in recent years. Through a rigorous study, the main causes that have generated the partial collapse of the bridge were identified. As a solution, the construction of piles could have been chosen, since they are structures that transfer the load to a resistant platform of the ground. They have the characteristic of being at great depth and not running the risk of being undermined, as well as gabion walls could have been chosen for the protection and stabilization of the foundations of their pedestrian bridge abutments.

Keywords: Abutments, flow, hydrological, hydraulic, piles, gabion walls.

ÍNDICE DE CONTENIDO

CARÁTULA.....	i
ASESOR DE TESIS.....	ii
JURADO DICTAMINADOR.....	iii
DEDICATORIA.....	iv
AGRADECIMIENTO.....	v
RESUMEN.....	vi
ABSTRACT.....	vii
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	viii
ÍNDICE DE TABLAS.....	ix
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xiii
INTRODUCCIÓN.....	xiv
I. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	15
1.1 Planteamiento del problema.....	15
1.2 Formulación del problema.....	18
1.2.1 Problema General.....	18
1.2.2 Problemas Específicos.....	18
1.3 Justificación del estudio.....	18
1.4 Objetivos de la investigación.....	20
1.4.1 Objetivo General.....	20
1.4.2 Objetivos Específicos.....	20
II. MARCO TEÓRICO.....	21
2.1. Antecedentes de la investigación.....	26
2.1.1 Antecedentes nacionales.....	26
2.1.2 Antecedentes internaciones.....	32
2.2. Bases teóricas de las variables.....	33
2.2.1 Bases teóricas de la variable independiente.....	33
2.2.1.1 Definiciones de la protección de estribos.....	33
2.2.1.2 Definiciones de las dimensiones de la protección de estribos.....	36
2.2.1.3 Características de la protección de estribos.....	47
2.2.1.4 Importancia de la protección de estribos.....	47

2.2.1.5 Tipos de protección de estribos.....	48
2.2.1.6 Clasificación protección de estribos en su proceso constructivo	51
2.2.1.7 Clasificación protección de estribos en terraplén aproche.....	51
2.2.1.8 Formación de vórtices al pie de estribos.....	51
2.2.2 Bases teóricas de la variable dependiente.....	52
2.2.2.1 Definiciones de la socavación.....	52
2.2.2.2 Definiciones de las dimensiones de la socavación.....	53
2.2.2.3 Características de la socavación.....	56
2.2.2.4 Importancia de la socavación.....	56
2.2.2.5 Tipos de la socavación.....	57
2.2.2.6 Factores que afectan la socavación local en estribos.....	66
2.2.2.7 Influencia de las mareas sobre la socavación.....	66
2.2.2.8 Socavación en estribos de puentes.....	67
2.2.2.9 Profundidad de socavación al pie de estribos.....	68
2.2.3.0 Análisis de los caudales en la socavación.....	69
2.3. Definición de términos básicos.....	72
III. METODOS Y MATERIALES.....	73
3.1. Hipótesis de la investigación.....	73
3.1.1 Hipótesis general.....	73
3.1.2 Hipótesis específicas.....	73
3.2. Variables de estudio.....	73
3.2.1 Definición conceptual.....	73
3.2.2 Definición operacional.....	75
3.3. Tipo y nivel de la investigación.....	76
3.4. Diseño de la investigación.....	76
3.5. Población y muestra de estudio.....	76
3.5.1 Población.....	76
3.5.2 Muestra.....	77
3.6. Técnicas e instrumentos de recolección datos.....	78
3.6.1 Técnicas de recolección de datos.....	78

3.6.2 Instrumentos de recolección de datos.....	78
3.7. Métodos de análisis de datos.....	79
3.8. Aspectos éticos.....	79
IV. ASPECTO ADMINISTRATIVOS.....	80
4.1. Presupuesto.....	80
4.2. Cronograma del trabajo de tesis.....	82
V. RESULTADOS.....	83
5.1.Resultados de análisis estadístico.....	84
VI. DISCUSIÓN.....	90
VII. CONCLUSIONES.....	91
VIII. RECOMENDACIONES.....	93
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	95
PLANOS DEL PROYECTO PUENTE TALAVERA.....	96
PRESUPUESTO DE DEFENSA DE MAMPOSTERIA CON GAVIONES.....	101
ESTUDIO DE TOPOGRAFICO.....	103
ESTUDIO DE TRANSITABILIDAD.....	105
ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS.....	106
PERFIL ESTRATÉGICO.....	125
ENSAYOS DE LABORATORIO.....	128
PANEL FOTOGRÁFICO.....	137
MAPA DE ZONIFICACIÓN SISMICA DEL PERÚ.....	145
UBICACIÓN DE CALICATAS.....	149
Anexo 1: Matriz de Consistencia.....	152
Anexo 2: Matriz de Operacionalización.....	153
Anexo 3: Instrumentos.....	154
Anexo 4: Propuesta de valor.....	157
Anexo 5: Validación de Instrumentos.....	169

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Cuadro evolutivo de los puentes.....	27
Tabla 2: Formulas para sacar las constantes.....	30
Tabla 3: Clasificación de protección de los estribos en cuanto a su proceso constructivo.....	51
Tabla 4: Clasificación de protección de los estribos en cuanto al terraplén de aproche.....	51
Tabla 5: Tipo de Socavación.....	57
Tabla 6: Caudales máximos instantáneos-Río Rímac.....	70
Tabla 7: Caudales máximos instantáneos para diferentes periodos de retorno al Rio Rima	70
Tabla 8: Curva de frecuencia de caudales máximos instantáneo.....	71
Tabla 9: Valores máximos recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje	71

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Reconstrucción del puente malecón checa.....	22
Figura 2: Construcción con pilotes.....	24
Figura 3: Construcción de reforzamiento en los cables atirantado opuesto.....	25
Figura 4: Construcción de muros de mampostería con gaviones.....	26
Figura 5: Componentes de un estribo.....	34
Figura 6: Sección transversal del cauce.....	36
Figura 7: Elementos constituyentes de los gaviones tipo caja.....	38
Figura 8: Esquema de muro flexible.....	38
Figura 9: Elementos del sistema terramesh.....	40
Figura 10: Esquema de estructura de tierra reforzada.....	40
Figura 11: Zapata corrida.....	43
Figura 12: Caisson o cajones.....	43
Figura 13: Pilotes.....	44
Figura 14: Tablestaca de tubos de acero.....	44
Figura 15: Pared subterránea continua.....	44
Figura 16: Tipos no convencionales de cimentación.....	45
Figura 17: Estribo tipo gravedad.....	48
Figura 18: Estribo tipo semigravedad en voladizo.....	49
Figura 19: Estribo con contrafuertes	49
Figura 20: Estribo de caballete sobre pilotes con aleros cortos.....	50
Figura 21: Formación de vórtices en estribos rectangulares.....	52
Figura 22: Formación de vórtices en estribos cilíndricos.....	52
Figura 23: Formación de vórtices en estribos trapezoidales.....	52
Figura 24: Migración lateral de la corriente.....	59
Figura 25: Socavación local en pilas.....	64
Figura 26: Socavación local en estribos.....	65
Figura 27: Profundidad de socavación de estribos rectangulares.....	68
Figura 28: Profundidad de socavación de estribos cilíndricos.....	69

Figura 29: Profundidad de socavación de estribos trapezoidales.....	71
Figura 30: Socavación.....	74
Figura 31: Muro de mampostería con gaviones.....	84

INTRODUCCIÓN

El puente Solidaridad se ubica a la altura de la cuadra 18 de la avenida Malecón Checa, une el distrito San Juan de Lurigancho con el Agustino.

La construcción de esta millonaria obra estuvo a cargo de la Constructora e Inmobiliaria A.L & M S.A.C. Los registros del OSCE muestran que fue la única empresa que se presentó al concurso de licitación. La estructura fue construida en el año 2010 por la Municipalidad de Lima, durante la segunda gestión de Luis Castañeda Lossio. Según el contrato que figura en el Organismo Supervisor de Contrataciones del Estado (OSCE), le costó a la comuna metropolitana un total de S/3'859,300.00 soles.

“El horizonte del proyecto es 20 años. El mantenimiento preventivo tiene un costo de S/7.623.00 y se realiza de manera anual, el mantenimiento correctivo tiene un costo de S/15.245.00 y se realiza cada cinco años”, señala el informe técnico que elaboró la municipalidad para lograr la viabilidad del proyecto.

Para estos proyectos existen diversos casos de colapsos y fallas de puentes vehiculares y peatones en Perú; el caso de este problema del puente peatonal Talavera fue por un mal estudio profesional o descuido hacia la naturaleza para lo cual debe ser objeto de reflexión y análisis por parte de la Ingeniería Nacional para determinar sus causas y posibles soluciones factibles.

Los efectos negativos desde un principio son económico, social y político que produce la caída de un puente y en lo cual deben preocupar tanto a las entidades públicas y privadas de la administración como a los ingenieros responsables que los diseñan, ejecutan y construyen. Los antecedentes y las causas de los colapsos de algunos de los puentes están consignados en estudios técnicos elaborados por Universidades y Empresas consultoras; sin embargo, de algunos no se tiene una investigación que precise mediante un análisis detallado las razones de la falla de los proyectos. El 64% de los puentes colapsados en el país corresponde a puentes de concreto que colapsaron en su mayoría por el fenómeno natural de largo plazo llamado socavación y atentados terroristas.

I. PROBLEMA DE INVESTIGACION

1.1 Planteamiento del problema

A través de los tiempos se ha podido comprobar que la presencia de los puentes es importante ya que cumplen diversas funciones como unir tramos separados por ríos, así como vincular caminos separados por terrenos profundos; en carreteras principales y secundarias, y en la ciudad. Por las funciones mencionadas, la construcción de los puentes debe ser realizada de manera funcional y segura para facilitar el tránsito, tanto de vehículos como de peatones, quienes realizan diferentes labores a diario y hacen uso de estos.

Entre los elementos que se deben tener en cuenta al momento de analizar y diseñar puentes, está la peligrosidad y la vulnerabilidad sísmica, las cargas que soportan estas estructuras como: cargas vivas, accidentales, de impacto, etc. dado que el mal diseño de estas cargas, podría producir daños en el concreto y en el acero. Para el tipo de las bases de cimentaciones también es importante ya que este conforma la raíz del puente que sostiene en el suelo toda la estructura diseñada, y un mal diseño podría ocasionar daños importantes como la socavación.

La colocación de un estribo en el cauce de un río crea perturbación y obstrucción al flujo de agua en un río, generando la aceleración del flujo y formación de vórtices que provocan la socavación del lecho alrededor del estribo, los principales fenómenos causantes de este hecho son la concentración de corrientes y el sistema de vórtices que se forma en el flujo.

La socavación al pie de estribos, se genera por la acción de vórtices. La duración para llegar a la máxima profundidad de socavación, depende principalmente del tipo de suelo de fundación, aunque algunos investigadores no lo consideran y otros factores como la capacidad de erosión del flujo y de la penetración del estribo en el cauce. Los suelos granulares no cohesivos son rápidamente erosionados por el flujo de agua, mientras que los suelos cohesivos presentan una resistencia inicial mayor.

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

Este trabajo de investigación se recogió información de los antecedentes de los países del mundo y en el Perú, acerca de los estudios realizados sobre socavación de puentes peatonales y vehiculares, en los cuales podemos encontrar el estado de socavación en el que se encontraban los mismos antes de colapsar.

La socavación es un fenómeno natural a largo plazo ocasionado por la acción erosiva del agua, que arranca y acarrea material del lecho y de las bancas de un río y es una de las principales causas de falla de los puentes, especialmente durante épocas de creciente.

La socavación en puentes ocurre en las pilas, en los estribos, en los terraplenes de acceso, en el cauce o en las laderas del río y puede llegar a poner en peligro la estructura. La necesidad de minimizar las fallas de puentes, que es un problema prácticamente en todos los países del mundo, ha llevado a efectuar una gran cantidad de investigaciones en los países como Estados Unidos, México, India, Nueva Zelanda y Japón. Estas investigaciones se han realizado especialmente con los modelos de laboratorio a escala, con el fin de establecer metodologías para calcular la máxima profundidad de socavación que puede afectar a una estructura.

En estudios hechos en Colombia sobre la base de 63 puentes fallados total o parcialmente por problemas técnicos se indica que el 70% de las causas de las fallas son de origen hidráulico, distribuidas así: socavación 35%; crecientes y avalanchas 35%; deficiencia estructural 14%; deficiencia de construcción 7%; sobrecarga e impacto 7% y falta de mantenimiento 2% (Muñoz, 200)

Dentro de ello ocurrió el caso sobre la socavación del río Huaycoloro que proviene por la fuerza de la naturaleza, tras el fenómeno El niño que en este caso afecta a todos los niveles de la construcción del ámbito de los puentes, esto ocurre una transformación atravesando grandes cambios afectando a las estructuras diseñadas del puente.

El caso del puente talavera fue proyectada para los peatones de la zona, al ser afectados por la socavación estos se producen movimientos vibratorios, en sentido

vertical, longitudinal y transversal. En lo cual pueden producir un gran temor a los peatones que lo transitan.

Como bien se sabe una estructura para considerarse diseñada debe cumplir tres condiciones necesarias que son resistencia, rigidez y estabilidad en el caso del estribo del puente. Sin embargo, en los puentes peatonales es necesario agregar una condición más, es referida a los movimientos que produce el caminar de los peatones los cuales deben estar controlados entre ciertos rangos.

En situaciones en los cuales el problema de la socavación del puente solidaridad no es resuelto en la etapa de ejecución del proyecto, ocasiona problemas en obra, en el sentido que causan temor a los que la transitan.

Además de factores locales atribuibles a la interacción puente-río, hay otros aspectos todavía más difíciles de evaluar, tales como la tendencia del cauce a migrar y degradarse o agradarse a lo largo del tiempo, aspectos que requieren la participación de ingenieros con amplia experiencia en hidráulica fluvial, teniendo en cuenta que las mayores profundidades de socavación se producen generalmente durante épocas de creciente en que el flujo es no permanente, lo que vuelve aún más complejo el problema.

El cálculo de la socavación sigue siendo más un arte que una ciencia y continuará siendo tema de discusión e investigación en el siglo XXI. A pesar de toda la investigación realizada y de todo el conocimiento adquirido hasta la fecha, se necesita continuar estudiando el problema considerando aspectos como duración del proceso de la socavación en condiciones del flujo a presión e influencia de mareas; inspección y monitoreo de puentes en el campo; medidas de control de la socavación; determinación de la socavación general en la sección transversal del río y en el tiempo a lo largo del cauce; socavación en suelos cohesivos y rocosos.

¿De qué manera será posible que el comportamiento de la fuerza de la naturaleza socave las bases del estribo y los puntos de apoyo, de tal manera esto puedan existir movimientos vibratorios en sentido vertical, longitudinal y transversal tras el aumento del caudal del río, el puente no pueda colapsarse?

1.2 Formulación del problema

1.2.1 Problema general

¿Cómo influye la protección de estribos ante la socavación del puente Talavera en el distrito de San Juan de Lurigancho – Lima, Perú 2019?

1.2.2 Problema específicos

¿Cómo influye la estructura de muros de retención ante la socavación del puente Talavera en San Juan de Lurigancho. Lima. Perú. 2019?

¿Cómo influye los criterios para la cimentación de puentes para resistir la socavación del puente Talavera en San Juan de Lurigancho. Lima. Perú. 2019?

¿Cuál es la incidencia de los desastres naturales ante la socavación del puente Talavera en San Juan de Lurigancho. Lima. Perú. 2019?

1.3 Justificación del estudio

EL puente talavera fue proyectado para unir a los distritos de San Juan de Lurigancho y El Agustino a la altura de la cuadra 18 del Malecón Checa. Una estructura construida en el año 2010 por la Municipalidad de Lima Metropolitana, durante la segunda gestión de Luis Castañeda Lossio. La ocurrencia de los profesionales que realizaron el diseño y la construcción del puente peatonal talavera no tuvieron criterios, ya que el problema es que se descuidan mucho de la naturaleza. Hacen bien los cálculos de estructura, de peso, pero se olvidan del río, del huaico, del sismo. Y esto ocurre que el puente se colapse.

Las bases científicas para el cálculo estructural de un puente están bastante bien definidas, pero no existe una teoría unificada que permita determinar la profundidad de socavación que se deba esperar, a causa principalmente de la naturaleza tan compleja del problema. Hay muchas ecuaciones para calcular la

profundidad de la socavación alrededor de pilas y algunas aplicables para el caso de estribos. Sin embargo, se tiene poca verificación de los resultados obtenidos usando información de campo y menos en países como Colombia.

Hay mucha incertidumbre sobre el empleo de las ecuaciones y sobre el cual representa mejor las condiciones reales de un puente, debido a las numerosas variables involucradas en el problema, como caudal de diseño, geometría de las estructuras, turbulencia, estratigrafía del lecho, tamaño y distribución del sedimento, características hidráulicas a lo largo de las crecientes, duración de la creciente y acumulación de basuras.

EL caso de este puente talavera se colapsó apenas tenía 7 años de funcionamiento y esto ocurrió por falta de realizar buenos estudios como la topografía, hidrología, geología. Para el diseño de un puente, además de contemplar todos los parámetros de diseño de máximo caudal, se tendría que tener en cuenta los efectos del cambio climático, con el cual tendríamos un incremento de caudal para nuestro caudal de diseño y paralelamente velar por un correcto proceso constructivo para lo cual los ingenieros residentes y supervisores deberían ser muy éticos, y además ser muy precisos en los estudios geotécnicos y geológicos.

"Un puente atirantado funciona con cables que cuelgan de un mástil alto, potente que debería estar bien cimentado, pero en las fotos se ve que (en el caso del puente Talavera) los cables no jalaban y el puente solo se apoya en el otro extremo. Al hacer eso los cables están de adorno, colgando y el puente se ha puesto a trabajar al revés.

El peso del puente estaba sobre un extremo que se apoyaba en un suelo "pésimo, que era relleno". La erosión provocada por el río Rímac causó que este punto de apoyo colapse, lo cual tuvo como consecuencia la caída de todo el puente y esto llega causar un gran temor a las personas del distrito que suelen transitar a diario.

Actualmente la tercera gestión de Luis Castañeda Lossio trabajara para rehabilitar el puente lo antes posible siempre en cuando la fuerza de la naturaleza no haya socavado y debilitado tanto los estribos.

Este tema seguirá interesando a toda la comunidad de ingenieros por mucho más tiempo, hasta que se pueda tener mayor claridad sobre los mejores métodos para evaluar la estabilidad de un puente desde el punto de vista de la socavación, o hasta que se tenga los recursos suficientes para construir puentes con abertura muy amplia y con cimentación suficientemente profunda, de manera que los aspectos hidráulicos no controlen el diseño.

Está claro que esta evaluación no se puede limitar a la aplicación de unas cuantas ecuaciones que lleven a determinar las máximas profundidades de socavación en puente tanto construido como por construir, sino que se debe realizar un estudio integral que permita establecer la interacción entre el puente y el río en que se construye, considerando también que existen causas ajenas al puente que pueden desestabilizarlo y llevarlo a su falla, por lo que la decisión final sobre las profundidades de cimentación y la estabilidad de un puente se debe tomar con la participación de ingenieros de estructuras, geotecnia e hidráulica.

1.4 Objetivos de la investigación

1.4.1 Objetivo general

Determinar cómo influye la protección de estribos ante socavación del puente Talavera en el distrito de San Juan de Lurigancho – Lima, Perú 2019.

1.4.2. Objetivos Específicos

Determinar cómo influye la estructura de muros de retención ante la socavación del puente Talavera en San Juan de Lurigancho. Lima. Perú 2019.

Determinar cómo influyen los criterios para la cimentación de puentes para resistir socavación del puente Talavera en San Juan de Lurigancho. Lima. Perú 2019.

Determinar cuál es la incidencia de los desastres naturales ante la socavación del puente Talavera en San Juan de Lurigancho. Lima. Perú 2019.

II. MARCO TEÓRICO

2. Estado actual del puente peatonal talavera atirantado

Luego de dos años y tres meses, desde que el puente Solidaridad colapsara durante el fenómeno El Niño costero, los distritos de San Juan de Lurigancho y El Agustino volverán a tener puente peatonal que los conecte.

El alcalde de Lima actual, Jorge Muñoz, acompañado por decenas de vecinos de ambas comunas, anunció el inicio de las obras del nuevo puente Malecón Checa, que tendrá 84 metros de largo. “Una novedad del puente es que tendrá un enrocado en ambas márgenes para proteger los cimientos y que no se vaya a desplomar. Además, es importante tener en cuenta que la estructura es de concreto armado y de acero”.

Los vecinos expresaron su entusiasmo, ya que ese puente era una efectiva ruta de conexión entre ambos distritos. “Los puentes más cercanos están a más de seis cuadras. Si pasa una emergencia no tenemos cómo salir. En cambio, ahora tendremos el paradero al frente, como antes”, indicó una vecina de El Agustino. El nuevo puente, a cargo de la Municipalidad de Lima a través del Programa de Gobierno Regional de Lima Metropolitana, costará mucho más que lo que se pagó por la estructura colapsada.

Según la comuna, en las obras del puente Malecón Checa se invertirán S/10'333.950, monto que proviene de la Autoridad para la Reconstrucción con Cambios. El puente Solidaridad costó S/3'898.294. Muñoz indicó que el incremento se debe a que este será más resistente.

El Consorcio Puente Malecón quedó a cargo de la construcción del proyecto. A diferencia de la estructura perdida, el alcalde prometió que la nueva tendrá pilotes de 15 metros de longitud. Además, se mejorará el terreno para evitar la socavación y así proteger las bases de los estribos.



Figura N°1. Reconstrucción del puente malecón checa (estado actual)

Nivel de socavación actual

El Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (Senamhi), informo que, en marzo del año 2020 y 2019, el caudal promedio del río Rímac llegó a 50 m³/s y 45,99 m³/s, cifra inferior en 25,0 % y 23,6 % en comparación con el mismo mes del año anterior 2018 y a su promedio histórico. Sin embargo, si llega a 70 m³/s, se emitirá una alerta para proceder con la evacuación de la población.

En el caso del río Rímac, el ingeniero Víctor Sánchez Moya director de posgrado de la Facultad de Ingeniería Civil de la UNI, indica que cuando se realiza el diseño de caudal se estiman caudales de 250 o 300 m³/s.

Durante este periodo de lluvias, el caudal se encuentra por debajo de los 120 m³/s. De hecho, el día que el puente Solidaridad se colapsó, jueves 16 de marzo, el río Rímac alcanzó los 116 m³/s, su nivel máximo en este verano. Para evitar la fuerza del caudal del río Rímac uno hace estudios hidrológicos y busca el caudal máximo que va a pasar en la vida útil del puente. Normalmente asumimos un periodo de retorno de 100 años y para el caso de la socavación es de 500 años.

Según la gestión del Luis Castañeda Lossio, la caída del puente Solidaridad, que unía San Juan de Lurigancho con El Agustino, no tuvo que ver con su construcción sino con el daño que causó el fuerte caudal en uno de los márgenes del río Rímac. El diseño de un puente debe ser integral, considerando las especialidades de ingeniería estructural, hidráulica, estudio de suelos y geología.

Por su parte, El ingeniero Luis Antonio Zegarra, de Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP) enfatiza en que dicho puente al ser atirantado debía sostenerse en los cables que dependan de un brazo fuerte anclado en el piso. Sin embargo, uno de los extremos no tenía el suficiente apoyo por lo que necesitaba una cimentación fuerte y pilotes.

Temporada más crítica según un estudio hidrológico y geotécnico

El presente documento contiene el estudio hidrológico y geotécnico realizado en la cuenca del río Rímac; cuyo objetivo principal es proporcionar información para el ordenamiento y gestión de los recursos hídricos. El estudio contiene aspectos concernientes a la descripción de las características geomorfológicas de la cuenca y climatología del río Rímac.

La cuenca del río Rímac, políticamente se encuentra ubicada en su mayoría en el departamento de Lima y en menor proporción en el departamento de Junín, enmarcándose en la provincia de Lima, Huarochirí y Yauli. La cuenca del río Rímac

y su climatología es una de las tres principales vertientes que se encuentran en la ciudad de Lima.

Sus crecientes se presentan durante los meses de verano (enero a marzo), temporada de lluvias en la sierra, época en la cual suceden la mayor cantidad de desastres; y la superficie total de la cuenca del río Rímac es de 3,503.95 km², compuesto por nueve unidades hidrográficas de nivel 5 (subcuenca Bajo Río Rímac, quebrada Jicamarca, Jicamarca-Santa Eulalia, Río Santa Eulalia, Santa Eulalia-Párac, Quebrada Párac, PáracAlto Río Rímac, Alto Río Rímac y Río Blanco).

Actualmente el caudal de este año del río Rímac es de 50 m³/s y si figura en 70 m³/s ya sería considerado una alerta y se recomienda una evacuación de la población a fin de resguardar su integridad.

Tenemos la alerta del Senamhi (Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú), que continuarán las lluvias y hay probabilidades que aumente este caudal e imagínense la alta vulnerabilidad de las viviendas que se encuentran en ambos márgenes.

Soluciones más comunes para el puente peatonal

1. Se podría haber optado en la construcción pilotes, ya que son estructuras que trasladan la carga hacia un estrado resistente del suelo. Tienen como característica la de estar a gran profundidad y no correr el riesgo de ser socavado.



Figura N°2. Construcción con pilotes.

Colocación de tirantes anclados del mismo apoyo del otro lado del puente para compensar el movimiento del puente ante la crecida del río.

PROPUESTA PARA REFORZAR LOS PUENTES SOLIDARIDAD

Poner tirantes del mismo apoyo del otro lado del puente para compensar el movimiento del puente ante crecidas del río.

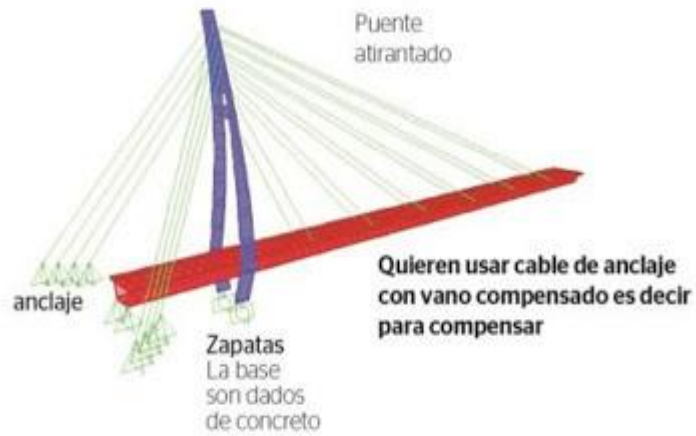


Figura N°3. Construcción de reforzamiento en los cables atirantado opuesto.

2. Construcción de muros de mampostería con gaviones para la protección y estabilización de la cimentación de sus estribos del puente peatonal. Los beneficios al construir los muros de mampostería con gaviones para la protección de estribos y estabilización de talud, son satisfactorios de modo que la investigación ínsita a que se construya más muros y así proteger de los impactos de socavación que puedan ocurrir a largo plazo.





Figura N°4. Construcción de muros de mampostería con gaviones.

2.1. Antecedentes de la investigación

2.1.1 Antecedentes nacionales

Peralta Franklin (2018). Universidad Señor de Sipán. Chiclayo – Perú, “Diseño estructural de puentes peatonales sobre la autopista Pimentel.”

Conclusión:

1. Estudio de mecánica de suelos. - El puente será construido sobre un suelo arenoso limoso, que presenta una capacidad portante de 1.17 kg/cm².
2. Topografía. - EL lugar donde se construirá el puente presenta una topografía plana.

3. Estudio de transitabilidad.- Presenta un tránsito peatonal aproximadamente de 3146 personas por día.
4. Para la elección del tipo de puente se tenido en cuenta el proceso constructivo, la durabilidad, la estética y el mantenimiento, estos aspectos ha llevado a la elección de un puente postenzado.

En este Cuadro se ha presentado la evolución de los puentes a lo largo de la historia.

SIGLO	DESCRIPCIÓN		
	DISEÑO	MATERIAL	NORMATIVIDAD
XVI	Puentes colgantes, puentes Suspendidos.	Madera, piedra.	No existía.
XVIII	Puente Viga.	Madera, piedra, concreto.	No existía.
XIX	Puente Viga, Losa, Atirantado.	Madera, Piedra, Concreto, hierro, Acero	No existía.
XX	Puente Colgante, Puente Viga, Puente Arco, Atirantado, Levadizo, Preeforzado, etc.	Madera, piedra, mampostería, concreto, acero, aluminio, etc.	AASHTO, NTC
XIX	Puente Colgante, Puente Viga, Puente Arco, Atirantado, Levadizo, Preeforzado, Losa, Eléctricos, Puentes inteligentes. etc.	Madera, piedra, mampostería, concreto, acero, aluminio, Acero, etc.	AASHTO, Manual de Diseño de Puentes 2003, NTC, etc.

Tabla 1- Cuadro Evolutivo de los puentes.

Felipe Elbio. (2016). Universidad de Piura. Perú. "Socavación producida por el río Huallaga al puente colpa alta en la provincia de Huánuco, utilizando los métodos de Artmanov, Straub y Maza, en el hec-ras.

Conclusión:

La metodología desarrollada en esta tesis puede ser usada por los ingenieros proyectistas cuando necesiten conocer la socavación de un puente o defensa ribereña (gaviones, concreto, espigones, etc.).

1.- Para esta presente tesis se consideró parámetros hidráulicos que el HEC-RAS nos proporciona, con el objetivo de aplicar los tres métodos propuestos (Artmanov, Straub y Masa) y determinar de manera práctica los diferentes tipos que existen en la socavación que se presentan en la zona de estudio.

2.- En la presente tesis el modelamiento hidráulico con el HEC-RAS, se realizó con el flujo no permanente.

3.- Los tres métodos propuestos en la presente tesis son considerados en el Manual de hidrología hidráulica y drenaje del reglamento Vial de gestión de Infraestructura Vial aprobada mediante Decreto supremo N° 034-2008-MTC.

4. Para realizar el modelamiento hidráulico con el HEC-RAS, es muy importante tener un levantamiento topográfico muy preciso que nos permita obtener secciones transversales reales de la zona de estudio, garantizando así un adecuado modelamiento y la obtención de parámetros hidráulicos confiables.

5. Efectuar el estudio hidrológico de la cuenca donde se realizara el proyecto de un puente es importante para conocer el caudal de diseño en un periodo de retorno determinado, con el objetivo de garantizar un modelamiento hidráulico confiable utilizando el HEC-RAS.

6. Realizar la granulometría del material de la zona para determinar el diámetro medio D50 es necesario en la hidráulica de puentes.

7. Identificar los grados de libertad del río con el fin de plantear obras de protección y encauzamiento cuando se realice el estudio de un puente.

Ing. Zósimo Venegas Zósimo. (2011). Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú. "Socavación al pie de estribos de puente en lechos no cohesivos."

Conclusión:

Después de realizar 135 ensayos de socavación al pie de estribos de puentes en el Laboratorio Nacional de Hidráulica empleando un canal de pendiente variable de 0.4 m. de ancho, 0.4m. de alto y 12 m. de longitud, utilizando dos tipos de materiales no cohesivos, fino y grueso, estribos de formas rectangulares, trapezoidales y cilíndricos, con relaciones longitud de estribo entre ancho del canal L/B desde 0.125 hasta 0.25, relaciones de longitud de estribo entre tirante de agua L/Y desde 1 hasta 5, Números de Froude de 0.2 hasta 1.5, pendientes del canal desde 0.25% hasta 3.50% tamaños de partículas $d_{50} = 0.24\text{mm}$ y 1.25mm , se ha llegado a las siguientes conclusiones:

1. Los ensayos permitieron visualizar el proceso de socavación en diferentes formas de estribos, observándose formas diferentes de foso y diferente ubicación de máxima profundidad de socavación: para estribos trapezoidales o estribos con alas, la máxima profundidad de socavación ocurre en el lado frontal del estribo. En estribos rectangulares en el lado lateral del estribo a la entrada del agua y en estribos cilíndricos al inicio del lado frontal del estribo como se muestra en las figuras.
2. El análisis de la influencia de los parámetros fundamentales en el fenómeno de la socavación, permitió comprobar experimentalmente que los parámetros $d, Y, S, g, U, L; Y_s, \theta$ y Forma tienen gran influencia. en la socavación, además se sabe por teoría de transporte de sedimentos que los parámetros fundamentales p, p_s también tienen gran influencia en la socavación, por tanto estos parámetros están considerados como variables en la fórmula propuesta $Y_s/L = k_1(YFr/d\Delta)^{k_2}$ en el presente estudio para estimar la profundidad de socavación al pie de estribos de puentes.
3. El análisis dimensional permitió encontrar varios parámetros adimensionales, entre ellos la ecuación encontrada como la más apropiada en este estudio, la

que contiene a todos los parámetros básicos como variables, con tendencia potencial bastante definida es:

$$\frac{Y_s}{L} = k_1 \left(\frac{YFr}{d\Delta} \right)^{k_2}$$

Y_s : Profundidad de socavación

L : Longitud de estribo proyectado normalmente al cauce

Y : Tirante del flujo

Fr : Número de Froude

d : Diámetro de partículas del lecho

Δ : Peso específico relativo de partículas del lecho

Y_1 y Y_2 : Constantes

Esta fórmula puede aplicarse en el rango de condiciones en las cuales fueron evaluadas L/Y desde 1 hasta 5, Fr de 0.2 hasta 1.5 y valores de $10 < YFr/d\Delta < 60$. Para estribos con alineamiento no perpendicular al flujo, puede aplicarse la corrección por el coeficiente del ángulo de ataque. Las constantes k_1 y k_2 , se han determinado por mínimos cuadrados para cada forma de estribo, siendo los valores:

DESCRIPCION	K1	K2	R ²
ESTRIBO TRAPEZOIDAL DE PARED RECTO	0.11	0.58	0.94
ESTRIBO TRAPEZOIDAL DE PARED INCLINADA	0.11	0.51	0.91
ESTRIBO RECTANGULAR DE PARED RECTO	0.22	0.45	0.74
ESTRIBO CILINDRICO DE PARED RECTO	0.15	0.53	0.80

Tabla 2. Esta fórmula puede aplicarse.

Cuyos coeficientes de correlación con datos experimentales para estribos trapezoidales de pared vertical es 0.94, para estribos trapezoidales de pared inclinada 0.91, para estribos rectangulares de pared vertical 0.74 y para estribos cilíndricos de pared vertical es 0.80.

- Al comparar el resultado del presente estudio con los métodos más usuales, se ha encontrado dispersos en la mayoría de los ejemplos, la diferencia más

notoria se debe a que los métodos no toman en cuenta todos los parámetros que influyen en la socavación.

Es así que según Melville (Uno de los métodos que considera el factor tamaño del sedimento), el factor tamaño del sedimento considera solo para valores de $L/d_{50} \leq 25$. Sin embargo, en el presente estudio se ha comprobado la influencia del tamaño del sedimento para valores de

$L/d = 40$ y 420 . Asimismo, el ancho del foso de socavación según Laursen es $C = 2.75Y_s$, mientras en el presente estudio se ha obtenido un valor promedio de $C = 1.57Y_s$.

