



UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS

FACULTAD DE INGENIERÍA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**Alternativas de solución para prevenir la socavación en
el río Rímac, entre los puentes Libertadores y
Talavera, distrito de El Agustino**

TESIS

Para optar el título profesional de: Ingeniero Civil

AUTOR

Vilchez Cerna, Jonathan Hernan ([0000-0002-8845-2831](tel:0000-0002-8845-2831))

Toledo Mejía, Walter Luis ([0000-0001-7153-7671](tel:0000-0001-7153-7671))

ASESOR DE TESIS

Durán Ramírez, Gary ([0000-0002-2594-2876](tel:0000-0002-2594-2876))

Lima, 01 de Octubre de 2018

DEDICATORIA

Ante todo, a Dios, por ser nuestro guía y darnos fuerza, salud y voluntad para alcanzar nuestra meta planteada. A nuestros padres quiénes nos han sabido guiar por el buen camino, agradecerles por sus buenos consejos, paciencia, comprensión, amor y apoyo incondicional en los momentos más difíciles de nuestra vida. A nuestra familia, quiénes de alguna u otra manera han tenido un papel fundamental en el logro de esta meta.

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, y en especial a la carrera de Ingeniería Civil quiénes nos dieron una adecuada y exigente formación académica. A los Catedráticos de la carrera de Ingeniería Civil por compartir sus conocimientos y experiencias que fueron beneficiosos para nuestra formación profesional. A nuestro asesor, el ingeniero Gary Durán, quién fue pieza clave para el desarrollo de esta presente investigación. A los ingenieros especialistas de la empresa Maccaferri, quiénes nos encaminaron para poder concluir nuestro proyecto.

RESUMEN EJECUTIVO

El objetivo de la presente investigación es plantear el diseño de un muro de mampostería, un muro de mampostería con sistema terramesh y un muro de mampostería con gaviones, con la finalidad de seleccionar la alternativa más viable para proteger el talud más crítico que existe entre los puentes Talavera y Libertadores en la zona de El Agustino. Como primer paso se realizó un levantamiento topográfico en la zona en estudio. Luego se realizaron los estudios geológicos y geotécnicos para obtener los parámetros de resistencia del suelo. Seguidamente, se recopilaron los caudales máximos instantáneos anuales para diferentes periodos de retorno, emitidos por la Autoridad Nacional del Agua en un estudio hidrológico de la cuenca del río Rímac. Asimismo, el Manual de Carreteras, Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transporte y Comunicaciones sirvió para obtener los caudales de diseño, estos fueron necesarios para calcular la profundidad de socavación, mediante la teoría de Lischtvan-Lebediev.

Para obtener la alternativa de diseño más viable se hizo un análisis comparativo, donde se evaluaron tres aspectos relevantes: la evaluación técnica, la evaluación económica y la gestión-construcción. Para evaluar la estabilidad de talud y muro se utilizó el programa SLIDE y GEO5. Luego se realizó un presupuesto para cada propuesta. Por último, se entrevistó a ingenieros especialistas en este tipo de proyectos para definir, mediante una comparación y evaluación de cada alternativa, que el muro de mampostería con sistema terramesh es la alternativa más viable para que en un futuro se pueda llevar a cabo.

Palabras claves: Socavación, talud, defensa ribereña, topografía, geología, geotecnia, hidrología, hidráulica, río Rímac.

ABSTRACT

The objective of the present investigation is to propose the design of a masonry wall, a masonry wall with a terramesh system and a masonry wall with gabions, in order to select the most viable alternative to protect the most critical slope that exists between the Talavera and Libertadores bridges in the area of El Agustino. As a first step, a topographic survey was carried out in the study area. Then the geological and geotechnical studies were carried out to obtain the parameters of soil resistance. Then, the annual maximum instantaneous flows were collected for different return periods, issued by the National Water Authority in a hydrological study of the Rímac river basin. Likewise, the Road, Hydrology, Hydraulics and Drainage Manual of the Ministry of Transport and Communications served to obtain the design flows, these were necessary to calculate the depth of scour, by means of the theory of Lischtvan-Lebediev.

To obtain the most viable design alternative, a comparative analysis was carried out, where three relevant aspects were evaluated: technical evaluation, economic evaluation and management-construction. To evaluate the slope and wall stability, the SLIDE and GEO5 program was used. Then a budget was made for each proposal. Finally, engineers specialized in this type of project were interviewed to define, by means of a comparison and evaluation of each alternative, that the masonry wall with the terramesh system is the most viable alternative so that in the future it can be carried out.

Keywords: Scouring, riparian defenses, hydrology, hydraulics, geology, topography, Rímac river.

Tabla de contenidos

Tabla de contenidos	6
Índice de figura	9
Índice de tablas	13
INTRODUCCIÓN	15
CAPITULO I: GENERALIDADES	16
1.1. Tema y Título	16
1.1.1. Tema	16
1.1.2. Título	16
1.2. Fundamentación	17
1.2.1. Antecedentes	17
1.2.3. Realidad problemática	18
1.2.4. Formulación del problema	18
1.2.5. Hipótesis	19
1.3. Objetivos	20
1.3.1. Objetivo general	20
1.3.2. Objetivos específicos	20
CAPITULO II: MARCO TEÓRICO	21
2.1. Topografía	21
2.2. Geología y Geotecnia	21
2.2.1. Modos de fallas de cimentaciones superficiales	22
2.2.2. Parámetros de estudio	23
2.2.4. Análisis de estabilidad de taludes	25
2.2.5. Análisis de estabilidad de muros	29
2.2.6. Zonificación Sísmico-Geotécnica	36
2.2.7. Softwares de diseño	38
2.3. Hidrología	39
2.3.1. Máximas avenidas	39
2.3.2. Precipitación	39
2.3.3. Análisis de información hidrométrica	40
2.3.4. Determinación del Período de Retorno, Riesgo y Vida útil	40
2.4. Hidráulica fluvial	43

2.4.1.	Tipos de flujo.....	43
2.4.2.	Parámetros de estudio.....	46
2.4.3.	Erosión fluvial.....	50
2.4.4.	Modelación HEC RAS.....	56
2.5.	Estructuras de retención.....	57
2.5.1.	Estructuras de muros rígidos.....	57
2.5.2.	Estructuras de muros flexibles.....	60
2.5.3.	Estructuras de contención de tierra reforzada.....	64
CAPITULO III: ESTUDIOS BÁSICOS DE INGENIERÍA.....		66
3.1.	Ubicación del proyecto.....	66
3.1.1.	Metas del proyecto.....	67
3.2.	Topografía.....	69
3.2.1.	Metodología del levantamiento topográfico.....	69
3.2.2.	Levantamiento topográfico.....	69
3.3.	Geología y Geotecnia.....	71
3.3.1.	Tramos del área en estudio.....	71
3.3.2.	Acceso al área en estudio.....	72
3.3.3.	Trabajo de investigación geotécnica.....	72
3.3.4.	Ensayos de laboratorio.....	73
3.4.	Hidrología.....	75
3.4.1.	Cuenca hidrográfica del río Rímac.....	75
3.5.	Hidráulica fluvial.....	89
3.5.1.	Modelamiento en HEC-RAS.....	89
CAPITULO IV: ALTERNATIVAS DE DISEÑO.....		94
4.1.	Análisis de estabilidad del talud.....	94
4.1.1.	Análisis de estabilidad de talud actual.....	94
4.1.2.	Análisis de estabilidad de talud socavado.....	97
4.2.	Diseño de muro de mampostería.....	100
4.2.1.	Análisis de estabilidad de talud y muro.....	105
4.3.	Diseño de muro de mampostería con sistema terramesh.....	107
4.3.1.	Análisis de estabilidad de talud y muro.....	117
4.4.	Diseño de muro de mampostería con gaviones.....	118
4.4.1.	Análisis de estabilidad de talud y muro.....	127

CAPITULO V: EVALUACIÓN DE SOLUCIONES	128
5.1. Evaluación económica (Presupuestos)	128
5.1.1. Presupuesto de muro de mampostería	128
5.1.2. Presupuesto de muro de mampostería con sistema terramesh.....	128
5.1.3. Presupuesto de muro de mampostería con gaviones	128
5.2. Evaluación técnica.....	129
5.3. Juicio de expertos	130
CAPITULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	133
6.1. Conclusiones.....	133
6.2. Recomendaciones	136
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	138
ANEXOS	142

Índice de figura

Figura N° 1 Naturaleza de fallas	22
Figura N° 2 Modos de falla.....	23
Figura N° 3 División de la masa de falla en dovelas verticales y fuerzas actuantes en cuna dovela.	25
Figura N° 4 Análisis de Estabilidad de Taludes por el Método de Bishop. (a) Esquema de las fuerzas que actúan en la dovela. (b) Diagrama de fuerzas en equilibrio de la enésima dovela	26
Figura N° 5 Diagrama del factor f_0 utilizado en el método de Janbú	27
Figura N° 6 Esquema estático – método Morgenstern-Price	28
Figura N° 7 Ángulos y fuerzas actuantes (Teoría de Rankine)	29
Figura N° 8 Cuña de falla (Teoría de Coulomb)	31
Figura N° 9 Cuña de falla (a) y polígono de fuerzas (b) – Presión Activa.....	31
Figura N° 10 Componentes de la presión de tierra en condiciones sísmicas, Mononobe – Okabe.....	33
Figura N° 11 Diagrama de fuerzas	35
Figura N° 12 Mapa de distribución de isoaceleraciones sísmicas en el Perú	37
Figura N° 13 Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño durante la vida útil.....	41
Figura N° 14 Representación de los términos de la ecuación de energía.....	44
Figura N° 15 Esquema típico de Volumen de Control de donde se derivan las ecuaciones de Continuidad y Momento	45
Figura N° 16 Tipos de fallas debido a efectos de erosión en ríos	51
Figura N° 17 Sección transversal de la socavación de un río.....	52
Figura N° 18 Sección transversal del cauce	53
Figura N° 19 Sección transversal del cauce	57
Figura N° 20 Elementos constituyentes de los gaviones tipo caja	60
Figura N° 21 Elementos constituyentes de los gaviones tipo saco	60
Figura N° 22 Elementos constituyentes de los gaviones tipo colchones Reno	61
Figura N° 23 Esquema de muro flexible	61
Figura N° 24 Elementos del sistema Terramesh	64
Figura N° 25 Esquema de estructura de tierra reforzada.....	64

Figura N° 26 Localización del tramo en evaluación (De izquierda a derecha : Puente Lomas – Puente Libertadores – Puente Talavera) del Río Rímac.....	67
Figura N° 27 Localización del área en la que se proyectarán las defensas ribereñas.....	68
Figura N° 28 Ubicación de las coordenadas relativas	70
Figura N° 29 Tramos identificados con fines de investigación geotécnica.....	71
Figura N° 30 Calicata para extraer muestra del suelo en el que se apoyaran las obras civiles.....	71
Figura N° 31 Ubicación de los puntos de exploración del suelo.....	74
Figura N° 32 Perfil longitudinal Río Rímac.....	76
Figura N° 33 Curva Hipsométrica y altitud media de la cuenca	76
Figura N° 34 Parámetros geomorfológicos de la cuenca Rímac	77
Figura N° 35 Cuencas y subcuencas	78
Figura N° 36 Serie anual de caudales máximos del río Rímac	86
Figura N° 37 Curva de frecuencia de caudales máximos instantáneos - Río Rímac - Estación Chosica (Ajuste distribución Log Normal de 2 parámetros - Método de máxima verosimilitud).....	87
Figura N° 38 Modelamiento del río Rímac en Civil 3D	89
Figura N° 39 Geometría del cauce, considerando un maning de 0.05	90
Figura N° 40 Introducción de caudales de diseño	90
Figura N° 41 Introducción de pendientes considerados en el cauce (Aguas arriba y Aguas abajo)	91
Figura N° 42 Cauce de estudio en 3D	91
Figura N° 43 Sección más crítica y perfil del flujo	92
Figura N° 44 Cálculo de la profundidad de socavación	93
Figura N° 45 Propiedades de los estratos de suelo	94
Figura N° 46 Sección transversal del talud actual.....	95
Figura N° 47 Análisis de estabilidad de talud por el Método de Bishop	95
Figura N° 48 Análisis de estabilidad de talud por el Método Janbú	96
Figura N° 49 Análisis de estabilidad de talud por el Método Morgenstern and Price ...	96
Figura N° 50 Sección del talud socavado	97
Figura N° 51 Análisis de estabilidad de talud por el Método Bishop	98
Figura N° 52 Análisis de estabilidad de talud por el Método Janbú	98
Figura N° 53 Análisis de estabilidad de talud por el Método Morgen and Price	99

Figura N° 54 Geometría de muro de mampostería.....	100
Figura N° 55 Parámetros de resistencia del suelo en la zona	101
Figura N° 56 Parámetros de resistencia de enrocado	101
Figura N° 57 Factores de aceleraciones sísmicas	102
Figura N° 58 Diagrama de fuerzas	102
Figura N° 59 Verificaciones de deslizamiento y vuelco	103
Figura N° 60 Vista en 3D del muro de mampostería	105
Figura N° 61 Geometría de corte de falla del talud y verificación de estabilidad global	106
Figura N° 62 Propiedades de relleno y malla.....	107
Figura N° 63 Geometría del sistema	108
Figura N° 64 Perfil de suelo de relleno y natural	108
Figura N° 65 Fuerzas aplicadas en el muro.....	109
Figura N° 66 Fuerzas aplicadas en el muro.....	110
Figura N° 67 Valores de F.S por vuelco y deslizamiento, capacidad portante contra presión transversal y comprobación de diaclasa entre bloques	111
Figura N° 68 Geometría de corte de falla del talud y verificación de estabilidad global	112
Figura N° 69 Geometría del muro de mampostería con sistema terramesh	112
Figura N° 70 Diagrama de fuerzas	113
Figura N° 71 Verificaciones de deslizamiento y vuelco	115
Figura N° 72 Vista en 3D del muro de mampostería con sistema terramesh.....	116
Figura N° 73 Geometría de corte de falla del talud y verificación de estabilidad global	117
Figura N° 74 Geometría del sistema	118
Figura N° 75 Fuerzas aplicadas en el muro.....	119
Figura N° 76 Fuerzas aplicadas en el muro.....	120
Figura N° 77 Valores de F.S por vuelco y deslizamiento, capacidad portante contra presión transversal y comprobación de diaclasa entre bloques	121
Figura N° 78 Geometría de corte de falla del talud y verificación de estabilidad global	122
Figura N° 79 Geometría del muro de mampostería con gaviones.....	122
Figura N° 80 Diagrama de fuerzas	124

Figura N° 81 Verificaciones de deslizamiento y vuelco	125
Figura N° 82 Vista en 3D del muro de mampostería con gaviones	126
Figura N° 83 Geometría de corte de falla del talud y verificación de estabilidad global	127
Figura N° 84 Visita a la empresa Maccaferri	131

Índice de tablas

Tabla N° 1 Clasificación de los suelos	24
Tabla N° 2 Clasificación de suelos de acuerdo con la amplificación sísmica.....	36
Tabla N° 3 Valores de Período de Retorno T (años).....	42
Tabla N° 4 Valores Maximos recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje .	42
Tabla N° 5 Valores de coeficientes de Manning para corrientes naturales.....	47
Tabla N° 6 Factor de Orilla	48
Tabla N° 7 Factor de Fondo	48
Tabla N° 8 Parámetros que caracteriza el río	49
Tabla N° 9 Condición Geotécnica	49
Tabla N° 10 Coeficiente de frecuencia en función de T	54
Tabla N° 11 Valores de x en función del diámetro del material del lecho.....	55
Tabla N° 12 Valores típicos de fricción de algunos materiales.....	59
Tabla N° 13 Valores de pesos específicos de piedras	59
Tabla N° 14 Cargas de ruptura de las mallas hexagonales de doble torsión (kg/m)	63
Tabla N° 15 Progresivas y coordenadas del tramo en estudio	67
Tabla N° 16 Diámetro promedio de partículas.....	72
Tabla N° 17 Índice de plasticidad de los suelos arcillosos.....	72
Tabla N° 18 Características fisiográficas de las cuencas	75
Tabla N° 19 Estaciones hidrológicas ubicadas en el área de estudio	78
Tabla N° 20 Caudales máximos del río Rímac	81
Tabla N° 21 Serie anual de caudales máximos del río Rímac.....	84
Tabla N° 22 Caudales máximos instantáneos - Río Rímac - Estación Chosica.....	86
Tabla N° 23 Caudales máximos instantáneos para diferentes períodos de retorno Río Rímac - (Ajuste distribución Log Normal de 2 parámetros).....	87
Tabla N° 24 Valores máximos recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje	88
Tabla N° 25 Variables hidráulicas de la sección crítica	92
Tabla N° 26 Métodos de estabilidad del talud actual y su FS	97
Tabla N° 27 Métodos de estabilidad del talud socavado y su FS.....	99
Tabla N° 28 Coordenadas del muro predimensionado.....	100
Tabla N° 29 Diagrama de fuerzas con sus respectivos puntos de aplicación.....	103
Tabla N° 30 Cálculo de carga ultima	104
Tabla N° 31 Verificación de capacidad portante.....	104

Tabla N° 32 Valores de geometría	108
Tabla N° 33 Fuerzas descompuestas y Valores de F.S	109
Tabla N° 34 Verificación de capacidad portante.....	110
Tabla N° 35 Fuerzas descompuestas y su punto de aplicación	111
Tabla N° 36 Coordenadas del muro predimensionado.....	113
Tabla N° 37 Diagrama de fuerzas con sus respectivos puntos de aplicación.....	114
Tabla N° 38 Cálculo de carga última	115
Tabla N° 39 Verificación de capacidad portante.....	116
Tabla N° 40 Valores de geometría	118
Tabla N° 41 Fuerzas descompuestas y Valores de F.S	119
Tabla N° 42 Verificación de capacidad portante.....	120
Tabla N° 43 Fuerzas descompuestas y su punto de aplicación	121
Tabla N° 44 Coordenadas del muro predimensionado.....	123
Tabla N° 45 Fuerzas con sus respectivos puntos de aplicación	124
Tabla N° 46 Cálculo de carga última	125
Tabla N° 47 Verificación de capacidad portante.....	126
Tabla N° 48 Factores de seguridad de los muros	129
Tabla N° 49 Evaluación técnica, económica y Gestión-Construcción.....	130
Tabla N° 50 Análisis comparativo para cada proyecto	132
Tabla N° 51 Puntaje final para cada proyecto	132

INTRODUCCIÓN

La presente investigación hace referencia a la prevención de riesgos geológicos exógenos, que también son denominados fenómenos naturales, provocados por el constante movimiento y variación de la naturaleza, como lo son los sismos, las erupciones volcánicas, las lluvias constantes, entre otros. Estos suelen provocar desastres naturales, lo que significa grandes pérdidas humanas y materiales. Esto se debe a la falta de planificación de medidas de seguridad y prevención (Asencio, 2012). El interés que nos conlleva a hacer esta investigación se debe a las fuertes precipitaciones que han ocurrido en el país a comienzos del presente año, a causa del fenómeno del niño, y que han causado fallas en las estructuras que existen en el cauce y márgenes del río Rímac. El objetivo de esta esta investigación consiste en plantear tres tipos de defensas ribereñas (muro de mampostería, mampostería con sistema terramesh y mampostería con gaviones) en un tramo del talud más crítico en la zona de El Agustino entre los puentes Libertadores y Talavera. Estos tipos de estructuras ayudan a prevenir los deslizamientos de suelo e inundaciones causados por avenidas en los ríos y quebradas de nuestra región.

Para empezar, se efectuará una visita al lugar, un reconocimiento de la problemática, conversar con la misma población aledaña, fotografiar los taludes más críticos, analizar y estudiar las estructuras dañadas por el último fenómeno. Luego se hará un levantamiento topográfico, un estudio geológico, geotécnico, hidrológico e hidráulico del cauce. Por un lado, el levantamiento topográfico mostrará las secciones transversales, el perfil del flujo y los detalles en planta. Del mismo modo, los estudios geológicos y geotécnicos permitirán realizar los ensayos de mecánica de suelos, cálculo de capacidad portante y obtener las características físicas y mecánicas de dicho suelo, mediante calicatas, trincheras y muestreo de materiales. Por otro lado, el estudio hidrológico que se realizará permitirá analizar los antecedentes de la cuenca, es decir el ciclo hidrológico, su ubicación y la información hidrometeorológica. Asimismo, la hidráulica fluvial, determinará la rugosidad del cauce del río, tirante hidráulico y profundidad de socavación. Luego, se comparará las variables estudiadas con las que ya existen en la zona, con el fin de obtener resultados más confiables. Estas variables servirán para el diseño de las tres propuestas de solución. Por último, mediante juicio de expertos se realizará un análisis comparativo de las alternativas planteadas, a través de una evaluación técnica, económica y gestión - construcción, el cual servirá para definir la mejor opción de defensa ribereña.

CAPITULO I: GENERALIDADES

1.1. Tema y Título

1.1.1. Tema

Prevención de riesgos geológicos exógenos- Área de Geotecnia.

1.1.2. Título

Alternativas de solución para prevenir la socavación en el río Rímac, entre los puentes Libertadores y Talavera, distrito de El Agustino.

1.2. Fundamentación

1.2.1. Antecedentes

Los fenómenos geológicos se encuentran casi en todo el Perú, a causa de los factores medioambientales (fenómenos naturales) que dañan y desestabilizan el suelo que nos rodea. Uno de estos factores que ocasiona este tipo de problemas es el fenómeno del niño. Este se presenta de manera cíclica en la costa del Perú y han traído consecuencias lamentables, tanto económicas como sociales.

Estudios hacen referencia sobre diversos desastres naturales que se dieron a través de los años, pero que en la actualidad no se hace memoria de estos daños que sufrió el país, especialmente la capital de Lima. Asimismo, Orrego (2010) plantea que las evidencias geológicas comprueban los sucesos del Fenómeno del Niño en el Perú de hace 13 mil años. Por otro lado, algunos documentos señalan que hubo eventos extremos, como incremento de lluvias, incremento temperaturas, las cuales ocasionan desastres naturales de gran magnitud, que tuvieron un impacto tanto social como económico. Estos sucesos ocurrieron en los años 1578, 1721, 1828, 1877-1878, 1891, 1925-1926, 1982-1983, y 1997-1998; otros eventos, de mediana magnitud, se observaron en los años 1911-1912, 1917, 1932, 1951, 1957-1958, 1972-1973, 1976, 1987 y 1992.

La característica del suelo peruano; sobre todo el limeño, es que en su mayoría tiende a deslizarse. Esto se debe a que en cada zona se encuentra conformada por estratos de grava, depósitos de suelos finos, arcillosos y arenas de gran espesor. Ello se pudo observar desde la época incaica donde ocasionaron grandes colapsos estructurales y cuando ocurría un movimiento telúrico eran más peligrosos. Villacorta, Fidel y Zavala (2012), dicen que el suelo peruano es una de las zonas de los Andes más vulnerables a poder desestabilizarse, a causa de condiciones climáticas y geológicas que existe. Las evidencias históricas pueden revelar que el Perú se ha visto tocado por los cambios geológicos como son los movimientos en masa, donde la cultura Chavín (800 a.C.200 a.c) fue la más afectada hasta la devastación de ciudades andinas como Ranrrahirca y Yungay (alud – avalancha de 1962 y 1970).

Este año 2017 el Perú se vio afectado, la naturaleza trajo graves consecuencias, tanto sociales como económicas. Desde diciembre del año 2016 una emergencia climática causada por el fenómeno de “El Niño costero” provocó intensas lluvias, inundaciones y aludes en toda la costa del Perú. En Lima, las infraestructuras aledañas a las laderas del río Rímac, en las zonas de El Agustino y San Juan de Lurigancho se vieron afectadas considerablemente, debido a dicho fenómeno.

1.2.3. Realidad problemática

El Perú ha sufrido, a lo largo de la historia, desastres naturales (huaicos y terremotos), acompañado de fenómenos de licuefacción de suelos, desbordes de ríos causados por el aumento de los caudales de los ríos. El último de estos fenómenos, denominado el “ El Niño Costero “ se inició a fines del año 2016 y duró cuatro meses, hasta marzo del 2017, dicho evento trajo terribles consecuencias, tanto sociales como económicas. Según el Diario UNO (2017) estos desastres naturales provocaron muchas víctimas, entre estas se tienen 99,475 damnificados, 626,298 afectados y 75 muertos, informó el Centro de Operaciones de Emergencia Nacional (COEN), según el reporte a nivel nacional del Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI). En Lima hay 4,972 damnificados, 173,20 afectados, 3 víctimas mortales, 24 heridos y una desaparecida; asimismo, se afectaron 4,517 viviendas.

Actualmente, una de las problemáticas más concurrentes por las que pasa la ciudad de Lima es la erosión de los taludes del río Rímac, específicamente en el distrito de El Agustino y San Juan de Lurigancho. Por ejemplo, en la Av. Malecón de la Amistad, infraestructuras dañadas como parques, losas deportivas y artificiales, alamedas; y principalmente, el puente peatonal Talavera, ubicada en la cuadra 17 de la av. Malecón Checa, todas estas cerradas por el desborde del agua, y la socavación que provocó dicho evento. Según el diario Gestión (2017), esta última, que une los distritos de San Juan de Lurigancho y El Agustino, colapsó por la crecida del río Huaycoloro, debido a las lluvias que cayeron sobre la sierra Limeña, la cual provocó el aumento de avenidas en el río Rímac.

En consecuencia, se puede percibir que una de las zonas más críticas es la ladera del río Rímac que se encuentra ubicada entre los puentes Libertadores y Talavera, en el distrito de El Agustino. (Ver anexo 01)

1.2.4. Formulación del problema

¿Qué tipo de defensa ribereña es la más viable para proteger la ladera del río Rímac en la zona de El Agustino (Entre los puentes Libertadores y Talavera), puesto a que esta se encuentra altamente inestable, debido a la socavación generada por las máximas avenidas fluviales?

1.2.5. Hipótesis

La finalidad de esta investigación es demostrar que el muro de mampostería con sistema terramesh es la alternativa más viable para nuestra problemática, en base a los siguientes aspectos: técnico, económico y gestión - construcción.

Para este problema, se plantea la protección de la ladera más crítica del río Rímac, entre los puentes Libertadores y Talavera, distrito de El Agustino, basándonos en la evaluación de tres tipos de defensas ribereñas: muro de mampostería, muro de mampostería con sistema terramesh y muro de mampostería con gaviones.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo general

Determinar que el muro de mampostería con sistema Terramesh es la alternativa más viable para proteger el talud más crítico entre los puentes Libertadores y Talavera, distrito de El Agustino. Dicha determinación se hará a través de un análisis comparativo, donde se considerará los siguientes aspectos: Técnico, económico y gestión – construcción.

1.3.2. Objetivos específicos

- Determinar las características y condiciones geológicas, geotécnicas, hidrológicas e hidráulicas en el río Rímac, distrito de El Agustino, mediante los estudios básicos de ingeniería.
- Calcular la profundidad de socavación, a través de la teoría de Lischvan Levediev.
- Diseñar los muros de mampostería, mampostería con sistema terramesh y mampostería con gaviones, mediante el software GEO5, en el talud más crítico de la zona en estudio.
- Realizar el presupuesto para cada tipo de muro, con el fin de comparar sus costos totales.
- Comparar el aspecto gestión-construcción por cada tipo de muro, con el apoyo de ingenieros especialistas en defensas ribereñas.

CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Topografía

La topografía es un estudio de suma importancia para el proyecto, ya que el 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, entre otros. Asimismo, una estación total con distanciómetro incorporado para la medición de lados y ángulos de la poligonal. En gabinete, mediante el software civil 3D se procederá a dibujar los planos, con los puntos tomados en campo, en ellos se plasmarán tres tipos de vistas: planta, secciones transversales y perfil de flujo.

2.2. Geología y Geotecnia

Este presente estudio consiste en la evaluación del suelo en donde se va a apoyar la estructura, el cual servirá para proteger las laderas inestables y con fallas geológicas ante eventos exógenos, como serán las máximas avenidas, sismos, entre otros que alteren su estabilidad. Asimismo, servirá para el cálculo de socavación que definirá la profundidad de cimentación necesaria para la defensa ribereña.

El presente estudio contiene:

- Flujos subterráneos
- Parámetros de resistencia
- Estratos
- Estudio de material del cauce

Estos parámetros nos ayudaran a tener una mejor visión de las variables necesarias para desarrollar el diseño y evaluación de las defensas ribereñas.

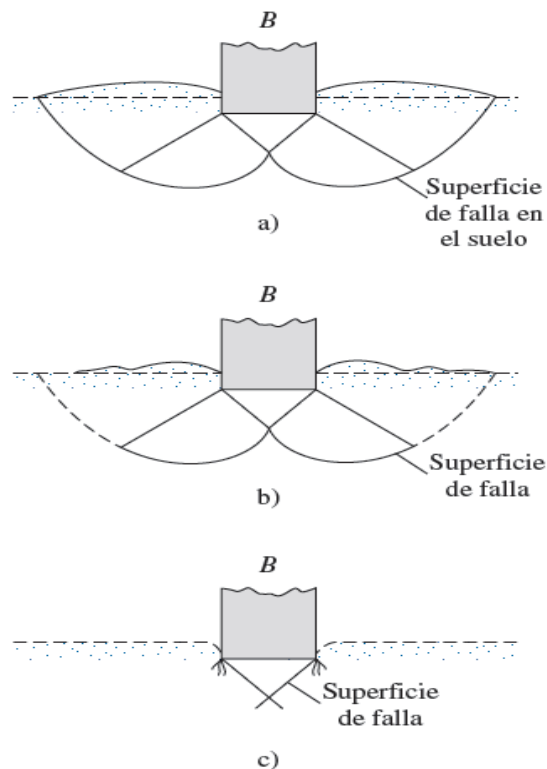
De acuerdo a los estudios del INGEMMET, la cuenca del río Rímac presenta en su mayoría rocas sedimentarias, ígneas y metamórficas que comprenden de los períodos del Jurásico y Cuaternario reciente. Depósitos aluviales y coluviales constituyen el lecho del río, producto de las acumulaciones de materiales que han sido acarreados por la esorrentía superficial. Por otro lado, en la subcuenca del río Rímac, el Batolito de

la costa es la falla que tiene mayor influencia. Tiene una gran presencia de formaciones de diques andesíticos y rocas como pizarras cuarcitas y mármoles (CISMID, 2007).

2.2.1. Modos de fallas de cimentaciones superficiales

- Fallas por capacidad de carga de suelo
 - Falla por corte general: Se presenta en arenas densas y arcillas rígidas
 - Falla por corte local: Se presenta arenas medias, flojas y en arcillas suaves
 - Falla por punzonamiento: La rotura se presenta por corte alrededor de la cimentación.

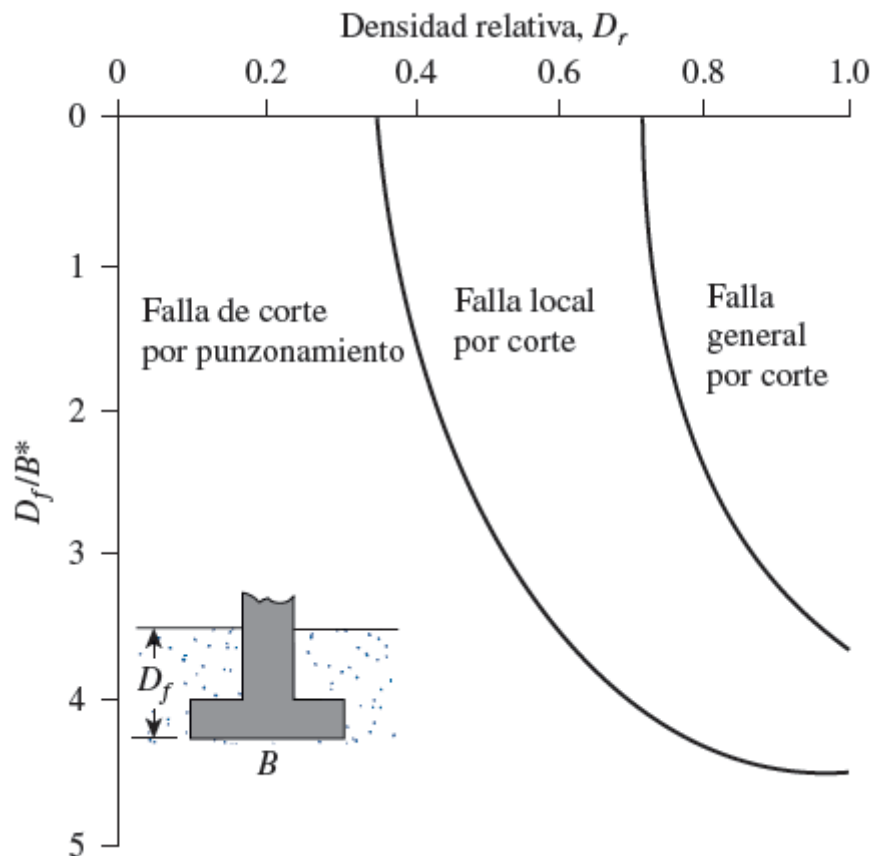
Figura N° 1 Naturaleza de fallas



- Modos de falla de una cimentación:

Estos tipos de falla dependen de la densidad relativa de la zona en estudio, la longitud de la base y la profundidad de cimentación.

Figura N° 2 Modos de falla



2.2.2. Parámetros de estudio

- Perfil estratigráfico

Conjunto de capas de suelo encontrados a diferentes alturas, es realizada por un estudio de suelos, que en su mayoría son perforaciones llamadas calicatas y trincheras. El tipo de suelo está diferenciado por su altura a la que fue encontrada y su espesor respectivamente. Se puede realizar en una ladera de río o en un área uniforme para conocer las características del suelo conformado.

- Lecho del río

Dependiendo del sustrato en que se desarrolle, el cauce de un río genera formas de artesa que contienen las aguas de escurrimiento. Estas formas reciben el nombre de lecho fluvial. Cuando el río está en períodos de estiaje, el agua escurre por el lecho menor, encausado en el canal de estiaje. En cambio, en los períodos de crecida, el agua inunda el lecho mayor. En períodos extraordinarios de grandes avenidas, el río ocupa el lecho mayor excepcional (UCC).

- Estrato

Un estrato (del latín *stratum*) es un nivel- un cuerpo generalmente tabular de roca o sedimento, con litología homogénea o tradicional, que se depositó en un intervalo de tiempo definido. A las rocas u otros materiales constituidos por estratos se les dice estratificados (Geofrik, 2013).

- Clasificación de suelos (S.U.C.S)

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos – SUCS es un sistema de clasificación de suelos que se usa en ingeniería y geología para describir la textura y el tamaño de las partículas de suelo. Este sistema de clasificación puede ser aplicado a cualquier material sin consolidar y se representa con un símbolo de dos letras. Para estos estudios hay que realizar en primer lugar una granulometría del suelo mediante el tamizado (Evet and Cheng, 2007).

Tabla N° 1 Clasificación de los suelos

Letra	Definicion	Simbolos	Definicion
P	Pobrementemente graduado (tamaño de partícula uniforme)	G	grava
W	Bien graduado (Tamaños de partículas diversos)	S	arena
H	Alta plasticidad	M	limo
L	Baja plasticidad	C	arcilla
		O	orgánico

Primera letra

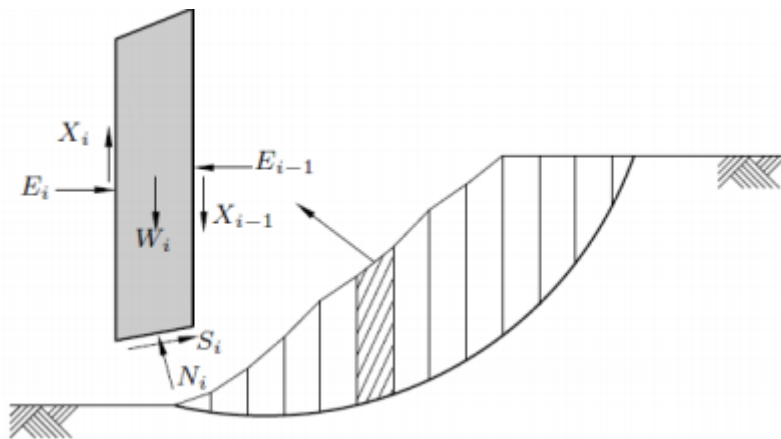
Segunda letra

2.2.4. Análisis de estabilidad de taludes

Método de Equilibrio Limite (MEL)

Los métodos antecesores del método de equilibrio límite consideran la masa potencial de falla como un cuerpo libre y donde se aplican ecuaciones de equilibrio global. Casi todos los métodos de equilibrio límite dividen a la masa potencial de falla en un número finito de dovelas, para que luego las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y/o momentos se apliquen a cada dovela. Por lo general las dovelas verticales se emplean para dividir la masa de suelo (Bojorque, 2011).

Figura N° 3 División de la masa de falla en dovelas verticales y fuerzas actuantes en cuna dovela.



