

UNIVERSIDAD CATÓLICA SEDES SAPIENTIAE
FACULTAD DE INGENIERÍA



**Análisis hidráulico y estructural de un muro de
contención en el margen del río Santa Eulalia,
Callahuanca**

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

AUTORES

Alvaro Jhampier Rios Fernandez

Adaliz Solari Sanchez

ASESOR

Maiquel López Silva

Lima, Perú

2021

DEDICATORIA

Este trabajo de tesis está dedicado a nuestros padres por su apoyo incondicional y su inmenso amor.

AGRADECIMIENTO

A nuestros padres por su amor incondicional.

Al programa Beca 18 por brindarnos la oportunidad de crecer profesionalmente.

A los docentes de la facultad de ingeniería de nuestra casa de estudios por forjarnos en el campo de la ingeniería.

A nuestro asesor Dr. Maiquel López Silva por las asesorías brindadas para la elaboración de esta tesis.

A Antony Bratt Samamé León y a Brayan Sanchez Mera por el apoyo brindado.

RESUMEN

El objetivo principal de esta investigación fue analizar las variables hidráulicas y estructurales de un muro de contención en el margen del río Santa Eulalia en el distrito de Callahuanca. La zona crítica a inundación se determinó a través de la modelación hidrológica e hidráulica del río para disminuir el impacto de este fenómeno.

Los métodos para el desarrollo de la investigación fue el levantamiento topográfico que facilitó elaborar la superficie del terreno y la delimitación de la cuenca que proporcionó los parámetros morfológicos. Se analizó una serie histórica de 30 años de precipitaciones para la obtención del caudal por el método SCS y la simulación del cauce del río con HEC-RAS. Se usó los programas Geo5, GawacWin2003 y SAP-2000 para el dimensionamiento estructural del muro de contención.

Los principales resultados fueron que la topografía del terreno es 5,7 % y un suelo de tipo grava pobremente gradada con arena. El caudal máximo es 106,5 m³/s para 140 años de retorno y el tirante máximo es 1,46 m. La estructura de gaviones y en voladizo tiene una altura libre de 3 m y un largo de 500 m. Se concluyó que la estructura de gaviones fue la más óptima, práctica y económica.

Palabras claves: precipitación, defensa ribereña, inundación y sismo.

ABSTRACT

The main objective of this research was to analyze the hydraulic and structural variables of a retaining wall on the bank of the Santa Eulalia River in the district of Callahuanca. The critical flood zone was determined through hydrological and hydraulic modeling of the river to reduce the impact of this phenomenon.

The methods for the development of the research were the topographic survey to elaborate the land surface and the delimitation of the basin that provided the morphological parameters. A historical series of 30 years of precipitation was analyzed to obtain the flow by the SCS method and the simulation of the river channel with HEC-RAS. Geo5, GawacWin2003 and SAP-2000 programs were used for the structural dimensioning of the retaining wall.

The main results were that the topography of the terrain is 5,7 % and a poorly graded gravel type soil with sand. The maximum flow rate is 106,5 m³/s for 140 years of return and the maximum head is 1,46 m. The cantilevered and gabion structure has a clear height of 3 m and a length of 500 m. It was concluded that the gabion structure was the most optimal, practical and economical.

Key words: precipitation, riparian defense, flood and earthquake.

ÍNDICE

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	16
1.1. Formulación del problema	16
1.1.1. Problema principal	18
1.1.2. Problemas secundarios	18
1.2. Objetivos de investigación	18
1.2.1. Objetivo principal.....	18
1.2.2. Objetivos secundarios	18
1.3. Justificación e importancia de la investigación.....	19
1.3.1. Justificación teórica.....	19
1.3.2. Justificación práctica	19
1.3.3. Justificación social	19
1.3.4. Justificación Ambiental.....	19
1.3.5 Importancia	20
1.4. Delimitación de la investigación	21
1.4.1. Delimitación del contenido	21
1.4.2. Delimitación espacial	21
1.4.3. Delimitación temporal.....	23
1.5. Limitaciones de la investigación	23
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	24
2.1. Antecedentes de investigación	24
2.1.1 Antecedentes internacionales	24
2.1.2. Antecedentes nacionales	26
2.2. Bases teóricas	28
2.2.1. Topografía.....	28
2.2.2. Cuenca hidrográfica	28
2.2.2.1. Características físicas de la cuenca	29
2.2.2.2. Parámetros geomorfológicos de una cuenca	29
2.2.3. Ríos	31
2.2.3.1. Origen de ríos	31
2.2.3.2. Partes de un río.....	31
2.2.4. Análisis de consistencia de datos hidrológicos	31
2.2.4.1. Análisis de saltos.....	32
2.2.4.2. Análisis de tendencias	35
2.2.5. Modelos de distribución de probabilidades.....	37
2.2.5.1. Distribución Normal.....	37

2.2.5.2. Distribución Log Normal	37
2.2.5.3. Distribución Pearson III	38
2.2.5.4. Distribución Log Pearson III.....	38
2.2.5.5. Distribución Gumbel	38
2.2.6. Prueba de bondad de ajuste de Smirnov - Kolmogorov	39
2.2.7. Tiempo de concentración	39
2.2.8. Análisis de frecuencia	41
2.2.8.1. Período de retorno	41
2.2.9. Riesgo de falla.....	41
2.2.10. Máxima avenida	41
2.2.10.1. Hidrogramas sintéticos	42
2.2.11. Muros de Contención	43
2.2.11.1. Tipos de muros de contención.....	43
2.2.11.2. Tipos de fallas en muros de contención	44
2.2.11.3. Estabilidad del muro de contención	49
2.2.11.4. Presión lateral del suelo.....	50
2.2.12. Softwares profesionales.....	52
2.3. Definición de términos básicos	53
CAPÍTULO III: HIPÓTESIS Y VARIABLES DE LA INVESTIGACIÓN	54
3.1. Hipótesis principal	54
3.2. Hipótesis específica.....	54
3.3. Variable e indicadores.....	54
3.3.1. Concepto de variable independiente.....	54
3.3.2. Concepto de variable dependiente.....	54
3.3.3. Concepto de variable interviniente.....	54
3.4. Operacionalización de variables.....	55
3.4.1. Tabla de operacionalización de variables.....	55
CAPÍTULO IV: DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	56
4.1. Diseño de ingeniería.....	56
4.1.1. Tipo de investigación	56
4.1.2. Enfoque y alcance de investigación	56
4.2. Métodos y técnicas del proyecto	57
4.3. Diseño estadístico.....	58
4.3.1. Población.....	58
4.3.2. Muestra.....	58
4.3.3. Descripción de la muestra y tipo de muestreo.....	58

4.4. Técnicas y herramientas estadísticas.....	59
4.4.1. Normas técnicas utilizadas para la investigación.....	59
4.4.2. Técnicas e instrumentos para recogida de datos	60
4.4.2.1. Técnica	60
4.4.2.2. Instrumentos	60
4.4.2.3. Recopilación de datos.....	61
4.5. Matriz de consistencia.....	61
CAPÍTULO V: DESARROLLO EXPERIMENTAL	64
5.1. Levantamiento topográfico	64
5.2. Estudio de suelos.....	65
5.3. Subcuenca Santa Eulalia	66
5.3.1. Características de la subcuenca de estudio.....	66
5.3.2. Estaciones meteorológicas en la cuenca Santa Eulalia	66
5.4. Análisis de consistencia de datos de precipitación 24 horas	66
5.5. Análisis de precipitación máxima 24 horas para obtener el caudal.....	66
5.6. Análisis de distribución mediante el software Hydrognomon V.4.0.3.....	67
5.7. Precipitación en función del periodo de retorno	67
5.8. Precipitación 24 horas a minutos con la fórmula de Dick Peschke.....	67
5.9. Precipitación en minutos a intensidad.....	68
5.10. Riesgo de falla.....	68
5.11. Curva intensidad – duración - frecuencia (IDF).....	69
5.12. Hietograma de Frecuencia.....	69
5.13. Caudal con HEC-HMS V 4.4.1	69
5.14. Simulación de inundación con el software en HEC – RAS V.5.0.7	69
5.15. Predimensionamiento del muro de gaviones.....	69
5.16. Predimensionamiento del muro en voladizo	69
CAPITULO VI: RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	71
6.1 Resultados	71
6.1.1. Levantamiento topográfico y características del suelo.....	71
6.1.1.1. Características topográficas.....	71
6.1.1.2. Análisis de suelos	72
6.1.2. Variables hidrológicas.....	72
6.1.2.1. Delimitación de la subcuenca Santa Eulalia.....	72
6.1.2.2. Precipitaciones máximas y análisis estadístico	75
6.1.2.2. Periodo de retorno y curvas IDF	84
6.1.2.3. Hietograma de frecuencia.....	91

6.1.3. Variables hidráulicas	94
6.1.3.1. Caudal con HEC-HMS V 4.4.1	94
6.1.3.2. Tirante de agua con HEC – RAS V.5.0.7.....	98
6.1.4. Variables estructurales	102
6.1.4.1. Predimensionamiento de muro de gaviones	102
6.1.4.2. Diseño de muro de gaviones	103
6.1.4.3. Predimensionamiento del muro en voladizo	116
6.1.4.4. Diseño de muro en voladizo.....	127
6.2. Contratación de hipótesis.....	153
6.2.1. Contratación de hipótesis general	153
6.2.2. Contratación de hipótesis específicas	153
6.3. Conclusiones	154
6.4. Recomendaciones.....	155
I. Fuentes de información	156
7. Anexos.....	161

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Ubicación del río Santa Eulalia	21
Figura 2: Río Santa Eulalia	22
Figura 3: Vías de acceso al río Santa Eulalia	22
Figura 4: Hidrograma unitario de Snyder (1938).....	42
Figura 5:Muro en voladizo.....	43
Figura 6:Muro de gaviones	44
Figura 7: Falla por giro excesivo.....	45
Figura 8: Falla por deslizamiento del muro.....	45
Figura 9: Falla por deslizamiento profundo del muro	46
Figura 10: Falla por deformación excesiva	46
Figura 11: Falla por exceso de fisuras.....	47
Figura 12: Falla por rotura por flexión.....	47
Figura 13: Falla por rotura por esfuerzo cortante.....	48
Figura 14: Rotura por esfuerzo rasante	48
Figura 15: Rotura por fallo de Solape	49
Figura 16: Empuje de reposo	51
Figura 17: Margen crítico a inundación del río Santa Eulalia.....	58
Figura 18: Levantamiento topográfico.....	64
Figura 19: Calicata N°1.....	65
Figura 20:Ensayo de densidad en calicata N°1	65
Figura 21: Riesgo de falla y vida útil	68
Figura 22:Topografía de la zona de estudio	71
Figura 23: Subcuenca Santa Eulalia.....	73
Figura 24: Subcuenca de estudio.....	74
Figura 25:Hidrograma de la Estación Sheque.....	75
Figura 26:Hidrograma de la Estación Carampoma	75
Figura 27:Hidrograma de la Estación Autisha	76
Figura 28:Hidrograma de la Estación Milloc	76
Figura 29:Doble masa - Estación Sheque.....	77
Figura 30:Doble masa - Estación Carampoma.....	77
Figura 31:Doble masa - Estación Autisha.....	78
Figura 32:Doble masa - Estación Milloc.....	78
Figura 33:Precipitación Estación Sheque.....	80
Figura 34:Comparación con los Modelos de Distribución – Estación Sheque	80
Figura 35:Precipitación Estación Carampoma.....	81
Figura 36:Comparación con los Modelos de Distribución – Estación Carampoma	81

Figura 37:Precipitación Estación Autisha.....	82
Figura 38:Comparación con los Modelos de Distribución – Estación Autisha.....	82
Figura 39:Precipitación Estación Milloc.....	83
Figura 40:Comparación con los Modelos de Distribución – Estación Milloc.....	83
Figura 41: Curva IDF - 140 años - Estación Sheque.....	89
Figura 42: Curva IDF - 140 años - Estación Carampoma.....	90
Figura 43:Curva IDF - 140 años - Estación Autisha.....	90
Figura 44:Curva IDF - 140 años - Estación Milloc.....	91
Figura 45:Hietograma 140 años - Estación Sheque.....	92
Figura 46:Hietograma 140 años - Estación Carampoma.....	92
Figura 47:Hietograma 140 años - Estación Autisha.....	93
Figura 48:Hietograma 140 años - Estación Milloc.....	93
Figura 49: Subcuenca en HEC– HMS para hallar el caudal.....	95
Figura 50:Caudal para 140 años de retorno.....	96
Figura 51:Curva para caudal de 140 años de retorno.....	96
Figura 52: Desemboque de la cuenca para 140 años de retorno.....	97
Figura 53:Cauce del río en HEC-RAS V.5.0.7.....	98
Figura 54:Sección transversal del río Santa Eulalia.....	101
Figura 55: Inundación con 140 años.....	101
Figura 56:Diagramas para la distribución de la presión lateral de tierra.....	102
Figura 57:Predimensionamiento de gaviones.....	102
Figura 58: Resultados de verificación del muro de gavión con GawacWin2003.....	110
Figura 59:Resultados de estabilidad del muro de gavión.....	110
Figura 60:Dimensiones de Gaviones en Geo5.....	111
Figura 61:Resultados de verificación del muro de gavión con Geo5.....	111
Figura 62:Resultados de verificación del suelo de gavión con Geo5.....	112
Figura 63:Verificación del primer bloque.....	112
Figura 64:Verificación del segundo bloque.....	113
Figura 65:Estabilidad de talud con Geo5.....	114
Figura 66:Diseño de muro de gaviones.....	114
Figura 67: Predimensionamiento muro en voladizo.....	116
Figura 68: Muro en Voladizo.....	118
Figura 69: Distribución de pesos.....	120
Figura 70: Esfuerzos en la base del muro.....	124
Figura 71: Esfuerzos en la pantalla del muro.....	124
Figura 72: Esfuerzos en el talón del muro.....	125
Figura 73: Esfuerzos en el pie del muro.....	126

Figura 74: Determinación de métodos y factores de seguridad	127
Figura 75: Parámetros del suelo, Callahuanca	128
Figura 76: Propiedades de materiales de diseño	128
Figura 77: Factores de aceleración sísmica	129
Figura 78: Verificación por vuelco y deslizamiento	130
Figura 79: Verificación por capacidad portante	130
Figura 80: Verificación refuerzo frontal	131
Figura 81: Verificación refuerzo trasero	131
Figura 82: Verificación base	132
Figura 83: Verificación talón	132
Figura 84: Diseño de Muro Voladizo Geo 5	133
Figura 85: Empujes sísmicos aplicados al muro	136
Figura 86: Sistema de grillas	136
Figura 87: Definición de concreto	137
Figura 88: Sección área	137
Figura 89: Sección área	138
Figura 90: División de áreas	139
Figura 91: Definición de grupos SAP-2000	139
Figura 92: Nombre de Patrones	140
Figura 93: Data de patrones en muro	141
Figura 94: Data de patrones presión de tierra	142
Figura 95: Data de patrones de carga	143
Figura 96: Esfuerzos de presión de tierra	143
Figura 97: Coeficiente de balasto	144
Figura 98: Restricciones de traslación	144
Figura 99: Definición patrones de carga	145
Figura 100: Empuje activo sísmico	145
Figura 101: Esfuerzo sobre la zapata	146
Figura 102: Momento actuante en el muro	146
Figura 103: Esfuerzo máximo actuante en el muro	147
Figura 104: Esfuerzo máximo actuante en la zapata	147
Figura 105: Área de acero requerida cara exterior de la pantalla	148
Figura 106: Área de acero requerida cara interior de la pantalla	149
Figura 107: Área de acero requerida cara exterior de la zapata	150
Figura 108: Área de acero requerida cara interior de la zapata	151

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Vías de acceso al río Santa Eulalia	22
Tabla 2: Operacionalización de variables	55
Tabla 3: Matriz de consistencia de la investigación.....	62
Tabla 4: Matriz de consistencia de la investigación.....	63
Tabla 5: Estaciones meteorológicas	66
Tabla 6: Factor de corrección.....	67
Tabla 7: Características del suelo de estudio.....	72
Tabla 8: Precipitación máxima 24 horas	79
Tabla 9: Resultados de la prueba de Kolmogorov – Smirnov – Estación Sheque	80
Tabla 10: Resultados de la prueba de Kolmogorov – Smirnov – Estación Carampoma.....	81
Tabla 11: Resultados de la prueba de Kolmogorov – Smirnov – Estación Autisha.....	82
Tabla 12: Resultados de la prueba de Kolmogorov – Smirnov – Estación Milloc	83
Tabla 13: Prueba de bondad de ajuste - Smirnov Kolmogorov de cada Estación.....	84
Tabla 14: Precipitación en función del periodo de retorno	84
Tabla 15: Intensidad en función del periodo de retorno - Estación Sheque.....	85
Tabla 16: Intensidad en función del periodo de retorno - Estación Carampoma	86
Tabla 17: Intensidad en función del periodo de retorno - Estación Autisha	87
Tabla 18: Intensidad en función del periodo de retorno - Estación Milloc	88
Tabla 19: Áreas de la cuenca de estudio por Polígono de Thiessen.....	94
Tabla 20: Longitud de cauce a la desembocadura.....	94
Tabla 21: Tiempo de concentración de la cuenca de estudio	95
Tabla 22: Tiempo de retardo de la cuenca de estudio	95
Tabla 23: Resumen de caudales	97
Tabla 24: Caudales para HEC-RAS V.5.0.7	98
Tabla 25: Coeficiente de Manning	99
Tabla 26: Coeficiente Manning del cauce del río Santa Eulalia	99
Tabla 27: Valores rugosidad de Manning (n).....	100
Tabla 28: Tirantes máximos para cada periodo de retorno	100
Tabla 29: Datos para el diseño de muro de gaviones	103
Tabla 30: Cálculo del peso total de los gaviones	104
Tabla 31: Calculo del momento resistente de la estructura.....	104
Tabla 32: Factor de seguridad del muro de gaviones sin sismo	108
Tabla 33: Datos para el diseño de muro de gaviones con software.....	109
Tabla 34: Factor de seguridad del muro con el software GawacWin2003.....	111
Tabla 35: Factor de seguridad del muro con el software Geo5 V.2021.27	113
Tabla 36: Presupuesto de muro de gaviones	115
Tabla 37: Datos para el diseño del muro en voladizo	116
Tabla 38: Momento resistente muro en voladizo	120
Tabla 39: Fuerzas ejercidas sobre el muro	129
Tabla 40: Datos para el diseño muro en voladizo con SAP-2000.....	134
Tabla 41: Presupuesto de muro en voladizo.....	152

Nomenclatura, abreviaturas y símbolos

- E_a : empuje activo
- E_p : empuje pasivo
- K_a : coeficiente de presión activa
- K_p : coeficiente de presión pasiva
- ϕ : ángulo de fricción interna del material
- γ : peso específico del suelo
- ρ : densidad del suelo
- C : cohesión del suelo
- σ : capacidad portante del suelo
- Q : caudal
- I : intensidad de lluvia
- T_r : periodo de retorno
- SENAMHI: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología
- SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
- SCS: Servicio de Conservación de Suelos
- ANA: Autoridad Nacional del Agua
- INDECI: Instituto Nacional de Defensa Civil

INTRODUCCIÓN

En el presente trabajo se analiza una estructura de contención para proteger del riesgo de inundación a los residentes que habitan el margen del río Santa Eulalia. Se realiza a través de un análisis de diferentes variables topográficas, hidrológicas, hidráulicas y estructurales mediante programas de ingeniería que permiten la interpretación y dimensionamiento eficiente. A continuación, se explica el contenido de los seis capítulos:

En el capítulo I Problema de Investigación se explica la formulación de problema, el objetivo general y objetivos específicos; asimismo, las justificaciones e importancia de la investigación, delimitación y limitación frente al estudio del presente trabajo.

En el capítulo II Marco Teórico se abarcan los antecedentes de investigación, las bases teóricas y definiciones de términos básicos que son esenciales para el óptimo desarrollo del tema de investigación.

En el capítulo III Hipótesis y Variables de Investigación se expone las hipótesis principales e específicas, la variable independiente, dependiente e interviniente y la operacionalización de variables que ayudan a identificar la variable de estudio.

En el capítulo IV Diseño de Investigación se abarcan el tipo, enfoque y alcance de la investigación junto a métodos y técnicas del proyecto; diseño estadístico, técnicas y herramientas estadísticas; asimismo, la matriz de consistencia que ayudan a conocer la metodología de esta investigación.

En el capítulo V Desarrollo Experimental se expone el procedimiento de desarrollo del presente trabajo para obtener los resultados esperados.

En el capítulo VI Resultados, Conclusiones y Recomendaciones se explica detalladamente los resultados obtenidos en la presente investigación, se da conclusiones de acuerdo a los objetivos planteados y se brinda recomendaciones para siguientes investigaciones.

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Formulación del problema

El problema de inundación en el Perú ha ocasionado pérdidas humanas y económicas según los datos del Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI, 2015). El instituto reportó que 1 900 025 personas fueron afectadas y damnificadas, 320 032 viviendas destruidas, y 256 535 hectáreas de cultivo perdidas en los años 2003 a 2014 que representan un 4,3 % de la población nacional que fue afectada.

En el Manual de manejo de peligros naturales en la planificación para el desarrollo regional elaborado por la Organización de los Estados Americanos y la Oficina de Asistencia para Desastres en el Extranjero (1993) reportó el impacto de desastres por inundación en América Latina y el Caribe comprendido entre los años 1983 – 1989. El Perú registró 364 000 víctimas excluyendo muertes y de 9,8 millones de dólares en pérdidas económicas. Asimismo, la Organización de los Estados Americanos menciona el impacto de desastres naturales en América Latina y el Caribe en el periodo de 1960 - 1989 causados por el fenómeno de inundación en la cual se registró 10 000 personas fallecidas, 33 millones de personas afectadas y 16 billones de dólares en daños ocasionado por este desastre. (OEA, 1993).

Las inundaciones ocasionan daños en las viviendas como deterioro de paredes, desprendimiento de hiladas provocando el desplome de la pared, socavación y falla en la cimentación. También produce el debilitamiento de las viviendas si estas son de adobe, caña o madera. (ONU, 2014).

Las inundaciones son fenómenos naturales generados cuando el nivel del río excede su capacidad de cauce, esto se debe a los factores climatológicos, es decir, a intensas precipitaciones. Asimismo, la colmatación del cauce, extracción del material de acarreo, arrojado de escombros al río aumenta el efecto de inundación. (ANA, 2014).

Los peligros hidrometeorológicos como huaycos e inundaciones ocasionan un enorme riesgo para los pobladores del distrito de Callahuanca, provincia de Huarochirí - departamento de Lima, que se encuentran asentados en la ribera del río Santa Eulalia siendo vulnerables al desborde del mismo. Callahuanca tiene un relieve montañoso con laderas de mediana a alta pendiente, es un valle fluvial y se observan surcos en los afloramientos que facilitan el drenaje de las aguas fluviales hacia el río Santa Eulalia y

las intensas precipitaciones incrementan el caudal del río mencionado en épocas de invierno. (ANA, 2010).

Las lluvias son intensas en los meses de enero a marzo; generando así, el fenómeno de inundación debido a que el nivel del agua excede los márgenes del cauce y transporta sedimentos pequeños y grandes, desde lodo hasta troncos de madera y rocas. En consecuencia, ocasionan daños en viviendas y ecosistemas como sucedió en el año 2017 que produjo las pérdidas de 10 viviendas, hectáreas de cultivo y dos recreos turísticos. (Perú 21, 2017).

Ángel Morales, subgerente de Riesgos y Defensa Civil, en el mes de marzo del año 2017 en una entrevista para el diario Perú 21 mencionó que la crecida del caudal de río Santa Eulalia causó la inundación de clubes campestres “El Mirador” y “El Manantial”, entre otros. (Perú 21, 2017).

El fenómeno del Niño ha expuesto a la sociedad la falta de soluciones preventivas ante un acontecimiento de inundación. Según Mendoza (2017) meteorólogo del Servicio Meteorológico de los Estados Unidos, no se puede afirmar que habrá uno de estos fenómenos cada cinco años, pero si es posible el incremento de la frecuencia de estos fenómenos de las mismas magnitudes en los siguientes años y que la única solución que se tiene es estar preparados.

Las medidas de prevención son mejores que las medidas de corrección porque incluye medidas estructurales como las construcciones de defensas ribereñas o medidas no estructurales como el monitoreo y mitigación de zonas críticas a inundación. Es una manera efectiva de invertir para prevenir, ya que se puede reducir el porcentaje de pérdidas de vidas, económicas y de hectáreas de cultivo. Además, es más costoso las medidas de corrección post desastre natural porque se gasta mucho más en la reconstrucción de las edificaciones afectadas y por cada vida salvada. (OEA, 1993).

En una nota de prensa N° 035-2019 por parte del Instituto Nacional de Defensa Civil en coordinación con las autoridades del distrito Santa Eulalia pretende realizar un monitoreo de la cuenca del río Santa Eulalia ante posibles huacos e inundaciones junto con el Centro de Operaciones de Emergencia – COEN, ya que ambas entidades están destinadas al monitoreo de peligros y evaluar el riesgo de desastres naturales que puedan presentarse en un determinado lugar. (INDECI, 2019).

Debido a ello, se propone realizar un análisis hidráulico y estructural de un muro de contención en el margen del río para evitar pérdidas humanas en el futuro y de esa forma mitigar el impacto de este fenómeno natural que causa pérdidas económicas al tratar de reconstruir las viviendas afectadas.

1.1.1. Problema principal

- ¿Cómo definir las variables hidráulicas y estructurales de un muro de contención en el margen del río Santa Eulalia en el distrito de Callahuanca?

1.1.2. Problemas secundarios

- ¿Cómo lograr el levantamiento topográfico y el análisis de suelo en el área de estudio?
- ¿Cómo plantear el estudio hidrológico de la cuenca del río Santa Eulalia?
- ¿Cómo obtener los parámetros hidráulicos y estructurales de un muro de contención en el margen del río Santa Eulalia?

1.2. Objetivos de investigación

1.2.1. Objetivo principal

- Analizar las variables hidráulicas y estructurales de un muro de contención en el margen del río Santa Eulalia en el distrito de Callahuanca.

1.2.2. Objetivos secundarios

- Realizar el levantamiento topográfico y el análisis de suelo en el área de estudio.
- Elaborar un estudio hidrológico de la cuenca del río Santa Eulalia.
- Calcular los parámetros hidráulicos y estructurales de un muro de contención en el margen del río Santa Eulalia.

1.3. Justificación e importancia de la investigación

1.3.1. Justificación teórica

Esta investigación permite la aplicación teórica y fundamentos relacionados con el estudio hidrológico e hidráulico para realizar la simulación del río Santa Eulalia con el software HEC-RAS V.5.0.7 en zonas de mayor riesgo frente al fenómeno natural de inundación que afectan viviendas, zonas agrícolas y recreos turísticos. Asimismo, se aplicará normas técnicas y metodologías en el desarrollo hidrológico para determinar el caudal; mientras que, en el campo estructural se realizará el análisis usando un software para la evaluación de estabilidad del muro de contención teniendo en cuenta la Norma E.050 Suelos y Cimentaciones. También, se tiene como base a artículos científicos que contribuyen con el desarrollo teórico de la investigación.

1.3.2. Justificación práctica

Los resultados que se obtienen mediante esta investigación permiten mitigar el riesgo de inundación en el margen del río Santa Eulalia. Teniendo como base el levantamiento topográfico, el estudio de suelos y el análisis hidrológico y estructural. Para este estudio, se utiliza el software HEC-HMS V.4.4.1, HEC-RAS V.5.0.7, SAP-2000 V.22.1.0, GwacWin 2003 y Geo5 V.2021.27 para simulaciones hidrológicas, hidráulicas y estructurales con el fin de obtener resultados; y dar soluciones viables a un problema que viene afectando a los residentes del lugar de estudio.

1.3.3. Justificación social

La investigación mejora la calidad de vida de los afectados del fenómeno de inundación que viven en el margen del río Santa Eulalia. Los resultados de la investigación beneficiarían a los propietarios de viviendas y de terrenos agrícolas, cercanos a la ribera del río. La construcción de defensas ribereñas en el margen del río previene las pérdidas de sus viviendas y cultivos. Por ende, el trabajo beneficia a los habitantes del distrito Callahuanca y alrededores brindando una mejor calidad de vida y seguridad.

1.3.4. Justificación Ambiental

En esta tesis se analiza alternativas de muro de contención para proteger de inundaciones. La implementación de dichos muros previene pérdidas de ecosistemas y agricultura, de esta forma se contribuye con la conservación del suelo y el hábitat

de las especies que habitan en el lugar; por ende, se protege el medio ambiente para reducir el impacto de inundación. El río una vez encauzado se puede utilizar para sembríos, centrales hidroeléctricas y otros proyectos que dependen de este recurso.

1.3.5 Importancia

La implementación de un muro de contención permite aplicar conocimientos teóricos y prácticos en el campo de la ingeniería. Asimismo, analizar el comportamiento del muro ante inundaciones para proteger a las personas que tienen sus viviendas cercanas al margen del río Santa Eulalia, debido a que, no se puede determinar el momento en el que las precipitaciones lleguen a los picos máximos; es por eso, que se debe estar preparado para hacer frente a este fenómeno en cualquier momento. Un muro de contención brindará a los pobladores mayor seguridad, puesto que, será diseñado tomando en cuenta los datos de precipitaciones máximas de los últimos 30 años de la cuenca. Sin embargo, en caso la precipitación e intensidad sean mayores, brindará un lapso de tiempo a los pobladores para que puedan evacuar a un lugar seguro.

Para obtener el caudal se utilizó el software HEC-HMS V 4.4.1., para la simulación de inundación el software HEC-RAS V.5.0.7. Finalmente, los cálculos de diseño del muro de contención están realizados bajo la Norma E.050 Suelos y Cimentaciones y evaluados mediante el software Geo5 V.2021.27, SAP-2000 V.22.1.0 y GawacWin2003.

Los resultados de la investigación, serán una propuesta de solución, ante el problema de inundación para salvaguardar la vida de los residentes de Callahuanca y evitar las pérdidas de sus viviendas y cultivos. El muro de contención tendrá 500 metros lineales aguas abajo y el trabajo servirá como guía para estudios en diferentes lugares que son afectados por este desastre natural.

1.4. Delimitación de la investigación

1.4.1. Delimitación del contenido

El presente trabajo según la resolución N°082-2018 de la facultad de ingeniería de la Universidad Católica Sedes Sapientiae tiene como línea de investigación estructuras, geotecnia y recursos hídricos. Esta línea tiene como objetivo innovar en el diseño de estructuras convencionales y sismorresistentes procurando generar ahorros y mayor productividad en los procesos constructivos asociados y una adecuada protección de los recursos hídricos. El campo de investigación es obras hidráulicas y el objetivo general de la presente investigación es analizar los parámetros hidráulicos y estructurales de un muro de contención en el margen derecho del río Santa Eulalia en el distrito de Callahuanca.

1.4.2. Delimitación espacial

El área de estudio de esta investigación se encuentra en las coordenadas $11^{\circ}50'29''$ S; $76^{\circ}37'38''$ W y tiene como referencia una distancia de 30 metros de la central hidroeléctrica Moyopampa. En el lugar en mención, se recopilará la muestra de suelo para realizar los ensayos necesarios.

Distrito : Callahuanca

Provincia : Huarochirí

Departamento : Lima



Figura 1: Ubicación del río Santa Eulalia

Fuente: Google Earth



Figura 2: Río Santa Eulalia
Fuente: Google Earth

Tabla 1:
Vías de acceso al río Santa Eulalia

TRAMO	TIPO	VEHÍCULO	DISTANCIA	TIEMPO
Carretera central – Chosica	Carretera Asfaltada	Camioneta	68 km	2hr y 30 min
Ovalo Santa Anita - Parque Echenique y tomar otro microbús para Callahuanca	Carretera Asfaltada	Autobús	68 km	2 hr y 30 min
TOTAL			68 km	2 hr30 min

Fuente: Google Maps



Figura 3: Vías de acceso al río Santa Eulalia
Fuente: Google Maps

1.4.3. Delimitación temporal

El levantamiento topográfico y las calicatas se realizaron en el mes de diciembre del 2020.

1.5. Limitaciones de la investigación

No existe bandas pluviográficas de las estaciones de la cuenca Santa Eulalia, debido a que no se cuenta con ese equipo meteorológico, siendo necesario construir las curvas IDF por métodos convencionales.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de investigación

2.1.1 Antecedentes internacionales

Pérez (2011) realizó la investigación “Riesgo de inundación producto del cambio climático caso de estudio: quebrada San Ramón”. El objetivo que planteó el autor fue cuantificar el nivel de riesgo en la zona de estudio, calculando la combinación de niveles de amenaza, peligro y vulnerabilidad.

El tipo de investigación que realizó fue de alcance descriptivo que consistió de una variable explícita la cual fue riesgo a la inundación. La metodología empleada consistió en la descripción del modelo meteorológico y luego se describen los modelos hidrológicos e hidráulicos utilizados para la estimación de las inundaciones.

El autor presenta dos escenarios A2 y B2. En los cuales el efecto invernadero avanza de manera acelerada creando un escenario crítico y de manera lenta creando un escenario moderado respectivamente.

Los resultados del autor muestran que las precipitaciones máximas aumentaron un 30 % y disminuyeron un 3 % frente a los escenarios B2 y A2 respectivamente. Las temperaturas aumentaron un 20 % en ambos escenarios. Por último, los caudales crecieron en un 35 % ante el escenario B2, y en un rango de 7 % - 31 % frente al escenario A2, y se observó incrementos para períodos de retorno cercanos.

Finalmente, el trabajo de investigación citado es muy importante y aporta en gran medida a esta tesis, debido a que muestra criterios que se deben considerar en el diseño del muro de contención y el análisis de las precipitaciones e intensidades que existen en un lugar determinado.

Rodríguez (2012) publicó la investigación “Inundaciones en zonas urbanas. Medidas preventivas y correctivas, acciones estructurales y no estructurales”. El objetivo fue elaborar un documento que integre acciones estructurales y acciones de mitigación para controlar inundaciones en zonas urbanas. Las zonas de estudio fueron en las ciudades de Monterrey, Guadalajara, Tijuana y Ciudad Juárez.

El tipo de investigación fue de alcance exploratorio porque aporta información sobre inundaciones en la ciudad de México y las medidas para prevenir y corregir.

Este trabajo consistió en la búsqueda de información acerca de inundaciones que ocasionaron pérdidas humanas y económicas. Asimismo, las causas que provocan este fenómeno y cómo minimizar el impacto frente a una población vulnerable.