5. $L/d = 40$ y 420 . Asimismo, el ancho del foso de socavación según Laursen es $C = 2.75Y_s$, mientras en el presente estudio se ha obtenido un valor promedio de $C = 1.57Y_s$.
6. El programa HEC-RAS permite al usuario seleccionar la ecuación de HIRE o FROEHLICH para calcular la profundidad de socavación al pie de estribos de puentes, o por defecto el programa selecciona automáticamente teniendo en cuenta los valores de la relación longitud de estribo entre tirante de flujo (L/Y). Cuando L/Y es mayor que 25, el programa selecciona automáticamente la ecuación de HIRE y cuando el valor de L/Y es menor o igual que 25, selecciona la ecuación de FROEHLICH.

De los ejemplos de aplicación, se concluye que los valores de profundidad de socavación calculados con la ecuación de FROEHLICH arrojan profundidades hasta % mayores.

Ortiz Pither. (2013). Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú. Evaluación del comportamiento vibratorio de puentes peatonales bajo carga peatonal.

Conclusión:

“El presente proyecto trata de una comparación de los valores de las frecuencias calculados mediante el programa de computo SAP 2000 (CSI, 2008), con los obtenidos mediante la prueba de vibración ambiental (PVA)” (Ortiz, 2013, p.05). “Un puente trata de salvar luces para el tránsito de peatones, mediante estructuras denominados puentes peatonales, a la salida de lugares donde se

reúnen personas para diferentes fines (mercados, metros, lugares de reunión, centros de estudios, salida de autobuses o unión de distritos)” (Ortiz, 2013, p.05).

“En lo que corresponde a las frecuencias calculados con el SAP2000 (CSI, 2008), se ha obtenido un valor de la frecuencia vertical fundamental de 5.475 Hz, que corresponde al tramo más largo (5to tramo), los demás tramos tienen valores de frecuencias mayores y corresponde a varios modos de vibrar del puente peatonal”. (Ortiz, 2013, p.05).

2.1.2 Antecedentes internacionales

Rodríguez y Rodríguez. Universidad de Quito - Ecuador, octubre 2010. Diseño y Simulación de Puente Peatonal de acero mediante SAP 2000.

Conclusión:

“El presente trabajo se enfoca en el Diseño y Simulación de un Puente Peatonal de Acero sujeto bajo las normas del Distrito Metropolitano de Quito a cargo de la Empresa Metropolitana de Obras Públicas EMOP-Q así como el alineamiento de la norma AASHTO (Norma Americana de Construcción de Caminos y Carreteras).

Para el cálculo del puente peatonal se ha considerado las cargas vivas recomendadas por la norma, adicionalmente se ha tomado en cuenta la carga sisma actuante en la estructura calculada bajo el Código Ecuatoriano de la Construcción en el Capítulo 12 referente al peligro Sísmico Espectro de Diseño y requisitos Mínimos de Cálculos para Diseño Sismo resistente.

La forma del cálculo estructural ha sido mediante la aplicación de la Ecuación de los cinco giros de Clapeyron y el cálculo de momentos por el Método de cadena abierta desarrollada por el Ing. Alejandro Segovia profesor de la Universidad Central del Ecuador, aplicados principalmente para estructuras cerradas desplazables en nuestro caso por la acción del corte basal en sentido horizontal a nivel del dintel por efecto sísmico.

Los resultados que han sido obtenidos en el cálculo por los diferentes métodos han sido comprobados con la ayuda del programa SAP 2000, la variación mínima de

resultados se debe a que este paquete informático utiliza la Teoría de Elementos Finitos siendo este mucho más desarrollado a diferencia de los métodos tradicionales de cálculo”. (p.02)

Carchi Alvaro y Pablo Andrés Orellana P. Universidad de Cuenca de Ecuador 2015. “Análisis dinámico de vibraciones bajo cargas peatonales para una pasarela en base a modelos matemáticos”.

Conclusión:

Las normas ecuatorianas no realizan ninguna consideración ni plantean ningún criterio respecto al análisis de vibraciones inducidas por cargas peatonales en las pasarelas.

Existen varios ejemplos de pasarelas a nivel mundial que han sufrido problemas de vibraciones generando un nivel de confort bajo para los peatones, por lo que es importante realizar un análisis de vibraciones en las etapas de diseño para garantizar el nivel de confort durante la vida útil de la estructura.

Como conclusión final para la sección de la pasarela del MTOP con una longitud de 35m simplemente apoyada, los criterios de confort para la dirección vertical son aceptables, sin embargo, para la dirección horizontal pueden producir incomodidad para los usuarios.

2.2. Bases teóricas de las variables

2.2.1 Bases teóricas de la variable independiente

2.2.1.1 Definiciones de la protección de estribos

A.- Los estribos son estructuras que soportan un tramo del puente y proporcionan un apoyo lateral para el material de relleno sobre el cual descansa el camino inmediatamente adyacente al puente, en la práctica se pueden utilizar diferentes tipos de estribos. (Ramírez, 2010 p.374)

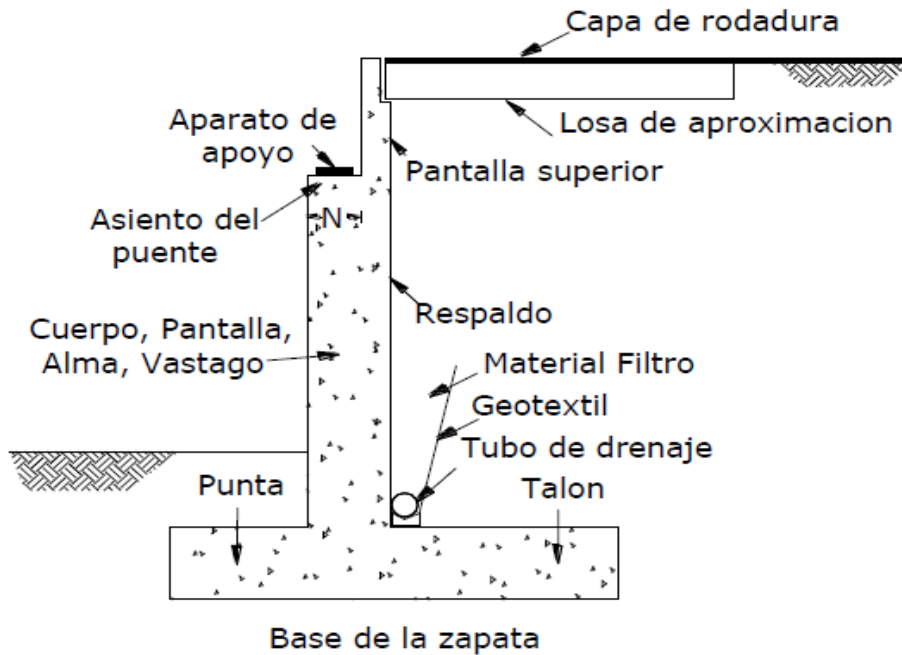


Figura 5. Componentes de un estribo

Para el caso de los estribos de puentes las descripciones de la figura 5 son establecidas de un orden básico.

B.- Los estribos son los apoyos extremos del puente, que además de soportar las cargas de la superestructura, sirven de contención de las tierras de los terraplenes de acceso y por consiguiente están sometidos al empuje de las tierras.

Los estribos, como son muros de contención, se pueden ser de tierra armada, de concreto en masa, de concreto reforzado o de concreto premezclado.

En el caso de puentes provisionales o en aquellos en los cuales se puede dejar que el terreno caiga libremente, pueden ser constituidos por pilotes o tablestacas con su correspondiente viga cabezal para apoyo de las vigas y muro parapeto, que contienen las tierras y evitan que esta se deposite entre las vigas perjudicando los aparatos de apoyo (Estribos abiertos).

También se denominan, estribos de gravedad, (concreto en masa o tierra armada), estribos reforzados (muros en voladizo) y estribos de semigravedad (parcialmente reforzados).

Los muros de aleta y los muros de acompañamiento, se determinan según la topografía del ponteadero, dándoles la longitud necesaria para que la pata del terraplén en ningún caso pueda ser lavada por las aguas, o interfiera una vía inferior.

Generalmente resulta económico utilizar muros de acompañamiento (estribos en U) cuando se tiene un terreno muy pendiente, y en ese caso se puede hacer el muro escalonado por secciones.

Los estribos de gravedad (concreto en masa o de tierra armada), de semigravedad. (Concreto semirreforzado o de concreto reforzado (muros en voladizo o de pantalla y contrafuerte), deben proporcionarse para que resistan las cargas verticales y horizontales a las cuales van a estar sometidos.

(Herrera, 2014 p.86).

En este caso los estribos son estructuras importantes que sirven como apoyos en los extremos del puente y tiende a soportar las cargas vivas y cargas muertas de la superestructura, donde sirven de contención de las tierras de los terraplenes de acceso y por ello están sometidos al empuje de las tierras.

C.- Los estribos de puentes sirven para transmitir las cargas desde la superestructura hasta la cimentación y actúan como muros de contención para retener la tierra de relleno por detrás de ellos. Además, se clasifican teniendo en cuenta su proceso constructivo y la forma de contener el terraplén de acceso. (Gómez, 2015 p.360)

El caso de los estribos de los puentes tienden a servir para transmitir las cargas vivas y cargas muertas de la superestructura y actúan como muros de contención y como apoyo.

Conclusión:

Estoy de acuerdo con la definición “**A**” por qué los estribos son estructuras que sirven de apoyo extremo al puente y que además de soportar la carga de la superestructura, sirven de contención de los terraplenes de acceso y por consiguiente están sometidos al empuje de tierra.

Y también los estribos como son muros de contención, pueden ser de concreto simple (estribos de gravedad), o de concreto armado (muros en voladizo o con pantalla y contrafuertes).

2.2.1.2 Definiciones de las dimensiones de la protección de estribos

Estructuras de muros de retención

Estructuras de muros rígidos (Mampostería con concreto)

Es parecido al muro de concreto simple, donde además se utilizan bloques o cantos de roca como material de refuerzo, los mismos que disminuyen el volumen de concreto. Para la construcción se requieren piedras disponibles en la zona para que no ocasione un alto presupuesto, ya se requieren de bloques de tamaño relativamente grande. Por otro lado, el concreto a utilizar es de baja resistencia, ya que las piedras también aportan gran parte de ella.

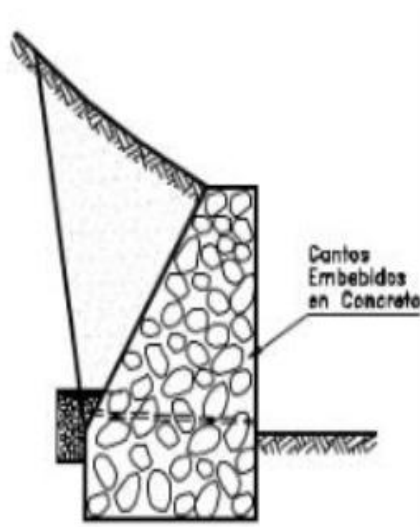


Figura N° 6 Sección transversal del cauce.

*Ventajas:

- Es un material muy económico si se tienen los bloques de piedra en el lugar de la construcción.
- Tiene gran resistencia, a través del tiempo es una de las estructuras que ha resistido a las fuerzas de la naturaleza como las fuerzas sísmicas y grandes avenidas con arrastre de materiales.
- Tiene un alto grado de impermeabilidad ante los flujos del río.

- Por su gran tamaño y peso tiene un mayor factor de seguridad de estabilidad.

***Desventajas:**

- El proceso de construcción puede ser lento y costoso.

- La estructura es difícil de reparar y/o modificar

- Es necesario que los trabajadores tengan experiencia para completar una construcción con éxito.

- Su cimentación requiere una mayor altura de excavación y por consiguiente una inestabilidad del suelo y alto presupuesto.

- Se aceptarán solamente piedras angulares, ya que estas ofrecen un mayor agarre con el concreto simple y una estructura más rígida.

Estructuras de muros flexibles

(Gaviones)

Son elementos modulares con formas diferentes, es la conformación de redes de metal en malla hexagonal de doble o triple torsión, y que son llenados con piedras de diferentes tamaños y están cosidos en conjunto, solucionan así los problemas geotécnicos, hidráulicos y de control de deslizamientos de suelo en taludes críticos. El llenado y montaje son realizados manualmente o en otras ocasiones con equipos mecánicos básicos. Existen diferentes tipos como los gaviones tipo, tipo saco y tipo colchón reno.

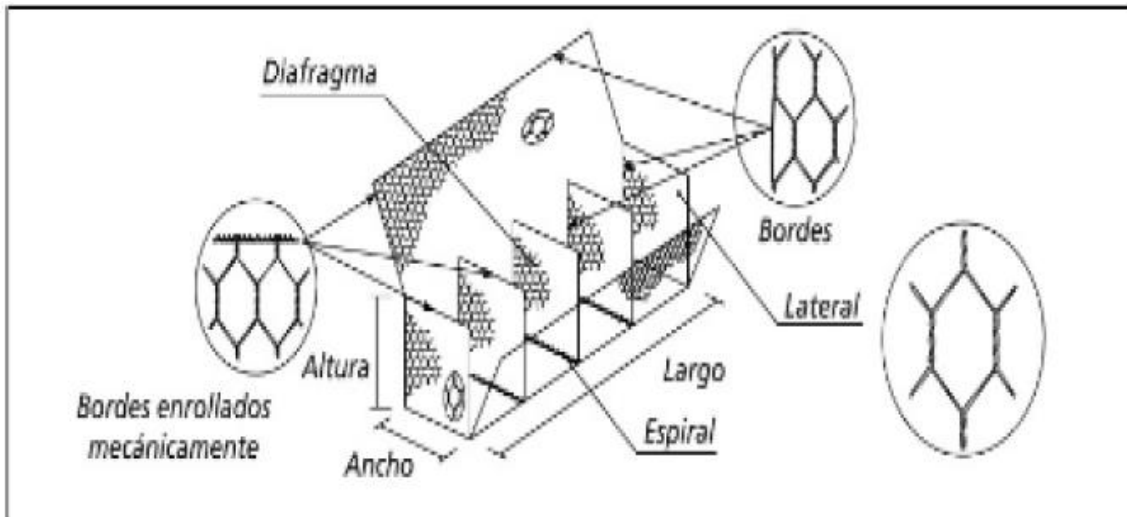


Figura N° 7 Elementos constituyentes de los gaviones tipo caja

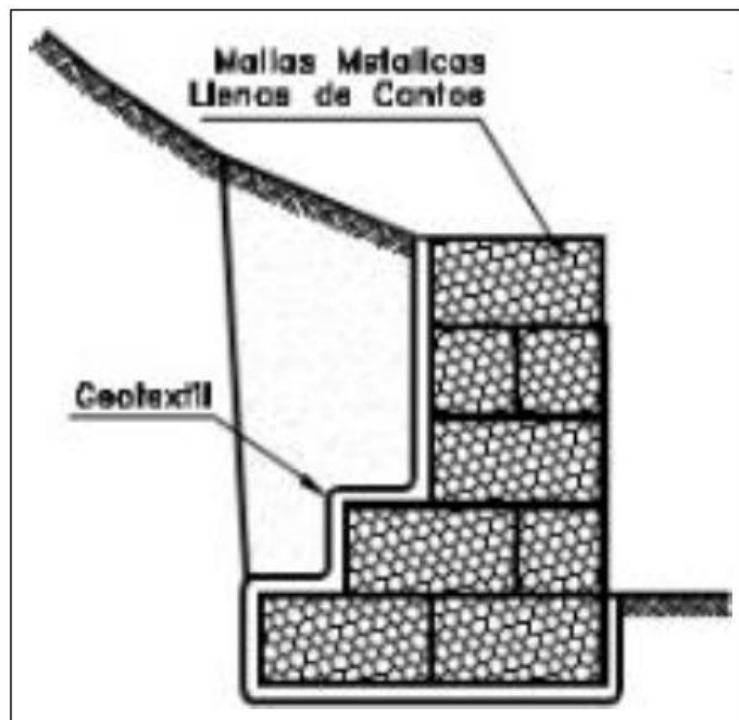


Figura N°8 Esquema de muro flexible

Ventajas:

- Resisten a la rotura y separación, debido a la flexibilidad de su construcción de la malla de alambre.
- Pueden resistir el golpeo del flujo de las olas y de las corrientes sin desintegrarse.
- Se adaptan a cualquier geometría y tipo de suelo de apoyo.

- La grava y rocas que se utilizan en la construcción son naturales en el medio ambiente y soportan años de uso a través de la erosión del agua.
- Tiene una buena permeabilidad, lo que permite el drenaje natural de escorrentía.
- No necesitan fundaciones profundas y se integra con el medio circundante.

Desventajas:

- Es muy antiestético y antinatural en un río, estanques o playa.
- Si las rocas se desgastan o cambian dentro de las cestas de metal por el flujo u ondas del agua, toda la pared de metal deberá ser desmontada para llegar a la zona dañada.
- Estos muros requieren de equipo pesado para construir, desde los mecánicos de elevación que son los necesarios en paredes de secciones gruesas.
- En caso de corrientes fuertes de agua, las cestas de malla de alambre de la pared del gavión pueden desgastarse rápidamente y rasgarse ocasionando así el derrame del relleno de roca existente.
- Se debe de inspección periódicamente para asegurar su buen funcionamiento. Además, se deberá de evaluar inmediatamente después de ocurrido algún evento natural.

Estructuras de contención de tierra reforzada -Refuerzo con malla (Sistema Terramesh)

El sistema Terramesh está formado por un parámetro externo, de un metro de espesor, similar a la de un gavión tipo caja, relleno en sitio con las piedras angulares de dimensiones estándares.

En su perímetro interno es colocada una geomalla de acero galvanizado cuyo fin es impedir la fuga de los finos del relleno estructural. Es decir, en su interior está conformado por tierra reforzada de buena calidad con una alta densidad y fricción colocado encima de las capas de geomallas de acero.

El elemento está compuesto por un paño continuo de malla hexagonal de doble torsión que forma la tapa, el parámetro frontal, la base de la caja y el elemento de refuerzo debe ser especificado en el diseño.

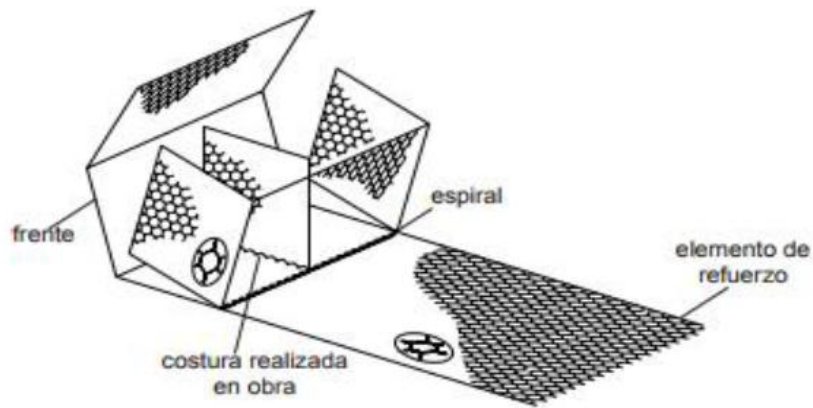


Figura N°9 Elementos del sistema Terramesh

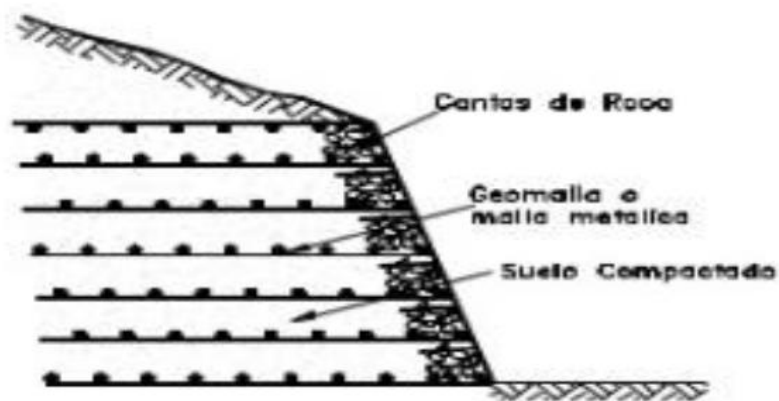


Figura N°10. Esquema de estructura de tierra reforzada

Ventajas:

- Son obras con una excelente relación costo/beneficio y socialmente correctas.
- Son capaces de resistir grandes presiones en la parte superior del talud que soporta el muro, puesto que la función de las geomallas es distribuir los esfuerzos cortantes al suelo armado.

Desventajas:

- Para la colocación de las geomallas interiores se requiere del corte de grandes taludes de suelo en la cara trasera del muro.
- Se requieren muchas maquinarias y equipos para la colocación y el tratamiento del suelo reforzado en el lugar donde se construirá el muro.

- Es recomendable construir en épocas menos lluviosas donde no se modifiquen las características y propiedades del suelo de relleno.

Criterios para la cimentación de puentes para resistir la socavación

La cimentación de los puentes peatonales o vehiculares debe decidirse basándose en criterios que tienen en cuenta aspectos tales como el grado de incertidumbre en la información disponible y en el método usado para calcular la socavación; potencial y consecuencias de la falla de un puente; costo adicional de hacer el puente menos vulnerable a socavación; necesidad de garantizar la seguridad del público usuario; minimizar la posibilidad de fallas y el cierre de la estructura vial.

La mayoría de las siguientes ideas relacionadas con el diseño de las bases de la cimentación de los puentes son tomados de la publicación HEC-18 por lo que para la ampliación de conceptos deben consultarse Arneson, Zevenbergen, Lagasse & Clopper, 2012.

- La fundación debe ser diseñada por un equipo interdisciplinario de ingenieros con experiencia en diseño hidráulico, estructural y geotécnico.
- El diseño de la cimentación de un puente peatonal y vehicular requiere de la cuidadosa evaluación de aspectos topobatimétricos, hidráulicos, hidrológicos, geotécnicos y estructurales.
- Un puente debe ser diseñado y proyectado para resistir los efectos de socavación producidos por una creciente importante (creciente con un periodo de retorno, por ejemplo, de cien años) con bajo riesgo de falla.
- Estudios hidráulicos del ponteadero incluyen el dimensionamiento de la abertura del puente y el diseño de la fundación para resistir socavación. El alcance del análisis debe estar en consonancia con la importancia de la vía y las consecuencias de la falla.
- Especial cuidado debe tenerse con las limitaciones y vacíos en la información existentes de los diseños cuando se apliquen las ecuaciones para calcular la socavación.

- Los principios de análisis económicos y la experiencia con daños reales causados por inundaciones indican que siempre resulta más conveniente diseñar las bases de la cimentación de un puente para resistir grandes crecientes e incluso supercrecientes. Como los daños ocasionales causados a las zonas de aproximación del puente por crecientes se pueden reparar muy rápidamente, sin perjuicios al tráfico. Sin embargo, un puente fallado por socavación es un peligro a la seguridad pública y crea muchos impactos sociales y económicos a corto y largo plazo, por lo tanto, se usan parámetros hidráulicos más altos para el diseño profesional.
- El ingeniero profesional necesita aplicar su buen criterio al comparar y analizar los resultados de los cálculos de la socavación basados en la información topobatimétrica, hidrológica, hidráulica y de suelos disponible, con el fin de lograr un diseño razonable y factible para la cimentación del puente.
- Lo ideal es diseñar y construir puentes que no se socaven, con luces amplias, gálibos adecuados y cimentaciones profundas, partiendo de un buen conocimiento de la dinámica fluvial.
- La decisión final sobre las bases de la cimentación de la estructura de un puente o sus medidas de protección debe basarse no solo en los resultados que las ecuaciones arrojen, sino también en el buen criterio, experiencia y conocimiento de las variables involucradas en el problema por parte del ingeniero evaluador.
- La estabilidad del puente diseñado y la seguridad del usuario son los factores esenciales por considerar el buen trabajo profesional.

Procedimiento de diseño de la cimentación de un puente para resistir socavación

- a) Para esta selección la creciente que se espera, produzca condiciones severas de socavación. La experiencia indica que es prudente usar la creciente con un periodo de retorno de 1 en 100 años (Q_{100}) o la creciente que sobrepasa el puente (Q_{sp}), en caso de tener esta un periodo de retorno menor. Se deben chequear también otros eventos que se crea puedan producir mayor socavación.

- b) Desarrollo de perfiles del agua para los caudales de creciente, teniendo cuidado de analizar los rangos de variaciones de niveles del agua tanto hacia aguas arriba como hacia aguas abajo del puente.
- c) Dibujo de la profundidad de socavación total sobre una sección transversal del cauce principal y de la zona de inundación o laderas en el sitio del puente.
- d) Evaluación de los resultados considerando las limitaciones de los métodos existentes para calcular la socavación.
- e) Evaluación de la abertura del puente con base en los resultados antes obtenidos. Si es necesario, se modifican las dimensiones del puente. Es interesante tratar de visualizar el modelo del flujo durante una creciente para las condiciones de diseño. Esta figura mental debe usarse para identificar aquellos elementos del puente más vulnerables a socavación.

Tipos de cimentación

A continuación, se ilustran los tipos más comunes de cimentación de puentes, así como algunos no convencionales.

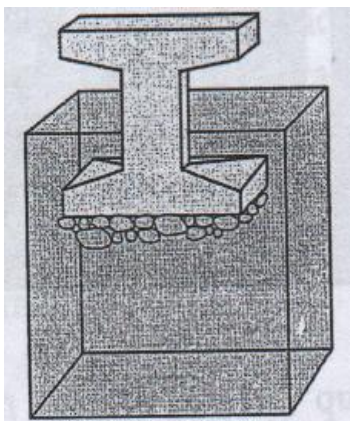


Figura. 11. Zapata corrida

Las cargas de la estructura se transfieren directamente al estrato resistente superficial a través de la base de la cimentación.

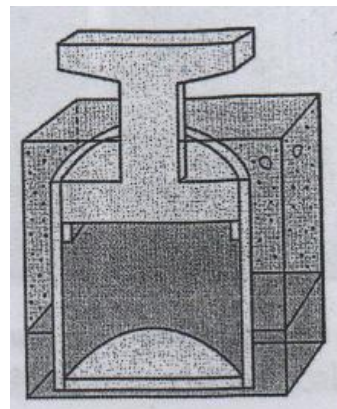


Figura. 12. Caisson o cajones

La cimentación consiste en un cajón de concreto reforzado, usualmente de forma cilíndrica, que se profundiza hasta el estrato resistente por excavación del material dentro del cajón.

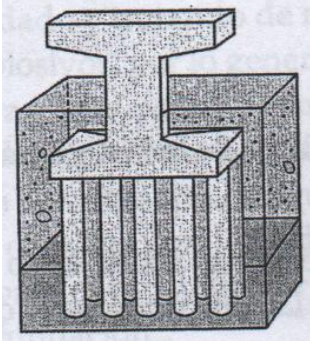


Figura. 13. Pilotes

Las cargas de la estructura se transfieren al suelo a través de pilotes hincados.

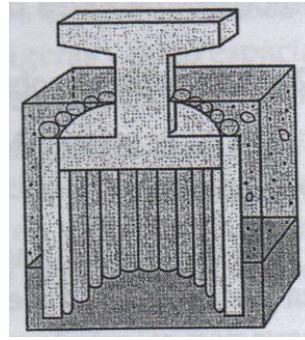


Figura.14. Tablestaca de tubos de acero

La cimentación se construye por hincado en el suelo de tablestacas de tubos de acero siguiendo un patrón circular y conectándolos unos con otros.

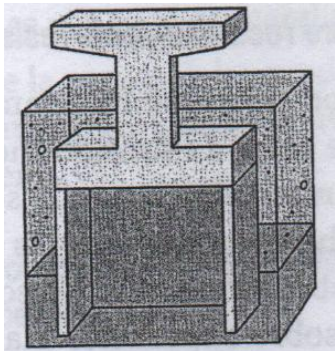


Figura. 15. Pared subterránea continua

La cimentación se hace por excavación de un pozo y construcción en sus paredes de muros en concreto reforzado que se conectan para tomar un cajón cerrado.

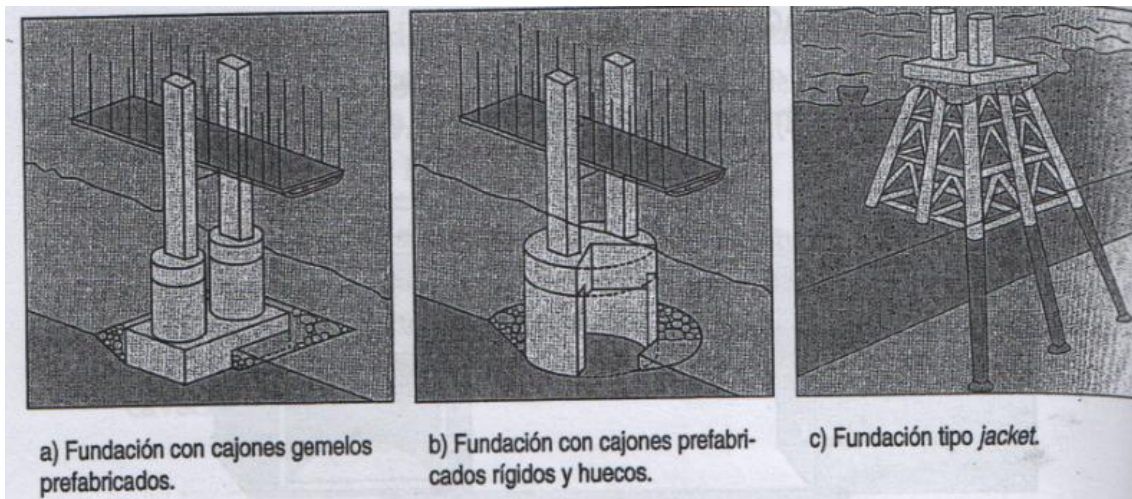


Figura 16. Tipos no convencionales de cimentación

Recomendaciones de cimentación

- Zapatas corridas sobre suelo.
- Zapatas corridas sobre roca altamente resistente a socavación.
- Zapatas corridas sobre roca erosionable.
- Zapatas corridas puestas sobre sellos Tremie y soportadas sobre suelo.
- Cimentaciones profundas, cajones o pilotes hincados, con zapatas o cabezales.
- Estribos masivos sobre pilotes.

Incidencia de los desastres naturales

Los fenómenos naturales

Son las manifestaciones normales de la naturaleza o del centro geográfico en el que vivimos, de acuerdo con la frecuencia o la magnitud con que los fenómenos naturales ocurren, pueden ser:

* **Ordinarios.** - Son aquellos que se presentan en forma regular, como las garúas durante el invierno en la Costa o las lluvias durante los meses de verano en la Sierra.

* **Extraordinarios.**- Son los que se producen en forma inusual, como un terremoto, un maremoto, etc. Estos fenómenos pueden ser previsible o imprevisible.

Desastres

Son desgracias o sucesos infelices y lamentables que se presentan a la población, provocados por fenómenos naturales o por acción de la mano del hombre. Los desastres son el resultado de un fenómeno natural que, por su intensidad y magnitud, afecta la vida de una comunidad causando grandes pérdidas humanas materiales o ambientales. Los desastres pueden ser:

A. naturales: Son los desastres producidos por algún fenómeno natural, en el medio geográfico nacional regional o local, ejemplo: los Tsunamis, aludes, aluviones, terremotos, huaicos, huracanes, erupciones, volcánicas, etc.

B. Sociales: Son aquellos desastres producidos u originarios por la mano del hombre: ejemplo: los incendios, etc.

Todos los países del mundo se ven afectados con cierta frecuencia y con diferentes grados de severidad por algún tipo de desastre de origen natural. El Perú tiene características geológicas tectónicas, topográficas, meteorológicas, oceanográficas que lo convierten en un territorio muy expuesto a desastres de origen natural.

Consecuencias de la incidencia de desastres naturales

Las consecuencias de la incidencia son desastres trágicos y causan pánico a la población; las principales son:

A. Consecuencias humanas: Provocan infinidad de muertes, cientos y miles de desaparecidos; cantidad de heridos, aparición de enfermedades y epidemias, etc.

B. Consecuencias materiales: Causan destrucción de viviendas y edificios, carreteras, canales, puentes, áreas de cultivo; en general toda obra humana.

C. Consecuencias socioeconómicas: Son fenómenos naturales que producen desastres que afectan la economía nacional y retrasan nuestro desarrollo, ejemplo: el fenómeno del Niño provoca lluvias torrenciales; que acrecientan el caudal de los ríos, reactivan las quebradas, provoca inundaciones, destruye viviendas y tierras de cultivo, puentes, etc.; todas las cuales tienen que ser reconstruidas por la sociedad y el Estado, perjudicando su economía.

2.2.1.3 Características de la protección de estribos

1. Sistema de superestructura: Comprende todos los elementos del puente que están por encima de los apoyos nombrados como (estribos).

Losa de calzada: Son de concreto armado, pueden ser también de planchas de acero de entablado de madera.

Miembros Principales: Distribuyen longitudinalmente las cargas rodantes a los apoyos a través de la losa de calzada, pueden ser de vigas de acero, de concreto normal o pre/postensadas, cerchas, etc.

Miembros secundarios: Son los separadores o arriostramientos de los miembros principales, evitan las deformaciones transversales y contribuyen en la distribución de las cargas a los miembros principales

Iluminación y Señalamiento, Defensas y Sistema de Drenaje.

2. Sistema de Infraestructura: Elementos del puente requeridos para apoyar la superestructura y transmitir sus cargas al suelo.

Estribos:

- Apoyos extremos del puente
- Son los elementos que soportan verticalmente las reacciones de la superestructura.
- Soportan horizontalmente el empuje de tierra proveniente del terraplén de acceso.

2.2.1.4 Importancia de la Protección de estribos

Dentro la importancia de la protección de estribos son datos obtenidos de puentes instrumentados en zonas sísmicas, por lo cual demuestran la importancia que tienen los estribos en la respuesta dinámica de la estructura. Si bien existen modelos que permiten estudiar la incidencia de las cimentaciones de las pilas, no existe ningún modelo analítico un numérico que permita acotar la incidencia del estribo.

En este caso el trabajo de los estribos se presentan modelos de elementos de contorno en el dominio de frecuencia, tanto en dos como en tres dimensiones, así como el cálculo de las rigideces dinámicas de los estribos, en forma adimensional para las tipologías más habituales.

Finalmente, dentro un modelo analítico sencillo de un tablero de puente en que se incorporan los efectos de interacción inercial en la cimentación de pilas y estribos, se analizan las variables de la respuesta dinámica modificada.

Los estribos están situados en los extremos del puente sostienen los terraplenes que conducen al puente. A diferencia de las pilas los estribos reciben además de la superestructura el empuje de las tierras de los terraplenes de acceso al puente, en consecuencia, trabajan también como muros de contención. Los estribos están compuestos por un muro frontal que soporta el tablero y muros en vuelta o muros-aletas que sirven para la contención del terreno.

2.2.1.5 Tipos de protección de estribos

La variedad de tipos de estribos es muy amplia por lo cual se los puede dividir de diferentes maneras: **Estribo tipo gravedad.**

Se construyen con concreto simple o con mampostería. Dependen de su peso propio y de cualquier suelo que descansa sobre la mampostería para su estabilidad, apenas se coloca cuantía nominal de acero cerca de las caras expuestas para evitar fisuración superficial provocada por los cambios de temperatura. (Ramírez, 2010 p.375)

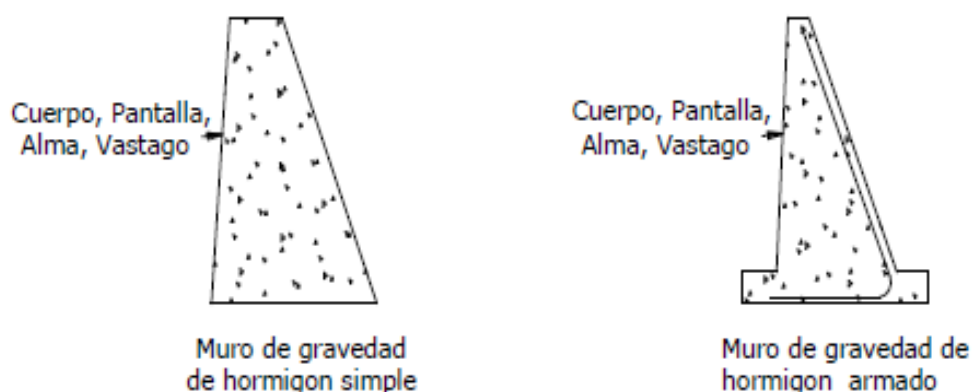


Figura 17 - Estribo tipo gravedad

Estribo tipo semigravedad en voladizo.