El sistema de equilibrio límite supone que, en el caso de una falla, las fuerzas resistentes y actuantes son iguales en una superficie de falla con factor de seguridad de 1.0.

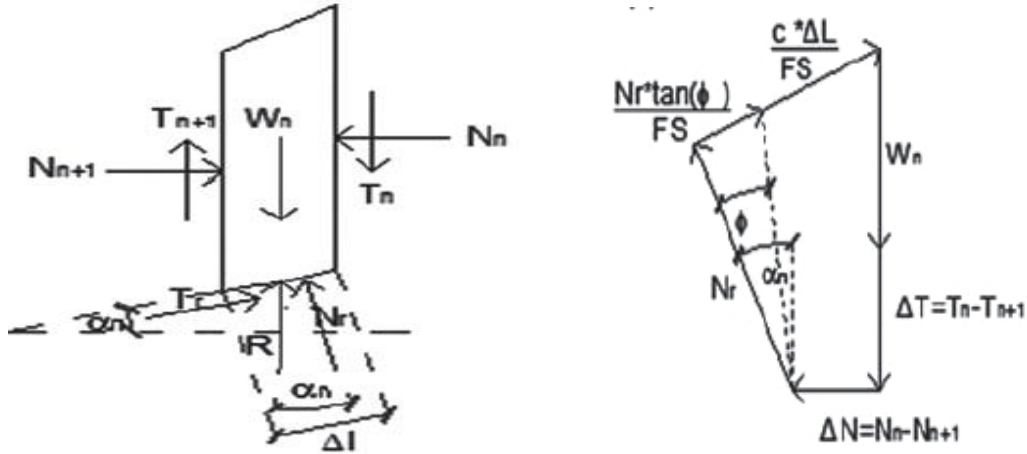
Métodos analíticos de estabilidad de taludes

Existen diferentes métodos de análisis de estabilidad de taludes y cada una de estas proporciona un factor de seguridad de acuerdo a los parámetros que involucra.

- Método simplificado Bishop (1955)

Para superficies de falla circulares (equilibrio de momentos), asumen que las fuerzas de corte de las dovelas son cero. La solución es sobredeterminada, ya que no se establecen condiciones de equilibrio para una sola dovela (Bishop, 1955).

Figura N° 4 Análisis de Estabilidad de Taludes por el Método de Bishop. (a) Esquema de las fuerzas que actúan en la dovela. (b) Diagrama de fuerzas en equilibrio de la enésima dovela



Y para el cálculo del factor de seguridad:

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} \left[c * b + (W - ub) * \frac{\tan(\phi)}{m\alpha} \right]}{\sum_{n=1}^{n=p} [W * \sin(\alpha)]}$$

Donde:

$$m\alpha = \cos(\alpha) * \left(1 + \frac{\tan(\alpha) * \tan(\phi)}{F.S} \right)$$

α : Angulo de radio y la vertical en cada dovela

W : Resultante de peso de cada dovela

u : Presión de poros en la base de cada dovela = $\gamma_w h_w$

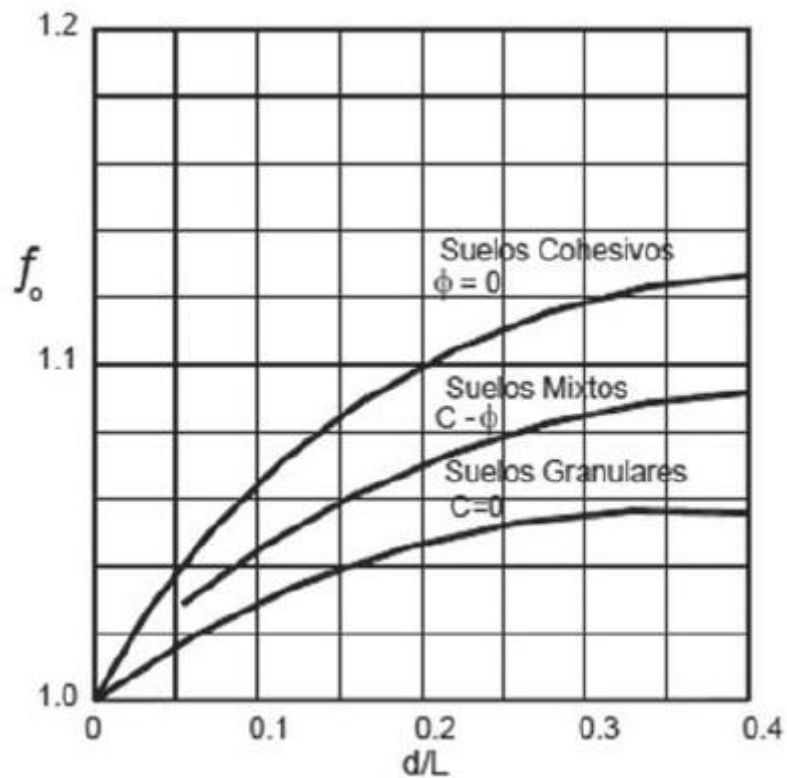
b : Ancho de la tajada

C, ϕ : Parámetros de resistencia del suelo

- Método Janbú simplificado (1968)

Es para cualquier forma de superficie de falla con equilibrio de fuerzas. Al igual que el método de Bishop asume que no hay fuerza de cortante entre las dovelas, no satisface las condiciones de equilibrio de momentos. Sin embargo, este método utiliza un factor de corrección para considerar este posible error, igual el factor de seguridad es bajo (Castro et al, 1985).

Figura N° 5 Diagrama del factor f0 utilizado en el método de Janbú

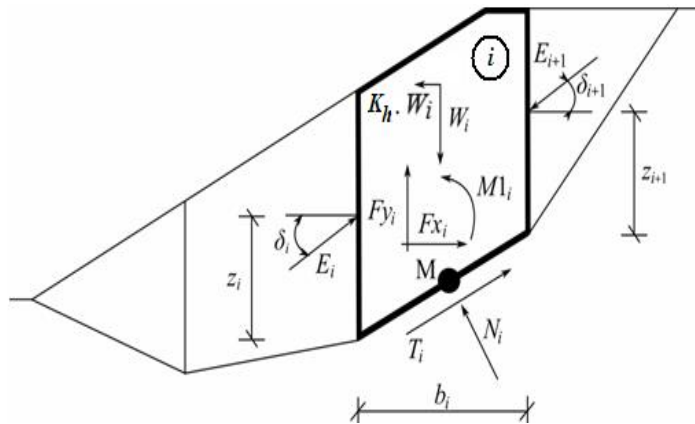


$$FS = \frac{f_0 * \sum \left\{ [c * b + W * \tan(\phi)] * \frac{1}{\cos(\alpha) * m * a} \right\}}{\sum W * \tan(\alpha)}$$

- Método Morgenstern y Price (1965)

Es utilizada para cualquier superficie de falla con equilibrio de momentos y fuerzas. El método es muy similar al método de Spencer con la diferencia que la inclinación de la resultante de las fuerzas entre tajadas se asume que varía de acuerdo a una función superpuesta (Barnes, 1991).

Figura N° 6 Esquema estático – método Morgenstern-Price



$$FS = \tan \phi_i \cdot \tan(\delta_{i+1} - \alpha_i)$$

Método de estabilidad de taludes Pseudo-Estático

Se utiliza el cálculo del factor de seguridad de la estabilidad de taludes por equilibrio límite (MEL), adicionando un coeficiente lateral sísmico. Uno de los problemas es el calcular el coeficiente lateral sísmico, que depende mucho de la sismicidad variable del país, ya que es de naturaleza semi-empírica (Seed y Martin, 1966).

Para realizar el análisis de estabilidad de taludes en condiciones estáticas y pseudo-estáticas en general se utilizan los métodos de Bishop, Janbú y Morgenstern and Price (Alva e Infantes, 2011).

Método Elementos Finitos

Este método satisface todas las condiciones de esfuerzo, donde es utilizada para cualquier forma de falla, analiza los esfuerzos y deformaciones. Se obtienen esfuerzos y deformaciones en todos los nodos de los elementos, pero no se llega a obtener un factor de seguridad (Clough y Woodward, 1967)

Análisis de estabilidad dinámico

En este método primero se evalúa en primer lugar los esfuerzos estáticos existentes en el muro antes de que suceda el sismo, considerando la secuencia constructiva. Esta evaluación se hace mediante el método de elementos finitos con algunos

programas como el FEADAM 84 (Duncan et al, 1984) o el GEOSOFTE (Parra, 1996) (Alva e Infantes, 2011).

2.2.5. Análisis de estabilidad de muros

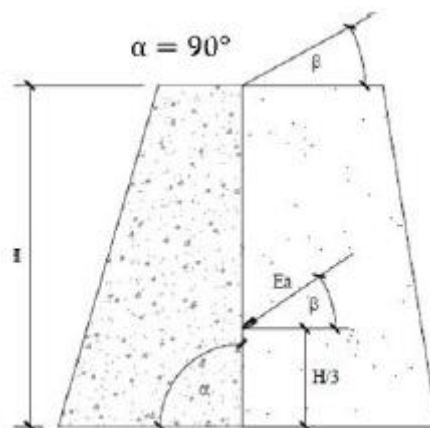
Teorías de empuje de tierras estático y sísmico

Teoría de Rankine

Para obtener la magnitud de los empujes de suelo sobre los muros, es más sencilla que la de Coulomb, se basa en las siguientes hipótesis:

- No existe fricción entre el suelo y el muro.
- El suelo es una masa isótropa y homogénea.
- “ ϕ ” es el ángulo de fricción interna del suelo.
- La cara interna de muro es siempre vertical, es decir forma un ángulo de 90° con la horizontal.
- La resultante del empuje de tierras esta aplicada a $1/3$ de la altura del muro, medida desde su base.
- La dirección del empuje es paralela a la inclinación de la superficie del relleno, forma el ángulo” β “con la horizontal.

Figura N° 7 Ángulos y fuerzas actuantes (Teoría de Rankine)



Según la teoría de Rankine, la presión activa y pasiva se calculan con las siguientes formulas:

$$Pa = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * Ka$$

$$Pp = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * Kp$$

Estos coeficientes de los empujes varían si el terraplén de relleno es horizontal o inclinado.

Para el terraplén horizontal se tiene:

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

$$Kp = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

Para el terraplén inclinado se tiene:

$$Ka = \cos \beta * \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

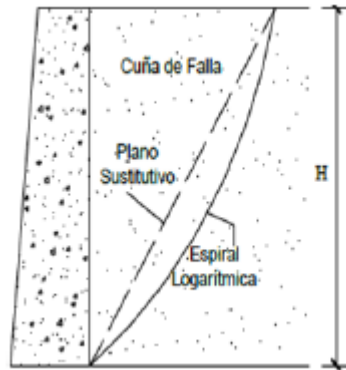
$$Kp = \cos \beta * \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

Teoría de Coulomb

La teoría de Coulomb (1776), se basa en las siguientes hipótesis:

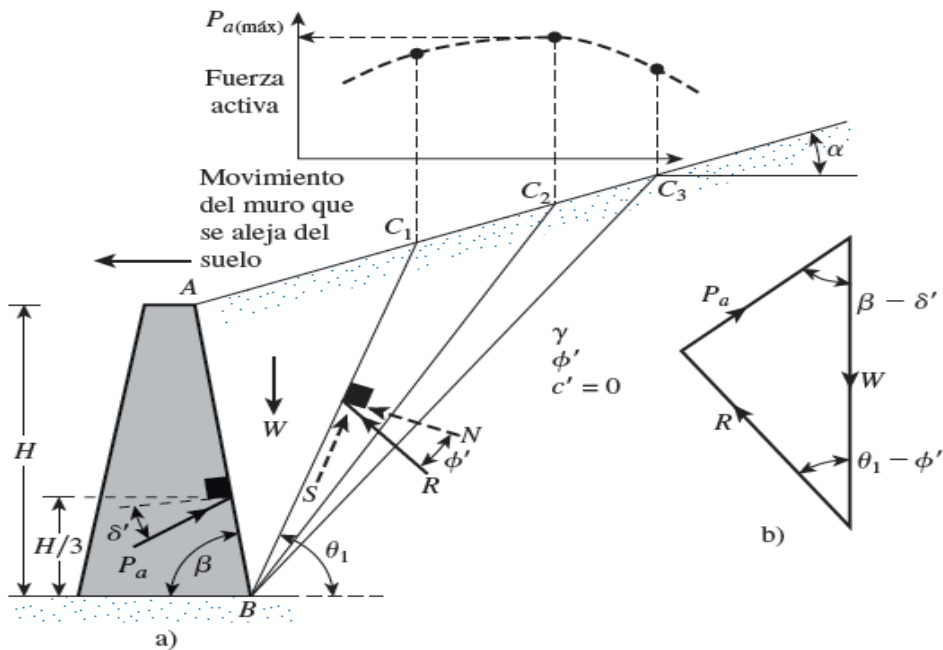
- El suelo es una masa isótropa y homogénea, con fricción interna y cohesión.
- Si bien el deslizamiento se produce por lo general a lo largo de una superficie curvada, en forma espiralada logarítmica, se logra una simplificación de la teoría al considerarla plana, y se designa por plano de rotura, falla o de cizallamiento, como se muestra en la siguiente figura.

Figura N° 8 Cuña de falla (Teoría de Coulomb)



- Las fuerzas de fricción se distribuyen uniformemente a lo largo del plano siendo “ δ ” el ángulo de fricción interna del suelo.
- La cuña de falla se comporta como un cuerpo rígido.
- La cuña de falla se mueve a lo largo de la pared interna del muro, produciendo fricción entre éste y el suelo.” δ “es el ángulo de fricción entre el suelo y el muro.
- La falla es un problema de deformación plana, y el muro se considera de longitud unitaria.

Figura N° 9 Cuña de falla (a) y polígono de fuerzas (b) – Presión Activa



Para la obtención de la presión activa mediante la teoría de Coulomb se usa la siguiente ecuación:

$$Pa = \frac{1}{2} * Ka * \gamma * H^2$$

Donde:

Ka, es el coeficiente de la presión activa de Coulomb, definido por:

$$Ka = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2(\theta) * \cos(\delta + \theta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \theta) * \sin(\phi + \alpha)}{\cos(\delta + \theta) * \cos(\theta + \alpha)}} \right]^2}$$

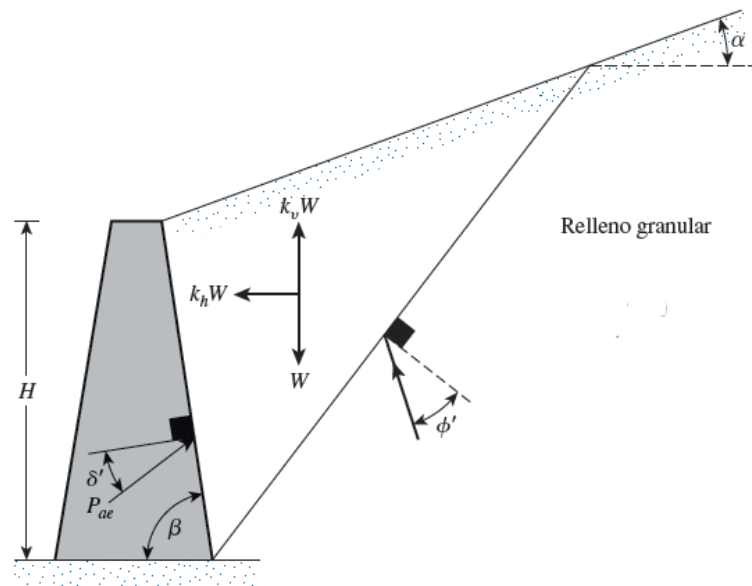
Kp, es el coeficiente de la presión pasiva de Coulomb, definido por:

$$Kp = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2(\theta) * \cos(\delta + \theta) * \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi + \alpha)}{\cos(\delta + \theta) * \cos(\alpha + \theta)}} \right]^2}$$

Teoría de Mononobe-Okabe

Okabe (1926), y Mononobe y Matsuo (1929) desarrollaron un análisis pseudo-estático para evaluar las presiones sísmicas que desarrollan los suelos sobre los muros de contención.

Figura N° 10 Componentes de la presión de tierra en condiciones sísmicas, Mononobe – Okabe



Las fuerzas que actúan sobre la cuña de falla de suelo son esencialmente las mismas que se usan para el cálculo de la presión activa en ausencia de condiciones sísmicas, con la incorporación de los coeficientes sísmicos “K_h” y “K_v”, definidos por las siguientes formulas:

$$K_h = \frac{\text{Componente horizontal de la aceleración del sismo}}{\text{Aceleración debido a la gravedad}}$$

$$K_v = \frac{\text{Componente vertical de la aceleración del sismo}}{\text{Aceleración debido a la gravedad}}$$

Las presiones activas para estas condiciones se calculan con la siguiente formula:

$$P_{ae} = \gamma_{suelo} * H * (1 - K_v) * K_{ae}$$

Esta expresión da como resultado unidades de presión, es decir una fuerza por unidad de área, donde:

K_{ae} : Coeficiente de presión activa de la tierra en condiciones sísmicas definido por:

$$K_{ae} = \frac{\text{sen}^2(\varnothing + \beta - \theta'')}{\cos\theta'' * \cos\beta * \text{sen}(\beta - \theta'' - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varnothing + \delta) * \text{sen}(\varnothing - \theta'' - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta - \theta'') * \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{K_h}{1 - K_v} \right]$$

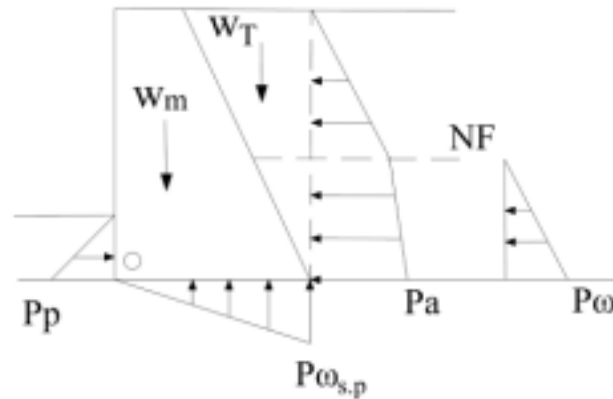
De la *Figura N°10* se tiene:

- α : es el ángulo que forma la superficie de la cuña horizontal, o ángulo del talud natural del suelo.
- \varnothing : es el ángulo de fricción interna del suelo.
- δ : es el ángulo de fricción entre el suelo y muro, el cual depende de la rugosidad de las paredes del muro.
- β : es la inclinación de la cara interna del muro.
- γ : es el peso específico del suelo.
- H: es la altura del muro.

Método del Factor de Seguridad Global (FSG)

Es un coeficiente entre el valor calculado de la capacidad máxima de un sistema y el valor del requerimiento esperado real a que se verá sometido. Es un número mayor a la unidad, indicando la capacidad en exceso del sistema por sobre sus requerimientos. Consiste en calcular modos de fallo de un muro de contención para fijar un valor probable para que controle algunas formas de fallo funcional o estructural (Pineda, 2013).

Figura N° 11 Diagrama de fuerzas



Según la norma se cumple los siguientes criterios para el diseño de muros CE.020:

- Criterio por vuelco:

$$F.S.Vuelco = \frac{\sum M_o \text{ FUERZAS ESTABILIZANTES}}{\sum M_o \text{ DESESTABILIZANTES}} \geq 2.0$$

Según AASHTO, para condiciones sísmicas considerar:

$$F.S.Vuelco \geq 1.5$$

- Criterio por deslizamiento:

$$F.S.Deslizamiento = \frac{\sum FH \text{ FUERZAS RESISTENTES}}{\sum FH \text{ ACTUANTES}} \geq 1.5$$

Según AASHTO, para condiciones sísmicas considerar:

$$F.S.Deslizamiento \geq 1.125$$

- Criterio por capacidad de carga:

$$F.S. \text{ Por capacidad de carga} \geq 3$$

Según AASHTO y la norma técnica peruana E.050 (Suelos y Cimentaciones), para condiciones sísmicas considerar:

F.S. Por capacidad de carga ≥ 2.5

- F.S.G para condiciones estáticas:

$$F.S.G \geq 1.3$$

Según AASHTO, para condiciones sísmicas considerar:

$$F.S.G \geq 1.10$$

2.2.6. Zonificación Sísmico-Geotécnica

La cuenca del río Rímac se encuentra ubicada en una zona de alta actividad sísmica, y en particular el área en estudio (subcuenca bajo el río Rímac). De acuerdo a la Norma Sismorresistente E.030, la subcuenca pertenece a la Zona 4 con un factor de zona $Z=0.45g$. En cuanto a las condiciones geotécnicas, el tipo de suelo es considerado S1 y S2, con factores respectivos de $S= 1.0$ y 1.2 , y períodos predominantes T_p de 0.4 y 0.6 , respectivamente.

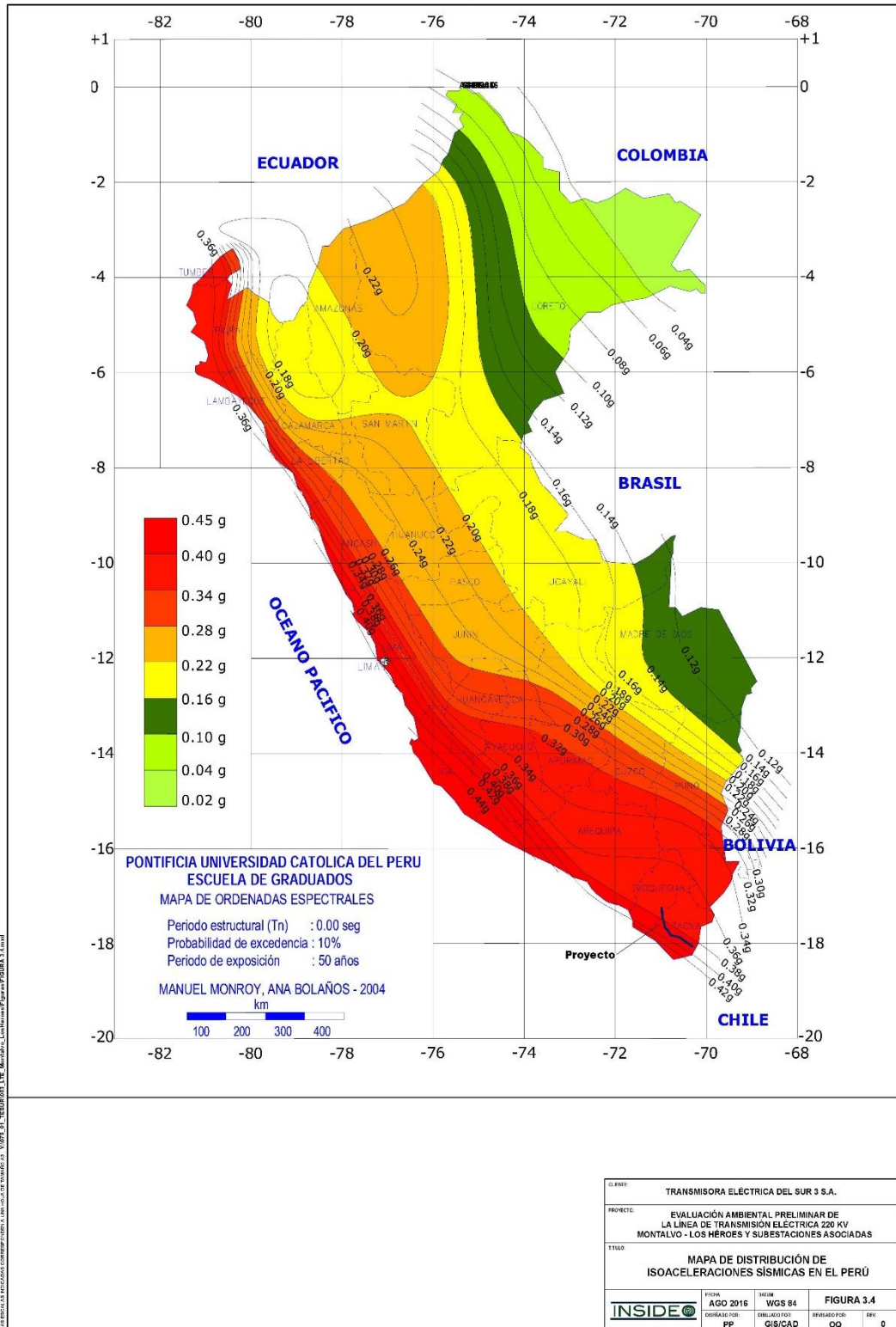
El distrito de El Agustino: Zonas I y II, que corresponden a suelos S1 y S2. Además, se observa la existencia de áreas pequeñas que corresponderían a Zonas III y IV, y que requieren estudios complementarios en detalle.

A continuación, se mostrará el mapa del Perú con sus respectivas isoaceleraciones por cada zona, considerándose una probabilidad de excedencia de 10 % y un periodo de exposición de 50 años (PUCP, 2016).

Tabla N° 2 Clasificación de suelos de acuerdo con la amplificación sísmica

	So: Roca Dura	S1: Roca o suelos muy rígido	S2: Suelos Intermedio	S3: Suelos Blandos
Zona 4	0.8	1	1.05	1.1
Zona 3	0.8	1	1.15	1.2
Zona 2	0.8	1	1.2	1.4
Zona 1	0.8	1	1.6	

Figura N° 12 Mapa de distribución de isoaceleraciones sísmicas en el Perú



2.2.7. Softwares de diseño

- Modelación en SLIDE

Es un software de análisis de estabilidad de Taludes en 2D que utiliza métodos de equilibrio límite para el cálculo de la estabilidad.

Incluye análisis de agua subterránea por elementos finitos en estado estacionario, e integra capacidades de análisis de sensibilidad, probabilísticos y análisis retrospectivos. Su ámbito de aplicación en minería y obra civil es muy variado, permitiendo evaluar gran número de problemáticas geotécnicas, tales como la estabilidad de terraplenes, presas, taludes en excavaciones mineras o en edificaciones, efectos de cargas externas, sísmicas, eficiencia de elementos de refuerzo, etc. (ICOG, 2016).

- Modelación en GEO5

El programa GEO5 es un conjunto de software que proveen soluciones para la mayoría de las tareas geotécnicas. Los diferentes programas tienen la misma interfaz de usuario y se comunican entre sí, siendo que cada uno de ellos verifica un tipo de estructura diferente. Las soluciones principales del GEO5 son: Análisis de estabilidad de taludes, diseño y verificación de estructuras de contención, análisis completos de muros de gravedad y voladizos, análisis de la capacidad portante y asentamiento de cimentaciones superficiales y profundas. (Fine software, 2017).

2.3. Hidrología

El estudio hidrológico es relevante para el diseño de las estructuras ante máximas avenidas, estos determinarán las características del río, el régimen fluvial y el caudal de diseño. Se hará principalmente los siguientes estudios:

- Análisis probabilístico
- Estudio de la cuenca
- Distribuciones de probabilidad
- Ajuste de distribuciones
- Estudio de tránsito de avenidas

2.3.1. Máximas avenidas

Según Villón (2002), los caudales máximos o máximas avenidas permite diseñar las dimensiones de un cauce, muros de encauzamiento y sistemas de drenaje para la protección de las ciudades y vegetaciones, alcantarillas, vertederos de demasías y luz de los puentes. Se debería de estimar un caudal de diseño apropiado con un previo análisis, teniendo en cuenta que estos sean caudales máximos. El caudal de diseño está directamente relacionado con el período de retorno de las avenidas que se le otorgue, que además este depende del tipo de obra que se hará y el tiempo en que estará operativa. Por otro lado, Molina (1970) dice que se entiende por máxima avenida de un río, como el caudal que haya sobrepasado a todos los presentados durante un determinado tiempo de estudio dado.

2.3.2. Precipitación

Según Mejía (2001), es una variable hidrológica que se manifiesta con un carácter aleatorio variando en el tiempo (variación temporal) y en el espacio (variación espacial). Es normal que, en un período dado de tiempo, mientras en un lugar existe lluvia en otra zona no hay rastros que haya o no ocurrido. En la ingeniería lo que mayor interés se tiene es que la lluvia ocasiona los grandes fenómenos hidrológicos, donde tanto el hidrólogo como el ingeniero tienen el desafío de cuantificarlo correctamente.

Para Villón (2002), la precipitación es toda forma de humedad que se originan en las nubes y llega hasta el suelo; de acuerdo a ello la precipitación se puede manifestar en forma de lluvias, granizadas, garuas y nevadas en casos extremos. Según la ingeniería

hidrológica, las precipitaciones es una fuente de agua de la superficie de suelo, y sus análisis es un punto de partida para los estudios del uso y control del recurso hídrico.

2.3.3. Análisis de información hidrométrica

Según Villón (2002), a partir de las informaciones de una cuenca que se quiera estudiar, el hidrólogo debe preguntarse si la información recogida tiene confiabilidad y si es suficiente o no.

La respuesta a ello se obtendrá realizando algunos procesos sencillos:

- Análisis de consistencia de la información
- Culminación de datos que falten
- Extensión de los registros de las estaciones cercanas

Por lo general se observan períodos incompletos y que no son uniformes de informaciones hidrometeorológicas, es por ello se requiere los períodos base, usando las correlaciones cruzada con comportamientos homogéneos en los datos para poder optar por estaciones de mejor precisión y clasificarlas dependiendo de ello.

2.3.4. Determinación del Período de Retorno, Riesgo y Vida útil

El tiempo promedio en años en que el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualada o superado una vez cada “T” años, se le denomina Período de Retorno “T”. Si se supone que los caudales máximos son independientes, se puede calcular la probabilidad de falla para una determinada obra según la vida útil de n años.

Para adoptar el período de retorno a utilizar en el diseño de una obra es necesario considerar la relación que hay entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil de la estructura que se hará y el riesgo de falla admisible, que dependerán de factores económicos, sociales técnicos, entre otros (Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, 2008).

El riesgo de falla admisible está en función del período de retorno y vida útil de la obra, y está dado por la siguiente formula:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

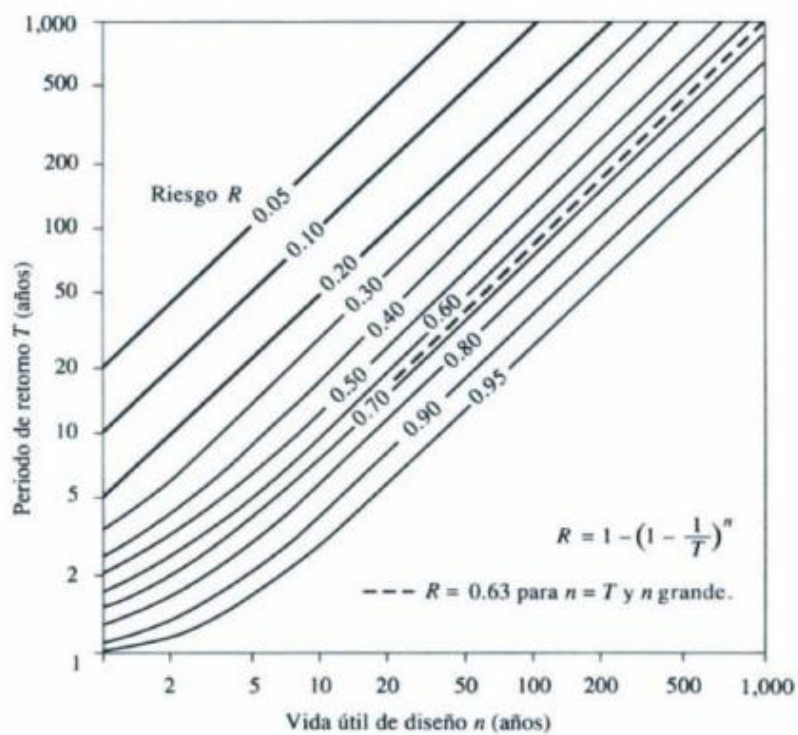
Donde:

n = Tiempo de vida útil en años

T = Período de retorno

R = Riesgo de falla admisible

Figura N° 13 Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño durante la vida útil



Esta figura se puede resumir en la siguiente tabla para determinar el valor de T para varios riesgos permisibles R y para la vida útil n de la obra.

Tabla N° 3 Valores de Período de Retorno T (años)

RIESGO ADMISIBLE	VIDA ÚTIL DE LAS OBRAS (n años)									
	1	2	3	5	10	20	25	50	100	200
0,01	100	199	299	498	995	1990	2488	4975	9950	19900
0,02	50	99	149	248	495	990	1238	2475	4950	9900
0,05	20	39	59	98	195	390	488	975	1950	3900
0,10	10	19	29	48	95	190	238	475	950	1899
0,20	5	10	14	23	45	90	113	225	449	897
0,25	4	7	11	18	35	70	87	174	348	695
0,50	2	3	5	8	15	29	37	73	154	289
0,75	1,3	2	2,7	4,1	7,7	15	18	37	73	144

De acuerdo con los valores de la tabla de valores de período de retorno, el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones recomienda utilizar como máximo los siguientes valores de riesgo admisible de obras de drenaje:

Tabla N° 4 Valores Maximos 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.

2.4. Hidráulica fluvial

Este estudio comprende el comportamiento hidráulico de los ríos, sean estos los caudales, las velocidades de flujo, la variación del fondo por socavación y los ataques contra los márgenes del río. Los diseños de las obras hidráulicas en los ríos para protección del fondo, encauzamiento y vertimiento de excesos pertenecen a la Ingeniería de Ríos. A continuación, se conocerán algunos conceptos y elementos del análisis de la hidráulica fluvial.

2.4.1. Tipos de flujo

- Flujo Turbulento

El flujo turbulento es más desarrollado debido a que la naturaleza tiene tendencia hacia el desorden y ello en términos de flujos quiere decir tendencia hacia la turbulencia. Este tipo de flujo se caracteriza por trayectorias circulares erráticas, semejantes o remolinos. El flujo ocurre cuando las velocidades son muy altas o en fluidos en los que las fuerzas viscosas son muy pequeñas (Sotelo, 1980).

- Flujo permanente/ Flujo estacionario

Un flujo es estacionario cuando sus propiedades no cambian en el transcurso del tiempo, quiere decir que la velocidad de cada partícula de fluido es la misma para toda su trayectoria. Este tipo de flujo se fundamenta en la Ecuación de la Energía o conocida también como ecuación de Bernoulli expresada en la siguiente fórmula:

$$Z_2 + Y_2 + \frac{\alpha_2 + V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{\alpha_1 + V_1^2}{2g} + h_e$$

Donde:

Z_1, Z_2 : Elevación del fondo del canal en las secciones 1 y 2

Y_1, Y_2 : Altura de agua en las secciones 1 y 2

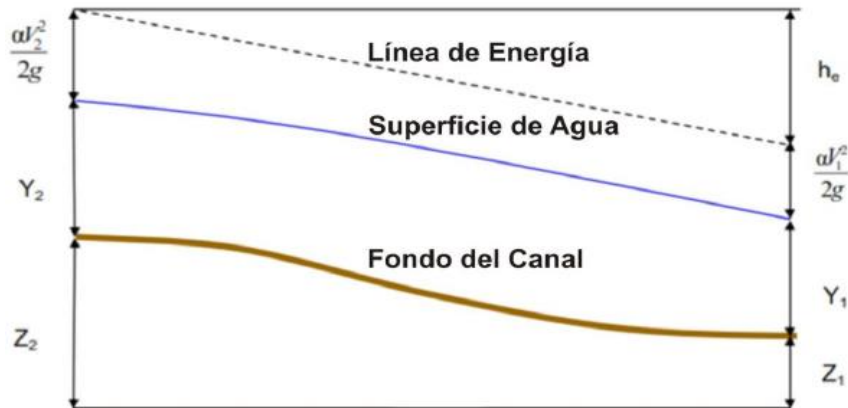
V_1, V_2 : Velocidad media (caudal/área)

g : Aceleración de la gravedad

h_e : Pérdidas de energía entre la sección 1 y 2

α_1, α_2 : Coeficientes de variación de la velocidad en la sección transversal o coeficiente de Coriolis

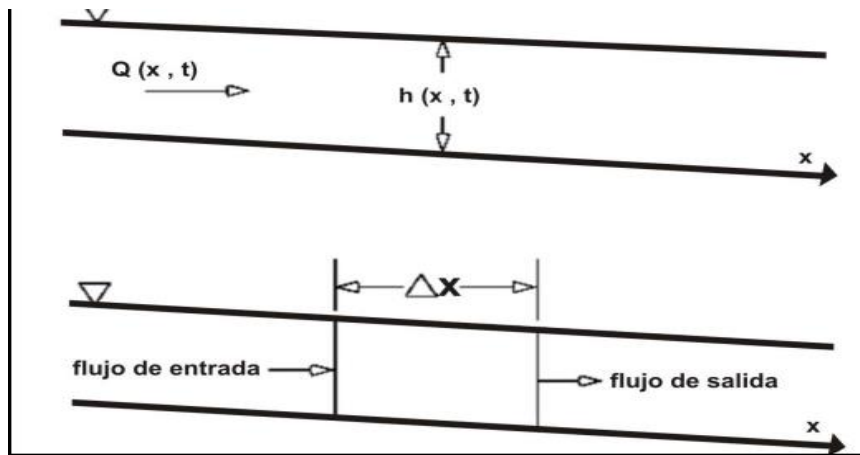
Figura N° 14 Representación de los términos de la ecuación de energía



- Flujo no permanente/ Flujo no estacionario

En cambio, un flujo no estacionario o no permanente es cuando la velocidad de cada partícula cambia de un momento a otro por algún factor propio o externo del fluido. Este comportamiento es el que se asemeja más a los que tienen los ríos. El estudio de este tipo de flujo es de gran importancia para el diseño de obras hidráulicas o para la predicción de inundaciones. Este método permite el cálculo de niveles de agua en una sección, así como también de la evolución del caudal que ocurra en un tiempo determinado. Con la información brindada se podrá diseñar cualquier tipo de defensas ribereñas, además de establecer políticas de control y regulación en las avenidas (Berezowsky, 1998).