El autor concluyó que las formas de prevenir son estructurales y no estructurales. Las acciones no estructurales son: el sistema de alarma temprana, mapas de peligro y riesgo; y las acciones estructurales son obras hidráulicas como el sistema de drenaje, presas y muros de contención.

Finalmente, este trabajo aporta valores significativos para este tema de investigación porque brinda información relevante de las medidas que se toman frente al fenómeno de inundación y sobre todo cómo manejar el efecto que ocasionan las inundaciones por desbordes de ríos y cómo mitigarlo.

Soto (2017) realizó la investigación “Presupuesto para muro en gavión a gravedad – para protección de la ribera del río Magdalena en el corregimiento de Puerto Bogotá municipio de Guaduas Cundinamarca”. El objetivo planteado fue diseñar y calcular el presupuesto para muros de protección a gravedad en el río Magdalena para evitar la erosión de la banca en el corregimiento de Puerto Bogotá.

La investigación tuvo un alcance descriptivo y enfoque cuantitativo porque el autor tiene como objetivo diseñar un muro de gaviones y elaborar el presupuesto correspondiente. El proceso de investigación tuvo en primera instancia la visita al lugar para delimitar la zona de estudio. Luego se recopilaron los datos de campo para el desarrollo de la obra civil.

El resultado del autor fue el diseño viable de gaviones para solucionar el problema de erosión en el Puerto Bogotá. Las dimensiones de los muros de gaviones son dos estructuras de 54 metros y 14 metros de alto. Además, se logró elaborar un presupuesto que asciende a \$ 980490,327 pesos colombianos y el cronograma de obra es de 8 meses para la ejecución de este proyecto. Es estudio servirá como propuesta para el municipio de Guaduas Cundinamarca.

Finalmente, este proyecto de investigación citado aporta información significativa a esta tesis, debido a que muestra criterios de elaboración de presupuesto y consideraciones al momento de diseñar un muro de gaviones.

Volanté (2017) realizó un trabajo de “Geomorfología fluvial aplicada al peligro de crecidas. Cuenca del arroyo San Bernardo, Sistema de Ventania, Argentina”. El objetivo fue estudiar la geomorfología fluvial del arroyo San Bernardo aplicado a crecidas en Sierra de la Ventana.

La técnica inicial para el desarrollo fue la recopilación de datos de cartografía para el procedimiento de cálculos y la toma de fotografías del área de estudio. Asimismo, el autor consultó publicaciones de revistas nacionales e internacionales especializadas en geomorfología, hidrografía, geología, hidrología y geografía

Los resultados muestran que ante lluvias fuertes la subcuenca presenta un alto peligro. Además, se identificó que el drenaje es dendrítico a excepción de la cuenca alta. El máximo caudal fue $461 \text{ m}^3/\text{s}$, con un tiempo concentración de 3 horas; es por eso, que las crecidas del arroyo suceden cuando las precipitaciones son elevadas.

Finalmente, aporta información sobre la morfología y estudio de las redes hidrográficas para el desarrollo de esta investigación mediante la metodología de análisis del fenómeno de inundación.

2.1.2. Antecedentes nacionales

Lindo (2016) realizó un trabajo de investigación titulado “Diseño de gaviones de protección en el río Chacapalca”. El objetivo general de dicha investigación fue diseñar gaviones de protección en el río Chacapalca. El tipo de investigación que realizó el autor fue de alcance descriptivo en el cual se mostró la variable explícita que es el diseño de gaviones.

La metodología empleada en este trabajo de investigación consta de varias etapas. La primera etapa consistió en la revisión de los estudios básicos: hidrología, topografía y geotecnia. En segundo lugar, se modeló el río con y sin muro utilizando el programa HEC-RAS V.5.0.7. Como última etapa, se realizó el análisis y verificación de la estabilidad del muro de protección tanto al volteo, deslizamiento y asentamiento.

Los resultados que se obtuvieron en la tesis mencionada muestran que los gaviones de protección con alturas de 4 metros y ancho de 2,5 metros evitarán la erosión del margen del río Chacapalca en el cual se ubica la planta de tratamiento de aguas

ácidas y el desbordamiento en época de avenidas, ya que fueron diseñados para un periodo de retorno de 500 años.

Finalmente, la tesis citada aporta información relevante para el desarrollo de este trabajo de investigación puesto que nos muestra el proceso de evaluación y diseño de muros de gaviones, la cual es una propuesta con metodología similar a esta tesis.

Farroñay (2017) publicó un trabajo de investigación sobre “Propuesta de diseño de muros mixtos de gaviones y de mampostería de piedra para la defensa ribereña del río Rímac en los kilómetros 34 - 35 Lurigancho - Chosica”. El objetivo general de dicha investigación fue diseñar muros mixtos de gaviones y muros de concreto ciclópeo para usarlo como defensa ribereña del río Rímac, en los kilómetros 34 - 35 Lurigancho - Chosica, que tuvo como finalidad asegurar su cauce normal.

El tipo de investigación que realizó el autor fue de alcance descriptivo y tiene un enfoque cuantitativo porque determinó los riesgos y desastres de la población, los datos fueron recolectados y medidos; asimismo, los resultados son valores numéricos que fueron finalmente analizados.

La primera etapa de la investigación consistió en la recopilación de información existente como revisión de cartas nacionales. La segunda etapa fue el trabajo de campo, en el cual se realizó el levantamiento topográfico y análisis visual. Por último, la tercera etapa de trabajo de gabinete como los diseños utilizando software.

El resultado de este trabajo de investigación fue diseñar un paquete de muros de defensa mixtos, con mampostería de piedra y muros de gaviones. Las dimensiones de las estructuras son 4,5 metros de alto porque tiene un tirante de 3 metros de agua diseñados para 140 metros lineales.

Finalmente, la tesis citada aporta criterios para el presente tema de investigación, ya que los procedimientos de campo y toma de datos se asemejan a los propuestos en esta tesis.

Chacón y Portilla (2017) publicaron el trabajo de “Diseño y simulación del comportamiento hidráulico de muros de contención y gaviones en el cauce del río Tingo en el anexo Vijus – Pataz”. El objetivo general de dicha investigación fue realizar el diseño y simulación del comportamiento hidráulico de muros de contención y gaviones en el cauce del río Tingo en el anexo Vijus – Pataz. La

población que los tesisistas consideran es el cauce del río Tingo y la muestra es un tramo de un kilómetro.

El tipo de investigación que realizaron los autores fue de alcance descriptivo y la técnica fue de recolección de datos topográficos con apoyo del centro minero Poderosa, datos hidráulicos e hidrológicos obtenidos de la estación pluviométrica de Huamachuco por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología. Asimismo, registros y procesamiento de datos en los programas aplicados para su posterior resumen y análisis de resultados.

El resultado de este trabajo de investigación fue que las estructuras de gaviones presentan una serie de ventajas, debido a que sus características con respecto a otros tipos de defensas ribereñas. Las dimensiones de la estructura de gaviones son 3,30 y del muro en voladizo 4,5 metros de alto. Estas defensas ribereñas fueron diseñadas para $120,70 \text{ m}^3/\text{s}$ para 500 años de periodo de retorno y un tirante de 1,64 m.

Finalmente, la investigación citada aporta procesos de cálculos para este tema de investigación, ya que el uso de software reduce el trabajo de cálculo para hallar los parámetros de una cuenca, el caudal y el análisis estadístico de las precipitaciones para aplicarlo a esta tesis.

2.2. Bases teóricas

2.2.1. Topografía

Según Villalba (2015) planteó que la topografía es una ciencia que pertenece a la rama de ingeniería, que tiene como finalidad determinar el relieve de la superficie de un terreno, bajo un enfoque de sistemas de proyección. Para cumplir con su objetivo establece hipótesis y procedimientos como sistema de referencia con un punto base de referencia y la orientación al norte, para determinar todos los puntos relacionados con la base. Se debe tener un punto con coordenadas (X, Y, Z) referido a un sistema de coordenadas, se subdivide en planimetría que se focaliza sobre las coordenadas (X, Y) y la altimetría que toma la ordenada (Z). (p. 31)

2.2.2. Cuenca hidrográfica

Es una zona terrestre que intercepta las precipitaciones o cualquier masa de agua que se unen y forman una escorrentía superficial que fluye a través de corrientes, ríos o lagos hasta llegar al mar por única desembocadura. (Villón, 2002)

2.2.2.1. Características físicas de la cuenca

Según Villón (2002) menciona que las características de una cuenca son las siguientes:

a) Área: Es la característica geomorfológica más importante para el diseño. La cuenca está definida como la proyección horizontal después de realizar la delimitación de la cuenca. Una cuenca puede clasificarse según su tamaño:

- Cuenca grande: Áreas mayores a 250 km²
- Cuenca pequeña: Áreas hasta 250 km²

b) Perímetro: Es la longitud del contorno del área de una cuenca.

c) Longitud axial: La longitud, L, de la cuenca puede estar definida como la distancia horizontal del río principal entre un punto aguas abajo y otro punto aguas arriba.

d) Longitud del cauce principal: Es la distancia del cauce del río más largo, es decir, entre el punto de la cota más alta aguas arriba y la desembocadura. (Córdova,2016)

2.2.2.2. Parámetros geomorfológicos de una cuenca

- Parámetros de forma: Estos parámetros ayudan a identificar la forma de una cuenca, es decir, se trata de cuantificar las características por medio de resultados numéricos conocidos como coeficientes. Los principales factores de forma son:

a) Índice de Gravelius (K_c): Indica la forma de la cuenca hidrográfica si es ensanchada, ovalada o ligeramente ensanchada con el fin de deducir el escurrimiento de las precipitaciones que pueden producir avenidas superiores de acuerdo a su simetría. Se obtiene de dividir el perímetro en km y el área en km². (López y Mintegui, 1987)

$$K_c = 0,282 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Por la forma como fue definido:

K_c > 1 alargada; K_c < 1 redondeada y K_c = 1 circular.

b) Factor de forma: Es el resultado de la división entre el ancho promedio y la longitud del cauce principal de la cuenca. (Villón,2002)

$$F_f = \frac{A}{L_c^2}$$

Por la forma como fue definido: $F_f > 1$ redondeada y $F_f < 1$ alargada

- **Parámetros de relieve:** La topografía que presenta una cuenca hidrográfica influye en la descarga de las precipitaciones porque a mayor relieve el tiempo de desfogue del agua pluvial a la estación de aforo será menor. Los parámetros de relieve principales son: pendiente media del cauce, pendiente media de la cuenca, curva hipsométrica, histograma de frecuencias altimétricas y altura media. (Ibañez, 2011)
 - a) **Pendiente media del cauce (S_c):** Es la relación que existe entre el desnivel altitudinal y longitud del cauce de la cuenca en kilómetros. (Ibañez, 2011)
 - b) **Pendiente media de la cuenca:** Es la relación del desnivel que existe entre los extremos la cota mayor y la cota menor, y la proyección horizontal de su longitud de la cuenca (Villón, 2002).
 - c) **Curva Hipsométrica:** Representa el área drenada en relación con la altura de la cuenca. Se construye llevando al eje de las abscisas los valores de la superficie drenada proyectada en km^2 o en porcentaje, obtenida hasta un determinado nivel, el cual se lleva al eje de las ordenadas, generalmente en metros. (Ibañez, 2011)
- **Parámetros de red hidrográfica:** Estos parámetros corresponden al flujo natural de las aguas superficiales y subterráneas de una cuenca. La red de drenaje está conformada por una red principal de cauces tributarios.
 - a) **Número de orden de un cauce:** Villón (2002) sustenta que este número indica la ramificación de la red de drenaje de una cuenca; asimismo, mientras el indicador de grado sea mayor, más rápido será la evacuación de las aguas de una cuenca durante una tormenta. A continuación, se muestra el sistema Horton para cauces:
 - ✓ Primer orden: Este cauce no posee tributarios.
 - ✓ Segundo orden: Tienen afluentes de primer orden
 - ✓ Tercer orden: Reciben afluentes de segundo orden.
 - b) **Densidad de drenaje:** Es el cociente entre la longitud total de los cauces de la red de drenaje y área de la cuenca en (km). La densidad de drenaje indica la naturaleza del suelo de una cuenca, es decir, el grado de vegetación en la zona. Asimismo, si se obtienen un valor alto representa zonas con poca cobertura vegetal o suelos impermeables, en cambio,

números bajos indican suelos muy permeables y con densa cobertura vegetal. (Villón, 2002).

$$D_d = \frac{L_T}{A}$$

2.2.3. Ríos

Son corrientes de agua permanente que fluyen por un lecho desde un lugar elevado hacia otro más bajo. La mayoría de ríos desembocan al mar o lago, pero algunas desaparecen porque sus aguas se infiltran en la tierra o se evaporan en la atmósfera. (Rojas y Paredes, 2013).

2.2.3.1. Origen de ríos

Según Rojas y Paredes (2013) el origen de los ríos puede clasificarse por:

- Pluvial: Proviene de lluvias.
- Glaciar: Proviene de los deshielos de los glaciares.
- Níveo - pluvial: Proviene de las lluvias y nieve.

2.2.3.2. Partes de un río

- A. Cuenca de recepción: Es una zona que capta el caudal de pequeños riachuelos y se caracteriza por tener una pendiente muy pronunciada y erosionable. Asimismo, se produce la sedimentación de material grueso. (Rojas y Paredes, 2013)
- B. Canal de desagüe: Zona en la cual las aguas reunidas circulan por un solo cauce hacia la desembocadura y alcanzan su máxima velocidad. Esta zona presenta una pendiente moderada, erosión vertical mínima. Asimismo, predomina la erosión en sus márgenes y el transporte de sedimentos. (Rojas y Paredes, 2013)
- C. Cono de deyección: Zona en la cual las aguas pierden velocidad y depositan todo el material que fueron transportado por el río. Tiene pendiente mínima y predomina la sedimentación. (Rojas y Paredes, 2013)

2.2.4. Análisis de consistencia de datos hidrológicos

Este análisis se realiza para que los datos sean confiables, continuos y aptos para el diseño. Asimismo, se identifica errores sistemáticos o datos faltantes en consecuencia se procede a corregirlos y completarlos. Se analiza los saltos y tendencia de la serie de datos mediante los parámetros estadísticos media y varianza. (Breña y Jacobo, 2006)

2.2.4.1. Análisis de saltos

Una serie de datos tiene un salto cuando existe un cambio brusco debido a errores humanos o lectura del instrumento. El procedimiento para este análisis consiste en identificar los saltos, cuantificarlo y finalmente eliminarlos. (Chereque, 1989)

- Identificación de saltos
 - a) Análisis de gráfico: El análisis es para identificar los saltos en una serie, para ello primero se realiza un análisis gráfico que consiste en un análisis visual, es decir, se grafica en las abscisas el tiempo y en la ordenada la precipitación. (Chereque, 1989)
 - b) Análisis de doble masa: Después de analizar los saltos se realiza el análisis de doble masa. Se grafica la precipitación anual acumulada de cada estación y la precipitación promedio anual acumulada, si estos datos forman una recta se puede garantizar que fueron obtenidos en las mismas condiciones, pero si muestra un cambio de pendiente tiene algún error. Seguidamente se realiza evaluación y cuantificación de saltos mediante el análisis de consistencia en la media y varianza. Si no cumple con la hipótesis se realiza la eliminación de saltos significativos. (Cedeño, 1997)
- Evaluación y cuantificación de saltos: Se evalúa mediante un análisis estadístico de media y varianza teniendo en cuenta el periodo dudoso en la fase de identificación. (Aliaga, 1983)
 - a) Consistencia en la media: Se verifica a través de la prueba estadística T - Student. Se tiene un periodo dudoso y un periodo confiable y se verifica si son similares o diferentes mediante la estadística con el nivel de significancia de 5 %. (Aliaga, 1983)

Se utiliza las siguientes fórmulas:

$$T_C = \left(\frac{\bar{X}_1 - \bar{X}_2}{S_d} \right)$$

$$S_d = S_p \left(\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$S_p = \left[\frac{(n_1 - 1)s_1^2 + (n_2 - 1)s_2^2}{n_1 + n_2 - 2} \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$s_1^2 = \frac{1}{n_1 - 1} \sum_{i=1}^{n_1} (x_1 - \bar{x}_1)^2$$

$$s_2^2 = \frac{1}{n_2 - 1} \sum_{i=1}^{n_2} (x_2 - \bar{x}_2)^2$$

Dónde:

S_d = Desviación estándar de la diferencia de medias

S_p = Desviación estándar ponderada

\bar{x} = Media o promedio de la muestra

S = Desviación estándar de la muestra

X_1 = Datos de la serie que se va analizar

T_c = calculado por fórmula

T_t = Tabla T – Student

Determinación de T_t tabular:

Los grados de libertad se hallan de la siguiente forma.

$$GL = n_1 + n_2 - 2$$

Dónde:

$n_1; n_2$ = son el número de datos de cada periodo

Con el nivel de confianza de 95 %, es decir, con $\alpha = 5 \%$ de significancia y el grado de libertad, se busca en la tabla y se obtiene el valor de T_t .

Se debe tener en cuenta: El criterio de aceptar o rechazar la hipótesis planteada (HP)

$|T_c| \leq T_t(\alpha = 5 \%)$ Aceptar hipótesis planteada (HP)

$|T_c| > T_t(\alpha = 5 \%)$ Aceptar hipótesis alterna (HA)

b) Consistencia en la varianza: Según Aliaga (1983) menciona que la verificación se realiza mediante la prueba estadística Fisher, si la muestra

es consistente o inconsistente. Se tiene un periodo dudoso y un periodo confiable y se verifica si son similares o diferentes.

Se utiliza las siguientes fórmulas:

$$F_c = \frac{s_1^2(x)}{s_2^2(x)}; \text{ si } s_1^2(x) > s_2^2(x)$$

$$F_c = \frac{s_2^2(x)}{s_1^2(x)}; \text{ si } s_2^2(x) > s_1^2(x)$$

Para obtener el F tabular:

G.L.N = $n_1 - 1$ (grado de libertad del numerador)

G.L.D = $n_2 - 1$ (grado de libertad del denominador)

$\alpha = 0,05$ (95 % = Nivel de confianza)

Se debe tener en cuenta: El criterio de aceptar o rechazar la hipótesis planteada (HP).

$F_c \leq F_t(95 \%)$ Aceptar hipótesis planteada (Muestra consistente)

$F_c > F_t(95 \%)$ Aceptar hipótesis alterna (Muestra inconsistente)

Si la muestra es inconsistente se procede a eliminar saltos significativos.

- Eliminación de saltos significativos: Aliaga (1983) sostiene que los resultados de las pruebas T- Student y/o Fisher no son significativas no se corrigen, pero si uno o ambas pruebas son significativas se procede a eliminar los saltos teniendo en cuenta a siguiente fórmula:

Si el periodo 1 es dudoso y el periodo 2 es confiable:

$$x'_1 = \left(\frac{x_1 - \bar{x}_1}{s_1} \right) s_2 + \bar{x}_2$$

Si el periodo 1 es confiable y el periodo 2 es dudoso:

$$x'_1 = \left(\frac{x_1 - \bar{x}_2}{s_2} \right) s_1 + \bar{x}_1$$

Dónde:

x'_1 = Dato corregido S = Varianza

x_1 = Dato a corregir \bar{x} = Promedio

2.2.4.2. Análisis de tendencias

Este análisis identifica si existe un cambio de tendencia en el registro histórico, pero antes de evaluar se debió eliminar los saltos. Después se realiza la tendencia en la media y si cumple con la hipótesis planteada significa que es una prueba no significativa, pero si se acepta la hipótesis alterna significa que es una prueba significativa y se procede a eliminar la tendencia en la media. No se trabaja tendencia en la varianza porque son datos anuales, generalmente se presenta en datos semanales y mensuales. (Aliaga, 1983)

- Tendencia en la media: Aliaga (1983) menciona que para realizar esta evaluación primero se debió eliminar los saltos significativos. Seguidamente se analiza la tendencia de los periodos comparando la homogeneidad en la media con la siguiente fórmula:

$$T_m = A_m + B_m t$$

Dónde:

T_m = información hidrometeorológica corregida por saltos (precipitación)

t = tiempo

Para ello se tiene los siguientes parámetros:

$$A_m = T_m - \bar{t}B_m$$

$$B_m = R * \frac{S_{tm}}{S_t}$$

$$R = \frac{\overline{t * T_m} - \bar{t} * \overline{T_m}}{S_t * S_{tm}}$$

Dónde:

$$B_m = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n T_{mi} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X'_{(t)i}$$

$$\bar{t} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n t_i$$

$$\overline{t \cdot T_m} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n t_i \cdot T_{mi}$$

$$S_{tm} = \left(\frac{\sum_{i=1}^n (T_{mi} - \overline{T_m})^2}{n-1} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$S_t = \left(\frac{\sum_{i=1}^n (t_i - \bar{t})^2}{n-1} \right)^{\frac{1}{2}}$$

Dónde:

$\overline{T_m}$ = promedio de los datos corregidos.

\bar{t} = promedio del tiempo

S_{tm} = desviación estándar de la tendencia en la media T_m

S_t = desviación estándar del tiempo

Se debe tener en cuenta: Criterio de aceptación o rechazo de hipótesis planteada (HP)

$|T_C| \leq T_t(\alpha = 95 \%)$ Aceptar HP (prueba no significativa)

$|T_C| > T_t(\alpha = 95 \%)$ Aceptar HA (prueba significativa)

Si la prueba es significativa se procede a eliminar la tendencia en la media, de lo contrario se acepta.

- Eliminación de tendencia en la media

Aliaga (1983) menciona que si los resultados de las pruebas T- Student son significativas entonces se procede a eliminarlos con la siguiente fórmula:

$$y_{p,t} = x_{p,t} - Tm_{p,t}$$

También se puede expresar de la siguiente forma:

$$y_{p,t} = x_{p,t} - (A_m + B_m t)$$

Dónde:

$y_{p,t}$ = Serie sin tendencia en la media

$x_{p,t}$ = Serie de datos analizados

$Tm_{p,t}$ = Tendencia en la media

2.2.5. Modelos de distribución de probabilidades

La aplicación de la estadística en la hidrología significa analizar la información hidrológica en forma de muestras con la finalidad de deducir las características esperadas en un futuro del fenómeno que se estudia. (Fatorrelli y Fernández, 2011).

2.2.5.1. Distribución Normal

Fatorrelli y Fernández (2011), mencionan que una distribución normal es una distribución simétrica que muestra si una serie de datos se encuentran en la parte central de la curva de Gauss.

$$F(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(x - \mu)^2}{2\sigma^2}\right)$$

Dónde:

x = Valor de la variable

μ = Valor promedio de la variable

σ = Desviación estándar

2.2.5.2. Distribución Log Normal

Fatorrelli y Fernández (2011), mencionan que la distribución Log Normal es conocida como la función de Galton. Esta distribución utiliza valores positivos, es decir, $x > 0$.

$$F(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(y - \mu_y)^2}{2\sigma_y^2}\right)$$

Dónde:

x = Valor de la variable

μ = Valor promedio de la variable

σ = Desviación estándar

2.2.5.3. Distribución Pearson III

Según Chow (1994), la distribución Pearson III también es conocida como distribución Gamma tres parámetros. Es muy flexible porque pueden asumir diferentes valores dependiendo que los parámetros cambien. Asimismo, utiliza valores máximos anuales de precipitación o caudal.

$$F(x) = \frac{\lambda^\beta (x - \epsilon)^{\beta-1} e^{-\lambda(x-\epsilon)}}{\Gamma(\beta)}$$

Dónde:

$$x \geq \epsilon$$

λ, β, ϵ = parámetros

$$\lambda = \frac{\sigma_x}{\sqrt{\beta}} ; \beta = \left(\frac{2}{g}\right)^2 ; \epsilon = \bar{x} - \sigma_x \sqrt{\beta}$$

$\Gamma(x)$ = función Gamma

2.2.5.4. Distribución Log Pearson III

Fatorrelli y Fernández (2011), mencionan que la distribución Log Pearson III utiliza logaritmos de los valores de la muestra. A diferencia de las ecuaciones de Log Normal que emplean logaritmos naturales (ln), esta distribución usa logaritmos en base 10 (log).

$$F(x) = \frac{\lambda^\beta (y - \epsilon)^{\beta-1} e^{-\lambda(y-\epsilon)}}{x \cdot \Gamma(\beta)}$$

Dónde:

$$y = \log x; \text{ para } \log x \geq \epsilon$$

$\Gamma(x)$ = función Gamma

λ, β, ϵ = parámetros

$$\lambda = \frac{\sigma_y}{\sqrt{\beta}} ; \beta = \left(\frac{2}{g \cdot y}\right)^2 ; \epsilon = y - \sigma_y \sqrt{\beta}$$

2.2.5.5. Distribución Gumbel

Según Chow (1994), esta distribución representa valores extremos de precipitación como máximas avenidas o sequías extremas. Pueden ser precipitación máxima anual o caudal.

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$$

Dónde:

Parámetro de concentración: $\alpha = \frac{1.45}{S}$

Parámetro de localización: $\beta = \mu - 0,45 S$

Según Aparicio (1989) las funciones de distribución Normal y Log Normal son apropiadas para variables aleatorias, la distribución Gumbel son para valores extremos como caudales máximos y mínimos, mientras que, Pearson III ocupa un lugar intermedio.

2.2.6. Prueba de bondad de ajuste de Smirnov - Kolmogorov

Según Aparicio (1989) menciona que, esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia (D) entre la función de distribución de probabilidad observada y la estimada con un valor crítico (d) que depende de número de datos y el nivel de significancia Si $D < d$ y se acepta la hipótesis nula de lo contrario se rechaza.

2.2.7. Tiempo de concentración

Chow, (1994) menciona que es el tiempo que se demora una gota de lluvia hasta llegar al punto de cierre de la cuenca, existen diferentes autores como Kirpich, Témez, entre otros como se muestran las siguientes fórmulas:

- Fórmula de Kirpich

$$T_c = 0,06628(L^{0,77})(SK^{-0,385})$$

Dónde.

L = longitud del cauce en kilómetros (km)

Sk = pendiente media de la cuenca

- Fórmula de Témez

$$T_c = 0,3\left(\frac{L}{S^{0,25}}\right)^{0,76}$$

Dónde.

L = longitud del cauce en kilómetros (km)

S = pendiente media de la cuenca

- Fórmula de California

$$T_c = 0,95 \left(\frac{*L^3}{H} \right)^{0,385}$$

Dónde:

L = longitud del cauce en kilómetros (km)

H = diferencia de cotas extremas en metros (m)

- Fórmula SCS

$$T_c = \frac{0,0136 * L^{0,8} \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0,7}}{S^{0,5}}$$

Dónde:

L = longitud del cauce en kilómetros (km)

CN = curva número de la cuenca

S = pendiente de la cuenca

- Fórmula Giandotti

$$T_c = \frac{4 * \sqrt{A} + 1,5 * L}{0,8 * \sqrt{H}}$$

Dónde:

L = longitud del cauce en kilómetros (km)

A = área de la cuenca (km²)

H = diferencia de cotas extremas en metros (m)

2.2.8. Análisis de frecuencia

El objetivo del análisis de frecuencia de información hidrológica es relacionar la magnitud de los eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia mediante el uso de distribuciones de probabilidad. (Chow, 1994).

Además, Fatorrelli y Fernández, (2011) citan que es importante conocer la probabilidad de ocurrencia de eventos de determinadas magnitudes, para los cuales se debe diseñar una estructura.

2.2.8.1. Período de retorno

Chow (1994) menciona que, es el tiempo en años en el que sucede un evento extremo X es igual o excedido a un cierto nivel X_T . La probabilidad de ocurrencia es igual a 1 entre el tiempo en años.

$$T = \frac{1}{P(X \geq X_T)}$$

Dónde:

$P(x)$: probabilidad de ocurrencia de un evento $\geq X_T$

T : periodo de retorno

2.2.9. Riesgo de falla

Fatorrelli y Fernández (2011) mencionan que la estructura debe alcanzar un nivel de seguridad aceptable en función del daño que su falla pueda ocasionar, es por eso que el riesgo de falla está en función de “ T ” (tiempo de retorno) y “ n ” (vida útil de la obra hidráulica) en años.

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

Dónde:

R : riesgo de falla

T : periodo de retorno

n : vida útil de la estructura

2.2.10. Máxima avenida

El caudal es una de las variables más importantes en estudios hidrológicos se mide indirectamente en función del nivel de la corriente y la velocidad del flujo. La determinación de caudales para diferentes niveles permite el cálculo de la relación

altura - caudal o tabla de calibración o curva si se grafican los valores. (Fatorrelli y Fernández, 2011).

2.2.10.1. Hidrogramas sintéticos

Según Fatorrelli y Fernández (2011), el hidrograma unitario es elaborado a partir de una serie de datos de precipitación o caudal mediante modelos para transformar la lluvia a caudal. Este hidrograma nos permite obtener una curva máxima y el volumen de agua en el punto de desembocadura de una cuenca. Los modelos conocidos son: el modelo del servicio de conservación del suelo (SCS), Snyder y Clark.

- Modelo SCS o curva número: Este modelo para obtener el caudal es práctico, tiene resultados aceptables y se usa frecuentemente. Para el cálculo del volumen de agua efectivo que escurre en una cuenca se tiene que tener en cuenta la vegetación, uso de suelo, pendiente, temperatura entre otros factores. Se obtiene el dato de curva número (CN) de la cuenca utilizando el programa ArcGis V.10.3 o las tablas de valores para encontrar CN. (Fatorrelli y Fernández, 2011).
- Modelo Snyder: Fatorrelli y Fernández (2011) mencionan que este modelo está conformado por ecuaciones que permiten el cálculo del pico máximo del hidrograma como se muestra en la siguiente figura:

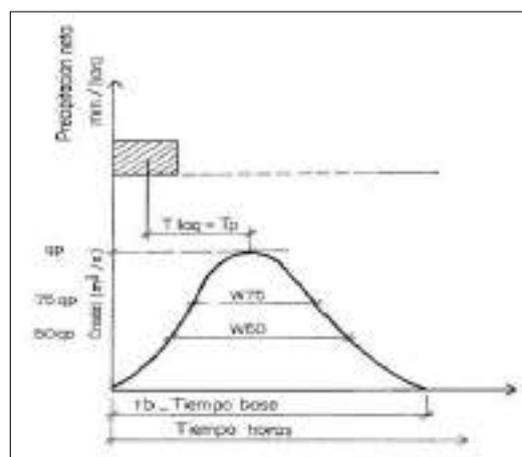


Figura 4: Hidrograma unitario de Snyder (1938)

Fuente: Fatorrelli y Fernandez (2011)

- Modelo Clark: Este modelo usa dos parámetros para el cálculo del hidrograma unitario. El primero es el tiempo de concentración que depende de la distancia que demora una gota de lluvia a llegar a la desembocadura y el segundo es el coeficiente de almacenamiento (R), este valor se obtiene

restando el caudal del punto de inflexión menos el caudal base dividido entre el agotamiento del caudal, el resultado se obtiene en horas. (Fatorrelli y Fernández, 2011)

2.2.11. Muros de Contención

Los muros de contención son estructuras que tienen como objetivo el de resistir los empujes proporcionados por fuerzas externas. Estos elementos logran su estabilidad gracias al peso de su propia estructura. Suelen ser más económicos si se usan para alturas menores a los 5 metros debido a que el crecimiento en su altura es proporcional a su crecimiento transversal. Para realizar el diseño de un muro es necesario e importante determinar las fuerzas externas que se van a ejercer sobre él. (Torres, 2008)

2.2.11.1. Tipos de muros de contención

Harmsen (2002) menciona que los muros de contención pueden ser divididos en varios tipos:

- Muros de Gravedad: Son comúnmente muros económicos de concreto simple para alturas de hasta 3 metros y su estabilidad es proporcionada y está determinada por su propio peso.
- Muros en Voladizo: Son muros de concreto armado hasta 8 metros de altura y su estabilidad es dada de forma principal por la fuerza ejercida por su relleno.

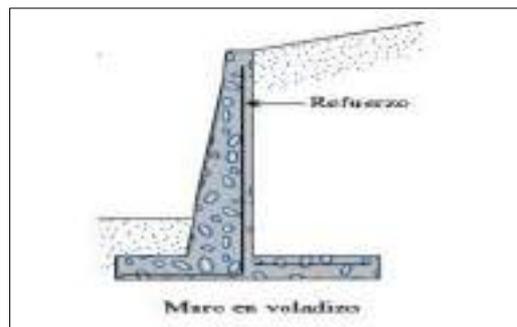


Figura 5: Muro en voladizo

Fuente: Das.B. (2012)

- Muros con contrafuertes posteriores o anteriores: Son muros de concreto armado con refuerzos, que pueden ser posteriores o delanteros, que le proporcionan rigidez y estabilidad para que puedan ser usados en alturas mayores a 6 metros.

- Muro de gaviones: Son muros conformados por cajas de alambre galvanizado con un tejido hexagonal y es llenado con rocas de tamaño pequeño y se forma superponiendo uno sobre de otro. Los muros de gaviones se adaptan a cualquier ambiente y manejabilidad para su construcción.

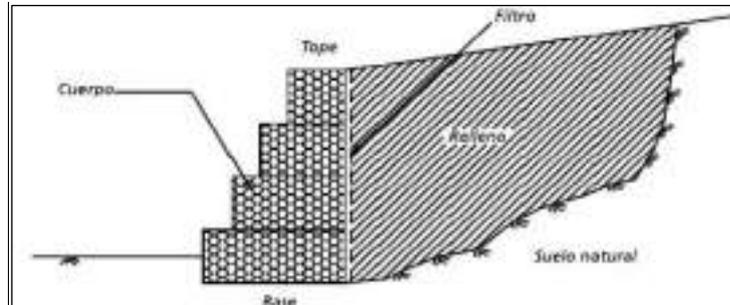


Figura 6: Muro de gaviones
Fuente: De Almeida, P. (2010)

- Muros de sótano: Son muros que además de soportar los esfuerzos laterales producidos por los materiales de relleno, también soportan las cargas verticales producidas por las edificaciones.
- Estribos de Puentes: Son muros de contención que están diseñados para soportar la carga propia del muro además de la estructura del puente.

2.2.11.2. Tipos de fallas en muros de contención

Para poder elegir la mejor opción en cuanto a una defensa, debemos tener conocimiento de cuáles son los escenarios de fallas de estas estructuras. Según Calavera (1987) las formas en las que un muro puede fallar son:

- Falla por giro excesivo del muro que es considerado como un cuerpo no flexible.