Este estribo también conocido como estribo tipo pantalla consiste en una alma, cuerpo o vástago de hormigón y una losa base de hormigón, siendo ambos elementos relativamente esbeltos y totalmente armados para resistir los momentos y cortantes a los cuales están sujetos. Como se puede observar en la Figura 3, estos estribos pueden tener alas o aleros para retener el terraplén de la carretera.

En la Figura 18 podemos observar un estribo con las alas perpendiculares al asiento del puente, este es conocido como estribo U. (Ramírez, 2010 p.375)

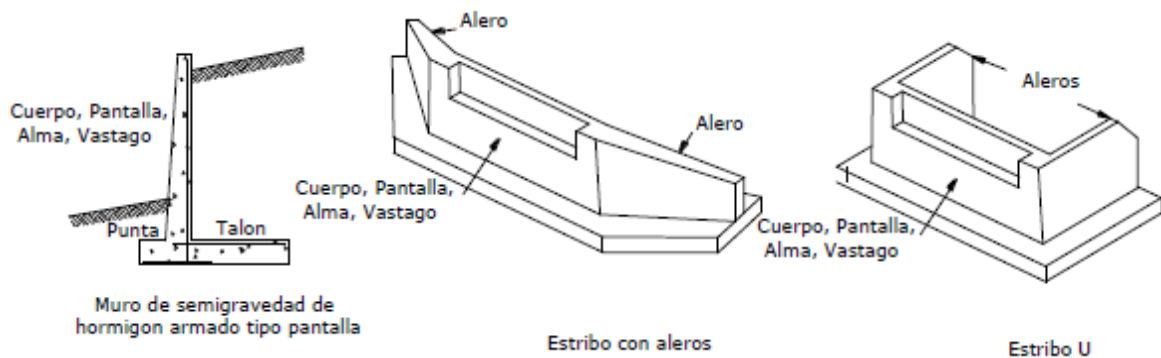


Figura 18 - Estribo tipo semigravedad en voladizo

Estribo con contrafuertes.

Este estribo consiste en una delgada losa de hormigón (generalmente vertical) que sirve como paramento, soportada del lado interno mediante losas o contrafuertes verticales que forman ángulos rectos respecto del paramento. Tanto el paramento como los contrafuertes están conectados a una losa de base, y el espacio por encima de la losa de base y entre los contrafuertes se rellena con suelo. Todas las losas están totalmente armadas. (Ramírez, 2010 p.376).

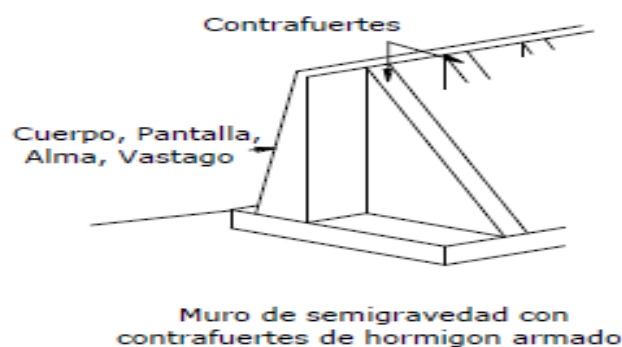


Figura 19 – Estribo con contrafuertes

Estribo de caballete sobre pilotes con aleros cortos.

En este estribo los asientos del puente se apoyan sobre una viga la cual es soportada por una fila de pilotes.

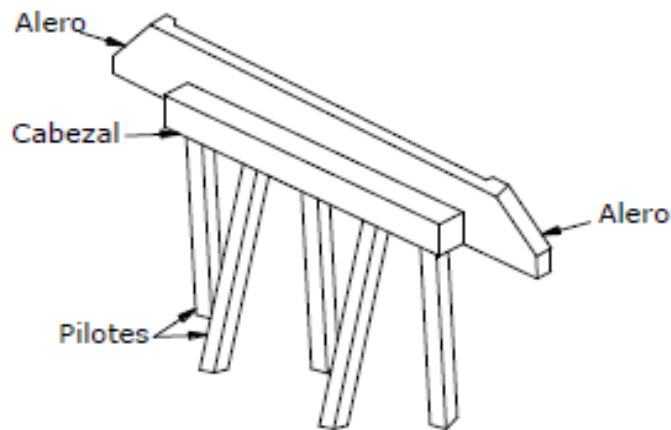


Figura 20 - Estribo de caballete sobre pilotes con aleros cortos

Selección del estribo

El procedimiento para seleccionar el tipo más apropiado de estribo se puede basar en las siguientes consideraciones:

1. Costo de construcción y mantenimiento.
2. Situación del movimiento de tierra, corte o relleno.
3. Tráfico durante la construcción.
4. Periodo de construcción.
5. Seguridad de los trabajadores.
6. Disponibilidad del costo del material de relleno.
7. Profundidad de la superestructura.
8. Medidas del estribo.
9. Área de excavación.
10. Estética con las estructuras adyacentes.
11. Experiencias previas con el tipo de estribo.

2.2.1.6 Clasificación de protección de los estribos en cuanto a su proceso constructivo

Proceso constructivo	Tipo de estribo	
	Abierto	Cerrado
Total o parcialmente prefabricado	Pórticos	Pórticos reforzados(cubriendo el espacio entre columnas y pilotes)
Hormigón in situ	Pórticos	Masivos Semimasivos Reforzados

Tabla 3. Clasificación de protección de los estribos

Fuente: (Gómez, 2015 p.360)

2.2.1.7 Clasificación de protección de los estribos en cuanto al terraplén de aproche

Tipo de terreno Tipo de estribo	Terreno natural		Terraplén	
	Aletón	Aletas independiente	Aletón	Aletas independiente
Estribo errado	En prolongacion		En prolongacion	
	En retorno		En retorno	
	En voladizo		En voladizo	
Estribo abierto	Según distancia entre columnas		Según distancia entre columnas	

Tabla 4. Clasificación de protección de los estribos

Fuente: (Gómez, 2015 p.360)

2.2.1.8 Formación de vórtices al pie de estribos



Figura 21



Figura 22

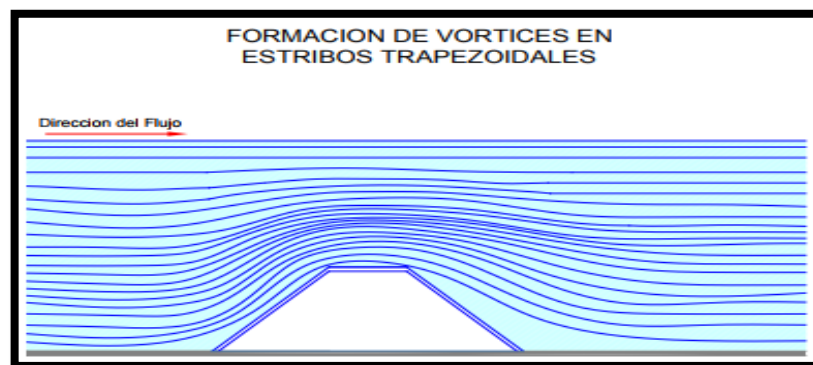


Figura 23

2.2.2. Bases teóricas de la variable dependiente

2.2.2.1 Definiciones de la socavación

A. La socavación es la remoción de materiales del lecho y de las bancas de un cauce debido a la acción erosiva del flujo de agua alrededor de una estructura hidráulica. La socavación del fondo de un cauce definido es el producto del desequilibrio entre el aporte sólido que trae el agua a una cierta sección y la mayor cantidad de material removido por el agua de esta sección. Los materiales tienden a socavarse en diferentes formas: los suelos granulares sueltos se erosionan rápidamente, mientras que los suelos arcillosos son más resistentes a la erosión. Sin embargo, en la socavación final de suelos cohesivos o cementados puede ser tan profunda como la socavación en suelos arenosos, variando el tiempo en el cual se produce.

Para la profundidad máxima de socavación se alcanza en horas para suelos arenosos, en tanto que puede tardar días en suelos cohesivos, meses en piedras areniscas, años en piedras calizas y siglos en rocas tipo granito.

Es posible que se requieran varias crecientes para que se produzca máxima profundidad de socavación, dependiendo del tipo de material. La posibilidad de que exista el arrastre de los materiales de fondo en cada punto se considera dependiente de la velocidad media del agua y de la velocidad requerida para arrastrar las partículas de sedimentos. (Guevara, 2016 p.1)

B. La socavación consiste en la profundización del nivel del fondo del cauce de una corriente causada por el aumento del nivel de agua en las avenidas, con modificaciones en la morfología del cauce o por la construcción de estructuras en el cauce como puentes, espigones, etc.

Dentro la socavación comprende el levantamiento y transporte de los materiales del lecho del río en el momento de una avenida o creciente, o por la construcción de una obra dentro del cauce. Por lo tanto, debe diferenciarse que la socavación de la erosión no recuperable en el sentido de que después de que pase la avenida o se elimine la causa de la socavación en procesos posteriores, comúnmente se vuelven a depositar sedimentos en un proceso cíclico, y se puede recuperar el nivel del fondo del cauce. Por lo cual la socavación está controlada por las características hidráulicas del cauce, por las propiedades de los sedimentos del fondo y la forma y localización de los elementos que la inducen.

Conclusión: Se entiende por socavación normal el descenso del fondo de un río que se produce al presentarse una creciente. Y esto llega a originarse por el aumento de la capacidad de arrastre de material sólido que en ese momento adquiere la corriente, en virtud de la mayor velocidad de flujo. (García, 2014 p.135)

2.2.2.2 Definiciones de las dimensiones de la socavación

Estudio de suelos

Los estudios de suelos para la socavación abarcan básicamente dos aspectos; muestreo de sedimentos y perfiles estratigráficos en las zonas de ubicación de pilas y estribos. Los estudios de sedimentos pueden ser tan generales o detallados como

el tipo de cauce lo requiera. Ríos bien definidos y con lecho poco erosionable requieren poco detalle en la información, en tanto que ríos inestables en cauces indefinidos o trezados, necesitan que se máxima atención a los estudios geotécnicos. Usualmente se deben hacer perforaciones, apiques o sondeos para determinar las condiciones de los suelos en la zona del puente. Para un informe de suelos para hacer estudios de cimentación de un puente debe incluir información sobre:

- Características geológicas de la cuenca.
- Perfiles estratigráficos del suelo.
- Rocas existentes.
- Disponibilidad de materiales de construcción.
- Materiales del lecho del cauce y su resistencia a la erosión.
- Profundidades de cimentación de estructurales existentes en la vecindad.

Por otra parte, los parámetros más importantes de los sedimentos del cauce que de una u otra forma intervienen el cálculo de las profundidades máximas de socavación son la densidad y peso específico, la velocidad de caída, la distribución granulométrica, el tamaño, la desviación estándar geométrica, el peso específico de la mezcla agua-sedimento en suspensión. Los aspectos claves para tener en cuenta en los suelos cohesivos son el peso volumétrico seco y la resistencia al esfuerzo cortante, por lo tanto, en suelos granulares priman el peso y el tamaño de las partículas. Y para las muestras de sedimentos se busca tomarlas por dentro y fuera del hueco de socavación para determinar si existe acorazamiento del cauce o en la zona de la pila.

Para la profundidad de una socavación depende de las variables hidráulicas como: Caudal, Profundidad del Flujo y Velocidad, asumiendo dentro de la gran mayoría de las ecuaciones usadas para determinar dicha profundidad, como conocidas con certeza estas variables.

Estudios topográficos

El estudio topográfico se podría definir como un conjunto de acciones realizadas sobre un terreno con herramientas adecuadas para obtener una representación gráfica o plano. Una vez obtenido el plano, este resulta muy útil para

cualquier obra que se vaya a realizar sobre el terreno. Por lo tanto, de esta forma podemos conocer la posición de los puntos de interés y su posición exacta mediante la latitud, longitud y elevación o cota.

Para realizar un estudio topográfico es necesario disponer de varios instrumentos de equipo como el nivel automático y la estación total. Y para dar inicio el punto de partida de una edificación se empieza con un levantamiento topográfico. Donde indica que es el principio de una serie de etapas básicas que van desde la identificación y señalamiento del terreno hasta deslindes y amojonamientos.

Podemos diferenciar dos modalidades:

- Trabajo de levantamiento topográfico planimétrico: son una serie de acciones para obtener los puntos y definir la proyección sobre el plano.
- Trabajo de levantamiento topográfico altimétrico: son unas operaciones para obtener las alturas respecto al plano de comparación.

La topografía es un estudio de suma importancia para todo tipo de proyectos, ya que el trabajo de levantamiento topográfico servirá para identificar detalles del río, como el talud más crítico, secciones transversales, el perfil del flujo y estructuras aledañas al río. Para dicho trabajo se usarán herramientas como el nivel, la mira, GPS estacionario para la obtención de las coordenadas UTM de los puntos de control, etc.

Estudios de transitabilidad

El estudio de transitabilidad de peatones se realizó como referencia en el punto donde está ubicado el puente de los Libertadores que une los distritos del Agustino y San Juan de Lurigancho, porque actualmente el puente peatonal fue remplazado por un proyecto nuevo que en lo cual se pudo optar esta decisión.

Este estudio consistió en colocar personal clasificado, provistos de formatos de campo donde anotaron la información acumulada por cada rango horario luego

se procedió a hacer la tabulación y clasificación de información se adjuntó cuadros donde indique cuantos peatones pasan separando por rango de edades.

Posteriormente se analizó la información de transitabilidad y como resultado se obtuvo el tránsito promedio diario de 1386 peatones.

2.2.2.3 Características de la socavación

La socavación en general se puede producir por varias situaciones:

- a) El aumento del caudal durante las avenidas.
- b) El incremento de la pendiente del cauce por alteración del canal.
- c) La remoción de sedimentos del flujo por la construcción de una presa o por extracción de materiales del fondo del cauce.
- d) La transferencia de agua de una cuenca a otra, la cual altera la capacidad de transporte de sedimentos de ambas corrientes.
- e) La disminución de la rugosidad del cauce por obras de regulación del canal.

Esta socavación es una erosión general de todo el cauce y no depende de que exista o no un puente u otra estructura. La socavación general tiene como resultado una disminución en el nivel del fondo del cauce y los niveles de agua y por lo tanto puede producir exposición de las fundaciones, de los oleoductos y de otras estructuras colocadas en el cauce del río. (García, 2015 p.40)

2.2.2.4 Importancia de la Socavación

Es importante conocer la profundidad a la que puede llegar la socavación total, ya que es relevante para diseñar la cimentación de los puentes porque muchas veces se quedan por encima de dicha profundidad.

La mejor forma para garantizar la estabilidad de un puente en relación con socavación es entendiendo y respetando las características y la dinámica del río que va a cruzar. El sobre costo que tiene diseñar los puentes para resistir socavación en comparación con el costo de una falla total, que puede llegar a representar entre 2 y 10 veces el costo del puente (Arneson, Zevenbergen, Lagasse y Clopper, 2012).

La obligación de garantizar la seguridad pública y minimizar los efectos adversos de falla o del cierre de un puente requiere los mejores esfuerzos conjuntos de entidades oficiales, profesionales y personas encargadas del diseño y mantenimiento de estas estructuras.

2.2.2.5 Tipos de la socavación

Para el diseño de un puente, además de conocer la posición de la superficie libre del agua, es necesario saber la situación del fondo del cauce alterado por causas naturales o artificiales, por lo que deben tenerse en cuenta los procesos erosivos que ocurren.

Para ello, se deben considerar cuatro tipos básicos de socavación al hacer la evaluación de un puente desde el punto de vista hidráulico. (Guevara, 2016 p.12)

1. Degradación a largo plazo del fondo del cauce	2. Migración lateral de la corriente
Consideran efectos acumulados de varias crecientes a lo largo del tiempo. Socavación posiblemente permanente.	
3. Socavación general por contracción del puente u otras causas en la sección transversal	4. Socavación local en pilas y en estribos
Consideran el efecto de crecienta puntuales. Socavación posiblemente transitoria.	

Tabla 5 - Tipos de socavación

Socavación a largo plazo o degradación

La socavación del cauce a lo largo plazo se refiere a la tendencia, a la degradación que el lecho presenta a lo largo del tiempo debido a causas externas, ya sean naturales o inducidas por el hombre, pero sin tenerse en cuenta los eventos extremos o crecientes puntuales, pues realmente está considerando el efecto, acumulando de varias crecientes a lo largo de los años.

Pero por no ser de naturaleza transitoria, o sea que no se presenta durante crecientes, la socavación a largo plazo se considera de tipo permanente. Por lo cual implica el descenso del fondo del cauce sobre tramos relativamente largos debido a un déficit en el suministro de sedimentos de aguas arriba y contribuye a la socavación total.

Algunos autores la llaman socavación general a largo plazo, pues esto se manifiesta en grandes extensiones a lo largo del cauce.

Por lo tanto, la elevación del lecho del cauce cambia a través del tiempo debido a las causas naturales o artificiales que afectan la zona donde el puente está ubicado o se va a reconstruir, tales como construcción de presas, corte natural o artificial de meandros, canalizaciones, cambios en el control aguas abajo (presas, formaciones rocosas, tributarios o confluencias), extracción de materiales, desviación de agua desde o hacia el cauce, movimientos naturales del cauce, modificaciones en el uso del suelo de la cuenca de drenaje (urbanización, deforestación, etc.). (Guevara, 2016 p.15)

Migración lateral de la corriente y divagación del cauce

La migración de un cauce se presenta especialmente en curvas unidas por tramos rectos que dan origen a los meandros, caracterizados por la capacidad de arrastre de sólidos, mayor en la parte externa donde se origina erosión que, en la parte interna, donde existe depósito de sedimentos. Por lo cual las corrientes son dinámicas, por lo que las secciones de un cauce con concentración de flujo están sujetas a desplazamiento permanente de las bancas.

En los ríos meándricos, el cauce se mueve tanto lateral como longitudinalmente hacia aguas abajo. Por otro lado, los puentes son estructuras estáticas, que fijan la corriente en un lugar, en tiempo y en espacio.

Por esto, la migración natural que eventualmente ocurre en el cauce principal dentro del plano de inundación puede incrementar la socavación de las pilas, erodar las bases de los estribos el ángulo de ataque del flujo y los factores que afectan la estabilidad de un cauce también afectan la estabilidad de un puente.

Este efecto es importante y debe tenerse en cuenta en las construcciones de puentes en curvas del río y en el diseño de sistemas de protección.

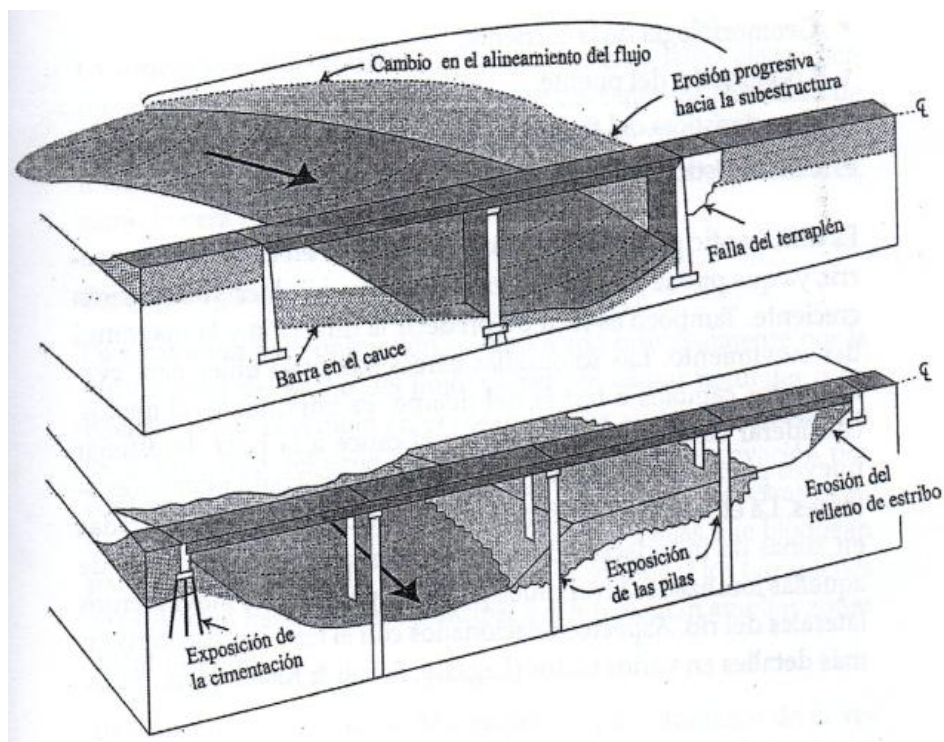


Figura 24 – Migración lateral de la corriente

Otros procesos fluviales que tienen que ver con la movilidad lateral del cauce son la divagación y la avulsión del cauce. La divagación de la corriente es el

movimiento que ocurre eventualmente en el cauce principal dentro del plano de inundación propio de zonas bajas inundables y de piedemonte.

La avulsión es el abandono rápido del cauce de un río y la formación de uno nuevo. Estos procesos pueden afectar la estabilidad de pilas, estribos y las zonas de aproximación o alterar la socavación total al cambiar el ángulo de ataque del flujo sobre las estructuras del puente.

Por lo tanto, se debe evitar la construcción de cualquier tipo de estructura en las zonas de alta movilidad de los cauces. Y los factores que afectan la migración lateral de un cauce y la estabilidad de un puente son:

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

Por lo cual, es difícil anticipar cuando y como un cambio en el cauce va a ocurrir, ya que puede ser gradual en el tiempo o ser el resultado de una creciente. Por lo tanto, tampoco es fácil de predecir la dirección y la magnitud del movimiento. Las fotografías aéreas son muy útiles para evaluar estos cambios a través del tiempo. Para ello, es importante al menos, considerar cambios potenciales en el cauce a la hora de diseñar nuevos puentes o proyectar medidas de control para puentes ya existentes. La evaluación de la fundación de las pilas o zapatas ubicadas en zonas de inundación debe ser aproximadamente igual a la de aquellas localizadas en el cauce principal para prever movimientos laterales del río. Los aspectos relacionados con el tema se discuten con más detalles en varios textos (Lagasse, Schall y Richardson, 2001).

Socavación general

La socavación general llega ser el descenso generalizado del fondo del río, como consecuencia de una mayor capacidad de la corriente para arrastrar y transportar sedimentos del lecho en suspensión durante crecientes. Esto ocurre a

lo largo del río y no necesariamente se debe a factores humanos, como la construcción de un puente o de otra estructura. El descenso del lecho puede ser uniforme a través de la sección transversal.

El fenómeno es todavía poco conocido y lo único seguro son las medidas de campo, pues los métodos de cálculo son apenas una distante representación del comportamiento físico que ocurre en la realidad.

La socavación general más frecuente se debe a la contracción del flujo que ocasiona la remoción de material a través de todo o casi todo el ancho del cauce, por lo que, si los métodos y análisis de cálculo de la socavación general se aplican para la sección de un puente, se considera incluido el efecto de la contracción del flujo y para que luego no deben duplicarse los efectos. (Guevara, 2016 p.21)

La socavación general difiere de la socavación a largo plazo (permanente) puesto que al ocurrir durante crecientes se considera de carácter transitorio o cíclico. Como se dijo, está causada especialmente por la contracción del cauce, pero también por otros factores, como se verá en los siguientes:

Socavación general por contracción

La socavación por contracción es ocasionada mayormente por la disminución del ancho del flujo, ya sea por causas naturales o artificiales o por el cambio en el control aguas debajo de la elevación de la superficie del agua. Y la causa más usual en socavación por contracción de la sección del flujo, por los terraplenes de acceso al puente y, en menor grado, por las pilas que bloquean parte de la sección recta. La obstrucción es grande si los terraplenes se proyectan hasta el cauce principal o si interceptan amplias zonas de inundación.

Una disminución en la sección mojada implica aumento de la velocidad media del agua y del esfuerzo cortante. Por lo tanto, se muestra aumento en las fuerzas en la contracción, ocasionando que la cantidad de material del lecho removido sobrepase al que es transportado hacia el sitio. El crecimiento en la velocidad produce el aumento en el transporte de material, haciendo que el nivel del lecho descienda y que la sección mojada aumente, por lo que la velocidad y el esfuerzo cortante nuevamente disminuyen, haciendo que el equilibrio del río se vaya restableciendo con el tiempo. Esta situación de equilibrio se da cuando el

material que es removido, es igual al material que es transportado hasta el sitio en consideración.

La socavación por contracción se muestra en agua clara o en lecho móvil, esta última se presenta generalmente durante el aumento de niveles del agua. El relleno de los huecos en socavación ocurre durante periodos de bajo o moderado caudal y cambia a socavación en lecho móvil si se presentan caudales de creciente. Esta naturaleza cíclica crea dificultades en medir la socavación por contracción después de un evento extremo. La socavación por contracción en agua clara se presenta también en el caso de que los estribos y los terraplenes de acceso al puente que restrinjan el flujo de agua en la planicie, ya que en esta zona no existe prácticamente transporte de materiales de lecho.

Otros factores que ocasionan socavación por contracción son:

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

Socavación general por otras causas

Otras condiciones de socavación general resultan de las características relacionadas con la corriente (recta, meándrica o trenzada), controles variables del flujo aguas abajo, flujo en codos, confluencias y otros cambios que causen degradación del cauce.

En un cauce, la profundidad del flujo es generalmente mayor en la orilla cóncava (externa) de una curvatura, donde ocurre descenso de la cota del fondo y aumento de la velocidad como consecuencia de la corriente helicoidal que se forma por sobreelevación del agua que produce la fuerza centrífuga, por lo que la socavación general se va a concentrar en esta zona. La velocidad máxima del lado

externo esta entre 1.5 y 2.0 veces la velocidad media del cauce (Richardson & Davis, 2001)

Socavación local

La socavación local se refiere a la remoción del material que circunda pilas, bases de estribos, diques o terraplenes de acceso a un puente. Está causada por la variación de dirección de las líneas de corriente, la turbulencia, la aceleración del flujo y los vórtices resultantes, inducidos por la obstrucción al flujo.

La socavación local puede mostrarse en condiciones de agua clara o lecho móvil. El mecanismo que causa la socavación local ha sido estudiado por varios investigadores (Tilson, 1940; Shen y Schneider, 1969; Melville, 1975; Melville, 1983, 1992; Melville y Sutherland, 1988; Breusers, Nicollet y Shen, 1997; Raudkivi y Ettema, 1983; Raudkivi; Dargahi, 1990, Melville y Coleman, 2000, entre otros), básicamente para pilas circulares en condiciones de flujo subcrítico, habiendo obtenido a veces conclusiones diferentes. (Guevara, 2016 p.28)

Socavación local en pilas

Tratándose de sacar conclusiones de las investigaciones realizadas, puede decirse que el mecanismo que produce la socavación está asociado al alejamiento tridimensional del flujo en la cara aguas arriba de la pila y a un vórtice periódico al pie de ella (Dargahi, 1990).

La acumulación de agua hacia aguas arriba de la obstrucción produce una especie de onda en la superficie y un flujo vertical hacia abajo que crea un fuerte gradiente de presiones que ocasiona separación del flujo, como consecuencia de lo cual se ocasiona un sistema de vórtices al pie de la base de la pila llamados vórtices de herradura, que son los principales causantes de la socavación.

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

El vórtice de herradura se extiende hacia aguas debajo de la pila, hasta que pierde su identidad al confundirse con la turbulencia general del flujo. Melville (1975) describió los vórtices con su centro de bajas presiones como si fueran maquinas aspiradoras.

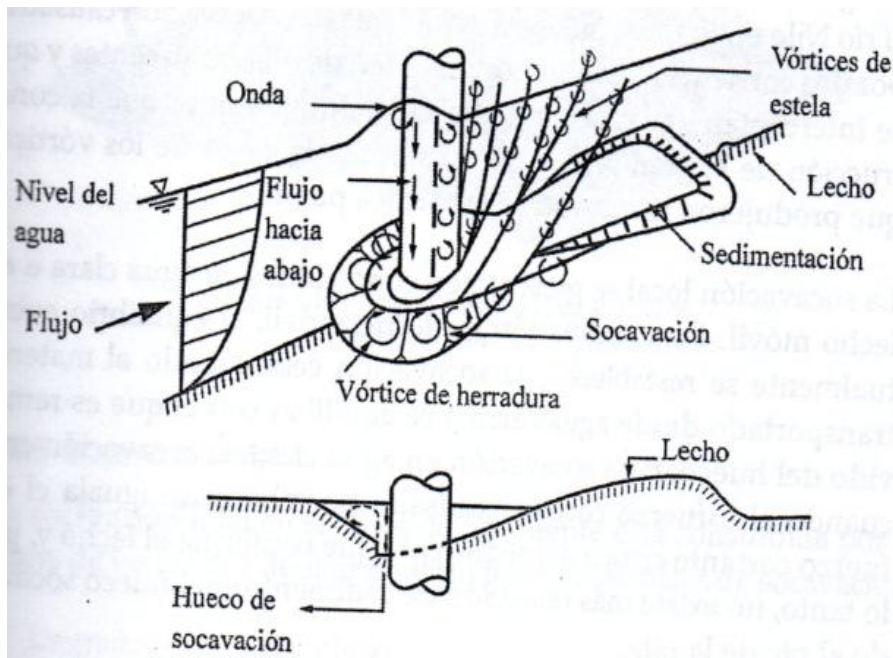


Figura 25 – Socavación local en pilas

Socavación local en estribos

La socavación en estribos se ha investigado menos que en pilas, pero se piensa que está afectada por los mismos fenómenos como separación del flujo y vórtices de herradura que transportan partículas localmente. La socavación local se produce en los estribos que obstruyen el paso del agua.

Esta obstrucción forma un vórtice de eje horizontal que empieza en la parte de aguas arriba y corre a lo largo del pie de la base de la estructura, y un vórtice de eje vertical final de ésta.

El vórtice al pie de la base del estribo es muy similar al vórtice de herradura de las pilas y el vórtice final es semejante a los vórtices de estela más débiles que se forman aguas abajo. El caso de la socavación en estribos requiere todavía más estudio, pues carece de soluciones confiables y completas (Melville, 1992).

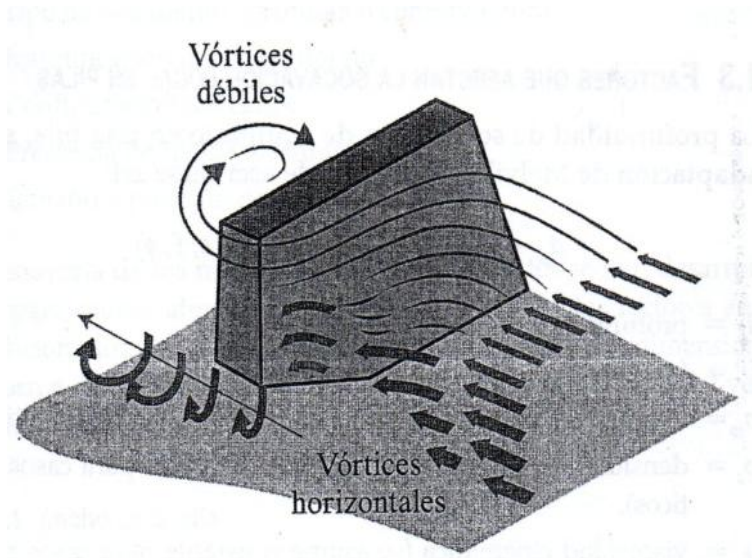


Figura 26 – Socavación local en estribos

Socavación total

La socavación total en el cruce de un puente está constituida por la suma de los efectos debido a cuatro tipos principales de socavación:

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

En si hay una gran variedad de métodos para calcular profundidades de socavación general y local en pilas y estribos, provenientes en su mayoría de investigaciones de laboratorio con muy poca verificación en el campo. Sin embargo, no existen métodos sencillos para determinar el efecto sobre el puente de la degradación a largo plazo y de la migración lateral de la corriente por lo que toca recurrir al análisis de información histórica y al conocimiento y buen criterio de ingeniero.

En general, se requiere más investigación para lograr soluciones confiables y completas del problema de socavación.

2.2.2.6 Factores que afectan la socavación local en estribos

Según Melville (1992), la profundidad de socavación de equilibrio para un estribo se puede escribir en la siguiente forma:

$$d_s \Big| = f(p_w, p_s, \nu, V, h, D, \sigma_g, L, F, \theta, G, g)$$

d_s = profundidad de socavación.

f = función de.

p_w = densidad del agua (se asume constante para casos prácticos).

p_s = densidad del sedimento (se asume constante para casos prácticos).

ν = viscosidad cinemática (se asume constante para casos prácticos).

V = velocidad media del flujo.

h = profundidad del flujo.

D = diámetro característico del sedimento.

σ_g = desviación estándar geométrica del sedimento.

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

F = parámetro que describe la forma del estribo.

θ = ángulo de ataque del flujo.

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

g = aceleración debida a la fuerza de gravedad.

Al igual que en el caso de las pilas, en el listado anterior no aparecen algunos factores importantes como el tiempo de duración de la creciente, tipo de los sedimentos, estratigrafía del lecho, y presencia de residuos de basuras.

En general, en los métodos de cálculo de profundidades de socavación en las bases de los estribos se consideran cauces aluviales y tienen como factores fundamentales los siguientes: longitud del estribo que se opone al paso del agua, forma del estribo, ángulo de ataque del flujo sobre el estribo, profundidad y velocidad del flujo. (Guevara, 2016 p.48)

2.2.2.7 Influencia de las mareas sobre la socavación

La socavación está más estudiada en ambientes ribereños y en flujo permanente que en ambientes costeros y flujo no permanentes. Dentro la socavación los ambientes ribereños resulta del flujo en una sola dirección, en tanto que las carreteras que cruzan ríos en zonas costeras están sujetas al efecto de las fluctuaciones de las mareas. En este caso, las velocidades del flujo de la corriente no necesariamente disminuyen a medida que el hueco de socavación aumenta, por lo que no se cumple la ecuación de continuidad.

La mayor dificultad que se tiene en zonas costeras es determinar los parámetros hidráulicos como, el caudal, la velocidad y la profundidad. Para realizar el cálculo de las profundidades de socavación usando las mismas ecuaciones que para puentes en ambientes netamente ribereños ante la carencia de otros métodos desarrollados especialmente es para tener en cuenta la influencia de las mareas.

En los análisis hidráulicos hay que considerar el caudal de diseño; las características geométricas de la ensenada, estuario, bahía, o corriente sujeta a mareas; el efecto de la concentración debida al puente; los efectos a largo plazo de los ciclos normales de las mareas sobre la agradación o degradación a largo plazo, la socavación por contracción, la socavación por local y la estabilidad de la corriente.