Figura N° 15 Esquema típico de Volumen de Control de donde se derivan las ecuaciones de Continuidad y Momento



- Flujo no uniforme

A lo largo del canal, las características hidráulicas del flujo no permanecen constantes, esta variación puede darse de forma gradual o brusca, que se le podría llamar flujo gradualmente variado y flujo rápidamente variado respectivamente.

- Supercrítico

En este estado, las fuerzas de inercia presentan una mayor influencia que las fuerzas de gravedad. Además de ello, el flujo se traslada a velocidades y pendientes altas, y con pocas profundidades. El número de Froude, es mayor a 1. Este flujo también propicia la formación de resaltos hidráulicos alcanzando Froude mayores a 9.

$$Fr > 1$$

- Subcrítico

Para este régimen de flujo las fuerzas de inercia son superadas por las fuerzas de gravedad, se tienen velocidades y pendientes bajas, pero las profundidades de la lámina de agua, es todo lo contrario, son mayores que las que se presentan en el flujo supercrítico. Para este estado el número de Froude es menor a 1.

$$Fr < 1$$

- Crítico

En este tipo se presentan una combinación de fuerzas inerciales y de gravitaciones que lo podría hacer inestable, convirtiéndose en un flujo en estado intermedio y cambiante entre los otros dos tipos mencionados anteriormente, es por ello que no es aceptable y no muy recomendable usarlo en el diseño de estructuras hidráulicas. Este tipo tiene el número de Froude igual a 1, además que no se pueden generar resaltos hidráulicos.

$$Fr = 1$$

2.4.2. Parámetros de estudio

- Tirante hidráulico

El tirante de máxima avenida o avenida de diseño, se calcula teniendo en consideración los siguientes parámetros:

- Coeficiente de rugosidad del cauce (n).
- Pendiente del cauce en el tramo de interés (s).
- Ancho de la sección estable del río (B).
- El talud de la sección de diseño (z).
- El caudal de diseño (Q)

Para B > 30 metros

$$y = \left[\frac{Q_{dis}}{K_s * B * S^{0.5}} \right]^{3/5}$$

Donde:

Q_{dis}: Caudal de diseño (m³/s)

K_s: Rugosidad del fondo del río

B: Ancho estable del río (m)

S: Pendiente del tramo del río (m/m)

Tabla N° 5 Valores de coeficientes de Manning para corrientes naturales

Corrientes naturales	Mínimo	Normal	Máximo
a. Corrientes en planicies			
1. Limpias, rectas máximo nivel, sin montículos ni pozos profundos	0.025	0.030	0.033
2. Igual al anterior, pero con mas piedras y malezas	0.030	0.035	0.040
3. Limpio, serpenteante, algunos pozos y bancos de arena	0.033	0.040	0.045
4. Igual al anterior, pero con algunos matorrales y piedras	0.035	0.045	0.050
5. Igual al anterior, niveles bajos, pendientes y secciones mas ineficientes	0.040	0.048	0.055
6. Igual al 4, pero con mas piedras	0.045	0.050	0.060
7. Tramos lentos, con malezas y pozos profundos	0.050	0.070	0.080

- Velocidad media

Por otro lado, la velocidad es la rapidez con la que el agua se desplaza río abajo, medido en cualquier punto. Debido a los rozamientos con el lecho del río y las márgenes. La velocidad varía entre un valor próximo a cero y un máximo situado en la mitad de la corriente y a cierta distancia del fondo del lecho. Asimismo, estos parámetros serán calculados a través de Maning-Strickler.

$$Vm = Ks * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

Vm: Velocidad media (m/s)

Ks: Rugosidad del fondo del río

R: Radio Hidráulico (m)

S: Pendiente del tramo del río (m/m)

- Ancho encauzamiento (Según BLENCH)

Consiste en una sección y pendiente que están en equilibrio con el caudal transportado; aplicado para material cohesivo y arenoso. Un cauce estable

responde a una situación de equilibrio, sin sufrir erosión del lecho, erosión de orillas, excesiva sedimentación interior y excesiva sedimentación en llanura de inundación. Este ancho se calculará a través del método de Blench:

$$B = 1.81(Q * \frac{Fb}{Fs})^{0.5}$$

Donde:

B: Ancho de encauzamiento del río en (m)

Q: Caudal máximo de diseño (m3/s)

Fb: Factor de fondo

Fs: Factor de orilla

Tabla N° 6 Factor de Orilla

Factor de Orilla	
Fs	Tipo de material
0.10	Material suelto en el cauce
0.2	Material ligeramente cohesivo
0.3	Material cohesivo

Tabla N° 7 Factor de Fondo

Factor de Fondo	
Fb	Tipo de material
1.20	Material grueso
0.8	Material fino

- Ancho encauzamiento (Según ALTUNIN)

$$B = a * \frac{Q^{1/2}}{S^{1/5}}$$

Dónde:

B: Ancho de encauzamiento del río en (m)

Q: Caudal máximo de diseño (m³/s)

S: Pendiente del cauce del río (m/m)

Fs: Parámetro que caracteriza el cauce del río

Tabla N° 8 Parámetros que caracteriza el río

PARÁMETROS QUE CARACTERIZA EL CAUCE DEL RÍO	
a	Tipo de material
0.50	Zonas de alta montaña con cauce rocoso
0.75	Zona de montaña con cauce de cantos rodados y guijarros con corriente rápida
1.00	Zona intermedia, cauce formado por arena gruesa, media y fina, corriente tranquila
1.10	Zona de planicie, río caudaloso
1.30	Zona de planicie, río un poco caudaloso

- Ancho encauzamiento (Según SIMONS-HENDERSON)

$$B = K_1 * (Q)^{0.5}$$

Donde:

K1: Según las condiciones geotécnicas varía

Q: Caudal máximo de diseño (m³/s)

Tabla N° 9 Condición Geotécnica

CONDICIONES GEOTÉCNICAS	K1
Fondos y orillas de arena.	5.7
Fondo de arena y orillas de material no cohesivo.	4.2
Fondo y orillas de material cohesivo.	3.6
Fondo y orillas de grava.	2.9
Fondo de arena y orillas de material cohesivo.	2.8

- Ancho encauzamiento (Según Petit)

$$B = 2.45 * (Q)^{0.5}$$

Dónde:

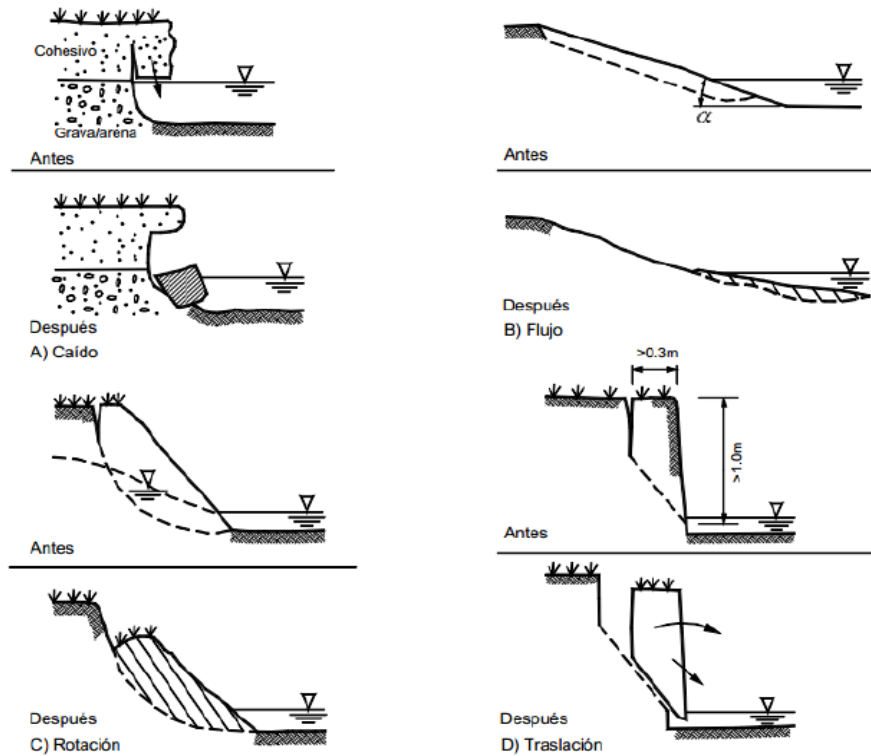
Q: Caudal máximo de diseño (m³/s)

2.4.3. Erosión fluvial

Según Christensen y McElyea (1988), la erosión es un movimiento de suelo superficial, producido por factores, principalmente agentes externos como hídricos y eólicos, que se resulta en la reducción de la profundidad del horizonte superior, cambios en las características del suelo y la modificación de su capacidad para resistir el desarrollo de la planta e infraestructuras

La erosión fluvial es el desprendimiento y transporte de materiales del río que se produce por el paso del agua en el cauce. Por lo general, los procesos de erosión se generan por las características geotécnicas de los materiales de fondo del lecho, del talud, la geometría del cauce y otras características del flujo de agua (UDEP, 2002)

Figura N° 16 Tipos de fallas debido a efectos de erosión en ríos

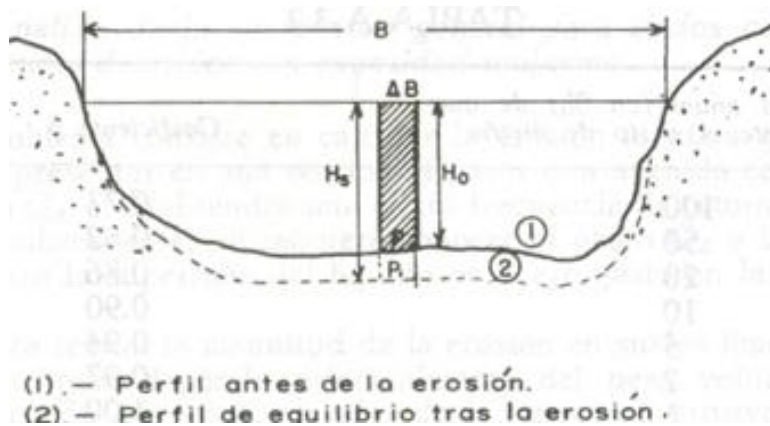


Socavación normal o General

Es el descenso del fondo de un río que se produce al ocurrir una crecida. Esta socavación es debida al aumento de la capacidad de arrastre del material solido que adquiere la corriente en avenidas, en virtud de su mayor velocidad.

Es por ello que cuando se produce una avenida, la sección geométrica del río se modifica cambiando sus condiciones físicas iniciales, lo cual es una sección socavada, donde queda en una condición de arrastre crítico.

Figura N° 17 Sección transversal de la socavación de un río



A continuación, se describirán algunos métodos planteados por el Manual de Ministerio de Transporte y Comunicaciones para la estimación de la profundidad de socavación general bajo la condición en que la velocidad de escurrimiento es igualada por la velocidad crítica de arrastre y la estimación de socavación general por contracción del cauce:

- Método de Velocidad Crítica y Agua Clara

En este método se utiliza el criterio del principio de movimiento de un fondo granular bajo una corriente permanente, es decir que la corriente no transporta sedimentos

La profundidad máxima de socavación general se alcanza cuando la velocidad crítica es igualada por la velocidad media de la sección, donde la velocidad crítica está en función de los parámetros de la fórmula de Strickler para el coeficiente de Manning y las características del material del lecho.

$$V_{cr} = 21 \left(\frac{Rh}{D_{50}} \right)^{1/6} * \sqrt{0.056 \frac{(\gamma_s - \gamma)}{\gamma} D}$$

Donde:

V_{cr} : Velocidad crítica en la sección (m/s)

Rh : Radio hidráulico de la sección (m)

D_{50} : Diámetro correspondiente al 50 % en la curva granulométrica (m)

D : Diámetro característico del lecho (m)

γ_s : Peso específico del suelo (T/m³)

γ : Peso específico del agua (T/m³)

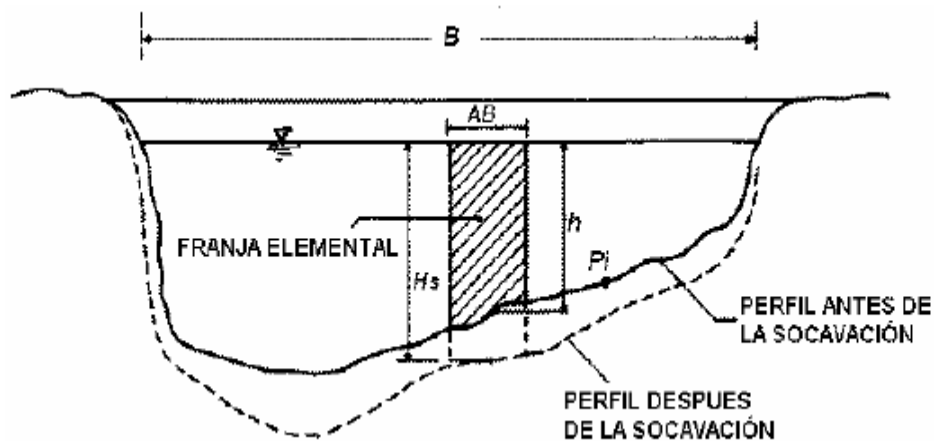
Para la obtención del diámetro característico D del suelo erosionado puede emplearse D_{84} que considera el acorazamiento.

- Método de Lischtván – Levediev

Este método es el más usado para el cálculo de socavación general en el país. Se fundamenta en el equilibrio entre la velocidad media real de la corriente (V_r) y la velocidad media erosiva (V_e). La velocidad erosiva es la velocidad mínima que mantiene un movimiento del material del fondo. La velocidad erosiva está en función de las características del sedimento de fondo y de la profundidad del agua. La velocidad real está dada principalmente en función de las características del río: pendiente, rugosidad y tirante.

El método supone que el caudal unitario correspondiente a cada franja elemental en que se divide el cauce natural permanece constante durante todo el proceso erosivo.

Figura N° 18 Sección transversal del cauce



- Para suelos granulares

Se utiliza la siguiente ecuación considerando los coeficientes de corrección por contracción y peso específico de agua:

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.68 \beta \mu \varphi D_m^{0.28}} \right]^{1/x}$$

Donde:

$H_s - h$: Profundidad de socavación (m)

h : Tirante de agua (m)

$\alpha = \frac{Qd}{H_m^{5/3} B_e \mu}$; Qd : Cauda de diseño (m³/s)

B_e : Ancho efectivo de la superficie libre (m)

H_m : Tirante medio o tirante normal = $\frac{A(\text{Area hidraulica})}{B_e}$

D_m : Diámetro característico del lecho (mm)

β : Coeficiente de frecuencia

Tabla N° 10 Coeficiente de frecuencia en función de T

Probabilidad anual (en %) de que se presente el caudal de diseño	Periodo de Retorno (T, años)	Coeficiente β
100	1	0.77
50	2	0.82
20	5	0.86
10	10	0.90
5	20	0.94
2	50	0.97
1	100	1.00
0.3	333	1.03
0.2	500	1.05
0.1	1000	1.07

μ : Factor de corrección por contracción del cauce = 1.0, si no hay obstáculos

φ : Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos = 1.0, si $\gamma_m = 1.0$

x : Valor de exponente, el cual depende del diámetro del material

Tabla N° 11 Valores de x en función del diámetro del material del lecho

d (mm)	x	d (mm)	x
0.05	0.43	40	0.30
0.15	0.42	60	0.29
0.5	0.41	90	0.28
1	0.40	140	0.27
1.5	0.39	190	0.26
2.5	0.38	250	0.25
4	0.37	310	0.24
6	0.36	370	0.23
8	0.35	450	0.22
10	0.34	570	0.21
15	0.33	750	0.20
20	0.32	1000	0.19
25	0.31		

- Para suelos cohesivos

$$H_S = \left[\frac{ah^{5/3}}{0.60\beta\mu\phi\gamma_s^{1.18}} \right]^{\frac{1}{1+x}}$$

Donde:

$H_S - h$: Profundidad de socavación (m)

h : Tirante de agua (m)

γ_s : Peso específico del sedimento del lecho (T/m³)

➤ Método de Straub

$$H_S = \left(\frac{B_1}{B_2} \right)^{0.642} * h1$$

Donde:

$H_S - h1$: Profundidad de socavación (m)

$h1$: Tirante de agua hacia aguas arriba de la contracción (m)

B_1 : Ancho de la superficie libre del cauce aguas arriba de la contracción (m)

B_2 : Ancho de la superficie libre del cauce en la contracción (m)

2.4.4. Modelación HEC RAS

Es una herramienta desarrollada por Hydrologic Engineering Center (HEC) del United States Army Corps of Engineers. Está diseñado para ayudar a la determinación de los perfiles de la superficie de agua asociados, basados en datos de entrada que describen la forma del canal, parámetros hidráulicos y el flujo, análisis de una cuenca hidrográfica, ofrece la facilidad de importar datos de terreno desde el formato GIS (Bladé et al, 2009).

2.5. Estructuras de retención

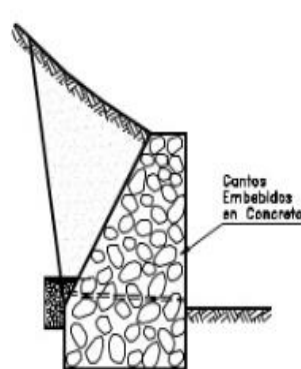
2.5.1. Estructuras de muros rígidos

Mampostería con concreto

- Definición

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° 19 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.

- Diseño

Para diseñar este tipo de muros u otros, en primer lugar, hay que conocer los análisis de estabilidad del muro que existen, como las teorías de Rankine o Coulomb. Las mismas que nos brindan los cálculos y tipo de análisis que requiere un muro en especial sean por su geometría, tipo de suelo, lugar de construcción, a que fuerzas estará sometido y otras condiciones a las que estará expuesta.

En segundo lugar, luego de escoger la teoría más semejante al muro que se requiere en el diseño, se hace un predimensionamiento de la geometría, donde se considera la profundidad de cimentación que dependerá de la altura de socavación, la altura total del muro que protegerá el talud crítico contra una máxima avenida y un ancho de zapata que está en un rango de $(0.5 - 0.7) H$ como especifica la norma EC020. Además de ello se tomarán las propiedades que tendrá este muro, escogiéndolos de las siguientes tablas:

Tabla N° 12 Valores típicos de fricción de algunos materiales

Suelo	Ángulo de fricción efectivo (grados)	
	Suelto	Compacto
Grava limpia	36-40	40-50
Pedrisco de cantera	34-38	38-42
Pedrisco (angular)	32-36	35-45
Arena de cantera (subangular)	30-34	34-40
Arena de playa (redondeada)	28-32	32-38
Arena limosa	25-35	30-36
Limo	25-35	30-35

Tabla N° 13 Valores de pesos específicos de piedras

Tipo de piedra	Peso específico (Ton/m ³)
Basalto	2.5-3.3
Diorito	2.5-3.3
Gabro	2.7-3.1
Gnésis	2.5-3.0
Granito	2.6-3.3
Calcáreo	1.7-3.1
Marmol	2.5-3.3
Cuarcita	2.65
Arenito	1.2-3.0
Angilito	2.0-2.5

Luego de conocer las características y condiciones que tendrá el muro, se harán los análisis de estabilidad del muro, sean estos la verificación por vuelco, por deslizamiento, por capacidad portante del suelo de cimentación y además una estabilidad global del muro con la teoría escogida. Por último, se tendrá un muro donde las dimensiones de las piedras están en un rango de 0.5 a 1.8 metros que depende del tamaño de la estructura para una mejor resistencia, ya que el volumen de las piedras es aproximadamente el 75 % del volumen total del muro. Asimismo, el volumen del concreto que otorgará la adherencia de las piedras será el otro 25 %, con una resistencia baja de $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$ que se utiliza en este tipo de diseños.

2.5.2. Estructuras de muros flexibles

Gaviones

- Definición

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° 20 Elementos constituyentes de los gaviones tipo caja

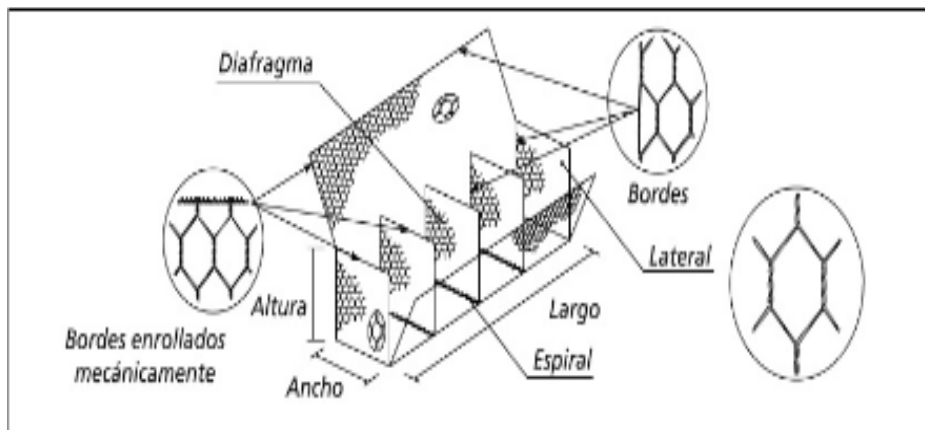


Figura N° 21 Elementos constituyentes de los gaviones tipo saco

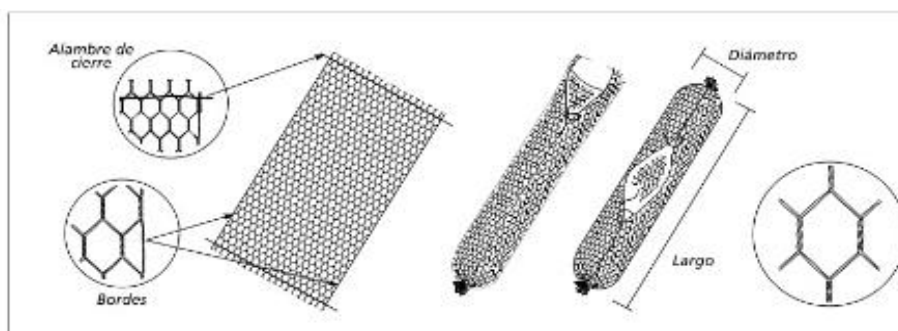


Figura N° 22 Elementos constituyentes de los gaviones tipo colchones Reno

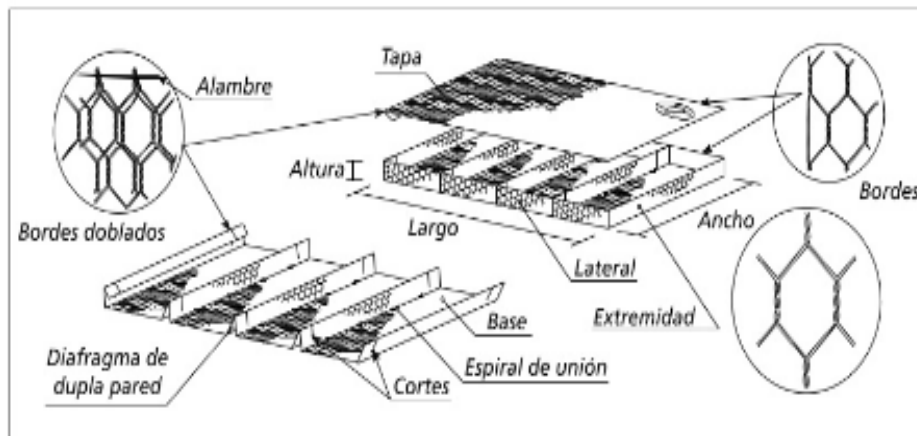
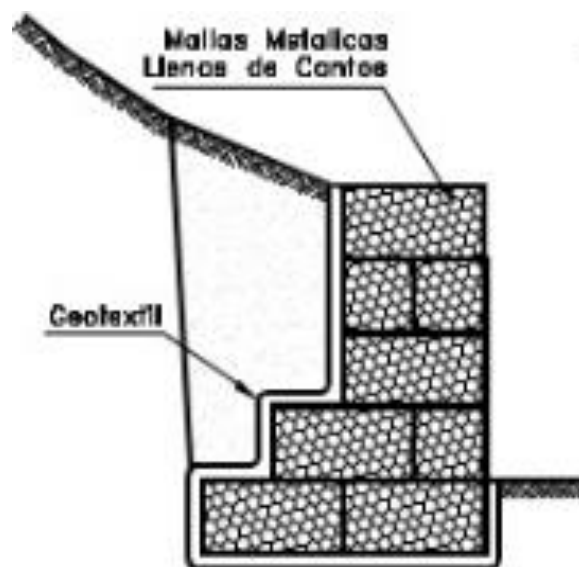


Figura N° 23 Esquema de muro flexible



- 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.

- Diseño

Para este tipo de diseño de muro, luego escoger la teoría más adecuada de estabilidad, se comenzará con el predimensionamiento de la geometría del muro, asignándole las propiedades del relleno del muro y suelo, asimismo las fuerzas externas a la que será expuesta. La elección del material a ser usado sea en lo referente a las características de la malla o en el material de relleno, es de fundamental importancia para la obtención de una estructura realmente eficaz. Según la empresa especializada en el diseño y construcción de estos tipos de muros Maccaferri, sugiere algunas dimensiones estandarizadas de los gaviones tipo caja:

- El largo, siempre múltiplo de 1 m, varía de 1 m a 5 m, con excepción del gavión de 1.5 m;

- el ancho es siempre de 1 m;
- y el alto puede ser de 0.5 m a 1.2 m

A pedido, pueden ser fabricados gaviones caja de medidas diferentes de las estándar.

Asimismo, la selección del tipo de malla y el diámetro de las mismas se seleccionará de la tabla de cargas de ruptura de las mallas hexagonales otorgada por la empresa Maccaferri, donde además esta característica deberá cumplir con los factores de seguridad correspondientes. En la siguiente tabla se mostrarán algunos tipos de malla con sus cargas de ruptura y diámetro del alambre:

Tabla N° 14 Cargas de ruptura de las mallas hexagonales de doble torsión (kg/m)

Tipo de Malla	Carga de Ruptura (kg/m)				
	Alambres - diámetros en milímetros				
	2.0	2.2	2.4	2.7	3.0
5 x 7	3500	4000	4500	-	-
6 x 8	3000	3500	4200	4700	-
8 x 10	-	-	3400	4300	5300
10 x 12	-	-	-	3500	4300

Luego de tener esos datos del material, se realizará de igual manera la estabilidad del muro, donde además incluirá el análisis interno de las fuerzas que actúan en cada capa de gaviones, donde se considera la resistencia de los alambres y el material de relleno.

Finalmente, las características y propiedades del suelo serán obtenidos de igual manera de las *Tabla 12* y *Tabla 13*, donde según Maccaferri, los tamaños de las piedras de relleno estarán en un rango de 6” a 8 “ de diámetro, tratando de reducir al máximo el índice de vacíos en las cajas de gaviones (entre 30% y 40%).

2.5.3. Estructuras de contención de tierra reforzada

Refuerzo con malla (Sistema terramesh)

- Definición

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° 24 Elementos del sistema Terramesh

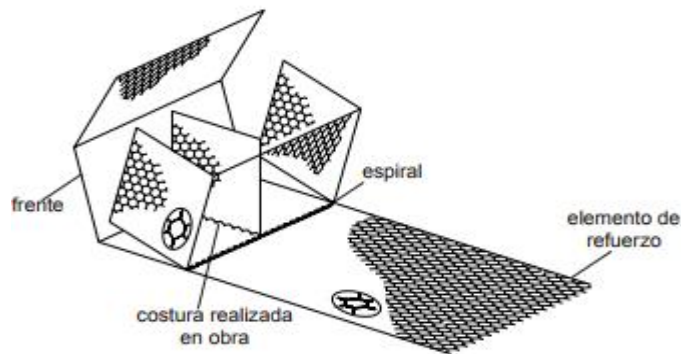
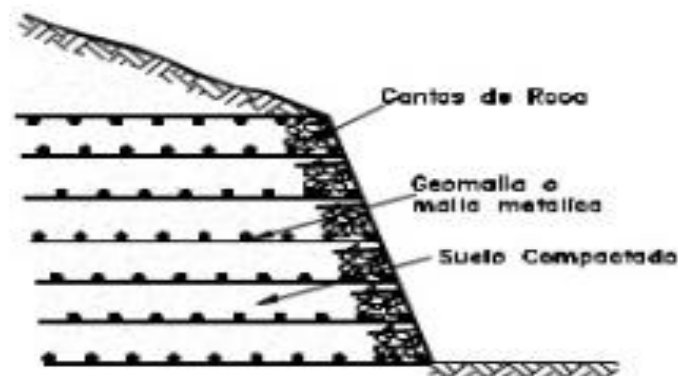


Figura N° 25 Esquema de estructura de tierra reforzada



- 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.

- Diseño

Para el diseño de esta estructura de contención con tierra armada, de igual manera se escogerá las características del material de relleno del gavión que protegerá la tierra armada de la *Tabla 12* y *Tabla 13*, así como también las propiedades del material de la tierra armada, donde los pesos específicos según la empresa Maccaferi para este tipo de relleno fluctúan entre 18 y 25 Tn/m³ con un ángulo de fricción que varía de 30 a 35°, considerando además una cohesión de 0. La longitud de estas mallas variará de acuerdo con el área de suelo que estará a mayores esfuerzos. Finalmente se harán los cálculos recomendados de estabilidad del muro, donde los factores de seguridad para vuelco, deslizamiento y capacidad del suelo deberán ser mayores a los mínimos establecidos en la norma.

CAPITULO III: ESTUDIOS BÁSICOS DE INGENIERÍA

3.1. Ubicación del proyecto

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. 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

Figura N° 26 Localización del tramo en evaluación (De izquierda a derecha :
 Puente Lomas – Puente Libertadores – Puente Talavera) del Río Rímac



3.1.1. Metas del proyecto

Diseñar una defensa ribereña en el talud más crítico, que se definió mediante un levantamiento topográfico. Este mismo está ubicado:

Tabla N° 15 Progresivas y coordenadas del tramo en estudio

Punto inicial	Punto medio	Punto final
0+440m	0+450m	0+460m
283630.37E 8669688.90N	283640.79E 86699689.90N	283650.37E 8669690.00N

- Construcción de 20 m lineales de muro de contención:

Figura N° 27 Localización del área en la que se proyectarán las defensas ribereñas



3.2. Topografía

3.2.1. Metodología del levantamiento topográfico

El objetivo principal es la obtención de planos que reflejen la topografía del área en estudio, 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.

3.2.2. 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

Descripción del área de estudio

El área en estudio es de aproximadamente 82,000 m², ya que sigue una línea de 820m 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:

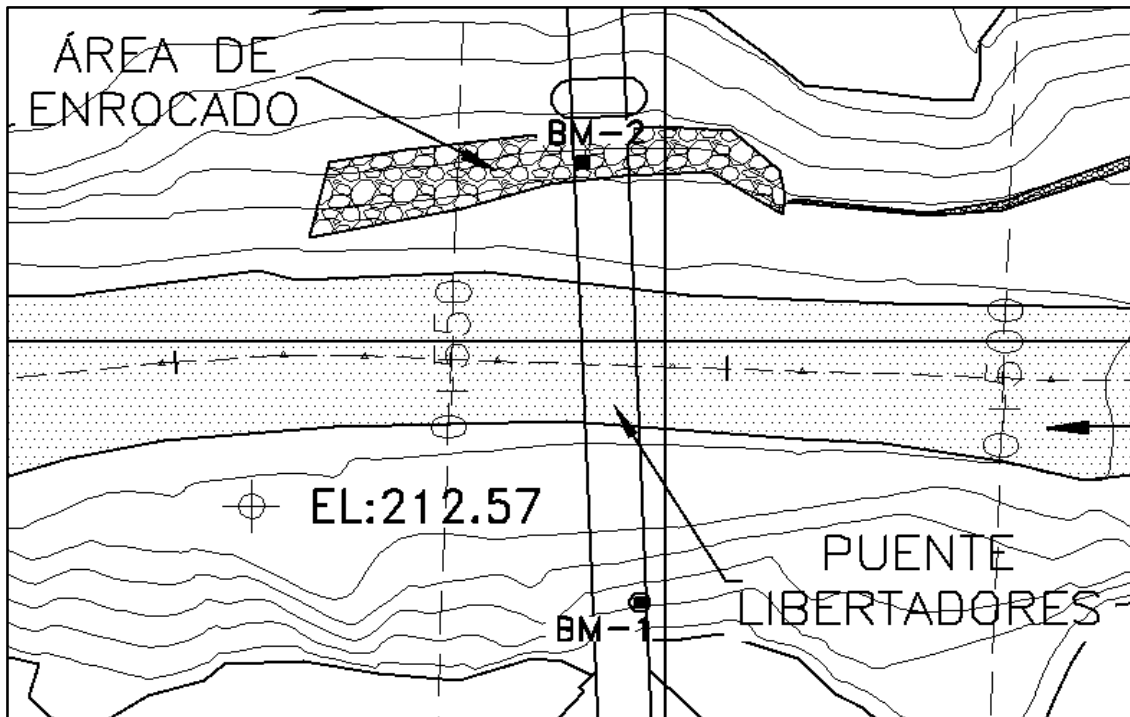
BM 1

E	N
283,498	8,669,675

BM 2

E	N
283,493	8,669,717

Figura N° 28 Ubicación de las coordenadas relativas



En este estudio se obtuvieron los planos de las secciones transversales cada 50m del tramo del río, perfil longitudinal del flujo y la vista en planta con sus respectivos detalles. (Ver anexo 02)

3.3. Geología y Geotecnia

3.3.1. Tramos del área en estudio

Las evaluaciones se han realizado en época de otoño, realizando un reconocimiento e inspección de campo siguiendo el trazo topográfico donde se ubicarán las defensas ribereñas.

La diferencia de niveles en el terreno de la zona en evaluación va desde 208 a 225 msnm.

Figura N° 29 Tramos identificados con fines de investigación geotécnica



Figura N° 30 Calicata para extraer muestra del suelo en el que se apoyaran las obras civiles



3.3.2. Acceso al área en estudio

El proyecto es en el distrito de El Agustino, cerca de “Puente Nuevo”, y se accede a altura del puente Los Libertadores.

3.3.3. Trabajo de investigación geotécnica

- Investigación de campo y excavación de unidades de muestreo.
 - Análisis granulométrico por tamizado (ASTM D-421)

Tabla N° 16 Diámetro promedio de partículas

Tipo de material	Tamaño de las partículas
Grava	75 mm - 2 mm
Arena	Arena gruesa: 2 mm - 0.2 mm
	Arena fina: 0.2 mm - 0.05 mm
Limo	0.05 mm - 0.005mm
Arcilla	Menor a 0.005 mm

- Límite líquido (ASTM D-423) y límite plástico (ASTM D-424)

No de los elementos gruesos que contiene, sino únicamente de sus elementos finos. El análisis granulométrico no permite apreciar esta característica por lo que es necesario determinar los límites de Atterberg.

Tabla N° 17 Índice de plasticidad de los suelos arcillosos

Índice de plasticidad	Características
IP > 20	suelos muy arcillosos
20 > IP > 10	Suelos arcillosos
10 > IP > 4	suelos poco arcillosos
IP = 0	suelos exentos de arcilla

- Contenido de humedad natural (ASTM D-2216)

- Clasificación de suelos por el método SUCS y por el método AASHTO

Los diferentes tipos de suelos son definidos por el tamaño de las partículas. Son frecuentemente encontrados en combinación de dos o más tipos de suelos diferentes, como, por ejemplo: arena, grava, limo, arcilla y limo arcilloso, etc.