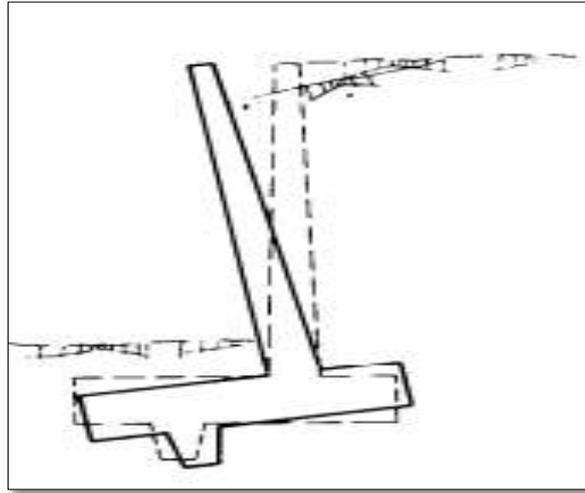


Figura 7: Falla por giro excesivo
Fuente: Calavera, J. (1987)

- Falla por deslizamiento del muro

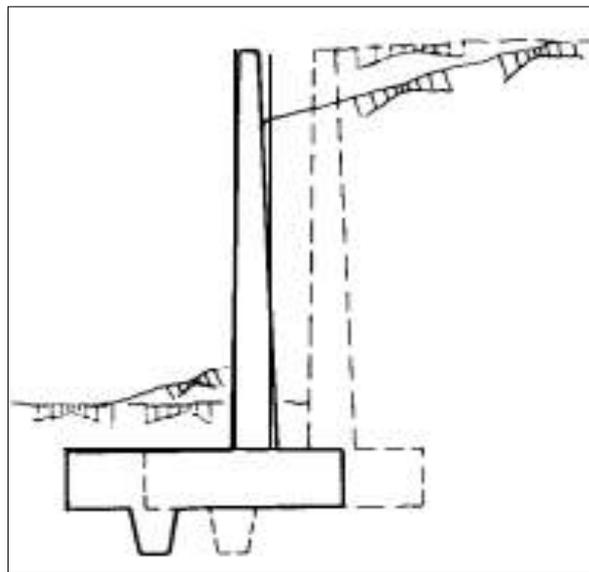


Figura 8: Falla por deslizamiento del muro
Fuente: Calavera, J. (1987)

- Falla por deslizamiento profundo del muro debido a que el muro está siendo soportado por una superficie inestable que se desestabiliza con los esfuerzos provocados por el muro hacia el suelo.

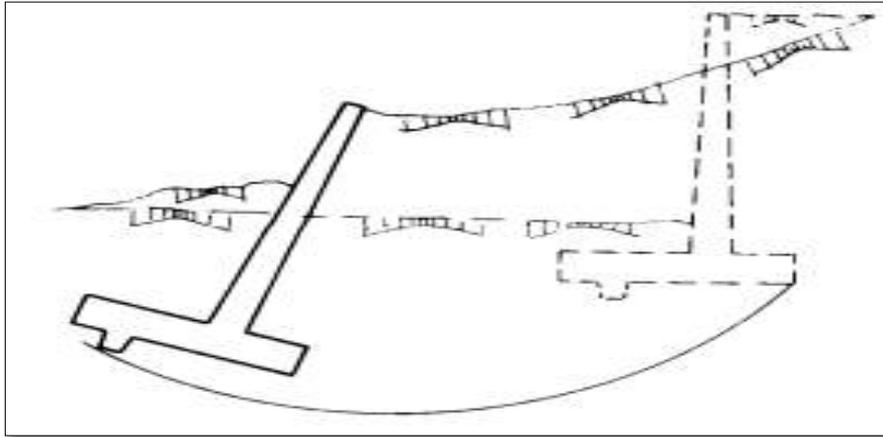


Figura 9: Falla por deslizamiento profundo del muro
Fuente: Calavera, J. (1987)

- Falla por deformación excesiva de la parte de la pantalla cercana a la corona del muro.

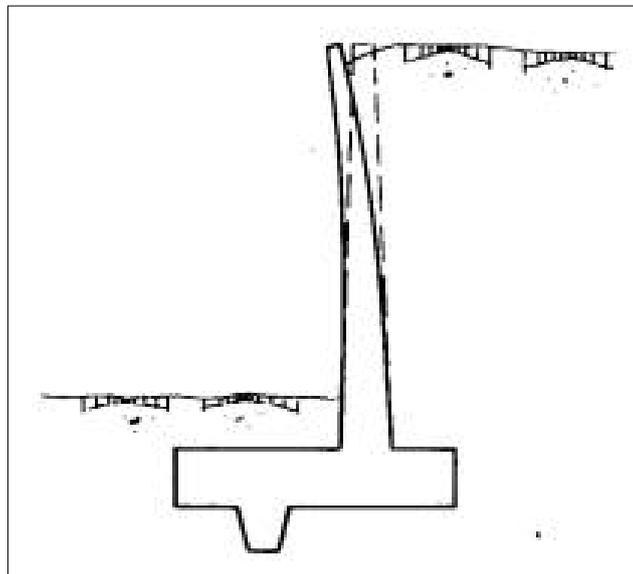


Figura 10: Falla por deformación excesiva
Fuente: Calavera, J. (1987)

- Falla por exceso de Fisuras en la zona expuesta a esfuerzo de tracción especialmente.

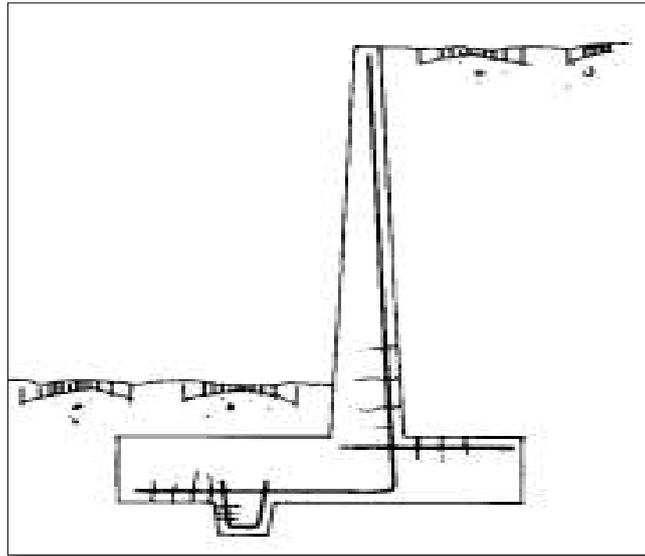


Figura 11: Falla por exceso de fisuras
Fuente: Calavera, J. (1987)

- Falla por rotura por flexión que se puede producir en la parte superior de la pantalla, el pie o el talón del muro.

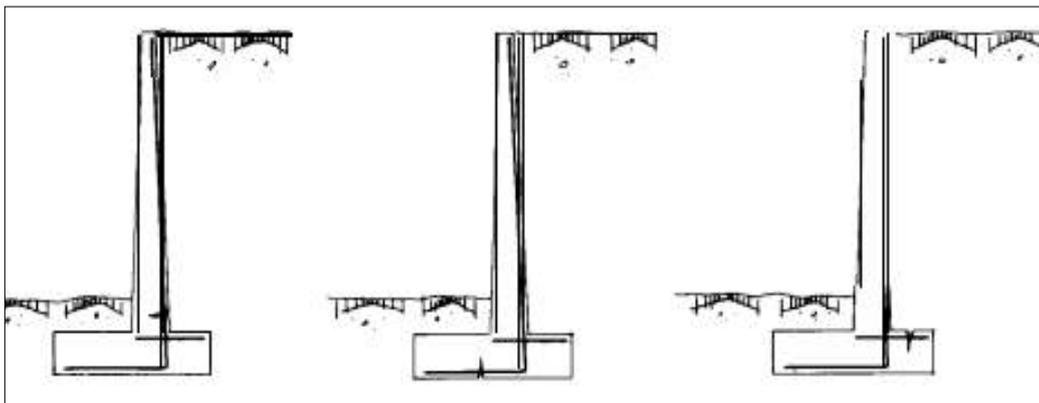


Figura 12: Falla por rotura por flexión
Fuente: Calavera, J. (1987)

- Falla por rotura por esfuerzo cortante que se puede producir en la parte superior de la pantalla, el pie, el talón o tacón del muro.

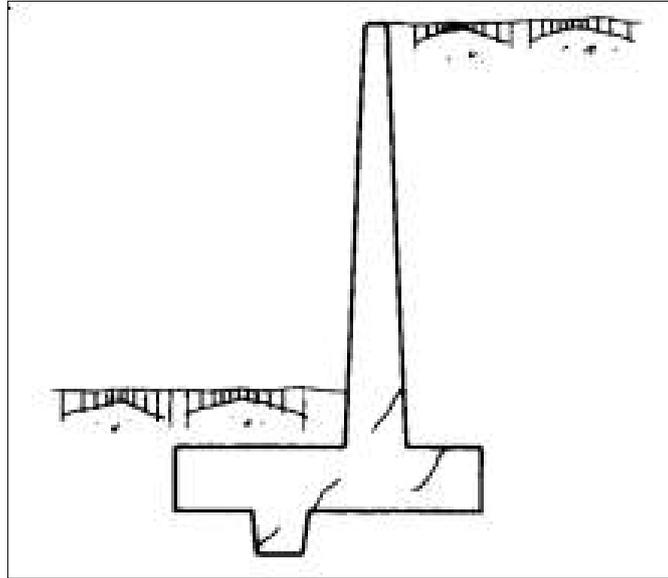


Figura 13: Falla por rotura por esfuerzo cortante
Fuente: Calavera, J. (1987)

- Rotura por esfuerzo rasante que se puede producir en la parte inferior de la pantalla, debido a que, actúa como una junta frente a un máximo esfuerzo cortante y momento.

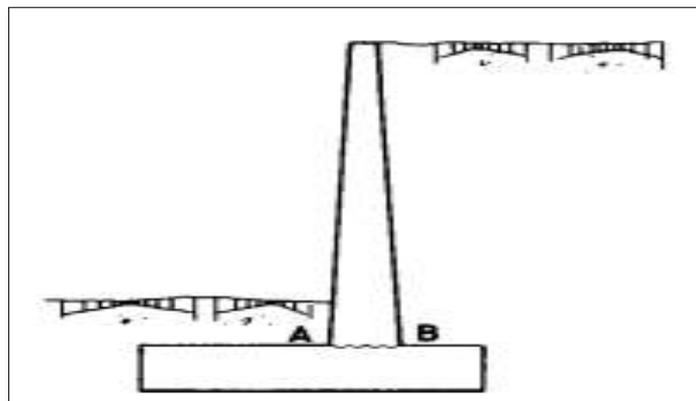


Figura 14: Rotura por esfuerzo rasante
Fuente: Calavera, J. (1987)

- Rotura por fallo de Solape debido a que es una zona especial debido a que se presentan en zonas de máximo esfuerzo de corte y flexión.

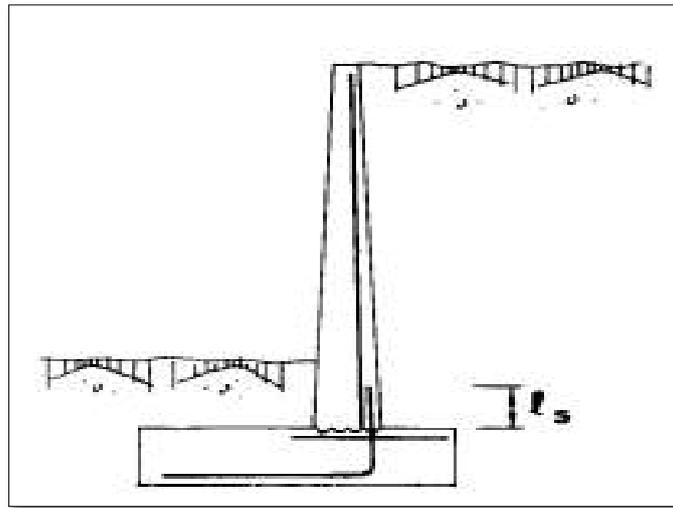


Figura 15: Rotura por fallo de Solape
Fuente: Calavera, J. (1987)

2.2.11.3. Estabilidad del muro de contención

Según Das (2012) para el diseño de un muro de contención es indispensable garantizar la resistencia y estabilidad que esta estructura va a proporcionar. Para que dicha estabilidad sea garantizada, se deben realizar las verificaciones por volteo, deslizamiento y capacidad de carga.

- Verificación por volteo

Esta verificación consiste en analizar el giro o volteo del muro con respecto a un punto de referencia. Los momentos estabilizantes del muro deben de ser mayores a los momentos desestabilizantes.

Para que se pueda realizar esta verificación se deben calcular los momentos ejercidos sobre un punto en lateral del muro que llegaría a ser nuestro punto de referencia. Luego de esto se procede a hallar una relación entre estos momentos calculando el factor de seguridad mediante la fórmula:

$$\text{Factor de Seguridad} = \frac{\sum M_{\text{estabilizadores}}}{\sum M_{\text{desestabilizadores}}}$$

Este valor del factor de seguridad debe ser mayor a 1,5

- Verificación por deslizamiento

Esta verificación consiste en analizar las fuerzas actuantes sobre la estructura. Es importante considerar que la mayor fuerza que resiste el muro es la

fricción ejercida entre su base y el suelo como resistencia a su desplazamiento.

Para que se pueda realizar esta verificación se deben calcular las fuerzas que actúan sobre el muro, como las que se oponen a nuestro punto de referencia. Luego de esto se procede a hallar una relación entre estos momentos calculando el factor de seguridad mediante la fórmula:

$$Factor\ de\ Seguridad = \frac{\sum F\ resistentes}{\sum F\ actuantes}$$

Este valor del factor de seguridad debe ser mayor a 1,25

- Verificación por capacidad de carga

Esta verificación consiste en realizar un análisis de la resistencia que va a ejercer el suelo para no fallar con la presión ejercida por el muro de contención.

Para que se pueda realizar esta verificación se deben calcular los esfuerzos máximos y mínimos, para luego calcular la capacidad de carga última del terreno. Para asegurar su estabilidad se debe calcular el factor de seguridad mediante la fórmula:

$$Factor\ de\ Seguridad = \frac{qu}{qmax}$$

Este valor del factor de seguridad debe ser mayor a 1,5

- Factores de Seguridad

Teniendo en cuenta la Norma E. 050 de Suelos y Cimentaciones en el Artículo 30 se menciona que el factor de seguridad mínimo de talud en condiciones estáticas es de 1,5 y considerando sismo es de 1,25. Asimismo, en el artículo 21 de esta misma norma se determina que el factor de seguridad mínimo para cargas con sismo es de 2,50.

Carga Dinámica → FS volteo → 1,25

Carga Dinámica → FS deslizamiento → 1,25

Carga Dinámica → FS capacidad de carga → 2,50

2.2.11.4. Presión lateral del suelo

Según Torres (2008). Los valores de los empujes de tierras varían teniendo en cuenta las propiedades, características condiciones y configuración del material de relleno. Los componentes que permiten las evaluaciones laterales son:

- a) Presión estática debida a cargas gravitatorias: Este tipo de presión puede ser de reposo, cuando el muro se presenta como un sólido rígido y existe un equilibrio entre presiones que restringen su movimiento, o activa, cuando la parte superior del muro se mueve en dirección contraria al relleno para que se produzca un equilibrio plástico.

La fórmula del empuje en reposo es:

$$E_0 = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2\right) * K_0$$

Dónde:

K_0 es el coeficiente de empuje en reposo.

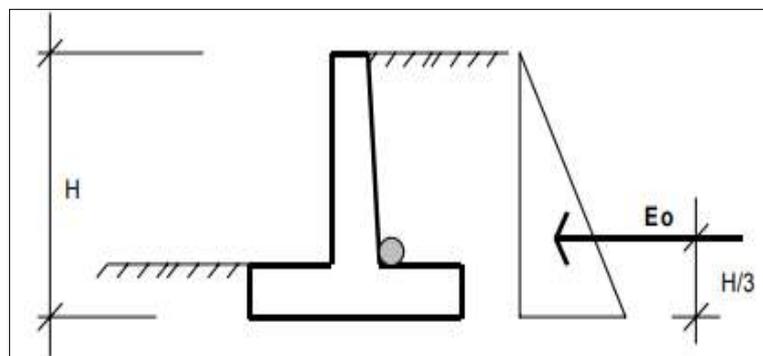


Figura 16:Empuje de reposo
Fuente: Torres, R. (2008)

La fórmula del empuje activo es:

$$E_a = \left(\frac{1}{2}\gamma H^2\right) * K_a$$

Dónde:

K_a es el coeficiente de empuje activo.

- b) Presión forzada o empuje pasivo: Este tipo de presión es determinada pasiva y se obtiene por el desplazamiento del muro sobre el relleno.
- c) Incremento de presión dinámica: Este incremento es originado por el efecto sísmico y se simularán debido a las fuerzas de inercia de las masas del muro y relleno. El incremento dinámico de presiones puede ser del empuje de reposo, activo y pasivo.

2.2.12. Softwares profesionales

a. Software ArcGIS V.10.3: Es un software desarrollado por la compañía Esri y es un sistema completo para trabajar con información geográfica con el fin de delimitar cuencas hidrográficas, mapas de geolocalización, entre otros. ArcGis V.10.3 permite el cálculo de áreas por el polígono de Thiesen, el número de curva, la pendiente de la cuenca y la longitud de cauce principal.

b. Software HEC-HMS V.4.4.1: Es un software desarrollado por el cuerpo de ingenieros de los Estados Unidos (HEC), que calcula el volumen de desfogue conocido como caudal a través de una cuenca hidrográfica. Se puede realizar con el método SCS (Soil Conservation Service) para estimar gastos máximos superficiales y es conocido como el método de la curva número. Con los datos de tiempo de concentración, infiltración inicial y hietogramas se logra conocer el hidrograma de crecida.

c. Software HEC-RAS V.5.0.7: Es un software desarrollado por el cuerpo de ingenieros de los Estados Unidos (HEC), que calcula perfiles de ríos dependiendo del tipo de flujo. Las obras pueden ser puentes, vertederos y obras de arte. Para la modelación se requiere de la superficie de la zona de estudio, caudales en función del periodo de retorno, coeficiente de Manning y pendiente del río.

d. Software Hydrognomon V.4.0.3: Es un software de la University of Athens para el modelo de distribución de probabilidades en función de la prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolmogorov y Chi cuadrado. Se evalúa una serie de datos en función de los modelos de distribución para ver a cuál se ajusta.

e. Software GawacWin 2003: Es un software de la empresa Maccaferri Brasil para el diseño de gaviones con o sin sismo y se puede descargar de su página oficial, ya que otorga una licencia de prueba para el uso de sus programas. Este software permite el diseño de las cajas de gaviones para ello se requiere de las medidas del gavión, características del suelo y los componentes sísmicos.

f. Software Geo5 V.2021.27: Es un software de la empresa Fine Latin America para el diseño de defensas ribereñas como gaviones, muro en voladizo, entre otros muros de contención teniendo en cuenta el estudio de suelos, el pre dimensionamiento de la estructura y las solicitaciones sísmicas.

g. Software SAP – 2000 V.22.1.0: Es un programa de elementos finitos, con interfaz gráfico 3D orientado a objetos, preparado para realizar, de forma totalmente integrada, la modelación, análisis y dimensionamiento de estructuras.

2.3. Definición de términos básicos

- Cuenca hidrográfica: Es un territorio que drena agua pluvial y desembocan en el mar por medio de los ríos.
- Precipitación: Es un fenómeno meteorológico que incluye la lluvia, llovizna, nieve y granizo.
- Intensidad: Es la cantidad de precipitación en relación al tiempo.
- Caudal de diseño: Es el volumen de agua con el que se diseña una obra hidráulica.
- Caudal instantáneo: Es el caudal medido con un instrumento en un punto de control.
- Máximas avenidas: Es el caudal que sobrepasa cuando transcurría en su cauce natural.
- Tirante crítico: Es la profundidad del flujo máximo.
- Periodo de retorno: Es la probabilidad de que un evento suceda dentro de un tiempo establecido para el cual fue diseñada la estructura.
- Riesgo de falla: Es la probabilidad de falla de una estructura frente a un fenómeno.
- Inundación: Es el desbordamiento de aguas pluvial cuando el rio no tiene la capacidad de encausar toda el agua que fluye por el cauce natural.
- Defensa ribereña: Barrera ubicada en el margen de un rio y que cumple la función de proteger una zona.
- Muro de contención: Estructura de contención diseñada para resistir el empuje provocado por un material de relleno.
- Empuje: Fuerza aplicada por el material de relleno debido a su masa.
- Relleno: Material que va a contener por el muro.

CAPÍTULO III: HIPÓTESIS Y VARIABLES DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. Hipótesis principal

- El análisis hidráulico y estructural permite un adecuado muro de contención en el margen del río Santa Eulalia.

3.2. Hipótesis específica

- El levantamiento topográfico con la estación total Topcon – serie GPT 3000 permitirá conocer las características del relieve, mientras que, el estudio de suelo mediante calicatas se logrará obtener los parámetros del mismo para la proyección de la estructura.
- El estudio hidrológico de la cuenca con la serie histórica de 30 años de precipitaciones, análisis estadístico y modelación numérica permitirá obtener los caudales y tirante máximo del río que son factores esenciales en el dimensionamiento del muro de contención.
- Los parámetros hidráulicos y estructurales mediante métodos empíricos y software profesionales como HEC-HMS V.4.4.1, HEC-RAS V.5.0.7, SAP 2000 V.22.1.0, Geo5 V.2021.27 y GawacWin 2003 proporcionaran las dimensiones óptimas del muro de contención para mitigar las inundaciones en el margen del río Santa Eulalia.

3.3. Variable e indicadores

3.3.1. Concepto de variable independiente

La variable independiente es aquella que no depende de otra variable, puede ser modificada considerando criterios de la persona que realiza la investigación con el fin de explicarla mejor siempre y cuando no se modifique el concepto base de manera radical. (Núñez, 2007). En tal sentido, la variable independiente es el análisis hidráulico y estructural.

3.3.2. Concepto de variable dependiente

La variable dependiente es aquella que depende de la variable independiente, es decir, llegan a ser el resultado de la aplicación de la variable independiente. (Núñez, 2007). Por tanto, la variable dependiente es el muro de contención.

3.3.3. Concepto de variable interviniente

Las variables intervinientes son aquellas que generan efectos que no estaban previstos, ya que altera y modifica con su contenido la relación que existe entre dos

variables. (Núñez, 2007). En esta investigación son definidas como variables intervinientes las precipitaciones, el caudal de diseño y el tirante máximo.

3.4. Operacionalización de variables

La operacionalización de las variables es un proceso que explica el concepto de una variable de una manera más sencilla e incluye los indicadores que permitirán su adecuada medición o que expresen el concepto en términos numéricos. (Reguant y Martínez, 2014)

3.4.1. Tabla de operacionalización de variables

Tabla 2:

Operacionalización de variables

VARIABLES	INDICADORES	INSTRUMENTOS	ENSAYOS
Variable independiente			
Análisis hidráulico y estructural	Periodo de retorno	Manual de hidrología e hidráulica Estadística	Calicatas Ensayo de suelos
	Zona crítica de inundación	Manual de evaluación de riesgos del CENEPRED Software HEC-RAS	Estudio topográfico (curvas de nivel)
Variable dependiente			
Muro de contención	Profundidad de socavación	Software SAP-2000	Simulación de análisis de empuje con SAP- 2000
	Altura total y altura libre	Software Geo5	Simulación de estabilidad de talud con Geo5
	Velocidad Resistencia al empuje	GawacWin 2003 Análisis de documentos de diseño	Simulación del diseño
Variables intervinientes			
Precipitaciones	Lluvias máximas	Cartas meteorológicas	Método del flotador
Caudal de diseño	Máximas avenidas	Software HEC-HMS	
Tirante máximo	Altura de agua	Manual de hidrología e hidráulica	

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO IV: DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

4.1. Diseño de ingeniería

4.1.1. Tipo de investigación

Borja (2012) menciona que la investigación aplicada es aquella que tiene como finalidad describir conocimientos que tengan una aplicación inmediata a la realidad. Dentro de rubro de ingeniería civil se encuentra este tipo de investigación, porque soluciona problemas de infraestructura.

Según el nivel teórico esta investigación es aplicada, porque soluciona un problema de inundación de manera práctica aplicando el conocimiento científico. Asimismo, se profundiza en el estudio y diseño de un muro de contención utilizando conceptos hidrológicos e hidráulicos del río Santa Eulalia. Se analiza el diseño del muro empleando parámetros de mecánica de suelos, máximas precipitaciones, máximas avenidas, periodo de retorno y riesgo de falla aceptable.

4.1.2. Enfoque y alcance de investigación

Sampieri, Fernández y Baptista (2014) mencionan que el enfoque cuantitativo es secuencial y probatorio en el cual existe una secuencia de pasos y refleja la necesidad de medir y estimar magnitudes de los fenómenos o problemas de investigación. En este enfoque se plantea un problema de estudio concreto y delimitado.

Según su enfoque es cuantitativo, porque se va a medir y estimar el fenómeno de inundación y dar una solución que viene a ser el diseño de un muro de contención, aplicando conocimientos teóricos - prácticos en los que se puede basar este trabajo para el análisis de una defensa ribereña, con la ayuda de recopilación de datos de campo y ensayos para obtener los parámetros de diseño.

La investigación de alcance descriptivo busca especificar las propiedades, características de aquellos fenómenos sometidos a un análisis. Por lo tanto, solo pretende medir o recoger información de manera independiente o conjunta sobre los conceptos o las variables a las que se refieren, es decir, no tiene como objetivo el indicar cómo se relacionan las variables estudiadas. (Sampieri, Fernández y Baptista, 2014).

Según el alcance de esta investigación es descriptivo no experimental, porque se explica detalladamente el comportamiento del fenómeno hidrológico del río Santa Eulalia para determinar sus propiedades más importantes que influye en el análisis y diseño de un muro de contención para reducir el riesgo de inundación en la zona de estudio.

Borja (2012) menciona, el diseño de investigación transversal se recolectan datos en un solo momento, en un tiempo único. Su propósito es describir variables y analizar su incidencia e interrelación en un momento dado. Esta investigación es transversal porque el análisis como: levantamiento topográfico, estudio de suelos, recolección de datos meteorológicos, se realiza una sola vez en el momento crítico para elaborar el diseño del muro de contención y de esa forma minimizar riesgo de inundación.

4.2. Métodos y técnicas del proyecto

Los pasos para el análisis hidráulico y estructural de un muro de contención en el margen derecho del río Santa Eulalia son los siguientes:

Para el objetivo 1

1. Levantamiento topográfico de 500 metros lineales del cauce del río Santa Eulalia.
2. Realizar dos calicatas de 1,50 m de profundidad para llevarlo al laboratorio y obtener los parámetros como el ángulo de fricción, cohesión, capacidad portante del suelo para el diseño del muro de contención. Corresponde al ensayo triaxial consolidado drenado (CD).

Para el objetivo 2

3. Delimitar la subcuenca Santa Eulalia con el programa ArcGis V.10.3 para hallar los parámetros morfológicos.
4. Procesar los datos de las estaciones meteorológicas para obtener el caudal y tirante máximo.
5. Medir el tirante máximo in situ.
6. Medir el caudal por el método del flotador.

Para el objetivo 3

7. Realizar la modelación del río Santa Eulalia con el software a HEC-RAS V.5.0.7
8. Realizar el predimensionamiento muro de gaviones y muro en voladizo.

9. Realizar la modelación del muro de contención con el software SAP-2000 V.22.1.0, Geo5 V.2021.27 y GawacWin 2003.
10. Diseñar el muro de gaviones con el software GawacWin 2003 y Geo5 V.2021.27
11. Diseñar el muro en voladizo con el software SAP-2000 V.22.1.0 y Geo5 V.2021.27.

4.3. Diseño estadístico

4.3.1. Población

Sampieri, Fernández y Baptista (2014) menciona que, la población es lo que se va a estudiar y se pretende generalizar los resultados después de ser analizados. Asimismo, sustenta que la población es el conjunto de todos los casos que concuerdan con una serie de especificaciones. La población escogida en esta investigación es el cauce del río Santa Eulalia en el distrito de Callahuanca.

4.3.2. Muestra

Según Sampieri, Fernández y Baptista (2014), la muestra es una parte de la población de interés para recolectar datos y por ende delimitar con precisión, además debe ser representativo. En este trabajo se van analizar 500 metros del margen derecho del río Santa Eulalia ubicado en Callahuanca para el análisis hidráulico y estructural del muro de contención. Se escogió ese tramo por ser el margen crítico de inundación del total del cauce del río Santa Eulalia.



*Figura 17: Margen crítico a inundación del río Santa Eulalia
Fuente: Elaboración propia*

4.3.3. Descripción de la muestra y tipo de muestreo

Borja (2012) menciona, dos tipos de muestreo probabilístico porque tienen misma probabilidad de ser seleccionados; mientras que, el muestreo no probabilístico no es posible medir el error.

El tipo de muestreo es cuantitativo no probabilístico porque se escogió 500 metros lineales del margen derecho aguas abajo del río Santa Eulalia, por ser crítico a inundación y ubicar la estructura como protección. Este tramo fue elegido debido a que, en el año 2017 se registró la pérdida de 10 casas de los residentes ubicados en las riberas del río en mención y dos recreos campestres. Asimismo, se vieron afectadas diversas áreas de cultivo que son el sustento diario de las personas.

4.4. Técnicas y herramientas estadísticas

4.4.1. Normas técnicas utilizadas para la investigación

- Norma Técnica de Edificaciones E. 060 - Concreto Armado (2009) - Decreto Supremo N°010-2009-Vivienda: Esta norma muestra disposiciones generales para el diseño de un muro de contención.
- Norma Técnica de Edificaciones E. 030 - Diseño Sismorresistente (2018) - Resolución Ministerial N°355-2018-Vivienda: Para estructuras tales como, estructuras hidráulicas y todas aquellas cuyo comportamiento sísmico difiera del de las edificaciones, se debe usar los valores S y Z del capítulo II amplificadas de acuerdo a la importancia de la estructura.
- Norma Técnica de Edificaciones E. 050 – Suelos y Cimentaciones (2018) – Resolución Ministerial N°406-2018-Vivienda: En esta norma se encuentra los factores de seguridad para el diseño de muros de contención.
- Manual de hidrología, hidráulica y drenaje - Resolución Directoral N°- 20 - 2011- Ministerio de Transporte y Comunicaciones /14. Edición, marzo 2013: Este manual muestra la guía para el diseño de las obras de drenaje superficial y subterráneo de la infraestructura vial, adecuados al lugar de ubicación de cada proyecto.
- Manual para la evaluación de riesgos originados por fenómenos naturales - CENEPRED (Centro Nacional de Estimación Prevención Reducción del Riesgo de Desastres). Segunda Versión, 2014: Muestra variables y parámetros para determinar los niveles de peligrosidad, calcular y controlar los riesgos, mediante el marco de la gestión prospectiva y correctiva del riesgo de desastres.
- Especificaciones AASHTO-HB17: American Association of State Highway and Transportation Officials presenta las especificaciones para el diseño del muro de contención.

- Requisitos de reglamento de concreto estructural ACI-318S-05 - (2005): American Concrete Institute muestra requerimientos esenciales para el diseño de un muro dentro de su capítulo 14.

4.4.2. Técnicas e instrumentos para recogida de datos

4.4.2.1. Técnica

- Observación directa: Se realizó la visita de campo en el lugar en el que se ubicará el muro de contención para disminuir el riesgo de inundación, tomamos datos de desborde del río Santa Eulalia e identificamos los puntos críticos y vulnerables de las casas de los habitantes que viven en las riveras de dicho río. Se tomó fotografías para el mejor análisis de dicho fenómeno.
- Entrevista: Se realizó las entrevistas a los afectados por inundación provocadas por el fenómeno del Niño Costero en 2017 que residen en la ribera del río Santa Eulalia.

4.4.2.2. Instrumentos

- Estación total: Se utilizó este equipo para realizar el levantamiento topográfico del cauce del río Santa Eulalia para obtener el relieve de la zona.
- Mira: Este instrumento es una regla horizontal que nos permite realizar un correcto levantamiento topográfico.
- Cinta métrica: Se utilizó para medir las distancias de desborde del río Santa Eulalia.
- Base de datos del levantamiento topográfico: Se procesaron los datos del cauce del río Santa Eulalia para ubicar el muro de contención de acuerdo al relieve.
- Carta de datos meteorológicos: Se solicitaron datos meteorológicos de precipitaciones de los últimos 30 años del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología.
- Ficha técnica de estudio de suelos: El laboratorio de suelos nos proporcionará la ficha de resultados para utilizar los parámetros que se usará en el diseño del muro de contención.
- Cronómetro: Se utilizó para controlar el tiempo para la medición del caudal por el método del flotador en tiempo de precipitaciones intensas en los meses de diciembre a marzo.

- Laptop: Se utilizó para procesar los datos recolectados en campo mediante una hoja de Excel y para el diseño del muro de contención con el programa SAP-2000 V.22.1.0 y la modelación del río con el programa HEC-RAS V.5.0.7.
- Software: ArcGis V.10.3 para la delimitación de la cuenca, HEC-HMS V.4.4.1. para obtener el caudal, HEC-RAS V.5.0.7 para el modelamiento de la inundación; SAP-2000 V.22.1.0, Geo5 V.2021.27 y GawacWin 2003 para diseño del muro de contención.

4.4.2.3. Recopilación de datos

Fuentes primarias: Estos datos fueron recogidos in situ.

- Levantamiento topográfico con estación total.
- Estudio de mecánica de suelos: Dos calicatas de 1,50 metro de profundidad.
- Medición del tirante crítico.
- Medición del caudal por el método del flotador.
- Ensayo Triaxial Consolidado Drenado (CD): Ángulo de fricción, Cohesión.
- Ensayo granulométrico: Tamaño de partículas para clasificación SUCS.

Fuentes Secundarias: Estos datos fueron obtenidos de fuentes de información.

- Libros virtual y físico.
- Revistas electrónicas (Scopus, Science direct)
- Manual de carretera: Hidrología, Hidráulica y Drenaje MTC/14.
- Manual para la evaluación de riesgos originados por fenómenos naturales.
- Datos hidráulicos e hidrológicos obtenidos por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología.