2.2.8 Socavación en estribos de puentes

La socavación al pie de estribos, se genera por la acción de vórtices. La duración para llegar a la máxima profundidad de socavación, depende

principalmente del tipo de suelo de fundación, aunque algunos investigadores no lo consideran y otros factores como la capacidad de erosión del flujo y de la penetración del estribo en el cauce.

Los suelos granulares no cohesivos son rápidamente erosionados por el flujo de agua, mientras que los suelos cohesivos presentan una resistencia inicial mayor.

Las ecuaciones para el cálculo de la profundidad de socavación al pie de estribos en lechos no cohesivos están basadas enteramente en datos de laboratorio. Por ejemplo, Las ecuaciones hechas por Liu y otros, Laursen, Froehlich y Melville, están basadas enteramente en datos de laboratorio.

Desde que existe pocos datos de campo, las ecuaciones de Liu y otros fueron desarrollados por análisis dimensional de las variables con los datos de laboratorio.

Las ecuaciones de Laursen están basadas en el razonamiento inductivo del cambio en las relaciones del transporte debido a la aceleración del flujo causado por el estribo. La ecuación de Froehlich fue derivada desde el análisis dimensional y análisis de regresión de los datos de laboratorio disponibles y propios. Las ecuaciones de Melville fueron derivadas con análisis dimensional y desarrollo de relaciones entre parámetros adimensionales.

2.2.2.9 Profundidad de socavación al pie de estribos

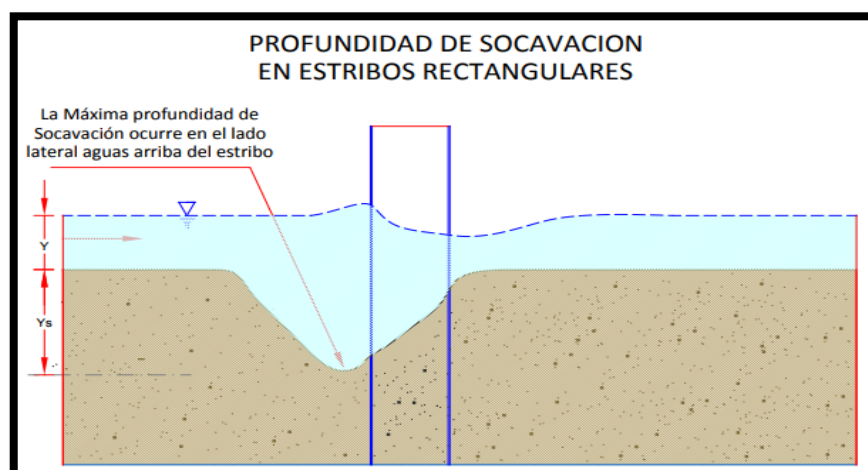


Figura 27

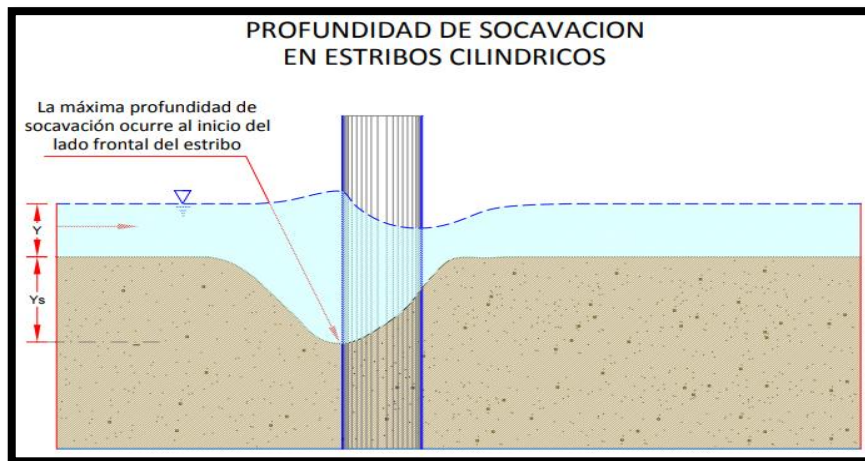


Figura 28

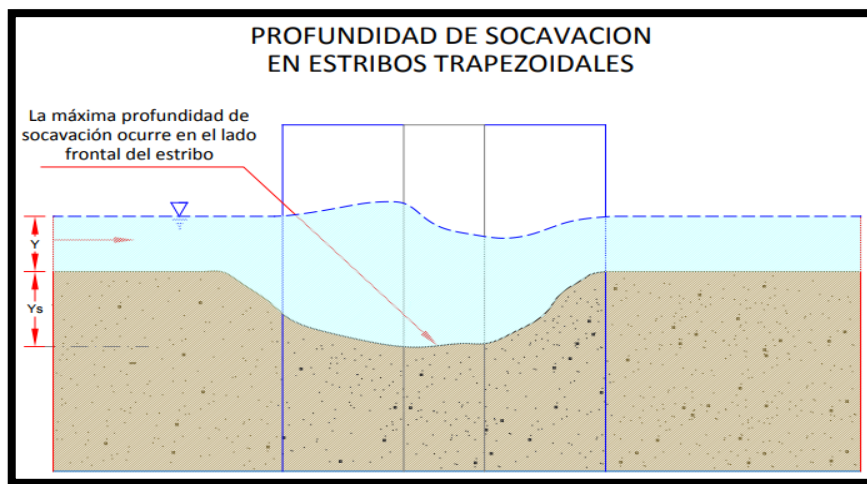


Figura 29

2.2.3. Análisis de los caudales en la socavación

Caudales máximos instantáneos - Río Rímac - Estación Chosica

Tabla 6

TR (años)	Gumbel		LogNormal 2P		LogNormal 3P		LosPearson Tipo III			
	Caudal	% Error Estándar	Caudal	% Error Estándar	Caudal	% Error Estándar	Verosimilitud		Momentos	
							Caudal	% Error Estándar	Caudal	% Error Estándar
1.005	36.50		46.50		47.30		48.30		48.20	
1.05	69.20		71.60		71.90		72.60		72.40	
1.25	107.00		104.00		104.00		104.00		104.00	
2	156.00		154.00		153.00		153.00		153.00	
5	223.00	4.80	227.00	5.45	227.00	5.50	226.00	5.51	227.00	5.60
10	276.00	5.14	278.00	6.32	279.00	6.58	278.00	6.61	279.00	6.68
20	310.00	5.43	329.00	7.19	331.00	7.91	331.00	8.32	333.00	8.26
50	365.00	5.74	398.00	8.26	401.00	9.81	403.00	11.20	406.00	10.86
100	406.00	5.93	452.00	9.02	456.00	11.30	460.00	13.60	464.00	13.00
200	447.00	6.09	507.00	9.73	513.00	12.70	520.00	16.10	525.00	15.30
500	501.00	6.26	584.00	10.60	592.00	14.60	604.00	19.60	611.00	18.60
1000	542.00	6.37	646.00	11.30	656.00	16.00	673.00	22.50	682.00	21.10
2000	582.00	6.47	709.00	11.90	720.00	17.30	743.00	25.20	755.00	23.60
5000	636.00	6.58	793.00	12.60	808.00	19.00	838.00	28.90	853.00	27.00
10000	677.00	6.66	862.00	13.20	879.00	20.20	917.00	31.70	935.00	29.60

Tabla 7

Caudales máximos instantáneos para diferentes períodos de retorno Río Rímac - (Ajuste distribución Log Normal de 2 parámetros)

TR (años)	Caudales Máximos Instantaneos (m3/s)
2	154.00
5	227.00
10	278.00
20	329.00
50	398.00
100	452.00
200	507.00
500	584.00
1000	646.00

Curva de frecuencia de caudales máximos instantáneos - Río Rímac - Estación Chosica (Ajuste distribución Log Normal de 2 parámetros - Método de máxima verosimilitud)

Tabla 8

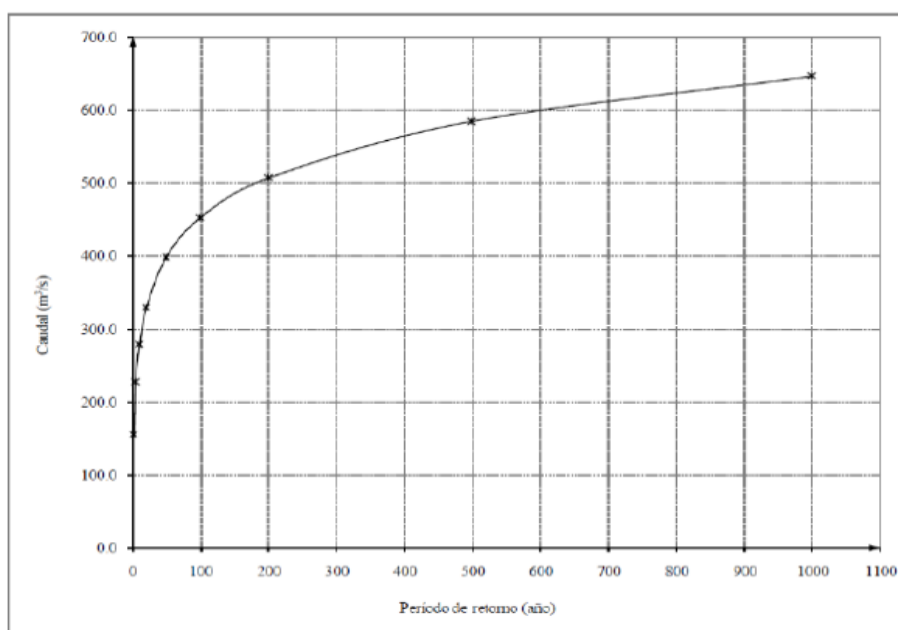


Tabla 9

Valores máximos recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje

TIPO DE OBRA	RIESGO ADMISIBLE (**) (%)
Puentes (*)	25
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	30
Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas	35
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	40
Subdrenes	40
Defensas Ribereñas	25

(*) - Para obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias.
 - Se recomienda un período de retorno T de 500 años para el cálculo de socavación.

(**) - Vida Útil considerado (n)

- Puentes y Defensas Ribereñas n= 40 años.
- Alcantarillas de quebradas importantes n= 25 años.
- Alcantarillas de quebradas menores n= 15 años.
- Drenaje de plataforma y Sub-drenes n= 15 años.

- Se tendrá en cuenta, la importancia y la vida útil de la obra a diseñarse.
 - El Propietario de una Obra es el que define el riesgo admisible de falla y la vida útil de las obras.

- Según tabla el riesgo $R=0.25$ y $n=40$ años, entonces el $T= 139.54$ años, el cual corresponde a un caudal de diseño de $466.67 \text{ m}^3/\text{s}$ ($Q_{\text{dis}} = 466.67\text{m}^3/\text{s}$)
- Para el cálculo de socavación consideraremos un $T= 500$ años, el cual corresponde a un caudal de diseño de $584 \text{ m}^3/\text{s}$ ($Q_{\text{dis}} = 584\text{m}^3/\text{s}$)

2.3. Definición de términos básicos

Puente: Es una estructura vial que sirve como medio de conexión entre dos puntos separados por discontinuidad de sub rasante.

Pilar: Es el soporte de la superestructura de un puente.

Estribo: Es el apoyo inicial y final de la superestructura de un puente.

Losa: Es la plancha de concreto reforzado, metal o madera que va que sirve como tablero del puente.

Gálibo: Es la distancia entre la parte inferior de la superestructura del puente y la superficie de la vía.

Autopista: Es una pista de circulación para automóviles y vehículos terrestres de carga (categóricamente los vehículos de motor) y de pasajeros. Debe ser rápida, segura, y admitir un volumen de tráfico considerable, y se diferencia de una carretera convencional, en que la autopista dispone de más de un carril para cada sentido con calzadas separadas.

Peatones: Son los individuos que transitan a pie por el puente.

Acero: Es un material que está formado por una mezcla de hierro y carbono.

Concreto: Es una mezcla de agregado grueso, agregado fino, agua, cemento y aditivo en algunos casos.

Pórtico: Se denominan a las columnas que soportan la superestructura.

III. MÉTODOS Y MATERIALES

3.1. Hipótesis de la investigación

3.1.1 Hipótesis general

La protección de estribos si influye ante la socavación del puente Talavera en el distrito de San Juan de Lurigancho. Lima. Perú 2019.

3.1.2 Hipótesis específicas

La estructura de muros de retención si influye ante la socavación del puente Talavera en San Juan de Lurigancho. Lima. Perú 2019.

Los criterios para la cimentación de puentes si influye para resistir la socavación del puente Talavera en San Juan de Lurigancho. Lima. Perú 2019.

La incidencia de los desastres naturales si influye ante la socavación del puente Talavera en San Juan de Lurigancho. Lima. Perú 2019.

3.2. Variables del estudio

3.2.1 Definición conceptual

Variable independiente:

Los estribos son estructuras que soportan un tramo del puente y proporcionan un apoyo lateral para el material de relleno sobre el cual descansa el camino inmediatamente adyacente al puente, en la práctica se pueden utilizar diferentes tipos de estribos.” Según Ramírez (2010,374)”.

Variable dependiente:

La socavación es la remoción de materiales del lecho y de las bancas de un cauce debido a la acción erosiva del flujo de agua alrededor de una estructura hidráulica. La socavación del fondo de un cauce definido es el producto del desequilibrio entre el aporte sólido que trae el agua a una cierta sección y la mayor cantidad de material removido por el agua de esta sección.

Los materiales tienden a socavarse en diferentes formas: los suelos granulares sueltos se erosionan rápidamente, mientras que los suelos arcillosos son más resistentes a la erosión. Sin embargo, en la socavación final de suelos cohesivos o cementados puede ser tan profunda como la socavación en suelos arenosos, variando el tiempo en el cual se produce.

Para la profundidad máxima de socavación se alcanza en horas para suelos arenosos, en tanto que puede tardar días en suelos cohesivos, meses en piedras areniscas, años en piedras calizas y siglos en rocas tipo granito.

Es posible que se requieran varias crecientes para que se produzca máxima profundidad de socavación, dependiendo del tipo de material. La posibilidad de que exista el arrastre de los materiales de fondo en cada punto se considera dependiente de la velocidad media del agua y de la velocidad requerida para arrastrar las partículas de sedimentos. (Guevara, 2016 p.1).



Figura 30. Socavación

3.2.2 Definición operacional

VARIABLES	DIMENSION	INDICADORES	INDICE
Independiente: Protección de estribos	<i>Estructuras de Muros de Retención</i>	<i>Muros rígidos Muros flexibles Contención de tierra reforzada</i>	<i>Unidad</i>
	<i>Criterios para la cimentación de puentes para resistir socavación</i>	<i>Procedimiento de diseño Tipos de cimentación Recomendaciones de cimentación</i>	<i>Unidad</i>
	<i>La incidencia de los desastres naturales</i>	<i>Fenómenos naturales Desastres Consecuencias</i>	<i>Unidad</i>
Dependiente: La socavación	<i>Estudio de Suelos</i>	<i>Perfil estratigráfico Análisis granulométrico Corte directo Contenido de sales solubles Contenido de humedad Limite liquido Limite plástico Peso específico</i>	<i>Porcentaje(%)</i>
	<i>Estudios Topográfico</i>	<i>Curvas de nivel Niveles</i>	<i>M M</i>
	<i>Estudios de Transitabilidad</i>	<i>Conteo</i>	<i>Unidad</i>

3.3. Tipo y nivel de la investigación

El presente proyecto de tesis corresponde al Tipo de Investigación Explicativo.

El tipo de Investigación Explicativo es más estructurado que los otros tipos de investigación que abarca en su propósito la exploración. “Según Hernández (2010)”.

En si nos explica que dentro de nuestras variables independiente y dependiente los estribos son los apoyos extremos del puente, que además de soportar las cargas de la estructura y peatones, sirven de contención de las tierras de los terraplenes de acceso y por consiguiente están sometidos al empuje de las tierras. Los estribos, como son muros de contención, se pueden ser de tierra armada, de concreto en masa, de concreto reforzado o de concreto premezclado. (Herrera, 2014 p.86).

3.4. Diseño de la investigación

El diseño de investigación es no experimental, porque se realiza sin que el investigador manipule las variables, las trabaja tal como se encuentran en lo existido. Ya que no hay grupo de control ni de experimento.

Este tipo de diseño, indica que el investigador se limita a examinar los fenómenos en su estado natural, para luego pasar a analizarlos. “Según Hernández (2010)”

3.5. Población y muestra de estudio

3.5.1 Población

Para los casos de los desastres naturales ocurrido pasado el 16 de marzo del año 2017.

1. El puente talavera que une el distrito del Agustino y San Juan de Lurigancho lo que ha sucedido fue un colapso ante una socavación muy sobrecargada dando así a una afectación alrededor de la estructura de las bases de los estribos.

2. Según la revista Perú21 (2017), Una situación similar es la del puente Dueñas fue bloqueado por prevención ante la amenaza de colapsarse que conecta el cercado de Lima y el distrito de San Martín de Porres.

Si bien es cierto que aún no colapsa, su desplome parece inminente si el “Río Hablador” no reduce la intensidad de su corriente del caudal.

3. El puente peatonal cerca a la alameda Chabuca Granda también se encontraba expuesto a caerse.

4. El río huaycoiloro también pudo hacer colapsar un puente en el distrito de San Juan de Lurigancho.

Dentro de esta investigación de los puentes que fueron colapsados ante la socavación se puede determinar una gran solución en hacer un buen estudio ante la naturaleza y hacer un replanteo de estudio técnico profesional. Para este caso del puente talavera que une ambos distritos de San Juan de Lurigancho y el Agustino, el mayor interés para brindarles así una mejor seguridad para los peatones que transitaran es implementar reforzamientos y construir muros de gaviones que estén a los costados de las bases de los estribos.

3.5.2 Muestra

Dentro de esta investigación se trabajó el muestreo no probabilístico lo cual en este tipo de muestreo, la elección de los elementos no depende de la probabilidad si no de las características de la población y también se escoge por conveniencia por alguna característica en especial con respecto al puente peatonal talavera por lo cual se logró determinar una gran solución en hacer un buen estudio ante la naturaleza y replanteo de estudio técnico profesional para la colocación de defensas ribereñas.

Ya que el mayor interés para brindarles una mejor seguridad a los peatones que transitaran es implementar reforzamientos y construir muros de gaviones que estén a los costados de las bases de los estribos. Por lo cual se aplicó el análisis estadístico que tiene como propósito la comprobación de las hipótesis.

3.6.0 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

3.6.1 Técnicas de recolección de datos

3.6.1.1 Observación

Dentro de lo ocurrido de las bases de los estribos del puente peatonal que causo la socavación permitió observar la acción erosiva del flujo de agua y los deterioros de la sobrecarga del rio.

3.6.1.2. Análisis de Documentos

Para el desarrollo del presente proyecto, se tuvo en cuenta libros, tesis, informes, artículos, revistas, normas entre otros medios de información, que tenga relación con la investigación.

3.6.2 Instrumentos de recolección de datos

3.6.2.1. Guía de observación

En el presente proyecto la guía de observación sirvió como instrumento para recolectar la información necesaria en el cual se usó formatos requeridos para contemplar cada ensayo que se realizó del proyecto puente peatonal.

3.6.2.2. Guía de documentos

Los equipos, software e instrumentos, que se emplearon del proyecto peatonal fueron necesarios que ameritó la investigación en:

- a) Equipos para el estudio de suelos.
- b) Equipos topográficos.
- c) Programa SAP2000.
- d) Se empleó los siguientes formatos:
 - Formato para el estudio y ensayos de suelos.
 - Formato para el estudio de topográfico.
 - Formato para rango de los ensayos según su característica.

- Formato de campo para determinar el tránsito promedio diario de peatones.
- Ficha de entrevistas.

3.7. Métodos de análisis de datos

El proyecto de investigación es de Método Inductivo y Deductivo.

La deducción va de lo general a lo particular. El método deductivo es aquél que parte los datos generales aceptados, para deducir por medio del razonamiento lógico, de acuerdo al proyecto que se desarrolla, para luego aplicarlo a casos individuales y comprobar así su funcionamiento. Pero en cambio, la inducción va de lo particular a lo general.

Para este trabajo use el método inductivo, porque cuando de la observación de los hechos particulares obtenemos proposiciones generales, es aquél que establece un principio general una vez realizado el estudio para obtener los resultados planteados.

-Estadística descriptiva

-Software SPSS versión 25 – STATGRAPHICS 2016

3.8. Aspectos éticos

Dentro de la investigación del puente peatonal talavera colapsado, el aspecto ético es imprevisto porque si corresponde a situaciones de desgracia de desastres naturales que llega a ocurrir de un momento a otro.

Por lo tanto, en la investigación del profesional en ingeniería civil, se debe respecto a la persona y al trabajo de sus compañeros, consecuentemente, evitará lesionar el buen nombre y el prestigio profesional de sus colegas, ante clientes, patronos y trabajadores.

IV. ASPECTOS ADMINISTRATIVOS

4.1. Presupuesto

BIENES:

Cantidad	Descripción	P. Unit (S/.)	Total (S/.)
1	Laptop	S/.2500.00	S/.2000.00
1	Millar de hojas	S/.20.00	S/.20.00
2	Memoria USB 32 GB	S/.45.00	S/.90.00
1	Tinta para impresora EPSON 395	S/.200.00	S/.200.00
Global	Otros útiles de escritorio, fólderes, corrector, minas, lapiceros, mica.	S/.15.00	S/.15.00
		Total	S/.2,325.00

SERVICIOS:

Descripción	Total (S/.)	Total (S/.)
Internet	S/.300.00	S/.300.00
Luz	S/.120.00	S/.120.00
Celular	S/.350.00	S/.350.00
Transporte	S/.450.00	S/.450.00
	Total	S/. 950.00

RECURSOS HUMANOS:

Cantidad	Descripción	Total (S/.)
1	Taller de tesis	S/.4,000.00
1	Trabajo de campo	S/.100.00
	Total	S/.4,100.00

RESUMEN

Descripción	Total (S/ 14265)
Bienes	S/. 2,325.00
Servicios	S/. 950.00
Recursos Humanos	S/. 4,100.00
Total	S/. 7,375.00

4.2. Cronograma del trabajo de tesis

N.º	ACTIVIDADES	SEMANAS																											
		AGOSTO				SEPTIEMBRE				OCTUBRE				NOVIEMBRE				DICIEMBRE				ENERO				FEBRERO			
		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
1	Elaboración del plan de tesis de investigación	■	■	■	■																								
2	Presentación del plan de tesis					■	■	■	■																				
3	Aprobación del plan de tesis									■	■	■	■																
4	Mejorar las observaciones													■	■	■	■												
5	Validación del Instrumento y Recolectar datos																	■	■	■	■								
6	Elaboración de tesis de investigación																					■	■	■	■				
7	Presentación de tesis final																									■	■	■	■
8	Sustentación de tesis																												

V. RESULTADOS

Los beneficios al construir los muros de mampostería con gaviones para la protección de estribos y estabilización de talud, son satisfactorios de modo que la investigación ínsita a que se construya más muros y así proteger de los impactos de socavación que puedan ocurrir a largo plazo. Por lo que se lograra hacer un buen diseño estructural y sísmico del muro de gavión para las posteriores construcciones en el lugar indicado, ya tengan en conocimientos los procedimientos constructivos para así lograr un buen objetivo que es estabilizar las bases de estribos con ayuda de los gaviones.

Donde se verifico en qué las medidas de los terrenos de la zona del rio Rímac aumentan o disminuyen su estabilidad frente a posibles eventos de socavación y sismos, o tiempos de lluvia.

El estudio de impacto de la socavación, que hoy en día es necesario y fundamental para subsistir; debemos de prevenir y cuidar nuestras obras de infraestructuras peatonales y viales en solicitar al gobierno que brinde mayor reforzamiento a las obras y así mantener la seguridad de la población, para ello se ha identificado los efectos positivos de las ventajas y desventajas que nos brinda al construir muro de gaviones.

Ventajas:

- Bloques de piedra muy económicos
- Resistente a fuerzas externas
- Alto grado de impermeabilidad
- Mayor factor de seguridad de Estabilidad
- Se adaptan a cualquier geometría y tipo de suelo
- Tiene una buena permeabilidad (permite el drenaje natural)

Desventajas:

- Antiestético y antinatural en un rio
- Difícil de reparar y/o modificar
- Se requiere equipos pesados para Construcción

- En caso de corrientes fuertes de agua las mallas se desgastan fácilmente.

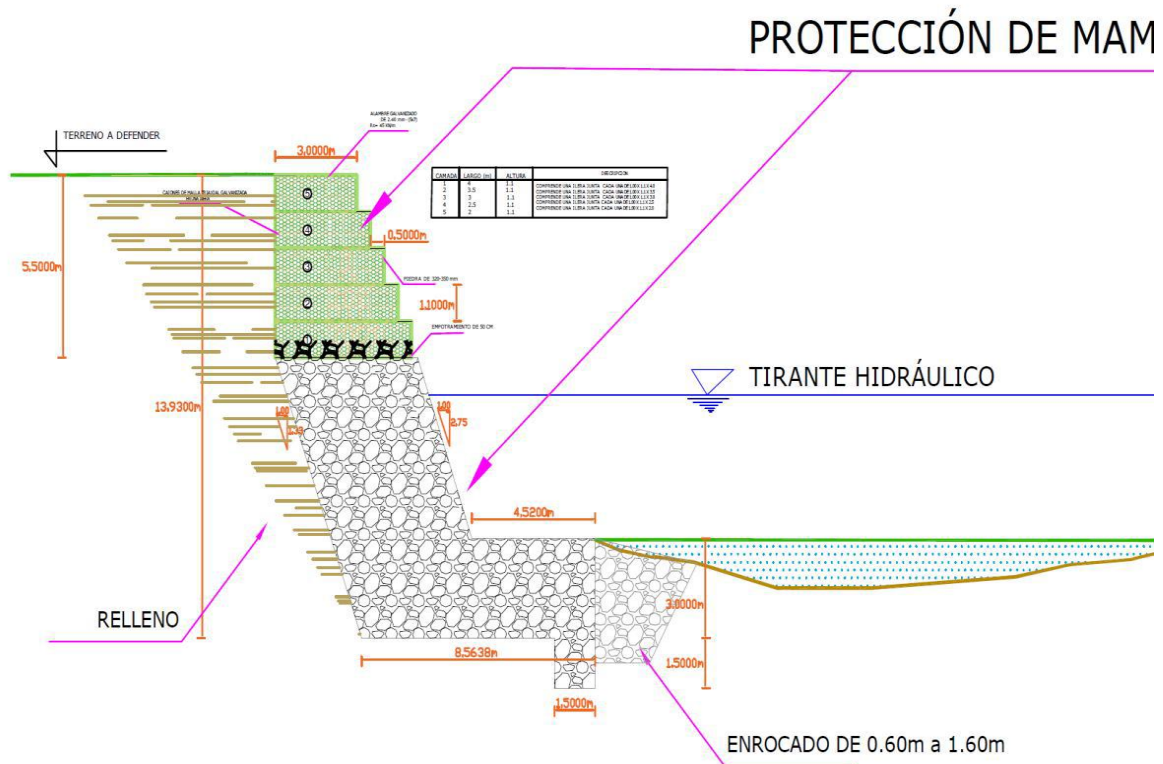


Figura 31 - MURO DE MAMPOSTERÍA CON GAVIONES (trabajo propuesto para la protección de los estribos)

5.1. RESULTADOS DE ANALISIS ESTADISTICO

Para el método de Análisis de Datos se tabulará la información a partir de los datos obtenidos, haciendo uso del programa computacional SPSS, Versión 25 con un nivel de confianza del 90% de probabilidad. Para el análisis de los resultados se utilizarán tablas e indicadores estadísticos.

Hipótesis específica 1:

Ho: La estructura de muros de retención no influyen ante la socavación del puente Talavera en el distrito de San Juan de Lurigancho Lima Perú 2019.

Ha: La estructura de muros de retención si influyen ante la socavación del puente Talavera en el distrito de San Juan de Lurigancho Lima Perú 2019.

Planteamiento de Hipótesis:

Ho : $u_1 = u_2$

Ha : $u_1 \neq u_2$

Donde:

u_1 : Promedio de metros de estructuras de muros de retención - muros flexibles
– Puente Talavera

u_2 : Promedio de metros de estructuras de muros de retención - muros flexibles
– Propuesta

Estadístico de Contraste:

Para la contrastación de hipótesis se aplicará el estadístico t de student, porque se compararán las medias de metros de estructuras de muros de retención - muros flexibles, del diseño de Puente Talavera con el promedio de la propuesta realizada:

Cálculos:

Estadísticas de grupo

	Grupo	N	Media	Desviación estándar	Media de error estándar
Laderas (aguas arriba - aguas abajo)	Diseño de Puente Talavera	3	9,96	0,0577	0,0333
	Diseño propuesto	3	19,93	0,115	0,066

Prueba de muestras independientes

		Prueba de Levene de igualdad de varianzas		prueba t para la igualdad de medias						
		F	Sig.	t	gl	Sig. (bilateral)	Diferencia de medias	Diferencia de error estándar	95% de intervalo de confianza de la diferencia	
									Inferior	Superior
Laderas (aguas arriba - aguas abajo)	Se asumen varianzas iguales	3,200	,148	-133,7	4	,000	-9,9666	,07454	10,173	9,7597
	No se asumen varianzas iguales			-133,7	2,94	,000	-9,9666	,07454	10,206	9,7267

Si el valor $p(\sigma) < 0.05$ acepto la hipótesis alterna, como el valor de $p = 0.000$ y es menor de 0.05; entonces acepto la hipótesis alterna concluyendo que la estructura de retención si influyen ante la socavación del puente Talavera en el distrito de San Juan de Lurigancho Lima Perú 2019.

Hipótesis específica 2:

Ho: Los criterios para la cimentación de puentes no influyen para resistir socavación del puente Talavera en el distrito de San Juan de Lurigancho Lima Perú 2019.

Ha: Los criterios para la cimentación de puentes si influyen para resistir socavación del puente Talavera en el distrito de San Juan de Lurigancho Lima Perú 2019.

Planteamiento de Hipótesis:

Ho : $u_1 = u_2$

Ha : $u_1 \neq u_2$ Donde:

u_1 : Promedio de capacidad portante de diseño Puente Talavera.

u_2 : Promedio de capacidad portante de la propuesta

Estadístico de Contraste:

Para la contrastación de hipótesis se aplicará el estadístico t, porque se compararán las medias de la capacidad portante del Puente Talavera con el promedio de la capacidad portante de la propuesta:

Cálculos:

Estadísticas de grupo

	Grupo	N	Media	Desviación n estándar	Media de error estándar
Capacidad portante	Diseño de Puente Talavera	3	1,966 7	,05774	,03333
	Diseño propuesto	3	,6567	,00577	,00333

Prueba de muestras independientes

		Prueba de Levene de igualdad de varianzas		prueba t para la igualdad de medias						
		F	Sig.	t	gl	Sig. (bilateral)	Diferencia de medias	Diferencia de error estándar	95% de intervalo de confianza de la diferencia	
									Inferior	Superior
Capacidad portante	Se asumen varianzas iguales	12,83	,023	39,14	4	,000	1,310	,0335	1,216	1,403
	No se asumen varianzas iguales			39,102	2,	,001	1,310	,0335	1,168	1,451

Si el valor $p(\sigma) < 0.05$ acepto la hipótesis alterna, como el valor de $p = 0.000$ y es menor de 0.05 ; entonces acepto la hipótesis alterna concluyendo que los criterios para la cimentación de puentes si influyen para resistir socavación del puente Talavera en el distrito de San Juan de Lurigancho Lima Perú 2019.

Hipótesis específica 3:

Ho: La incidencia de los desastres naturales no influyen ante la socavación del puente Talavera en el distrito de San Juan de Lurigancho Lima Perú 2019.

Ha: La incidencia de los desastres naturales si influyen ante la socavación del puente Talavera en el distrito de San Juan de Lurigancho Lima Perú 2019.

Planteamiento de Hipótesis:

Ho : $u_1 = u_2$

Ha : $u_1 \neq u_2$

Donde:

u_1 : Promedio de caudal diseño Puente Talavera.

u_2 : Promedio de caudal diseño de la Propuesta.

Estadístico de Contraste:

Para la contrastación de hipótesis se aplicará el estadístico t, porque se compararán las medias del caudal diseño de Puente Talavera con el promedio del caudal diseño de la propuesta:

Cálculos:

Estadísticas de grupo

	Grupo	N	Media	Desviación estándar	Media de error estándar
Caudal Río Rimac	Diseño de Puente Talavera	3	54,7000	,16093	,09292
	Diseño propuesto	3	71,4100	,01000	,00577

Prueba de muestras independientes

		Prueba de Levene de igualdad de varianzas		prueba t para la igualdad de medias						
	Se asumen varianzas iguales	F	Sig.	t	gl	Sig. (bilateral)	Diferencia de medias	Diferencia de error estándar	95% de intervalo de confianza de la diferencia	
									Inferior	Superior
Caudal Río Rimac	Se asumen varianzas iguales	5,120	,086	-179,4	4	,000	-16,7	,093	-16,96	-16,45

No se asumen varianzas iguales	- 179,4	2, 01	,000	- 16,7	,093 09	- 17,1 0	- 16,3 1
---	------------	----------	------	-----------	------------	----------------	----------------

Si el valor $p(\sigma) < 0.05$ acepto la hipótesis alterna, como el valor de $p = 0.000$ y es menor de 0.05; entonces acepto la hipótesis alterna concluyendo que la incidencia de los desastres naturales si influyen ante la socavación del puente Talavera en el distrito de San Juan de Lurigancho Lima Perú 2019.

Fuente: Elaboración propia (programación SPSS versión 25)

VI. DISCUSION

Para la determinación de la prevención del impacto de la socavación, hoy en día es necesario hacer buenos estudios técnicos ante la naturaleza con la finalidad de brindar la mayor seguridad de protección a la población.

Para los previos estudios de reforzamientos al puente talavera son las construcciones de muros de mampostería con gaviones en los lados de aguas arriba y aguas abajo, cuya longitud se extiende a 20 m en los dos apoyos de los estribos.

Las estructuras en gaviones se adaptan a cualquier ecosistema del lugar, no constituyen obstáculos al paso de las aguas y están constituidas por materiales inertes que favorecen la recuperación rápida de la fauna y de la flora. Los muros ASTM C915 pueden ser sembrados con flores y plantas usando los espacios en la cara del muro, este le permite mimetizarse con cualquier clase de ambiente.

Dentro del análisis del colapso de los apoyos de los estribos ocasionado por la socavación particularmente logre realizar una elaboración de costos y presupuesto de muros de mampostería con gaviones para los puentes peatonales talavera y/o libertadores, el cual es mucho más beneficioso en el tema de la seguridad a la población. Ya que se puede construir con mayor facilidad y seguridad ante cualquier socavación en menos tiempo que otros métodos, además de usar el material de la zona del río Rímac hace que a su proceso constructivo sea más rápido que los demás.

VII. CONCLUSIONES

Se puede concluir que para la protección de estribos ante la socavación el muro de mampostería con gaviones es la alternativa de solución con mayor viabilidad para proteger la ladera más crítica del río Rímac, en la zona del distrito San Juan de Lurigancho y El Agustino, la cual pasó por una etapa técnica, económica y juicio de expertos (gestión -construcción).

La estructura de muros de retención son estructuras construidas en muros para proteger de las crecidas de la sobrecarga del río Rímac empleado con los valores inferiores a la unidad de los factores de seguridad del análisis de estabilidad de talud, se concluye que si se demostró que el talud tanto actual como el socavado es inestable por las condiciones mismas de la pendiente, sobrecarga y condiciones fluviales.