3.3.4. Ensayos de laboratorio

- El programa de ensayos comprendió en lo siguiente:
 - Determinación del contenido de humedad **(ASTM-D-2216)**
 - Análisis Granulométrico por tamizado **(ASTM-D-422)**
 - Determinación del límite líquido **(ASTM-D-423)**
 - Determinación del límite plástico **(ASTM-D-424)**
 - Ensayo de corte directo **(ASTM-D-3080)**

Cada uno de los resultados obtenidos en el presente estudio se encuentra anexados con los respectivos certificados del laboratorio. (Ver anexo 03)

PLANO DE UBICACIÓN DE EXPLORACIÓN DE CAMPO

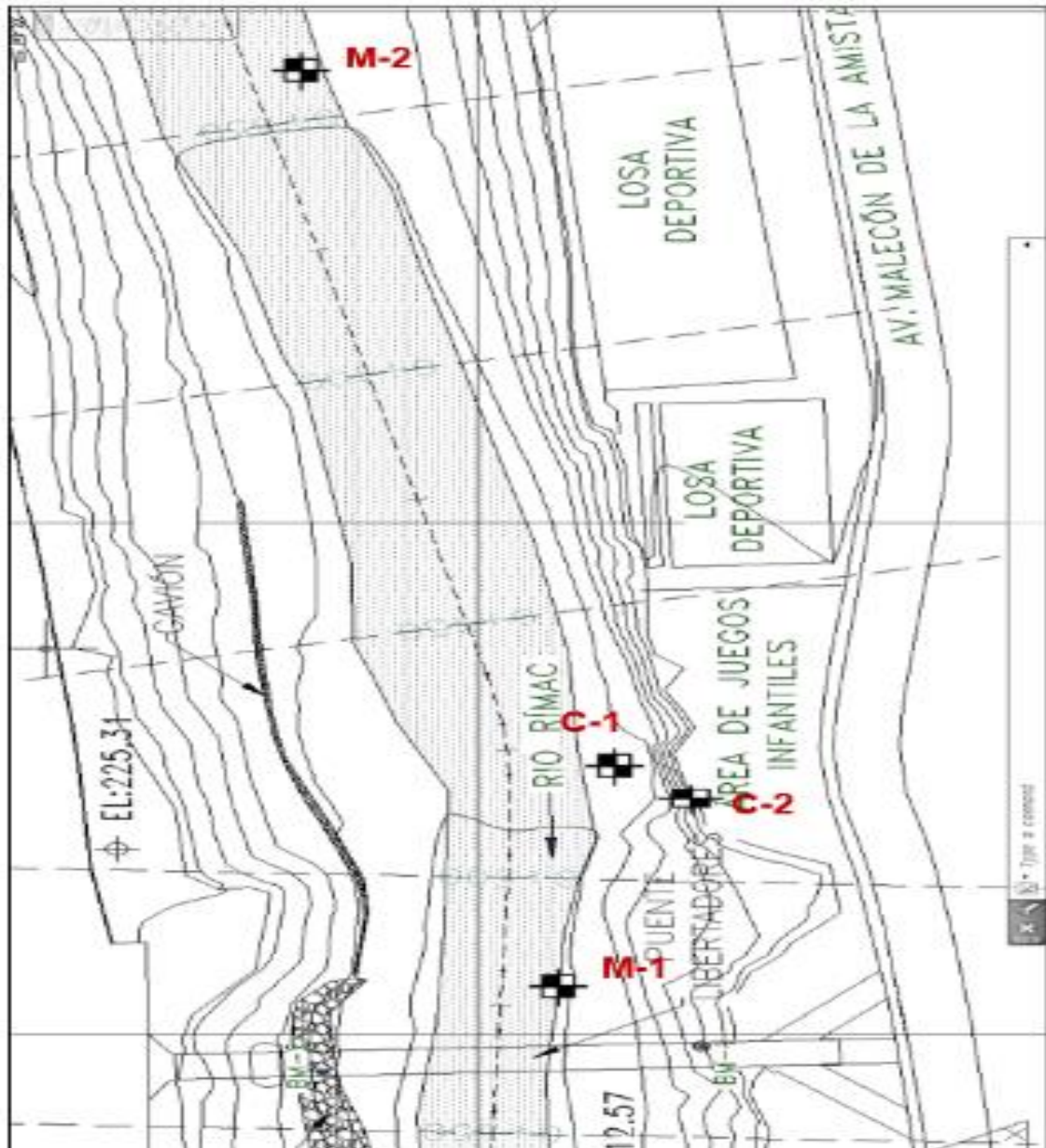
C-1: Calicata 1

M-1: Muestra del lecho del río 01

C-2 : Trinchera en ladera

M-2: Muestra del lecho del río 01

Figura N° 31 Ubicación de los puntos de exploración del suelo



3.4. Hidrología

3.4.1. Cuenca hidrográfica del río Rímac

Según el ministerio de agricultura (ANA), La cuenca del río Rímac tiene un área de 3 485 km², una altitud media de 2 979 msnm y una pendiente media en el orden de 47% y de acuerdo a la curva hipsométrica mostrada corresponde a un río joven. El Factor de Forma determinado es 0,34 lo cual nos estaría indicando que esta cuenca tiene regular respuesta a las crecidas, asimismo el Coeficiente de Compacidad determinado es 1,99 y que corresponden a cuencas de forma alargada. Políticamente la Cuenca del Río Rímac forma parte de las provincias de Lima y Huarochirí del departamento de Lima.

- Ubicación geográfica:

Cuenca: Rímac
 Departamento: Lima
 Provincia: Lima, Huarochirí

- Ubicación hidrográfica:

Norte: con la cuenca del Río Chillón.
 Sur: con la cuenca del Río Lurín.
 Este: con la cuenca del Río Mantaro.
 Oeste: con el Océano Pacífico

Tabla N° 18 Características fisiográficas de las cuencas

Característica	Area (Km ² .)	Perímetro (Km.)	Altitud media de la cuenca (msnm)	Longitud del cauce (Km.)	Pendiente del cauce (%)	Pendiente Media cuenca (%)	Coeficiente de compacidad	Factor de Forma	Rectángulo equivalente	
									Lado mayor (Km.)	Lado menor (Km.)
Nepeña	1878,29	246,96	2067	54,47	1,74	45,21	1,60	0,43	105,71	17,77
Casma	2973,97	283,71	2099	84,5	2,69	44,39	1,46	0,45	116,28	25,58
Huarmey	2232,96	267,3	2182	79,46	3,62	44,2	1,58	0,35	114,08	19,57
Pativilca	4577,24	441,37	3366	126,5	2,09	57,68	1,83	0,29	197,51	23,17
Chancay Hualal	3046,37	327,83	2727	89,77	3,15	48,8	1,66	0,35	142,54	21,37
Rímac	3485,36	419,59	2979	58,06	1,88	47,34	1,99	0,34	191,6	18,19
Cañete	2017,34	524,88	3686	158,92	2,01	12,42	1,89	0,34	237,06	25,38
Pisco	4208,7	497,68	3027	106,96	1,64	39,33	2,15	0,24	230,59	18,25
Ica	7301,88	515,44	1641	180,36	0,96	27,95	1,72	0,29	231,13	31,59
Grande	10991,27	609,04	2123	140,11	1,36	32,27	1,63	0,56	262,68	41,84

CUENCA EN ESTUDIO

Figura N° 32 Perfil longitudinal Río Rímac

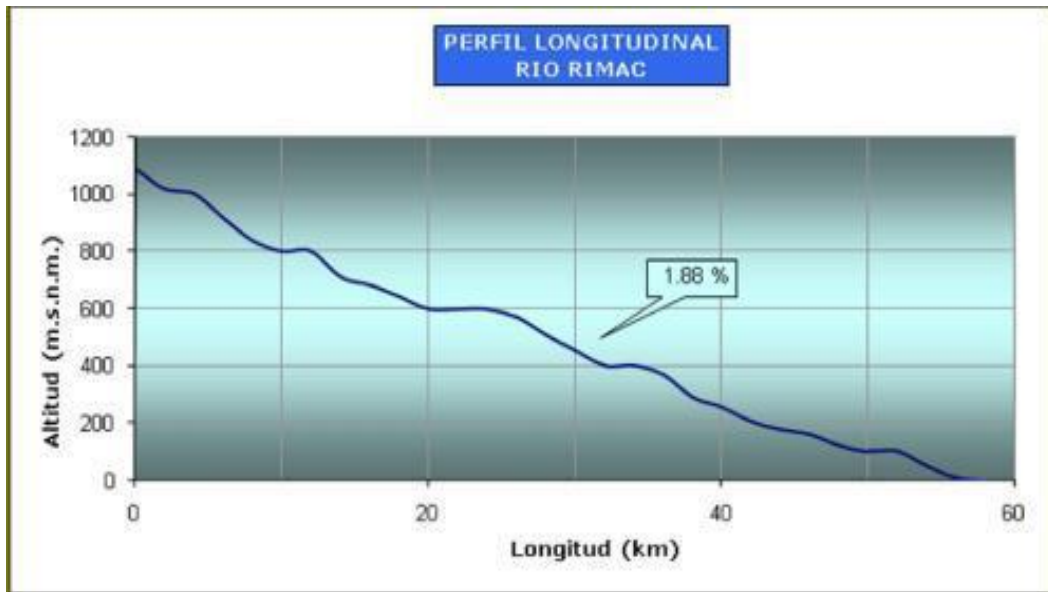


Figura N° 33 Curva Hipsométrica y altitud media de la cuenca

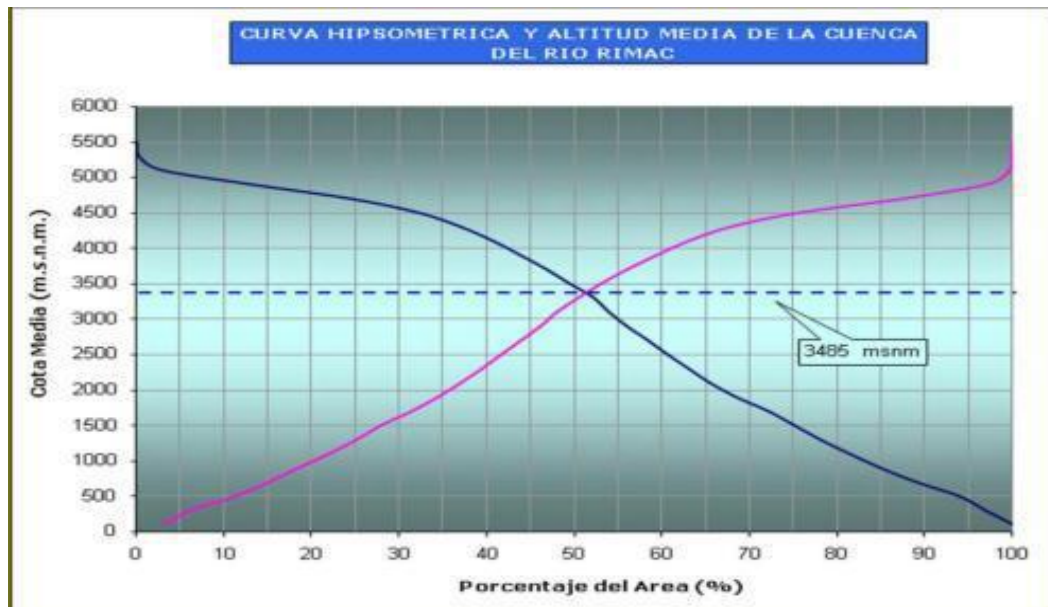


Figura N° 34 Parámetros geomorfológicos de la cuenca Rímac

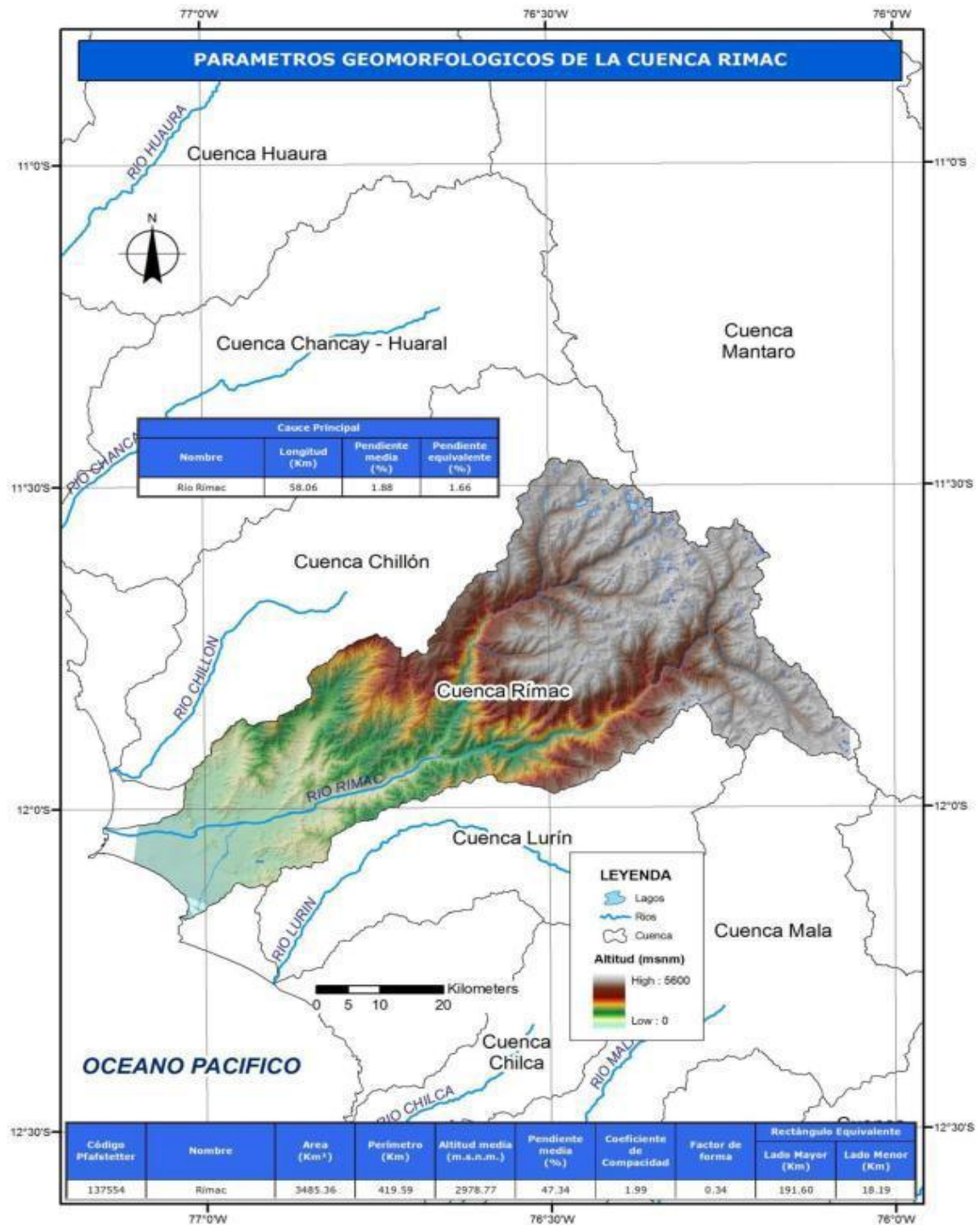


Figura N° 35 Cuencas y subcuencas

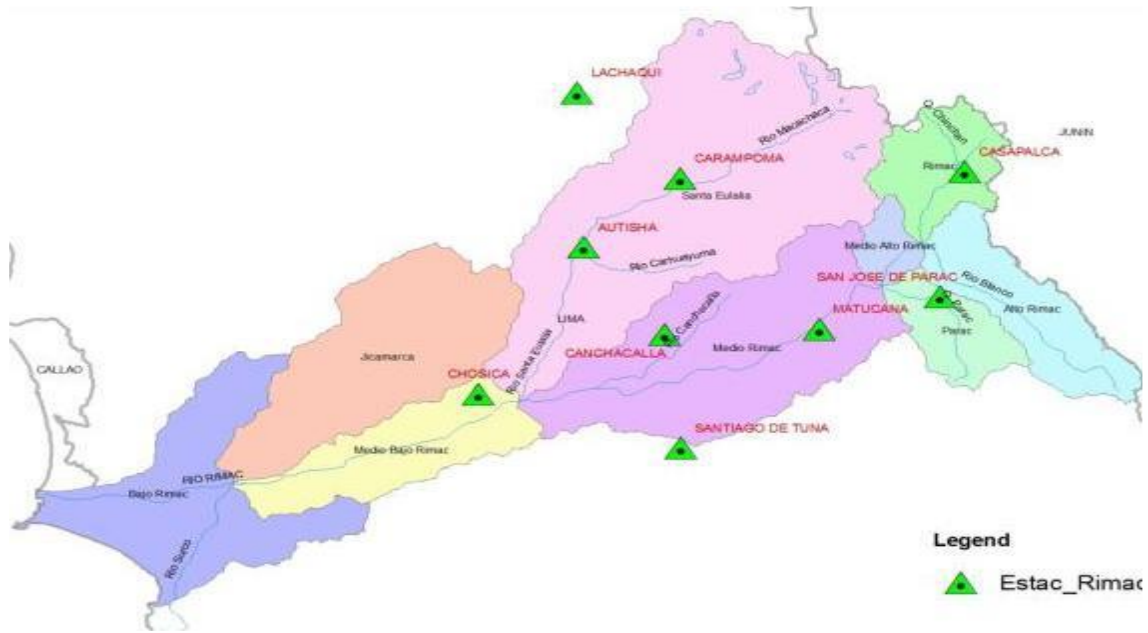


Tabla N° 19 Estaciones hidrológicas ubicadas en el área de estudio

Nombre	Río	Área Captación (km ²)	Cuenca	Dpto.	Prov.	Dist.	Alt msnm	Año Inicio	Long.	Lat
Letrayoc	Pisco		Pisco	Ica	Pisco	Huancano	720	1972	75.72	13.65
Letrayoc II			Pisco	Ica	Pisco	Humay	430	1957	75.88	13.73
Laguna Acnococha			Pisco	Huancavelica	Castrovirreyña	Santa Ana	5100		75.18	13.1
Laguna Palcococha			Pisco	Huancavelica	Castrovirreyña	Santa Ana	4600		75.30	13.22
Sheque	Santa Eulalia		Rímac	Lima	Huachochi	Huanza	3241	1989	76.50	11.67
Milloc	Santa Eulalia		Rímac	Lima	Huachochi	Carampoma	4398	1994	76.35	11.57
Autisha	Santa Eulalia		Rímac	Lima	Huachochi	San Antonio	2314	1980	76.61	11.74
Río Blanco	Rímac	224	Rímac	Lima	Huachochi	Chicla	3550	1965	76.26	11.73
San Mateo	Rímac	422	Rímac	Lima	Huachochi	San Mateo	3182	1968	76.30	11.76
Chosica	Rímac		Rímac	Lima	Lima	Lurigancho	906	1968	76.69	11.93
Ynacoto	Rímac	2315	Rímac	Lima	Lima	Chosica	854	1955	76.70	11.92
Chacrasana	Rímac	2500	Rímac	Lima	Lima	Chosica	850	1921	76.75	11.97
Puente Los Angeles	Rímac		Rímac	Lima	Lima	Chosica	850	1948	76.75	11.97
Puente Huachipa	Rímac		Rímac	Lima	Lima	Lurigancho	422	1960	76.89	12.01
Desembocadura R-1	Rímac	3551	Rímac	Lima	Callao	Callao	20	1968	77.05	12.13
Matucana			Rímac	Lima	Huachochi	Matucana	2380	1987	76.33	11.83
Puente Palomar	Santa Eulalia		Rímac	Lima	Huachochi	Santa Eulalia	954	1987	76.67	11.92

Información histórica – metodología de análisis

- Estación hidrométrica Chosica – Río Rímac

La estación hidrométrica Chosica, geográficamente se localiza en las coordenadas geográficas de 11°55'48.5" de latitud sur y 76°41'23.8" de longitud oeste, y a una altitud de 906 msnm.

La estación hidrométrica Chosica de la cuenca del río Rímac, políticamente se encuentra ubicada en:

- País: Perú
- Región: Lima
- Provincia: Lima
- Distrito: Chaclacayo

Se ubica en la parte media e inicio del valle de la cuenca del río Rímac y mide todo el escurrimiento de la cuenca húmeda. El registro histórico disponible de descargas medias mensuales en la estación hidrométrica Chosica, es continuo del período 1912-2009, con 98 años de información, del año 1912-1964 que corresponde a caudales naturales y de 1965-2009 a caudales regulados. La estación hidrométrica Chosica es administrada por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología - SENAMHI - Lima.

- Metodología de análisis

La información faltante en el registro de caudales máximos promedios diarios del río Rímac, se ha completado y extendido al período 1912-2009 correlacionando con los caudales medios naturalizados del río Rímac (estación Chosica), aplicando el Software Hidrológico HEC-4.

Según la información del SENAMHI, los caudales máximos del río Rímac, son caudales máximos promedios diarios, vale decir, promedio de tres o cuatro valores o lecturas diarias, y por lo tanto no son datos instantáneos, por esta razón se convirtieron los caudales máximos medios diarios a instantáneos mediante la aplicación del Método de Fuller, que se fundamenta en función del área de la cuenca, y esta información de datos instantáneos es la que sirve para el análisis de máximas avenidas.

Fórmula de Fuller:
$$Q_{ins} = Q_{max} \left(1 + \frac{2.66}{A^{0.33}} \right)$$

Donde:

Q_{inst} = caudal máximo instantáneo (m³/s).

$Q_{máx}$ = caudal máximo medio diario (m³/s).

A = área de la cuenca de interés (km²).

Reemplazando el área de la cuenca del río Rímac (2318.22 km², área a la estación hidrométrica), se obtiene un factor de 1.26 aproximadamente y por lo tanto la ecuación queda así:

$$Q_{inst} = 1.26Q_{max}$$

Para el diseño de estructuras hidráulicas, la información hidrométrica deben ser valores máximos instantáneos, no los valores medios diarios, sabiendo que una estructura hidráulica construida en el río debe soportar a la máxima avenida instantánea.

La metodología que se ha empleado para el análisis de máximas avenidas son funciones de distribución de probabilidades usados en el análisis de eventos extremos, tales como la distribución Log Normal de 2 parámetros, Log Normal de 3 parámetros, Gumbel y Log Pearson Tipo III Según el estudio de la ANA.

Tabla N° 20 Caudales máximos del río Rímac

ESTACION : CHOSICA

ALTITUD : 906m.s.n.m.

DPTO:LIMA

CUENCA : RÍMAC

LONGITUD : 76°41'23.8"

PROV:LIMA

PROPIETARIO: SENAMHI/202906/HLG

LATITUD : 11°55'48.5"

DIST:CHACLACAYO

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Qmax
1912	71.26	49.91	72.66	59.65	22.15	25.83	23.13	17.54	13.71	13.36	23.87	45.12	72.66
1913	83.54	94.59	195.97	138.39	27.73	17.93	17.12	15.73	17.61	26.19	41.66	36.93	195.97
1914	46.05	70.46	87.91	86.43	26.07	13.01	12.70	11.38	12.19	14.18	19.10	44.02	87.91
1915	19.35	127.71	88.50	29.68	20.60	19.33	18.91	22.05	21.54	30.72	36.52	64.29	127.71
1916	129.27	185.69	136.28	81.06	50.93	34.71	17.94	15.99	17.63	14.97	15.77	41.04	185.69
1917	107.79	62.84	111.13	92.57	34.31	12.97	19.21	16.04	13.24	18.10	32.14	33.38	111.13
1918	152.21	128.26	143.83	66.64	36.04	21.35	28.04	16.84	17.40	15.27	17.71	70.72	152.21
1919	23.17	73.56	92.65	32.68	21.77	16.74	18.13	21.58	19.84	17.08	23.79	35.36	92.65
1920	101.29	73.35	111.21	117.64	31.43	13.00	10.82	15.43	13.07	18.24	18.24	28.70	117.64
1921	55.20	85.90	95.00	58.10	33.54	18.24	14.36	16.95	20.23	13.07	16.95	36.50	95.00
1922	32.40	63.30	99.00	61.40	45.60	11.20	11.78	10.61	13.07	16.95	20.23	62.60	99.00
1923	68.00	64.00	97.00	69.20	35.80	16.30	13.72	11.20	18.24	19.55	24.85	55.20	97.00
1924	54.50	58.80	90.50	74.00	24.85	16.95	11.20	13.72	16.30	18.90	18.90	23.87	90.50
1925	47.50	56.60	78.00	62.62	27.60	7.40	10.50	11.80	15.80	18.53	18.16	39.88	78.00
1926	59.80	115.80	187.09	90.36	35.20	17.18	11.40	12.19	14.80	14.73	19.70	50.96	187.09
1927	51.60	88.70	137.60	57.40	35.20	25.19	9.10	10.20	15.73	15.76	18.70	37.70	137.60
1928	49.70	111.22	183.49	88.70	40.30	14.00	12.10	12.10	13.19	13.10	14.70	27.50	183.49
1929	99.60	139.80	137.50	50.60	18.90	7.50	10.00	13.00	15.60	18.90	45.00	40.80	139.80
1930	81.75	55.80	320.10	98.40	67.80	35.40	12.90	14.73	11.88	15.80	20.00	18.93	320.10
1931	89.63	53.68	97.63	42.50	25.00	19.50	13.80	9.87	12.83	14.92	21.69	73.00	97.63
1932	84.75	315.00	106.50	62.50	34.00	14.52	12.27	13.45	12.67	19.20	25.69	35.40	315.00
1933	50.70	105.00	225.00	86.00	66.80	20.69	13.84	13.00	12.66	12.66	13.05	42.60	225.00
1934	83.50	160.00	200.00	71.90	41.00	25.69	18.23	12.66	12.27	15.20	14.52	13.84	200.00
1935	105.00	101.20	250.00	55.80	57.50	15.52	13.05	13.05	13.84	13.05	13.84	98.80	250.00
1936	65.50	47.40	60.50	39.60	22.19	15.20	13.05	13.05	13.05	13.05	13.05	16.23	65.50
1937	40.30	35.40	105.00	38.20	25.69	14.18	12.27	13.05	13.05	17.26	17.26	32.38	105.00
1938	96.60	175.00	130.00	65.50	35.40	15.00	13.05	13.05	13.05	13.05	13.05	20.19	175.00
1939	40.30	146.45	205.00	157.80	22.65	15.20	12.66	13.05	13.05	13.05	13.05	53.45	205.00
1940	96.60	57.50	254.50	70.80	23.11	14.18	13.05	13.05	13.05	13.05	16.23	22.27	254.50

Continuación

1941	62.50	290.10	325.00	28.62	14.18	12.27	12.27	12.27	13.05	17.23	26.48	76.30	325.00
1942	184.60	315.80	125.50	42.60	28.05	14.52	13.84	13.84	13.05	13.05	13.05	27.48	315.80
1943	58.50	261.00	138.00	203.00	26.29	13.05	12.97	13.08	13.48	16.70	25.00	44.50	261.00
1944	71.90	130.00	127.30	38.50	24.70	15.00	13.04	13.05	13.03	14.50	14.30	18.50	130.00
1945	63.50	94.50	83.60	57.50	25.00	15.50	13.08	13.00	12.05	16.00	24.50	73.40	94.50
1946	134.00	105.00	185.00	113.00	35.00	17.50	14.00	13.00	14.00	15.50	32.40	53.60	185.00
1947	64.00	78.50	130.00	43.00	31.00	17.00	12.00	13.50	13.10	22.00	15.40	33.00	130.00
1948	130.00	90.00	128.00	62.00	33.00	23.00	18.00	14.00	13.15	51.00	34.00	22.60	130.00
1949	47.00	55.50	108.00	56.50	21.00	15.00	15.50	15.50	13.50	14.50	21.00	14.00	108.00
1950	80.00	98.50	79.50	55.00	33.00	17.50	14.80	13.00	13.50	13.50	18.00	58.50	98.50
1951	71.00	195.00	316.00	108.00	24.00	20.00	15.50	13.50	14.50	22.64	45.00	70.00	316.00
1952	115.00	132.00	164.00	109.00	24.00	19.00	17.00	14.00	18.00	15.00	33.00	45.00	164.00
1953	70.00	175.00	130.00	79.00	31.00	20.00	17.00	14.50	16.50	21.00	42.00	66.00	175.00
1954	72.00	202.00	180.00	42.00	36.00	20.00	16.00	15.00	14.50	18.00	36.00	28.00	202.00
1955	115.00	164.00	320.00	59.00	24.00	20.50	18.00	14.50	14.50	16.00	13.80	21.00	320.00
1956	39.00	142.00	155.00	68.00	21.00	15.00	12.70	13.20	14.80	13.80	12.40	13.10	155.00
1957	36.50	100.00	71.00	63.00	20.00	11.50	10.50	13.10	13.40	12.60	15.10	19.00	100.00
1958	40.00	99.80	94.80	27.90	16.00	11.25	12.15	11.20	12.50	15.90	16.62	14.30	99.80
1959	15.50	175.00	135.00	106.00	31.00	14.50	13.75	13.50	13.95	21.65	19.90	36.40	175.00
1960	60.90	69.00	77.40	28.10	21.40	14.10	13.85	15.00	14.30	16.80	18.20	16.85	77.40
1961	59.50	70.50	65.40	70.40	26.60	16.40	14.25	13.75	13.80	14.05	30.30	53.90	70.50
1962	84.00	76.60	84.10	49.70	28.15	15.30	15.25	16.00	15.10	14.95	16.30	29.00	84.10
1963	69.40	74.00	92.20	52.80	25.80	17.70	15.60	15.20	15.95	17.65	32.80	63.70	92.20
1964	26.70	78.80	72.50	77.30	31.80	17.70	15.60	16.00	16.45	16.95	18.20	21.74	78.80
1965	26.06	108.10	95.70	27.00	20.80	13.30	12.70	12.50	13.35	15.50	15.20	31.80	108.10
1966	72.00	54.09	100.60	30.20	24.90	15.80	17.70	14.60	15.80	30.60	27.80	42.00	100.60
1967	44.30	91.20	100.50	43.20	26.60	20.10	21.20	19.50	22.90	32.50	24.10	33.10	100.50
1968	39.90	30.10	46.40	35.50	18.90	17.30	15.60	18.90	16.75	21.80	35.80	39.40	46.40
1969	32.20	51.00	81.40	50.20	22.60	18.10	18.10	17.60	18.10	21.20	21.20	81.40	81.40
1970	158.00	58.20	88.00	57.70	41.00	23.70	20.80	19.20	22.80	22.20	19.40	55.80	158.00
1971	71.00	101.00	139.00	53.30	24.30	25.30	22.10	21.70	21.80	21.80	17.70	54.30	139.00
1972	93.00	138.00	210.00	119.00	38.60	19.20	18.20	17.30	15.30	20.40	20.00	45.10	210.00
1973	108.00	115.00	110.00	98.20	33.70	15.60	14.30	14.30	12.20	18.30	18.00	52.60	115.00
1974	59.50	67.70	79.10	49.20	19.80	14.20	11.40	15.10	19.20	17.00	17.00	15.10	79.10
1975	32.30	63.60	144.00	55.50	38.80	27.50	24.40	24.90	23.80	25.50	26.10	33.80	144.00
1976	69.00	116.00	91.10	51.10	26.10	22.80	18.00	18.00	19.00	19.40	21.00	23.40	116.00
1977	28.70	162.00	94.00	60.00	42.60	22.20	22.80	22.80	21.60	21.00	46.20	57.40	162.00
1978	98.80	151.00	61.30	46.20	21.00	20.40	20.40	19.90	18.50	20.40	22.20	51.10	151.00
1979	28.70	140.40	144.00	61.30	20.04	20.04	17.92	19.01	20.00	20.33	19.67	20.33	144.00
1980	91.50	40.11	82.40	85.00	20.51	20.51	18.40	19.05	21.65	23.94	28.56	29.40	91.50
1981	83.00	216.00	200.00	70.48	27.32	24.44	24.00	24.00	28.50	20.40	27.40	57.00	216.00
1982	57.50	72.20	65.20	58.40	41.40	38.50	32.55	35.10	27.00	30.40	47.80	33.60	72.20
1983	48.80	46.60	72.00	108.00	31.50	21.92	33.40	27.52	27.00	30.40	47.80	33.60	108.00
1984	39.00	103.50	82.80	50.70	28.70	38.08	33.60	31.04	27.84	31.92	42.56	72.00	103.50
1985	46.70	74.00	118.00	80.00	50.20	67.12	56.89	68.97	29.19	29.00	36.63	86.59	118.00
1986	164.18	154.51	158.35	98.19	113.00	32.06	29.35	34.10	26.19	26.19	26.43	54.96	164.18
1987	81.82	133.82	168.50	78.57	41.15	24.87	23.91	23.91	31.55	34.17	29.42	34.03	168.50
1988	57.77	67.63	43.40	83.00	35.40	24.52	31.40	36.68	23.60	25.28	22.40	58.56	83.00
1989	43.43	57.12	58.14	53.91	26.41	19.36	18.52	17.70	17.70	19.36	21.43	18.11	58.14
1990	35.12	21.02	26.82	18.92	16.86	15.02	13.90	11.10	13.90	31.95	38.58	39.84	39.84
1991	31.65	32.51	66.98	40.82	33.87	21.33	18.46	15.31	18.06	21.30	24.98	20.82	66.98
1992	27.52	25.57	32.88	24.72	16.29	14.85	16.38	15.18	15.51	17.30	13.63	16.88	32.88
1993	95.46	114.49	88.56	55.40	33.45	18.62	17.43	18.71	18.20	21.38	57.99	88.12	114.49
1994	85.11	133.96	132.45	76.39	47.29	27.13	25.65	24.91	24.79	28.44	25.97	36.11	133.96
1995	40.47	33.92	60.35	41.98	23.15	23.77	20.97	23.25	22.59	23.93	26.87	37.60	60.35
1996	81.32	108.93	80.36	69.79	26.88	28.24	31.50	26.18	25.25	22.91	20.83	30.74	108.93
1997	44.55	76.35	47.69	21.55	19.44	20.54	18.92	19.56	19.60	22.40	26.80	77.37	77.37
1998	109.17	120.61	92.06	74.15	50.94	29.66	27.87	24.53	27.36	31.64	32.13	32.44	120.61
1999	49.47	125.49	107.73	74.72	46.17	25.19	26.43	25.31	29.31	29.78	32.09	50.93	125.49
2000	76.65	93.88	108.58	87.77	49.92	28.91	25.37	23.90	23.70	30.68	26.84	64.59	108.58
2001	91.08	89.14	108.65	88.84	40.20	29.45	28.55	28.11	28.21	27.91	44.11	36.70	108.65
2002	41.67	65.49	76.08	65.83	29.05	21.73	22.70	23.87	29.12	31.95	43.25	45.41	76.08
2003	75.83	82.68	128.61	77.55	41.90	30.16	29.95	31.27	52.21	63.11	58.12	79.53	128.61
2004	17.76	82.00	46.50	42.59	31.98	18.10	15.17	19.00	22.28	27.51	36.32	71.73	82.00
2005	50.52	72.57	51.40	67.28	28.40	31.51	31.00	20.75	40.77	28.40	41.76	48.43	72.57
2006	42.53	71.39	101.14	118.89	43.38	29.94	43.21	24.99	25.38	17.98	28.63	53.68	118.89
2007	63.02	82.44	79.66	121.14	42.35	35.00	28.41	36.08	34.59	35.48	39.57	33.75	121.14
2008	71.48	47.79	78.64	32.73	21.19	14.69	12.62	11.23	16.17	21.91	29.22	43.27	78.64
2009	65.75	125.52	139.17	48.55	19.11	10.70	10.47	12.11	18.08	20.09	23.34	38.93	139.17
Promedio	68.66	104.02	120.15	67.34	31.82	20.29	18.44	18.04	18.54	21.06	25.86	42.68	135.76
Nº Datos	98.00	98.00	98.00	98.00	98.00	98.00	98.00	98.00	98.00	98.00	98.00	98.00	98.00
Desv. Est.	33.54	58.21	62.47	30.38	13.43	8.11	7.72	8.03	6.81	8.02	10.64	19.61	66.90
Máxima	184.60	315.80	325.00	203.00	113.00	67.12	56.89	68.97	52.21	63.11	58.12	98.80	325.00
Mínima	15.50	21.02	26.82	18.92	14.18	7.40	9.10	9.87	11.88	12.60	12.40	13.10	32.88

Valores de color azul son datos completados v extendidos.

Análisis de frecuencia de caudales máximos

El análisis de frecuencia es una herramienta utilizada para, predecir el comportamiento futuro de los caudales en un sitio de interés, a partir de la información histórica de caudales. Es un método basado en procedimientos estadísticos que permite calcular la magnitud del caudal asociado a un período de retorno. Su confiabilidad depende de la longitud y calidad de la serie histórica. El análisis de frecuencia consiste en determinar los parámetros de las distribuciones de probabilidad y determinar con el factor de frecuencia la magnitud del evento para un período de retorno dado. La información básica utilizada para el análisis probabilístico de serie de caudales máximos instantáneos del río Rímac es del período 1912-2009 (98 años de información) (ANA, 2010).

Caudales máximos para diferentes períodos de retorno

Según el análisis de frecuencia resulta que la serie de caudales máximos instantáneos del río Rímac se ajusta mejor a la Distribución Gumbel (método de máxima verosimilitud), por mostrar menor porcentaje de error estándar que otras distribuciones. Pero para el presente estudio se ha considerado los resultados de la distribución de probabilidad de LogNormal de 2 parámetros – método de máxima verosimilitud, por ser más conservador de la información. A continuación, se muestran los caudales máximos instantáneos de diseño para diferentes períodos de retorno.