4.5. Matriz de consistencia

Tabla 3:

Matriz de consistencia de la investigación

PREGUNTAS	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	ALCANCE DE INVESTIGACIÓN	UNIVERSO INVESTIGADO	TÉCNICA E INSTRUMENTO	TAMAÑO, MUESTRA Y ENSAYOS
<p>GENERAL</p> <p>¿Cómo definir las variables hidráulicas y estructurales de un muro de contención en el margen del río Santa Eulalia en el distrito de Callahuanca?</p>	<p>GENERAL</p> <p>Analizar las variables hidráulicas y estructurales de un muro de contención en el margen del río Santa Eulalia en el distrito de Callahuanca.</p>	<p>GENERAL</p> <p>El análisis hidráulico y estructural permite un adecuado muro de contención en el margen del río Santa Eulalia.</p>	<p>Descriptiva (Cuantitativa)</p>	<p>Cauce del río Santa Eulalia.</p>	<p>Técnica: Observación participativa registrada</p> <p>Instrumento: • Carta de datos meteorológicos: Se solicitaron datos meteorológicos de precipitaciones de los últimos 30 años a SENAMHI. • Ficha técnica de estudio de suelos: El laboratorio de suelos nos proporciona la ficha para utilizar los parámetros que se usará en el diseño del muro de contención • Base de datos del levantamiento topográfico: Se procesaron los datos del cauce del río Santa Eulalia para ubicar el muro de contención de acuerdo al relieve.</p>	<p>Muestra: La muestra es 500 metros del margen derecho del río Santa Eulalia ubicado en el distrito de Callahuanca para el diseño del muro de contención.</p> <p>Ensayos: Ensayo triaxial consolidado drenado. Ensayo de granulometría.</p>

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4:

Matriz de consistencia de la investigación

PREGUNTAS	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	ALCANCE DE INVESTIGACIÓN	UNIVERSO INVESTIGADO	TÉCNICA E INSTRUMENTO	TAMAÑO, MUESTRA Y ENSAYOS
ESPECÍFICAS	ESPECÍFICOS	ESPECÍFICAS				
¿Cómo lograr el levantamiento topográfico y el análisis de suelo en el área de estudio?	Realizar el levantamiento topográfico y el análisis de suelo en el área de estudio.	El levantamiento topográfico con la estación total Topcon – serie GPT 3000 permitirá conocer las características del relieve, mientras que, el estudio de suelo mediante calicatas se logrará obtener los parámetros del mismo para la proyección de la estructura			Técnica: Observación no participativa registrada	Muestra: La muestra es 500 metros lineales del margen
¿Cómo plantear el estudio hidrológico de la cuenca del río Santa Eulalia?	Elaborar un estudio hidrológico de la cuenca del río Santa Eulalia.	El estudio hidrológico de la cuenca con la serie histórica de 30 años de precipitaciones, análisis estadístico y modelación numérica permitirá obtener los caudales y tirante máximo del río que son factores esenciales en el dimensionamiento del muro de contención.	Descriptiva (Cuantitativa)	Cauce del río Santa Eulalia.	Instrumento: • Carta de datos meteorológicos: Se solicitaron datos meteorológicos de precipitaciones de los últimos 30 años a SENAMHI. • Ficha técnica de estudio de suelos: El laboratorio de suelos nos proporciona la ficha para utilizar los parámetros que se usará en el diseño del muro de contención	derecho del río Santa Eulalia ubicado en el distrito de Callahuanca para el diseño del muro de contención. Ensayos: Ensayo triaxial consolidado drenado. Ensayo de granulometría.
¿Cómo obtener los parámetros hidráulicos y estructurales de un muro de contención en el margen del río Santa Eulalia?	Calcular los parámetros hidráulicos y estructurales de un muro de contención en el margen del río Santa Eulalia.	Los parámetros hidráulicos y estructurales mediante métodos empíricos y software profesionales como HEC-HMS V.4.4.1, HEC-RAS V.5.0.7, SAP 2000 V.22.1.0, Geo5 V.2021.27 y GawacWin 2003 proporcionaran las dimensiones óptimas del muro de contención para mitigar las inundaciones en el margen del río Santa Eulalia.			• Base de datos del levantamiento topográfico: Se procesaron los datos del cauce del río Santa Eulalia para ubicar el muro de contención de acuerdo al relieve.	

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO V: DESARROLLO EXPERIMENTAL

5.1. Levantamiento topográfico

El proyecto está ubicado en el distrito de Callahuanca, provincia de Huarochirí en el departamento de Lima, que cuenta con una pendiente moderada y áreas de cultivo de palta, y viveros de germinación de semillas. El desarrollo del levantamiento topográfico de la zona estudio se hizo con un topógrafo, y tres ayudantes.

Equipos:

- 01 estación total marca Topcon – serie GPT 3000
- 01 trípode de aluminio SOUTH ATS-2
- 01 GPS navegador GPSMAP 64X - Garmin
- 03 prismas y 03 bastones para prismas

Trabajo en campo: Se empezó tomando un BM en una roca fija al inicio del río Santa Eulalia, como punto cero, después se realizó el levantamiento cada 5 metros aguas abajo hasta llegar a 500 metros lineales al margen del río. El muro de gaviones y el muro en voladizo se plantean ubicar en los 500 metros por ser zona crítica a inundación.

Trabajo en gabinete: En campo se obtuvieron datos que fueron procesados y exportados a Civil 3D para elaborar la superficie, secciones transversales y perfil longitudinal del cauce del río.

Generación de planos: Se generó el plano del cauce del río en el que se ubicará los muros de gaviones o el muro en voladizo para proteger de las inundaciones de los habitantes del margen derecho del río. Se elaboró el plano del perfil longitudinal, y secciones transversales.



Figura 18: Levantamiento topográfico
Fuente: Elaboración propia

5.2. Estudio de suelos

Se realizó la visita de campo para observar el perfil estratigráfico mediante la excavación de dos calicatas de 1 x 1 x 1,5 metros de profundidad ubicados cada 100 metros. También se determinó en campo la densidad del suelo por el método cono de arena al inicio y a 1,5 metros de profundidad de la calicata. Se llevó la muestra de 20 kg de cada calicata para el laboratorio y realizar el ensayo triaxial consolidado drenado (CD).

Los parámetros que se quieren obtener de los ensayos son: el ángulo de fricción, densidad cohesión y capacidad portante del suelo. Se tomaron fotografías de la zona de estudio para mayor referencia del estudio de suelos.



Figura 19: Calicata N°1
Fuente: Elaboración propia



Figura 20: Ensayo de densidad en calicata N°1
Fuente: Elaboración propia

5.3. Subcuenca Santa Eulalia

Se delimitó la subcuenca con el programa ArcGis V.10.3. y tiene como curso principal al río Santa Eulalia con una pendiente moderada.

5.3.1. Características de la subcuenca de estudio

La subcuenca de estudio no es toda la subcuenca Santa Eulalia sino hasta el punto denominado desembocadura, en el cual se ubicará el muro de contención para que soporte las máximas avenidas que escurre la cuenca.

5.3.2. Estaciones meteorológicas en la cuenca Santa Eulalia

En la siguiente tabla se muestra cinco estaciones meteorológicas de la cuenca Santa Eulalia con sus respectivas coordenadas de latitud (Sur) y longitud (Oeste) en el sistema sexagesimal. Las ubicaciones de las estaciones fueron obtenidas de la plataforma de Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología.

*Tabla 5:
Estaciones meteorológicas*

ESTACIÓN METEOROLÓGICA	COORDENADAS	
	LATITUD	LONGITUD
1.Santa Eulalia	11°55'12" S	76°36'59.79" W
2.Autisha	11°44'17.33" S	76°36'39.7 " W
3.Sheque	11°39'39.42" S	76°30'8.28" W
4.Campoma	11°39'18.1" S	76°30'54.49" W
5.Milloc	11°39'16.71" S	76°20'4981" W

Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología. (2021)

5.4. Análisis de consistencia de datos de precipitación 24 horas

Se realizó el análisis de consistencia de las cinco estaciones mediante saltos y tendencias aplicando el método estadístico de la media y varianza para identificar saltos y corregirlos. Después de obtener los datos corregidos se procede analizar las precipitaciones máximas 24 horas de los 30 años para cada estación meteorológica.

5.5. Análisis de precipitación máxima 24 horas para obtener el caudal

Se analizó las precipitaciones máximas de 24 horas de las cinco estaciones meteorológicas con datos de 30 años. Estos datos, son ajustados con la prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolmogorov con una significancia del 0,05 o 5 %. Para el desarrollo de esta tesis, los datos de precipitación se introdujeron al software Hydrognomon V.4.0.3 y se evaluó a qué distribución se ajusta.

5.6. Análisis de distribución mediante el software Hydrognomon V.4.0.3

Se analiza de acuerdo al delta teórico y al delta tabulado para que se ajusten a un modelo de distribución. Los deltas teóricos se obtienen de acuerdo al modelo de distribución probabilístico y el delta tabulado se obtiene con la siguiente fórmula a 5 % de nivel de significancia: $\Delta_o = \frac{1,36}{\sqrt{N}}$

Dónde: N = números de datos, para el caso estudiado es 30 datos.

5.7. Precipitación en función del periodo de retorno

Se analizó mediante el software Hydrognomon V.4.0.3 y se obtiene la precipitación en función del periodo de retorno, seguidamente se multiplica por un factor de corrección, este factor depende del número de observaciones y para esta evaluación es de 1,13 de acuerdo con la tabla 6:

Tabla 6:

Factor de corrección

Factor de corrección	
Nº Observaciones	Relación
1	1.13
2	1.04
3-4	1.03
5-8	1.02
9-24	1.01

Fuente: Linsley Kohler y Paulhus (1977)

5.8. Precipitación 24 horas a minutos con la fórmula de Dick Peschke

Después de obtener los datos de precipitación en función del tiempo de retorno se distribuye en 1440 minutos correspondiente a 24 horas.

Fórmula de Dick Peschke

$$P_d = P_{24h} \left(\frac{d}{1440} \right)^{0,25}$$

Dónde:

P_d = Precipitación total (mm)

P_{24h} = Precipitación máxima en 24 horas (mm)

d = Duración en minutos

Aplicamos la fórmula de Dick Peschke para convertir la precipitación máxima 24 horas en duración de 5; 10; 15; 20; 25; 30; 60; 90; 120; 150; 180; 210; 240; 300; 360; 480; 600; 720 y 1440 minutos.

5.9. Precipitación en minutos a intensidad

Para convertir la precipitación en minutos a intensidad se debe aplicar la siguiente fórmula:

Fórmula de Intensidad

$$I = \frac{P}{T}$$

Dónde:

I = Intensidad (mm/h)

P =Precipitación (mm)

T =Tiempo (minutos)

Después de encontrar las intensidades, se realiza las curvas de intensidad - duración y frecuencia (I-D-F) mediante el Método de Aparicio (1992).

5.10. Riesgo de falla

Se elige el periodo de retorno en relación al riesgo de falla y la vida útil de la estructura, para ello se debe tener en cuenta los valores recomendados por el Manual de Hidrología.

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

TIPO DE OBRA	RIESGO ADMISIBLE (**) (%)
Puentes (*)	25
Alcantarillas de peso de cuebradas importantes y badenes	30
Alcantarillas de peso quebradas menores y descarga de agua de canales	35
Drenaje de la plataforma de nivel longitudinal	40
Subdrenes	40
Defensas fibrosas	25

(*) - Para obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias, se recomienda un periodo de retorno T de 100 años para el cálculo de severidad.

(**) - Vida útil considerada en:

- Puentes y Defensas fibrosas n° 40 años.
- Alcantarillas de cuebradas importantes n° 25 años.
- Alcantarillas de cuebradas menores n° 30 años.
- Drenaje de plataforma y Subdrenes n° 10 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.

Figura 21: Riesgo de falla y vida útil

Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje – MTC (2011)

5.11. Curva intensidad – duración - frecuencia (IDF)

Se elige el tiempo de retorno de 140 años para el caudal de diseño. La intensidad está mm/h (milímetro por hora) que se encuentra en el eje “Y” y el tiempo en minutos que se encuentra en el eje “X”. Finalmente, se obtiene las curvas IDF de las cinco estaciones por el método de Aparicio (1992).

5.12. Hietograma de Frecuencia

Después de obtener la ecuación de intensidad de la curva IDF se calcula el hietograma mediante el método de los bloques alternos, para los periodos de retorno de 5; 10; 15; 20; 25; 30; 50; 100; 140; 200 y 500, que servirá para hallar el caudal utilizando el software HEC-HMS V.4.4.1.

5.13. Caudal con HEC-HMS V 4.4.1

Para obtener el caudal mediante el software HEC – HMS V.4.4.1 se debe tener los datos de curva número de la cuenca, área de cada estación mediante polígono de Thiessen, longitud del cauce del río a la desembocadura, tiempo de concentración, tiempo de retardo y abstracción inicial de la cuenca. Se obtiene el caudal en (m^3/s) para diferentes tiempos de retorno, en este caso se va a trabajar con 5; 10; 15; 20; 25; 30; 50; 100; 140; 200 y 500 años.

5.14. Simulación de inundación con el software en HEC – RAS V.5.0.7

Para realizar la simulación del río Santa Eulalia se debe tener la superficie del terreno que se obtiene del levantamiento topográfico, los caudales con diferentes tiempos de retorno y la rugosidad de Manning. Como resultado, se obtiene los perfiles de cauce y el tirante máximo de agua para el diseño del muro de contención.

5.15. Predimensionamiento del muro de gaviones

Con los datos de tirante de agua y las medidas estándares de las cajas de gaviones se inicia a predimensionar la estructura para que sea estable y resistente al volcamiento, deslizamiento y asentamiento debiendo cumplir con la Norma Técnica de Edificaciones E.050 Suelos y Cimentaciones. Para el diseño de esta estructura se utilizó una hoja Excel y luego se verificó con los programas Geo5 V.2021.27 y GawacWin 2003.

5.16. Predimensionamiento del muro en voladizo

Según Das (2012) en su libro Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones menciona los parámetros necesarios para el predimensionamiento, el cual debe ser validado por los factores de seguridad en volcamiento, deslizamiento y asentamiento de la estructura. Una

vez verificado estos factores se diseñarán empleando los programas SAP-2000 V.22.1.0 y Geo5 V.2021.27.

CAPITULO VI: RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Resultados

6.1.1. Levantamiento topográfico y características del suelo

6.1.1.1. Características topográficas

El relieve de la zona de estudio tiene una pendiente de 5,7 % que se encuentra en el rango de topografía con pendiente moderada. La cota inicial es de 1365 m.s.n.m y la cota final es de 1325 m.s.n.m aguas abajo.

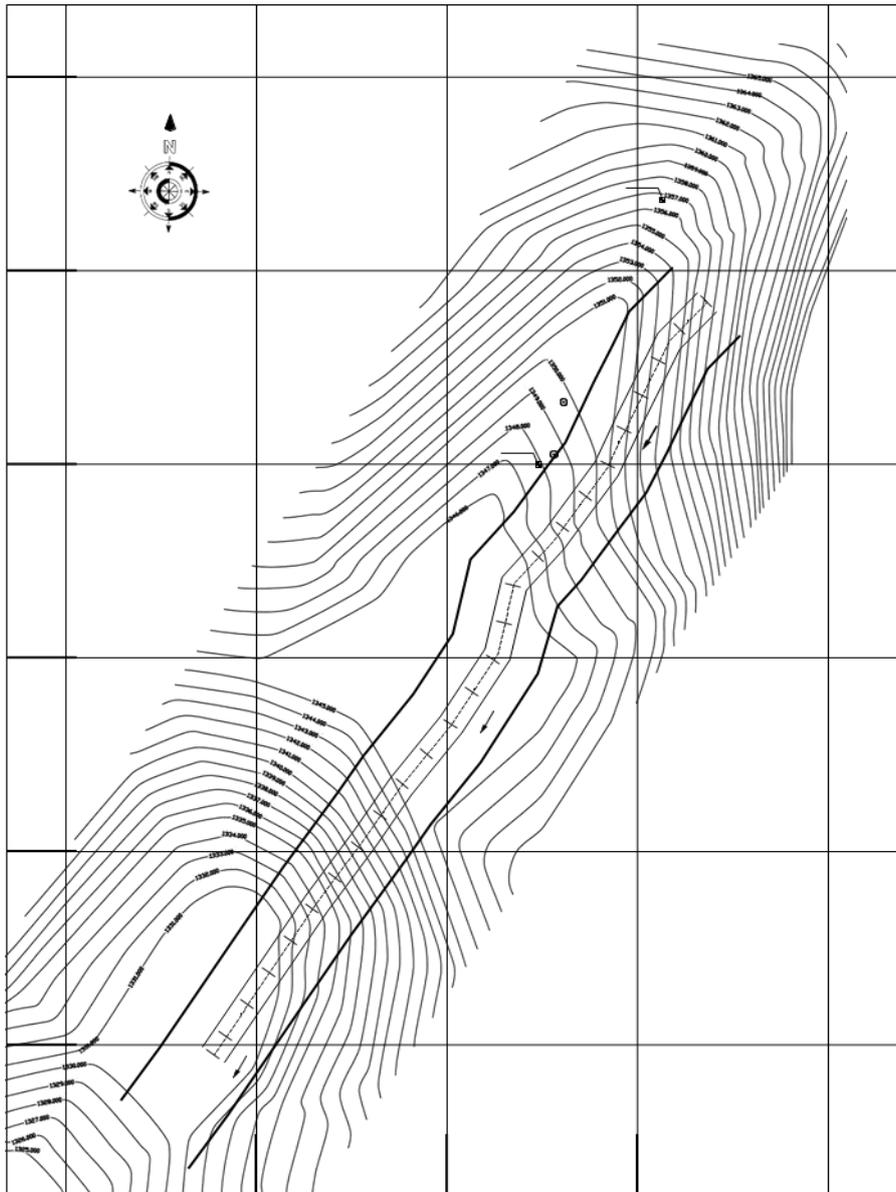


Figura 22: Topografía de la zona de estudio
Fuente: Elaboración propia

6.1.1.2. Análisis de suelos

El análisis de suelos a partir de dos calicatas realizadas en la zona de estudio da como resultado un suelo de grava pobremente gradada con arena (GP) según la clasificación SUCS. Del mismo modo, muestra datos como densidad húmeda y seca, ángulo de fricción, cohesión y la capacidad portante que son necesarios para el cálculo de diseño de la estructura de contención.

*Tabla 7:
Características del suelo de estudio*

Material del suelo	Grava pobremente gradada con arena	GP
Densidad seca	1,717 - 1,723	(g/cm ³)
Densidad húmeda	1,765 - 1,770	(g/cm ³)
Profundidad	1,30 - 1,5	m
Ángulo de fricción	34,2°	
Cohesión	0,04	kg/cm ²
Capacidad portante	2,29	kg/cm ²

Fuente: Elaboración propia

6.1.2. Variables hidrológicas

6.1.2.1. Delimitación de la subcuenca Santa Eulalia

- Parámetros morfométricos de la cuenca: Es una cuenca ovalada - alargada, debido a que el índice de compacidad es 1,56; se encuentra a una altura media de 2897 m.s.n.m. y el grado de ramificación es 5. Por otro lado, las características principales de dicha cuenca son: área 1078,31 km², longitud de cauce principal 67,21 km, pendiente de la cuenca 5,7 % y la diferencia de cotas es de 3840 m.

A continuación, en la figura 23 se observa la subcuenca Santa Eulalia delimitada con el programa ArcGis V 10.3 y con cinco estaciones meteorológicas: Santa Eulalia, Autisha, Carampoma Sheque y Milloc. Los formatos shape de la cuenca fueron obtenidos del geoservidor Ministerio del Ambiente de autoría del organismo técnico Autoridad Nacional del Agua.

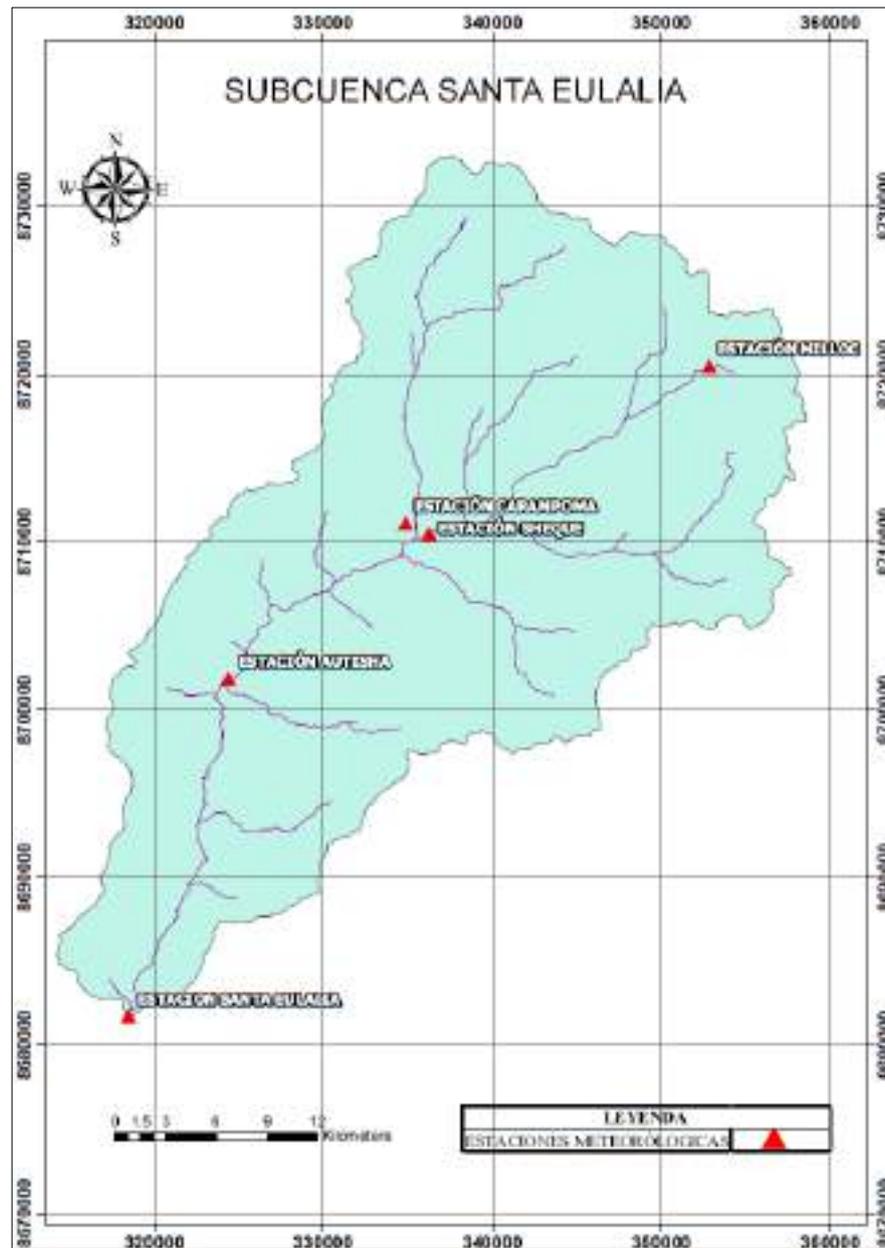


Figura 23: Subcuenca Santa Eulalia
Fuente: Autoridad Nacional del Agua (2009)

Características de la subcuenca de estudio: Se trabajará con las estaciones que se encuentran dentro del punto de escurrimiento, siendo el área de la cuenca de 994,68 km², longitud de cauce principal de 54,59 km, pendiente de la cuenca es 5,7 % y la diferencia de cotas 3740 m.

A continuación, en la figura 24 se observa la cuenca delimitada con el programa ArcGis y con cuatro estaciones meteorológicas: Autisha, Carampoma, Sheque y Milloc escurren a la desembocadura. La estación Autisha tiene 13,7 km de cauce principal a la desembocadura, Sheque y Carampoma 29,7 km y Milloc 54,59 km.

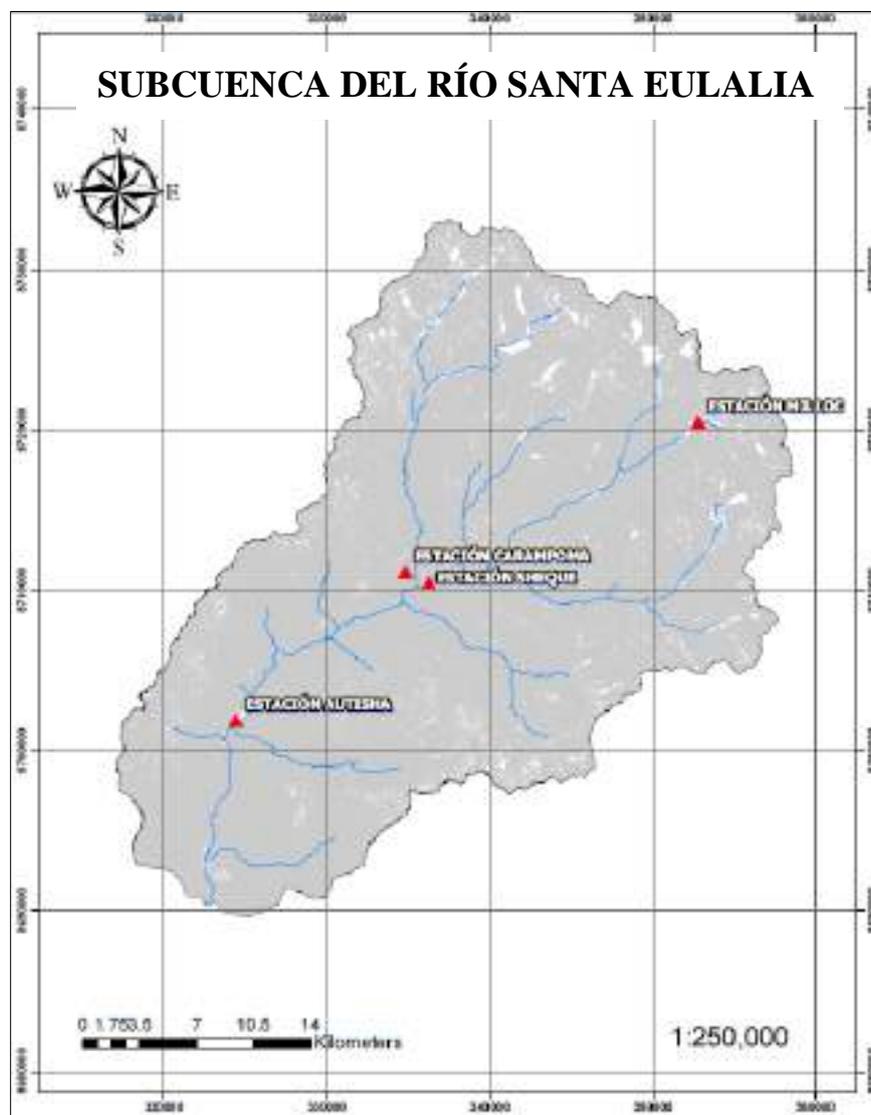


Figura 24: Subcuenca de estudio
Fuente: Autoridad Nacional del Agua (2009)

6.1.2.2. Precipitaciones máximas y análisis estadístico

La serie de 30 datos fueron proporcionados por SENAMHI y se realiza el proceso de consistencia de datos para que sean confiables. A continuación, se muestra el proceso a seguir:

- Análisis gráfico: Se realizó el análisis gráfico para observar los picos altos de precipitación en el hidrograma. En las ordenadas se ubica las precipitaciones máximas 24 horas y en las abscisas el tiempo de 30 años. Siguiendo la misma metodología se muestra las estaciones dentro de la cuenca.

En la figura 25 se muestra el hidrograma de precipitación de la estación Sheque y el pico más alto fue en el año 2017.

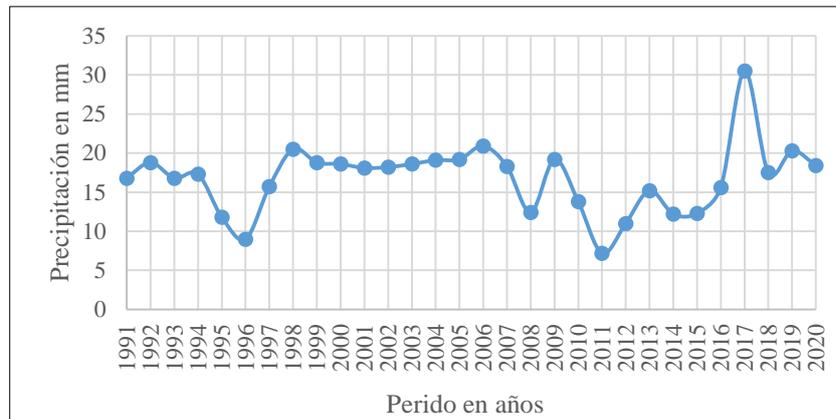


Figura 25: Hidrograma de la Estación Sheque
Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (2021)

En la figura 26 se representa el hidrograma de precipitación de la estación Carampoma y el pico más alto fue en el año 2017.

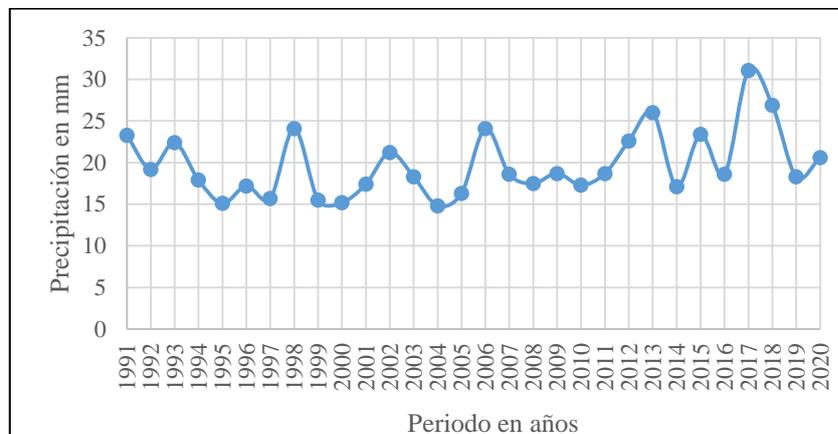


Figura 26: Hidrograma de la Estación Carampoma
Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (2021)

En la figura 27 se muestra el hidrograma de precipitación de la estación Autisha y el pico más alto fue en el año 2006.

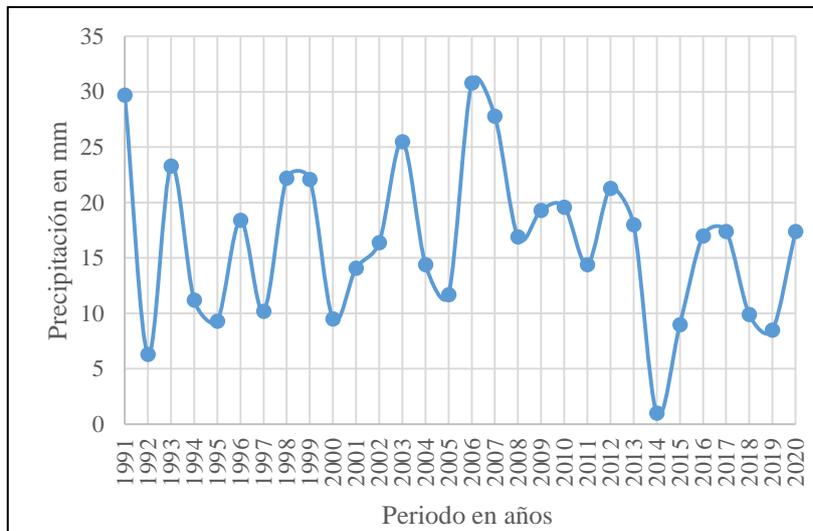


Figura 27: Hidrograma de la Estación Autisha
Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (2021)

En la figura 28 se representa el hidrograma de precipitación de la estación Milloc y el pico más alto fue en el año 1995.

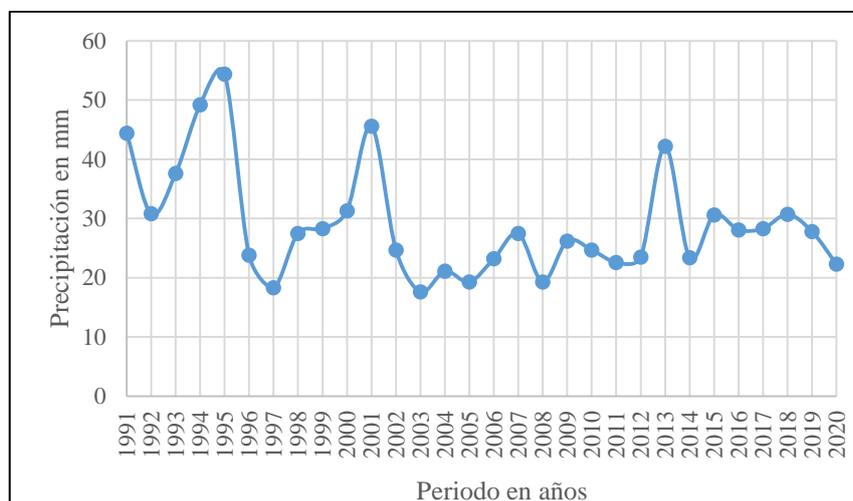


Figura 28: Hidrograma de la Estación Milloc
Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (2021)

- Análisis doble masa: Se presenta el gráfico de doble masa correspondiente a la precipitación acumulada anual de cada estación en las ordenadas y el promedio acumulado anual de las cuatro estaciones en las abscisas, del mismo modo se muestra las estaciones del área de trabajo.

La figura 29 presenta un coeficiente de correlación $R^2 = 0,997$ muy cercano a la unidad, por lo tanto, indica que existe mínima diferencia de pendiente en relación a los puntos de dispersión correspondientes a precipitaciones máximas 24 horas anuales.

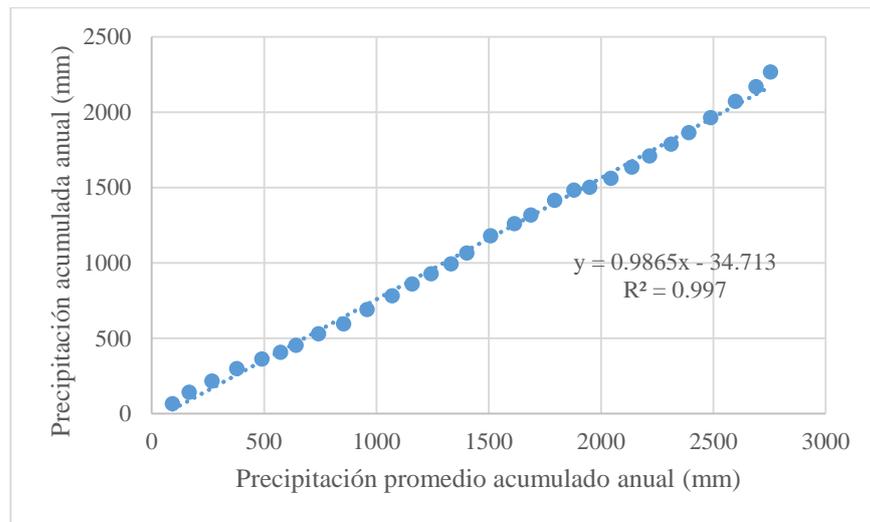


Figura 29: Doble masa - Estación Sheque
 Fuente: Elaboración propia a partir de los datos de SENAMHI

La figura 30 presenta un coeficiente de correlación $R^2 = 0,9979$ muy cercano a la unidad, por lo tanto, indica que existe mínima diferencia de pendiente en relación a los puntos de dispersión correspondientes a precipitaciones máximas 24 horas anuales.