Los criterios para la cimentación de puentes para resistir la socavación, por un lado, se concluye que para la cimentación tiene que pasar por una evaluación técnica de los estudios geológicos y geotécnicos por lo cual se demostró que se encontraron depósitos aluviales conformados por grava mal graduada con arena y arena mal graduada con limo; asimismo, rellenos de desmonte en la parte superior del talud. Por otro lado, con los estudios hidrológicos e hidráulicos se determinó que el caudal reportado su promedio es de 61.29 m³/s y que llegó a superar el promedio histórico de diseño ($Q_{dis}=54.68$ m³/s).

Aledaña a la zona estudiada se demostró que la incidencia de los desastres naturales son las manifestaciones normales de la naturaleza determinado como fenómenos ordinarios y extraordinarios ya que dentro del lugar se encuentran diversas infraestructuras, como son: alamedas, losas deportivas, áreas verdes y parques. Por esta razón, la colocación de un muro de mampostería con gaviones generaría mayor impacto positivo para mantener la protección en dicha zona, ya que habría mayor área útil de suelo reforzado que significa más resistencia por las características antes mencionadas por dicho sistema. Para lo tanto, este nuevo

mejoramiento de reforzamiento de un análisis de costos y presupuesto para una construcción de Muro de mampostería con Gaviones es de S/ 1,052,049.38 soles.

VIII. RECOMENDACIONES

Para darle protección a los estribos ante la socavación es recomendable el diseño de defensas ribereñas, que se busque y utilice información de entidades confiables y que estén debidamente actualizadas con respecto a los datos históricos de caudales máximos instantáneos anuales de la zona en estudio. Los mismos que facilitarán y ayudarán a tener un proyecto técnicamente adecuado.

Es recomendable que el proyectista esté presente en la zona durante los estudios geológicos y geotécnicos para estos proyectos de infraestructura. Muchas veces, el sector de donde extraen las muestras de suelo no son las recomendables por sus características físicas. Por consiguiente, la presencia de un especialista es importante para indicar el lugar más satisfactorio y que pueda repercutir en unos resultados más precisos.

Es recomendable para los ensayos de suelos en los laboratorios deben de estar supervisadas y aprobadas por un ingeniero civil, colegiado y especializado en la rama de suelos. Los resultados en este caso serán más confiables por el respaldo que tendrán.

La teoría de diseño que se emplee para los muros de gravedad tiene que coincidir con las mismas características que se tengan del muro, así como también las del suelo y factores externos naturales.

Con respecto a los coeficientes sísmicos, es recomendable buscar estudios de aceleraciones máximas en la zona donde se requiera hacer un diseño de cualquier tipo de defensa ribereña. Con estos valores más zonificados, el diseño final será más seguro sísmicamente por las dimensiones a las que se llegará con estos factores.

Para los bloques que se utilizarán en los muros se deben verificar para que cumplan con los estándares de resistencia y durabilidad. Así, se tendrá un proyecto que cumple con los años de vida útil que tienen.

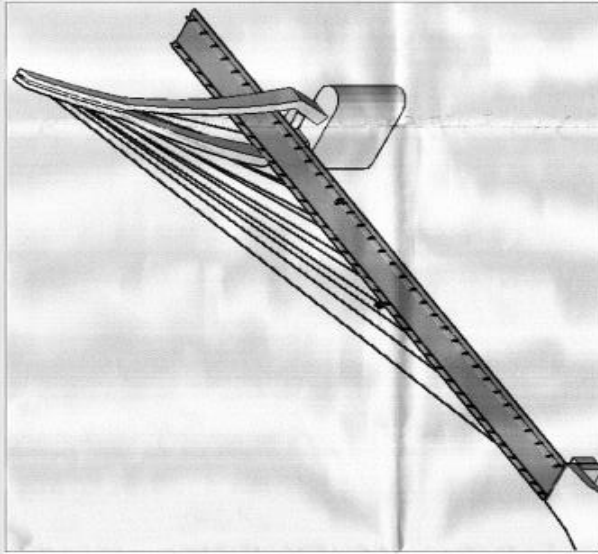
Se podría colocar un enrocado adicional en la parte superior de la cimentación, tipo un revestimiento, es decir encima del enrocado de la zapata o también un sistema de gaviones tipo reno. Asimismo, dos enrocados adicionales en los extremos del muro. Ello brindará una mayor seguridad y protección al muro cuando ocurra una avenida extraordinaria generada por el fenómeno del niño.

Para impedir que a largo plazo el agua del río por capilaridad sature el suelo de relleno en el caso del muro con gaviones, se recomienda el uso de un impermeabilizante en la primera capa del sistema. Con ello, se podrán minimizar los riesgos de falla de esta estructura que soportará posiblemente a cargas en la parte superior del talud.

REFERENCIA BIBLIOGRÁFICAS

1. María Elvira Guevara Álvarez (2016). Socavación en Puentes. Bogotá: Universidad de Cauca.
2. Joaquín Gómez Díaz (2015). Puentes tomo I. Cuba
3. Mc Ing. Arturo Rodríguez Serquén (2012). Puentes con AASHTO-LRFD 2010.
4. Elbio Fernando Felipe Matías (2016). Socavación producida por el río Huallaga al puente colpa alta en la provincia de Huánuco, utilizando los métodos de artmanov, straub y maza, en el hec-ras. Universidad de Piura, Perú.
5. Pitcher Ascensión Ortiz Albino (2013). Evaluación del comportamiento vibratorio de puentes peatonales bajo carga peatonal. Lima Perú.
6. Zósimo Venegas Espinoza (2011). Socavación al pie de estribos de puente en los lechos no cohesivos. Universidad de Ingeniería. Lima, Perú.
7. Revista de la empresa Meccaferrì.
8. NORMA TÉCNICA E.050 DE SUELOS Y CIMENTACIONES. (2014). Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, pp.46-61. Recuperado de: http://www.gutierrezyleon.com/download/documentos/E.050_SUELOS%20Y%20CIMENTACIONES.pdf
9. NORMA CE.020, SUELOS Y TALUDES. (2014). Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, pp.8-30. Recuperado de: <http://www3.vivienda.gob.pe/dgprvu/docs/RNE/T%C3%ADtulo%20II%20Habilitaciones%20Urbanas/15%20CE.020%20SUELOS%20Y%20TALUDES%20DS%2N%C2%B0%20017-2012.pdf> [Accessed 5 Jun. 2017].
10. Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje. (2014). LIMA: Ministerio de Transporte y Comunicaciones, pp.9-209. Recuperado de: http://transparencia.mtc.gob.pe/idm_docs/P_recientes/970.pdf [Accessed 3 Jun. 2017].
11. ANA (2010). Estudio hidrológico de la cuenca del Río Rímac. Lima. Vol. I.

**PLANOS DEL PROYECTO
PUENTE TALAVERA**



PUENTE PEATONAL SOLIDARIDAD

ELABORACION DEL ESTUDIO "PUENTE PEATONAL SOLIDARIDAD"		
DESCRIPCION DE INDICE GENERAL	CODIGO	CORRELATIVO
INDICE DE PLANOS	IP-01	01
PLANO DE LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO	T-01	02
PLANO DE ENROSCADO DE PROTECCION	H-01	03
PLANO DE UBICACION Y ESPECIFICACIONES TECNICAS	UC-02	04
PLANO DE VISTA GENERAL	VS-01	05
PLANO DE PROCESO CONSTRUCTIVO	E-01	06
PLANO DE ESTRIBOS	E-02	07
PLANO DE CIMENTACION DE TORRE	E-03	08
PLANO DE TORRE	E-04	09
PLANO DE VIGA Y TABLERO DE CONCRETO	E-05	10
PLANO DE TRANTES Y VIGA DE ACERO	E-06	11
PLANO DE VIGA DE ACERO	E-07	12
PLANO DE DISPOSITIVOS DE APOYO	E-08	13
PLANO DE BARRANDAS	E-09	14
PLANO DE ACCESOS	TP-01	15
PLANO DE DETALLES DE OBRAS DE ACCESOS	TP-02	16
PLANO DE DETALLES DE ACABADOS	A-01	17
PLANO DE SISTEMA DE ILUMINACION	IE-01	18
PLANO DE SISTEMA DE ILUMINACION	IE-02	19



0.1333

1	INTITO PARA VOTACIONAL	D.M. N.	C.B.R.	C.C.P.	2008
2	DESCRIPCION DE EMISOR				
PROYECTO:					
PUENTE PEATONAL SOLIDARIDAD					
PLANOS DE					
INDICE DE PLANOS					
INGENIERIA Y ARQUITECTURA					
INGENIERO EN CIVIL					
Oscar Muroy Muroy					
D.M. N. C.B.R. C.C.P. 2008					
JUNIO 2008					

PROYECTISTA:
CONSORCIO
DINA CARRILLO PARODI
OSCAR MUROY MUROY

PROPIETARIO:
EMPRESA MUNICIPAL ADMINISTRADORA DE PEAJE DE LIMA
E M A P E S. A.



ENTIDAD CONTRATANTE:
ORGANIZACION DE ESTADOS
IBEROAMERICANOS



MUNICIPALIDAD METROPOLITANA
DE LIMA



IP-01 01

Presupuesto

Presupuesto	1004001	CONSTRUCCION DE DEFENSA RIBEREÑA DEL DISTRITO DE EL AGUSTINO			
Subpresupuesto	002	DEFENSA DE MAMPOSTERÍA CON GAVIONES			
Cliente	TELESUP	Costo al 10/12/2019			
Lugar	LIMA - LIMA - EL AGUSTINO				
Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	TRABAJOS PRELIMINARES				18,148.44
01.01	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE CAMPAMENTO, MAQUINARIAS Y HERRAMIENTAS	Gib	1.00	5,000.00	5,000.00
01.02	CARTEL DE IDENTIFICACION DE LA OBRA DE 3.60 X 2.40 m	Und	1.00	868.44	868.44
01.03	CAMPAMENTO PROVINCIONAL DE OBRA	Gib	1.00	4,500.00	4,500.00
01.04	TRAZO, NIVELACION Y REPLANTEO	M	20.00	12.79	255.80
01.05	ENCAUZAMIENTO DE CURSOS DE AGUA	M	20.00	51.38	1,027.60
01.06	DESARENADO DE LECHO DEL RIO.	m3	350.00	11.22	3,927.00
01.07	LIMPIEZA DE CAUCE	M	20.00	128.48	2,569.60
02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				159,161.89
02.01	EXCAVACION EN LECHO DEL RIO, C/MAQUINARIA	m3	2,550.10	8.70	22,185.87
02.02	RELLENO CON MATERIAL PROPIO	m3	749.62	120.87	90,606.57
02.03	ELIMINACION MASIVA DE MATERIAL CON EQUIPO	m3	2,160.53	18.19	39,300.04
02.04	ACOPIAMIENTO DE PIEDRAS EN LECHO DEL RIO D=8" @ 10" PARA ENROCADOS DE PROTECCION	m3	144.48	48.93	7,069.41

03	GAVIONES				81,166.94
03.01	ACOPIAMIENTO DE PIEDRAS EN LECHO DEL RIO	m3	450.00	48.93	22,018.50
	D=6" @ 8"				
03.02	SUMINISTRO E INSTALACION GAVIÓN CAJA TIPO "A"	Und	24.00	982.54	23,580.96
	5.0X1.0X1.0M				
03.03	SUMINISTRO E INSTALACION GAVIÓN CAJA TIPO "B"	Und	44.00	741.27	32,615.88
	5.0X1.5X1.0M				
03.04	GEOTEXTIL NO TEJIDO MACTEX MT200	m2	235.00	12.56	2,951.60
04	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				484,495.46
04.01	MAMPOSTERIA DE PIEDRA CANTEADA D=30 M	m3	1,168.05	414.79	484,495.46
	ASENT/C f _c =175 KG/CM2				
	Costo Directo				742,972.73
	GASTOS GENERALES				74,297.27
	UTILIDADES				74,297.27

	-				
	SUB TOTAL				891,567.27
	IGV				160,482.11

	-				
	TOTAL PRESUPUESTO				1,052,049.38

SON : UN MILLÓN CINCUENTA Y DOS MIL CUARENTA Y NUEVE CON TREINTA Y OCHO SOLES

ESTUDIO TOPOGRAFICO

Metodología del levantamiento topográfico:

El objetivo principal es la obtención de planos que reflejen la topografía del área en estudio y de referencia se trabajó el puente los libertadores, mientras que el objetivo secundario es obtener Bench Mark o puntos de control en un número suficiente que permitan desarrollar trabajos de diseño del proyecto y tener cotas de referencia para los trabajos a realizarse.

Levantamiento topográfico

Trabajos de campo realizados

- Recopilación y evaluación de puntos existentes
- Reconocimiento del terreno
- Poligonal básico del control horizontal

Trabajos de gabinete

- Procesamiento de la información de campo
- Cálculo de coordenadas planas
- Confección de mapas de curvas de nivel

Estudios básicos

Se ha hecho un estudio topográfico en dicha zona, en donde se aplicará una defensa ribereña, considerando las siguientes coordenadas obtenidas de Google Earth.

- Políticamente:
 - Departamento: Lima
 - Provincia: Lima
 - Distrito: El Agustino
- Geográficamente:
 - Latitud Sur: 12° 1'35.31"S
 - Longitud Oeste: 76°59'9.06"O
 - Elevación: 240 msnm
- Longitud estudiada: 546.81 m

Descripción del área de estudio

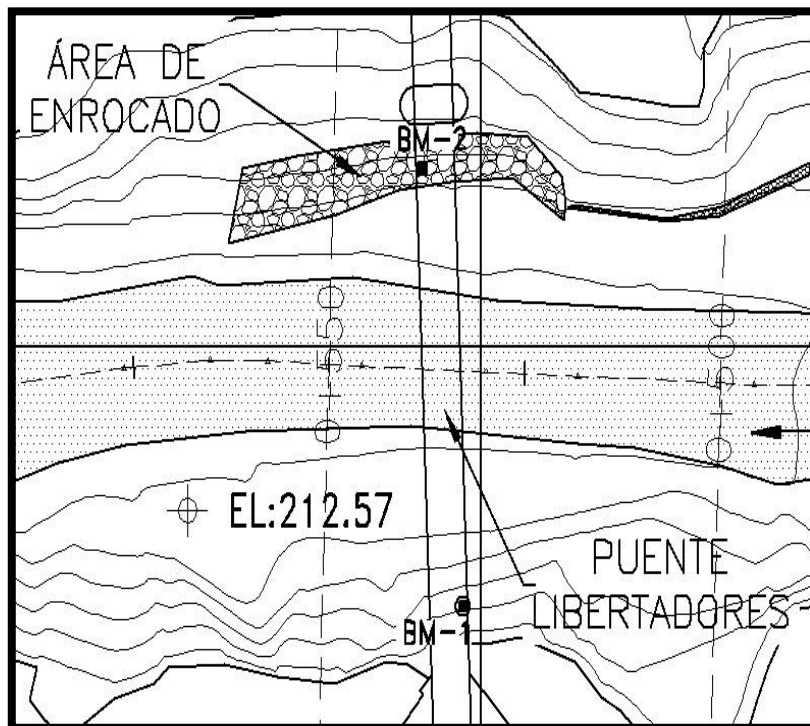
El área en estudio es de aproximadamente 82,000 m², ya que sigue una línea de 546.81 m en dirección longitudinal y 100 metros de ancho, área suficiente para tener el detalle de la zona en la que se diseñará el proyecto.

BM: PUENTE LOS LIBERTADORES

COORDENADAS RELATIVAS:

BM 1	
E	N
283,498	8,669,675

BM 2	
E	N
283,493	8,669,717



ESTUDIO DE TRANSITABILIDAD

Conteo de personas que cruzan por la intersección del puente peatonal los libertadores con respecto al horario de 6.00 am – 10.00 pm

Las personas que cruzan por esta intersección están obligadas a pasar por este lugar debido a su importancia, lugar donde las personas cruzan la vía para poder trasladarse a sus respectivos destinos, entre estos tenemos a las personas de la zona alrededores como son del distrito el Agustino y San Juan de Lurigancho.

La zona de estudio se ha tomado el talud más crítico entre los puentes Libertadores y Talavera. Esta zona está constituida por parques para niños, losas deportivas, cancha artificial, puentes, entre otros.

ESTUDIO DE TRÁNSITO PEATONAL						
DÍAS	NIÑO S	JÓVEN ES	ADULT OS	ANCIAN OS	DISCAPACIDAD OS	TOTA L
LUNES	66	760	652	30	12	1,520
MARTES	68	744	624	38	14	1,488
MIERCOL ES	60	690	634	28	10	1,422
JUEVES	62	782	592	24	8	1,468
VIERNES	58	626	588	26	8	1,306
SÁBADO	48	680	494	22	6	1,250
DOMINGO	40	710	482	15	4	1,251
PROMEDIO POR DIA						1,386

Fuente: Elaboración propia

Con respecto a la evaluación de la tabla se indica que el tránsito de los peatones por la intersección durante siete días consecutivos que se ha hecho el estudio, es un dato muy importante el cual ha servido para obtener el monto de aproximación total por semanas.

También nos muestra que el día lunes el tránsito es mayor y el día domingo el tránsito es menor. Se puede decir que es de esperarse que la cantidad de personas que cruzan por esta intersección sea mayor que lo estimado, puesto que no se tiene un conteo exacto para definir la cantidad máxima de personas que puedan cruzar diariamente por esta intersección durante todos los días del año. En la tabla también se muestra que hay existencia de discapacitados que transitan por el por puente peatonal los libertadores.

INFORME TÉCNICO

N° 20-0110

**ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
CON FINES DE CIMENTACIÓN**

**PROYECTO: ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS
CON FINES DE CIMENTACIÓN PARA LA
PROTECCIÓN DE ESTRIBOS ANTE LA
SOCAVACION DEL PUENTE TALAVERA
ATIRANTADO EN EL DISTRITO DE SAN
JUAN DE LURIGANCHO - LIMA.**

**UBICACIÓN: ALTURA DE LA CUADRA 18 DE
LA AVENIDA MALECÓN CHECA,
UNE EL DISTRITO SAN JUAN DE
LURIGANCHO CON EL AGUSTINO.**



ENERO DEL 2020

CONTENIDO

1. GENERALIDADES.....	
1.1 OBJETIVO.....	
1.2 NORMATIVIDAD.....	
1.3 UBICACIÓN.....	
2. GEOLOGIA Y SISMICIDAD DEL AREA EN ESTUDIO.....	
2.1 GEOLOGIA.....	
2.2 SISMICIDAD.....	
3. EXPLORACION DE CAMPO.....	
3.1 UBICACION DE CALICATAS	
3.2 EXCAVACION DE CALICATAS	
4. ENSAYOS DE LABORATORIO.....	
4.1 ENSAYOS ESTANDAR.....	
4.2 ENSAYOS ESPECIALES	
4.3 CLASIFICACION DE SUELOS.....	
5. ANALISIS DE LA CIMENTACION.....	
5.1 PROFUNDIDAD DE CIMENTACION.....	
5.2 DETERMINACION DE LOS PARAMETROS GEOTECNICOS.....	
5.3 CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA	
5.4 CALCULO DE ASENTAMIENTOS.....	
5.5 PARAMETROS DE DISEÑO SISMORESISTENTE.....	
6. EVALUACION DE LOS ENSAYOS QUÍMICOS.....	
7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	
ANEXOS	
A	EXPLORACIÓN DE CAMPO
B	RESULTADO DE LABORATORIO
C	CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE
D	PANEL FOTOGRAFICO
E	MAPA DE ZONIFICACIÓN SÍSMICA
F	UBICACIÓN DE CALICATAS

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN A LA ALTURA DE LA CUADRA 18 DE LA AV. MALECON CHECA, UNE EL DISTRITO SAN JUAN DE LURIGANCHO CON EL AGUSTINO.

1. GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

El presente informe, se refiere a las actividades para el Estudio de Mecánica de Suelos con fines de cimentación para la protección de estribos ante la socavación del puente talavera a la altura de la cuadra 18 de la av. Malecón Checa, une el distrito san juan de Lurigancho con el agustino, Provincia y Región Lima y contiene toda la documentación y detalles respecto a la metodología aplicada en los trabajos de campo, laboratorio y gabinete del sector, y cuyo objetivo principal es obtener las características geotécnicas con fines de cimentación del terreno, teniendo como principales actividades la excavación de calicatas, muestreo, análisis de laboratorio y el desarrollo del presente informe; los cuales han sido desarrollados y concluidos de acuerdo al programa preestablecido.

1.2 OBJETIVOS

El presente estudio tiene por finalidad determinar las propiedades físico-mecánicas del terreno sobre el cual se emplazará la infraestructura que desarrolla el proyecto, identificando el tipo de suelo y sus características de resistencia y deformación, mediante la realización de ensayos de laboratorio, las cuales servirán para el diseño de la cimentación de estructuras. Con la finalidad de cumplir con el programa de trabajo, se realizaron las siguientes actividades:

- Inspección y evaluación visual del área de estudio.
- Geología general
- Exploraciones de campo. Ejecución de 02 calicatas
- Ensayos de laboratorio.
- Determinación de los parámetros físico-mecánicos.
- Elaboración del perfil estratigráfico
- Análisis de cimentación de estructuras.
- Conclusiones y recomendaciones.

1.3 NORMATIVIDAD

Las normas que enmarcan el desarrollo del presente estudio son la NTP E.050 Suelos y Cimentaciones, E.030 Diseño Sismo Resistente. Asimismo, lo dispuestos en las Normas Técnicas Nacionales del Reglamento Nacional de Edificaciones Vigente.

1.4 UBICACIÓN

El proyecto se encuentra ubicado sobre el río Rímac entre los Distritos del Agustino y San Juan de Lurigancho uniendo al Malecón Checa a la altura del Jirón Chasca con el Malecón Libertadores.

El área de estudio se desarrolla en ambos Distritos, El Agustino y San Juan de Lurigancho – Lima.

FIGURA Nº 01

UBICACIÓN DE LA ZONA DEL PROYECTO



1.5 CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES

El Estudio contempla la elaboración de ensayos de laboratorio para analizar el comportamiento del terreno de fundación.

El comportamiento del suelo en toda su longitud corresponde a un material arenoso y mal compactado en el cual, se pretende hacer un diseño de 20.00 ml de muro de contención de defensas ribereñas para darle protección de los estribos del puente.

2. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN

2.1. DISPONIBILIDAD DEL TERRENO

El ingreso hacia la zona de trabajo se realizó con total normalidad.

2.2. DESCRIPCIÓN DEL LUGAR

El área del estudio corresponde a una zona que está constituida por parques para niños, losas deportivas, cancha artificial, puentes entre otros. El presente Estudio de Mecánica de Suelos son con fines de Cimentación para el proyecto mencionado.

2.3. ACCESO A LA ZONA DE INTERVENCIÓN

El acceso a la zona de estudio se puede realizar por la av. Malecón Checa, una el distrito de San Juan de Lurigancho y el Agustino, Lima.

2.4. TOPOGRAFIA Y RELIEVE

El terreno se encuentra en una superficie llana con leves pendientes, es de forma regular y presenta una topografía con desniveles y con pendiente, con una altura de 240 m.s.n.m.

3. CONDICIONES CLIMATICAS

En San Juan de Lurigancho y el Agustino, los veranos son caliente, áridos y nublados y los inviernos son largos, frescos, secos y mayormente despejados. Durante el transcurso del año, la temperatura generalmente varía de 15 °C a 28 °C y rara vez baja a menos de 14 °C o sube a más de 30 °C.

En San Juan de Lurigancho y el Agustino, el promedio del porcentaje del cielo cubierto con nubes varía extremadamente en el transcurso del año.

En San Juan de Lurigancho y el Agustino la frecuencia de días mojados (aquellos con más de 1 milímetro de precipitación líquida o de un equivalente de líquido) no varía considerablemente según la estación. La frecuencia varía de 0 % a 1 %, y el valor promedio es 0 %. Entre los días mojados, distinguimos entre los que tienen solamente lluvia, solamente nieve o una combinación de las dos. En base a esta categorización, el tipo más común de precipitación durante el año es solo lluvia, con una probabilidad máxima del 1 % en abril.

4. ASPECTOS HIDROLOGICOS

La zona de intervención se encuentra entre las Cuenca del río Rímac. A fin de evaluar los aspectos hidrológicos en la zona de intervención, se procedió a evaluar la información de SENAMHI y su análisis, se ha determinado que la zona en estudio no registra eventos hidrometeorológicos que atenten con la infraestructura emplazada en las diversas áreas del proyecto.

Las Cuencas Hidrográficas del río Rímac, se encuentra sustentada en tres escenarios geotectónicos, coincidentes con los escenarios morfológicos e hidrográficos. El escenario de la Cuenca Baja, formado por macizos rocosos sedimentarios Cretáceos y Terciarios; el escenario de la Cuenca Media, formado por macizos rocosos intrusivos batolíticos graníticos; y el escenario de la Cuenca Alta, formado por macizos rocosos volcánicos predominantemente.

En este contexto geológico, se ha determinado una estructura geológica formada por rocas sedimentarias, volcánicas, intrusivas y aluviales de edades que varían desde el Jurásico hasta el Cuaternario Reciente. Se han identificado 20 formaciones aluviales Cuaternarias, dos formaciones intrusivas y volcánicas Terciarias, 12 formaciones sedimentarias y volcánicas Cretáceas y dos formaciones sedimentarias Jurásicas.

5. GEOLOGÍA Y SISMICIDAD

5.1. CARACTERÍSTICAS GEOMORFOLÓGICAS GENERALES DE LA REGIÓN

En el presente acápite se describe la zonificación morfológica de la región en estudio, la cual está basada en la zonificación propuesta por Tavera y Bufón (1998).

La morfología regional se puede agrupar en las siguientes tres grandes zonas:

Zona I: Costanera

Zona II: La Cordillera Occidental, el Altiplano y la Cordillera Oriental.

Zona III: Subandina

Esta clasificación simplifica las características de topografía, geología, geomorfología, clima y de mecánica de rocas predominantes en la región que tienen influencia en la respuesta sísmica del terreno de cimentación y en el comportamiento dinámico de las estructuras proyectadas.

La descripción de la zona que tiene influencia en el área de estudio es:

Zona I, ésta conformada por la Franja Costera, consistente en una delgada franja de terreno limitada por el Oeste con el litoral y por el Este con el Batolito Costanero. Se extiende de Norte a Sur con un ancho de 40 km a 50 km y está formado en su mayoría por el basamento fuertemente plegado que está sujeto a deformaciones desde el Precámbrico.

En esta zona las laderas de los cerros son suaves y la mayor parte del suelo y subsuelo son sedimentos cuaternarios de limos, arenas y arcillas que cubren formaciones rocosas principalmente volcánicas, así como extensas terrazas formadas por gravas, gravas arenosas sueltas y saturadas. En este tipo de terreno y especialmente en los lechos de los ríos se puede presentar el fenómeno de licuación tanto en arenas como en gravas, (Martínez, A., 1996). La condición de aridez de la costa es favorable, sin embargo, en algunas zonas puede existir la influencia de la migración de arenas eólicas y en épocas de lluvias extraordinarias como las generadas por el Fenómeno del Niño en el año, se pueden generar asentamientos con deformaciones superficiales importantes. El Proyecto materia del presente estudio se ubica en esta Franja Costera.

5.2. GEOLOGÍA

Según el Cuadrángulo Geológico de Lima en (INGEMMET), la zona de estudio se emplaza sobre el Volcánico Quilmaná constituido por derrames andesíticos e intrusivas por afloramientos ígneos del grupo Santa Rosa constituidos por cuerpos tonalíticos-granodioríticos del Cretáceo Superior de gran extensión dentro del Batolito de la Costa. Estos cuerpos se encuentran cubiertos por depósitos aluviales del Cuaternario Pleistoceno

(Qp-al) y al Cuaternario Reciente (Qr-al). El valle es de mediana amplitud y se interrumpe en varios sectores por conos aluviales que desembocan en el Río Rímac y Lurín.

El área comprendida en el presente estudio corresponde a una parte de la Costa central hasta el borde Occidental Andino. El desarrollo morfológico alcanzado ha sido generado a través de diversos episodios tectónicos, los que han dado lugar a los rasgos geomorfológicos actuales.

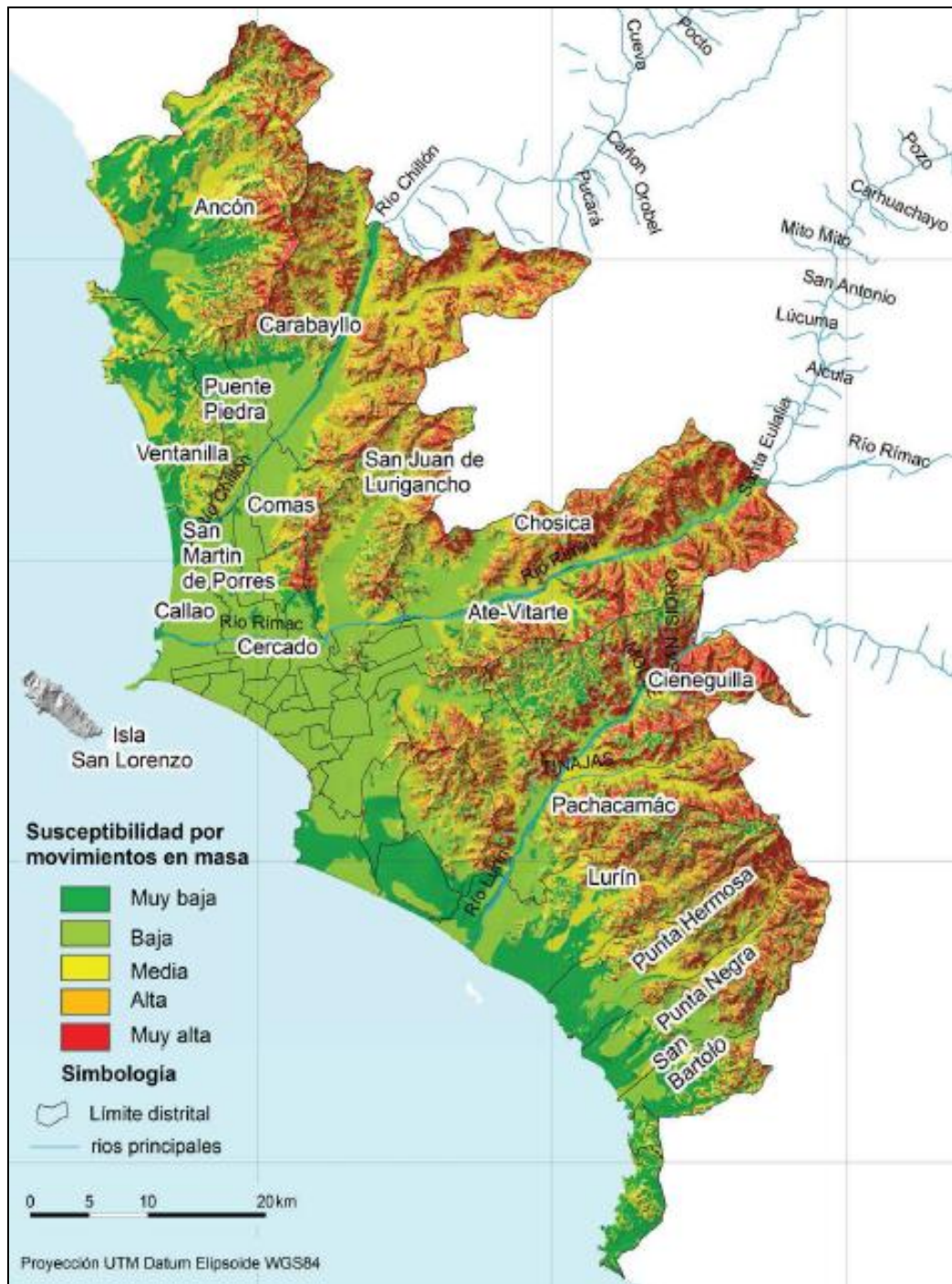
Las unidades han sido clasificadas como: Islas, Borde Litoral, Planicies Costeras y Conos Deyectivos, Lomas y Cerros Testigos, Valles y Quebradas. La secuencia estratigráfica comprende unidades litológicas cuyas edades van desde el Jurásico hasta el Reciente, describiéndose las características litológicas y sus relaciones estratigráficas, así tenemos como unidades más antiguas, la Formación Arahua del lado Este (borde occidental andino) conteniendo calizas intercaladas con volcánicos; y el Grupo Puente Piedra del lado Oeste, con volcánicos piroclásticos, lavas andesíticas y secuencias arcillosas, habiéndose diferenciado varias formaciones al Norte de Lima; mientras que, al Norte de Lima, probablemente los focos volcánicos continuaban su eyección de lavas y piroclásticos.

Culmina este ciclo probablemente en el Aptiano-Albiano. El ciclo Volcánico-Sedimentario-Albiano evidenciado en la costa Norte por el Grupo Casma, en esta área, está representado por la Formación Huarangal al Norte, sobreyaciéndoles el Volcánico Quilmaná, en continuidad hasta Chosica. A fines de este ciclo se levanta y pliega el paquete sedimentario, emplazándose el Batolito de la Costa con cuerpos que varían en su composición de dioritas a granitos, habiendo sido clasificados por J. Cobbing y W. Pitcher en Superunidades. En la Superunidad Santa Rosa (Segmento Lima) tiene lugar un importante cambio petroquímico.

El desarrollo estructural iniciado en el Cretáceo superior ha continuado en el Terciario inferior con una fase compresiva, que genera fallamiento y fracturamiento transversal, afectando al Batolito y plegando a las unidades estratigráficas mesozoicas del borde occidental andino. En el Terciario superior, nuevamente una tectónica compresiva da lugar a un fallamiento longitudinal en el sector costanero, mientras que, en el sector andino, se manifiestan hasta tres sub-fases que pliegan y levantan al paquete volcánico Terciario. En el Plioceno-Pleistoceno se inició un período erosivo, fluvial y glaciar intenso en el sector andino, el mismo que se prolongó hasta el Reciente, profundizando los valles, denudando y acarreando materiales hasta el oeste para formar las llanuras aluviales que se extienden a lo largo de la faja costanera.

FIGURA Nª 02

MAPA GEOLOGICO DE LA ZONA DE INTERVENCION



5.3. ASPECTOS GEOMORFOLÓGICOS

Los rasgos geomorfológicos presentes en la zona de estudio es el resultado del modelado geológico causado por eventos tectónicos y procesos de geodinámica superficial. Se utilizó la base de datos provenientes del mapa geológico publicado por el INGEMMET, además de la información recopilada durante los meses de abril y mayo del presente año. En

general, el relieve del área presenta la forma típica en “V” propios de cauces de ríos y un fondo angosto limitado por cadenas montañosas de moderada a fuerte pendiente.

La distribución de las formaciones geológicas de la Cuenca del río Rímac y Lurín.

a. Formaciones de Edad Jurásica

1) Formación Santa Rosa (JsKi-sr)

En la Cuenca Rímac y Lurín se encuentra una secuencia de areniscas, lutitas, calizas y estratos volcánicos delgados; denominados Formación Santa Rosa. Estas rocas afloran en las localidades de Puente Inga y Puente Piedra.

2) Formación Arahua (J-ar)

Una secuencia de rocas sedimentarias de areniscas y lutitas; denominadas Formación Arahua, se encuentra en la Sub-cuenca Arahua, San Lorenzo y Quipán.

b. Formaciones de Edad Cretácica

1) Formación Volcánico Ancón (Ki-va)

Rocas volcánicas estratificadas con areniscas y lutitas, denominadas Formación Volcánico Ancón; afloran formando las montañas y colinas de Rímac y Lurín, Ventanilla, Pachacutec, Santa Rosa y Ancón.