Tabla N° 21 Serie anual de caudales máximos del río Rímac

No	Año	Caudales máximos diarios anuales (m ³ /s)			
		Históricos (1)	Generados (2)	Completados (3)	Instantáneos (4)
1	1912		72.66	72.66	91.55
2	1913		195.97	195.97	246.92
3	1914		87.91	87.91	110.77
4	1915		127.71	127.71	160.91
5	1916		185.69	185.69	233.97
6	1917		111.13	111.13	140.02
7	1918		152.21	152.21	191.78
8	1919		92.65	92.65	116.74
9	1920		117.64	117.64	148.23
10	1921	95.00		95.00	119.70
11	1922	99.00		99.00	124.74
12	1923	97.00		97.00	122.22
13	1924	90.50		90.50	114.03
14	1925	78.00		78.00	98.28
15	1926	187.09		187.09	235.73
16	1927	137.60		137.60	173.38
17	1928	183.49		183.49	231.20
18	1929	139.80		139.80	176.15
19	1930	320.10		320.10	403.33
20	1931	97.63		97.63	123.01
21	1932	315		315.00	396.90
22	1933	225		225.00	283.50
23	1934	200		200.00	252.00
24	1935	250		250.00	315.00
25	1936	65.50		65.50	82.53
26	1937	105.00		105.00	132.30
27	1938	175.00		175.00	220.50
28	1939	205.00		205.00	258.30
29	1940	254.50		254.50	320.67
30	1941	325.00		325.00	409.50
31	1942	315.80		315.80	397.91
32	1943	261.00		261.00	328.86
33	1944	130.00		130.00	163.80
34	1945	94.50		94.50	119.07
35	1946	185.00		185.00	233.10
36	1947	130.00		130.00	163.80
37	1948	130.00		130.00	163.80
38	1949	108.00		108.00	136.08
39	1950	98.50		98.50	124.11
40	1951	316.00		316.00	398.16
41	1952	164.00		164.00	206.64
42	1953	175.00		175.00	220.50
43	1954	202.00		202.00	254.52
44	1955	320.00		320.00	403.20
45	1956	155.00		155.00	195.30
46	1957	100.00		100.00	126.00
47	1958	99.80		99.80	125.75
48	1959	175.00		175.00	220.50
49	1960	77.40		77.40	97.52
50	1961	70.50		70.50	88.83
51	1962	84.10		84.10	105.97
52	1963	92.20		92.20	116.17
53	1964	78.80		78.80	99.29
54	1965	108.10		108.10	136.21
55	1966	100.60		100.60	126.76

Continuación

56	1967	100.50		100.50	126.63
57	1968	46.40		46.40	58.46
58	1969	81.40		81.40	102.56
59	1970	158.00		158.00	199.08
60	1971	139.00		139.00	175.14
61	1972	210.00		210.00	264.60
62	1973	115.00		115.00	144.90
63	1974	79.10		79.10	99.67
64	1975	144.00		144.00	181.44
65	1976	116.00		116.00	146.16
66	1977	162.00		162.00	204.12
67	1978	151.00		151.00	190.26
68	1979	144.00		144.00	181.44
69	1980	91.50		91.50	115.29
70	1981	216.00		216.00	272.16
71	1982	72.20		72.20	90.97
72	1983	108.00		108.00	136.08
73	1984	103.50		103.50	130.41
74	1985	118.00		118.00	148.68
75	1986	164.18		164.18	206.87
76	1987	168.50		168.50	212.31
77	1988	83.00		83.00	104.58
78	1989	58.14		58.14	73.26
79	1990	39.84		39.84	50.20
80	1991	66.98		66.98	84.39
81	1992	32.88		32.88	41.43
82	1993	114.49		114.49	144.26
83	1994	133.96		133.96	168.79
84	1995	60.35		60.35	76.04
85	1996	108.93		108.93	137.25
86	1997	77.37		77.37	97.49
87	1998	120.61		120.61	151.97
88	1999	125.49		125.49	158.12
89	2000	108.58		108.58	136.81
90	2001	108.65		108.65	136.90
91	2002	76.08		76.08	95.86
92	2003	128.61		128.61	162.05
93	2004		82.00	82.00	103.32
94	2005		72.57	72.57	91.44
95	2006		118.89	118.89	149.80
96	2007		121.14	121.14	152.64
97	2008		78.64	78.64	99.09
98	2009		139.17	139.17	175.35
Caudal mínimo de la serie:		325.00	195.97	325.00	409.50

(1) Caudales mínimos diarios procedidos históricos.

(3) Caudales completados con la información general.

(2) Caudales generales con fluj-4 con caudales reales del Río Rimac.

(4) Caudales mínimos instantáneos (Párrafo 1.26).

Figura N° 36 Serie anual de caudales máximos del río Rímac

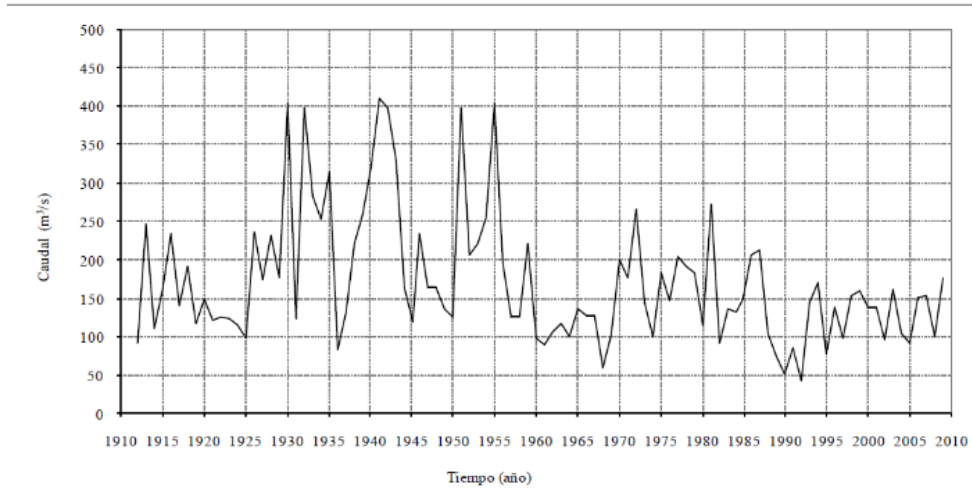


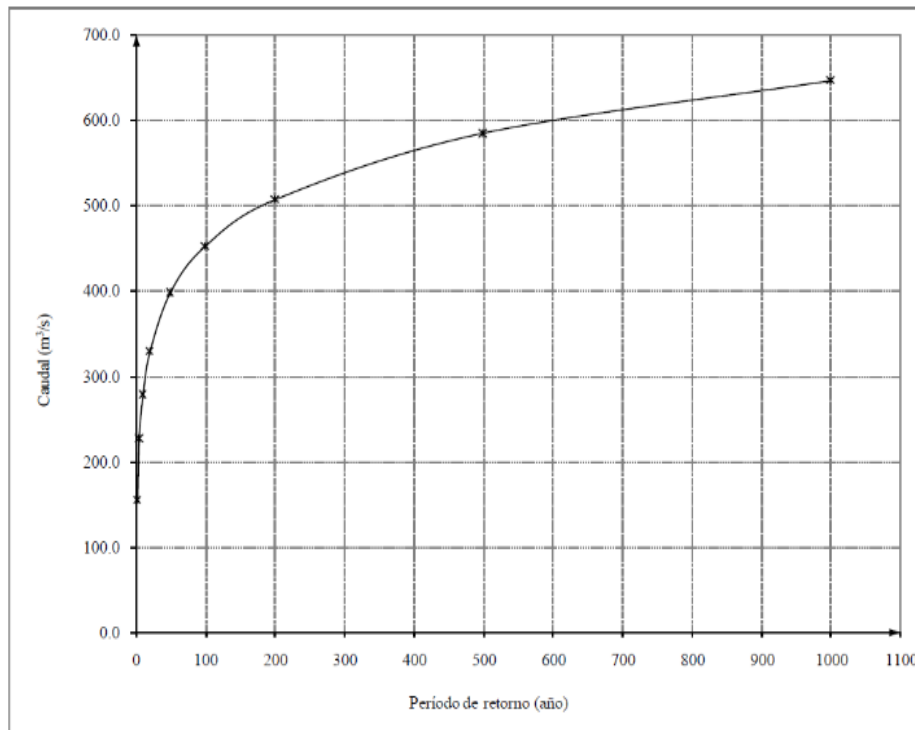
Tabla N° 22 Caudales máximos instantáneos - Río Rímac - Estación Chosica

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	Caudal	% Error Estándar	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 N° 23 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

Figura N° 37 Curva de frecuencia de caudales máximos instantáneos - Río Rímac - Estación Chosica (Ajuste distribución Log Normal de 2 parámetros - Método de máxima verosimilitud)



El riesgo de falla admisible en función del período de retorno y vida útil de la obra está dado por la siguiente fórmula:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

Tabla N° 24 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.

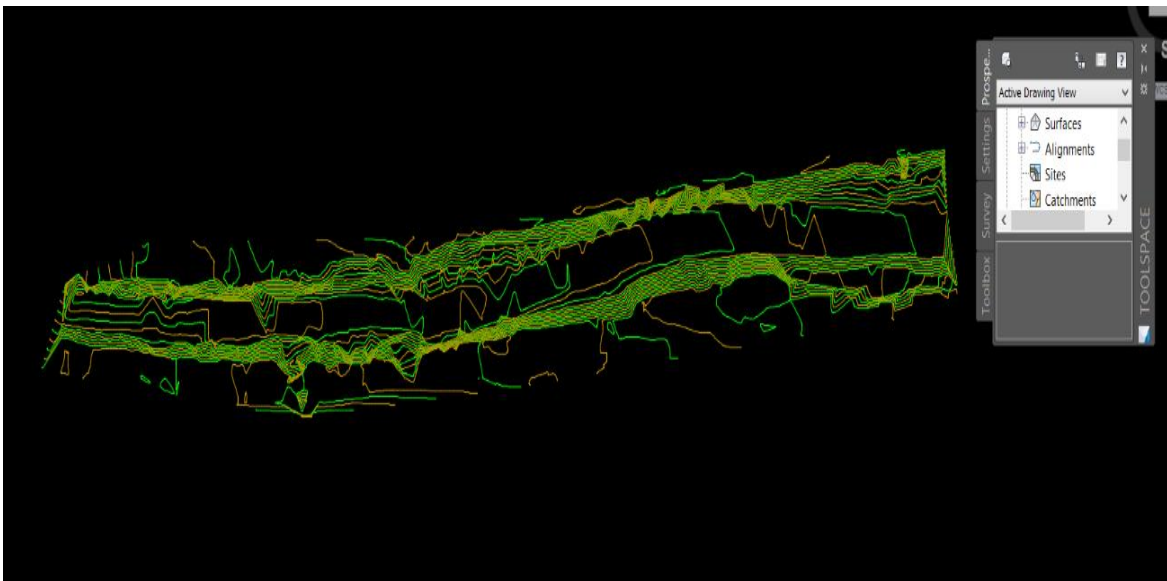
- Según tabla el riesgo $R=0.25$ y $n=40$ años, entonces el $T= 139.54$ años, el cual corresponde a un caudal de diseño de $466.67 \text{ m}^3/\text{s}$ (**Qdis = 466.67m3/s**)
- Para el cálculo de socavación consideraremos un $T= 500$ años, el cual corresponde a un caudal de diseño de $584 \text{ m}^3/\text{s}$ (**Qdis = 584m3/s**)

3.5. Hidráulica fluvial

3.5.1. Modelamiento en HEC-RAS

Para el modelamiento del río en el HECRAS, se partió desde el levantamiento topográfico, y así obtener las curvas de nivel, para luego exportarlos al software.

Figura N° 38 Modelamiento del río Rímac en Civil 3D



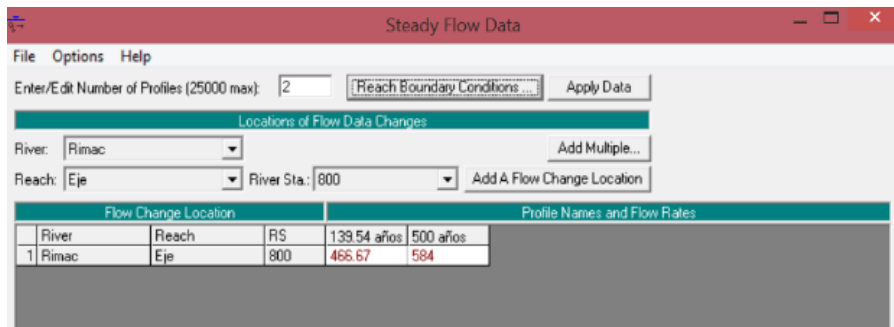
Según estudios previos del suelo, se determinó que las defensas estarán diseñadas para un terreno que contiene grava mal graduada con arena y arena mal graduada con limo. Debido a las características y condiciones en la que se encuentra el río, para la realización del modelo se necesitará un coeficiente de rugosidad que represente la condición más crítica. En este sentido, debido a que el tramo en estudio del río Rímac cumple con las características antes mencionadas, se estimó que valor de rugosidad de Manning de la USGS sería 0.050, ya que a mayor rugosidad habrá un incremento mínimo de tirantes.

Figura N° 39 Geometría del cauce, considerando un maning de 0.05



Se introdujeron los caudales de diseño hallados en el estudio hidrológico

Figura N° 40 Introducción de caudales de diseño



Por otro lado, para seguir con el modelo, es necesario tener conocimiento sobre las condiciones aguas arriba y aguas abajo del tramo en estudio. Para la simulación se tomó en cuenta los estudios hechos por el ANA , el cual determina el tramo aguas arriba con una pendiente de 1% y para el caso de la sección aguas abajo el valor de 1.26% (ANA, 2012).

Figura N° 41 Introducción de pendientes considerados en el cauce (Aguas arriba y Aguas abajo)

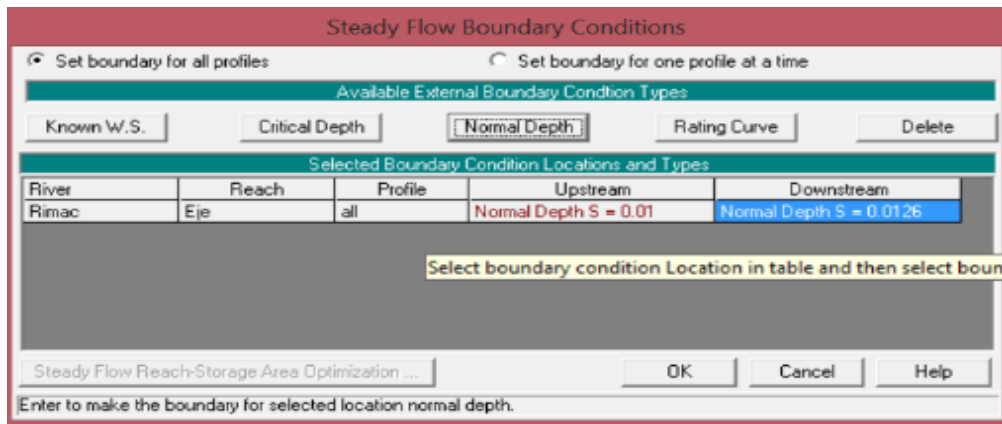


Figura N° 42 Cauce de estudio en 3D

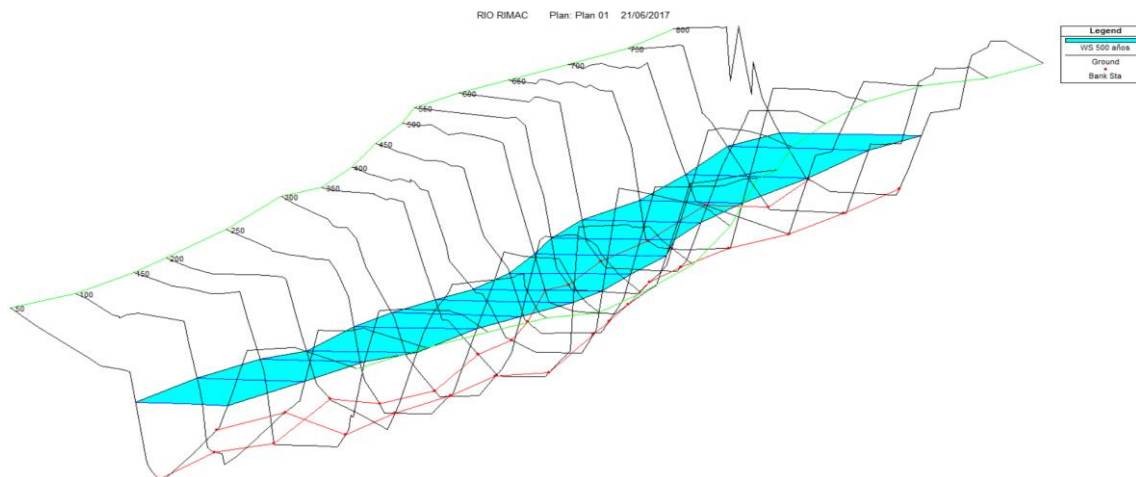


Figura N° 43 Sección más crítica y perfil del flujo

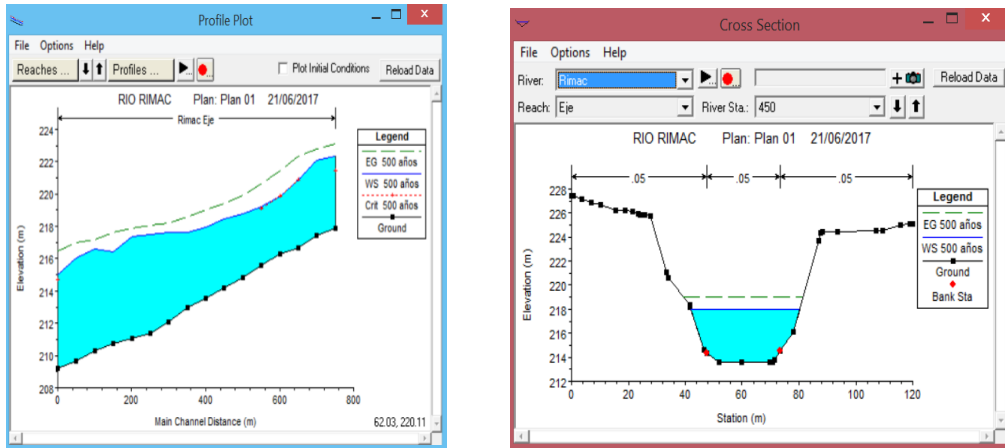


Tabla N° 25 Variables hidráulicas de la sección crítica

HEC-RAS Plan: Plan 02 River: Rimac Reach: Eje Profile: 139.54 años												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
Eje	800	139.54 años	466.67	217.90	221.83	220.99	222.52	0.006398	3.82	132.85	43.86	0.63
Eje	750	139.54 años	466.67	217.43	221.61		222.21	0.004982	3.63	144.69	44.61	0.57
Eje	700	139.54 años	466.67	216.70	220.47	220.47	221.72	0.016979	5.16	97.08	39.78	0.99
Eje	650	139.54 años	466.67	216.27	219.31	219.40	220.81	0.018522	5.55	88.61	33.26	1.04
Eje	600	139.54 años	466.67	215.58	218.80	218.66	219.97	0.013727	4.99	101.08	37.85	0.90
Eje	550	139.54 años	466.67	214.79	218.29		219.31	0.011033	4.68	108.46	38.11	0.82
Eje	500	139.54 años	466.67	214.16	217.91		218.77	0.008895	4.29	117.86	40.50	0.73
Eje	450	139.54 años	466.67	213.56	217.39		218.32	0.008697	4.43	113.87	36.69	0.74
Eje	400	139.54 años	466.67	212.99	217.00		217.89	0.008132	4.33	116.26	36.81	0.71
Eje	350	139.54 años	466.67	212.09	216.98		217.51	0.003885	3.45	154.56	43.40	0.51
Eje	300	139.54 años	466.67	211.40	216.85		217.32	0.003141	3.30	162.23	40.97	0.47
Eje	250	139.54 años	466.67	211.03	216.72		217.17	0.002563	3.12	167.60	38.00	0.43
Eje	200	139.54 años	466.67	210.74	215.81		216.88	0.009286	4.84	107.32	33.12	0.77
Eje	150	139.54 años	466.67	210.29	216.01		216.49	0.002505	3.15	161.70	33.73	0.42
Eje	100	139.54 años	466.67	209.68	215.41		216.25	0.007361	4.22	119.85	35.29	0.68
Eje	50	139.54 años	466.67	209.20	214.53	214.16	215.74	0.012617	5.06	97.32	30.61	0.87

HEC-RAS Plan: Plan 01 River: Rimac Reach: Eje Profile: 500 años												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
Eje	800	500 años	584.00	217.90	222.33	221.42	223.12	0.006327	4.13	155.33	46.04	0.64
Eje	750	500 años	584.00	217.43	222.11		222.81	0.005104	3.97	167.57	46.93	0.59
Eje	700	500 años	584.00	216.70	220.89	220.89	222.32	0.016197	5.54	114.18	41.17	0.99
Eje	650	500 años	584.00	216.27	219.84	219.87	221.48	0.016329	5.82	106.50	34.26	1.00
Eje	600	500 años	584.00	215.58	219.24	219.09	220.59	0.013357	5.38	118.15	38.96	0.91
Eje	550	500 años	584.00	214.79	218.79		219.94	0.010552	5.01	127.47	39.14	0.82
Eje	500	500 años	584.00	214.16	218.48		219.42	0.008018	4.50	141.43	42.05	0.71
Eje	450	500 años	584.00	213.56	217.97		219.01	0.008052	4.70	135.65	38.17	0.73
Eje	400	500 años	584.00	212.99	217.61		218.61	0.007508	4.61	140.09	40.93	0.70
Eje	350	500 años	584.00	212.09	217.65		218.23	0.003666	3.66	183.79	44.60	0.51
Eje	300	500 años	584.00	211.40	217.51		218.05	0.003110	3.56	189.90	42.78	0.47
Eje	250	500 años	584.00	211.03	217.37		217.90	0.002669	3.43	192.68	39.52	0.44
Eje	200	500 años	584.00	210.74	216.43		217.61	0.008618	5.12	128.31	34.80	0.76
Eje	150	500 años	584.00	210.29	216.62		217.21	0.002731	3.53	182.73	35.19	0.45
Eje	100	500 años	584.00	209.68	216.02		216.97	0.007038	4.53	141.47	36.70	0.68
Eje	50	500 años	584.00	209.20	215.03	214.68	216.46	0.012610	5.54	113.07	31.95	0.89

Para el cálculo de la socavación se usó la siguiente fórmula de Lishtvan –Levediev, incluyendo los valores dados al modelar el cauce en el HEC RAS.

Figura N° 44 Cálculo de la profundidad de socavación

$dm =$	$\frac{\text{Flow Area}}{\text{Top Width}}$	$Flow\ area =$	135.65 m ² Según Tabla 25
		$Top\ Width =$	38.17 m Según Tabla 25
		$Be =$	38.17 m Según Tabla 25
	$Qd =$	584 m ³ /s	Caudal de diseño
	$dm =$	3.55 m	
	$Be =$	38.17 m	
	$u =$	1	Es 1, ya que no hay obstáculos
	$\alpha =$	1.8486781	Según teoría de Lishtvan para suelos granulares
Tirante de agua =	h	$Min\ CH\ EL =$	213.56 m Según Tabla 25
Tirante de agua =	$Min\ CH\ EL - WS\ ELEV$	$WS\ ELEV =$	217.97 m Según Tabla 25
Socavación =	$Hs - h$		
	$h =$	4.41 m	
	$\beta =$	1.05	Según tabla 10
	$Dm =$	15 mm	Según estudio de suelos
	$l/(1+x) =$	0.75	Según tabla 11
	$Hs =$	7.3865456 m	Según teoría de Lishtvan para suelos granulares
	Socavación =	2.9765456 m	Según teoría de Lishtvan para suelos granulares

CAPITULO IV: ALTERNATIVAS DE DISEÑO

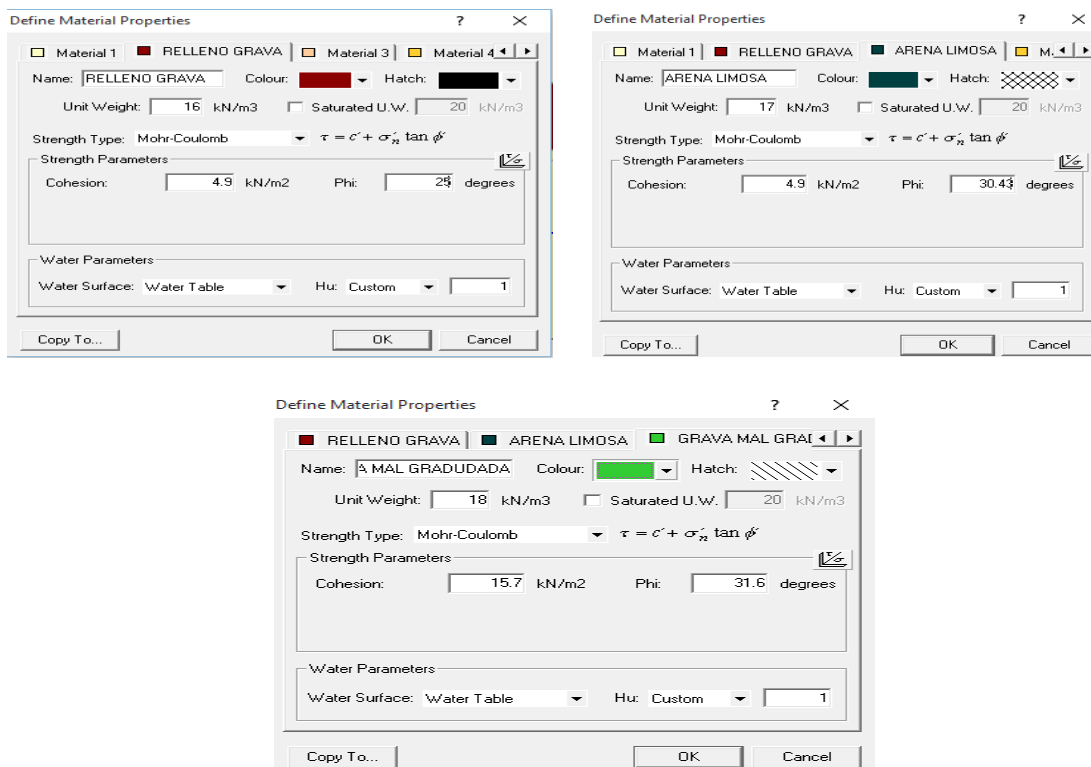
4.1. Análisis de estabilidad del talud

4.1.1. Análisis de estabilidad de talud actual

Para el análisis del talud natural se utilizará el programa SLIDE. Donde se seguirá los siguientes pasos para la obtención de los resultados.

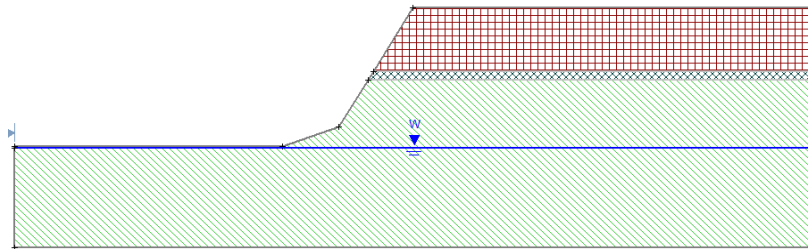
- Se graficó la sección del talud más crítico en 2D. Luego, se le colocara el nivel freático del agua natural y las características de cada estrato de suelo que tiene este talud como se muestra en las siguientes figuras:

Figura N° 45 Propiedades de los estratos de suelo



- Luego de la colocación de las propiedades de cada estrato de suelo y del nivel freático del agua, se obtiene la siguiente sección del talud con sus condiciones reales.

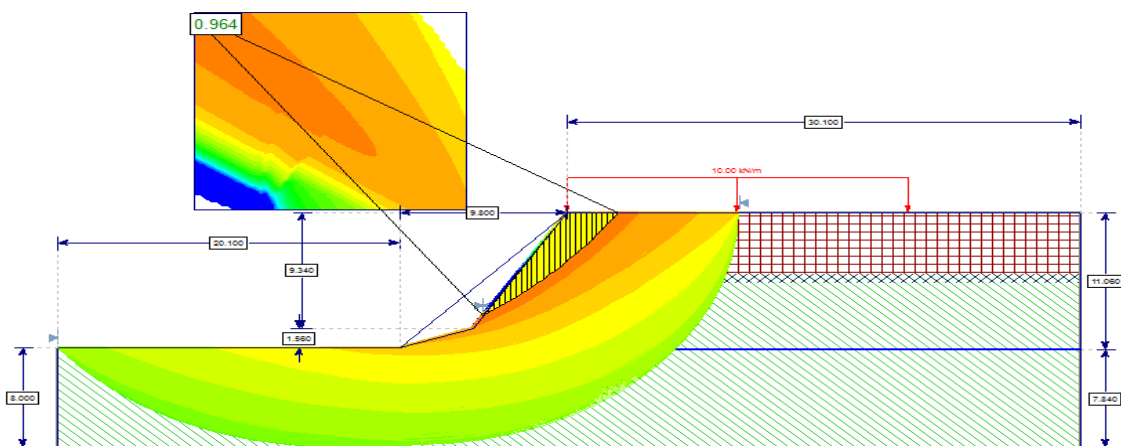
Figura N° 46 Sección transversal del talud actual



- Luego se coloca la sobrecarga, que es una carga distribuida a causa de la losa deportiva y parque recreativo en el parque de la superficie del talud. Mediante un cálculo se obtuvo un equivalente a 10KN/m.
- A partir de estas condiciones y características del talud, se corre el programa para la obtención de los resultados de los factores de seguridad por cada método de análisis de estabilidad de taludes. A continuación, en las siguientes imágenes se muestran los resultados de los análisis:

- Como se observa en la *Figura N° 47*, por el método de Bishop se obtiene un FS = 0.964.

Figura N° 47 Análisis de estabilidad de talud por el Método de Bishop



- Como se observa en la *Figura N° 48*, por el método de Janbú se obtiene un FS = 0.921.

Tabla N° 26 Métodos de estabilidad del talud actual y su FS

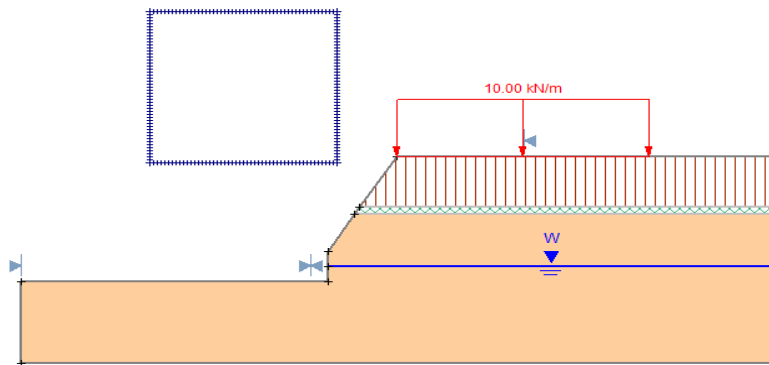
Método de estabilidad de talud	Factor de Seguridad (FS)
Bishop	0.964
Janbú	0.921
Morgenstem and Price	0.983

4.1.2. Análisis de estabilidad de talud socavado

En este tipo de análisis de estabilidad del talud se asume que ocurre una socavación o erosión a causa de una avenida máxima, los pasos son iguales a los ya mencionados anteriormente, en este caso solo cambiaría la geometría de la sección y de las nuevas condiciones a las que estará.

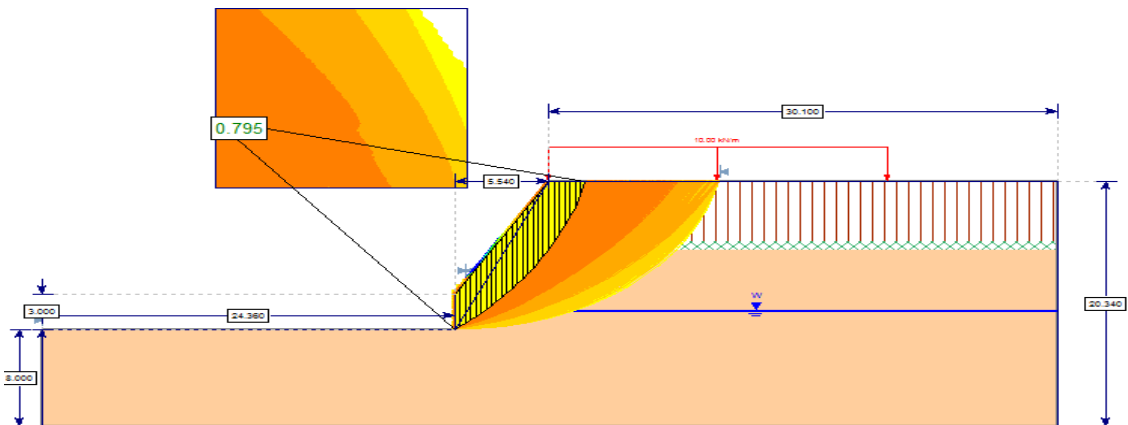
- De igual manera se colocan se colocan las propiedades de cada tipo de estrato de suelo, la sobrecarga y el tirante máximo de agua asumiendo que ocurriría. En la siguiente figura se muestra la sección mencionada:

Figura N° 50 Sección del talud socavado



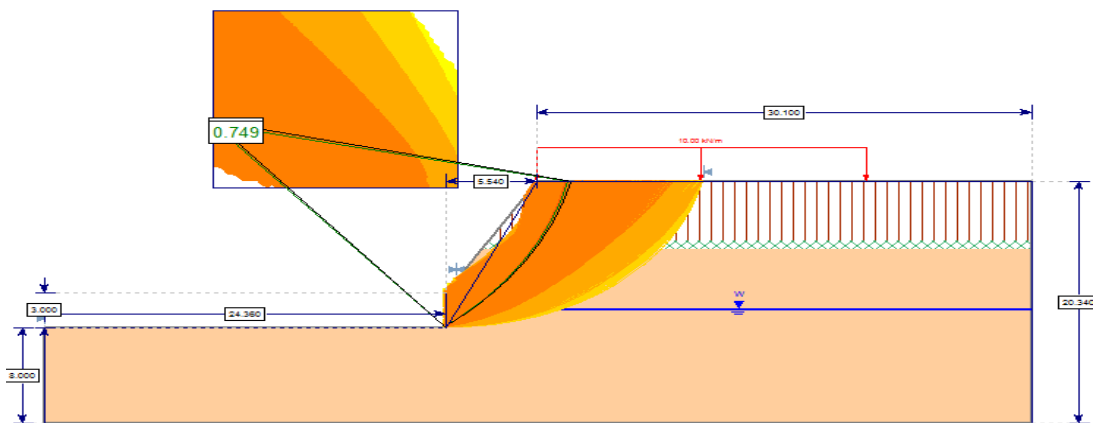
- Por último, se corre el programa y se calculan los factores de seguridad por cada metodología de análisis:
 - Como se observa en la *Figura N° 51*, por el método de Bishop se obtiene un FS = 0.795.

Figura N° 51 Análisis de estabilidad de talud por el Método Bishop



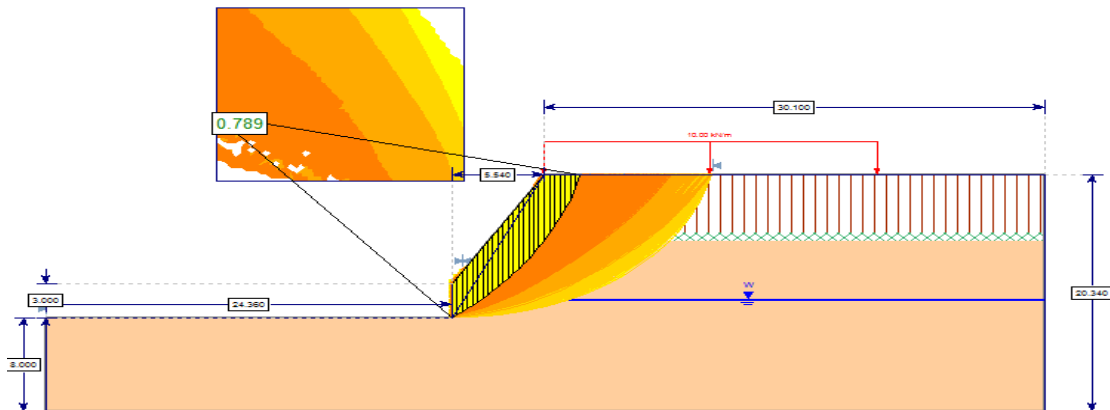
- Como se observa en la *Figura N° 52*, por el método de Janbú se obtiene un FS = 0.749.

Figura N° 52 Análisis de estabilidad de talud por el Método Janbú



- Como se observa en la *Figura N° 53*, por el método de Morgen and Price se obtiene un FS = 0.789.