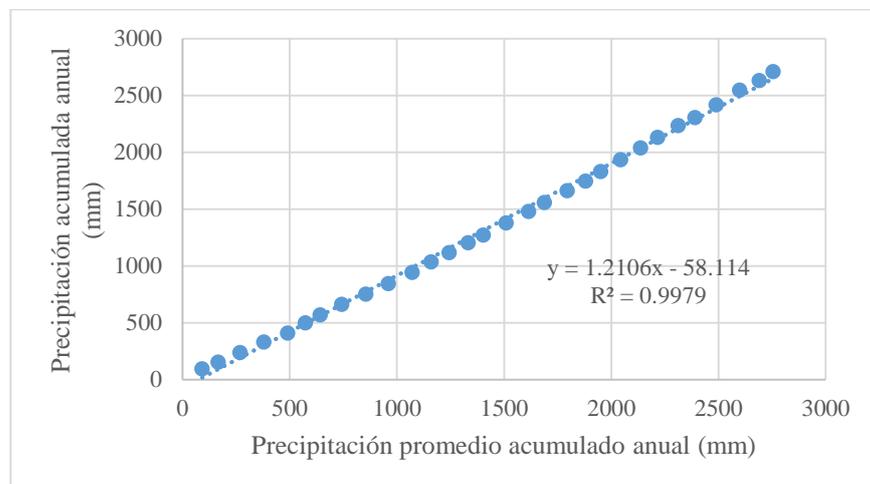


Figura 30: Doble masa - Estación Carampoma
 Fuente: Elaboración propia a partir de los datos de SENAMHI

La figura 31 presenta un coeficiente de correlación $R^2 = 0,99$ muy cercano a la unidad, por lo tanto, indica que existe mínima diferencia de pendiente en relación a los puntos de dispersión correspondientes a precipitaciones máximas 24 horas anuales.

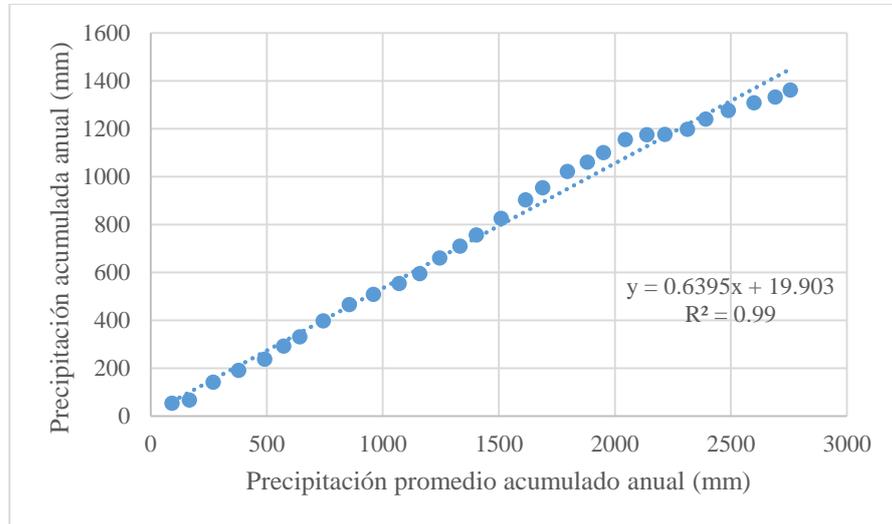


Figura 31: Doble masa - Estación Autisha
Fuente: Elaboración propia a partir de los datos de SENAMHI

La figura 32 presenta un coeficiente de correlación $R^2 = 0,9988$ muy cercano a la unidad, por lo tanto, indica que existe mínima diferencia de pendiente en relación a los puntos de dispersión correspondientes a precipitaciones máximas 24 horas anuales.

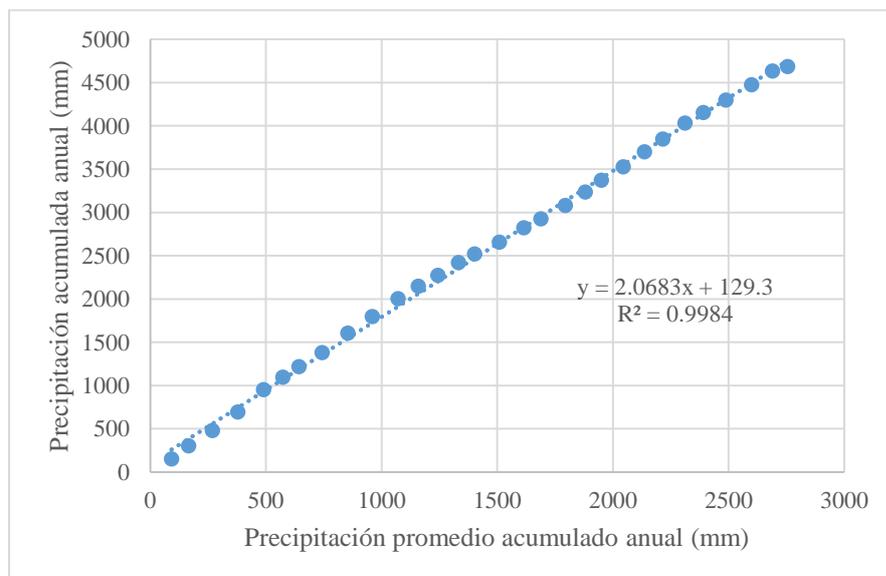


Figura 32: Doble masa - Estación Milloc
Fuente: Elaboración propia a partir de los datos de SENAMHI

- Análisis estadístico: En este análisis se debe tener en cuenta la consistencia en la media, la consistencia en la varianza y si las muestras no son significativas se proceden a eliminar los saltos.

Los datos de precipitaciones máximas 24 horas fueron proporcionados por SENAMHI comprendido entre los años 1991-2020, siendo un total de 30 años.

Después de realizar el análisis de consistencia, se tiene la tabla 8:

Tabla 8:

Precipitación máxima 24 horas

Año	Sheque	Carampoma	Autisha	Milloc
1991	16,80	23,30	29,70	33,19
1992	18,80	19,20	6,30	26,81
1993	16,80	22,40	23,30	30,0
1994	17,30	17,90	11,20	35,44
1995	11,80	15,10	9,30	37,88
1996	9,00	17,20	18,40	23,53
1997	15,70	15,70	10,20	20,95
1998	20,50	24,10	22,20	25,27
1999	18,80	15,50	22,10	25,64
2000	18,60	15,20	9,50	27,05
2001	18,10	17,40	14,10	33,75
2002	18,20	21,20	16,40	23,95
2003	18,60	18,30	25,50	20,62
2004	19,10	14,80	14,40	22,27
2005	19,20	16,30	11,70	21,42
2006	20,90	24,10	30,80	23,25
2007	18,67	18,60	27,80	27,50
2008	15,41	17,50	16,90	19,30
2009	19,16	18,70	19,30	26,20
2010	16,18	17,30	19,60	24,70
2011	12,54	18,70	14,40	22,60
2012	14,63	22,60	21,30	23,50
2013	16,95	26,00	18,00	42,20
2014	15,30	17,10	1,00	23,40
2015	15,35	23,40	9,00	30,60
2016	17,17	18,60	17,00	28,10
2017	25,40	31,10	17,40	28,30
2018	18,22	26,90	9,90	30,70
2019	19,77	18,30	8,50	27,80
2020	18,72	20,60	17,40	22,30

Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (2021)

A continuación, se detallan los resultados correspondientes a las máximas precipitaciones de cada estación meteorológica usando el software Hydrognomon V 4.0.3.

Se muestra en la figura 33 el hidrograma de la estación Sheque correspondiente entre 1991 – 2020. La precipitación máxima fue en el año 2017 con 25,4 mm de lluvia.

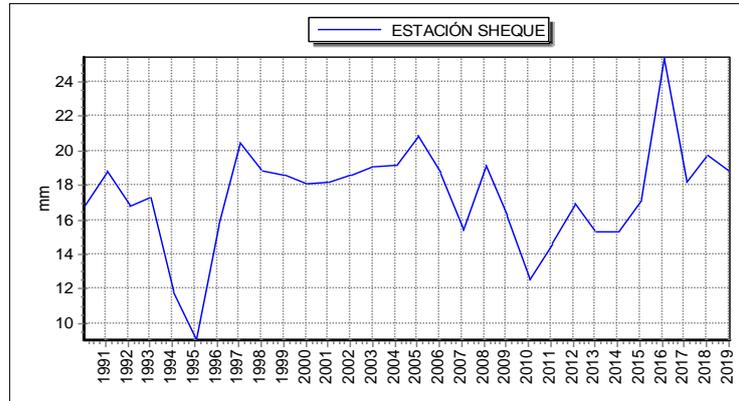


Figura 33: Precipitación Estación Sheque

Fuente: Elaboración propia a partir de los datos de SENAMHI

En la figura 34 se observa que los puntos de precipitación se aproximan a la distribución Normal.

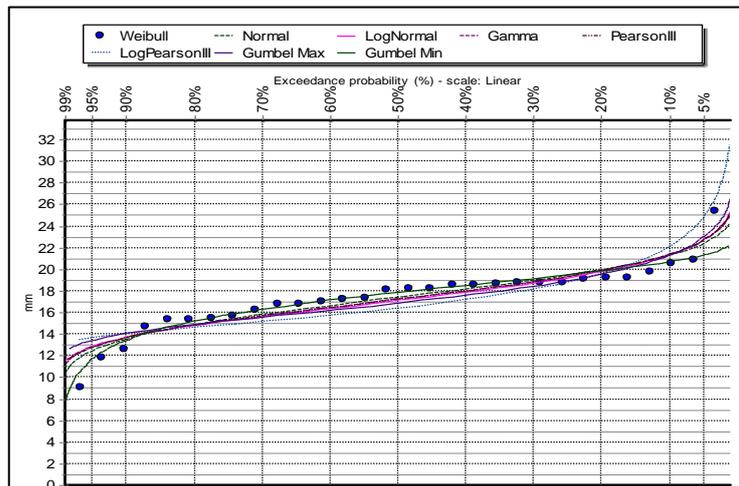


Figura 34: Comparación con los Modelos de Distribución – Estación Sheque

Fuente: Elaboración propia

Se detalla en la tabla 9 que los datos se ajustan a la distribución Normal con un delta teórico de 0,11281; siendo este dato menor en comparación de las otras distribuciones.

Tabla 9:

Resultados de la prueba de Kolmogorov – Smirnov – Estación Sheque

Prueba Kolmogorov-Smirnov para	a = 5 %	Alcanzó un	DMax
Normal	Aceptar	77,97 %	0,11281
Log Normal	Aceptar	52,25 %	0,14121
Gamma	Aceptar	62,08 %	0,13032
Pearson III	Aceptar	58,95 %	0,13373
Log Pearson III	Aceptar	6,23 %	0,23315
EV1-Max (Gumbel)	Aceptar	26,31 %	0,17646
EV1-Min (Gumbel)	Aceptar	56,72 %	0,13619

Fuente: Elaboración propia a partir del software Hydrognomon

Se muestra en la figura 35 el hidrograma de la estación Carampoma correspondiente entre 1991 – 2020. La precipitación máxima fue en el año 2017 con 31,1 mm de lluvia.

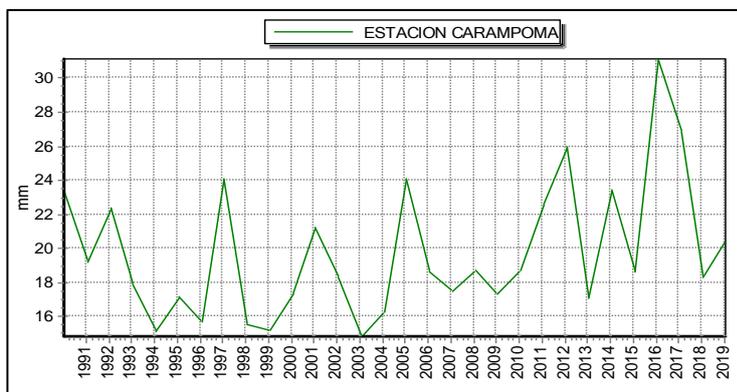


Figura 35: Precipitación Estación Carampoma
Fuente: Elaboración propia a partir de los datos de SENAMHI

Se observa en la figura 36 que los puntos de precipitación se aproximan a la distribución Log Pearson III.

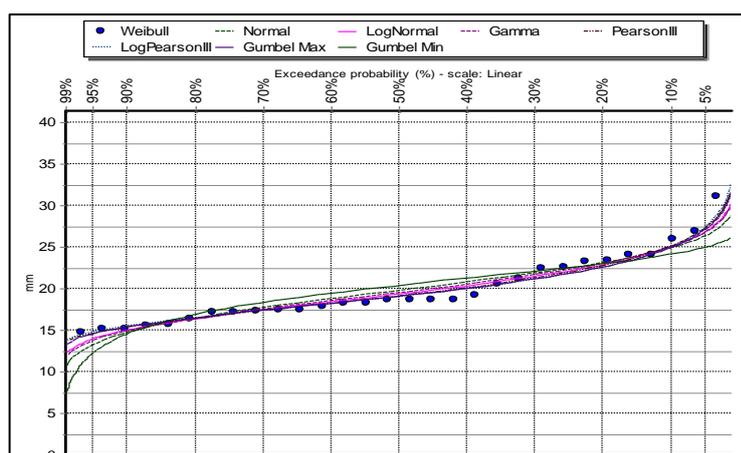


Figura 36: Comparación con los Modelos de Distribución – Estación Carampoma
Fuente: Elaboración propia

Se observa en la tabla 10 que los datos se ajustan a la distribución Log Pearson III con un delta teórico de 0,11873; siendo este dato menor en comparación de las otras distribuciones.

Tabla 10:

Resultados de la prueba de Kolmogorov – Smirnov – Estación Carampoma

Prueba Kolmogorov-Smirnov para	a = 5%	Alcanzó un	DMax
Normal	Aceptar	20,78 %	0,18691
LogNormal	Aceptar	42,95 %	0,15228
Gamma	Aceptar	35,07 %	0,16277
Pearson III	Aceptar	68,45 %	0,12341
Log Pearson III	Aceptar	72,73 %	0,11873
EV1-Max (Gumbel)	Aceptar	63,95 %	0,12829
EV1-Min (Gumbel)	Rechazar	3,46 %	0,25272

Fuente: Elaboración propia a partir del software Hydrognomon

Se muestra en la figura 37 el hidrograma de la estación Autisha correspondiente entre 1991 – 2020. La precipitación máxima fue en el año 2006 con 30,8 mm de lluvia.

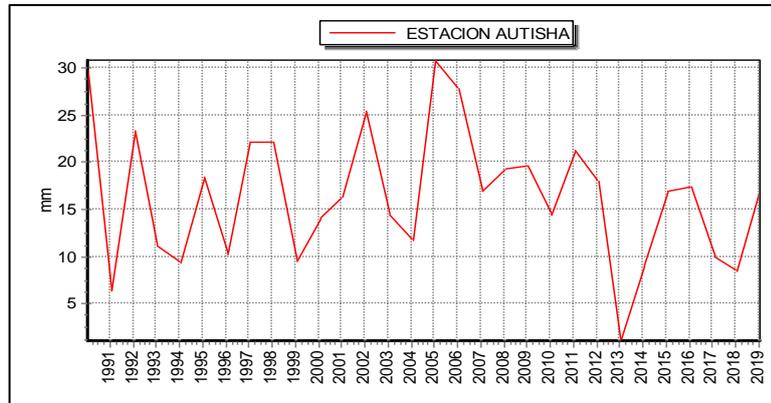


Figura 37: Precipitación Estación Autisha.

Fuente: Elaboración propia a partir de los datos de SENAMHI

En la figura 38 se plasman los puntos de precipitación que se aproximan a la distribución Normal.

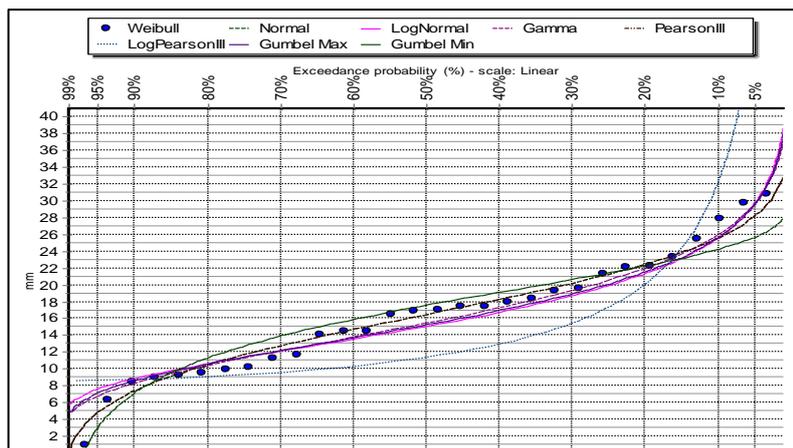


Figura 38: Comparación con los Modelos de Distribución – Estación Autisha
Fuente: Elaboración propia

Se detalla en la tabla 11 que los datos se ajustan a la distribución Normal con un delta teórico de 0,06962; siendo este dato menor en comparación de las otras distribuciones.

Tabla 11:

Resultados de la prueba de Kolmogorov – Smirnov – Estación Autisha

Prueba Kolmogorov-Smirnov para	a = 5 %	Alcanzó un	DMax
Normal	Aceptar	99,43 %	0,06962
Log Normal	Aceptar	63,12 %	0,12919
Gamma	Aceptar	84,54 %	0,10478
Pearson III	Aceptar	99,43 %	0,06962
Log Pearson III	Rechazar	0,70 %	0,29968
EV1-Max (Gumbel)	Aceptar	73,75 %	0,11760
EV1-Min (Gumbel)	Aceptar	80,56 %	0,10976

Fuente: Elaboración propia a partir del software Hydrognomon

Se muestra en la figura 39 el hidrograma de la estación Milloc correspondiente entre 1991 – 2020. La precipitación máxima fue en el año 2013 con 42,2 mm de lluvia.

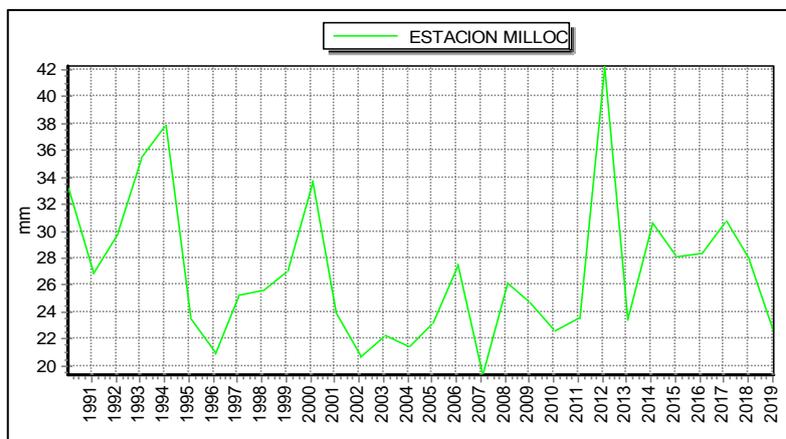


Figura 39: Precipitación Estación Milloc
Fuente: Elaboración propia a partir de los datos de SENAMHI

Se representa en la figura 48 que los puntos de precipitación se aproximan a la distribución Pearson III.

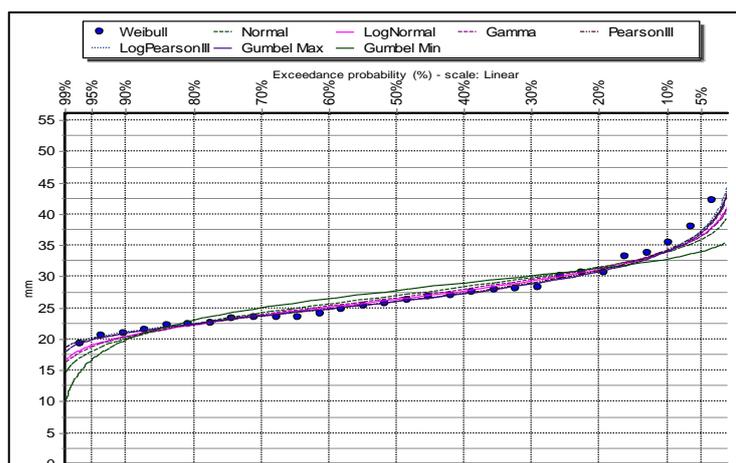


Figura 40: Comparación con los Modelos de Distribución – Estación Milloc
Fuente: Elaboración propia

Se detalla en la tabla 12 que los datos se ajustan a la distribución Pearson III con un delta teórico de 0,05871; siendo este dato menor en comparación de las otras distribuciones.

Tabla 12:
Resultados de la prueba de Kolmogorov – Smirnov – Estación Milloc

Prueba Kolmogorov-Smirnov para	a = 5%	Alcanzó un	DMax
Normal	Aceptar	80,04 %	0,11037
LogNormal	Aceptar	98,51 %	0,07615
Gamma	Aceptar	95,48 %	0,08640
Pearson III	Aceptar	99,94 %	0,05871
Log Pearson III	Aceptar	99,64 %	0,06704
EV1-Max (Gumbel)	Aceptar	99,23 %	0,07149
EV1-Min (Gumbel)	Aceptar	30,03 %	0,17031

Fuente: Elaboración propia a partir del software Hydrognomon

Se analizó mediante el software Hydrognomon V.4.0.3 para saber a qué modelo de distribución se ajusta. En resumen, se muestra la tabla 13 con los deltas teóricos ajustados a los modelos de distribución probabilística de las cuatro estaciones meteorológicas:

*Tabla 13:
Prueba de bondad de ajuste - Smirnov Kolmogorov de cada Estación*

Estación	Delta teórico	Se ajusta al Modelo de Distribución
1.Sheque	0,11281	Normal
2.Carampoma	0,11873	Log Pearson III
3.Autisha	0,06962	Normal
4.Milloc	0,05871	Pearson III

Fuente: Elaboración propia

6.1.2.2. Periodo de retorno y curvas IDF

A continuación, se muestra la tabla 14 de precipitaciones en función del tiempo de retorno multiplicado por el factor de corrección 1,13; este factor depende del número de observaciones, en este caso los datos son observados una sola vez.

*Tabla 14:
Precipitación en función del periodo de retorno*

Estación	Sheque	Carampoma	Autisha	Milloc
T (años)	Normal	Log Pearson Tipo III	Normal	Pearson Tipo III
5	22,52	25,52	25,30	35,02
10	24,01	28,23	28,83	38,63
15	24,77	29,79	30,59	40,61
20	25,26	30,89	31,74	41,98
25	25,62	31,75	32,59	43,02
30	25,90	32,45	32,13	43,86
50	26,65	34,43	35,02	46,16
100	27,58	37,18	37,21	49,19
140	28,00	38,53	38,19	50,62
200	28,54	39,99	39,21	52,14
500	29,46	43,88	41,63	55,94

Fuente: Elaboración propia

Precipitación a intensidad: Las precipitaciones se transforman a intensidad (mm/hora) en función del periodo de retorno.

En la tabla 15 se muestran intensidades en función de 5; 10; 15; 20; 25; 30; 50; 100; 140; 200 y 500 años de periodo de retorno en relación de 5 a 1440 minutos de la Estación Sheque. La mayor intensidad de lluvia se refleja en los primeros cinco minutos.

*Tabla 15:
Intensidad en función del periodo de retorno - Estación Sheque*

Tiempo Minutos	Periodo de retorno en años										
	5	10	15	20	25	30	50	100	140	200	500
5	65,64	69,96	72,12	73,56	74,64	75,48	77,64	80,28	81,60	83,16	85,80
10	39,00	41,58	42,90	43,74	44,40	44,88	46,14	47,76	48,48	49,44	51,00
15	28,76	30,68	31,64	32,28	32,72	33,08	34,04	35,24	35,80	36,48	37,64
20	23,19	24,72	25,50	26,01	26,40	26,67	27,45	28,41	28,83	29,40	30,33
25	19,61	20,93	21,58	22,01	22,32	22,56	23,21	24,02	24,38	24,86	25,66
30	17,12	18,24	18,82	19,20	19,46	19,68	20,24	20,96	21,28	21,68	22,38
60	10,17	10,85	11,19	11,41	11,58	11,70	12,04	12,46	12,65	12,89	13,31
90	7,51	8,01	8,26	8,42	8,54	8,63	8,89	9,19	9,33	9,51	9,82
120	6,05	6,45	6,66	6,79	6,89	6,96	7,16	7,41	7,52	7,67	7,92
150	5,12	5,46	5,63	5,74	5,82	5,88	6,06	6,27	6,36	6,48	6,70
180	4,46	4,76	4,91	5,01	5,08	5,13	5,28	5,47	5,55	5,66	5,84
210	3,98	4,24	4,37	4,46	4,52	4,57	4,71	4,87	4,94	5,04	5,20
240	3,60	3,84	3,96	4,04	4,09	4,14	4,26	4,41	4,47	4,56	4,71
300	3,04	3,24	3,35	3,41	3,46	3,50	3,60	3,73	3,78	3,86	3,98
360	2,65	2,83	2,92	2,98	3,02	3,05	3,14	3,25	3,30	3,36	3,47
480	2,14	2,28	2,35	2,40	2,43	2,46	2,53	2,62	2,66	2,71	2,80
600	1,81	1,93	1,99	2,03	2,06	2,08	2,14	2,22	2,25	2,29	2,37
720	1,58	1,68	1,74	1,77	1,80	1,82	1,87	1,93	1,96	2,00	2,06
1440	0,94	1,00	1,03	1,05	1,07	1,08	1,11	1,15	1,17	1,19	1,23

Fuente: Elaboración propia a partir de los datos de SENAMHI

La tabla 16 muestra intensidades en función de 5; 10; 15; 20; 25; 30; 50; 100; 140; 200 y 500 años de periodo de retorno en relación de 5 a 1440 minutos de la Estación Carampoma. La mayor intensidad de lluvia se refleja en los primeros cinco minutos.

*Tabla 16:
Intensidad en función del periodo de retorno - Estación Carampoma*

Tiempo Minutos	Periodo de retorno en años										
	5	10	15	20	25	30	50	100	140	200	500
5	74,28	82,20	86,76	90,00	92,52	94,56	100,32	108,36	112,20	116,52	127,80
10	44,22	48,90	51,60	53,52	55,02	56,22	59,64	64,38	66,72	69,24	76,02
15	32,60	36,08	38,08	39,48	40,56	41,48	44,00	47,52	49,24	51,12	56,08
20	26,28	29,07	30,69	31,80	32,70	33,42	35,46	38,28	39,69	41,19	45,18
25	22,22	24,60	25,94	26,90	27,65	28,27	30,00	32,40	33,58	34,85	38,23
30	19,40	21,46	22,64	23,48	24,12	24,66	26,16	28,26	29,28	30,38	33,34
60	11,53	12,75	13,46	13,96	14,34	14,66	15,56	16,80	17,41	18,07	19,83
90	8,51	9,41	9,93	10,30	10,59	10,82	11,48	12,39	12,85	13,33	14,63
120	6,86	7,59	8,01	8,30	8,53	8,72	9,25	9,99	10,35	10,75	11,79
150	5,80	6,42	6,77	7,02	7,22	7,38	7,82	8,45	8,76	9,09	9,97
180	5,06	5,60	5,90	6,12	6,29	6,43	6,82	7,37	7,64	7,93	8,70
210	4,51	4,99	5,26	5,45	5,61	5,73	6,08	6,57	6,80	7,06	7,75
240	4,08	4,51	4,76	4,94	5,07	5,18	5,50	5,94	6,16	6,39	7,01
300	3,45	3,81	4,03	4,17	4,29	4,38	4,65	5,02	5,21	5,40	5,93
360	3,01	3,33	3,51	3,64	3,74	3,83	4,06	4,38	4,54	4,71	5,17
480	2,42	2,68	2,83	2,93	3,02	3,08	3,27	3,53	3,66	3,80	4,17
600	2,05	2,27	2,39	2,48	2,55	2,61	2,77	2,99	3,10	3,21	3,53
720	1,79	1,98	2,09	2,17	2,23	2,27	2,41	2,61	2,70	2,80	3,08
1440	1,06	1,18	1,24	1,29	1,32	1,35	1,43	1,55	1,61	1,67	1,83

Fuente: Elaboración propia a partir de los datos de SENAMHI

En la tabla 17 se observa intensidades en función de 5; 10; 15; 20; 25; 30; 50; 100; 140; 200 y 500 años de periodo de retorno en relación de 5 a 1440 minutos de la Estación Autisha. La mayor intensidad de lluvia se refleja en los primeros cinco minutos.

*Tabla 17:
Intensidad en función del periodo de retorno - Estación Autisha*

Tiempo Minutos	Periodo de retorno en años										
	5	10	15	20	25	30	50	100	140	200	500
5	73,68	84,00	89,16	92,40	94,92	93,60	102,00	108,36	111,24	114,24	121,32
10	43,80	49,92	52,98	54,96	56,46	55,68	60,66	64,44	66,12	67,92	72,12
15	32,32	36,84	39,08	40,56	41,64	41,04	44,76	47,56	48,80	50,12	53,20
20	26,07	29,70	31,50	32,70	33,57	33,09	36,06	38,31	39,33	40,38	42,87
25	22,03	25,10	26,64	27,65	28,39	27,98	30,50	32,42	33,26	34,15	36,26
30	19,22	21,90	23,24	24,12	24,76	24,42	26,60	28,28	29,02	29,80	31,64
60	11,43	13,03	13,82	14,34	14,72	14,52	15,82	16,81	17,25	17,72	18,81
90	8,43	9,61	10,20	10,58	10,87	10,71	11,67	12,41	12,73	13,07	13,88
120	6,80	7,75	8,22	8,53	8,76	8,63	9,41	10,00	10,26	10,54	11,19
150	5,75	6,55	6,95	7,21	7,40	7,30	7,96	8,46	8,68	8,91	9,46
180	5,01	5,71	6,06	6,29	6,46	6,37	6,94	7,38	7,57	7,77	8,25
210	4,47	5,09	5,40	5,60	5,75	5,67	6,18	6,57	6,74	6,92	7,35
240	4,04	4,61	4,89	5,07	5,21	5,13	5,60	5,95	6,10	6,26	6,65
300	3,42	3,90	4,13	4,29	4,40	4,34	4,73	5,03	5,16	5,30	5,63
360	2,98	3,40	3,61	3,74	3,84	3,79	4,13	4,39	4,50	4,62	4,91
480	2,40	2,74	2,91	3,02	3,10	3,05	3,33	3,53	3,63	3,72	3,95
600	2,03	2,32	2,46	2,55	2,62	2,58	2,81	2,99	3,07	3,15	3,35
720	1,77	2,02	2,14	2,22	2,28	2,25	2,45	2,61	2,68	2,75	2,92
1440	1,05	1,20	1,27	1,32	1,36	1,34	1,46	1,55	1,59	1,63	1,73

Fuente: Elaboración propia a partir de los datos de SENAMHI

La tabla 18 muestra intensidades en función de 5; 10; 15; 20; 25; 30; 50; 100; 140; 200 y 500 años de periodo de retorno en relación de 5 a 1440 minutos de la Estación Milloc. Asimismo, la mayor intensidad de lluvia se refleja en los primeros cinco minutos.

*Tabla 18:
Intensidad en función del periodo de retorno - Estación Milloc*

Tiempo Minutos	Periodo de retorno en años										
	5	10	15	20	25	30	50	100	140	200	500
5	102,00	112,56	118,32	122,28	125,28	127,80	134,52	143,28	147,48	151,92	162,96
10	60,66	66,90	70,32	72,72	74,52	75,96	79,98	85,20	87,66	90,30	96,90
15	44,76	49,36	51,88	53,64	54,96	56,04	59,00	62,84	64,68	66,64	71,48
20	36,06	39,78	41,82	43,23	44,31	45,18	47,55	50,67	52,14	53,70	57,60
25	30,50	33,65	35,38	36,58	37,49	38,21	40,22	42,86	44,09	45,43	48,74
30	26,60	29,36	30,86	31,90	32,68	33,32	35,08	37,38	38,46	39,62	42,50
60	15,82	17,45	18,35	18,97	19,44	19,82	20,86	22,22	22,87	23,56	25,27
90	11,67	12,88	13,54	13,99	14,34	14,62	15,39	16,40	16,87	17,38	18,65
120	9,41	10,38	10,91	11,28	11,56	11,79	12,40	13,22	13,60	14,01	15,03
150	7,96	8,78	9,23	9,54	9,78	9,97	10,49	11,18	11,50	11,85	12,71
180	6,94	7,66	8,05	8,32	8,53	8,69	9,15	9,75	10,03	10,33	11,09
210	6,18	6,82	7,17	7,41	7,59	7,74	8,15	8,69	8,94	9,21	9,88
240	5,60	6,17	6,49	6,71	6,87	7,01	7,37	7,86	8,09	8,33	8,94
300	4,73	5,22	5,49	5,67	5,81	5,93	6,24	6,65	6,84	7,05	7,56
360	4,13	4,55	4,79	4,95	5,07	5,17	5,44	5,80	5,97	6,15	6,59
480	3,33	3,67	3,86	3,99	4,09	4,17	4,38	4,67	4,81	4,95	5,31
600	2,81	3,10	3,26	3,37	3,46	3,52	3,71	3,95	4,07	4,19	4,49
720	2,45	2,71	2,85	2,94	3,02	3,07	3,24	3,45	3,55	3,65	3,92
1440	1,46	1,61	1,69	1,75	1,79	1,83	1,92	2,05	2,11	2,17	2,33

Fuente: Elaboración propia a partir de los datos de SENAMHI

Riesgo de falla: El periodo de retorno será de 140 años y la vida útil de la estructura será de 40 años. Para encontrar el riesgo de falla aceptable se reemplaza en la fórmula:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{140}\right)^{40}$$

$R = 0,249$ convirtiendo a porcentaje 25 % el riesgo es aceptable de acuerdo al Manual del MTC (2011).