Estas rocas han sido deformadas por fallamientos longitudinales y transversales, que han dado lugar a cordilleras separadas por quebradas profundas, como Pampa Los Perros, Ventanilla, entre otras.

2) Formación Puente Inga (Ki-pi)

En la localidad de Puente Inga, aflora una secuencia de areniscas y lutitas con estratos volcánicos delgados, denominados Formación Puente Inga. La erosión marina ha borrado casi la mayor parte de esta Formación, encontrándose en forma de relictos.

3) Formación Ventanilla (Ki-v)

En la localidad de La Pampilla y lado Sur del humedal Ventanilla, afloran areniscas, lutitas y calizas, con estratos volcánicos; denominados Formación Ventanilla; se encuentran formando colinas de la Cadena Costanera.

4) Formación Casa Blanca (Ki-cb)

Rocas de areniscas y cuarcitas, denominadas Formación Casa Blanca, afloran en forma de relictos en macizos pequeños en la Cordillera Costanera en las inmediaciones de Ventanilla Chorrillos.

5) Formación Salto El Fraile (Ki-sf)

Una secuencia de rocas de lutitas oscuras, areniscas, cuarcitas y calizas marrones; en estratos delgados; afloran en la zona litoral e insular, como la isla San Lorenzo y las islas de Santa Rosa y Ancón.

6) Formación Yangas (Ki-y)

En la parte media de la cuenca Rímac, aflora una secuencia de rocas volcánicas andesíticas grises y muy duras.

7) Formación Herradura (Ki-h)

Está constituida por una secuencia de rocas de lutitas oscuras, areniscas, cuarcitas y calizas blancas y marrones. En estratos delgados y plegados.

8) Formación Marcavelica (Ki-m)

La formación Marcavelica comprende una secuencia de potentes con delgadas capas de lutitas, de colores diversos; compuestas por granos de cuarzo de tamaño medio y grueso.

9) Formaciones Pamplona (Ki-pa)

Esta Formación está compuesta por estratos potentes de calizas grises, lutitas pizarrosas y pizarras grises. Aflora en las inmediaciones de Lomas de Chorrillos; así como en la parte media de la cuenca (Zapan).

10) Formación Huarangal (Kim-h)

En las inmediaciones de las quebradas Caballero y Huarangal de la parte media de la Cuenca hidrográfica del Río Rímac y Lurín; se encuentran afloramientos de rocas de areniscas y calizas, en estratos potentes.

11) Formación Quilmaná (Kms-q)

La Formación Quilmaná está compuesta por una secuencia de rocas de areniscas y lutitas en estratos potentes que afloran en las colinas y la cordillera pre-andina de Independencia, Comas, Chorrillos y Ancón (parte alta).

c. Formaciones de Edad Terciaria

El Terciario en la Cuenca Hidrográfica del Río Rímac, está formado por una secuencia muy potente de rocas volcánicas andesíticas y tufáceas, con estructuras diversas en stocks, conos volcánicos hipohabisales, derrames lávicos, escoriaes y piroclastos, etc.

La mayor parte de la Cuenca Alta del Río Rímac está formada por los afloramientos volcánicos formando montañas muy agrestes y glaciárias.

d. Formaciones de edad Cuaternaria

En la Cuenca Hidrográfica del Río Rímac existen numerosos depósitos de materiales térreos formados por acumulación de los glaciares, ríos, huaicos, deslizamientos; así como por los vientos y las corrientes oceanográficas en el litoral.

De esta manera se han formado los depósitos Cuaternarios, siguientes:

- Fondo marino fangoso actual (Qr-fmf). - Fango formado por la acumulación de gravas, arenas limos, desmontes, basura, residuos industriales, etc. en proceso de descomposición, en medio anaeróbico.
- Fondo marino arenoso actual (Qr-fma). - Arenas depositadas por aporte de las corrientes marinas y de los ríos Rímac. En transporte permanente hacia el Norte.

- Fondo marino gravoso actual (Qr-fmg). - Gravas depositadas por los aportes de los ríos Rímac, que el mar regresa a las playas formando bancos de gravas.
- Depósitos marinos arenosos actuales (Qr-ma). - Bancos arenosos depositados por el oleaje en las playas y bancos de arena.
- Depósitos marinos gravosos actuales (Qr-mg). - Bancos de gravas de cantos bien seleccionados formados por el oleaje.
- Depósitos fluviales gravosos actuales (Qr-fg). - Fondos de lechos fluviales de los ríos Rímac. En transporte durante las estaciones lluviosas desde las nacientes de las cuencas y subcuencas, hasta el mar.
- Depósitos morrénicos actuales (Qr-mo). - Depósitos de los glaciares en los frentes de fusión, en la Cordillera La Viuda.
- Depósitos de humedal fangoso actual (Qr-hf). - Depósitos fangosos en las terrazas litorales, formados por los afloramientos de aguas subterráneas y superficiales procedentes de las aguas servidas de las áreas urbanas. Recursos muy importantes para la Diversidad Biológica y Turismo. Humedal Ventanilla.

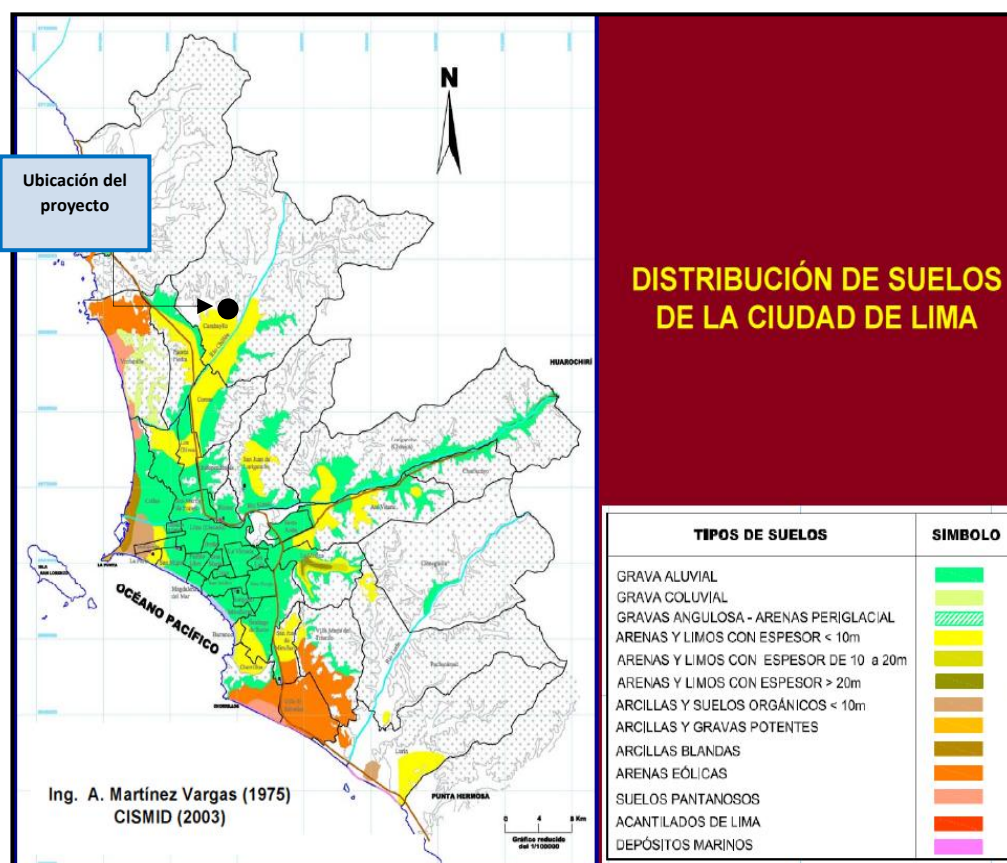
5.4. CARACTERISTICAS GEOTECNICAS

El perfil estratigráfico para la zona en estudio presenta un estrato superficial de material fino, arenas de origen marino, cuyo espesor varía según se muestra en el anexo correspondiente al perfil estratigráfico. No se han registrado niveles de daños considerables en sismos pasados, evidenciando un comportamiento dinámico favorable.

En el mapa de distribución de suelos de la ciudad de Lima se observa las características del suelo en la zona.

FIGURA Nª 04

DISTRIBUCION DE SUELOS DE LA CIUDAD DE LIMA



5.5. SISMICIDAD

Para la realizar la identificación de las fuentes sismogénicas y la caracterización de su actividad, la evaluación del peligro sísmico y riesgo, además de los estudios geológicos y tectónicos, requiere de una información minucioso de la sismicidad del área de influencia. Esta información, que es obtenida de catálogos y revistas de sismos históricos e instrumentales, permite delimitar en forma más detallada la ubicación de las fuentes sismogénicas y la estimación de la frecuencia de ocurrencia de sismos en los últimos cientos de años.

A) Historia sísmica de la región en estudio

Silgado (1969, 1973, 1978 y 1992), hace una recopilación de datos sobre los primordiales eventos sísmicos ocurridos en el Perú desde el año 1513. Este trabajo constituye una fuente de información esencial para el conocimiento de las intensidades sísmicas de los sismos históricos. Según esta información, los mayores terremotos registrados en la costa central del Perú son los de 1586, 1687 y el de 1746, este último destruyó completamente la ciudad de Lima y generó un maremoto con olas de 15 a 20 m de altitud. Así mismo, se reporta que durante el período de 1513 a 1959, Lima fue destruida sucesivamente por un total de 15 terremotos (Silgado, 1978).

Alva Hurtado et al (1984), basándose en esta fuente han proyectado un mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas Observadas en el Perú. La confección de dicho mapa se ha basado en treinta isosistas de sismos peruanos y datos de intensidades muy puntuales de sismos históricos y sismos recientes. Las intensidades máximas registradas en la zona costa central, donde se localiza el área de estudio, alcanzan valores de hasta IX en la escala MMI.

Los sismos más importantes que afectaron las regiones y cuya historia se conocen son:

- El sismo del 9 de Julio de 1586, con magnitud Silgado de 8.1, intensidades de IX MMI en Lima y VI MMI en Ica.
- El sismo del 13 de noviembre de 1655, con magnitud Silgado de 7.4, intensidades de IX MMI en el Callao y VIII MMI en Lima.
- El sismo del 12 de mayo de 1664, con magnitud Silgado de 7.8, intensidades de X MMI en Ica, VIII MMI en Pisco y IV MMI en Lima.
- El sismo del 20 de octubre de 1687, con intensidades de IX MMI en Cañete, VIII MMI en Ica y VII MMI en Lima.
- El sismo del 10 de febrero de 1716, con intensidades de IX MMI en Pisco y V MMI en Lima.
- Sismo del 28 de octubre de 1746 a las 22:30 horas, destrucción de casi la totalidad de casas y edificios en Lima y Callao. Intensidad de X (MMI) en Chancay y Huaral, IX –X (MMI) en Lima, Barranca y Pativilca.
- El sismo del 30 de marzo de 1828, con intensidad de VII MMI en Lima.
- El sismo del 04 de marzo de 1904, con intensidad de VII - VIII MMI en Lima.
- Sismo del 24 de mayo de 1940 a las 11:35 horas: con magnitud de 8.2, Intensidad de VIII (MMI) en Lima, VI (MMI) en el Callejón de Huaylas, V (MMI) en Trujillo.
- El sismo del 17 de octubre de 1966, con intensidad VII MMI en Lima.
- El sismo del 03 de octubre de 1974, con intensidad de VIII MMI en Lima y VII MMI en Cañete.
- El sismo del 18 de abril de 1993, con intensidad de VI MMI en Lima y V MMI en Cañete y Chimbote.
- El 15 de agosto del 2007 ocurrió un sismo con origen en la zona de convergencia de las placas, el cual fue nombrado como “el sismo de Pisco” debido a que su epicentro fue ubicado a 60 km al Oeste de la ciudad de Pisco. Este sismo tuvo una magnitud de momento sísmico $M_w=7.9$ de acuerdo con el Instituto Geofísico del Perú y de 8.0 según el National Earthquake Center (NEIC). El sismo produjo

daños importantes en un gran número de viviendas de la ciudad de Pisco (aproximadamente el 80%) y menor en las localidades aledañas, llegándose a evaluar una intensidad del orden de VII en la escala de Mercalli Modificada (MM) en las localidades de Pisco, Chincha y Cañete, V y VI en la ciudad de Lima. VI en las localidades de Yauyos (Lima), Huaytará (Huancavelica), IV en las ciudades de Huaraz y localidades de Canta, Puquio, Chala. Este sismo produjo un tsunami que se originó frente a las localidades ubicadas al sur de la península de Paracas, y una licuación generalizada en un área de más de 3Km de longitud por 1.0 Km de ancho en las zonas de Canchamaná y Tambo de Mora en Chincha.

El área en estudio se encuentra en la Provincia y Departamento de Lima, Zona 3, $Z=0.4$ g de la Zonificación Sísmica del Perú. De acuerdo con las Normas de Diseño Sismo Resistente NTE E.030, los parámetros geotécnicos corresponden a perfil de suelo Tipo S1, suelos muy rígidos, periodo que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo $T_p(s) = 0.40$ seg. y factor de suelo $S = 1.0$. El Mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas, presentado por Alva Hurtado (1974), ante la posibilidad de ocurrencia de un sismo las intensidades pueden alcanzar VIII en la escala Mercalli Modificado.

ZONA I:

Esta zona está conformada por afloramientos rocosos, estratos de grava coluvial-aluvial en los pies de las laderas que se encuentran a nivel superficial o cubiertos por un estrato de material fino de poco espesor. Este suelo tiene un comportamiento rígido, con periodos de vibración natural determinados por las mediciones de microtrepidaciones (registros de vibración ambiental) que varían entre 0.1 y 0.3 s. Para la determinación y evaluación del peligro sísmico a nivel de la superficie del terreno, se tiene en cuenta que el factor de amplificación sísmica, por efecto local del suelo, es de $S=1.0$ con un periodo natural de $T_s=0.4$ s, correspondiendo al suelo Tipo S1 de la norma sismorresistente.

De acuerdo con las Normas de Diseño Sismo Resistente NTE E.030, la zona corresponde a suelos en los cuales la velocidad de propagación de la onda de corte es similar al de una roca, además el período primordial de vibración del suelo es de baja amplitud sin exceder los 0.25 s. Se incluyen los casos en los cuales las bases de las cimentaciones se realizan sobre:

- Roca sana o parcialmente alterada, con una resistencia a la compresión no confinada mayor o igual que 500 kPa (5 kg/cm²).
- Grava arenosa densa.
- Estrato de no más de 20 m de material cohesivo muy rígido, con una resistencia al corte, en condiciones no drenadas, superior a 100 kPa (1 kg/cm²), sobre roca u otro material existente con velocidad de onda de corte similar al de una roca.
- Estrato de no más de 20 m de arena muy densa con $N > 30$, sobre roca u otro material existente con velocidad de onda de corte similar al de una roca.

B) Geodinámica externa

Dentro de la Geodinámica externa, no se tiene ninguna información detallada de intensidades de sismos destructores. Los estudios sísmicos para la región occidental del

Perú indican que para un período de recurrencia de 100 años y con una probabilidad del 63%, la aceleración máxima no excede los 470 gals. Es decir que pueden esperarse intensidades de IX a X en la escala de Mercalli Modificada, lo cual significa que podrían ocurrir desprendimientos y caídas de material suelto ubicados en las laderas de las quebradas, aunque de menor volumen que las transportadas por los huaicos.

C) Geodinámica interna

La Geodinámica interna del área está representada por la sismicidad que, en forma general, se define como una exposición relativa del territorio a los sismos.

6. ESTUDIOS REALIZADOS

Se ha realizado 2 prospecciones de campo tomando anotaciones de cada calicata, para la obtención de las muestras y el perfil estratigráfico correspondiente.

De acuerdo con el reconocimiento de la zona de intervención, y teniendo en cuenta los resultados de laboratorio, no se ha identificado la presencia de suelos orgánicos, blandos o expansivos; asimismo, la napa freática se encontraría muy por debajo de la profundidad de exploración de 3.00 m.

6.1. EXPLORACIÓN DE CAMPO

Los trabajos de exploración en campo consistieron en el reconocimiento del área donde se van a proyectar las obras, de esta manera se distribuyeron convenientemente las excavaciones a cielo abierto haciendo un total de 2 calicatas. Los objetivos de la fase de investigación del sitio incluyen:

- Determinación de la ubicación y espesor de los estratos del suelo.
- Determinación de la ubicación del nivel freático si es que hubiera, así como cualquier otra característica asociada.
- Extracción de muestras de suelo.

La profundidad alcanzada en cada una de las perforaciones fue de una profundidad de 3.00 m.

En cada ubicación se obtuvo el registro del perfil estratigráfico del suelo, clasificando los materiales, mediante el procedimiento de descripción Visual Manual de campo establecido por la ASTM D2488. Cuando se detectó la presencia de cambios de las características de los materiales encontrados en la excavación, se obtuvieron muestras representativas para la evaluación e identificación en laboratorio.

De cada estrato de suelo identificado, se tomaron muestras representativas, las que convenientemente identificadas con doble tarjeta de registro, son empaquetadas en bolsas de polietileno y trasladadas al laboratorio para efectuar ensayos de sus características físicas. Llevándose un registro correlativo de muestras, que permiten llevar un control de la procedencia y ubicación de cada muestra.

A partir de los resultados de laboratorio, se elaboró los perfiles estratigráficos, en toda el área, perfiles que nos ha permitido determinar secciones de características similares, y escoger puntos representativos generales y específicos; los generales para determinar las características de los suelos predominantes y similares en las calicatas escogidas, y los

específicos para determinar las características mecánicas de los suelos de subrasante. Se adjunta los perfiles estratigráficos.

A) Excavación e identificación de Calicatas

El método ventajoso para identificar directamente el suelo de fundación de las estructuras mencionadas se ha realizado mediante excavaciones a cielo abierto o calicatas. Con las excavaciones o calicatas se ha podido identificar la estratigrafía del terreno y así obtener muestras alteradas e inalteradas, de tal manera que se programaron ensayos en laboratorio que nos permitan obtener parámetros para el diseño. Las excavaciones, alcanzaron profundidades de 3.00 m. Los registros se han realizado de acuerdo con la Norma ASTM D-2488.

Las muestras obtenidas, fueron etiquetadas para su identificación y colocadas en bolsas de polietileno para finalmente ser enviadas al Laboratorio.

6.2. ENSAYOS DE LABORATORIO

6.2.1. ENSAYOS DE MECÁNICA DE SUELOS

Para caracterizar el suelo de cimentación, se debe determinar un número de características mediante pruebas de laboratorio, estas características y pruebas estandarizadas establecidas en las normas ASTM, han sido seguidas en la elaboración de los ensayos de laboratorio.

Las muestras alteradas obtenidas de las calicatas fueron enviadas al Laboratorio Geotécnico ABIF S.A.C. para los ensayos estándares, especiales y químicos.

6.2.2. ENSAYOS ESTÁNDAR

Las muestras alteradas obtenidas de las calicatas se realizaron ensayos estándar, los cuales están representados por análisis granulométrico por tamizado, límites de Atterberg (líquido y plástico) y contenido de humedad. Los ensayos se ejecutaron siguiendo las normas de la American Society For Testing and Materials (ASTM). Las normas para estos ensayos son las siguientes:

- Análisis granulométrico por tamizado	ASTM D-422
- Límites de Atterberg	ASTM D-4318
- Contenido de humedad	ASTM D-2216
- Clasificación SUCS	ASTM D-2487
- Densidad Máxima	ASTM D-4253
- Densidad Mínima	ASTM D-4254
- Contenido de Sulfatos	NTP 214.023:2 000, BS 1377 Parte 3

Estos ensayos, han permitido caracterizar los distintos tipos de suelos, así como definir los parámetros para el cálculo de su capacidad portante.

De acuerdo con los Términos de Referencia, se han efectuado un total de 02 calicatas, cuya ubicación se observa en los planos de ubicación adjuntos.

6.2.3. ENSAYOS ESPECIALES

Para éste proyecto no se realizaron ensayos especiales

6.3. DESCRIPCION DEL PERFIL DE SUELO

La evaluación de campo mediante la identificación físicas y de resistencia de los estratos evaluados que conforman el suelo de fundación a través de Ensayos de laboratorio, permitieron determinar las principales características de la fundación, la cual describimos a continuación.

En base a los trabajos de campo y exploraciones se presentará un perfil estratigráfico hasta la profundidad de exploración de 3.00m.

Hasta la profundidad de exploración de 3.00m realizado no se detectó el nivel freático en ninguna de las excavaciones.

6.4. PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO

A la fecha de la ejecución de los trabajos de campo no se encontró presencia del Nivel Freático; o se encontraría por debajo de 3.00m.

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- La Investigaciones de Mecánica de Suelos para el proyecto: *“CREACION DE LAS DEFENSAS RIBEREÑAS PARA LA PROTECCION DE ESTRIBOS ANTE LA SOCAVACION DEL PUENTE TALAVERA ATIRANTADO DE SAN JUAN DE LURIGANCHO, LIMA”*, ha comprendido las siguientes labores en campo y laboratorio:
- 02 Excavaciones o Calicatas de profundidad máxima 3.00m
- 02 Ensayos de Granulometría, Límites de Consistencia y Clasificación
- 01 Ensayos de CBR.
- 01 Ensayos Químicos de Sales, Cloruros y Sulfatos.

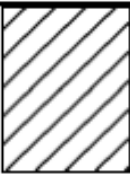



- El terreno de fundación se encuentra conformado en promedio de rocas lutitas fraccionadas y No Expansivas, del Tipo GW, en todos sus tramos.

- El Cemento Portland Tipo I, será el empleado para la ejecución de estructuras de concreto.


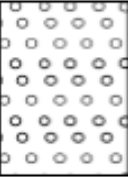
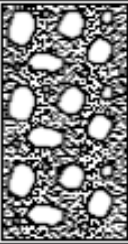

- El contenido de Sulfatos, Sales y cloruros son bajos de acuerdo con los rangos de evaluación, los valores obtenidos demuestran que el suelo no es agresivo para el empleo de Cemento, asfalto y agregados en general.

- El agua por utilizar será potable, y los materiales usados en la obra serán de buena calidad comprobable, traídos de canteras cercanas y con ensayos estándares.
- De acuerdo con este estudio de suelos debe elaborarse el diseño de defensas ribereñas (muros de gaviones).

ANEXO 01
PERFIL ESTRATIGRAFICO

PERFIL ESTRATIGRÁFICO					
SOLICITANTE : HANS NICANOR RAMOS TUPAC PROYECTO : PROTECCIÓN DE ESTRIBOS ANTE LA SOCAVACION DEL PUENTE TALAVERA ATIRANTADO EN EL DISTRITO DE SAN JUAN DE LURIGANCHO- LIMA RESPONSABLE : ING. JHON DENNIS QUISPE ALVA UBICACIÓN : ALTURA DE LA CUADRA 18 DE LA AVENIDA MALECÓN CHECA, UNE EL DISTRITO SAN JUAN DE LURIGANCHO CON EL AGUSTINO		CALICATA : C-1 PROFUNDIDAD : 3.00 m NIVEL FREÁTICO : N.P. FECHA : 23 DE ENERO DEL 2020			
PROFUNDIDAD (m)	TIPO DE EXCAVACIÓN	MUESTRA	DESCRIPCION DEL MATERIAL	CLASIFICACIÓN	SIMBOLO
0.00	A Cielo Abierto	S/M	Material de Relleno con presencia de desechos inorgánicos como ladrillos, mayolicas, etc	S/C	
0.50		S/M	Material limoso, color marron, con cantos rodados de $\phi > 1"$	S/C	
1.00		S/M	Material Gravoso, color gris, semi compactado, Humedad media, con presencia de cantos rodados de $\phi > 2"$	S/C	
1.50		M-1	Material Gravoso de origen fluvial, color gris, semicompactado, Humedad alta, de baja plasticidad, Con presencia de arenas y cantos rodados de $\phi > 2"$	GP: Grava Pobremente Gradada	
2.00					
2.50					
3.00					

Fuente: Elaboración propia

PERFIL ESTRATIGRÁFICO					
SOLICITANTE : HANS NICANOR RAMOS TUPAC PROYECTO : PROTECCIÓN DE ESTRIBOS ANTE LA SOCAVACION DEL PUENTE TALAVERA ATIRANTADO EN EL DISTRITO DE SAN JUAN DE LURIGANCHO- LIMA RESPONSABLE : ING. JHON DENNIS QUISPE ALVA UBICACIÓN : ALTURA DE LA CUADRA 18 DE LA AVENIDA MALECÓN CHECA, UNE EL DISTRITO SAN JUAN DE LURIGANCHO CON EL AGUSTINO		CALICATA : C-2 PROFUNDIDAD : 3.00 m NIVEL FREÁTICO : N.P. FECHA : 23 DE ENERO DEL 2020			
PROFUNDIDAD (m)	TIPO DE EXCAVACIÓN	MUESTRA	DESCRIPCION DEL MATERIAL	CLASIFICACIÓN	SIMBOLO
0.00	A Cielo Abierto	SM	Material de Relleno	S/C	
0.50		SM	Material limoso, color marron, con cantos rodados de Ø > 2"	S/C	
1.00		SM	Material Gravoso, color gris, semi compactado, Humedad media, con presencia de cantos rodados de Ø > 2"	S/C	
1.50		M-2	Material Gravoso de origen fluvial, color gris, semicompactado, Humedad alta, de baja plasticidad, Con presencia de arenas y cantos rodados de Ø > 2"	GP: Grava Pobremente Gradada	
2.00					
2.50					
3.00					

Fuente: Elaboración propia

ANEXO 02
ENSAYOS DE LABORATORIO

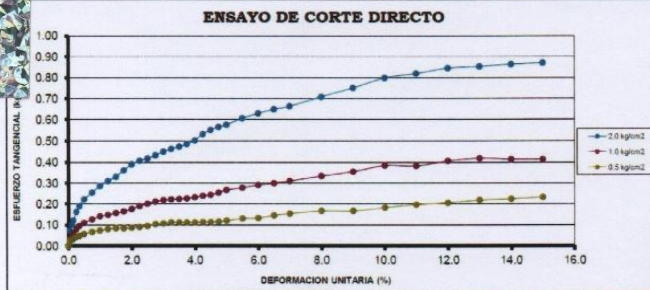


Abif S.A.C.
Creatividad y Garantía

LABORATORIO GEOTÉCNICO
A.B. Ingeniería Fáctica S.A.C.
RUC: 20603345712

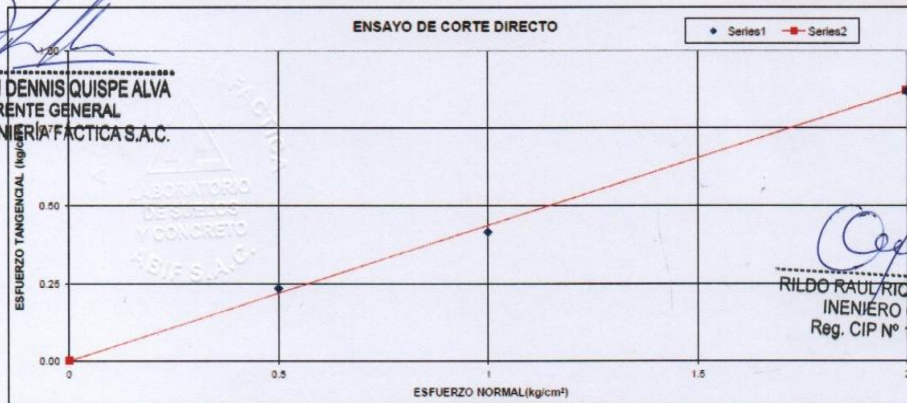
ENSAYO DE CORTE DIRECTO
NORMA ASTM 3080

Deformación Unitaria (%)	0.50	1.00	2.00	ALFA 12	ALFA 23	ALFA 13	PROM 123	PROM 12
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.0	0.0
0.05	0.08	0.12	0.15	4.61	3.88	4.2	4.2	4.2
0.10	0.16	0.18	0.23	2.67	6.06	4.4	4.4	4.4
0.15	0.17	0.23	0.29	6.54	7.26	6.9	6.9	6.9
0.25	0.20	0.32	0.40	13.60	9.63	11.6	11.6	11.6
0.35	0.22	0.43	0.46	22.38	4.13	13.6	13.4	13.3
0.50	0.25	0.54	0.60	30.36	7.02	19.5	19.0	18.7
0.75	0.33	0.77	0.81	42.11	4.61	26.2	24.3	23.4
1.00	0.39	0.91	0.98	46.70	7.73	30.9	28.4	27.2
1.25	0.42	1.03	1.15	50.91	14.29	36.6	33.9	32.6
1.50	0.44	1.09	1.27	52.94	19.41	40.0	37.5	36.2
1.75	0.45	1.16	1.40	55.12	25.82	43.8	41.6	40.5
2.00	0.46	1.17	1.46	55.28	29.81	45.2	43.4	42.5
2.25	0.47	1.19	1.50	55.51	32.65	46.4	44.9	44.1
2.50	0.47	1.20	1.54	55.75	35.17	47.4	46.1	45.5
2.75	0.48	1.17	1.57	54.80	38.59	47.9	47.1	46.7
3.00	0.46	1.15	1.58	54.31	41.16	48.6	48.0	47.7
3.25	0.46	1.11	1.56	53.20	42.11	48.3	47.9	47.7
3.50	0.43	1.10	1.55	53.55	42.91	48.8	48.4	48.2
3.75	0.43	1.06	1.53	52.13	43.30	48.1	47.8	47.7
4.00	0.42	1.03	1.50	51.39	43.42	47.7	47.5	47.4
4.25	0.40	1.03	1.48	52.22	42.38	47.8	47.5	47.3
4.50	0.39	0.96	1.44	51.85	40.89	46.9	46.5	46.4
4.75	0.38	0.99	1.40	51.29	40.18	46.3	45.9	45.7
5.00	0.38	0.95	1.37	49.20	40.18	45.0	44.8	44.7
5.50	0.38	0.92	1.33	48.03	39.32	44.0	43.8	43.7
6.00	0.37	0.94	1.29	49.31	35.97	43.4	42.9	42.6
6.50	0.35	0.96	1.28	51.10	32.48	43.2	42.3	41.8
7.00	0.34	0.95	1.24	51.20	30.72	42.6	41.5	41.0
8.00	0.33	0.96	1.27	51.39	31.96	43.2	42.2	41.7
9.00	0.36	0.97	1.21	51.20	26.02	40.9	39.4	38.6
10.00	0.34	0.97	1.19	52.13	24.02	40.9	39.0	38.1
11.00	0.33	0.95	1.21	51.95	27.76	42.0	40.6	39.9
12.00	0.33	0.92	1.21	50.12	30.18	41.6	40.6	40.2
13.00	0.32	0.95	1.19	52.31	25.82	41.6	39.9	39.1
14.00	0.35	0.98	1.23	52.22	26.41	41.8	40.1	39.3
15.00	0.32	1.00	1.25	54.06	27.18	43.4	41.5	40.6



$\phi = 30.40^\circ$
 $C = 0.03 \text{ Tn/m}^2$

(Signature)
ING. JHON DENNISQUISPE ALVA
GERENTE GENERAL
A.B. INGENIERIA FACTICA S.A.C.



(Signature)
RILDO RAUL RIQUE PEREZ
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 125734



Abif S.A.C.
A.B. Ingeniería Fáctica

Dirección: Av. Gerardo Unger N° 237, Oficina 305, 306, S.M.P.
Teléfono: 935221269, e-mail: abif.sac@gmail.com



Abif S.A.C.
Creatividad y Garantía

LABORATORIO GEOTÉCNICO
A.B. Ingeniería Fáctica S.A.C.
RUC: 20603345712

CONTENIDO DE HUMEDAD
ASTM - D 2216

PROYECTO : PROTECCIÓN DE ESTRIBOS ANTE LA SOCAVACION DEL PUENTE TALAVERA ATIRANTADO EN EL DISTRITO DE SAN JUAN DE LURIGANCHO- LIMA

SOLICITANTE : HANS NICANOR RAMOS TUPAC

UBICACIÓN : ALTURA DE LA CUADRA 18 DE LA AVENIDA MALECÓN CHECA, UNE EL DISTRITO SAN JUAN DE LURIGANCHO CON EL AGUSTINO

RESPONSABLE : ING. JHON DENNIS QUISPE ALVA


FECHA : 28 DE ENERO DEL 2020



MUESTRAS

SONDAJE	UND.	C - 1	C - 2
MUESTRA N°	N°	M - 1	M - 2
PROFUNDIDAD (m)	m	3.00	3.00
FRASCO No	N°	207	207
1. Peso recipiente + suelo húmedo	grs	185.43	186.09
2. Peso recipiente + suelo seco	grs	150.56	151.18
3. Peso de agua (1) - (2)	grs	34.87	34.91
4. Peso de recipiente	grs	16.67	16.67
5. Peso de suelo seco (2) - (4)	grs	133.89	134.51
6. Contenido de humedad (3)/(5)*100 %	%	26.04	25.95

OBSERVACIONES: El ensayo fue realizado por personal técnico de éste laboratorio y el resultado es de uso exclusivo para éste proyecto.


ING. JHON DENNIS QUISPE ALVA
GERENTE GENERAL
A.B. INGENIERÍA FÁCTICA S.A.C.


RILDO RAUL RIQUE PEREZ
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 125734



Abif S.A.C.
A.B. Ingeniería Fáctica

Dirección: Av. Gerardo Unger N° 237, Oficina 305, 306, S.M.P.