Figura N° 53 Análisis de estabilidad de talud por el Método Morgen and Price



- Por último, se concluye que los factores de seguridad por cada método no cumplen con la estabilidad del talud. Resultado valores de factor de seguridad menores a la unidad, siendo los mayores a este número ($FS > 1$), estables. Se muestra la siguiente tabla de resultados de FS por cada método:

Tabla N° 27 Métodos de estabilidad del talud socavado y su FS

Método de estabilidad de talud	Factor de Seguridad (FS)
Bishop	0.795
Janbú	0.749
Morgenstem and Price	0.789

4.2. Diseño de muro de mampostería

Para la etapa de diseño se usará el programa GEO5, el cual servirá para las verificaciones de deslizamiento, vuelco y capacidad de carga. Asimismo, la estabilidad global, tanto de talud y muro.

- En primer lugar, se define la geometría del muro, insertando las coordenadas respectivas de acuerdo con el predimensionamiento previo.

Figura N° 54 Geometría de muro de mampostería

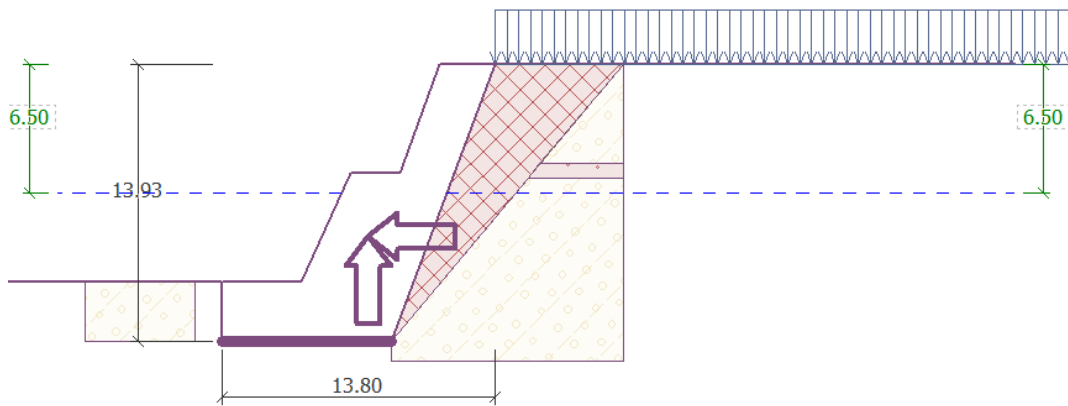
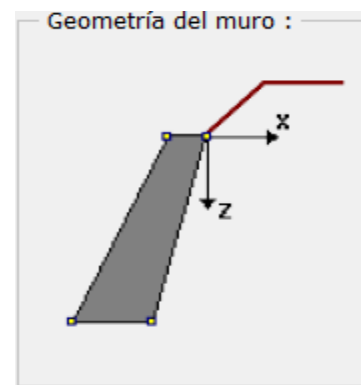


Tabla N° 28 Coordenadas del muro predimensionado

	X [m]	Z [m]
1	0.00	0.00
2	-5.24	13.93
3	-13.80	13.93
4	-13.80	10.93
5	-9.80	10.93
6	-7.30	5.50
7	-4.80	5.50
8	-2.80	0.00



- Luego se define los parámetros de resistencia de cada estrato en donde se construirá los muros de contención, cada estrato fue definido de acuerdo con el estudio geológico que se hizo en la zona. (Ver anexo 03)

Figura N° 55 Parámetros de resistencia del suelo en la zona

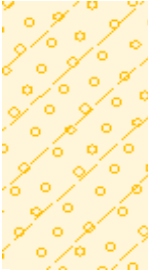



Grava mal graduada		
Peso unitario :	$\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$	
Estado de tensión :	efectivo	
Ángulo de fricción interna :	$\varphi_{ef} = 31.60^\circ$	
Cohesión de suelo :	$c_{ef} = 15.70 \text{ kPa}$	
Ángulo de fricción estructura-suelo :	$\delta = 28.44^\circ$	
Suelo :	granular	
Peso unitario de suelo saturado :	$\gamma_{sat} = 20.00 \text{ kN/m}^3$	
Relleno gravoso		
Peso unitario :	$\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$	
Estado de tensión :	efectivo	
Ángulo de fricción interna :	$\varphi_{ef} = 40.00^\circ$	
Cohesión de suelo :	$c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$	
Ángulo de fricción estructura-suelo :	$\delta = 28.44^\circ$	
Suelo :	granular	
Peso unitario de suelo saturado :	$\gamma_{sat} = 20.00 \text{ kN/m}^3$	
Arena limosa		
Peso unitario :	$\gamma = 17.00 \text{ kN/m}^3$	
Estado de tensión :	efectivo	
Ángulo de fricción interna :	$\varphi_{ef} = 30.43^\circ$	
Cohesión de suelo :	$c_{ef} = 4.90 \text{ kPa}$	
Ángulo de fricción estructura-suelo :	$\delta = 0.00^\circ$	
Suelo :	granular	
Peso unitario de suelo saturado :	$\gamma_{sat} = 18.00 \text{ kN/m}^3$	

Figura N° 56 Parámetros de resistencia de enrocado

Enrocado		
Peso unitario :	$\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$	
Estado de tensión :	efectivo	
Ángulo de fricción interna :	$\varphi_{ef} = 38.00^\circ$	
Cohesión de suelo :	$c_{ef} = 0.00 \text{ kPa}$	
Ángulo de fricción estructura-suelo :	$\delta = 14.22^\circ$	
Suelo :	granular	
Peso unitario de suelo saturado :	$\gamma_{sat} = 25.00 \text{ kN/m}^3$	

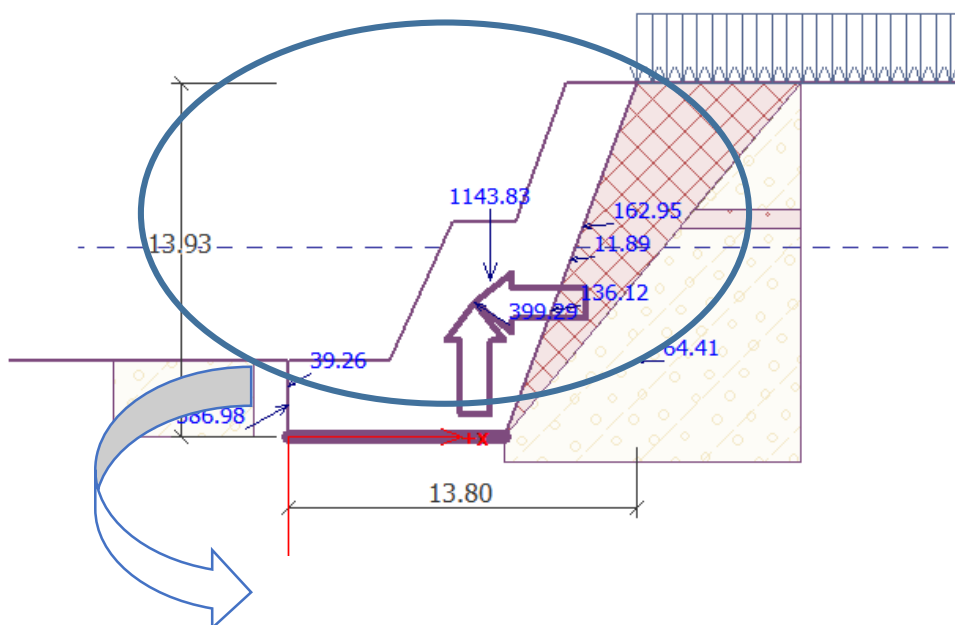
- Para el diseño se considera una sobrecarga de 10 KN/m² que hace referencia a las infraestructuras aledañas a la ladera, como canchas de futbol y alamedas. Asimismo, se inserta los factores sísmicos, las cuales fueron tomadas en función a un estudio de aceleraciones máximas en la zona. En este caso, se analiza el método pseudo-estáticos para el diseño de los taludes y muros, influyendo en los factores de seguridad. Para este caso se tuvo en cuenta el mapa de distribución de isoaceleraciones sísmicas en el Perú. (Ver figura 12)

Figura N° 57 Factores de aceleraciones sísmicas

<input checked="" type="checkbox"/> Analizar sismo	
Factor de aceleración horizontal :	$K_h = 0.2600$
Factor de aceleración vertical :	$K_v = 0.0867$

- 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° 58 Diagrama de fuerzas



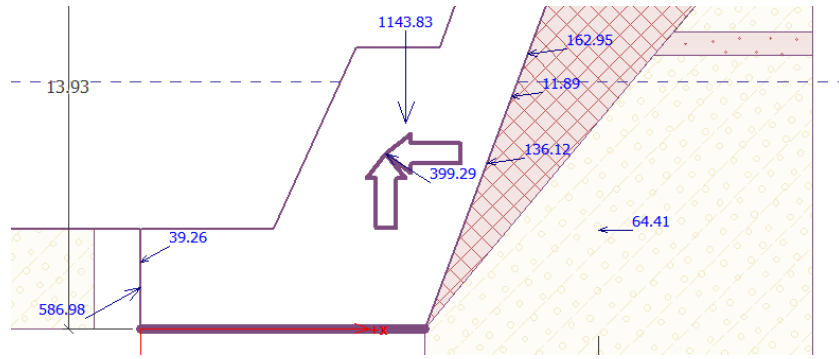


Tabla N° 29 Diagrama de fuerzas con sus respectivos puntos de aplicación

Nro.	Fuerza	F _x [kN/m]	F _z [kN/m]	Pto. aplicación	
				x [m]	z [m]
1	Peso - Muro	0.00	1143.83	8.00	-6.18
2	Sismo - construcción	-332.26	-221.45	7.40	-5.27
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	-134.86	18.53	10.43	-4.98
6	Presión de agua	0.00	0.00	13.80	-13.93
7	Sismo - presión activa	-161.43	22.19	11.67	-8.26
8	Presión de agua din. al frente	-64.41	0.00	13.80	-2.97
9	Sobrecarga Infraestructura	-11.78	1.62	11.18	-6.96

- Por último, se harán las verificaciones necesarias del muro para garantizar su estabilidad, deslizamiento y capacidad portante. Aplicando el factor de seguridad de la AASHTO y La Norma Peruana E.050 de Suelos y Cimentaciones.

Figura N° 59 Verificaciones de deslizamiento y vuelco

Verificación del muro completo

Verificación de la estabilidad de vuelco

Momento estabilizador $M_{res} = 7980.17$ kNm/m

Momento de vuelco $M_{ovr} = 3468.38$ kNm/m

Factor de seguridad = 2.30 > 1.50

Muro para vuelco ES SATISFACTORIA

Verificación del deslizamiento

Fuerza horizontal resistente $H_{res} = 567.41$ kN/m

Fuerza horizontal activa $H_{act} = 223.10$ kN/m

Factor de seguridad = 2.54 > 1.125

Muro para deslizamiento ES SATISFACTORIA

Verificación completa - MURO ES SATISFACTORIA

Tabla N° 30 Cálculo de carga ultima

Factor Forma		Resultados		
Fcs	1	Fricción	31.6	KN/m ³
Fqs	1	Cohesion	15.7	KN/m ²
Fys	1	Ysat.	20	KN/m ³
Factor Profundidad		Yw	10	KN/m ³
D	3	Yefec.	10	KN/m ³
B	8.56	Df	3	m
D/B"=K	0.474194278	Sobrec. q	30	KN/m ²
Fcd	1.189677711	B	8.56	m
Fqd	1.117849527	Mr	7980.17	KN/m
Fyd	1	Ma	3468.38	KN/m
Factores de capacidad		P(S. Fuerza V.)	1426.31	KN
Nc	32.67	exc B	1.1167396	m
Nq	20.63	exc B max	1.4266667	m
Ny	25.99	B"	6.3265209	m
Factor inclinacion		Qult	2124.1768	KN/m ²
Fqi	1			
Fci	1			
Fyi	1			

Tabla N° 31 Verificación de capacidad portante

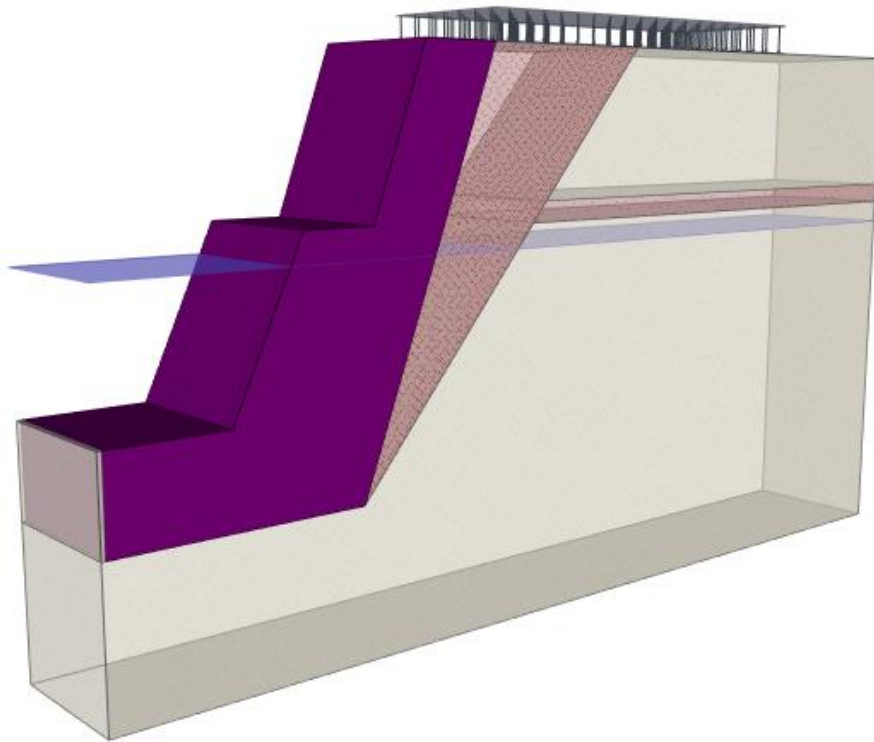
En caso de falla general:

Verificación de la capacidad portante del fondo de zapata		
Capacidad de carga ultima (Vesic)	2124.17676	KN/m ²
F.S	2.5	
Capacidad de carga admisible (Qadm)	708.058921	KN/m ²
Fuerzas verticales en el muro (P)	1426.31	KN
Base (B)	18.56	m
Excentricidad (e)	1.11673956	m
Excentricidad máx (emax)	1.42666667	m
qtrans	297.052614	KN/m ²
Qadm	>	qtrans
708.058921	>	297.052614
CUMPLE		

En caso de falla local:

Qadm	>	qtrans
276.7481646	>	199.7722399
CUMPLE		

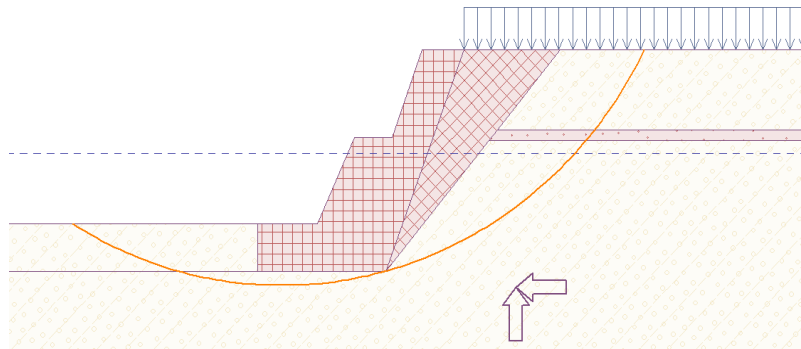
Figura N° 60 Vista en 3D del muro de mampostería



4.2.1. Análisis de estabilidad de talud y muro

La estabilidad del talud y muro se harán en conjunto y se usará el mismo software GEO5, el cual servirá para determinar su factor de seguridad, a través del método de Morgenstern and Price, este mismo debe ser mayor a 1.10, según la AASHTO y La Norma Peruana E.050 de Suelos y Cimentaciones, el mismo que definirá la estabilidad global.

Figura N° 61 Geometría de corte de falla del talud y verificación de estabilidad global



Verificación de estabilidad de taludes (Morgenstern-Price)
Factor de seguridad = $1.27 > 1.10$
Estabilidad del talud **ACEPTABLE**

4.3. Diseño de muro de mampostería con sistema terramesh

Para el diseño de muro de mampostería con sistema terramesh se harán dos análisis de estabilidad del muro, para que así cumplan con los factores de seguridad normados. Se comenzará a diseñar el sistema terramesh que se colocará en la parte superior del muro de mampostería y finalmente el diseño general de muro.

- Se comenzará en primer lugar con la colocación del material tanto para el relleno y las mallas. Estos datos serán sacados de la *Tabla N° 12*, *Tabla N° 13* y *Tabla N° 14*.

Figura N° 62 Propiedades de relleno y malla

The image shows a software dialog box titled "Editar material 1". It contains the following fields and values:

Nombre :		Material N° 1
— Relleno —		
Unidad de peso :	$\gamma =$	24.00 [kN/m ³]
Ángulo de fricción interno :	$\phi =$	38.00 [°]
Cohesión :	$c =$	0.00 [kPa]
— Malla —		
Resistencia a la tracción de la malla :	$R_t =$	45.00 [kN/m]
Espaciamiento de los tabiques verticales :	$v =$	1.00 [m]
Fuerza de conexión :	$R_s =$	45.00 [kN/m]

At the bottom, there are four buttons: "OK + [icon]", "OK + [icon]", "OK" (highlighted with a green checkmark), and "Cancelar".

- Se predimensionará las cajas de los gaviones para el sistema terramesh con las siguientes dimensiones, como se puede observar en la siguiente figura y tabla.

Figura N° 63 Geometría del sistema

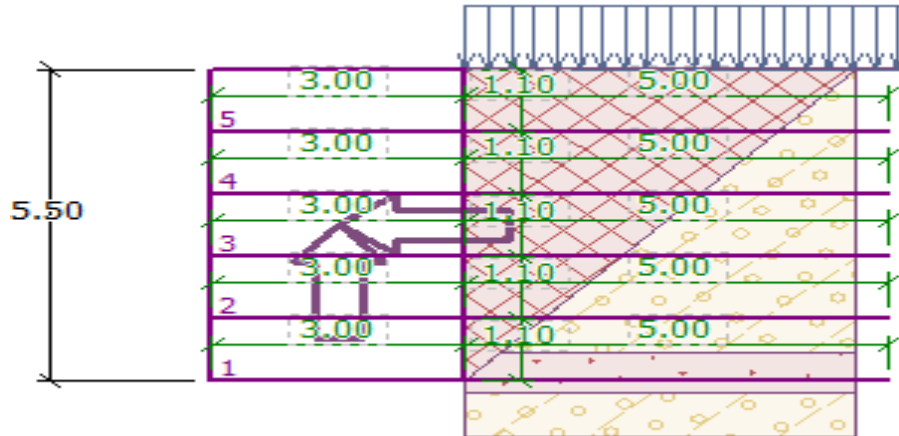
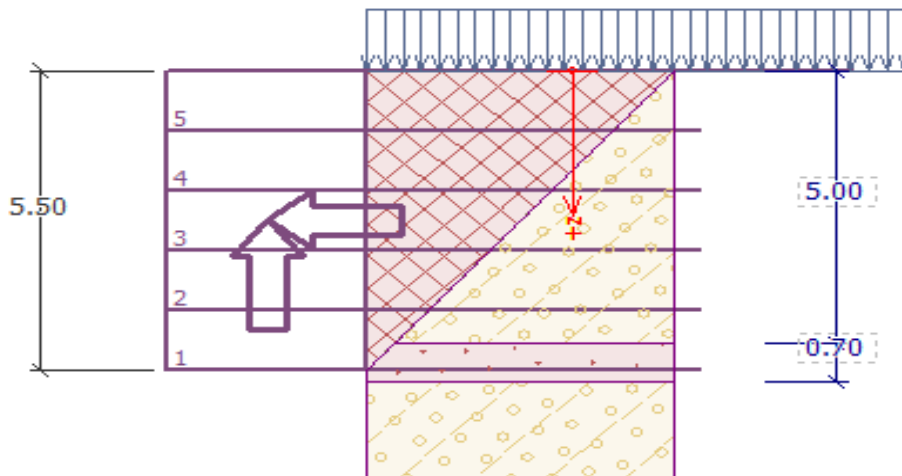


Tabla N° 32 Valores de geometría

Número	Ancho b [m]	Altura h [m]	Corrimiento a [m]	Malla sobres.	Longitud l [m]	Cap.port. R_t [kN/m]	Material
5	3.00	1.10	0.00	✓	5.00	45.00	Material N° 1
4	3.00	1.10	0.00	✓	5.00	45.00	Material N° 1
3	3.00	1.10	0.00	✓	5.00	45.00	Material N° 1
2	3.00	1.10	0.00	✓	5.00	45.00	Material N° 1
1	3.00	1.10		✓	5.00	45.00	Material N° 1

- Se considerará un perfil de suelo de relleno en la parte donde se colocarán las mallas de acero y en la parte de abajo el suelo natural, como se muestra:

Figura N° 64 Perfil de suelo de relleno y natural



- Después de colocar las características y propiedades del sistema, se analizará las fuerzas que actúan en el muro como se muestran en la *Figura N° 65*. 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 N° 33*.

Figura N° 65 Fuerzas aplicadas en el muro

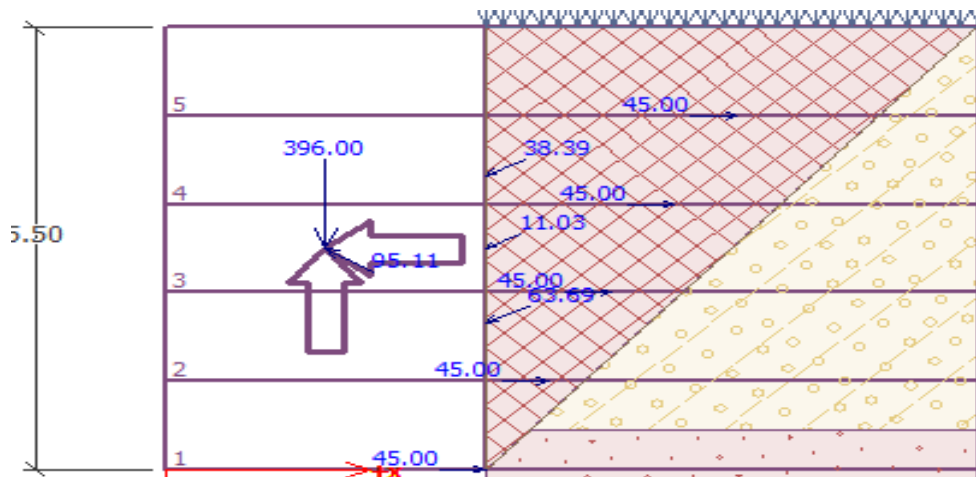


Tabla N° 33 Fuerzas descompuestas y Valores de F.S

Nro.	Fuerza	F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	Pto. aplicación	
				x [m]	z [m]
> 1	Peso - Muro	0.00	396.00	1.50	-2.75
2	Sismo - construcción	-79.20	-52.67	1.50	-2.75
3	Presión activa	-57.47	27.44	3.00	-1.83
4	Sismo - presión activa	-33.75	18.28	3.00	-3.67
5	estr	-9.70	5.25	3.00	-2.75
6	Extensión de malla	45.00	0.00	3.00	0.00
7	Extensión de malla	45.00	0.00	3.59	-1.10
8	Extensión de malla	45.00	0.00	4.18	-2.20
9	Extensión de malla	45.00	0.00	4.78	-3.30
10	Extensión de malla	45.00	0.00	5.37	-4.40

Verificación del muro completo

Verificación de la estabilidad de vuelco

Momento estabilizador $M_{res} = 1162.90$ kNm/m

Momento de vuelco $M_{ovr} = 473.59$ kNm/m

Factor de seguridad = $2.46 > 1.50$

Muro para vuelco **ES SATISFACTORIA**

Verificación del deslizamiento

Fuerza horizontal resistente $H_{res} = 471.31$ kN/m

Fuerza horizontal activa $H_{act} = 180.12$ kN/m

Factor de seguridad = $2.62 > 1.125$

Muro para deslizamiento **ES SATISFACTORIA**

Verificación completa - **MURO ES SATISFACTORIA**

Se verificará el factor de seguridad por capacidad portante, para ello se colocará primero la capacidad portante del terreno de cimentación que se calculó previamente mediante la fórmula de Vesic que fue de 979.05 KPa como se muestra en la *Tabla. N° 34*.

Tabla N° 34 Verificación de capacidad portante

Verificación de la capacidad portante del fondo de zapata		
Capacidad de carga ultima (Vesic)	979.048953	KN/m2
F.S	2.5	
Capacidad de carga admisible (Qadm)	326.349651	KN/m2
Fuerzas verticales en el muro (P)	499.64	KN
Base (B)	3	m
Excentrecidad (e)	0.12038668	m
Excentrecidad máx (emax)	0.5	m
qtrans	206.646667	KN/m2
Qadm	>	qtrans
326.349651	>	206.646667
CUMPLE		

- Se verificará solo la estabilidad del muro de terramesh a partir las características y propiedades del material, se analizan las fuerzas que actúan en el muro como se muestran en las *Figura N° 66* y *Tabla N° 35*. 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 del material como se muestra en la *Figura N° 67*.

Figura N° 66 Fuerzas aplicadas en el muro

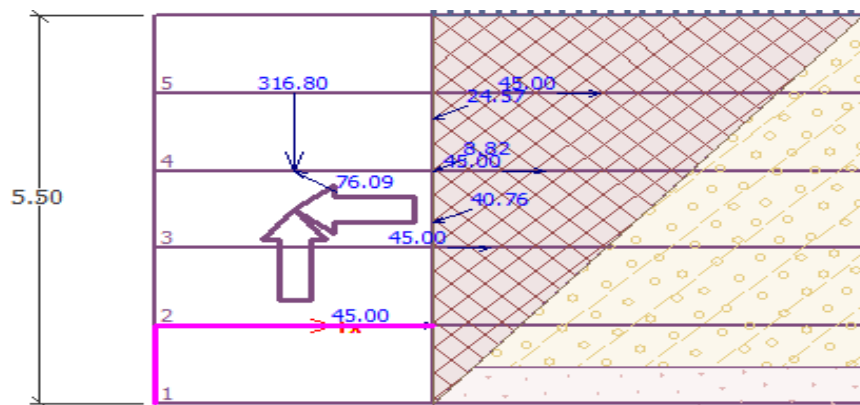


Tabla N° 35 Fuerzas descompuestas y su punto de aplicación

Nro.	Fuerza	F _x [kN/m]	F _z [kN/m]	Pto. aplicación	
				x [m]	z [m]
> 1	Peso - Muro	0.00	316.80	1.50	-2.20
2	Sismo - construcción	-63.36	-42.13	1.50	-2.20
3	Presión activa	-36.78	17.56	3.00	-1.47
4	Sismo - presión activa	-21.60	11.70	3.00	-2.93
5	ESTRUC	-7.76	4.20	3.00	-2.20
6	Extensión de malla	45.00	0.00	3.00	0.00
7	Extensión de malla	45.00	0.00	3.59	-1.10
8	Extensión de malla	45.00	0.00	4.18	-2.20
9	Extensión de malla	45.00	0.00	4.78	-3.30

Figura N° 67 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 $M_{res} = 809.38$ kNm/m
 Momento de vuelco $M_{ovr} = 273.77$ kNm/m

Factor de seguridad = $2.96 > 1.50$

Conjunto para estabilidad de vuelco **ES SATISFACTORIA**

Verificación del deslizamiento

Fuerza horizontal resistente $H_{res} = 420.73$ kN/m
 Fuerza horizontal activa $H_{act} = 129.50$ kN/m

Factor de seguridad = $3.25 > 1.125$

Junta para deslizamiento **ES SATISFACTORIA**

Capacidad portante contra presión transversal:

Capacidad portante de la junta = 45.00 kNm/m
 Cálculo de estado de tensión = 18.89 kNm/m

Factor de seguridad = $2.38 > 1.50$

Comprobar la presión transversal **ES SATISFACTORIA**

Comprobar la diaclasa entre bloques:

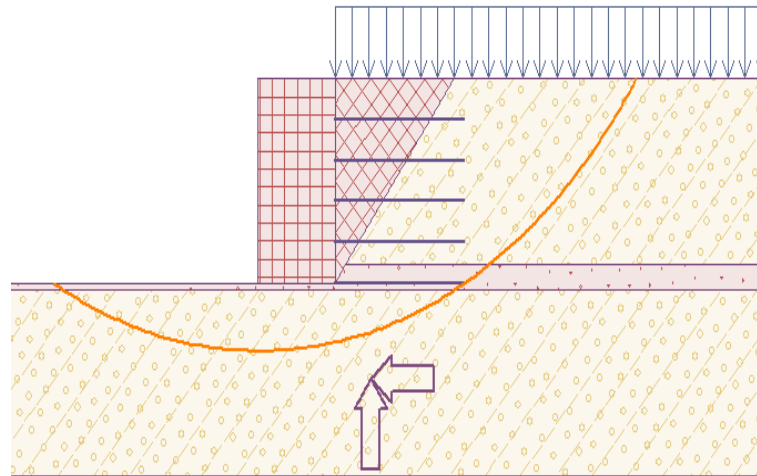
Malla de la capacidad port. del material = 45.00 kN/m
 Cálculo de estado de tensión = 18.89 kN/m

Factor de seguridad = $2.38 > 1.50$

Junta entre bloques **ES SATISFACTORIA**

- Finalmente, se procede a analizar la estabilidad del talud con el sistema de terramesh mediante el método Morgenstern and Price de estabilidad de taludes como se muestran en las *Figura N° 68*.

Figura N° 68 Geometría de corte de falla del talud y verificación de estabilidad global



Una vez diseñado el terramesh se procederá a diseñar la mampostería con el terramesh en conjunto, teniendo en cuenta los parámetros de resistencia y los 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 predimensionamiento previo.

Figura N° 69 Geometría del muro de mampostería con sistema terramesh

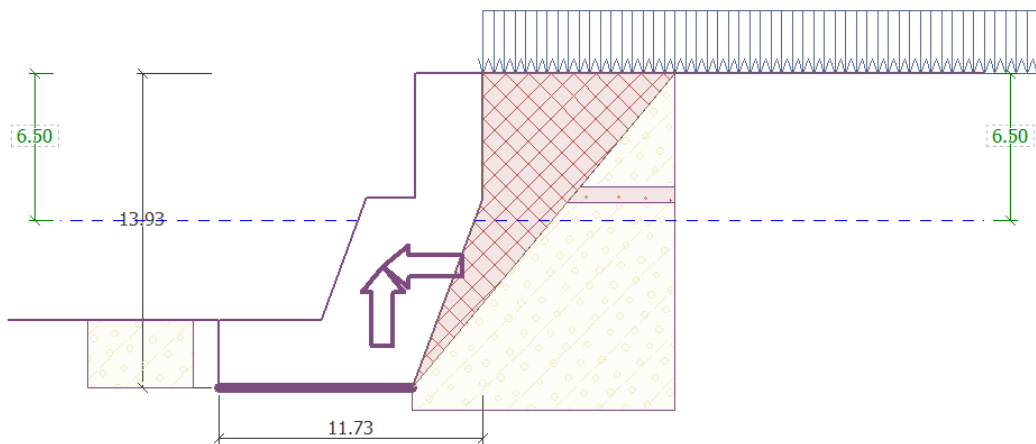
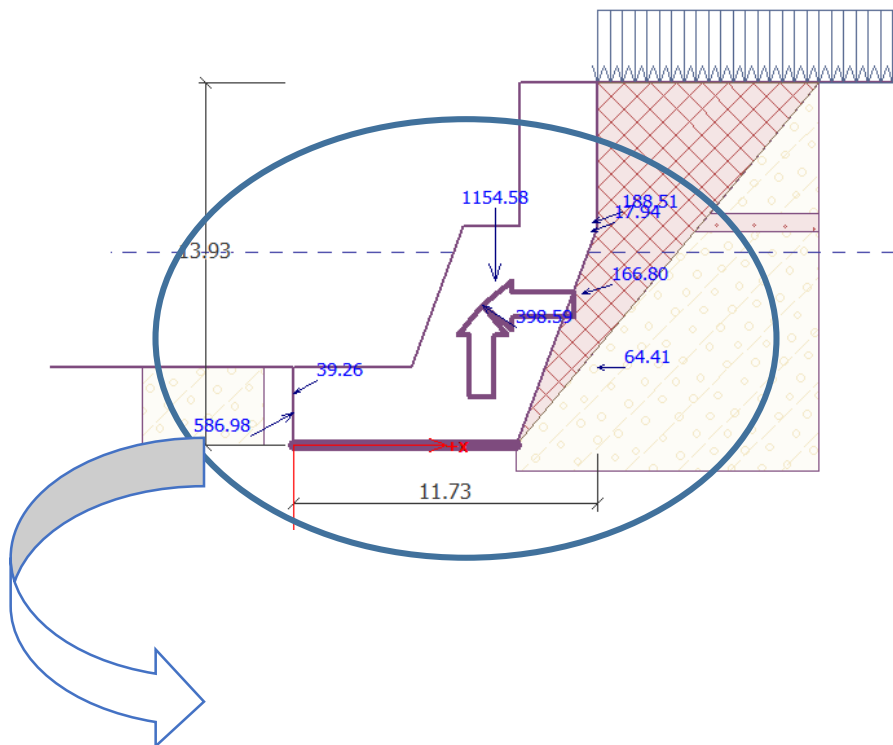


Tabla N° 36 Coordenadas del muro predimensionado

	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
6	-7.21	10.93
7	-5.23	5.50
8	-3.00	5.50
9	-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° 70 Diagrama de fuerzas



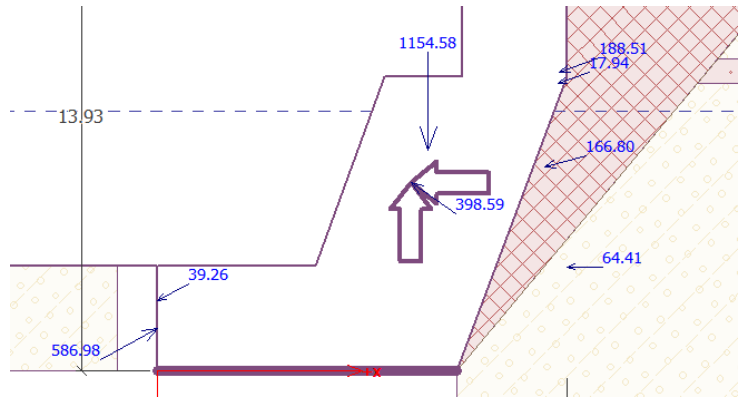


Tabla N° 37 Diagrama de fuerzas con sus respectivos puntos de aplicación

Nro.	Fuerza	F _x [kN/m]	F _z [kN/m]	Pto. aplicación	
				x [m]	z [m]
1	Peso - Muro	0.00	1154.58	7.75	-6.32
2	Sismo - construcción	-331.67	-221.06	7.25	-5.38
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

- Por último, se harán las verificaciones necesarias del muro para garantizar su estabilidad, deslizamiento y capacidad portante. Aplicando el factor de seguridad de la AASHTO y La Norma Peruana E.050 de Suelos y Cimentaciones.