La curva IDF para 140 años de periodo de retorno, está compuesto por la intensidad en mm/h que se encuentra en el eje “Y” y el tiempo en minutos que se encuentra en el eje “X”. De igual forma, se puede observar la fórmula de la curva y coeficiente de correlación de 0,999 muy cercano a la unidad. Esta curva nos sirve para obtener el caudal, se intersecan la intensidad con el tiempo de concentración en minutos.

En la figura 41 se presenta la curva IDF en función de la ecuación obtenida mediante el Método de Aparicio. Tiene una duración de 1440 minutos versus la intensidad en mm/hora correspondiente a la estación Sheque. La ecuación de intensidad de la curva está en función del tiempo y el periodo de retorno.

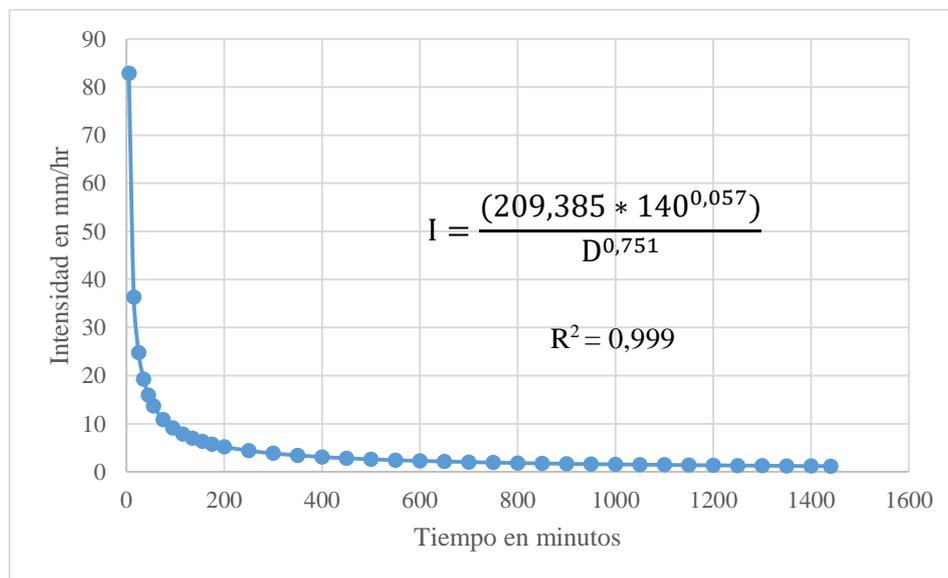


Figura 41: Curva IDF - 140 años - Estación Sheque
Fuente: Elaboración propia

En la figura 42 se observa la curva IDF en función de la ecuación obtenida mediante el Método de Aparicio. Tiene una duración de 1440 minutos versus la intensidad en mm/hora correspondiente a la estación Carampoma. La ecuación de intensidad de la curva está en función del tiempo y el periodo de retorno.

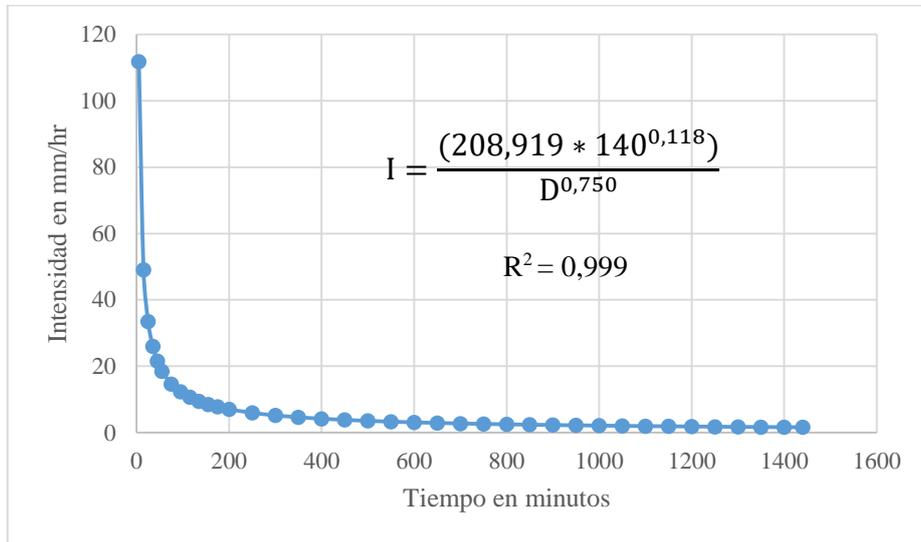


Figura 42: Curva IDF - 140 años - Estación Carampoma
Fuente: Elaboración propia

En la figura 43 se presenta la curva IDF en función de la ecuación obtenida mediante el Método de Aparicio. Tiene una duración de 1440 minutos versus la intensidad en mm/hora correspondiente a la estación Autisha. La ecuación de intensidad de la curva está en función del tiempo y el periodo de retorno.

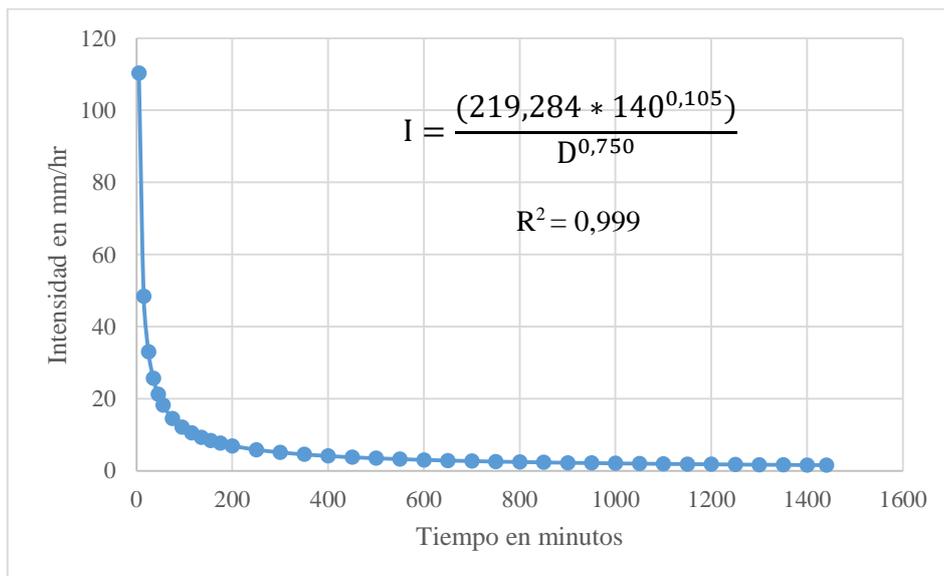


Figura 43: Curva IDF - 140 años - Estación Autisha
Fuente: Elaboración propia

En la figura 44 se muestra la curva IDF en función de la ecuación obtenida mediante el Método de Aparicio. Tiene una duración de 1440 minutos versus la intensidad en mm/hora correspondiente a la estación Milloc. La ecuación de intensidad de la curva está en función del tiempo y el periodo de retorno.

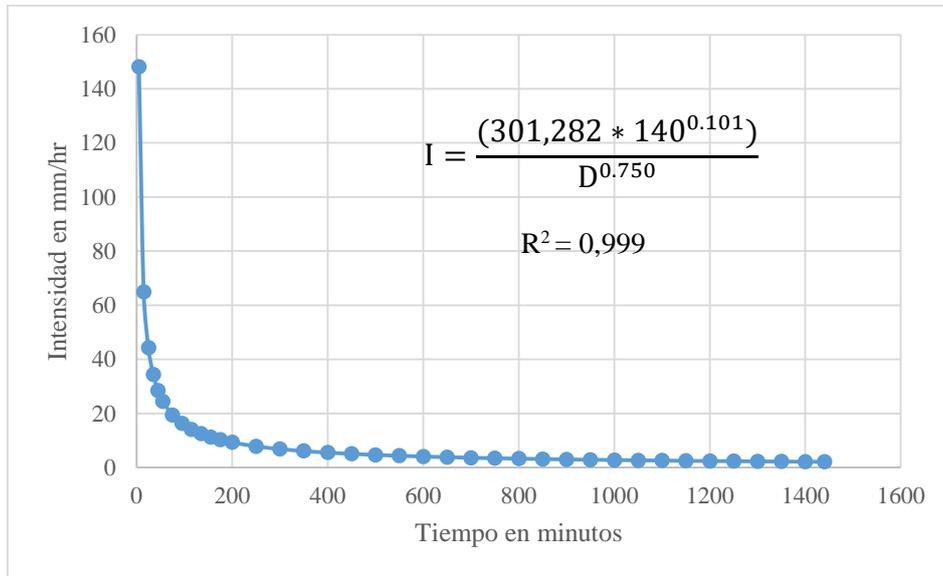


Figura 44: Curva IDF - 140 años - Estación Milloc
Fuente: Elaboración propia

6.1.2.3. Hietograma de frecuencia

Después de obtener la ecuación de intensidad se procede a calcular el hietograma mediante el método de los bloques alternos. A continuación, se muestra las figuras de los hietogramas:

En la figura 45 se observa el hietograma es de 140 años de retorno y la mayor precipitación es de 12,84 mm correspondiente a la Estación Sheque.

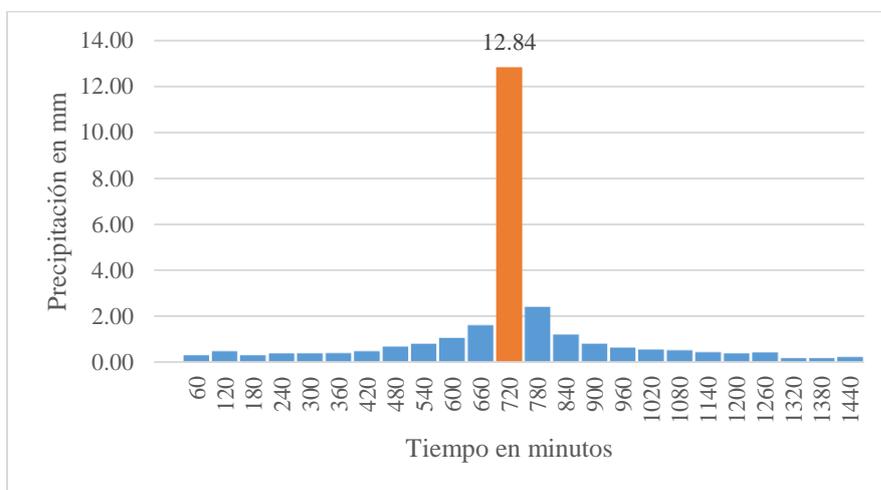


Figura 45: Hietograma 140 años - Estación Sheque
Fuente: Elaboración propia

En la figura 46 se observa el hietograma es de 140 años de retorno y la mayor precipitación es de 17,36 mm correspondiente a la Estación Carampoma.

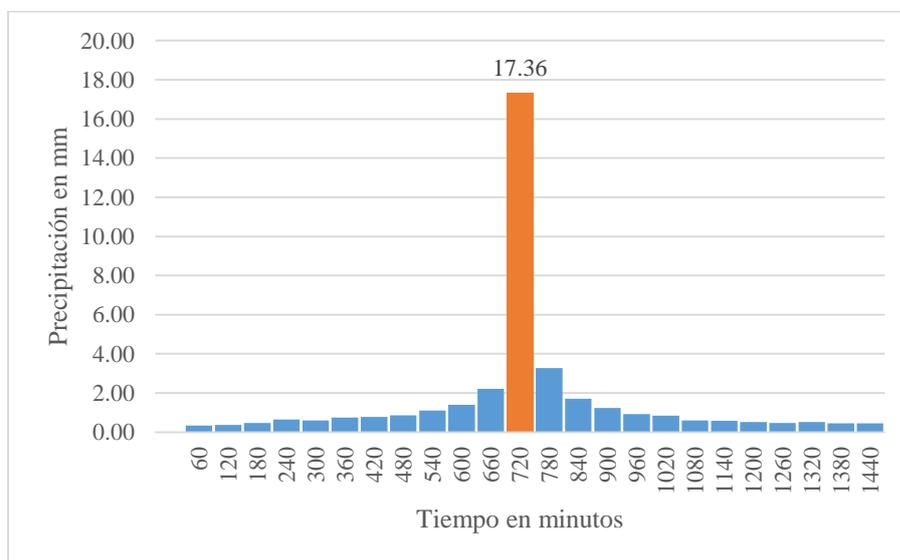


Figura 46: Hietograma 140 años - Estación Carampoma
Fuente: Elaboración propia

En la figura 47 se presenta el hietograma es de 140 años de retorno y la mayor precipitación es de 17,11 mm correspondiente a la Estación Autisha.



Figura 47: Hietograma 140 años - Estación Autisha
Fuente: Elaboración propia

En la figura 48 se observa el hietograma es de 140 años de retorno y la mayor precipitación es de 22,96 mm correspondiente a la Estación Milloc.

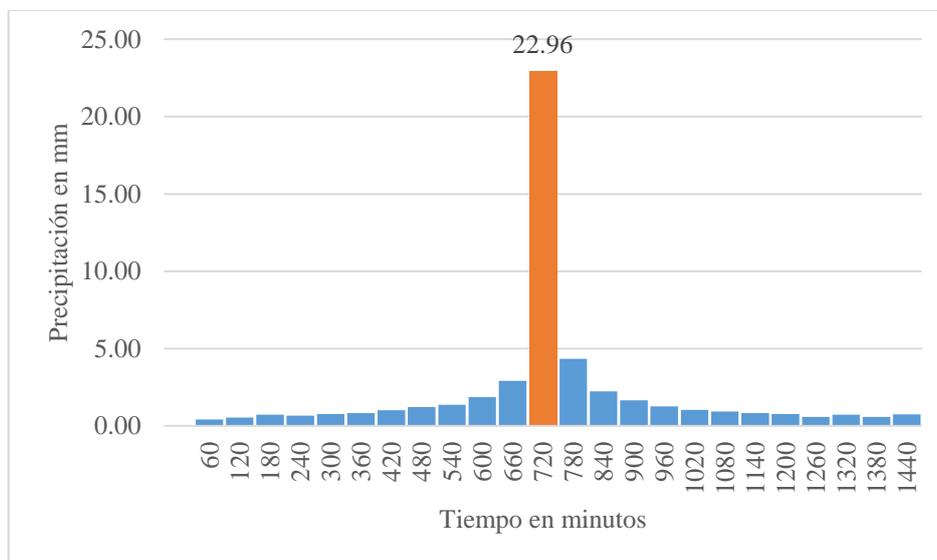


Figura 48: Hietograma 140 años - Estación Milloc
Fuente: Elaboración propia

6.1.3. Variables hidráulicas

6.1.3.1. Caudal con HEC-HMS V 4.4.1

Para utilizar el software HEC-HMS V 4.4.1 primero se debe obtener los siguientes datos.

- Curva Número de la cuenca (CN): 72. Este valor se obtiene con el uso del suelo y permeabilidad la cuenca en condiciones húmedas. Se calculó con el software ArcGis V10.3.
- Área de cada estación: En la tabla 19 se observa las áreas obtenidos del polígono de Thiessen con el software ArcGis V.10.3.

*Tabla 19:
Áreas de la cuenca de estudio por Polígono de Thiessen*

Estación	Área	Unidad
Sheque	243,50	km ²
Carampoma	184,79	km ²
Autisha	254,74	km ²
Milloc	311,65	km ²
Total	994,68	km²

Fuente: Elaboración propio

- Longitud de cauce a la desembocadura: En la tabla 20 se muestra la longitud de la estación meteorológica a la desembocadura de la cuenca.

*Tabla 20:
Longitud de cauce a la desembocadura*

Estación	Longitud	Unidad
Sheque	29,70	km
Carampoma	29,70	km
Autisha	13,70	km
Milloc	54,59	km

Fuente: Elaboración propia

- Tiempo de concentración: Se calculó con 5 fórmulas de tiempo de concentración como se observa en la tabla 21 y después se obtuvo el promedio y con ese dato se calculó el caudal.

Tabla 21:
Tiempo de concentración de la cuenca de estudio

Tiempo de concentración	Longitud 1	Longitud 2	Longitud 3
Fórmula de Kirpich	4,34	2,72	1,5
Fórmula de Temez	10,81	6,8	3,78
Fórmula de California	4,06	2,01	0,82
Fórmula de Giandotti	4,25	3,49	3,00
Fórmula Método del SCS	4,24	2,61	1,40
Promedio	5,54	3,53	2,1

Fuente: Elaboración propia

- Tiempo de retardo: Llega a ser 60 % del tiempo de concentración. $T_c = 0,6 * TC$

Tabla 22:
Tiempo de retardo de la cuenca de estudio

Estación	Tiempo de retardo			
Sheque y Carampoma	2,12	horas	127,2	minutos
Autisha	1,26	horas	75,60	minutos
Milloc	3,32	horas	199,2	minutos

Fuente: Elaboración propia

- Abstracción inicial: $I_0 = 0,2 * S$ $S = \frac{25400}{CN} - 254$

La abstracción inicial de la cuenca es de 19,76 mm.

En la figura 49 se muestra la subcuenca Santa Eulalia con las 4 estaciones meteorológicas que escurren en el desemboque.



Figura 49: Subcuenca en HEC–HMS para hallar el caudal
Fuente: Elaboración propia

Después de ingresar los hietogramas con diferentes periodos de retorno al software HEC-HMS V.4.4.1 se obtienen los siguientes resultados. Cada figura tiene un escurrimiento de 24 horas y el pico más alto se alcanza en los intervalos de 3 a 6 de la tarde. En la figura 50 se muestra el caudal con 140 años de periodo de retorno que escurre hacia la desembocadura. El máximo caudal de la subcuenca Santa Eulalia es de 106,5 m³/s.

Project: CUENCA - TESIS Simulation Run: Run 9

Start of Run: 01oct2021, 00:00 Basin Model: Subcuenca Santa Eulalia
 End of Run: 02oct2021, 00:00 Meteorologic Model: Met 1
 Compute Time: 03Nov2021, 00:17:45 Control Specifications: Control 1

Show Elements: All Elements Volume Units: MM 1000 MG Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Milloc	311.65	68.3	01oct2021, 16:00	6.12
Autisha	254.74	25.4	01oct2021, 14:00	2.60
Sheque	243.50	4.2	01oct2021, 19:00	0.57
Cerepome	184.79	17.2	01oct2021, 15:00	2.57
Tramo río	994.68	106.5	01oct2021, 17:00	2.98
Desenboque	994.68	106.5	01oct2021, 17:00	2.98

Figura 50: Caudal para 140 años de retorno
 Fuente: Elaboración propia

En la figura 51 se presenta el hidrograma unitario por el método SCS. Las barras de color rojo representan la infiltración, mientras, del color azul representa las precipitaciones en el desemboque durante 24 horas. El punto máximo se encuentra en el intervalo de 3 - 6 de la tarde y forma una curva de escorrentía de agua superficial.

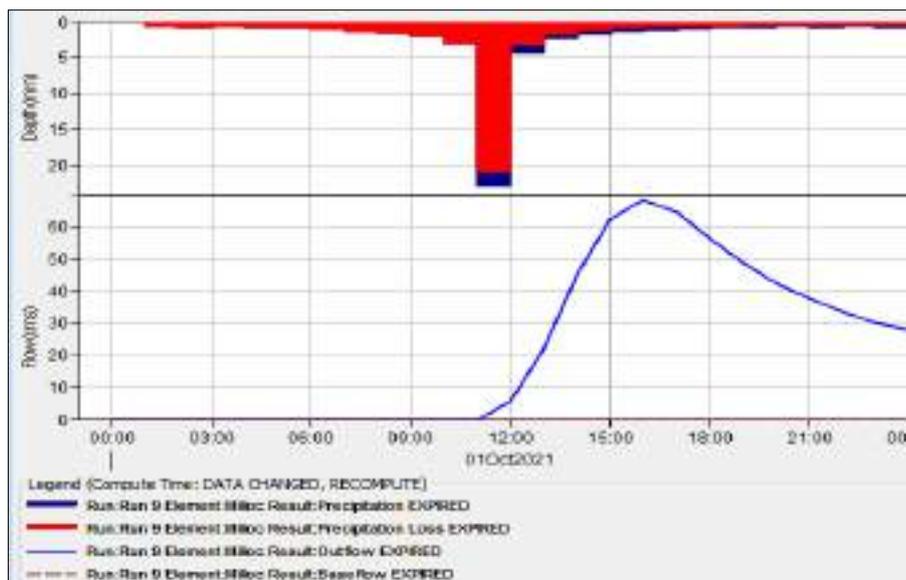


Figura 51: Curva para caudal de 140 años de retorno
 Fuente: Elaboración propia

En la figura 52 se observa el caudal en el desembocamiento durante 24 horas, se observa que el pico más alto se encuentra entre 5 – 6 pm de la tarde.

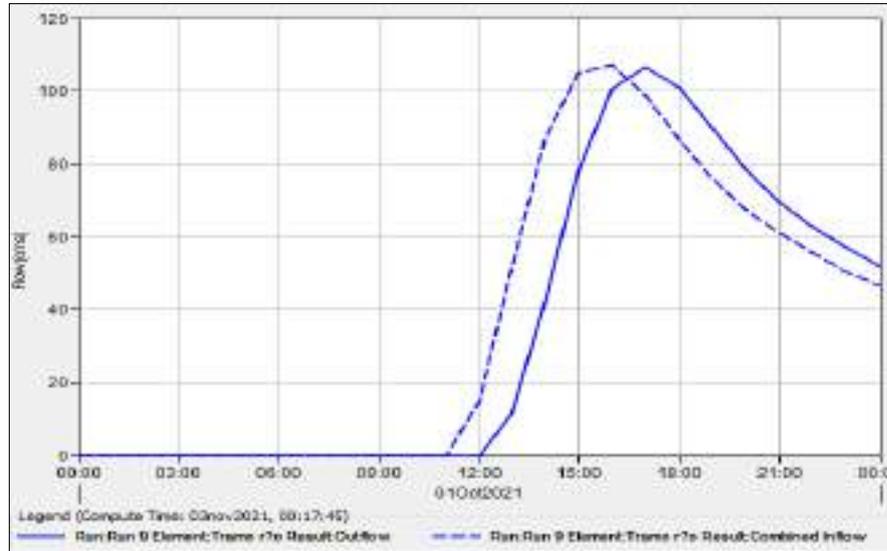


Figura 52: Desembocamiento de la cuenca para 140 años de retorno
Fuente: Elaboración propia

Se muestra en la tabla 23 el resumen de los caudales después de procesar los datos en el software HEC-HMS V.4.4.1. Además, la velocidad del cauce es 0,88 m/s que fue obtenido por el método del flotador para tener una visión más amplia de la rapidez que fluye el río.

Tabla 23:
Resumen de caudales

Periodo de retorno	Caudal (m ³ /s)
TR = 5	23,10
TR = 10	32,50
TR = 15	41,10
TR = 20	46,60
TR = 30	57,20
TR = 50	69,00
TR = 100	94,80
TR = 140	106,5
TR = 200	121,7
TR = 500	166,0

Fuente: Elaboración propia

6.1.3.2. Tirante de agua con HEC – RAS V.5.0.7

- Levantamiento topográfico: Se realizó para obtener curvas de nivel y generar la superficie. La superficie de terreno elaborada en el programa Civil 3D se exporta al programa HEC-RAS V.5.0.7 para la simulación de inundación.

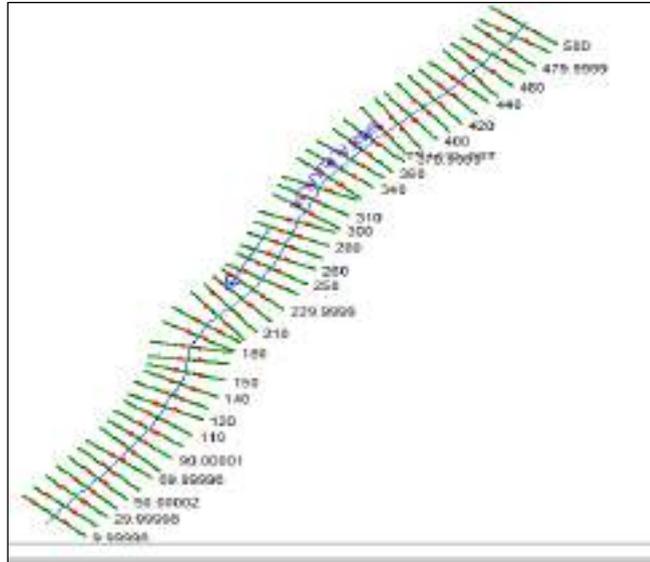


Figura 53: Cauce del río en HEC-RAS V.5.0.7

Fuente: Elaboración propia

- Caudales: Los caudales se obtuvieron con el programa HEC-HMS V4.4.1. para insertar estos valores y obtener el tirante de agua crítico para 140 años.

Tabla 24:

Caudales para HEC-RAS V.5.0.7

TR	Caudales (m ³ /s)					
	30	50	100	140	200	500
	57,20	69,0	94,8	106,5	121,7	166,0

Fuente: Elaboración propia

- Rugosidad de Manning (n): Se escogió el número de Manning de 0,136 para el centro teniendo en cuenta la información de la tabla 26 y 0,035 para el centro teniendo en cuenta la tabla 27.
 - ✓ Elección para el centro: n = 0,136 (Tabla 26)
 - ✓ Elección para los bordes: n = 0,035 (Tabla 27)

Tabla 25:
Coeficiente de Manning

Consideraciones del canal		Valores	
Material considerado	Tierra		0,020
	Roca cortada	n ₀	0,025
	Grava fina		0,024
	Grava gruesa		0,028
Grado de irregularidad	Liso		0,000
Grado de irregularidad	Menor	n ₁	0,005
	Moderado		0,010
	Severo		0,020
	Variaciones de la sección transversal del canal		Gradual
Variaciones de la sección transversal del canal	Ocasionalmente alternante	n ₂	0,005
	Frecuentemente alternante		0,010 - 0,015
	Efecto relativo de obstrucciones		Despreciable
Efecto relativo de obstrucciones	Menor	n ₃	0,010 - 0,015
	Apreciable		0,020 - 0,030
	Severo		0,040 - 0,060
	Vegetación		Baja
Vegetación	Media	n ₄	0,010 - 0,025
	Alta		0,025 - 0,050
	Muy alta		0,050 - 0,100
Cantidad de meandros	Menor		1,000
	Apreciable	n ₅	1,150
	Severa		1,300

Fuente: Ven Te Chow, *Hidráulica de canales abiertos*, (2002)

Se realiza los cálculos para hallar el número de Manning de los bordes del cauce del río teniendo en cuenta la tabla 26.

Tabla 26:
Coeficiente Manning del cauce del río Santa Eulalia

Sección de río - Santa Eulalia (Centro)		Valores	
Material considerado	Grava gruesa	n ₀	0,028
Grado de irregularidad	Severo	n ₁	0,020
Variaciones de la sección transversal del canal	Frecuentemente alternante	n ₂	0,010
Efecto relativo de obstrucciones	Menor	n ₃	0,010
Vegetación	Alta	n ₄	0,050
Cantidad de meandros	Apreciable	n ₅	1,150
Coeficiente de rugosidad	n = (n₀+n₁+n₂+n₃+n₄)*n₅	n	0,136

Fuente: Elaboración propia a partir de Ven Te Chow

*Tabla 27:
Valores rugosidad de Manning (n)*

Cauce con fondo solido sin irregularidades	0,025
Cauces de río con acarreo irregular	0.030 - 0.029
Cauces de ríos con vegetación	0.033 - 0.029
Cauces naturales con derrubio e irregularidades	0,033
Cauces de río con fuerte transporte de acarreo	0,035
Torrentes con piedras de tamaño de una cabeza	0,040 - 0,036
Torrentes con derrubio grueso y acarreo móvil	0,045 - 0,050

Fuente: Benavides, E. (2015)

Luego de realizar la simulación con el software HEC- RAS V.5.0.7 se obtiene los siguientes resultados:

Tirante máximo: Se obtuvo por las secciones transversales del río y se utilizó el coeficiente de Manning de 0,136 para las secciones del centro y 0,035 para el centro. A continuación, en la tabla 28 se muestran los tirantes de acuerdo a cada periodo de retorno:

*Tabla 28:
Tirantes máximos para cada periodo de retorno*

Periodo de retorno (años)	Tirante máximo (m)					
	30	50	100	140	200	500
	1,02	1,14	1,37	1,46	1,59	1,89

Fuente: Elaboración propia

En la figura 54 se observa la sección transversal del río Santa Eulalia y los polígonos de inundación con 140 años de periodo de retorno con un caudal de 106,5 m³/s alcanzando un tirante máximo de 1,46 m. La zona crítica a inundación es el margen derecho en sentido de la corriente del río, es decir aguas abajo. La velocidad en la sección es de 1,60 m/s.

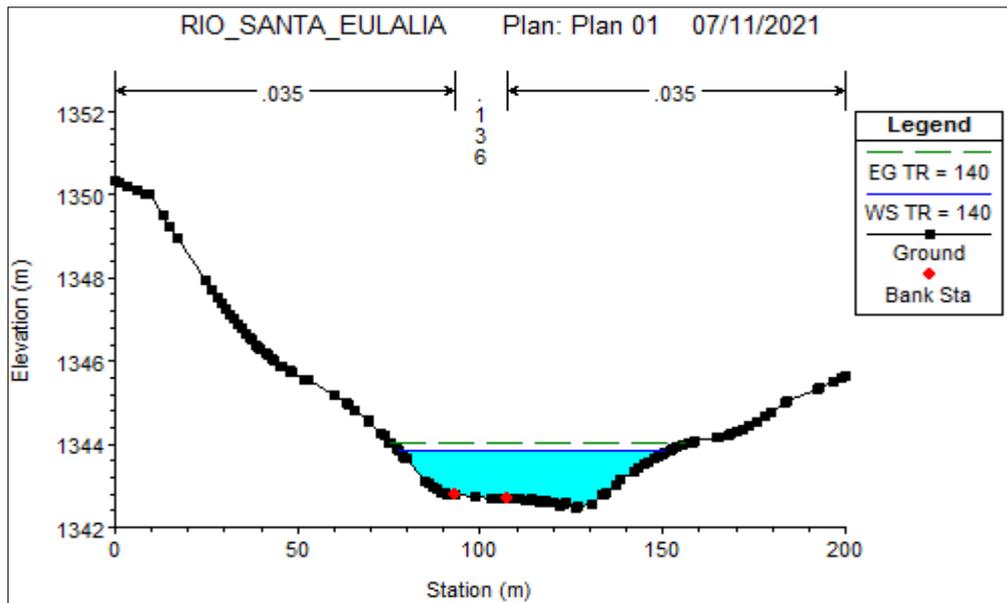


Figura 54: Sección transversal del río Santa Eulalia
Fuente: Elaboración propia

La figura 55 muestra la inundación en el río de Santa Eulalia, el polígono de color rojo representa el desborde del agua con 140 años de periodo de años y el cauce del río es de color celeste.



Figura 55: Inundación con 140 años
Fuente: Elaboración propia

6.1.4. Variables estructurales

6.1.4.1. Predimensionamiento de muro de gaviones

Se tiene en cuenta el diagrama de presión sobre un muro sin inclinación.

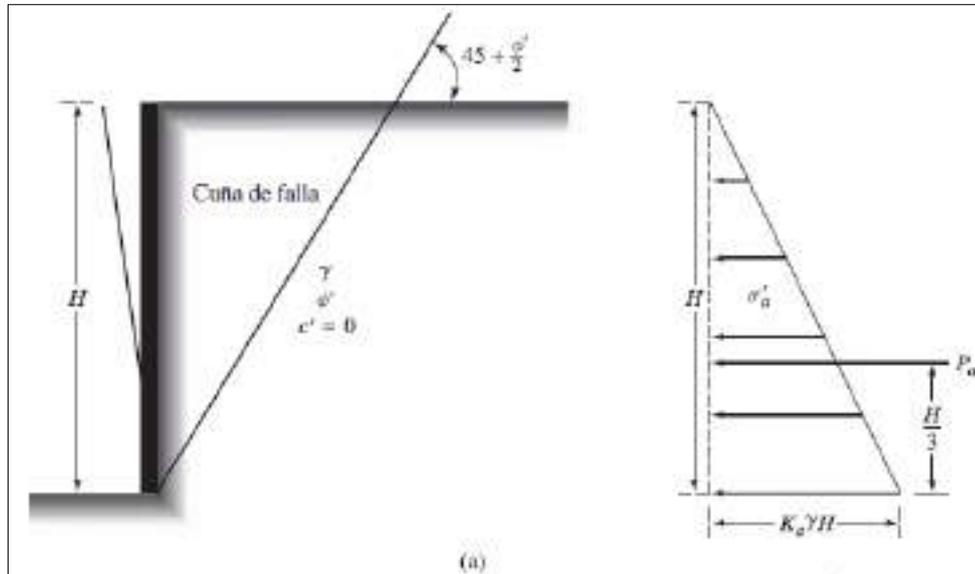


Figura 56: Diagramas para la distribución de la presión lateral de tierra

Fuente: Das, B. (2015) pag.391.

En la figura 57 se muestra el predimensionamiento del muro de gaviones. La altura de la estructura es 3 m porque el tirante máximo mide 2 m y se deja 1 metro libre por seguridad. La fuerza del empuje del suelo se ubica a 1/3 de la altura total de la estructura porque es un esfuerzo triangular.

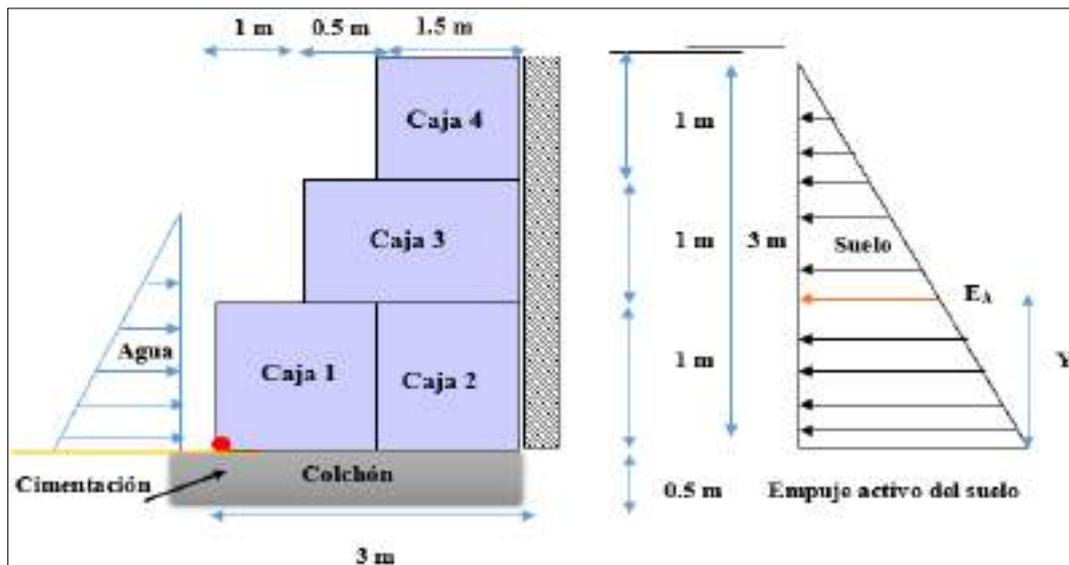


Figura 57: Predimensionamiento de gaviones

Fuente: Elaboración propia

6.1.4.2. Diseño de muro de gaviones

Se utilizará los datos de la tabla 29 para el diseño estático.