Teléfono: 935221269, e-mail: abif.sac@gmail.com

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE

SOLICITANTE : HANS NICANOR RAMOS TUPAC
PROYECTO : PROTECCIÓN DE ESTRIBOS ANTE LA SOCAVACION DEL PUENTE TALAVERA ATIRANTADO EN EL DISTRITO DE SAN JUAN DE LURIGANCHO-LIMA

RESPONSABLE : ING. JHON DENNIS QUISPE ALVA

UBICACIÓN : ALTURA DE LA CUADRA 18 DE LA AVENIDA MALECÓN CHECA, LINE EL DISTRITO SAN JUAN DE LURIGANCHO CON EL AGUSTINO

FECHA : 28 DE ENERO DEL 2020

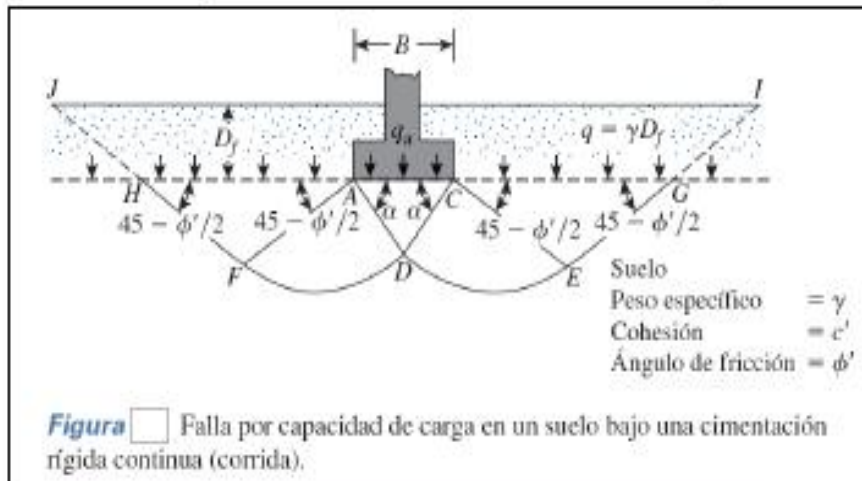
1) Datos Generales:

DATOS DEL TIPO DE SUELO	
Ángulo de Fricción Interna (ϕ)	: 30.40 °
Cohesión (C)	: 0.03 Tn/m ²
Peso Específico del Suelo por encima del NC (γ_1)	: 1.84 Tn/m ³

2) Datos para Diseño:

DATOS PARA EL DISEÑO	
Ángulo de Fricción Interna (ϕ)	: 30.4 °
Cohesión (C)	: 0.03 Tn/m ²
Peso Específico del Suelo (γ_1)	: 1.84 Tn/m ³
Factor de Seguridad (FS)	: 3
Carga Total Soportada (P)	: P Tn/m ²
Inclinación de la Carga (β)	: 0 °
Nivel Freático (NF)	: NP m
Peso Específico por debajo del NC (γ_2)	: ND Tn/m ³

Teoría de la capacidad de carga de Terzaghi

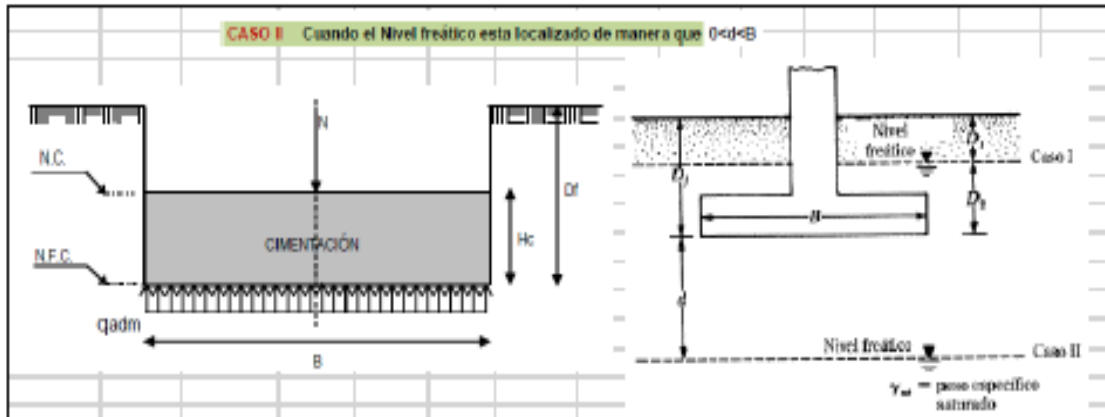


$$q_u = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (\text{cimentación continua o corrida})$$

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \quad (\text{cimentación cuadrada})$$

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \quad (\text{cimentación circular})$$

CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE



Factor de seguridad

$$q_{perm} = \frac{q_u}{FS}$$

$$q = \gamma D_f$$

3) Resultados:

Para Cimentación Cuadrada:

$$\phi = 30.400^\circ$$

$$N_c = 18.99$$

$$N_q = 8.31$$

$$N_\gamma = 4.39$$

$$c' = 0.03 \text{ Tn/m}^2$$

$$\gamma = 1.84 \text{ Tn/m}^3$$

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

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

$$q = 1.84 \text{ Tn/m}^2$$

$$F.S. = 3.00$$

$$q_u = c' N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (\text{cimentación continua o corrida})$$

$$q_u = 19.90 \text{ Tn/m}^2$$

$$q_{perm} = 6.63 \text{ Tn/m}^2$$

$$q_{perm} = 0.66 \text{ Kg/Cm}^2$$

CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE

4) Factores de Carga de las Formulas de Terzaghi:

Teoría de la capacidad de carga de Terzaghi

Tabla Factores de capacidad de carga de Terzaghi—ecuaciones De Kumbhojkar (1993).

ϕ'	N_c	N_q	N_γ ^a	ϕ'	N_c	N_q	N_γ ^a
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

^aDe Kumbhojkar (1993).

Cimentaciones superficiales: capacidad de carga última

Tabla Factores de capacidad de carga modificados de Terzaghi N_c' , N_q' y N_γ' .

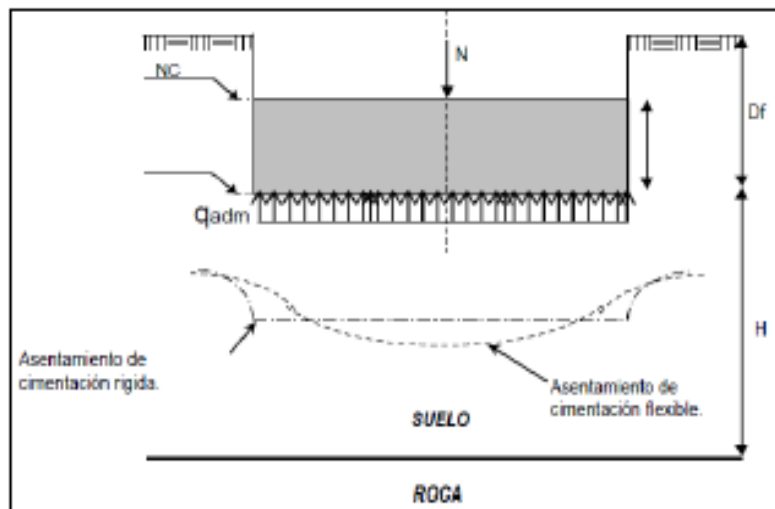
ϕ'	N_c'	N_q'	N_γ'	ϕ'	N_c'	N_q'	N_γ'
0	5.70	1.00	0.00	26	15.53	6.05	2.59
1	5.90	1.07	0.005	27	16.30	6.54	2.88
2	6.10	1.14	0.02	28	17.13	7.07	3.29
3	6.30	1.22	0.04	29	18.03	7.66	3.76
4	6.51	1.30	0.055	30	18.99	8.31	4.39
5	6.74	1.39	0.074	31	20.03	9.03	4.83
6	6.97	1.49	0.10	32	21.16	9.82	5.51
7	7.22	1.59	0.128	33	22.39	10.69	6.32
8	7.47	1.70	0.16	34	23.72	11.67	7.22
9	7.74	1.82	0.20	35	25.18	12.75	8.35
10	8.02	1.94	0.24	36	26.77	13.97	9.41
11	8.32	2.08	0.30	37	28.51	15.32	10.90
12	8.63	2.22	0.35	38	30.43	16.85	12.75
13	8.96	2.38	0.42	39	32.53	18.56	14.71
14	9.31	2.55	0.48	40	34.87	20.50	17.22
15	9.67	2.73	0.57	41	37.45	22.70	19.75
16	10.06	2.92	0.67	42	40.33	25.21	22.50
17	10.47	3.13	0.76	43	43.54	28.06	26.25
18	10.90	3.36	0.88	44	47.13	31.34	30.40
19	11.36	3.61	1.03	45	51.17	35.11	36.00
20	11.85	3.88	1.12	46	55.73	39.48	41.70
21	12.37	4.17	1.35	47	60.91	44.45	49.30
22	12.92	4.48	1.55	48	66.80	50.46	59.25
23	13.51	4.82	1.74	49	73.55	57.41	71.45
24	14.14	5.20	1.97	50	81.31	65.60	85.75
25	14.80	5.60	2.25				

CÁLCULO DE LOS ASENTAMIENTOS

SOLICITANTE : HANS NICANOR RAMOS TUPAC
PROYECTO : PROTECCIÓN DE ESTRIBOS ANTE LA SOCAVACION DEL PUENTE TALAVERA ATRANTADO EN EL DISTRITO DE SAN JUAN DE LURIGANCHO- LIMA

RESPONSABLE : ING. JHON DENNIS QUISPE ALVA
UBICACIÓN : ALTURA DE LA CUADRA 18 DE LA AVENIDA MALECÓN CHECA, LINE EL DISTRITO SAN JUAN DE LURIGANCHO CON EL AGUSTINO
FECHA : 28 DE ENERO DEL 2020

ASENTAMIENTO INICIAL O INSTANTÁNEO (MÉTODO ELÁSTICO):



$$S_i = \frac{q B (1 - \mu^2) I_r}{E_s}$$

Donde:

q (q_{adm})	= Capacidad Portante Admisible (kg/Cm ²)	= 0.66 Kg/Cm ²
μ	= Relación de Poisson	= 0.10
E_s	= Módulo de elasticidad (kg/m ²)	= 5,000 Kg/Cm ²
S_i (max)	= Asentamiento permisible (cm)	= 2.5 Cm
B	= Ancho del Cimiento (m)	= 1.00 m
I_r	= Factor de Forma (m/m)	= 254.00

S_i	= Asentamiento Inmediato (cm)	= 0.03 Cm
-------	-------------------------------	-----------

S_i	≤	S_i (max)
0.03 Cm	≤	2.5 Cm

$$S_i = 0.03 \text{ Cm}$$

CÁLCULO DE LOS ASENTAMIENTOS

TABLAS REFERENCIALES

FORMA DE LA ZAPATA	VALORES DE I_f (cm/m)			
	CIM. FLEXIBLE			RIGIDA
UBICACIÓN	CENTRO	ESQ.	MEDIO	-
RECTANGULAR: LIB=2	153	77	130	120
LIB=5	210	105	183	170
LIB=10	254	127	225	210
CUADRADA	112	56	95	82
CIRCULAR	100	84	85	88

$$I_f = \sqrt{\frac{L}{B}} \frac{B}{\beta_z}$$

TIPOS DE SUELOS		μ (-)
ARCILLA:	SATURADA	0.4 - 0.5
	NO SATURADA	0.1 - 0.3
	ARENOSA	0.2 - 0.3
LIMO		0.3 - 0.35
ARENA:	DENSA	0.2 - 0.4
	DE GRANO GRUESO	0.15
	DE GRANO FINO	0.25
ROCA		0.1 - 0.4
LOESS		0.1 - 0.3
HIELO		0.38
CONCRETO		0.15

TIPOS DE SUELOS		E_s (ton/m ²)
ARCILLA	MUY BLANDA	30-300
	BLANDA	200 - 400
	MEDIA	450 - 800
	DURA	700 - 2000
ARCILLA	ARENOSA	3000 - 4250
SUELOS	GRACIARES	1000 - 16000
LOESS		1500 - 8000
ARENA	LIMOSA	500 - 2000
ARENA:	SUELTA	1000 - 2500
	DENSA	5000 - 10000
GRAVA ARENOSA:	DENSA	8000 - 20000
	SUELTA	5000 - 14000
ARCILLA ESQUISTOSA		14000 - 140000
LIMOS		200 - 2000

ANEXO 03
PANEL FOTOGRAFICO

CALICATA C-1







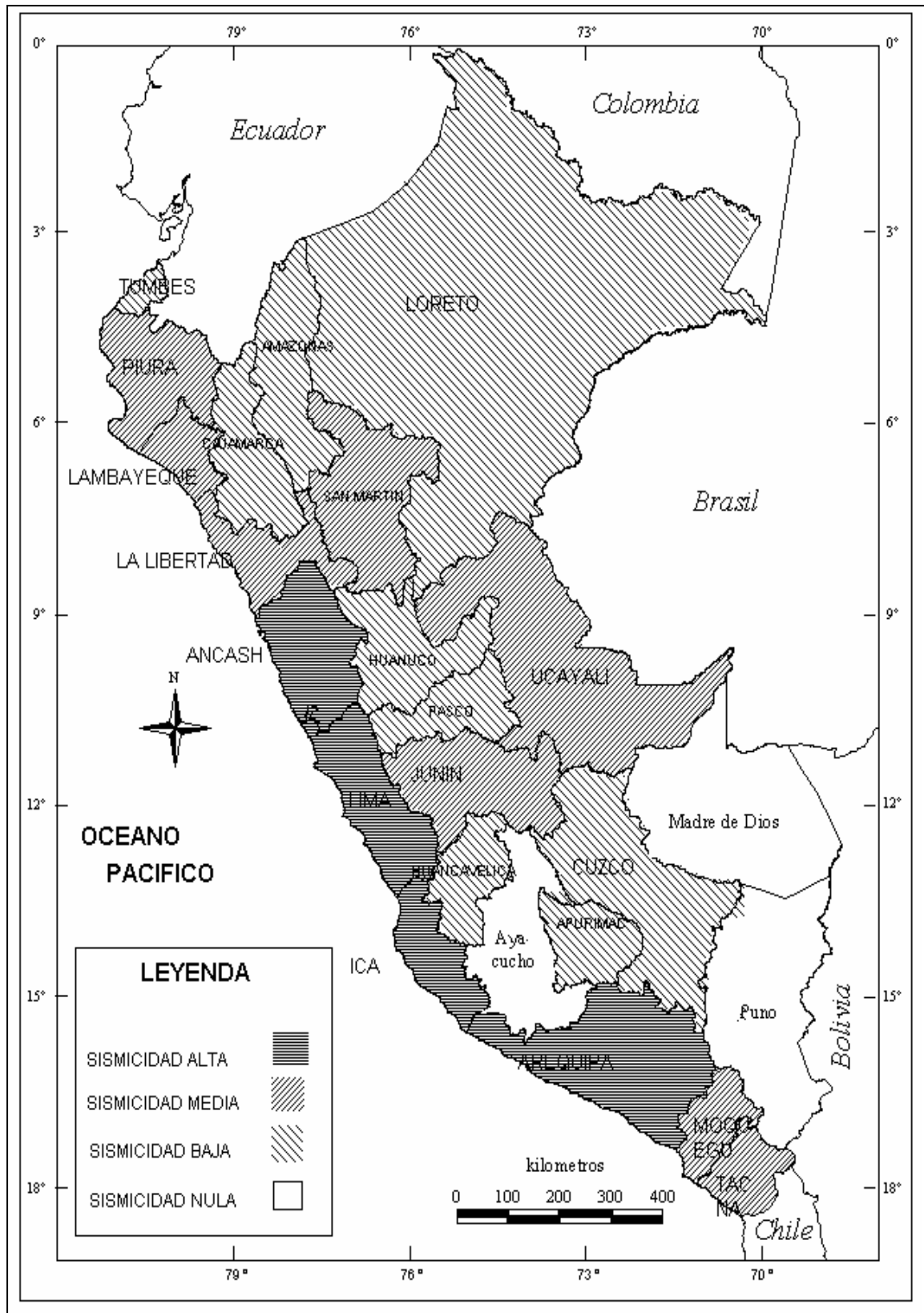
CALICATA C-2







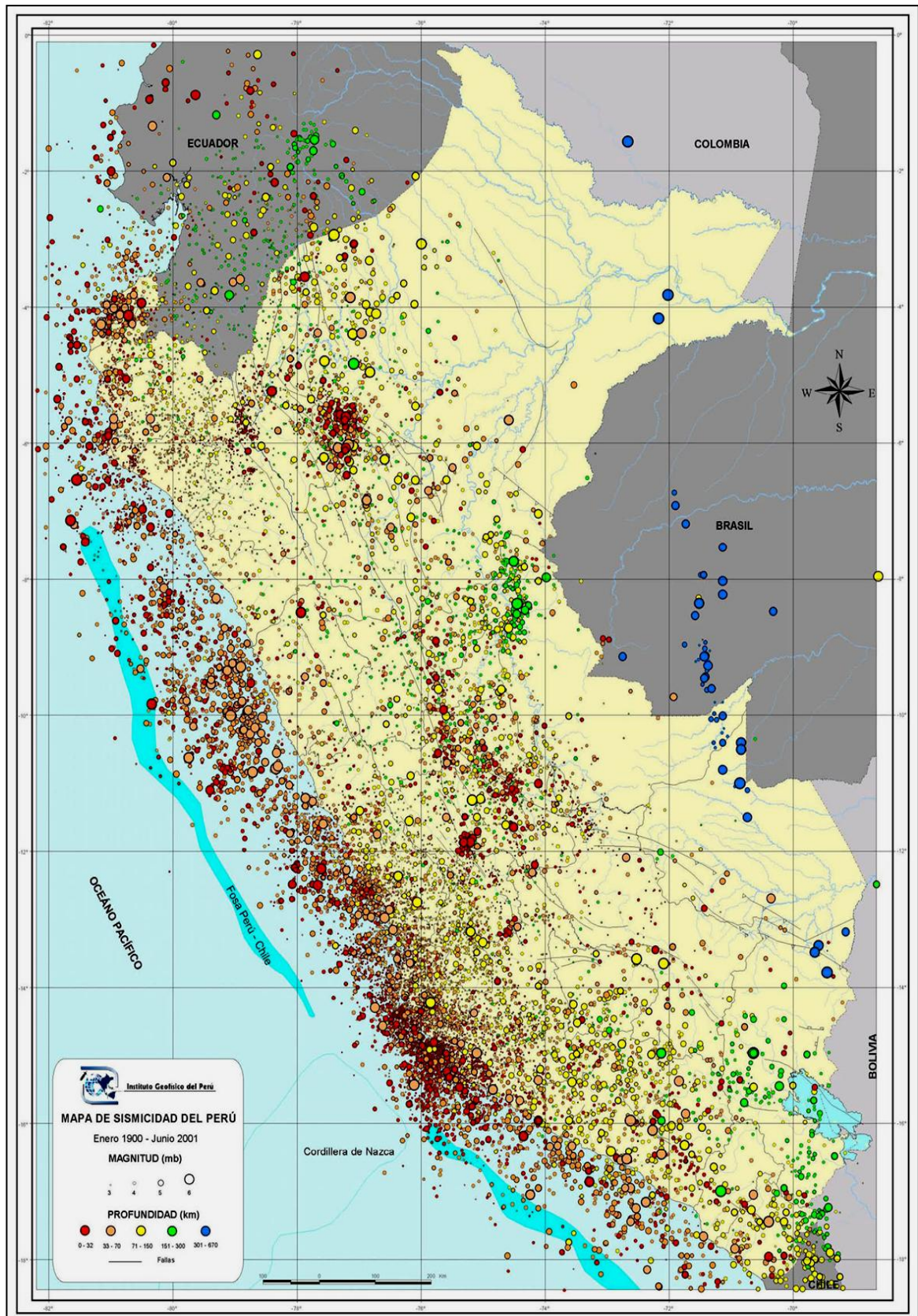
ANEXO 04
MAPA DE ZONIFICACIÓN SÍSMICA DEL PERÚ



MAPA 1 GRADOS DE SISMICIDAD



MAPA 2 ZONIFICACION SISMICA DEL PERU



MAPA 3 MAPA DE SISMICIDAD – PROFUNDIDAD DE SISMOS

ANEXO 06
UBICACIÓN DE CALICATAS

UBICACIÓN DE CALICATAS



ANEXO 1: MATRIZ DE CONSISTENCIA

PROBLEMA GENERAL	OBJETIVO GENERAL	HIPOTESIS PRINCIPAL	VARIABLES	METODOS
¿Cómo influye la protección de estribos ante la socavación del puente Talavera en el distrito de San Juan de Lurigancho? Lima. Perú. 2019?	Determinar como influye la protección de estribos ante la socavación del puente Talavera en el distrito de San Juan de Lurigancho. Lima. Perú 2019.	La protección de estribos si influye ante la socavación del puente Talavera en el distrito de San Juan de Lurigancho. Lima. Perú 2019.	<p>Variable Independiente: Protección de estribos</p> <p>Variable Dependiente: La socavación</p>	<p>METODO: Estadística descriptiva</p>
PROBLEMAS ESPECIFICOS	OBJETIVOS ESPECIFICOS	HIPOTESIS ESPECIFICOS		<p>TIPO: Aplicada Explicativo</p>
A. ¿Cómo influye la estructura de muros de retención ante la socavación del puente Talavera en San Juan de Lurigancho? Lima. Perú. 2019?	A. Determinar cómo influye la estructura de retención ante la socavación del puente Talavera en San Juan de Lurigancho. Lima. Perú 2019.	H1. La estructura de muros de retención si influye ante la socavación del puente Talavera en San Juan de Lurigancho. Lima. Perú 2019.		<p>DISEÑO: No Experimental</p>
B. ¿Cómo influye los criterios para la cimentación de puentes para resistir la socavación del puente Talavera en San Juan de Lurigancho? Lima. Perú. 2019?	B. Determinar cómo influye los criterios para la cimentación de puentes para resistir la socavación del puente Talavera en San Juan de Lurigancho. Lima. Perú 2019.	H2. Los criterios para la cimentación de puentes si influye para resistir la socavación del puente Talavera en San Juan de Lurigancho. Lima. Perú 2019.		<p>POBLACION: Replanteo de estudio técnico ante la naturaleza.</p>
C. ¿Cuál es la incidencia de los desastres naturales ante la socavación del puente Talavera en San Juan de Lurigancho. Lima. Perú. 2019?	C. Determinar cuál es la incidencia de los desastres naturales ante la socavación del puente Talavera en San Juan de Lurigancho. Lima. Perú 2019.	H3. La incidencia de los desastres naturales si influye ante la socavación del puente Talavera en San Juan de Lurigancho. Lima. Perú 2019.		

Anexo 2: Matriz de operacionalización

VARIABLES	DIMENSION	INDICADORES	INDICE
Independiente: Protección de estribos	<i>Estructuras de muros de retención</i>	<i>Muros rígidos</i> <i>Muros flexibles</i> <i>Contención de tierra reforzada</i>	<i>Unidad</i>
	<i>Criterios para la cimentación de puentes para resistir la socavación</i>	<i>Procedimiento de diseño</i> <i>Tipos de cimentación</i> <i>Recomendaciones de cimentación</i>	<i>Unidad</i>
	<i>La incidencia de los desastres naturales</i>	<i>Fenómenos naturales</i> <i>Desastres</i> <i>Consecuencias</i>	<i>Unidad</i>
Dependiente: La socavación	<i>Estudio de Suelos</i>	<i>Perfil estratigráfico</i> <i>Análisis granulométrico</i> <i>Corte directo</i> <i>Contenido de sales solubles</i> <i>Contenido de humedad</i> <i>Limite liquido</i> <i>Limite plástico</i> <i>Peso específico</i>	<i>Porcentaje(%)</i>
			<i>Conteo</i>

Fuente: Elaboración propia del autor

Anexo 3: Matriz de instrumentos

MATRIZ DE VALIDACION DEL INSTRUMENTO DE OBTENCION DE DATOS							
Titulo de la Investigacion: PROTECCIÓN DE ESTRIBOS ANTE LA SOCAVACION DEL PUENTE TALAVERA ATIRANTADO EN EL DISTRITO DE SAN JUAN DE LURIGANCHO - LIMA, PERÚ 2019.							
Apellidos y Nombres del Investigador: RAMOS TUPAC HANS NICANOR							
Apellidos y Nombres del experto:							
ASPECTO POR EVALUAR					OPINION DEL EXPERTO		
VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES	ITEM	ESCALA	SI CUMPLE	NO CUMPLE	OBSERVACIONES/SUGERENCIAS
PROTECCION DE ESTRIBOS	Estructuras de muros de retención	Muros rigidos	Observación y análisis de documentos	ORDINAL			
		Muros flexibles	Observación y análisis de documentos	ORDINAL			
		Contencion de tierra reforzada	Observación y análisis de documentos	ORDINAL			
	Criterios para la cimentación de puentes	procedimientos de diseño	Observación y análisis de documentos	ORDINAL			
		Tipos de cimentacion	Observación y análisis de documentos	ORDINAL			

	para resistir la socavación	Recomendaciones de cimentación	Observación y análisis de documentos	ORDINAL			
	Incidencia de los desastres naturales	Fenómenos naturales	Observación y análisis de documentos	ORDINAL			
		Desastres	Observación y análisis de documentos	ORDINAL			
		Consecuencias	Observación y análisis de documentos	ORDINAL			
LA SOCAVACION	Estudio de suelos	Perfil estratigráfico	Observación y análisis de documentos	ORDINAL			
		Análisis granulométrico por tamizado	$\% \text{Pasa } 0.074 = \frac{\text{Peso Total} - \text{Peso Retenido en la tamiz de } 0.074, \text{ mm}}{\text{Peso Total}} \times 100$ $\% \text{Retenido} = \frac{\text{Peso retenido en la tamiz}}{\text{Peso Total}} \times 100$ $\% \text{Pasa} = 100 - \% \text{Retenido acumulado}$	ORDINAL			
		Corte directo	Observación y análisis de documentos	ORDINAL			
		Contenido de sales solubles	$S_s = \frac{V \cdot r}{V_c \cdot P} \times 100$	ORDINAL			
		Contenido de humedad	$W = \frac{W_1 - W_2}{W_2 - W_t} \times 100 = \frac{W_w}{W_s} \times 100$	ORDINAL			
		Límite líquido	$L.L. = w_{20} \cdot \left(\frac{N}{25} \right)^{1.425}$	ORDINAL			
		Límite plástico	$\text{Límite Plástico} = \frac{\text{Peso de agua}}{\text{Peso de suelo secado al horno}} \times 100$	ORDINAL			

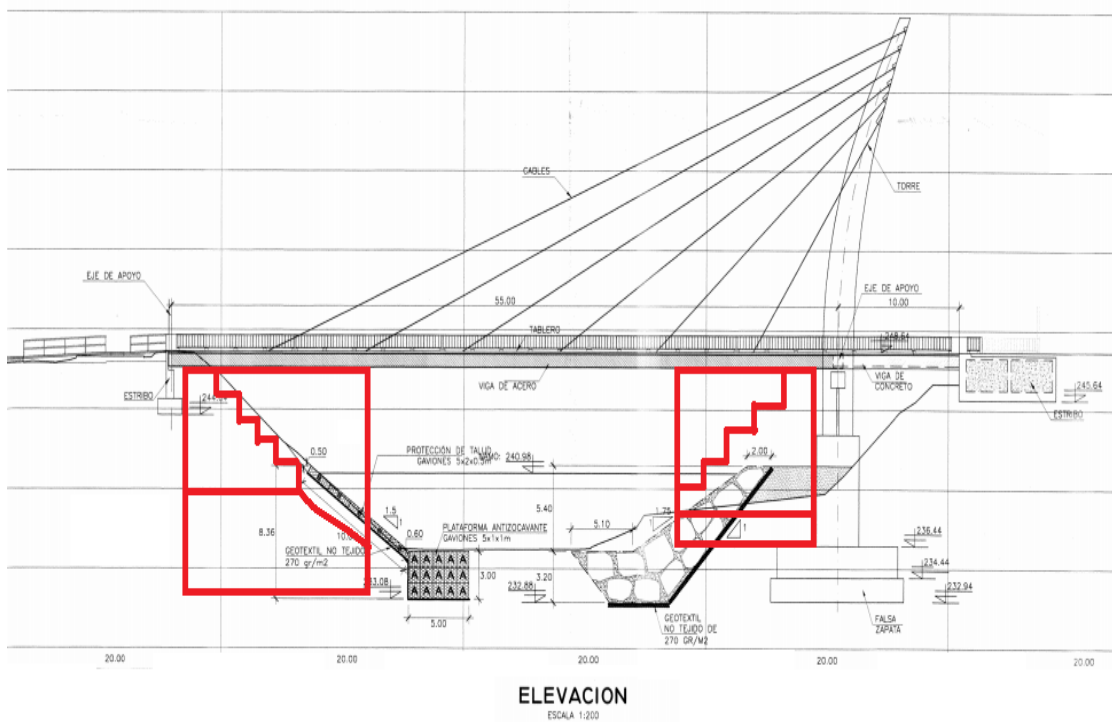
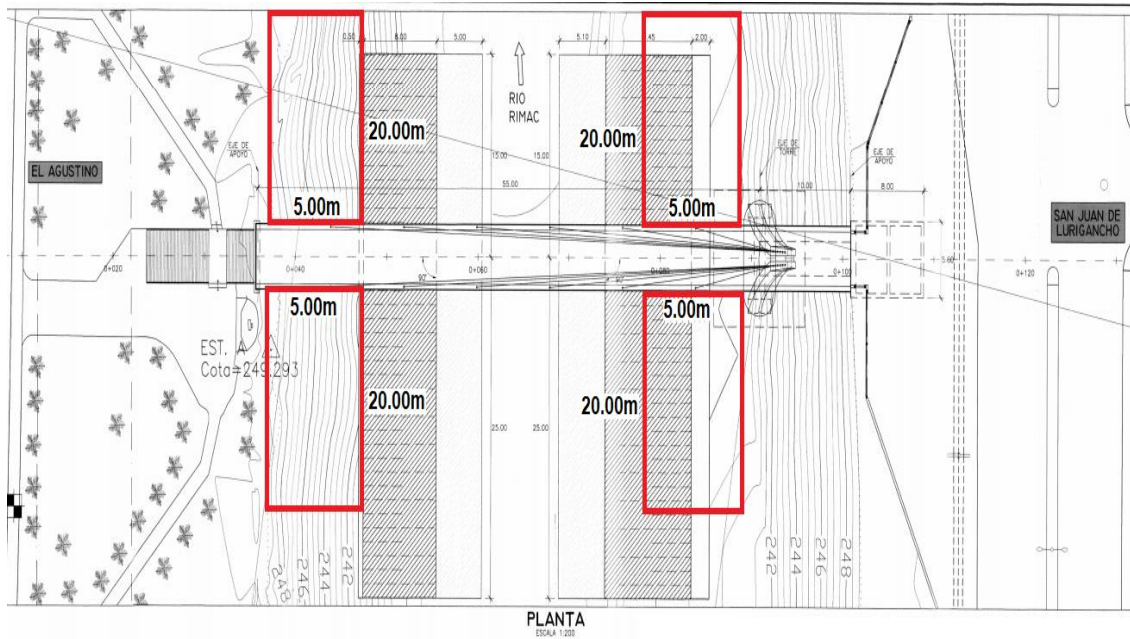
		Peso específico	$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m}$	ORDINAL			
	Estudios topográficos	Curvas de nivel	Observación, análisis de documentos y recolección de datos	ORDINAL			
		Niveles	Observación, análisis de documentos y recolección de datos	ORDINAL			
	Estudio de transitabilidad	Conteo	Observación, análisis de documentos y recolección de datos	ORDINAL			
Firma del experto:			Fecha: / /				

Anexo 4: Propuesta de valor

Proyecto para la protección de sus estribos del puente peatonal atirantado (muro de mampostería con gaviones)

PLANO DEL PROYECTO

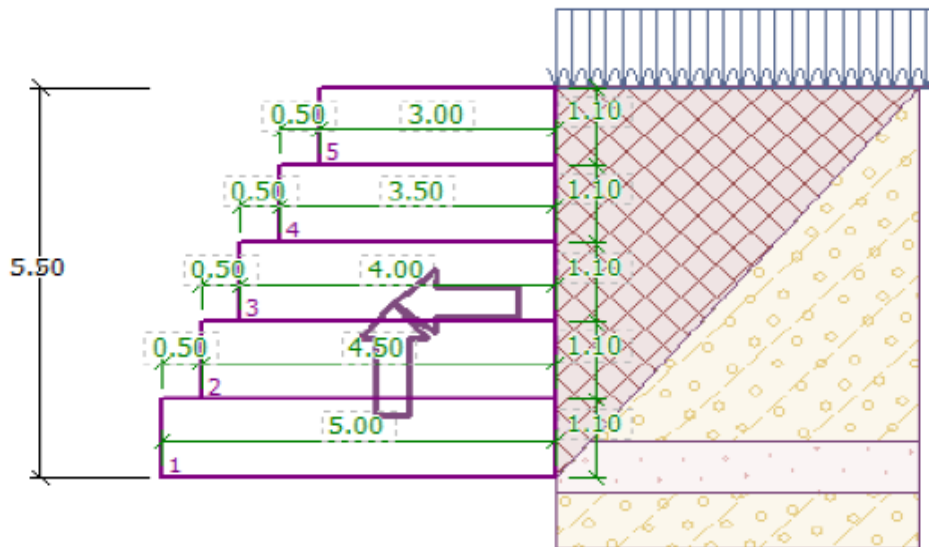
(PROPUESTA PARA LA PROTECCION DE ESTRIBOS)



Diseño de muro de mampostería con gaviones

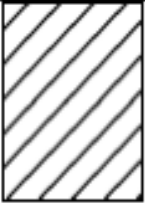

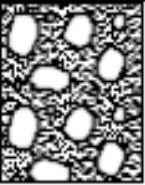

De igual manera para este diseño de muro de mampostería con gaviones se harán dos análisis de estabilidad del muro. Se comenzará a diseñar el muro de gavión que se colocará en la parte superior del muro de mampostería y finalmente el diseño general de muro.

Geometría del sistema


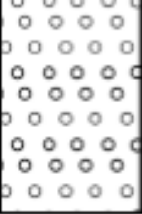
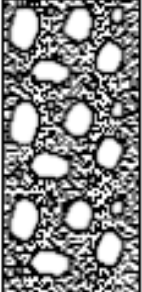



Valores de geometría

Número	Ancho b [m]	Altura h [m]	Corrimiento a [m]
➤ 5	3.00	1.10	0.50
4	3.50	1.10	0.50
3	4.00	1.10	0.50
2	4.50	1.10	0.50
1	5.00	1.10	

PERFIL ESTRATIGRÁFICO					
SOLICITANTE : HANS NICANOR RAMOS TUPAC PROYECTO : PROTECCIÓN DE ESTRIBOS ANTE LA SOCAVACION DEL PUENTE TALAVERA ATIRANTADO EN EL DISTRITO DE SAN JUAN DE LURIGANCHO- LIMA RESPONSABLE : ING. JHON DENNIS QUISPE ALVA UBICACIÓN : ALTURA DE LA CUADRA 18 DE LA AVENIDA MALECÓN CHECA, UNE EL DISTRITO SAN JUAN DE LURIGANCHO CON EL AGUSTINO		CALICATA : C-1 PROFUNDIDAD : 3.00 m NIVEL FREÁTICO : N.P. FECHA : 23 DE ENERO DEL 2020			
PROFUNDIDAD (m)	TIPO DE EXCAVACIÓN	MUESTRA	DESCRIPCION DEL MATERIAL	CLASIFICACIÓN	SIMBOLO
0.00	A Cielo Abierto	S/M	Material de Relleno con presencia de desechos inorgánicos como ladrillos, mayolicas, etc	S/C	
0.50		S/M	Material limoso, color marron, con cantos rodados de Ø > 1"	S/C	
1.00		S/M	Material Gravoso, color gris, semi compactado, Humedad media, con presencia de cantos rodados de Ø > 2"	S/C	
1.50		M-1	Material Gravoso de origen fluvial, color gris, semicompactado, Humedad alta, de baja plasticidad, Con presencia de arenas y cantos rodados de Ø > 2"	GP: Grava Pobremente Gradada	
2.00					
2.50					
3.00					

Fuente: Elaboración propia

PERFIL ESTRATIGRÁFICO					
SOLICITANTE : HANS NICANOR RAMOS TUPAC PROYECTO : PROTECCIÓN DE ESTRIBOS ANTE LA SOCAVACION DEL PUENTE TALAVERA ATIRANTADO EN EL DISTRITO DE SAN JUAN DE LURIGANCHO- LIMA RESPONSABLE : ING. JHON DENNIS QUISPE ALVA UBICACIÓN : ALTURA DE LA CUADRA 18 DE LA AVENIDA MALECÓN CHECA, UNE EL DISTRITO SAN JUAN DE LURIGANCHO CON EL AGUSTINO			CALICATA : C-2 PROFUNDIDAD : 3.00 m NIVEL FREÁTICO : N.P. FECHA : 23 DE ENERO DEL 2020		
PROFUNDIDAD (m)	TIPO DE EXCAVACIÓN	MUESTRA	DESCRIPCION DEL MATERIAL	CLASIFICACIÓN	SIMBOLO
0.00	A Cielo Abierto	S/M	Material de Relleno	S/C	
0.50		S/M	Material limoso, color marron, con cantos rodados de Ø > 2"	S/C	
1.00		S/M	Material Gravoso, color gris, semi compactado, Humedad media, con presencia de cantos rodados de Ø > 2"	S/C	
2.00		M-2	Material Gravoso de origen fluvial, color gris, semicompactado, Humedad alta, de baja plasticidad, Con presencia de arenas y cantos rodados de Ø > 2"	GP: Grava Pobremente Gradada	
1.50					
2.50					
3.00					

Fuente: Elaboración propia

Se considerará un perfil de suelo de relleno en el corte de suelo que se hará para la construcción y los demás estratos del suelo natural se mantendrán.