Figura N° 71 Verificaciones de deslizamiento y vuelco

Verificación del muro completo

Verificación de la estabilidad de vuelco

Momento estabilizador $M_{res} = 8612.52 \text{ kNm/m}$

Momento de vuelco $M_{ovr} = 4018.76 \text{ kNm/m}$

Factor de seguridad = $2.14 > 1.50$

Muro para vuelco ES SATISFACTORIA

Verificación del deslizamiento

Fuerza horizontal resistente $H_{res} = 616.72 \text{ kN/m}$

Fuerza horizontal activa $H_{act} = 270.40 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = $2.28 > 1.125$

Muro para deslizamiento ES SATISFACTORIA

Verificación completa - MURO ES SATISFACTORIA

Tabla N° 38 Cálculo de carga última

Factor Profundidad		Resultados		
D	3	Fricción	31.6	KN/m3
B	8.56	Cohesion	15.7	KN/m2
D/B"=K	0.491646277	Ysat.	20	KN/m3
Fcd	1.196658511	Yw	10	KN/m3
Fqd	1.122186799	Yefec.	10	KN/m3
Fyd	1	Df	3	m
		Sobrec. q	30	KN/m2
		B	8.56	m
		Mr	8612.52	KN/m
		Ma	4018.76	KN/m
		P(S. Fuerza V.)	1505.67	KN
		exc B	1.229026	m
		exc B max	1.4266667	m
		B"	6.101948	m
		Qult	2101.2584	KN/m2
Factores de capacidad				
Nc	32.67			
Nq	20.63			
Ny	25.99			

Tabla N° 39 Verificación de capacidad portante

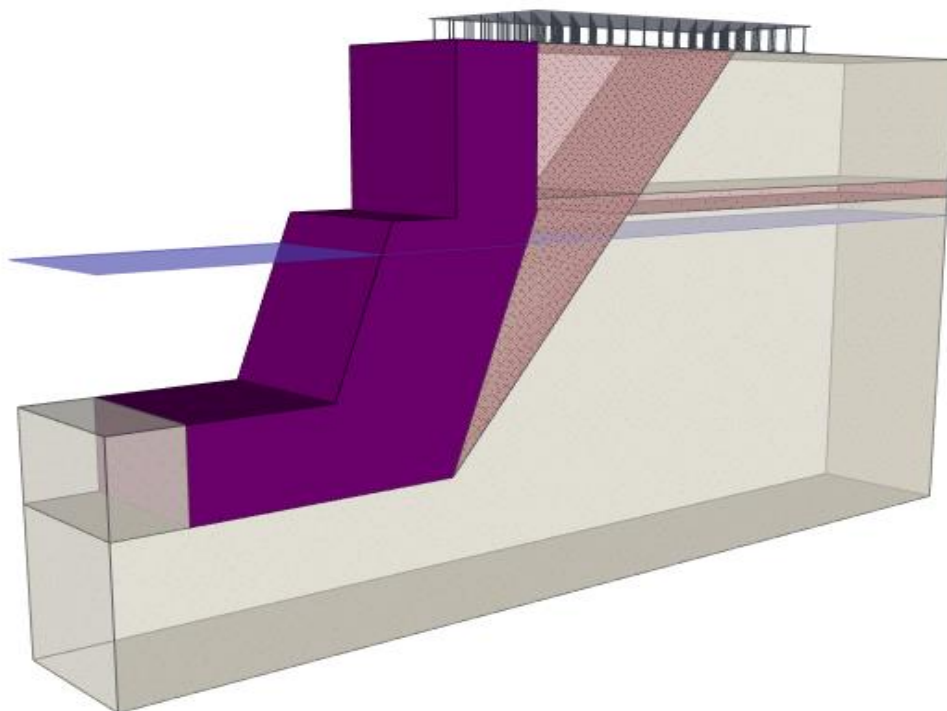
En caso de falla general:

Verificación de la capacidad portante del fondo de zapata		
Capacidad de carga última (Vesic)	2101.25844	KN/m ²
F.S	2.5	
Capacidad de carga admisible (Qadm)	700.419478	KN/m ²
Fuerzas verticales en el muro (P)	1505.67	KN
Base (B)	8.56	m
Excentricidad (e)	1.22902601	m
Excentricidad máx (emax)	1.42666667	m
qtrans	327.424622	KN/m ²
Qadm	>	qtrans
700.419478	>	327.424622
CUMPLE		

En caso de falla local:

Qadm	>	qtrans
269.3920408	>	198.0835007
CUMPLE		

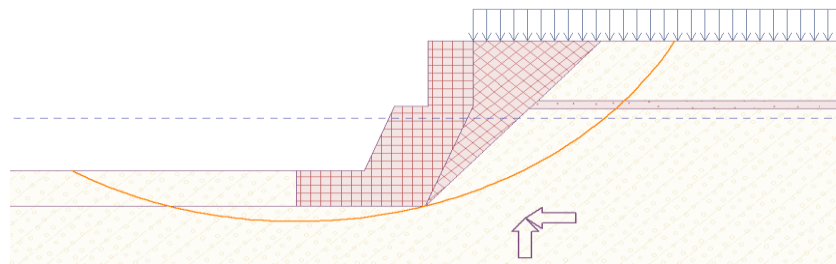
Figura N° 72 Vista en 3D del muro de mampostería con sistema terramesh



4.3.1. Análisis de estabilidad de talud y muro

La estabilidad del talud y muro se harán en conjunto y se usará el mismo software GEO5 el cual servirá para determinar su factor de seguridad, a través del método de Morgenstern and Price, este mismo debe ser mayor a 1.10, según la AASHTO y La Norma Peruana E.050 de Suelos y Cimentaciones, el mismo que definirá la estabilidad global.

Figura N° 73 Geometría de corte de falla del talud y verificación de estabilidad global



Verificación de estabilidad de taludes (Morgenstern-Price)
Factor de seguridad = 1.27 > 1.10
Estabilidad del talud **ACEPTABLE**

4.4. 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.

- Como el gavión tienen las mismas características de relleno y material que el sistema terramesh, se predimensionarán los cajones de piedra, como se muestra en la *Figura N° 74*.

Figura N° 74 Geometría del sistema

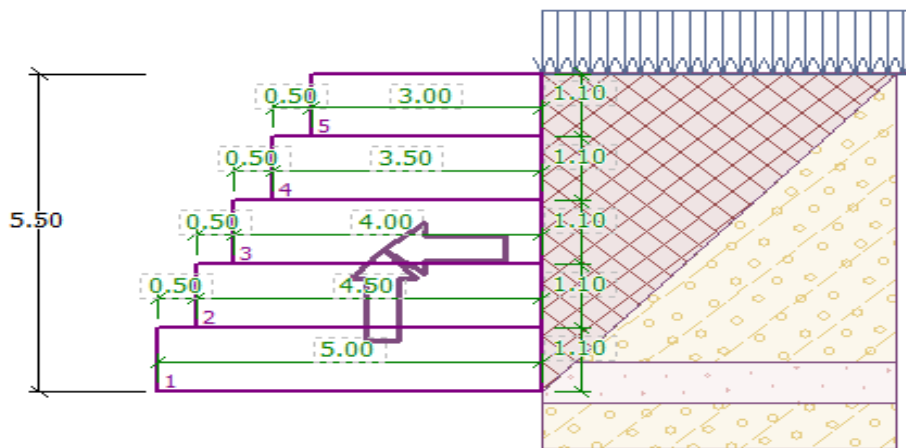


Tabla N° 40 Valores de geometría

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	

- 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° 75*. 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 N° 41*.

Figura N° 75 Fuerzas aplicadas en el muro

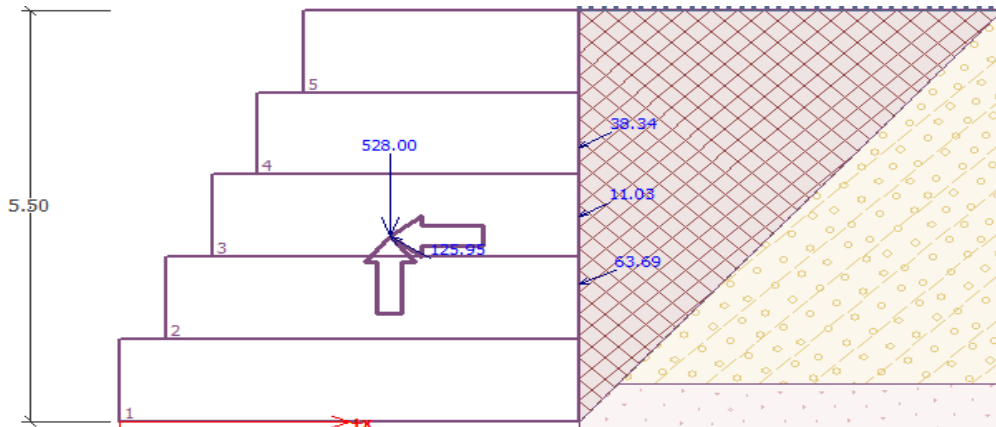


Tabla N° 41 Fuerzas descompuestas y Valores de F.S

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 $M_{es} = 1604.11$ kNm/m Momento de vuelco $M_{ovr} = 517.02$ 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	
3	Presión activa	-57.47	27.44	5.00	-1.83	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 Verificación completa - MURO ES SATISFACTORIA
4	Sismo - presión activa	-33.72	18.26	5.00	-3.67	
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 1027.74 KPa como se muestra en la *Tabla N° 42*.

Tabla N° 42 Verificación de capacidad portante

Verificación de la capacidad portante del fondo de zapata		
Capacidad de carga última (Vesic)	1027.74487	KN/m ²
F.S	2.5	
Capacidad de carga admisible (Qadm)	342.581623	KN/m ²
Fuerzas verticales en el muro (P)	647.58	KN
Base (B)	5	m
Excentricidad (e)	0.82130393	m
Excentricidad máx (emax)	83333333	m
qtrans	257.1624	KN/m ²
Qadm	>	qtrans
342.581623	>	257.1624
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° 76*. 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° 77*.

Figura N° 76 Fuerzas aplicadas en el muro

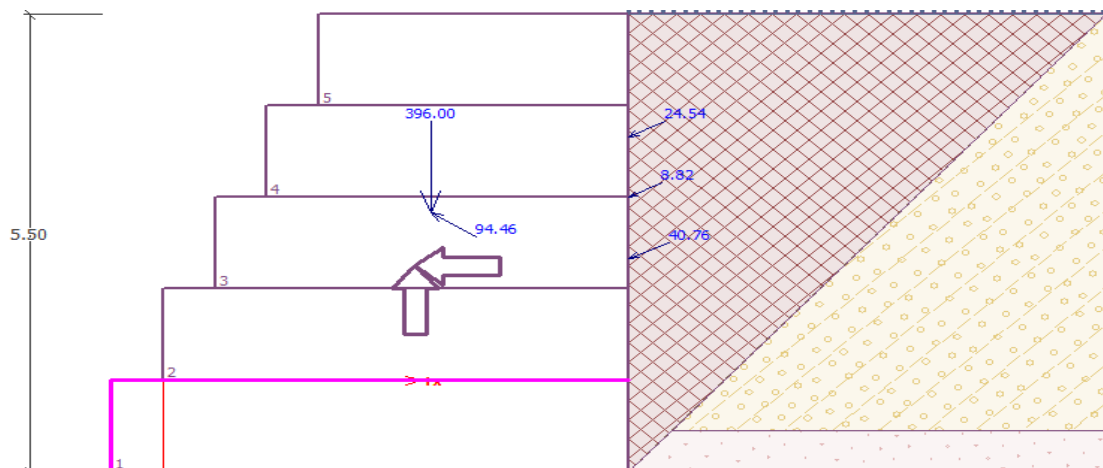


Tabla N° 43 Fuerzas descompuestas y su punto de aplicación

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° 77 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

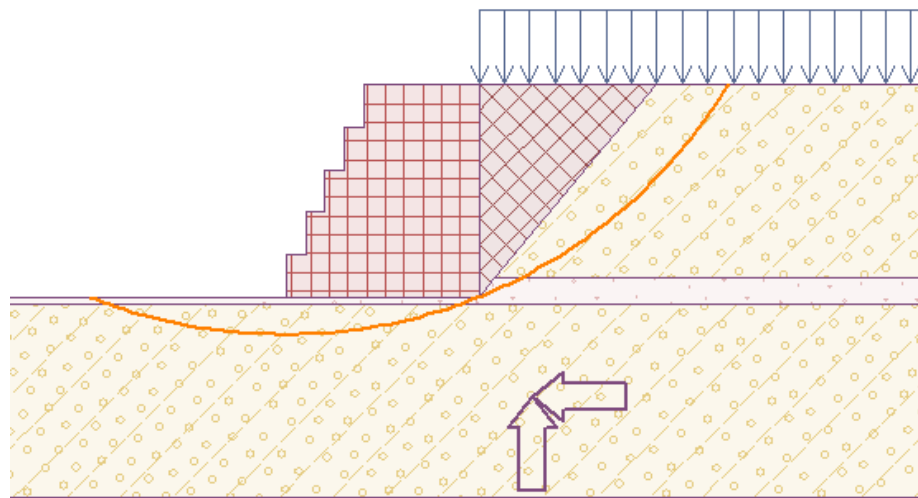
Cálculo de estado de tensión = 8.67 kN/m

Factor de seguridad = $5.19 > 1.50$

Junta entre bloques **ES SATISFACTORIA**

- Por último, se procede a analizar la estabilidad del talud con el sistema de terramesh mediante el método Morgenstern and Price de estabilidad de taludes como se muestran en las *Figura N° 78*.

Figura N° 78 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 el terramesh 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 predimensionamiento previo.

Figura N° 79 Geometría del muro de mampostería con gaviones

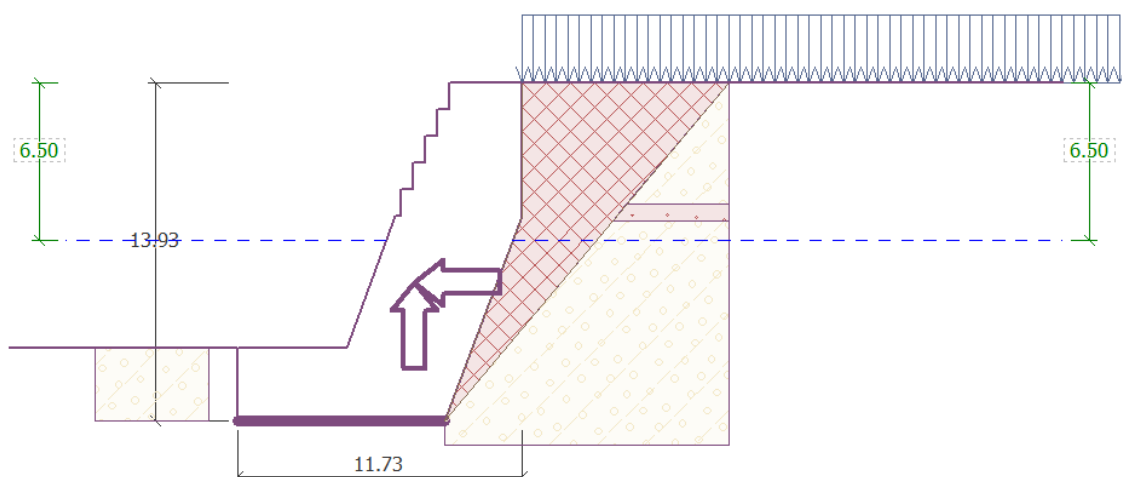


Tabla N° 44 Coordenadas del muro predimensionado

	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° 80 Diagrama de fuerzas

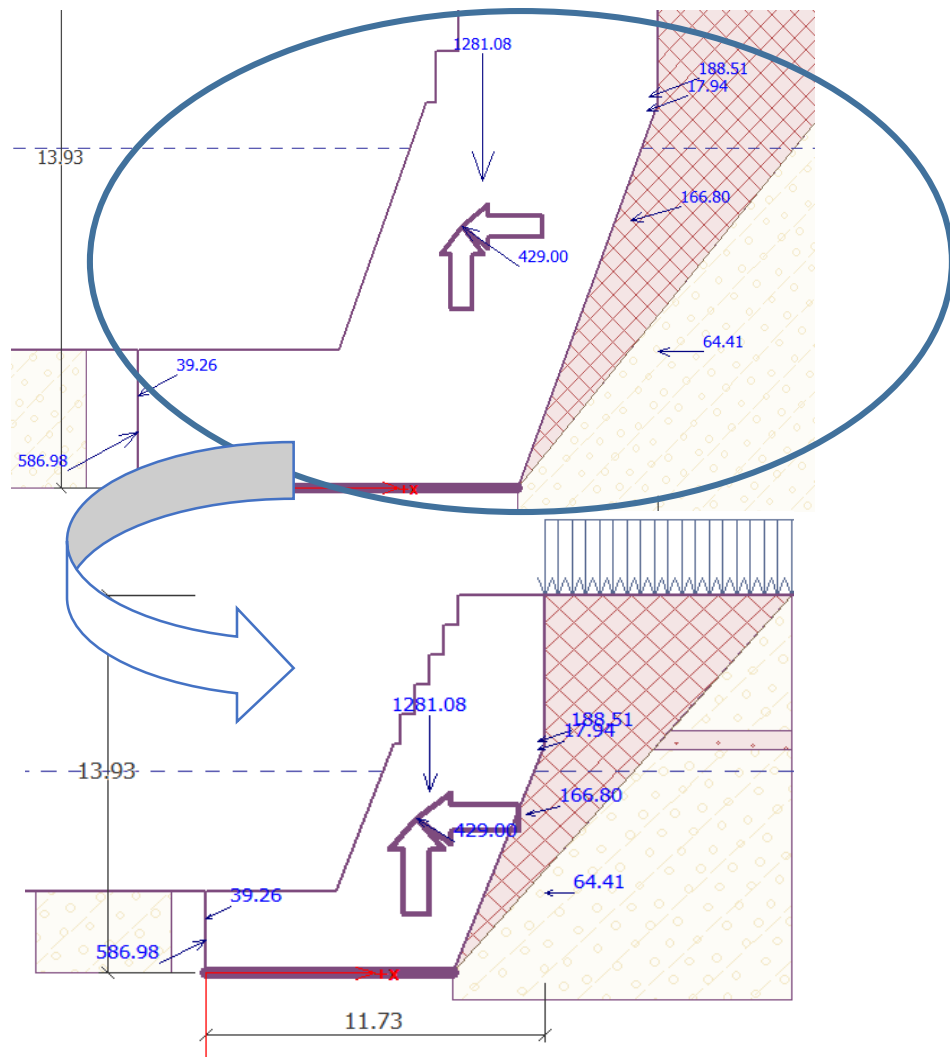


Tabla N° 45 Fuerzas con sus respectivos puntos de aplicación

Nro.	Fuerza	Fuerza		Pto. aplicación	
		F_x [kN/m]	F_z [kN/m]	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

- Por último, se harán las verificaciones necesarias del muro para garantizar su estabilidad, deslizamiento y capacidad portante. Aplicando el factor de seguridad de la AASHTO y La Norma Peruana E.050 de Suelos y Cimentaciones.

Figura N° 81 Verificaciones de deslizamiento y vuelco

Verificación del muro completo

Verificación de la estabilidad de vuelco

Momento estabilizador $M_{res} = 9487.43 \text{ kNm/m}$

Momento de vuelco $M_{ovr} = 4273.78 \text{ kNm/m}$

Factor de seguridad = $2.22 > 1.50$

Muro para vuelco ES SATISFACTORIA

Verificación del deslizamiento

Fuerza horizontal resistente $H_{res} = 684.17 \text{ kNm/m}$

Fuerza horizontal activa $H_{act} = 295.70 \text{ kNm/m}$

Factor de seguridad = $2.31 > 1.125$

Muro para deslizamiento ES SATISFACTORIA

Verificación completa - MURO ES SATISFACTORIA

Tabla N° 46 Cálculo de carga última

Factor Profundidad		Resultados		
D	3	Fricción	31.6	KN/m3
B	8.56	Cohesion	15.7	KN/m2
D/B*=K	0.474436335	Ysat.	20	KN/m3
Fcd	1.189774534	Yw	10	KN/m3
Fqd	1.117909684	Yefec.	10	KN/m3
Fyd	1	Df	3	m
		Sobrec. q	30	KN/m2
		B	8.56	m
		Mr	9487.43	KN/m
		Ma	4273.78	KN/m
		P(S. Fuerza V.)	1649.03	KN
		exc B	1.1183535	m
		exc B max	1.4266667	m
		B*	6.3232931	m
		Qult	2123.8442	KN/m2

Tabla N° 47 Verificación de capacidad portante

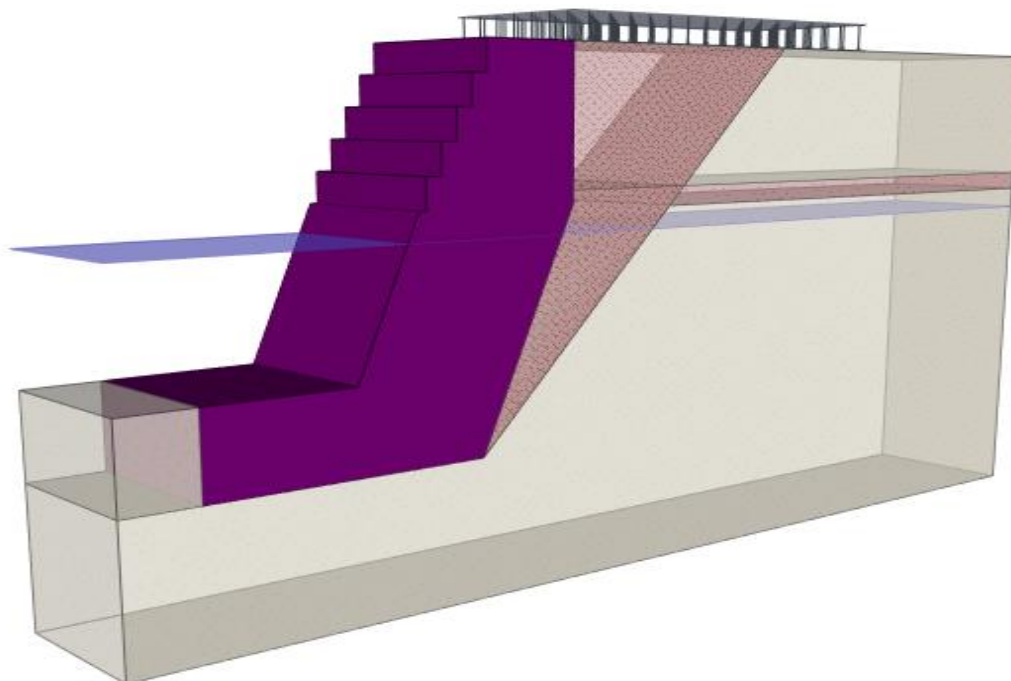
En caso de falla general:

Verificación de la capacidad portante del fondo de zapata		
Capacidad de carga ultima (Vesic)	2123.8442	KN/m ²
F.S	2.5	
Capacidad de carga admisible (Qadm)	707.948068	KN/m ²
Fuerzas verticales en el muro (P)	1649.03	KN
Base (B)	8.56	m
Excentricidad (e)	1.11835346	m
Excentricidad máx (emax)	1.42666667	m
qtrans	343.655658	KN/m ²
Qadm	>	qtrans
707.948068	>	343.655658
CUMPLE		

En caso de falla local:

Qadm	>	qtrans
270.7434987	>	206.4360315
CUMPLE		

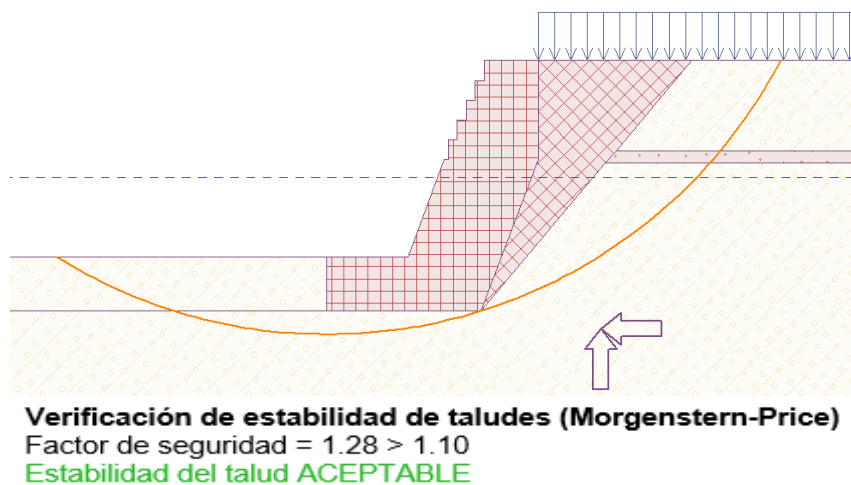
Figura N° 82 Vista en 3D del muro de mampostería con gaviones



4.4.1. Análisis de estabilidad de talud y muro

La estabilidad del talud y muro se harán en conjunto y se usará el mismo software GEO5 el cual servirá para determinar su factor de seguridad, a través del método de Morgenstern and Price, este mismo debe ser mayor a 1.10, según la AASHTO y La Norma Peruana E.050 de Suelos y Cimentaciones, el mismo que definirá la estabilidad global.

Figura N° 83 Geometría de corte de falla del talud y verificación de estabilidad global



Finalmente se realizan los 3 tipos de planos para los muros de: Mampostería, mampostería con sistema terramesh y mampostería con gaviones. (Ver anexo 04)

CAPITULO V: EVALUACIÓN DE SOLUCIONES

5.1. Evaluación económica (Presupuestos)

Para esta evaluación, se tendrán en cuenta las partidas de trabajos preliminares, movimiento de tierras y las obras de concreto simple o propios de los gaviones y sistema terramesh. Se han colocado los precios de los materiales hasta el mes de setiembre del 2017. Además de que los diseños tienen una longitud del río de 20 metros lineales. Los presupuestos se han calculado a los 3 tipos de muros.

5.1.1. Presupuesto de muro de mampostería

Este tipo de muro tiene un costo aproximado incluyendo IGV de *S/ 1, 102,229.39* UN MILLÓN CIENTO DOS MIL DOSCIENTOS VEINTE Y NUEVE Y 39/100 SOLES. (Ver anexo 05)

5.1.2. Presupuesto de muro de mampostería con sistema terramesh

Este tipo de muro tiene un costo aproximado incluyendo IGV de *S/ 1, 089,128.86* UN MILLÓN OCHENTA Y NUEVE MIL CIENTO VENTIOCHO Y 86/100 SOLES. (Ver anexo 05)

5.1.3. Presupuesto de muro de mampostería con gaviones

Este tipo de muro tiene un costo aproximado incluyendo IGV de *S/ 1, 043,133.71* UN MILLÓN CUARENTA Y TRES MIL CIENTO TREINTA Y TRES Y 71/100 SOLES. (Ver anexo 05)

5.2. Evaluación técnica

En esta evaluación, se tendrán en cuenta los factores de seguridad ya calculados en la etapa de diseño. Estos fueron evaluados por deslizamiento, vuelco, capacidad de carga admisible y factor de seguridad global del muro, cumpliendo en todos los casos las verificaciones de estabilidad. Asimismo, se consideró el material, geometría, perfil estratigráfico del suelo, tirante máximo de agua, sobrecarga y fuerzas sísmicas para cada alternativa propuesta. A continuación, en la siguiente *Tabla N° 48* se muestran verificaciones de estabilidad correspondientes a cada diseño:

Tabla N° 48 Factores de seguridad de los muros

	F.S. > 1.125	F.S. > 1.5	F.S. > 2.5	F.S. > 1.10
	F.S. Deslizamiento	F.S. Vuelco	F.S. Cap. Carga Admi.	F.S. Global
Muro Mampostería	2.54	2.3	4.04	1.27
Muro Mampostería con Sist. Terramesh	2.28	2.14	4.08	1.27
Muro Mampostería con Gaviones	2.31	2.22	3.93	1.28

5.3. Juicio de expertos

En esta última etapa se realizó la entrevista a tres ingenieros especializados en este tipo de proyectos, dos de la empresa Maccaferri, especializados en defensas ribereñas y un externo, especializado en muros de gravedad. Asimismo, a través de un análisis comparativo se determinó la alternativa de solución más viable, teniendo en cuenta no solo los aspectos técnicos y económicos, sino también las ventajas y desventajas en la etapa gestión-construcción, las cuales fueron realizadas con el apoyo de los ingenieros especialistas.

Tabla N° 49 Evaluación técnica, económica y Gestión-Construcción

		<i>Muro de mampostería</i>	<i>Muro de mampostería con sistema terramesh</i>	<i>Muro de mampostería con gaviones</i>
Evaluación técnica	<i>F.s.v. ≥ 1.125</i>	2.3	2.14	2.22
	<i>F.s.d. ≥ 1.5</i>	2.54	2.28	2.31
	<i>F.s.cap. de carga ≥ 2.5</i>	4.04	4.08	3.93
	<i>F.s.g. ≥ 1.1</i>	1.27	1.27	1.28
Evaluación económica	Presupuesto	S/1,102,229.39	S/1,089,128.86	S/1,043,133.71
Gestión-construcción	Ventajas	<i>Bloques de piedra muy económicos</i>	<i>Bloques de piedra muy económicos</i>	<i>Bloques de piedra muy económicos</i>
		<i>Resistente a fuerzas externas</i>	<i>Resistente a fuerzas externas</i>	<i>Resistente a fuerzas externas</i>
		<i>Alto grado de impermeabilidad</i>	<i>Alto grado de impermeabilidad</i>	<i>Alto grado de impermeabilidad</i>
		<i>Mayor factor de seguridad de estabilidad</i>	<i>Mayor factor de seguridad de estabilidad</i>	<i>Mayor factor de seguridad de estabilidad</i>
			<i>Excelente relación costo/beneficio y socialmente correctas</i>	<i>Se adaptan a cualquier geometría y tipo de suelo</i>
			<i>Resistentes a grandes presiones en parte superior del talud</i>	<i>Tiene una buena permeabilidad(permite el drenaje natural)</i>
	Desventajas		<i>Otorga mayor área reforzada (longitudinalmente y transversalmente)</i>	
		<i>Proceso constructivo lento y costoso</i>	<i>Se requiere del corte de grandes taludes del suelo</i>	<i>Antiestético y antinatural en un río</i>
		<i>Difícil de reparar y/o modificar</i>	<i>Proceso constructivo lento y costoso</i>	<i>Difícil de reparar y/o modificar</i>
		<i>Solo se acepta piedras angulares para el relleno</i>	<i>Difícil de reparar y/o modificar</i>	<i>Se requiere equipos pesados para construcción</i>
			<i>Solo se acepta piedras angulares para el relleno</i>	<i>En caso de corrientes fuertes de agua las mallas se desgastan fácilmente</i>

Los ingenieros especialistas en el área son los siguientes:

Ing. Civil - Diego Díaz Vargas - Empresa Maccaferri

Ing. Civil - McKevin Zamora Ortiz - Empresa Maccaferri

Ing. Civil - Gary Durán Ramírez - Empresa DURPA Ingenieros Consultores

Figura N° 84 Visita a la empresa Maccaferri



Luego de ello se dio una puntuación en el rango del 1 al 10, teniendo en cuenta los aspectos mostrados en la tabla. Asimismo, se asignó un porcentaje de relevancia a cada aspecto antes mencionados. De esta manera, se hizo que el 1 sea lo menos viable y el 10 lo más viable. En las siguientes tablas se muestran las puntuaciones de viabilidad que cada ingeniero asignó, en base a su experiencia y conocimiento.

Tabla N° 50 Análisis comparativo para cada proyecto

Ing. Civil - Mckevin Zamora Ortiz - Empresa Maccaferri

		MURO DE MAMPOSTERÍA		MAMPOSTERÍA CON SISTEMA TERRAMESH		MAMPOSTERÍA CON GAVIONES	
		Evaluación	Puntaje	Evaluación	Puntaje	Evaluación	Puntaje
TÉCNICO	35%	6	2.1	8	2.8	7	2.45
ECONÓMICO	30%	5	1.5	8	2.4	8	2.4
GESTIÓN Y CONSTRUCCIÓN	35%	6	2.1	9	3.15	9	3.15
	100%		5.7		8.35		8

Ing. Civil - Gary Durán Ramírez - Empresa DURPA Ingenieros Consultores

		MURO DE MAMPOSTERÍA		MAMPOSTERÍA CON SISTEMA TERRAMESH		MAMPOSTERÍA CON GAVIONES	
		Evaluación	Puntaje	Evaluación	Puntaje	Evaluación	Puntaje
TÉCNICO	35%	8	2.8	10	3.5	9	3.15
ECONÓMICO	30%	9	2.7	8	2.4	9	2.7
GESTIÓN Y CONSTRUCCIÓN	35%	4	1.4	9	3.15	9	3.15
	100%		6.9		9.05		9

Ing. Civil - Diego Díaz Vargas - Empresa Maccaferri

		MURO DE MAMPOSTERÍA		MAMPOSTERÍA CON SISTEMA TERRAMESH		MAMPOSTERÍA CON GAVIONES	
		Evaluación	Puntaje	Evaluación	Puntaje	Evaluación	Puntaje
TÉCNICO	35%	6	2.1	7	2.45	8	2.8
ECONÓMICO	30%	6	1.8	9	2.7	8	2.4
GESTIÓN Y CONSTRUCCIÓN	35%	4	1.4	9	3.15	9	3.15
	100%		5.3		8.3		8.35

Tabla N° 51 Puntaje final para cada proyecto

	MURO DE MAMPOSTERÍA	MURO DE MAMPOSTERÍA CON SISTEMA TERRAMESH	MAMPOSTERÍA CON GAVIONES
PUNTAJE FINAL	5.97	8.57	8.45

De esta manera, mediante una comparación de las tablas y evaluaciones de cada alternativa, se hizo un promedio de los puntajes totales por cada tipo de muro, de acuerdo con el criterio de cada especialista. Finalmente, se observó que la alternativa con más puntaje es el **muro de mampostería con sistema terramesh**. Por lo tanto, se escogerá este tipo de muro como la alternativa de solución más viable en el tramo estudiado del río Rímac.

CAPITULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones

- Se puede concluir que el **MURO DE MAMPOSTERÍA CON SISTEMA TERRAMESH** es la alternativa de solución con mayor viabilidad para proteger la ladera más crítica del río Rímac, en la zona de El Agustino, la cual pasó por una etapa técnica, económica y juicio de expertos (gestión -construcción).
- Por un lado, con los estudios geológicos y geotécnicos 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 el caudal de diseño ($Q_{dis}=584$ m³/s).
- Con los resultados obtenidos del software HEC-RAS, que involucran las características del suelo y las condiciones hidráulicas, y mediante la teoría de Lischtvan-Lebediev se calculó una profundidad de socavación de aproximadamente 3m.
- Los factores de seguridad para cada verificación de estabilidad fueron los siguientes:

	F.S. > 1.125	F.S. > 1.5	F.S. > 2.5	F.S. > 1.10
	F.S. Deslizamiento	F.S. Vuelco	F.S. Cap. Carga Admi.	F.S. Global
Muro Mampostería	2.54	2.3	4.04	1.27
Muro Mampostería con Sist. Terramesh	2.28	2.14	4.08	1.27
Muro Mampostería con Gaviones	2.31	2.22	3.93	1.28

Se visualiza que los muros de mampostería con sistema Terramesh y con sistema de Gaviones son los que poseen mayor estabilidad.

- Los presupuestos calculados por cada tipo de muro son los siguientes:
- Muro de mampostería= S/ 1,102,229.39
- Muro de mampostería con sistema Terramesh= S/ 1,089,128.86
- Muro de mampostería con Gaviones= S/ 1,043,133.71
- Se determina que los muros de mampostería con sistema Terramesh y con sistema de Gaviones son los más viables económicamente.
- Al realizar la comparación de ventajas y desventajas, teniendo en cuenta los aspectos: técnicos, económicos y gestión – construcción se concluye que el muro de mampostería con sistema Terramesh es la defensa ribereña más viable para proteger el talud más crítico en la zona en estudio.
- El tirante medio del río en la zona estudiada se determinó con los resultados obtenidos por el programa HEC-RAS, el cual resultó un valor de 4.41 m.
- Los valores del FS del análisis de estabilidad del talud actual y socavado mediante el método Morgenstern and Price son los siguientes: Para el talud actual un FS de 0.983 y para el talud socavado un FS de 0.789.
- Con los valores inferiores a la unidad de los factores de seguridad del análisis de estabilidad de talud, se concluye que el talud tanto actual como el socavado es inestable por las condiciones mismas de la pendiente, sobrecarga y condiciones fluviales.
- Para la verificación de la estabilidad de los 3 tipos de defensas ribereñas, se consideraron los factores de seguridad para deslizamiento, vuelco, capacidad de carga admisible del suelo y el factor de seguridad global del talud.

- Se consideró los siguientes factores mínimos de estabilidad de muro, bajo condiciones sísmicas: Para deslizamiento ($FS > 1.125$), para vuelco ($FS > 1.5$), por capacidad de carga admisible ($FS > 2.5$) y para la estabilidad global del talud ($FS > 1.10$).
- La estabilidad de los 3 tipos de muros cumple para cada análisis, sean estos las verificaciones de deslizamiento, de vuelco, de capacidad de carga y de estabilidad global del talud.
- Aledaña a la zona estudiada, se encuentran diversas infraestructuras, como son: alamedas, losas deportivas, áreas verdes y parques. Por esta razón, la colocación de un muro de mampostería con sistema terramesh generaría mayor impacto positivo en dicha zona, ya que habría mayor área útil de suelo reforzado que significa más resistencia por las características antes mencionadas por dicho sistema.