Tabla 29:

Datos para el diseño de muro de gaviones

Peso específico del suelo	$\gamma = 1,72 \text{ t/m}^3$
Peso específico de la piedra	$\gamma = 2,70 \text{ t/m}^3$
Ángulo de fricción interna del suelo	$\phi = 34,2^\circ$
Cohesión del suelo	$C = 0,04 \text{ kg/cm}^2$
Capacidad admisible del suelo	$\sigma = 2,29 \text{ kg/cm}^2$
Tirante de agua	$T = 1,46 \text{ m}$, por ser avenidas máximas trabajaremos con 2 m.
Caudal de diseño	$Q = 106,5 \text{ m}^3/\text{s}$
Altura libre de diseño	$H = 3 \text{ m}$
Unidades de gaviones	4 cajas y una caja de colchón
Vida útil del gavión	40 años

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo del empuje activo por el método de Rankine (1857): Se utilizó la siguiente fórmula para hallar el coeficiente activo de un talud sin inclinación. Se reemplaza el ángulo de fricción interna y se obtiene lo siguiente:

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

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{34,2}{2}\right)$$

$$K_a = 0,280$$

El empuje activo es la presión del talud sobre el muro, es decir, la fuerza por unidad de longitud.

$$E_A = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_S * H_T^2$$

$$E_A = \frac{1}{2} * 0,280 * 1,72 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} * 3^2 \text{m}^2$$

$$E_A = 2,17 \text{ t/m}$$

Aplicación del empuje activo:

$$Y = \frac{H_T}{3} = \frac{3}{3} = 1 \text{ m}$$

- Análisis de estabilidad del muro de gaviones: Se obtiene los momentos actuantes, los momentos resistentes de las cajas de gaviones y el peso de la estructura teniendo en cuenta el peso específico de la piedra.

Cálculo del momento actuante:

✓ Por empuje activo

$$M_A = E_A * Y$$

$$M_A = 2,17 \text{ t/m} * 1 \text{ m}$$

$$M_A = 2,17 \text{ t/m} * \text{m}$$

Cálculo del momento estabilizante:

La estructura se estabiliza con el peso de los gaviones. Se considera los vacíos de relleno entre rocas del 20 %.

Tabla 30:

Cálculo del peso total de los gaviones

CAJA	TIPO	ÁREA (m ²)	PESO UNITARIO	PESO PARCIAL	PESO FINAL (0,8)
1	Gavión	1,500 m ²	2,70 t/m ³	4,05 t/m	3,24 t/m
2	Gavión	1,500 m ²	2,70 t/m ³	4,05 t/m	3,24 t/m
3	Gavión	2,000 m ²	2,70 t/m ³	5,40 t/m	4,32 t/m
4	Gavión	1,500 m ²	2,70 t/m ³	4,05 t/m	3,24 t/m
Sumatoria			Σ =		14,04 t/m

Fuente: Elaboración propia

Tabla 31:

Cálculo del momento resistente de la estructura

CAJA	TIPO	PESO FINAL (0,8)	BRAZO (m)	MOMENTO (t/m-m)
1	Gavión	3,24 t/m	0,75 m	2,43 t/m-m
2	Gavión	3,24 t/m	2,25 m	7,29 t/m-m
3	Gavión	4,32 t/m	2,00 m	8,64 t/m-m
4	Gavión	3,24 t/m	2,25 m	7,29 t/m-m
Sumatoria		Σ =		25,65 t/m-m

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo de verificación del muro de gaviones: La estructura tiene que cumplir con las verificaciones de estabilidad, para ello se realiza la comprobación:

Verificación por deslizamiento: FSD = 1,5

$$\frac{f * P}{E_A} \geq 1,50 \quad f = tg\phi$$

$$\frac{\tan(34,2) * 14,04 \text{ t/m}}{2,17 \text{ t/m}} = 4,40$$

Entonces $4,40 \geq 1,50$ CUMPLE

La estructura resiste al deslizamiento porque la fuerza resistente del terreno es mayor a la fuerza desestabilizante.

Verificación por volteo: FSV = 1,5

$$\frac{M_r}{M_A} \geq 1,50$$

$$\frac{25,65 \text{ t/m} * \text{m}}{2,17 \text{ t/m} * \text{m}} = 11,82$$

Entonces $11,82 \geq 1,50$ CUMPLE

La estructura resiste al volcamiento porque el momento estabilizador es mayor al momento activo.

Verificación por asentamiento: FS = 3

$$\frac{\text{Carga última del suelo}}{\text{Carga máxima del muro}} \geq 3$$

Punto de aplicación de la fuerza resultante:

$$X_0 = \frac{M_r - M_A}{P}$$

$$X_0 = \frac{25,65 - 2,17}{14,04} = 1,67 \text{ m}$$

Excentricidad de la fuerza resultante:

$$e = \frac{B}{2} - X_0$$

$$e = \frac{3}{2} - 1,67 = -0,17 \text{ m}$$

Se debe cumplir:

$$e < \frac{B}{6} = 0,50$$

Entonces $-0,17 \geq 1,50$ CUMPLE

Presiones sobre el suelo:

$$\sigma = \frac{P}{B} \left[1 \pm \frac{6 * e}{B} \right]$$

$$\sigma_1 = \frac{14,04 \text{ t/m}}{3\text{m}^2} \left[1 + \frac{6 * (|0,17|\text{m})}{3\text{m}^2} \right]$$

$$\sigma_1 = 6,27 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{14,04 \text{ t/m}}{3\text{m}^2} \left[1 - \frac{6 * (|0,17|\text{m})}{3\text{m}^2} \right]$$

$$\sigma_2 = 3,09 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

Se elige el máximo:

$$\sigma_1 = 6,27 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} = 0,64 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Se reemplaza en la fórmula:

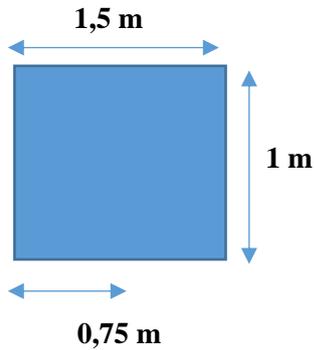
$$\frac{8,57 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{0,64 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 13,38$$

Entonces $13,38 \geq 3$ CUMPLE

La estructura soporta el hundimiento porque la capacidad admisible del suelo es mayor al esfuerzo máximo del muro que ejerce sobre el terreno de fundación.

Verificación entre cajas de gaviones:

Caja N°4



$$\text{Empuje Activo} = \frac{1}{2} * 0,280 * 1,72 * 1^2 = 0,24 \text{ t/m}$$

$$\text{Momento Activo} = 0,24 * \frac{1}{3} * 1 = 0,08 \text{ t/m} * \text{m}$$

Verificación por deslizamiento: FSD = 1,5

$$\frac{\tan(34,2) * 3,24 \text{ t/m}}{0,24 \text{ t/m}} = 9,17$$

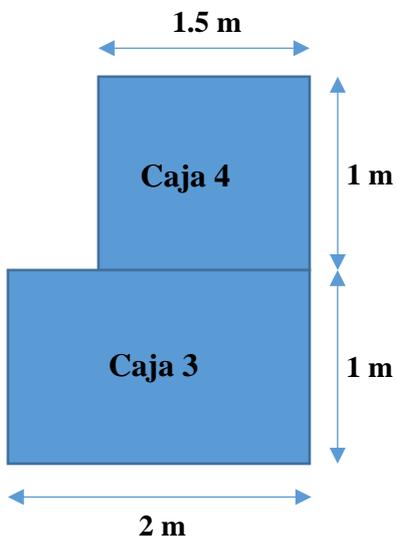
Entonces $9,17 \geq 1,5$ CUMPLE

Verificación por volteo: FSV = 1,5

$$\frac{2,43 \text{ t/m} * \text{m}}{0,08 \text{ t/m} * \text{m}} = 30,37$$

Entonces $30,27 \geq 1,5$ CUMPLE

Caja N°4 y N°3



$$\text{Empuje Activo} = \frac{1}{2} * 0,28 * 1,72 * 2^2 = 0,96 \text{ t/m}$$

$$\text{Momento Activo} = \frac{1}{3} * 2 * 0,96 = 0,64 \text{ t/m} * \text{m}$$

Verificación por deslizamiento: FSD = 1,5

$$\frac{\tan(34,2) * 7,56 \text{ t/m}}{0,96 \text{ t/m}} = 5,35$$

Entonces $5,35 \geq 1,5$ CUMPLE

Verificación por volteo: FSV = 1,5

$$\frac{8,37 \text{ t/m} * \text{m}}{0,64 \text{ t/m} * \text{m}} = 13,08$$

Entonces $13,08 \geq 1,5$ CUMPLE

Como resumen se observa en la tabla 32 los siguientes resultados:

*Tabla 32:
Factor de seguridad del muro de gaviones sin sismo*

Categoría	Factor de seguridad	Resultado	Evaluación
Verificación por deslizamiento	1,50	4,40	Cumple
Verificación por volteo	1,50	11,82	Cumple
Verificación por hundimiento	3,00	13,38	Cumple

Fuente: Elaboración propia

En el diseño del muro de gaviones se incorporó el factor sismo. Se utilizó el software Geo5 y GawacWin2003.

a. Diseño de gaviones con GawacWin2003: Se utilizó el software GawacWin 2003 de la empresa Maccaferri Brasil, después de la evaluación la estructura resiste a las solicitaciones sísmicas. Se utilizó los datos de la tabla 33.

Tabla 33:

Datos para el diseño de muro de gaviones con software

Peso específico del suelo	$\gamma = 16,87 \text{ kN/m}^3$
Peso específico de la piedra	$\gamma = 26,48 \text{ kN/m}^3$
Ángulo de fricción interna del suelo	$\phi = 34,2^\circ$
Cohesión del suelo	$C = 3,92 \text{ kN/m}^2$
Capacidad portante del suelo	$\sigma = 225 \text{ kN/m}^2$
Tirante de agua	$T = 1,46 \text{ m}$, por ser avenidas máximas trabajaremos con 2 m,
Caudal de diseño	$Q = 106,5 \text{ m}^3/\text{s}$
Altura libre de diseño	$H = 3 \text{ m}$
Unidades de gaviones	4 cajas y una caja de colchón
Vida útil del gavión	40 años
Componente horizontal de sismo	$K_h = 0,15$
Componente vertical de sismo	$K_v = 0,04$

Fuente: Elaboración propia

En figura 58 se observa los resultados del muro de gaviones después de ser evaluado con sismo usando el software GawacWin 2003 se obtiene un resultado favorable respecto a los factores de seguridad.

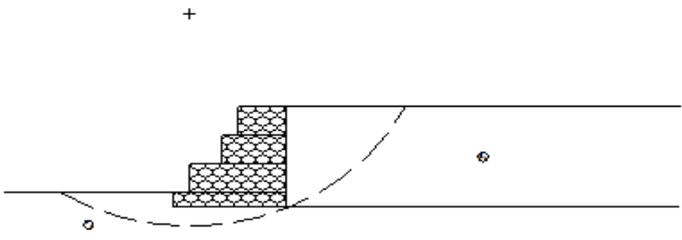
GawacWin 2003				Resumen			
Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL							
Proyecto: TESIS- SOLARI Y RIOS 2021				Fecha: 16/11/2021			
Archivo: Diseño Gavion Tesis							
							
DATOS SOBRE EL SUELO							
Suelo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ grad.	Suelo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ grad.
B _s	16.87	3.92	34.20	F _s	16.87	3.92	34.20
CARGAS							
Carga	Valor kN/m ²	Carga	Valor kN/m				
VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD							
Coef. de seg. contra el Desliz.	3.00	Tensión en la base (izq.)	37.15kN/m ²				
Coef. de seg. contra el Vuelco	5.63	Tensión en la base (der.)	67.98kN/m ²				
Coef. de seg. contra la Rot. Global	1.97	Máx. tensión aceptable	225.00kN/m ²				

Figura 58: Resultados de verificación del muro de gavión con GawacWin2003

Fuente: Elaborado en GawacWin2003

RESULTADOS DE LOS ANALISIS DE ESTABILIDAD	
Empuje Activo y Pasivo	
Empuje Activo	: 28.84 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	: 3.50 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	: 1.67 m
Dirección del empuje con ref. al eje X	: 34.20 grad.
Empuje Pasivo	: 14.93 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	: 0.00 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	: 0.21 m
Dirección del empuje con ref. al eje X	: 0.00 grad.
Deslizamiento	
Fuerza normal en en la base	: 183.99 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	: 1.92 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	: 0.00 m
Fuerza de corte en la base	: 34.09 kN/m
Fuerza resistente en la base	: 146.82 kN/m
Coef. de Seg. Contra el Deslizamiento	: 3.00
Vuelco	
Momento Activo	: 76.27 kN/m x m
Momento Resistente	: 429.72 kN/m x m
Coef. de Seg. Contra el Vuelco	: 5.63

Figura 59: Resultados de estabilidad del muro de gavión

Fuente: Elaborado en GawacWin2003

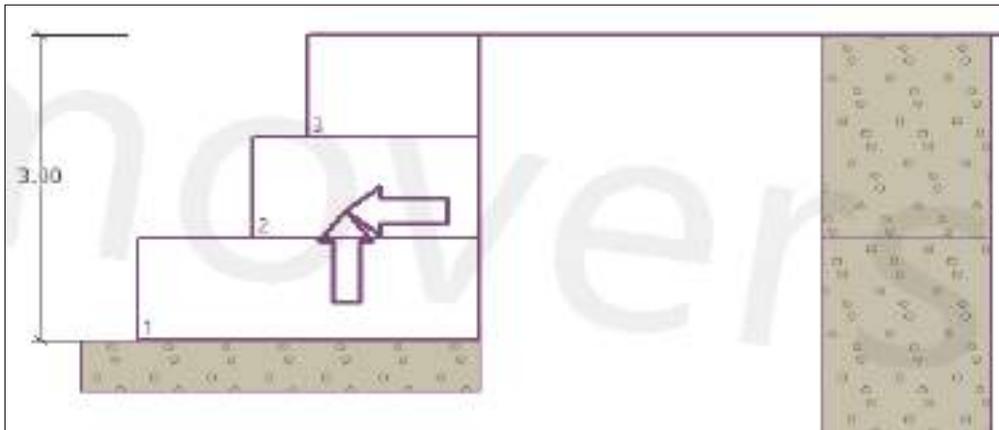
En la tabla 34 se observa el resumen de los factores de deslizamiento, volcamiento y hundimiento de la estructura de gaviones. El diseño cumple con los factores de seguridad.

*Tabla 34:
Factor de seguridad del muro con el software GawacWin2003*

Categoría	Factor de seguridad con sismo	Resultado	Evaluación
Verificación por deslizamiento	1,25	3,00	Cumple
Verificación por volteo	1,25	5,63	Cumple
Verificación por hundimiento	2,5	3,31	Cumple

Fuente: Elaboración propia

b) Diseño de gaviones con Geo5 V.2021.27: Se analizó con el software Geo5 para el diseño de gaviones, después de la evaluación, la estructura resiste a las solicitaciones sísmicas.



*Figura 60: Dimensiones de Gaviones en Geo5
Fuente: Elaborado en Geo5*

En la figura 61 se observa la verificación con los factores de seguridad.

Verification of complete wall	
Check for overturning stability	
Resisting moment	$M_{res} = 339.28 \text{ kNm/m}$
Overturning moment	$M_{ovr} = 65.13 \text{ kNm/m}$
Safety factor = 5.21 > 1.50	
Wall for overturning is SATISFACTORY	
Check for slip	
Resisting horizontal force	$H_{res} = 138.72 \text{ kN/m}$
Active horizontal force	$H_{act} = 50.09 \text{ kN/m}$
Safety factor = 2.77 > 1.50	
Wall for slip is SATISFACTORY	

*Figura 61: Resultados de verificación del muro de gavión con Geo5
Fuente: Elaborado en Geo5*

En la figura 62 se observa la excentricidad y la capacidad de carga.

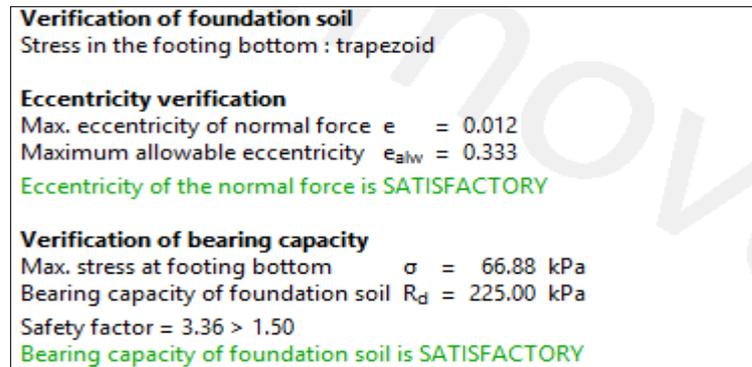


Figura 62: Resultados de verificación del suelo de gavión con Geo5
Fuente: Elaborado en Geo5

En la figura 63 y 64 se observan las verificaciones entre bloques de gaviones.

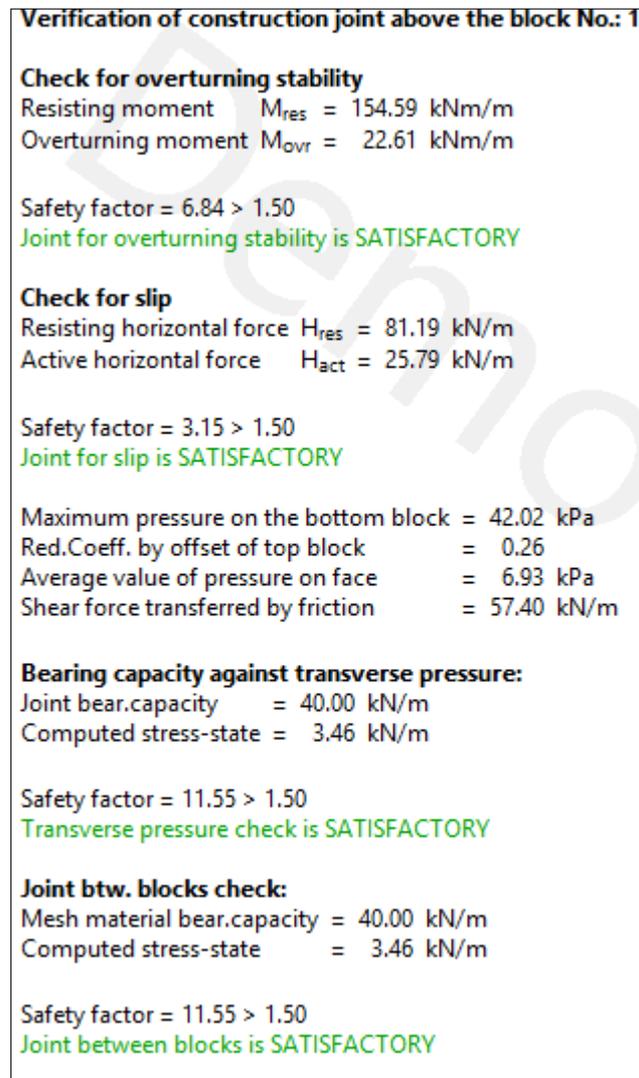
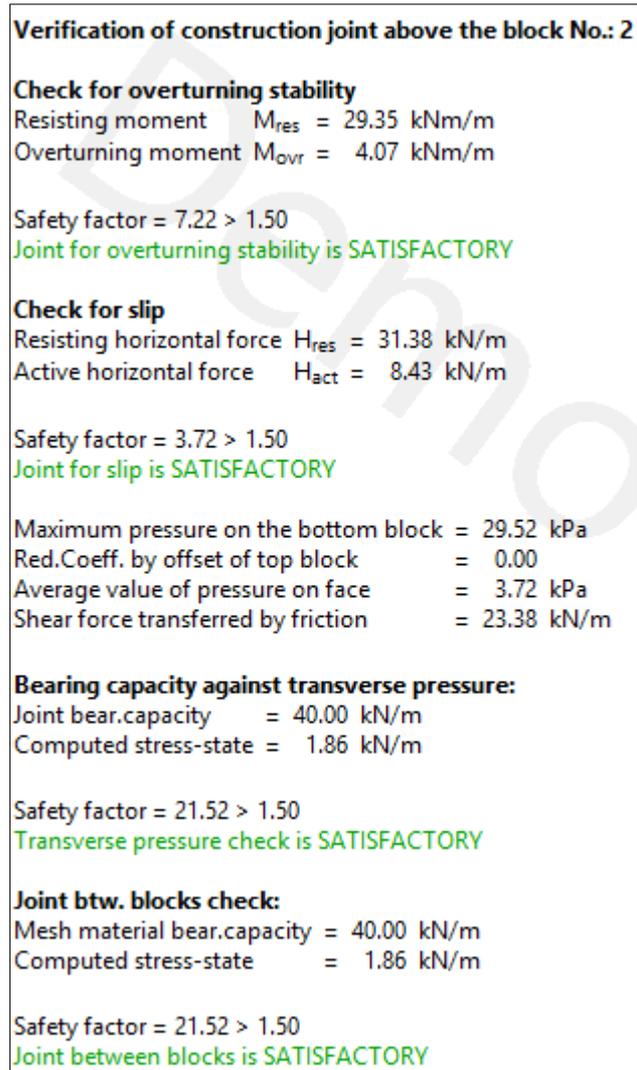


Figura 63: Verificación del primer bloque
Fuente: Elaborado en Geo5



*Figura 64: Verificación del segundo bloque
 Fuente: Elaborado en Geo5*

En la tabla 35 se observa la verificación por deslizamiento, volcamiento y hundimiento de la estructura de gaviones según la Norma Técnica de Edificaciones E.050 Suelos y Cimentaciones, se tiene un resultado favorable con el software Geo5 V2021.27.

*Tabla 35:
 Factor de seguridad del muro con el software Geo5 V.2021.27*

Categoría	Factor de seguridad con sismo	Resultado	Evaluación
Verificación por deslizamiento	1,25	2,77	Cumple
Verificación por volteo	1,25	5,21	Cumple
Verificación por hundimiento	2,5	3,36	Cumple

Fuente: Elaboración propia

En la figura 65 se muestran los resultados del muro de gaviones. Se obtiene un resultado favorable ante los requerimientos de vuelco, deslizamiento y hundimiento. Asimismo, se verificó la estabilidad del talud por el método de Bishop y se obtuvo un factor aceptable.

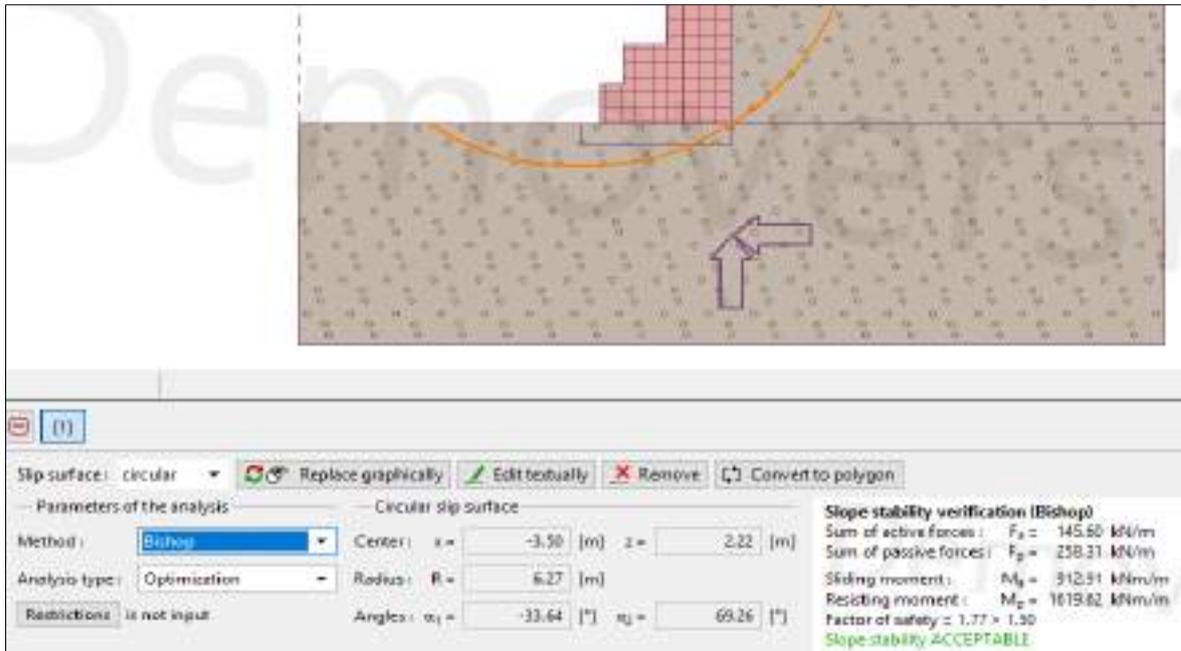


Figura 65: Estabilidad de talud con Geo5
Fuente: Elaboración propia

En la figura 66 se plasma el diseño final de la estructura de gaviones con 3 metros de alto, 3 metros de base y un colchón de 3,5 que sirve como cimentación.

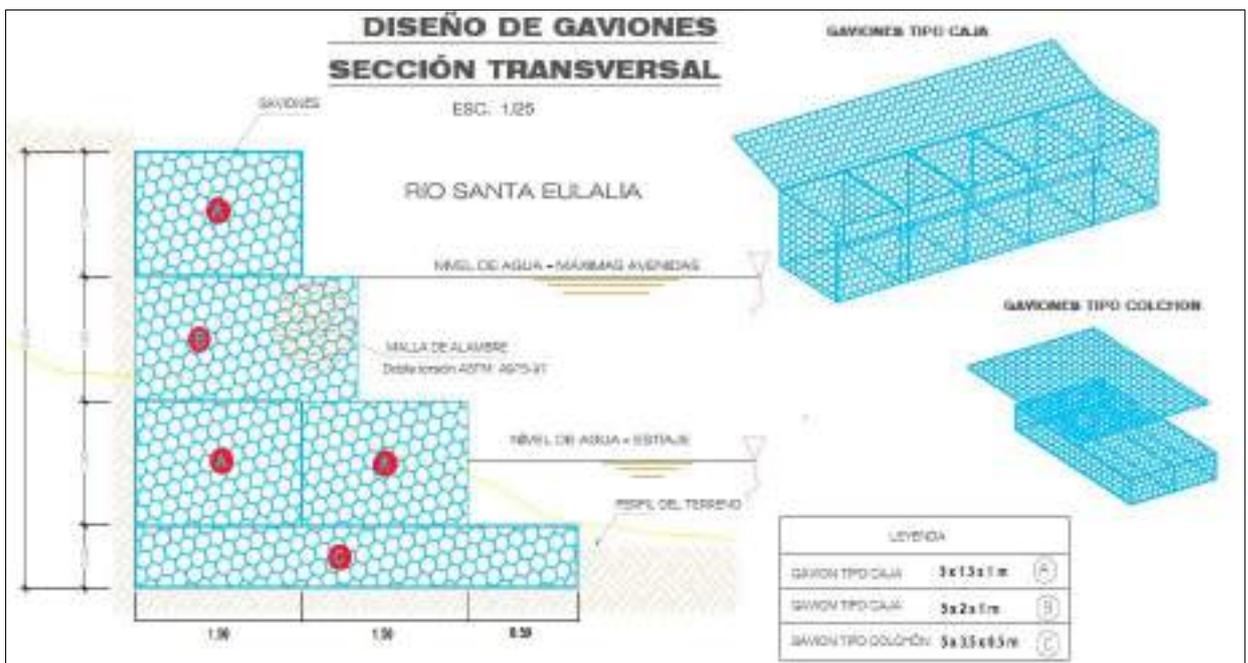


Figura 66: Diseño de muro de gaviones
Fuente: Elaboración propia

Luego diseñar el muro de gaviones se elaboró un presupuesto referencial sobre esta estructura para tener una valoración económica. En la tabla 36 se muestra el presupuesto que asciende al monto de **S/ 1 427 000,57** (Un millón cuatrocientos veintisiete mil con 57/100 soles).

Tabla 36:
Presupuesto de muro de gaviones

S10						1
Presupuesto						
Presupuesto	0201002	ANÁLISIS HIDRÁULICO Y ESTRUCTURAL DE UN MURO DE CONTENCIÓN EN EL MARGEN DEL RÍO SANTA EULALIA ,CALLAHUANCA				
Cliente	SOLARIA & RIOS,A				Costo	28/02/2021
Lugar	LIMA - HUARACHIRI - CALLAHUANCA				al	
Ítem	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/	Parcial S/	
01	OBRAS PROVISIONALES				6 000,00	
01.01	LIMPIEZA DEL TERRENO MANUAL	m ²	1 500	4,00	6 000,00	
02	TRABAJOS TOPOGRÁFICOS				15 274,20	
02.01	TRAZO Y REPLANTEO	m ²	1 500	9,88	14 820,00	
02.02	CONTROL TOPOGRÁFICO	día	1,00	454,20	454,20	
03	MOVIMIENTO DE TIERRAS				166 990,00	
03.01	DESCOLMATACIÓN CON MAQUINARIA	m ³	1500	5,20	7 800,00	
03.02	EXCAVACIÓN EN TERRENO NATURAL	m ³	1 000	49,01	49 010,00	
03.03	SELECCION Y ACOPIO DE PIEDRAS	m ³	3 500	21,38	74 830,00	
03.04	CARGUIO Y TRASLADO DE PIEDRAS	m ³	3 500	10,10	35 350,00	
04	GAVIONES,SUMINISTRO Y LLENADO				919 006,00	
04.01	GAVION TIPO CAJA 5x1.5x1m	und	300	375,31	112 593,00	
04.02	GAVION TIPO CAJA 5x2x1m	und	100	353,71	35 371,00	
04.03	GAVION TIPO COLCHON 5x3,5x0,5 m	und	100	393,62	39 362,00	
04.04	RELLENO GAVIÓN TIPO CAJA 5x1,5x1 m	und	2 250	190,00	427 500,00	
04.05	RELLENO GAVIÓN TIPO CAJA 5x2x1 m	und	1 000	157,98	157 980,00	
04.06	RELLENO GAVIÓN TIPO COLCHÓN 5x4x0,5 m	und	1 000	146,20	146 200,00	
05	LIMPIEZA FINAL DE OBRA				2 200,00	
05.01	LIMPIEZA DEL TERRENO MANUAL	m ²	500	4,40	2 200,00	
	COSTO DIRECTO				1 109 470,20	
	GASTOS GENERALES (4 %)				44 378,81	
	UTILIDAD (5 %)				55 473,51	
	SUB TOTAL				1 209 322,52	
	IGV (18 %)				217 678,05	
TOTAL PRESUPUESTO					1 427 000,57	

Fuente: Elaborado en el software S10

6.1.4.3. Predimensionamiento del muro en voladizo

En la siguiente tabla 37 se presentan los datos para el predimensionamiento del muro en voladizo.

Tabla 37:

Datos para el diseño del muro en voladizo

Peso específico del suelo	$\gamma = 1,72 \text{ t/m}^3$
Densidad del suelo	$\rho = 1,71 \text{ kg/cm}^3$
Ángulo de fricción interna del suelo	$\phi = 34,2^\circ$
Cohesión del suelo	$C = 0,04 \text{ kg/cm}^2$
Tirante de agua	$T = 1,46 \text{ m}$, por ser avenidas máximas trabajaremos con 2 m.
Caudal de diseño	$Q = 106,5 \text{ m}^3/\text{s}$
Altura libre de diseño	$h' = 3 \text{ m}$
Componente horizontal de sismo	$K_h = 0,15$
Componente vertical de sismo	$K_v = 0,04$

Fuente: Elaboración propia

La siguiente figura 67 representa el pre dimensionamiento del muro de contención en voladizo según Das, B (2012). El autor menciona que los datos del predimensionamiento son valores aproximados. Estos valores permiten verificar la estabilidad de todas las secciones del muro puesto a prueba.

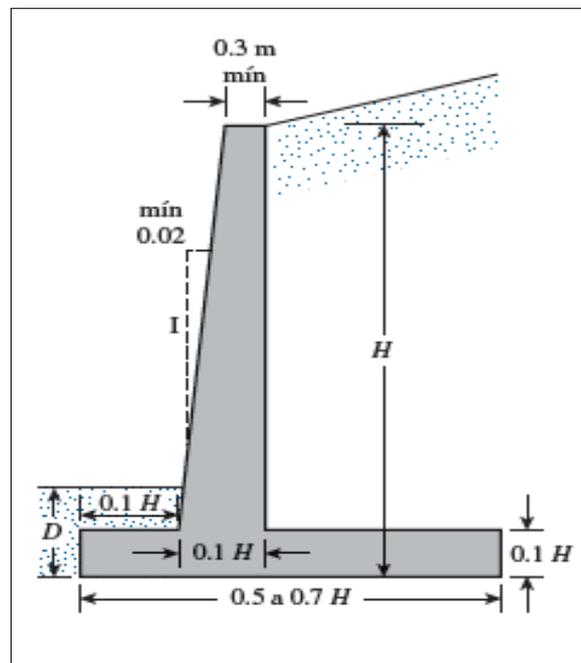


Figura 67: Predimensionamiento muro en voladizo

Fuente: Das, B. (2012)

Predimensionamiento del muro en voladizo: Se consideró una altura libre del muro que en este caso mantendrá el símbolo $h' = 3\text{m}$, debido a que el tirante máximo es de 2 m y se deja una altura libre de 1 m. La altura de relleno es $D = 0,60\text{ m}$; ya que, de acuerdo a D_{as} es la profundidad mínima para diseño.