Se analizan las fuerzas que actúan en el muro como se muestran en las Figura N°1.

A partir de ello se calculan los factores de seguridad tanto para la verificación de estabilidad por vuelco y para la verificación por deslizamiento como se muestra en la Tabla 1.

Figura N° 1. Fuerzas aplicadas en el muro

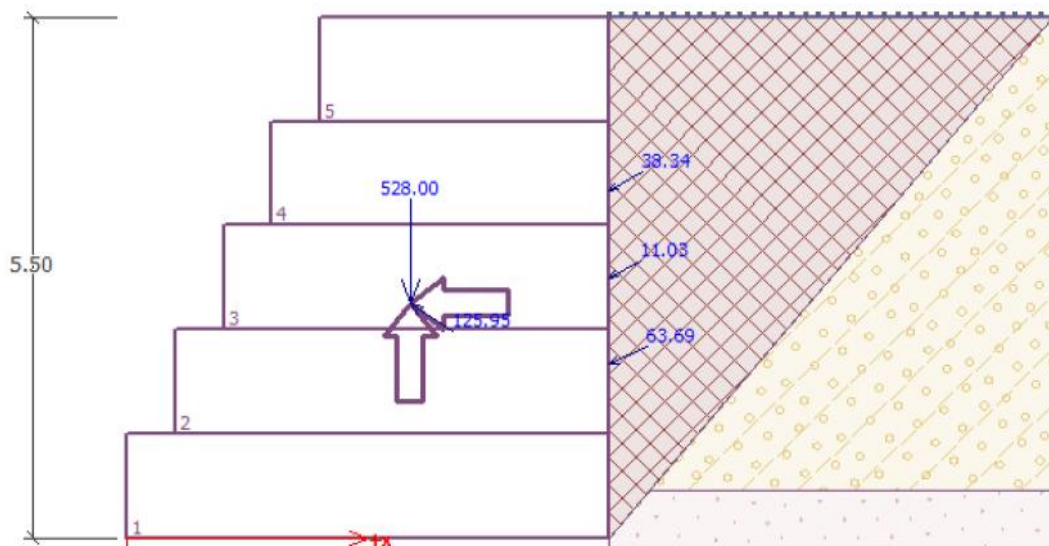


Tabla 1. Fuerzas descompuestas y Valores de F.S

Nro.	Fuerza	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	Pto. aplicación		Verificación del muro completo
				x [m]	z [m]	
1	Peso - Muro	0.00	528.00	2.94	-2.48	Verificación de la estabilidad de vuelco Momento estabilizador $M_{est} = 1604.11$ kNm/m Momento de vuelco $M_{ov} = 517.02$ kNm/m Factor de seguridad = 3.10 > 1.50 Muro para vuelco ES SATISFACTORIA
2	Sismo - construcción	-105.60	-68.64	2.94	-2.48	Verificación del deslizamiento Fuerza horizontal resistente $H_{res} = 320.63$ kNm/m Fuerza horizontal activa $H_{act} = 206.49$ kNm/m Factor de seguridad = 1.55 > 1.125 Muro para deslizamiento ES SATISFACTORIA
3	Presión activa	-57.47	27.44	5.00	-1.83	
4	Sismo - presión activa	-33.72	18.26	5.00	-3.67	Verificación completa - MURO ES SATISFACTORIA
5	Estructura	-9.70	5.25	5.00	-2.75	

Se verifica el factor de seguridad por capacidad portante, se coloca la capacidad portante del terreno de cimentación que fue de 979.05 KPa como se muestra en la Tabla N° 2.

Tabla N° 2. Verificación de capacidad portante

Verificación de la capacidad portante del fondo de zapata		
Capacidad de carga ultima (Vesic)	979.048953	KN/m ²
F.S	2.5	
Capacidad de carga admisible (Qadm)	326.349651	KN/m ²
Fuerzas verticales en el muro (P)	499.64	KN
Base (B)	3	m
Excentricidad (e)	0.12038668	m
Excentricidad máx (emax)	0.5	m
qtrans	206.646667	KN/m ²
Qadm	>	qtrans
326.349651	>	206.646667
CUMPLE		

Se verificará solo la estabilidad del muro de gavión, se analizan las fuerzas que actúan en el muro como se muestran en la Figura N° 3. A partir de ello se calculan los factores de seguridad tanto para la verificación de estabilidad por vuelco, para la verificación por deslizamiento, capacidad portante contra presión transversal y la comprobación de la diaclasa entre bloques, como se muestra en la Figura N° 3.

Figura N° 3 Fuerzas aplicadas en el muro

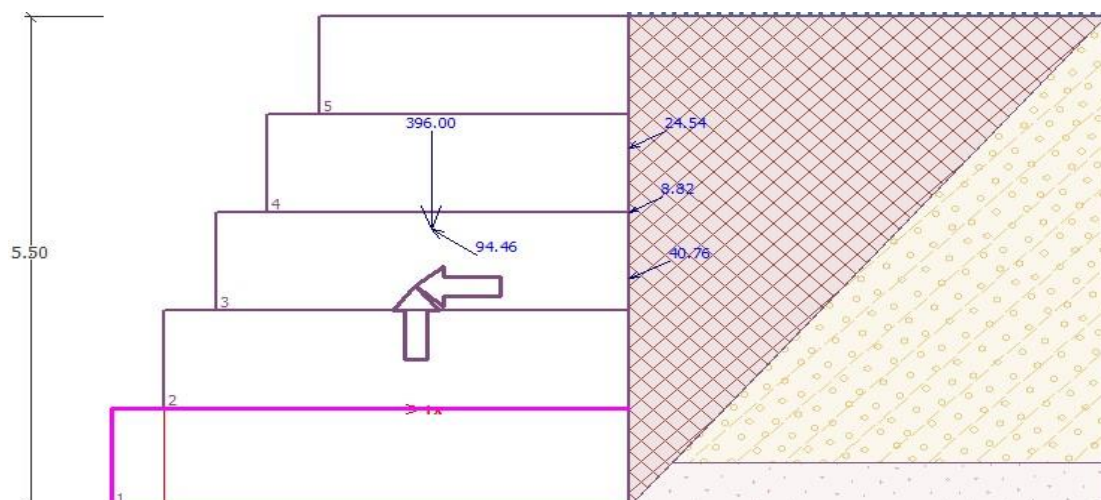


Tabla N° 3 Fuerzas descompuestas y su punto de aplicación

Nro.	Fuerza	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	Pto. aplicación	
				x [m]	z [m]
1	Peso - Muro	0.00	396.00	2.58	-2.02
2	Sismo - construcción	-79.20	-51.48	2.58	-2.02
3	Presión activa	-36.78	17.56	4.50	-1.47
4	Sismo - presión activa	-21.58	11.69	4.50	-2.93
5	Estructura	-7.76	4.20	4.50	-2.20

Figura N° 4 Valores de F.S por vuelco y deslizamiento, capacidad portante contra presión transversal y comprobación de diaclasa entre bloques

Verificación de la junta constructiva sobre el bloque N° : 1

Verificación de la estabilidad de vuelco

Momento estabilizador $M_{res} = 1040.52$ kNm/m
 Momento de vuelco $M_{ovr} = 294.03$ kNm/m

Factor de seguridad = $3.54 > 1.50$

Conjunto para estabilidad de vuelco **ES SATISFACTORIA**

Verificación del deslizamiento

Fuerza horizontal resistente $H_{res} = 295.30$ kN/m
 Fuerza horizontal activa $H_{act} = 145.32$ kN/m

Factor de seguridad = $2.03 > 1.125$

Junta para deslizamiento **ES SATISFACTORIA**

Capacidad portante contra presión transversal:

Capacidad portante de la junta = 45.00 kNm/m
 Cálculo de estado de tensión = 8.67 kNm/m

Factor de seguridad = $5.19 > 1.50$

Comprobar la presión transversal **ES SATISFACTORIA**

Comprobar la diaclasa entre bloques:

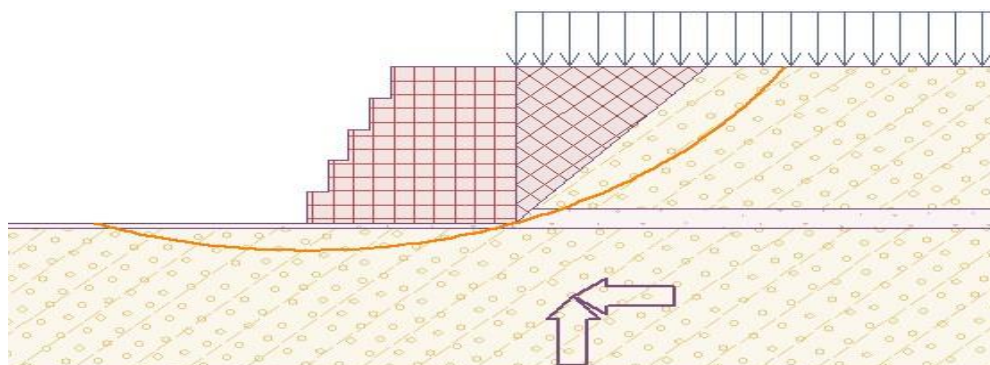
Malla de la capacidad port. del material = 45.00 kN/m
 Cálculo de estado de tensión = 8.67 kN/m

Factor de seguridad = $5.19 > 1.50$

Junta entre bloques **ES SATISFACTORIA**

Por último, se procede a analizar la estabilidad del talud.

Figura N° 5 Geometría de corte de falla del talud y verificación de estabilidad global



Verificación de estabilidad de taludes (Morgenstern-Price)
 Factor de seguridad = $1.67 > 1.10$
 Estabilidad del talud **ACEPTABLE**

Una vez diseñado se procederá a diseñar la mampostería con el gavión en conjunto teniendo en cuenta los parámetros de resistencia y coeficientes sísmicos.

Para el diseño del muro en conjunto, en primer lugar, se define la geometría del muro, insertando las coordenadas respectivas de acuerdo con el pre dimensionamiento previo.

Figura N° 6 Geometría del muro de mampostería con gaviones

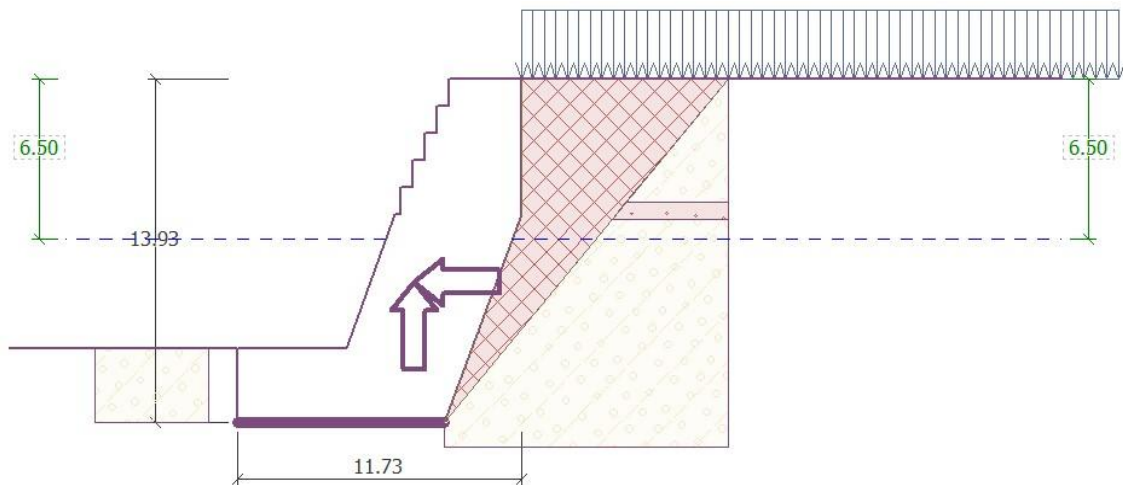


Tabla N° 4 Coordenadas del muro predimensionado

	X [m]	Z [m]			
➤ 1	0.00	0.00			
2	0.00	5.50			
3	-3.17	13.93			
4	-11.73	13.93			
5	-11.73	10.93	11	-4.50	3.30
6	-7.21	10.93	12	-4.00	3.30
7	-5.23	5.50	13	-4.00	2.20
8	-5.00	5.50	14	-3.50	2.20
9	-5.00	4.40	15	-3.50	1.10
10	-4.50	4.40	16	-3.00	1.10
			17	-3.00	0.00

Seguidamente se visualiza el diagrama de cuerpo libre del muro con sus respectivos empujes activos, pasivos y peso del muro, y el cuadro de fuerzas en el eje horizontal y vertical con sus respectivos puntos de aplicación.

Figura N° 7 Diagrama de fuerzas

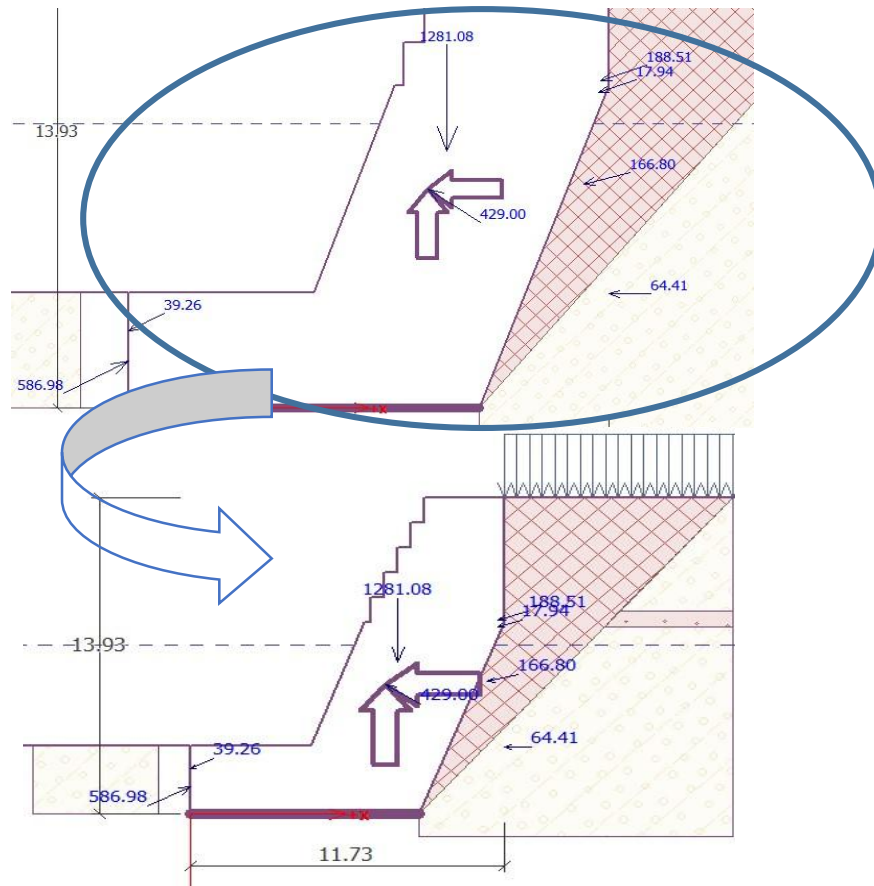
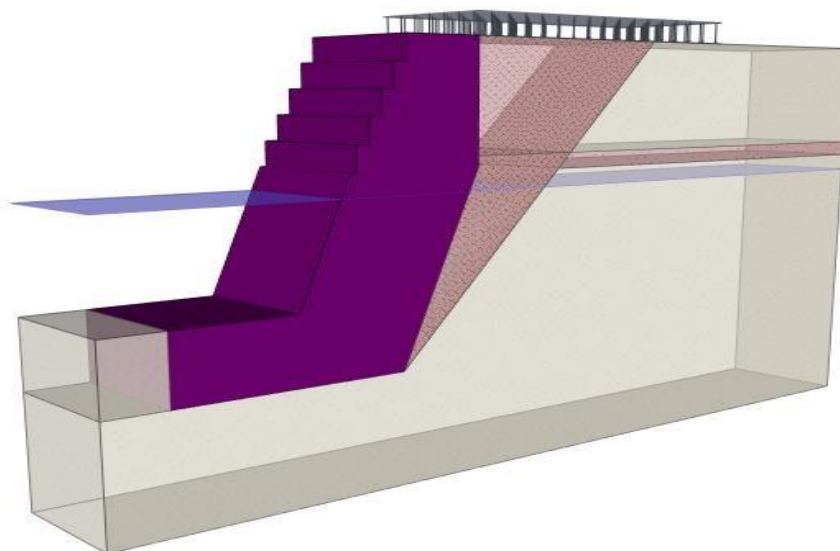


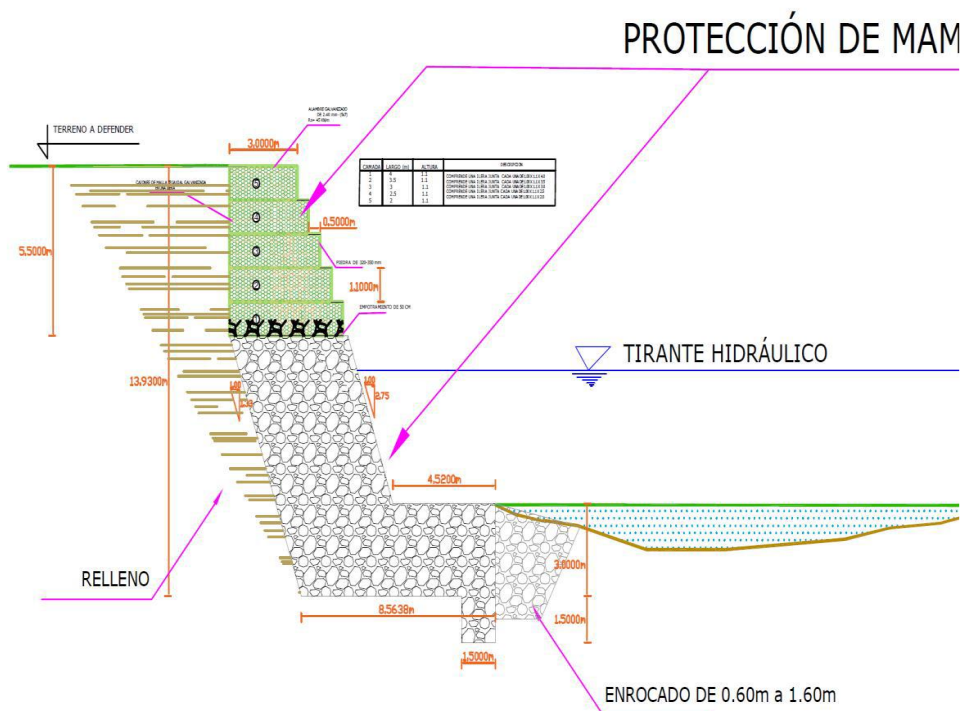
Tabla N° 5 Fuerzas con sus respectivos puntos de aplicación

Nro.	Fuerza	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	Pto. aplicación	
				x [m]	z [m]
1	Peso - Muro	0.00	1281.08	7.78	-6.69
2	Sismo - construcción	-356.97	-237.92	7.30	-5.71
3	Resistencia del frente	516.15	-279.54	0.00	-1.22
4	Sismo - frente	-34.52	18.69	0.00	-2.00
5	Presión activa	-161.25	42.65	11.11	-5.84
6	Presión de agua	0.00	0.00	11.73	-13.93
7	Sismo - presión activa	-177.87	62.46	11.51	-8.56
8	Presión de agua din. al frente	-64.41	0.00	11.73	-2.97
9	Sobrecarga Infraestructura	-16.83	6.23	11.48	-8.23

Figura N° 8 Vista en 3D del muro de mampostería con gaviones



MURO DE MAMPOSTERÍA CON GAVIONES (trabajo propuesto para la protección de los estribos)



Los beneficios al construir los muros de mampostería con gaviones para la protección de estribos y estabilización de talud, son satisfactorios de modo que la investigación ínsita a que se construya más muros y así proteger de los impactos de socavación que puedan ocurrir a largo plazo.

Por lo que se lograra hacer un buen diseño estructural y sísmico del muro de gavión para las posteriores construcciones en el lugar indicado, ya tengan en conocimientos los procedimientos constructivos para así lograr un buen objetivo que es estabilizar las bases de estribos con ayuda de los gaviones.

Donde se verifico en qué las medidas de los terrenos de la zona del rio Rímac aumentan o disminuyen su estabilidad frente a posibles eventos de socavación y sismos, o tiempos de lluvia.

El estudio de impacto de la socavación, que hoy en día es necesario y fundamental para subsistir; debemos de prevenir y cuidar nuestras obras de infraestructuras peatonales y viales en solicitar al gobierno que brinde mayor reforzamiento a las obras y así mantener la seguridad de la población, para ello se ha identificado los efectos positivos de las ventajas y desventajas que nos brinda al construir muro de gaviones.

1. Estudios topográficos

Guevara Alvarez, Maria Elvira (2016). El estudio topográfico se podría definir como un conjunto de acciones realizadas sobre un terreno con herramientas adecuadas para obtener una representación gráfica o plano. Una vez obtenido el plano, este resulta muy útil para cualquier obra que se vaya a realizar sobre el terreno. Por lo tanto, de esta forma podemos conocer la posición de los puntos de interés y su posición exacta mediante la latitud, longitud y elevación o cota.

Para realizar un estudio topográfico es necesario disponer de varios instrumentos de equipo como el nivel automático y la estación total. Y para dar inicio el punto de partida de una edificación se empieza con un levantamiento topográfico. Donde indica que es el principio de una serie de etapas básicas que van desde la identificación y señalamiento del terreno hasta deslindes y amojonamientos.

2. Estudios de transitabilidad

Monografias.com (2019). El estudio de transitabilidad de peatones se realizó como referencia en el punto donde está ubicado el puente de los Libertadores que une los distritos del Agustino y San Juan de Lurigancho, porque actualmente el puente peatonal fue remplazado por un proyecto nuevo que en lo cual se pudo optar esta decisión.

Este estudio consistió en colocar personal clasificado, provistos de formatos de campo donde anotaron la información acumulada por cada rango horario luego se procedió a hacer la tabulación y clasificación de información se adjuntó cuadros donde indique cuantos peatones pasan separando por rango de edades. Posteriormente se analizó la información de transitabilidad y como resultado se obtuvo un promedio semanal de 1'360 peatones.

**CERTIFICADO DE VALIDEZ DE CONTENIDO DE LOS INSTRUMENTOS
VARIABLE INDEPENDIENTE: PROTECCION DE ESTRIBOS**

		ASPECTO POR EVALUAR			OPINION DEL EXPERTO		
VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES	ITEM	ESCALA	SI CUMPLE	NO CUMPLE	OBSERVACIONES/SUGERENCIAS
PROTECCION DE ESTRIBOS	Estructuras de muros de retención	Muros rigidos	Observación y análisis de documentos	ORDINAL	✓		
		Muros flexibles	Observación y análisis de documentos	ORDINAL	✓		
		Contención de tierra reforzada	Observación y análisis de documentos	ORDINAL	✓		
	Criterios para la cimentación de puentes para resistir socavación	Procedimientos de diseño	Observación y análisis de documentos	ORDINAL	✓		
		Tipos de cimentacion	Observación y análisis de documentos	ORDINAL	✓		
		Recomendaciones de cimentacion	Observación y análisis de documentos	ORDINAL	✓		
	Incidencia de los desastres naturales	Fenomenos naturales	Observación y análisis de documentos	ORDINAL	✓		
		Desastres	Observación y análisis de documentos	ORDINAL	✓		
		Consecuencias	Observación y análisis de documentos	ORDINAL	✓		

CERTIFICADO DE VALIDEZ DE CONTENIDO DE LOS INSTRUMENTOS VARIABLE DEPENDIENTE: LA SOCAVACION

LA SOCAVACION	Estudio de suelos	Perfil estratigrafico	Observación y análisis de documentos	ORDINAL	✓		
		Analisis granulometrico por tamizado	$\% \text{Pasa } 0.075 = \frac{\text{Peso Total} - \text{Peso Retenido en la tamiz de } 0.075 \text{ mm}}{\text{Peso Total}} \times 100$ $\% \text{Re tenido} = \frac{\text{Peso retenido en la tamiz}}{\text{Peso Total}} \times 100$ $\% \text{Pasa} = 100 - \% \text{ Retenido acumulado}$	ORDINAL	✓		
		Corte directo	Observación y análisis de documentos	ORDINAL	✓		
		Contenido de sales solubles	$S_s = \frac{V \cdot r}{V_C \cdot P} \times 100$	ORDINAL	✓		
		Contenido de humedad	$W = \frac{W_s - W_2}{W_2 - W_t} \times 100 = \frac{W_w}{W_s} \times 100$	ORDINAL	✓		
		Limite liquido	$LL = w_w \left(\frac{N}{25} \right)^{0.75}$	ORDINAL	✓		
		Limite plastico	$\text{Limite Plastico} = \frac{\text{Peso de agua}}{\text{Peso de suelo secado al horno}} \times 100$	ORDINAL	✓		
		Peso especifico	$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m}$	ORDINAL	✓		
	Estudios topograficos	Curvas de nivel	Observación, análisis de documentos y recolección de datos	ORDINAL	✓		
		Niveles	Observación, análisis de documentos y recolección de datos	ORDINAL	✓		
	Estudio de transitabilidad	Conteo	Observación, análisis de documentos y recolección de datos	ORDINAL	✓		
Firma del experto:			Fecha: / /				

Observaciones (precisar si hay suficiencia):

Opinión de aplicabilidad: Aplicable [] Aplicable después de corregir [] No aplicable []

Apellidos y nombres del juez validador Dr/Mg:

Pareda Gorillocta, Juan A.

DIN: *41568334*

Especialidad del validador: *Seguridad y Medio Ambiente*

Lima, *05* de *Junio* de 20 *20*

¹ **Pertinencia:** El ítem corresponde al concepto teórico formulado.

² **Relevancia:** El ítem es apropiado para representar al componente o Dimensión específica del constructo.

³ **Claridad:** Se extiende sin dificultad alguna el anunciado del ítem, es conciso, exacto y directo.

Nota: Suficiencia, se dice suficiencia cuando los ítems planteados son Suficientes para medir la dimensión.



Firma del Validador

FICHAS DE VALIDACIÓN DEL INFORME DE OPINIÓN POR JUICIO DE EXPERTO

I. DATOS GENERALES

1.1. Título de la Investigación:

PROTECCIÓN DE ESTRIBOS ANTE LA SOCAVACION DEL PUENTE TALAVERA ATIRANTADO EN EL DISTRITO DE SAN JUAN DE LURIGANCHO - LIMA, PERÚ 2019.

1.2. Nombre del instrumento: Cuestionario sobre Encuesta

II. ASPECTOS DE VALIDACIÓN

Indicadores	Criterios	0	1	1	2	2	3	3	4	4	5	5	6	6	7	7	8	8	9	9	100
		5	0	5	0	5	0	5	0	5	0	5	0	5	0	5	0	5	0	5	0
1. Claridad	Está formulado con lenguaje apropiado																				X
2. Objetividad	Está expresado en conductas observables																				X
3. Actualidad	Adecuado al avance de la ciencia pedagógica																				X
4. Organización	Existe una organización lógica																				X
5. Suficiencia	Comprende los aspectos en cantidad y calidad																				X
6. Intencionalidad	Adecuado para valorar los instrumentos de investigación																				X
7. Consistencia	Basado en aspectos teóricos científicos																				X
8. Coherencia	Entre los índices e indicadores																				X
9. Metodología	La estrategia responde al propósito del diagnóstico																				X
10. Pertinencia	Es útil y adecuado para la investigación																				X

	Baja
	Regular
	Buena
	Muy buena

**PROMEDIO DE VALORACIÓN
OPINIÓN DE APLICABILIDAD**

98%

OPINIÓN DE APLICABILIDAD

a) Deficiente b) Baja c) Regular d) Buena e) Muy buena

Nombres: y Apellidos: Juan Antenor Caceda Corillo

DNI N°: 41568334 Teléfono/Celular: 950950 105

Dirección domiciliaria: Av. Bronsino - San Borja

Título Profesional: Ing. civil - rinas.

Grado Académico: magister

Mención: Seguridad y Medio Ambiente


Firma: Juan A. Caceda Corillo
JUAN A. CACEDA CORILLO
INGENIERO CIVIL
CIP. N° 134876

2. Estudios de transitabilidad

Monografias.com (2019). El estudio de transitabilidad de peatones se realizó como referencia en el punto donde está ubicado el puente de los Libertadores que une los distritos del Agustino y San Juan de Lurigancho, porque actualmente el puente peatonal fue remplazado por un proyecto nuevo que en lo cual se pudo optar esta decisión.

Este estudio consistió en colocar personal clasificado, provistos de formatos de campo donde anotaron la información acumulada por cada rango horario luego se procedió a hacer la tabulación y clasificación de información se adjuntó cuadros donde indique cuantos peatones pasan separando por rango de edades. Posteriormente se analizó la información de transitabilidad y como resultado se obtuvo un promedio semanal de 1'360 peatones.

**CERTIFICADO DE VALIDEZ DE CONTENIDO DE LOS INSTRUMENTOS
VARIABLE INDEPENDIENTE: PROTECCION DE ESTRIBOS**

ASPECTO POR EVALUAR					OPINION DEL EXPERTO		
VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES	ITEM	ESCALA	SI CUMPLE	NO CUMPLE	OBSERVACIONES/SUGERENCIAS
PROTECCION DE ESTRIBOS	Estructuras de muros de retención	Muros rígidos	Observación y análisis de documentos	ORDINAL	✓		
		Muros flexibles	Observación y análisis de documentos	ORDINAL	✓		
		Contención de tierra reforzada	Observación y análisis de documentos	ORDINAL	✓		
	Criterios para la cimentación de puentes para resistir socavación	Procedimientos de diseño	Observación y análisis de documentos	ORDINAL	✓		
		Tipos de cimentación	Observación y análisis de documentos	ORDINAL	✓		
		Recomendaciones de cimentación	Observación y análisis de documentos	ORDINAL	✓		
	Incidencia de los desastres naturales	Fenómenos naturales	Observación y análisis de documentos	ORDINAL	✓		
		Desastres	Observación y análisis de documentos	ORDINAL	✓		
		Consecuencias	Observación y análisis de documentos	ORDINAL	✓		

CERTIFICADO DE VALIDEZ DE CONTENIDO DE LOS INSTRUMENTOS VARIABLE DEPENDIENTE: LA SOCAVACION

LA SOCAVACION	Estudio de suelos	Perfil estratigrafico	Observación y análisis de documentos	ORDINAL	✓		
		Analisis granulometrico por tamizado	$\% \text{Pasa } 0.075 = \frac{\text{Peso Total} - \text{Peso Retenido en la tamiz de } 0.075 \text{ mm}}{\text{Peso Total}} \times 100$ $\% \text{Re tenido} = \frac{\text{Peso retenido en la tamiz}}{\text{Peso Total}} \times 100$ $\% \text{Pasa} = 100 - \% \text{ Retenido acumulado}$	ORDINAL	✓		
		Corte directo	Observación y análisis de documentos	ORDINAL	✓		
		Contenido de sales solubles	$S_s = \frac{V + r}{V_C + P} \times 100$	ORDINAL	✓		
		Contenido de humedad	$W = \frac{W_1 - W_2}{W_2 - W_t} \times 100 = \frac{W_w}{W_s} \times 100$	ORDINAL	✓		
		Limite liquido	$LL = w_w \left(\frac{N}{25} \right)^{0.75}$	ORDINAL	✓		
		Limite plastico	$\text{Limite Plástico} = \frac{\text{Peso de agua}}{\text{Peso de suelo secado al horno}} \times 100$	ORDINAL	✓		
		Peso especifico	$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m}$	ORDINAL	✓		
	Estudios topograficos	Curvas de nivel	Observación, análisis de documentos y recolección de datos	ORDINAL	✓		
		Niveles	Observación, análisis de documentos y recolección de datos	ORDINAL	✓		
	Estudio de transitabilidad	Conteo	Observación, análisis de documentos y recolección de datos	ORDINAL	✓		
	Firma del experto:			Fecha: / /			

Observaciones (precisar si hay suficiencia):

Opinión de aplicabilidad: Aplicable Aplicable después de corregir No aplicable

Apellidos y nombres del juez validador Dr/Mg:

CHUCOS ROSALES, ERI JHONE

DIN: 07360066

Especialidad del validador: ESTRUCTURAS

Lima, 05 de ENERO de 2020

- ¹ **Pertinencia:** El ítem corresponde al concepto teórico formulado.
² **Relevancia:** El ítem es apropiado para representar al componente o Dimensión específica del constructo.
³ **Claridad:** Se extiende sin dificultad alguna el anunciado del ítem, es conciso, exacto y directo.

Nota: Suficiencia, se dice suficiencia cuando los ítems planteados son Suficientes para medir la dimensión.

ERI JHONE
CHUCOS ROSALES
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. N° 175058

Firma del Validador

FICHAS DE VALIDACIÓN DEL INFORME DE OPINIÓN POR JUICIO DE EXPERTO

I. DATOS GENERALES

1.1. Título de la Investigación:

PROTECCIÓN DE ESTRIBOS ANTE LA SOCAVACION DEL PUENTE TALAVERA ATIRANTADO EN EL DISTRITO DE SAN JUAN DE LURIGANCHO - LIMA, PERÚ 2019.

1.2. Nombre del instrumento: Cuestionario sobre Encuesta

II. ASPECTOS DE VALIDACIÓN

Indicadores	Criterios																					100	
		0	1	1	2	2	3	3	4	4	5	5	6	6	7	7	8	8	9	9			
1. Claridad	Está formulado con lenguaje apropiado																				X		
2. Objetividad	Está expresado en conductas observables																					X	
3. Actualidad	Adecuado al avance de la ciencia pedagógica																					✓	
4. Organización	Existe una organización lógica																					X	
5. Suficiencia	Comprende los aspectos en cantidad y calidad																					X	
6. Intencionalidad	Adecuado para valorar los instrumentos de investigación																					X	
7. Consistencia	Basado en aspectos teóricos científicos																					X	
8. Coherencia	Entre los índices e indicadores																					X	
9. Metodología	La estrategia responde al propósito del diagnóstico																					X	
10. Pertinencia	Es útil y adecuado para la investigación																					X	

	Baja
	Regular
	Buena
	Muy buena

**PROMEDIO DE VALORACIÓN
OPINIÓN DE APLICABILIDAD**

98%

OPINIÓN DE APLICABILIDAD

a) Deficiente b) Baja c) Regular d) Buena Muy buena

Nombres: y Apellidos: ERI JHONE CHUCOS ROSALES

DNI N°: 07860066 Teléfono/Celular: 995002032

Dirección domiciliaria: Los Dalias 184 Urb. Las Barmes S.P.A.

Título Profesional: ING. CIVIL

Grado Académico: (E) MAGISTERIA

Mención: Gestión Pública



ERI JHONE
CHUCOS ROSALES
INGENIERO CIVIL
Reg. GIP. N° 175058
Firma