6.2. Recomendaciones

- Es recomendable para 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 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.
- 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.
- Se debe emplear programas en versiones recientes ya sea para cálculos o análisis en las ramas de Hidráulica (HEC-RAS) o en la de Geotecnia (SLIDE y GEO5). que cumplan con las normas.
- El método que se utiliza para la estabilidad del talud debe ser el adecuado con respecto a la precisión de los resultados. Así, se tendrán valores con más iteraciones y con un mínimo margen de error.
- 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 el pre-dimensionamiento y asignación de las características de los muros de gaviones y del sistema terramesh se pueden seguir las recomendaciones de una entidad que se dedica al diseño de estos muros. La empresa brasileña Maccaferri tiene gran prestigio y varios años dedicándose a estos tipos proyectos, es por ello que es factible apoyarse de sus manuales de diseño.
- 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 sistema terramesh, 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.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Villacorta, Fidel & Zavala. (2012). Mapa de susceptibilidad por movimientos en masa del Perú. *Revista de la Asociación Geológica Argentina*, 69(3), 393-399. Recuperado en 11 de abril de 2017, de http://www.scielo.org.ar/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0004-48222012000300007&lng=es&tlng=es.
- COEN: 75 muertos y casi cien mil damnificados. (20 de marzo de 2017). *Diario Uno*. Recuperado de <http://diariouno.pe/2017/03/20/coen-75-muertos-y-casi-cien-mil-damnificados/>.
- ANA (2010). Estudio hidrológico de la cuenca del Río Rímac. Lima. Vol. I.
- Asencio, A. (2012). Desastres naturales en el Perú. Recuperado de <http://anelsyasencio.blogspot.pe/2012/04/desastres-naturales-en-el-peru.html>
- ELIOSKA GALANTON M. Y LICEET ROMERO M. Descripción de las Defensas Ribereñas (2007).
- Bladé E., M. Sánchez–Juny, H.P. Sánchez, D. Niñerola, M. Gómez, “Modelación numérica en ríos en régimen permanente y variable” Ediciones UPC, Barcelona-España, 2009.
- Geofrik (2013). Estrato. <https://geofrik.com/2013/09/02/estrato/>
- Evett, Jack and Cheng Liu (2007), *Soils and Foundations (7 edition)*, Prentice Hall, pp. TBD, ISBN 0132221381
- Bojorque, I. (2011). Métodos para el análisis de la estabilidad de pendientes. *Maskana*, Vol. 2, No.2.
- Alva, J.; Infantes, M. (2011). Diseño sísmico de presas de Tierra y Enrocado. http://www.jorgealvahurtado.com/files/redacis30_a.pdf
- Pineda, T. (2013). Factor de seguridad global. Facultad de Ingeniería. http://fia.unitec.edu/wiki/index.php?title=Factor_de_Seguridad_Global&action=history

- Barnes, G.E. (1991), "A simplified version of the Bishop and Morgenstern Slope-Stability Charts", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 28, No.4, pp. 630-632.
- Bishop A.W. (1955) "The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes". Geotechnique. Vol 5, No. 1.
- Castro, G., Poulos S.J., Leathers F.D., (1985). "Re-examination of slide of lower San Fernando Dam," Journal of the geotechnical engineering division, ASCE, Vol. 111, No. GT-9, pp. 1.093-1.107.
- Clough, R.W., Woodward R.J., (1967), "Analysis of Embankment Stresses and deformations," Journal of geotechnical division, ASCE, July, pp 529-549.
- Benko B., Stead D. (1993) "The characterization and prediction of landslide movements using numerical modelling techniques". Seventh international conference and field workshop on landslides in Czech and Slovak Republics, pp. 131-136.
- Chen, WF. Giger M.W., (1971), "Limit analysis of slopes", Journal of the soil mechanics and foundation division, ASCE, Vol. 97, No. SM-1, January, pp.19-26.
- Chugh, A.K., (1981). "Pore water pressure in natural slopes", International Journal for numerical and analytical methods in geomechanics, Vol. 5, pp. 449-454.
- Suarez Díaz, J. (2011). Deslizamientos. Análisis Geotécnico
- Morgenstern, N.R., and Price, V.E. 1965. The analysis of the stability of general slip surfaces. Géotechnique, 15(1): 79–93.
- Sarma, S. K.: Stability analysis of embankments and slopes, Géotechnique 23, 423–433, 1973
- Alva Hurtado J.E., Meneses J. Y Guzmán V. V. (1984), "Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas Observadas en el Perú", V Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Tacna, Perú.
- Karl Terzaghi / Ralph B. Peck: Mecánica de Suelos en la ingeniería Práctica. Segunda Edición 1973.

- Recomendaciones para el proceso de Puesta en Obras de Estructuras de Concreto, Ing. Enrique Riva López /CONCYTEC 1988. Geotécnica para Ingenieros, Principios Básicos Alberto, J.
- Evaluación de los Recursos Hídricos en la Cuenca del Río Rímac. (2010). [ebook] Lima: Autoridad Nacional del Agua, Ministerio de Agricultura, pp.185-212. Recuperado de: http://www.ana.gob.pe/publicaciones?title=RÍMAC&field_tipo_de_norma_tid=All&field_fecha_de_publicacion_value%5Bmin%5D%5Byear%5D=&field_fecha_de_publicacion_value%5Bmax%5D%5Byear%5D= [Accessed 13 Jun. 2017].
- US Army Corps of Engineers. (2010). HEC-RAS River Analysis System, User's Manual. California: Public Release.
- CHOW, V. T. (1994). Open-Channel Hydraulics. New York: McGraw-Hill Book Company.
- CISMID. (2007). Conglomerado de Lima Metropolitana en Cimentaciones. Conferencia Internacional de Ingeniería Sísmica (págs. 1-20). Lima: Apartado Postal 31-250.
- Hagerty, J. (1998). Erosion mechanisms on Midwest alluvial streams. Methods and techniques for stabilizing channels and streambanks: IECA soil stabilization series:vol 1.
- Talukdar, B. (2012). River Bank Erosion - A Perspective. The morphology of the Brahmaputra River (págs. 40-45). Brahmaputra: IEI Guwahati. Conference.
- DISEÑO SISMORRESISTENTE” DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, APROBADA POR DECRETO SUPREMO N° 011-2006-VIVIENDA, MODIFICADA CON DECRETO SUPREMO N° 002-2014-VIVIENDA. (2016): Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, pp.6-15. Recuperado de: <http://busquedas.elperuano.pe/download/url/decreto-supremo-que-modifica-la-norma-tecnica-e030-diseno-decreto-supremo-n-003-2016-vivienda-1337531-1>.
- MAPA DE ORDENADAS ESPECTRALES. (2016). Lima: PUCP, p.15. Available at: <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/1331> [Accessed 8 Sep. 2017].

- Análisis comparativo de sistema de estabilización de taludes. (2017). Venezuela: Ricardo Lanz, pp.15-17. Recuperado de: <http://biblioteca2.ucab.edu.ve/anexos/biblioteca/marc/texto/AAR0686.pdf>
- 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].
- 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%20N%C2%B0%200017-2012.pdf> [Accessed 5 Jun. 2017].
- 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
- AASHTO-AGC_ARTBA Task force 27 (1991). “Design Guidelines for the use of extensible reinforcement(Geosynthetic) for Mechanically Stabilized Earth Walls in Permanent Applications”

ANEXOS

ANEXO 1

FUENTE: PROPIAS

ESTADO ACTUAL DEL TRAMO DEL RÍO EN ESTUDIO



ESTADO ACTUAL DE LAS VIVIENDA ALEDAÑAS AL RÍO



ESTADO ACTUAL DEL TALUD CRÍTICO



ESTADO ACTUAL DE LA ALAMEDA ALEDAÑA AL RÍO

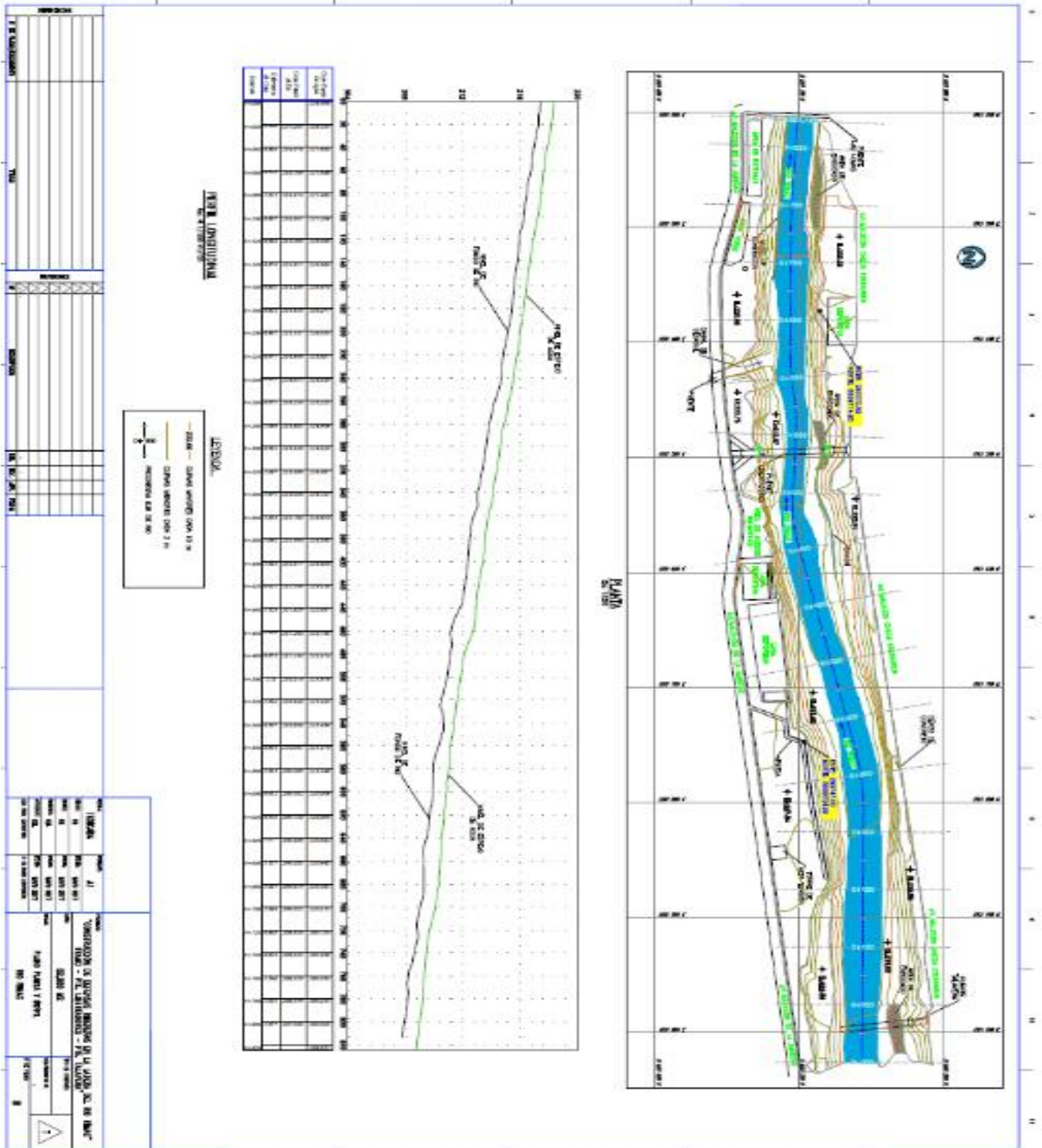


ESTADO ACTUAL DEL PUENTE TALAVERA



ANEXO 2

PERFIL DEL FLUJO Y VISTA EN PLANTA

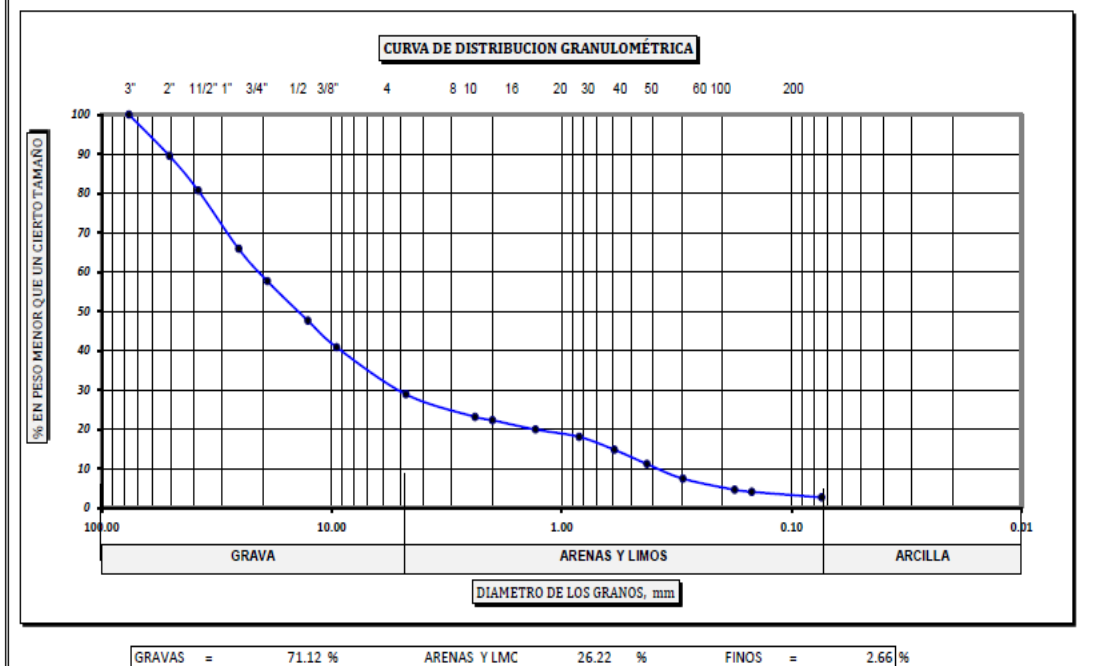


ANEXO 3

PROYECTO:	"ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN PARA PREVENIR LA SOCAVACIÓN EN EL RÍO RIMAC, ENTRE LOS PUENTES LIBERTADORES Y TALAVERA, DISTRITO DEL AGUSTINO"		
UBICACIÓN :	El Agustino - Lima		
ESTRUCTURA :	Defensas ribereñas	LABORATORISTA:	Tec. Paul Souza P.
MUESTRA:	C-1	ING. RESPONSABLE:	Ing. Walter Quiñones R.
PROFUNDIDAD:	1.8	FECHA:	may-17
NIVEL FREÁTICO:	1.5 m		

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM - D422					
TAMIZ No	DIAMETRO (mm)	PESO RETENIDO	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA
3"	76.200	0.0	0.00	0.00	100.00
2"	50.800	181.3	10.49	10.49	89.51
1 1/2"	38.100	152.1	8.80	19.29	80.71
1"	25.400	256.2	14.83	34.12	65.88
3/4"	19.050	142.3	8.23	42.35	57.65
1/2"	12.700	173.4	10.03	52.39	47.61
3/8"	9.525	117.0	6.77	59.16	40.84
No 4	4.760	206.7	11.96	71.12	28.88
No 8	2.380	99.4	5.75	76.87	23.13
No 10	2.000	14.5	0.84	77.71	22.29
No 16	1.300	41.0	2.37	80.09	19.91
No 20	0.840	32.1	1.86	81.94	18.06
No 30	0.590	56.6	3.28	85.22	14.78
No 40	0.426	62.6	3.62	88.84	11.16
No 50	0.297	64.5	3.73	92.57	7.43
No 80	0.177	48.8	2.82	95.40	4.60
No 100	0.149	9.3	0.54	95.94	4.06
No 200	0.074	24.3	1.41	97.34	2.66
CAZOLETA		45.9	2.66	100.00	0.00

TAMAÑO MAXIMO =	3"
DESCRIPCION DE LA MUESTRA	
GRAVA MAL GRADUADA CON ARENA	
CLASIFICACION SUCS :	GP
CLASIFICACION AASHTO :	A-1-a
Coefficiente de Uniformidad (Cu)	54.06
Coefficiente de Curvatura (Cc)	3.37
CARACTERÍSTICAS DE LA FRACCION QUE PASA LA MALLA No 40	
Límite Líquido =	NP
Límite Plástico =	NP
Índice de Plasticidad =	NP
SÍMBOLO :	GP
CONCLUSIÓN	
GRAVA MAL GRADUADA CON ARENA	

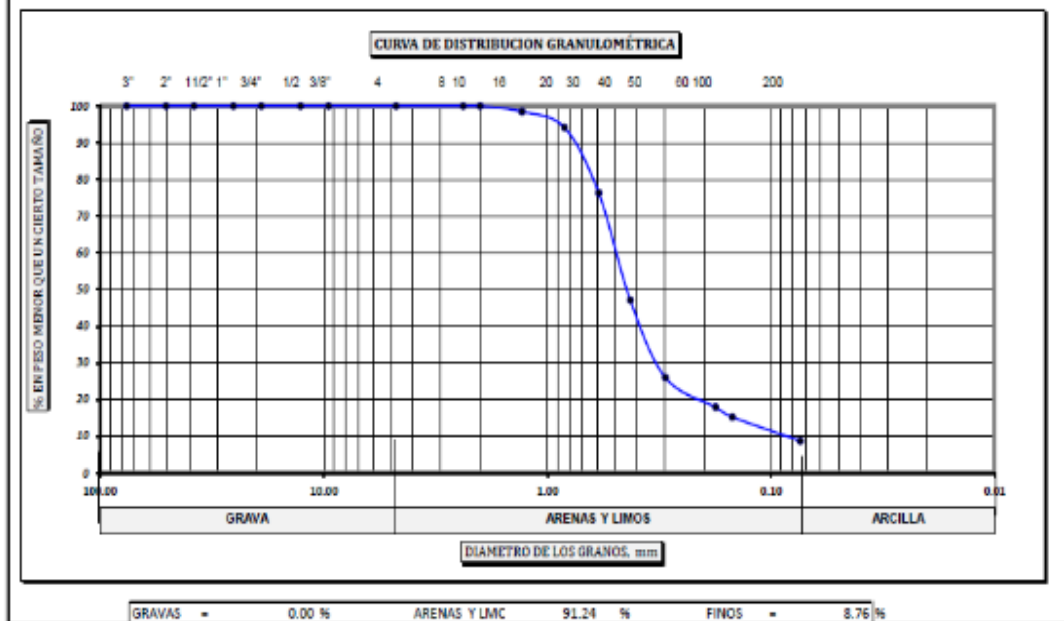


OBS:
 Se hizo una calicata en el cauce del río Rímac, donde posiblemente se asiente la cimentación de las defensas rivereñas.

PROYECTO:	"ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN PARA PREVENIR LA SOCAVACIÓN EN EL RÍO RIMAC, ENTRE LOS PUENTES LIBERTADORES Y TALAVERA, DISTRITO DEL AGUSTINO"		
UBICACIÓN:	El Agustino - Lima		
ESTRUCTURA:	Defensas ribereñas		
MUESTRA:	C-2 (Trinchera)	LABORATORISTA:	Tec. Paul Souza P.
PROFUNDIDAD:	Trinchera vertical h= 8.2 m	ING. RESPONSABLE:	Ing. Walter Quiñones R.
NIVEL FREÁTICO:	NP	FECHA:	may-17

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM - D422					
TAMIZ No	DIAMETRO (mm)	PESO RETENIDO	% RETENIDO PARCIAL	% RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA
3"	76.200	0.0	0.00	0.00	100.00
2"	50.800	0.0	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	38.100	0.0	0.00	0.00	100.00
1"	25.400	0.0	0.00	0.00	100.00
3/4"	19.050	0.0	0.00	0.00	100.00
1/2"	12.700	0.0	0.00	0.00	100.00
3/8"	9.525	0.0	0.00	0.00	100.00
No 4	4.760	0.0	0.00	0.00	100.00
No 8	2.380	0.0	0.00	0.00	100.00
No 10	2.000	0.0	0.00	0.00	100.00
No 16	1.300	7.1	1.51	1.51	98.49
No 20	0.840	20.5	4.35	5.86	94.14
No 30	0.590	83.8	17.79	23.65	76.35
No 40	0.425	137.8	29.24	52.89	47.11
No 50	0.297	99.3	21.07	73.96	26.04
No 80	0.177	38.2	8.10	82.06	17.94
No 100	0.149	12.6	2.66	84.72	15.28
No 200	0.074	30.7	6.52	91.24	8.76
CAZOLETA		41.3	8.76	100.00	0.00

TAMAÑO MÁXIMO =	3"
DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA	
ARENA MAL GRADUADA CON LIMO	
CLASIFICACIÓN SUCS:	SP-SM
CLASIFICACIÓN AASHTO:	A-1-b
Coefficiente de Uniformidad (Cu)	5.64
Coefficiente de Curvatura (Cc)	2.35
CARACTERÍSTICAS DE LA FRACCIÓN QUE PASA LA MALLA No. 40	
Límite Líquido =	NP
Límite Plástico =	NP
Índice de Plasticidad =	NP
CONCLUSIÓN	
SÍMBOLO:	ARENA MAL GRADUADA CON LIMO



OBS:
 Se hizo una calicata en el cauce del río Rimac, donde posiblemente se asiente la cimentación de las defensas ribereñas.

ENSAYO	:	CORTE DIRECTO			
NORMA	:	ASTM D3080			
INFORME	:	170524			
PROYECTO	:	*ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN PARA PREVENIR LA SOCAVACIÓN EN EL RÍO RIMAC, ENTRE LOS PUENTES LIBERTADORES Y TALAVERA, DISTRITO DEL AGUSTINO*			
UBICACION	:	El Agustino - Lima			
FECHA	:	MAYO -2017			
VELOCIDAD DE ENSAYO mm/min	:	0.50			
ALTURA DE LA MUESTRA (cm)	:	2.50			
DIAMETRO DE LA MUESTRA (cm)	:	6.35			
ESTADO DE LA MUESTRA	:	REMOLDEADO			
CONDICION DE ENSAYO	:	SATURADO			
EXPLORACIÓN N°	:	170524			
MUESTRA N°	:	CALICATA N° C - 1			
PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREATICO	(m) :	1.8			
ESPESOR DEL ESTRATO	(m) :	1.8			
ESFUERZO NORMAL	(kg/cm²):	0.50	1.00	2.00	
CONDICIONES INICIALES					
Contenido de Humedad (w)	(%)	3.50	3.50	3.50	
Densidad Seca Inicial	(gr/cc)	1.80	1.80	1.80	
Volumen Inicial	cc	79.17	79.17	79.17	
Relación Diámetro / Altura		2.540	2.540	2.540	
CONDICIONES FINALES					
Contenido de Humedad (w)	(%)	15.00	13.50	11.80	
PARAMETROS DE RESISTENCIA					
ESFUERZO CORTANTE	(kg/cm²)	0.47	0.77	1.40	
COHESION (c)	(kg/cm²)			0.16	
ANGULO DE FRICCION (φ)	(°)			31.59	
PARAMETROS DE RESISTENCIA RESIDUAL					
ESFUERZO CORTANTE	(kg/cm²)	0.47	0.70	1.27	
COHESION (c)	(kg/cm²)			0.16	
ANGULO DE FRICCION (φ)	(°)			29.25	
OBSERVACIÓN:	SATURADO				

ENSAYO	:	CORTE DIRECTO
NORMA	:	ASTM D3080
INFORME	:	170525
PROYECTO	:	"ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN PARA PREVENIR LA SOCAVACIÓN EN EL RÍO RIMAC, ENTRE LOS PUENTES LIBERTADORES Y TALAVERA, DISTRITO DEL AGUSTINO"
UBICACION	:	El Agustino - Lima
FECHA	:	MAYO -2017
VELOCIDAD DE ENSAYO mm/min	:	0.50
ALTURA DE LA MUESTRA (cm)	:	2.50
DIAMETRO DE LA MUESTRA (cm)	:	6.35
ESTADO DE LA MUESTRA	:	INALTERADO
CONDICION DE ENSAYO	:	SECO
EXPLORACIÓN N°	:	170525
MUESTRA N°	:	C-2 LADERA
PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREATICO	(m):	Trinchera
ESPESOR DEL ESTRATO	(m):	0.7

ESFUERZO NORMAL	(kg/cm ²):	0.50	1.00	2.00
-----------------	------------------------	------	------	------

CONDICIONES INICIALES

Contenido de Humedad (ω)	(%)	0.90	0.90	0.90
Densidad Seca Inicial	(gr/cc)	1.70	1.70	1.70
Volumen Inicial	cc	79.17	79.17	79.17

Relación Diámetro / Altura	2.540	2.540	2.540
----------------------------	-------	-------	-------

CONDICIONES FINALES

Contenido de Humedad (ω)	(%)	0.90	0.90	0.90
-----------------------------------	-----	------	------	------

PARAMETROS DE RESISTENCIA

ESFUERZO CORTANTE	(kg/cm ²)	0.35	0.70	1.25
COHESION (c)	(kg/cm ²)			0.05
ANGULO DE FRICCION (ϕ)	($^{\circ}$)			30.43

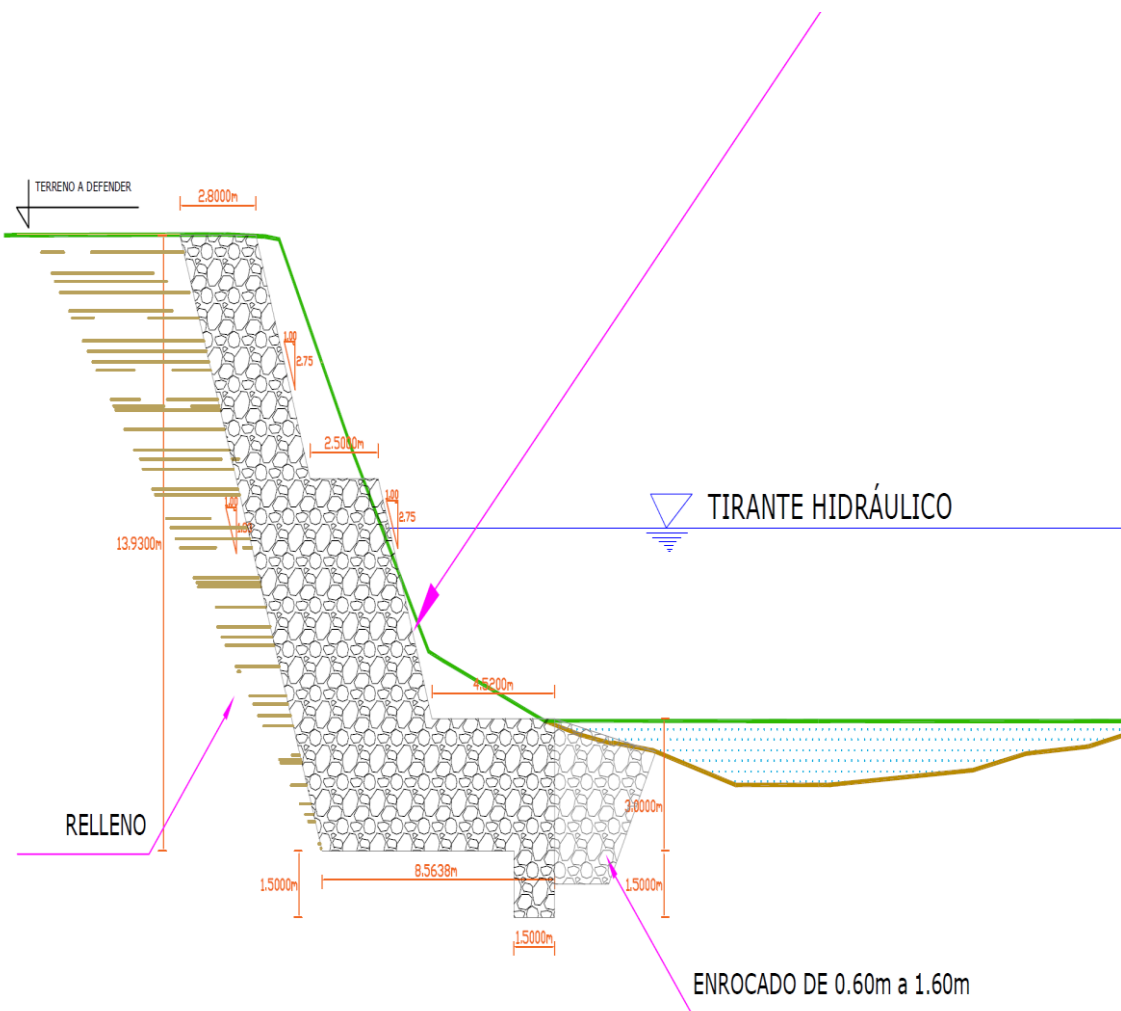
PARAMETROS DE RESISTENCIA RESIDUAL

ESFUERZO CORTANTE	(kg/cm ²)	0.35	0.63	1.13
COHESION (c)	(kg/cm ²)			0.03
ANGULO DE FRICCION (ϕ)	($^{\circ}$)			29.57

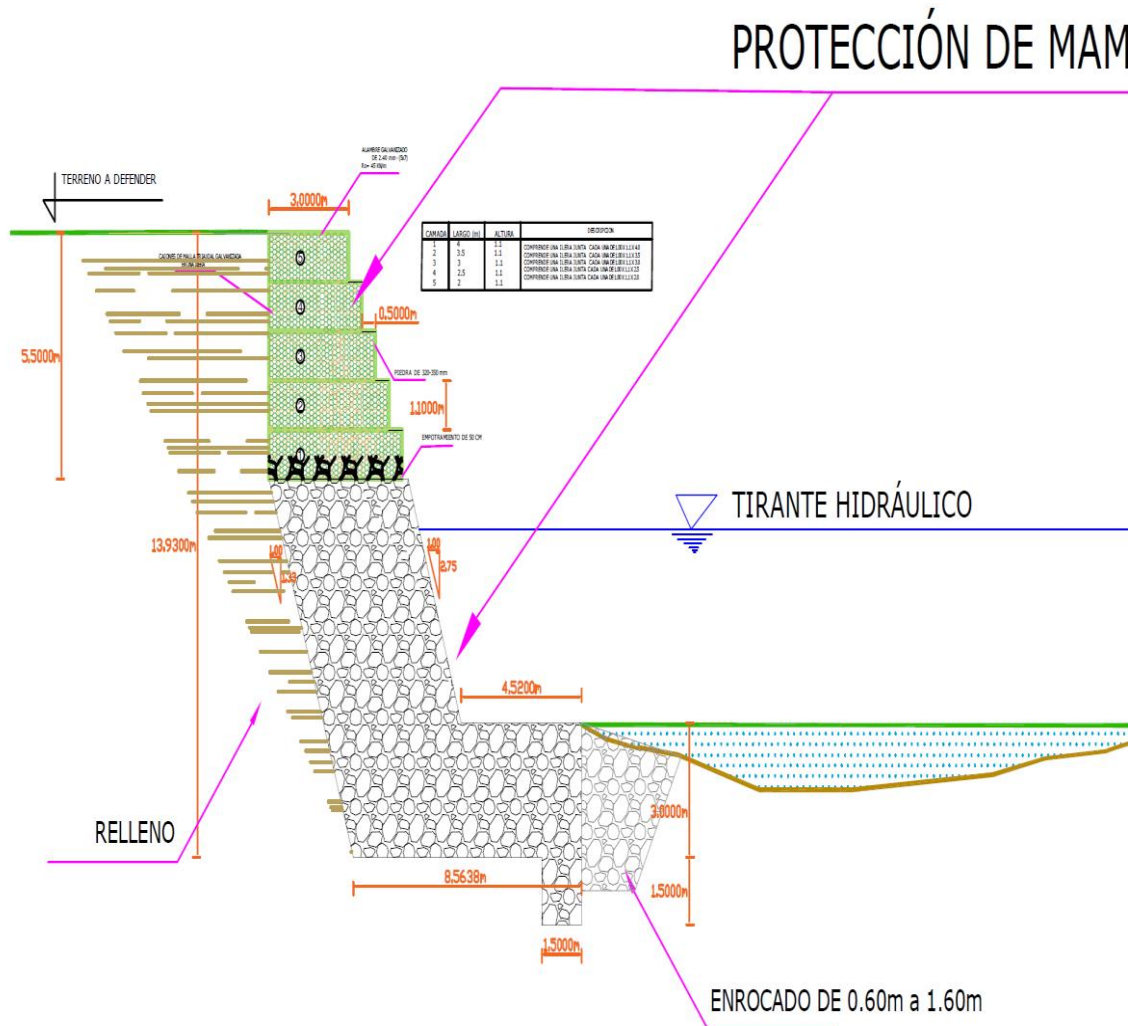
OBSERVACIÓN:

ANEXO 4

MURO DE MAMPOSTERÍA



MURO DE MAMPOSTERÍA CON GAVIONES



ANEXO 5

Presupuesto

Presupuesto **1004001** **CONSTRUCCIÓN DE DEFENSA RIVEREÑA PROG. 0+440 A 0+460 EN EL DISTRITO DE EL AGUSTINO**

Subpresupuesto **001** **DEFENSA DE MAMPOSTERÍA**

Cliente **UPC** Costo al **25/09/2017**

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	glb	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	glb	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				167,128.89
02.01	EXCAVACION EN LECHO DEL RIO, C/MAQUINARIA	m3	2,635.86	8.70	22,931.98
02.02	RELLENO CON MATERIAL PROPIO	m3	800.89	120.87	96,803.57
02.03	ELIMINACION MASIVA DE MATERIAL CON EQUIPO	m3	2,201.97	18.19	40,053.83
02.04	ACOPIAMIENTO DE PIEDRAS EN LECHO DEL RIO D=8"@ 10" PARA ENROCADO DE PROTECCION	m3	150.00	48.93	7,339.50
03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				599,786.34
03.01	CONCRETO CICLOPEDO F'C 175 KG/CM2 + 30% PM	m3	1,446.00	414.79	599,786.34

Costo Directo	785,063.67
GASTOS GENERALES	78,506.37
UTILIDADES	78,506.37
----- --	
SUB TOTAL	942,076.40
IGV	160,152.99
----- --	
TOTAL PRESUPUESTO	1,102,229.39

SON : UN MILLÓN CIENTO DOS MIL DOSCIENTOS VEINTE Y NUEVE Y 39/100 SOLES

Presupuesto

Presupuesto	1004001	CONSTRUCCION DE DEFENSA RIVEREÑA PROG. 0+440 A 0+460 EN EL DISTRITO DE EL AGUSTINO	
Subpresupuesto	003	DEFENSA DE MAMPOSTERÍA CON SISTEMA TERRAMESH	
Cliente	UPC	Costo al	25/09/2017
Lugar	LIMA - LIMA - EL AGUSTINO		

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	TRABAJOS PRELIMINARES				33,148.44
01.01	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE CAMPAMENTO, MAQUINARIAS Y HERRAMIENTAS	glb	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 PROVICIONAL DE OBRA	glb	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
01.08	DEMOLICION Y CONSTRUCCION DE INFRAESTRUCTURA EXISTENTE	glb	1.00	15,000.00	15,000.00
02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				198,858.53
02.01	EXCAVACION EN LECHO DEL RIO, C/MAQUINARIA	m3	2,743.44	8.70	23,867.93
02.02	RELLENO CON MATERIAL PROPIO	m3	1,090.82	120.87	131,847.90
02.03	ELIMINACION MASIVA DE MATERIAL CON EQUIPO	m3	1,983.14	18.19	36,073.30
02.04	ACOPIAMIENTO DE PIEDRAS EN LECHO DEL RIO D=8"@ 10" PARA ENROCADO DE PROTECCION	m3	144.48	48.93	7,069.41

03	GAVIONES				70,496.90
03.01	ACOPIAMIENTO DE PIEDRAS EN LECHO DEL RIO D=6"@ 8"	m3	300.00	48.93	14,679.00
03.02	SUMINISTRO E INSTALACION DE TERRAMESH ETA-13/0295	und	110.00	211.05	23,215.50
03.03	SUMINISTRO E INSTALACION GAVIÓN CAJA TIPO "B" 5.0X1.5X1.0M	und	40.00	741.27	29,650.80
03.04	GEOTEXTIL NO TEJIDO MACTEX MT200	m2	235.00	12.56	2,951.60
04	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				473,228.93
04.01	MAMPOSTERIA DE PIEDRA CANTEADA D=30 M ASENT/C f _c =175 KG/CM2	m3	1,140.89	414.79	473,228.93
	Costo Directo				775,732.81
	GASTOS GENERALES				77,573.28
	UTILIDADES				77,573.28
	----- -----				
	SUB TOTAL				930,879.37
	IGV				158,249.49
	----- -----				
	TOTAL PRESUPUESTO				1,089,128.86

SON : UN MILLÓN OCHENTA Y NUEVE MIL CIENTO VENTIOCHO Y 86/100 SOLES

Presupuesto

Presupuesto **1004001** **CONSTRUCCION DE DEFENSA RIVEREÑA PROG. 0+440 A 0+460 EN EL DISTRITO DE EL AGUSTINO**

Subpresupuesto **002** **DEFENSA DE MAMPOSTERÍA CON GAVIONES**

Cliente **UPC** Costo al **25/09/2017**

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	glb	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	glb	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 ENROCADO DE PROTECCION	m3	144.48	48.93	7,069.41
03	GAVIONES				81,166.94
03.01	ACOPIAMIENTO DE PIEDRAS EN LECHO DEL RIO D=6"@ 8"	m3	450.00	48.93	22,018.50

03.02	SUMINISTRO E INSTALACION GAVIÓN CAJA TIPO "A" 5.0X1.0X1.0M	und	24.00	982.54	23,580.96
03.03	SUMINISTRO E INSTALACION GAVIÓN CAJA TIPO "B" 5.0X1.5X1.0M	und	44.00	741.27	32,615.88
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 ASENT/C f _c =175 KG/CM2	m3	1,168.05	414.79	484,495.46
	Costo Directo				742,972.73
	GASTOS GENERALES				74,297.27
	UTILIDADES				74,297.27
	----- -				
	SUB TOTAL				891,567.27
	IGV				151,566.44
	----- -				
	TOTAL PRESUPUESTO				1,043,133.71

SON : UN MILLÓN CUARENTA Y TRES MIL CIENTO TREINTA Y TRES Y 71/100 SOLES