Calculamos h :

$$H = h' + D$$

$$H = 3 + 0,60\text{m} = 3,60\text{m}$$

Calculamos el espesor de corona (e):

$$e = \frac{H}{24} \geq 0,30\text{ m}$$

$$e = 0,15\text{ m} \leq 0,30\text{ m} \text{ (NO CUMPLE)}$$

Entonces, se consideró $e = 0,30\text{ m}$ que es el espesor de corona mínima para que el vaciado de concreto pueda realizarse de manera adecuada sin tener inconvenientes.

Calculamos e_p : Para el espesor de la pantalla se multiplica la altura total del muro por 0,1. Sin embargo, la restricción que va a tener es que la diferencia entre la corona y el espesor de la pantalla no puede ser menor de 0,02.

$$e_p = 0,1 \times H = 0,1 \times 3,6\text{ m} = 0,36\text{ m}$$

Comprobación

$$0,36 - 0,30 = 0,06 \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

Cálculo de altura de zapata: Para calcular la altura de la zapata se multiplica la altura total del muro por el factor 0,1

$$h_z = 0,1 \times H = 0,1 \times 3,6\text{ m} = 0,36\text{ m}$$

Cálculo de la base del muro (B):

$$B = 0,5 H \text{ a } 0,7H$$

$$B = 1,8 \text{ m a } 2,6 \text{ m}$$

$B = 2,6 \text{ m}$, se considera la mayor dimensión debido a que necesitamos estabilidad en la base del muro.

Cálculo del pie del muro (b_1):

$$b_1 = 0,1 \times H$$

$$b_1 = 0,1 \times H = 0,1 \times 3,6 \text{ m} = 0,36 \text{ m}$$

Entonces se consideró un ancho de pie $b_1 = 0,36 \text{ m}$

Cálculo del talón (b_2):

$$b_2 = B - b_1 - e_p$$

$$b_2 = 2,6 \text{ m} - 0,36 \text{ m} - 0,36 \text{ m}$$

$$b_2 = 1,88 \text{ m}$$

En la figura 74 se observa el predimensionamiento del muro en voladizo.

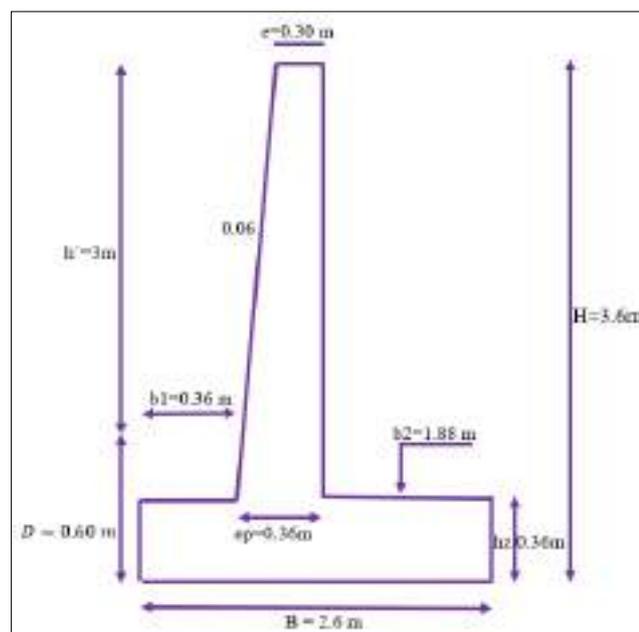


Figura 68: Muro en Voladizo
Fuente: Elaboración propia

Factores de seguridad: Se tiene en cuenta la Norma E. 050 de Suelos y Cimentaciones en el Artículo 30.3 menciona que el factor de seguridad mínimo de talud en condiciones estáticas es de 1,5 considerando sismo es de 1,25. Asimismo, en el artículo 21.1 de esta misma Norma se determina que el factor de seguridad mínimo para capacidad de carga con sismo es de 2,50.

Carga dinámica → FS volteo → 1,25

Carga dinámica → FS deslizamiento → 1,25

Carga dinámica → FS capacidad de carga → 2,50

Cálculo del empuje activo:

Coefficiente de empuje activo

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

$$K_a = 0,2803$$

Empuje activo

$$E_a = \frac{1}{2} k_a * \gamma * H^2$$

$$E_a = \frac{1}{2} 0,2803 * 1,72 * 3,6^2$$

$$E_a = 3,1241 = 3,12 \text{ t/m}$$

Componente vertical del empuje activo

$$E_v = E_a * \text{sen}\alpha$$

$$E_v = 3,12 * \text{sen}0 = 0 \text{ t/m}$$

Componente horizontal del empuje activo

$$E_h = E_a * \text{cos}\alpha$$

$$E_h = 3,12 * \text{cos}0 = 3,12 \text{ t/m}$$

Cálculo del momento resistente del talud con respecto al punto A (MR)

En la figura 69 se consideró el peso unitario de la combinación del concreto con la armadura $\gamma_{\text{concreto}} = 2,4 \text{ t/m}^3$

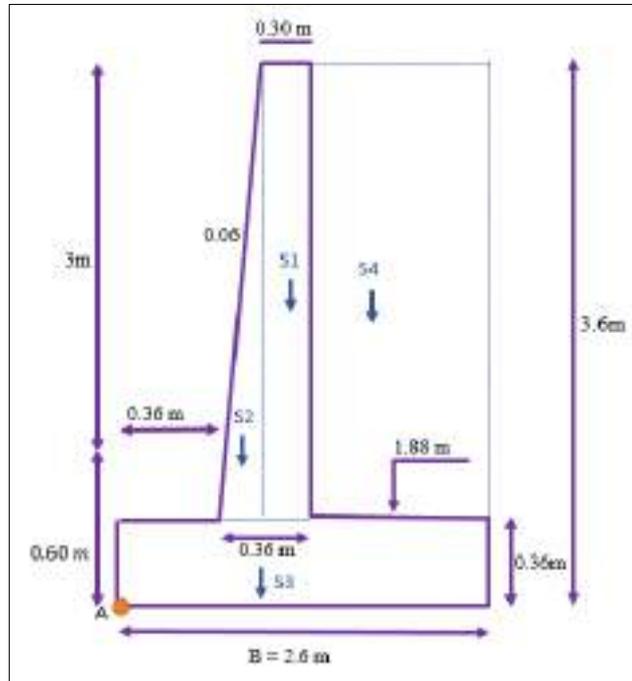


Figura 69: Distribución de pesos
Fuente: Elaboración propia

En la tabla 38 se muestra las áreas y pesos de la estructura para obtener el momento resistente.

Tabla 38:
Momento resistente muro en voladizo

SECCIÓN	ÁREA (m ²)	PESO (t/m)	BRAZO (m)	MOMENTO (t/m-m)
S1	0,972 m ²	2,333 t/m	0,57 m	1,33 t/m-m
S2	0,097 m ²	0,233 t/m	0,4 m	0,09 t/m-m
S3	0,936 m ²	2,246 t/m	1,3 m	2,92 t/m-m
S4	6,091 m ²	10,48 t/m	1,66 m	17,40 t/m-m
	$\Sigma =$	15,292 t/m	$\Sigma =$	21,74 t/m-m

Fuente: Elaboración propia

Cálculo del factor de seguridad por volteo

$$FS_{\text{volcamiento}} = \frac{\sum MR}{M_o}$$

Cálculo del M_o

$$M_o = Eh * \left(\frac{H}{3}\right)$$

$$M_o = 3,12 * \left(\frac{3,6}{3}\right) = 3,74 \text{ t/m} * \text{m}$$

Reemplazando

$$FS_{\text{volcamiento}} = \frac{21,74 \text{ t/m} * \text{m}}{3,74 \text{ t} * \text{m}} = 5,81$$

Entonces, como $5,81 > 1,5$ que es el factor mínimo dado por Norma E. 050, se afirma que sí cumple con la restricción y podemos seguir con el diseño.

Cálculo del factor de seguridad por deslizamiento

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{(\sum V) \tan(k_1 \phi_2) + Bk_2 c_2 + P_p}{E_a \cos \alpha}$$

$$k_1 = k_2 = \frac{2}{3}$$

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_2 D^2 + 2C_2 \sqrt{K_p} D$$

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi_2}{2} \right)$$

Reemplazando

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{34,2^\circ}{2} \right) = 3,5670 = 3,57$$

$$P_p = \frac{1}{2} 3,57 * 1,72 \frac{\text{t}}{\text{m}^3} * (0,6 \text{ m})^2 + 2 * 0,39 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} * \sqrt{3,57} * 0,6 \text{ m}$$

$$P_p = 2,0 \text{ t/m}$$

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{\left(15,292 \frac{\text{t}}{\text{m}}\right) \times \tan\left(\frac{2}{3} \times 34,2^\circ\right) + \left(2,6 \text{ m} \times \frac{2}{3} \times 0,39 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}\right) + 2 \frac{\text{t}}{\text{m}}}{3,12 \frac{\text{t}}{\text{m}} \times \cos(0^\circ)}$$

FS deslizamiento = 2,918

Entonces, como $2,92 > 1,5$ que es el factor mínimo dado por Norma E.050, se afirma que sí cumple con la restricción y se sigue con el diseño.

Cálculo el factor de seguridad contra falla por capacidad de carga

Cálculo de la excentricidad que debe ser menor a $B/6 = 0,47$ m

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum MR - \sum Mo}{\sum V}$$

$$e = \frac{2,6 \text{ m}}{2} - \frac{21,7397 \frac{t}{m} * m - 3,74 \frac{t}{m} * m}{15,292 \frac{t}{m}} = 0,12293 = 0,12 \text{ m} \rightarrow \text{SI CUMPLE}$$

Cálculo la presión del suelo

$$q_{pie} = \frac{\sum V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_{pie} = q_{max} = 7,51 \text{ t/m}^2$$

$$q_{talón} = q_{min} = 4,25 \text{ t/m}^2$$

Cálculo de la capacidad última del terreno

$$q_u = c_2 N_c F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_2 N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Entonces se empieza a calcular los factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof:

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) * e^{\pi \tan \phi} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{34,2}{2} \right) * e^{\pi \tan 34,2} = 30,168$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi = (30,168 - 1) \cot(34,2^\circ) = 42,919$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi = 2(30,168 + 1) \tan(34,2^\circ) = 42,364$$

Cálculo de los valores faltantes

$$q = \gamma_2 D \qquad q = 1,032 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$B' = B - 2e \qquad B' = 2,36 \text{ m}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi'_2 (1 - \text{sen} \phi'_2)^2 \frac{D}{B'} \qquad F_{qd} = 1,066$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'_2} \qquad F_{cd} = 1,068$$

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

$$\psi^\circ = \tan^{-1} \left(\frac{P_a \cos \alpha}{\Sigma V} \right) \qquad \psi^\circ = 11,53^\circ$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{90^\circ} \right) \qquad F_{ci} = F_{qi} = 0,76$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\psi^\circ}{\phi'_2} \right)^2 \qquad F_{\gamma i} = 0,44$$

Reemplazando

$$q_u = 60,93 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} = 6,093 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo del factor de seguridad por capacidad de carga

$$F_{\text{Scapacidad de carga}} = \frac{q_u}{q_{\text{max}}}$$

Reemplazando

$$F_{\text{Scapacidad de carga}} = \frac{60,93 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}}{7,51 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}} = 8,11$$

Entonces, como $8,11 > 3$ que es el factor mínimo dado por Norma E.050, se puede afirmar que sí cumple con la restricción y se continúa con el diseño.

Cálculo de esfuerzos analizados en franja de 1 metro

Los esfuerzos provocados sobre el muro de contención deben ser menores que los esfuerzos admisibles para que se pueda comprobar la estabilidad y resistencia de la estructura.

- Esfuerzos actuantes en la base del muro

Se considera:

$$q_{\text{peso}} = (H - D) \times \gamma = 3,24 \times 1,72 = 5,57 \text{ t/m}^2$$

$$q_{\text{min}} = 4,25 \text{ t/m}^2$$

$$q_{\text{max}} = 7,51 \text{ t/m}^2$$

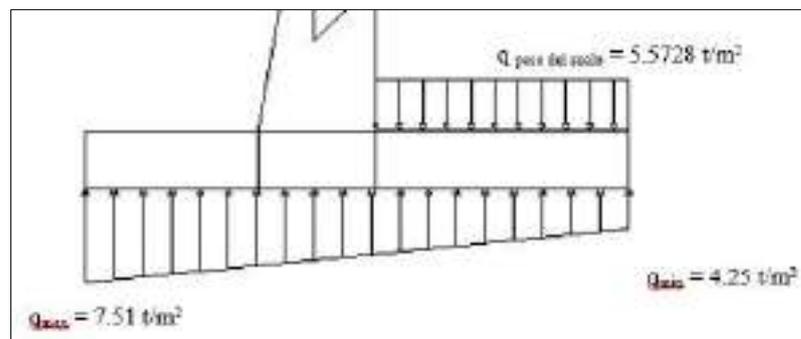


Figura 70: Esfuerzos en la base del muro

Fuente: Elaboración propia

- Esfuerzos admisibles

$$V = \emptyset \times 0,53 \sqrt{f'c}$$

$$V = 0,85 \times 0,53 \sqrt{210}$$

$$V = 6,53 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzos actuantes en la pantalla del muro

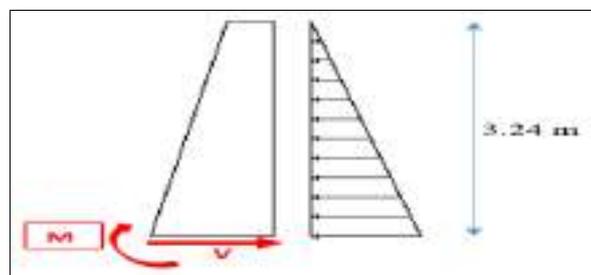


Figura 71: Esfuerzos en la pantalla del muro

Fuente: Elaboración propia

$$M_{max} = Pa \times \frac{3,24 \text{ m}}{3} = 3,12 \times 1,08 = 3,3696 \frac{\text{t}}{\text{m}} * \text{m}$$

$$V_{max} = \frac{3,3696 \frac{\text{t}}{\text{m}} * \text{m}}{0,36 \text{ m}} = 9,36 \text{ t/m}^2$$

$$V_{max} = 0,95 \text{ kg/cm}^2$$

Como $0,95 < 6,53$ entonces se concluye que los esfuerzos aplicados son menores que los esfuerzos admisibles; por ende, la pantalla de la estructura de contención no sufrirá daños ante la aplicación de este esfuerzo.

- Esfuerzos actuantes en el talón del muro

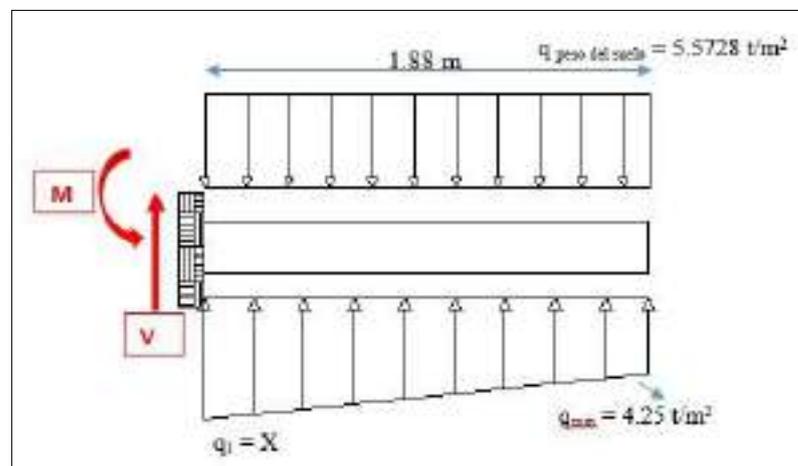


Figura 72: Esfuerzos en el talón del muro
Fuente: Elaboración propia

$$q_1 = \left(\frac{(q_{max} - q_{min})}{B} \right) \times b_2 + q_{min} = \left(\frac{(7,51 - 4,25)}{2,60} \right) \times 1,88 + 4,25$$

$$q_1 = 6,61 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

Entonces se calcula el momento y la fuerza cortante

$$M_{max} = - \left(q_{peso} \times b_2 \times \frac{b_2}{2} \right) + \left(q_{min} \times b_2 \times \frac{b_2}{2} \right) + \left((q_1 - q_{peso}) \frac{b_2}{2} \times \frac{b_2}{3} \right)$$

$$M_{max} = - \left(5,57 \times 1,88 \times \frac{1,9}{2} \right) + \left(4,25 \times 1,88 \times \frac{1,9}{2} \right) + \left((6,61 - 5,57) \frac{1,9}{2} \times \frac{1,9}{3} \right)$$

$$M_{max} = -0,95 \frac{\text{t}}{\text{m}} * \text{m}$$

$$V_{max} = -(q_{peso} \times b_2) + (q_{min} \times b_2) + \left((q_1 - q_{peso}) \frac{b_2}{2} \right)$$

$$V_{max} = -(5,57 \times 1,88) + (4,25 \times 1,88) + \left((6,61 - 5,57) \frac{1,9}{2} \right)$$

$$V_{max} = \frac{-0,2685 \frac{t}{m} * m}{0,36 m} = 0,74 t/m^2$$

$$V_{max} = -0,07 kg/cm^2$$

Como $-0,07 < 6,53$ entonces se concluye que los esfuerzos aplicados son menores que los esfuerzos admisibles; por ende, el talón de la estructura de contención no sufrirá daños ante la aplicación de este esfuerzo.

- Esfuerzos actuantes en el pie del muro

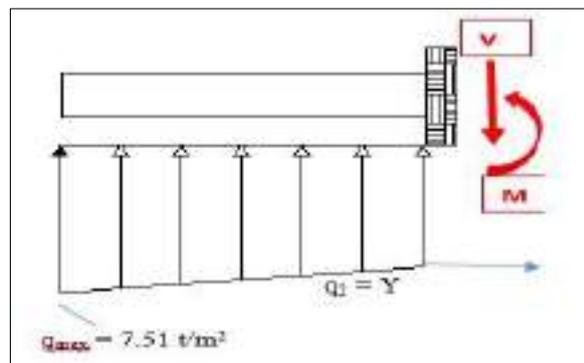


Figura 73: Esfuerzos en el pie del muro
Fuente: Elaboración propia

$$q_2 = \left(\frac{(q_{max} - q_{min})}{B} \right) \times (b_1 + b_2) + q_{min}$$

$$q_2 = \left(\frac{(7,51 - 4,25)}{2,60} \right) \times (0,36 + 1,88) + 4,25$$

$$q_2 = 7,06 t/m^2$$

Entonces calculamos el momento y la fuerza cortante

$$M_{max} = \left(q_2 \times b_1 \times \frac{b_1}{2} \right) + \left((q_{max} - q_2) \times \frac{b_1}{2} \times \frac{b_1}{3} \right)$$

$$M_{\max} = \left(7,06 \times 0,36 \times \frac{0,36}{2}\right) + \left((7,51 - 7,06) \times \frac{0,36}{2} \times \frac{0,36}{3}\right)$$

$$M_{\max} = 0,48 \frac{t}{m} * m$$

$$V_{\max} = (q_2 \times b_1) + \left((q_{\max} - q_2) \frac{b_1}{2}\right)$$

$$V_{\max} = (7,06 \times 0,36) + \left((7,51 - 7,06) \frac{0,36}{2}\right)$$

$$V_{\max} = \frac{2,62 \frac{t}{m} * m}{0,36 m} = 7,27 t/m^2$$

$$V_{\max} = 0,73 \text{ kg/cm}^2$$

Como $0,73 < 6,53$ entonces se concluye que los esfuerzos aplicados son menores que los esfuerzos admisibles; por ende, el pie de la estructura de contención no sufrirá daños ante la aplicación de este esfuerzo.

6.1.4.4. Diseño de muro en voladizo

a) Diseño de muro en voladizo con Geo5 V.2021.27: Se utilizó el software Geo 5 2021.27 de la empresa Fine Latin America. Primero se realizó la determinación de los métodos a utilizar, junto a los factores de seguridad según la Norma E.050 para analizar la estructura con sismo. Se usará los datos de la tabla 37.

The screenshot shows the 'Análisis de muro' (Wall Analysis) window in Geo5. It includes the following settings:

- Calculo de la presión activa de la tierra:** Mazindani (Rankine)
- Calculo de la presión pasiva de la tierra:** Mazindani (Rankine)
- Análisis sísmico:** Mononobe-Clabe
- Forma de la curva de la tierra:** Conciderar siempre vertical
- Clave base:** Conciderada como fondo de la zapata inclinada
- Eccentricidad permitida:** 0.22 [-]
- Metodología de verificación:** Factores de seguridad (ASCI)
- Parámetros de reducción de contacto base-suelo

At the bottom, the 'Factores de seguridad' (Safety Factors) section is visible:

- Para el vuelco: $SF_{\phi} = 1.25$ [-]
- Para resistencia al deslizamiento: $SF_{\phi} = 1.25$ [-]
- Para capacidad portante: $SF_{\phi} = 1.50$ [-]

Figura 74: Determinación de métodos y factores de seguridad
Fuente: Elaboración propia

Se respetó el predimensionamiento realizado y analizado con anterioridad. Luego, se insertó las propiedades del suelo, sacadas de los estudios de suelos realizados para el lugar de estudio. Se insertó los datos como se muestra en la figura 75.

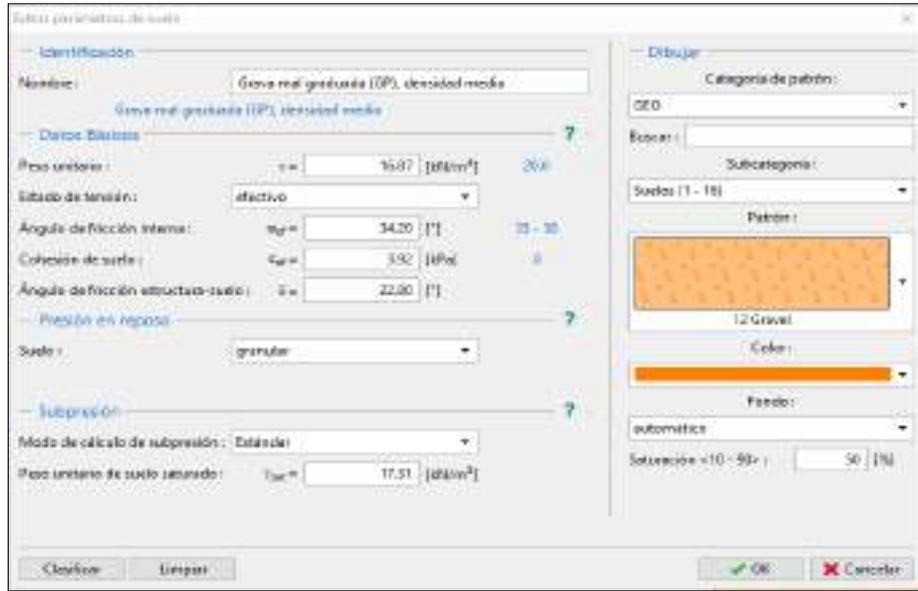


Figura 75: Parámetros del suelo, Callahuanca
Fuente: Elaboración propia

Como carga de resistencia al suelo se considera un Df predimensionado de 0,60 m del mismo material de relleno. Además, se determina los materiales que se van a utilizar para el diseño que en este caso llegan a ser concreto de $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 = 20,59 \text{ MPa}$, y acero con un esfuerzo de fluencia $f_y = 420 \text{ MPa}$ como se muestra en la figura 76

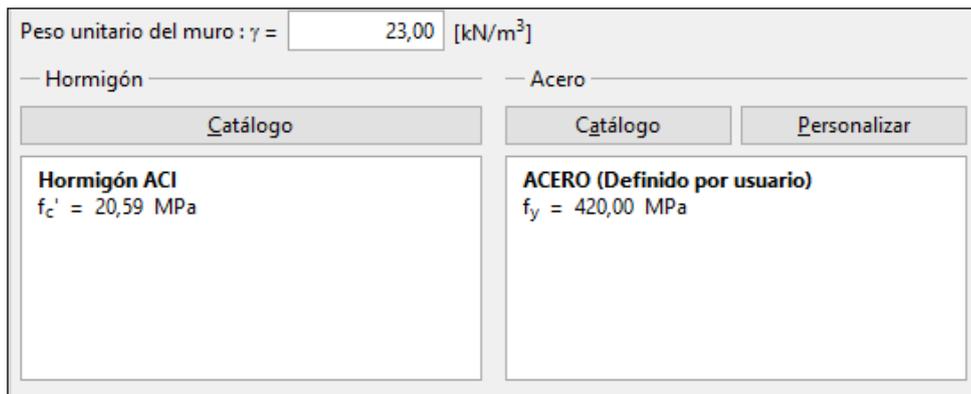


Figura 76: Propiedades de materiales de diseño
Fuente: Elaboración propia

En la figura 77 se inserta los componentes de aceleración sísmica horizontal y vertical.

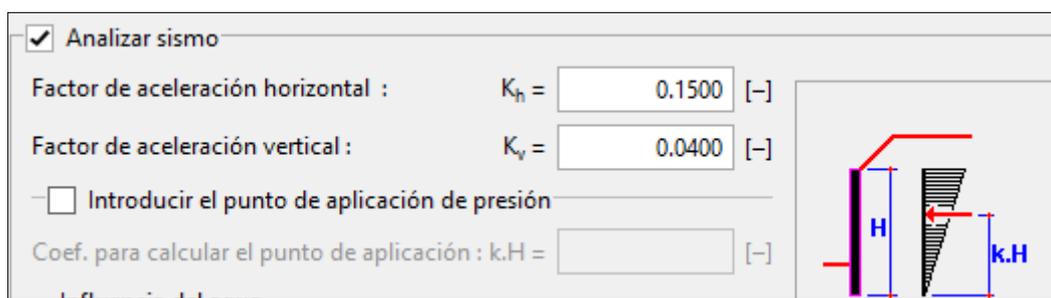


Figura 77: Factores de aceleración sísmica
Fuente: Elaboración propia

Verificación de equilibrio de la estructura: En la figura 79 son las fuerzas resultantes que se aplican en el muro en voladizo.

Tabla 39
Fuerzas ejercidas sobre el muro

Nro.	Fuerza	Fx	Fz	Pto. aplicación		Coef. [-]
		[kN/m]	[kN/m]	x [m]	z [m]	
1	Peso - Muro	0,00	46,07	0,90	-1,11	1,000
2	Sismo - construcción	-6,91	-1,84	0,90	-1,11	1,000
3	Resistencia del frente	19,72	0,00	0,36	-0,25	1,000
4	Sismo - frente	-0,87	-0,01	0,35	-0,40	1,000
5	Peso - cuña de tierra	0,00	102,76	1,66	-1,98	1,000
6	Sismo - cuña de suelo	-15,41	-4,11	1,66	-1,98	1,000
7	Sismo - presión activa	-10,26	6,94	2,60	-2,40	1,000

Fuente: Elaboración propia

Se muestra en la figura 78 las verificaciones de la estructura con un resultado satisfactorio. Al analizar la situación de equilibrio de la estructura de contención, el programa Geo 5 determina que el factor de seguridad al vuelco es de 3,80; debido a ello se puede afirmar que se cumple con la verificación de volteo, ya que es mayor al mínimo FS aceptado por Norma E.050 de 1,25 para el análisis con presencia de fuerza sísmica. Asimismo, muestra que cumple la verificación por deslizamiento, ya que el factor de seguridad de esta verificación es de 2,85; el cual, es mayor al mínimo determinado por la Norma E.050.

Verificación del muro completo

Verificación de la estabilidad de vuelco
 Momento estabilizador $M_{res} = 221,59 \text{ kNm/m}$
 Momento de vuelco $M_{ovr} = 58,35 \text{ kNm/m}$

Factor de seguridad = $3,80 > 1,25$
Muro para vuelco ES SATISFACTORIA

Verificación del deslizamiento
 Fuerza horizontal resistente $H_{res} = 39,10 \text{ kN/m}$
 Fuerza horizontal activa $H_{act} = 13,73 \text{ kN/m}$

Factor de seguridad = $2,85 > 1,25$
Muro para deslizamiento ES SATISFACTORIA

Verificación completa - MURO ES SATISFACTORIA

Figura 78: Verificación por vuelco y deslizamiento

Fuente: Elaboración propia

Verificación de equilibrio de la estructura

En la figura 81 se tiene una tensión en el fondo de la zapata de forma trapezoidal, la estructura del muro de contención presenta una excentricidad de 0,081; la cual es satisfactoria, debido a que es menor a la máxima excentricidad permitida de $B/6 = 0,4333$.

La capacidad portante del suelo de cimentación es satisfactoria, debido a que el factor de seguridad por capacidad de carga que es 8,69; es mayor que el mínimo FS permisible según Norma E.050 es de 2,5.

Carga de diseño actuando en el centro del fondo de la zapata					
Nro.	Momento [kNm/m]	Fuerza Normal [kN/m]	Resistencia al corte [kN/m]	Excentricidad [-]	Tensión [kPa]
1	31,43	148,81	13,73	0,081	68,74

Carga de servicio actuando en el centro del fondo de la zapata			
Nro.	Momento [kNm/m]	Fuerza Normal [kN/m]	Resistencia al corte [kN/m]
1	31,43	148,81	13,73

Verificación de la capacidad portante del terreno de cimentación
 Tensión en el fondo de la zapata : trapezoide

Verificación de excentricidad
 Mx. excentricidad de fuerza normal $e = 0,081$
 Máxima excentricidad permitida $e_{\text{adm}} = 0,433$
Excentricidad de la fuerza normal ES SATISFACTORIA

Verificación de la capacidad portante del fondo de la zapata
 Mx. tensión en el fondo de la zapata $\sigma = 82,36 \text{ kPa}$
 Capacidad portante del terreno de cimentación $R_d = 597,52 \text{ kPa}$
 Factor de seguridad = $0,98 > 2,50$
Capacidad portante del terreno de cimentación ES SATISFACTORIA

Estabilidad global - Cap. portante del terreno de cimentación ES SATISFACTORIA

Figura 79: Verificación por capacidad portante

Fuente: Elaboración propia

Verificación del muro. Para la verificación estructural del muro se toma en cuenta la Norma Técnica de Edificaciones E. 060 – Concreto armado en el capítulo 7.7.1 menciona que el recubrimiento para el refuerzo del concreto cuando éste va a estar expuesto y en contacto con el suelo de forma permanente será de 70 mm.

- Verificación de pantalla del muro – refuerzo frontal

En la figura 80 se observa que el refuerzo frontal de la estructura no es obligatorio; sin embargo, para que pueda conservar su seguridad son necesarias 3 varillas de 3/8”.

Verificación del tallo del muro - refuerzo frontal

Verificación del tallo del muro - refuerzo trasero

Datos para dimensionamiento

Recubrimiento : 70,0 [mm]

Número de barras : 3,00 [pcs]

Número de barra : 3

Diámetro de barra : 9,5 [mm]

Figura 80: Verificación refuerzo frontal
Fuente: Elaboración propia

- Verificación de pantalla del muro – refuerzo trasero

En la figura 81 se muestra el refuerzo trasero de la pantalla del muro requiere de un área de acero de 922,4 mm². Por ende, se va a utilizar 5 varillas de 3/8”, que da un área de acero de 989,7 mm² para que se cubra el área de acero que se necesita. Por ende, se puede afirmar que la sección transversal del refuerzo trasero es satisfactoria.

Verificación del tallo del muro - refuerzo trasero

Verificación del muro en la junta de construcción 3,24 m desde la cresta del muro

Refuerzo y dimensiones de la sección transversal

5 perf.Nro. 5, recubr.70,0 mm

Área de refuerzo ingresada = 989,7 mm²

Área de refuerzo requerida = 922,4 mm²

Ancho de la sección transversal = 1,00 m

Altura de sección transversal = 0,36 m

Cuantía del refuerzo $\rho = 0,35 \% > 0,33 \% = \rho_{min}$

Posición del eje neutro $c = 0,03 m < 0,12 m = c_{max}$

Fuerza de corte última $\phi V_n = 158,78 kN > 62,79 kN = V_u$

Momento último $\phi M_n = 104,57 kNm > 88,01 kNm = M_u$

La sección transversal es SATISFACTORIA.

Figura 81: Verificación refuerzo trasero
Fuente: Elaboración propia

- Verificación de la base del muro

En la figura 82 se muestra el refuerzo de la base del muro requiere de un área de acero de 115,5 mm². Por ende, se va a utilizar 2 varillas de 3/8", que da un área de acero de 142,5 mm² para que se cubra el área de acero que se necesita. Por ende, se puede afirmar que la sección transversal del refuerzo en la base del muro es satisfactoria.

Verificación del salto del muro			
Refuerzo y dimensiones de la sección transversal			
2 perf.Nro. 3, recubr.70,0 mm			
Área de refuerzo ingresada	=	142,5 mm ²	
Área de refuerzo requerida	=	115,5 mm ²	
Ancho de la sección transversal	=	1,00 m	
Altura de sección transversal	=	0,36 m	
Cuantía del refuerzo ρ	=	0,05 %	> 0,04 % = ρ_{min}
Posición del eje neutro c	=	0,00 m	< 0,12 m = c_{max}
Fuerza de corte última ϕV_n	=	161,21 kN	> 30,81 kN = V_U
Momento último ϕM_n	=	15,27 kNm	> 9,33 kNm = M_U
La sección transversal es SATISFACTORIA.			

Figura 82: Verificación base

Fuente: Elaboración propia

- Verificación del talón del muro

En la figura 83 se muestra el refuerzo del talón del muro requiere de un área de acero de 926,1 mm². Por ende, se va a utilizar 5 varillas de 3/8", que da un área de acero de 989,7 mm² para que se cubra el área de acero que se necesita, y así validar la verificación como satisfactoria.

Verificación del talón del muro.			
Refuerzo y dimensiones de la sección transversal			
5 perf.Nro. 5, recubr.70,0 mm			
Área de refuerzo ingresada	=	989,7 mm ²	
Área de refuerzo requerida	=	926,1 mm ²	
Ancho de la sección transversal	=	1,00 m	
Altura de sección transversal	=	0,36 m	
Cuantía del refuerzo ρ	=	0,35 %	> 0,33 % = ρ_{min}
Posición del eje neutro c	=	0,03 m	< 0,12 m = c_{max}
Fuerza de corte última ϕV_n	=	159,41 kN	> 31,82 kN = V_U
Momento último ϕM_n	=	101,08 kNm	> 78,68 kNm = M_U
La sección transversal es SATISFACTORIA.			

Figura 83: Verificación talón

Fuente: Elaboración propia

En la figura 84 se observa el diseño final del muro en voladizo. La dimensión es 3,60 metros de alto y 2,60 de base.

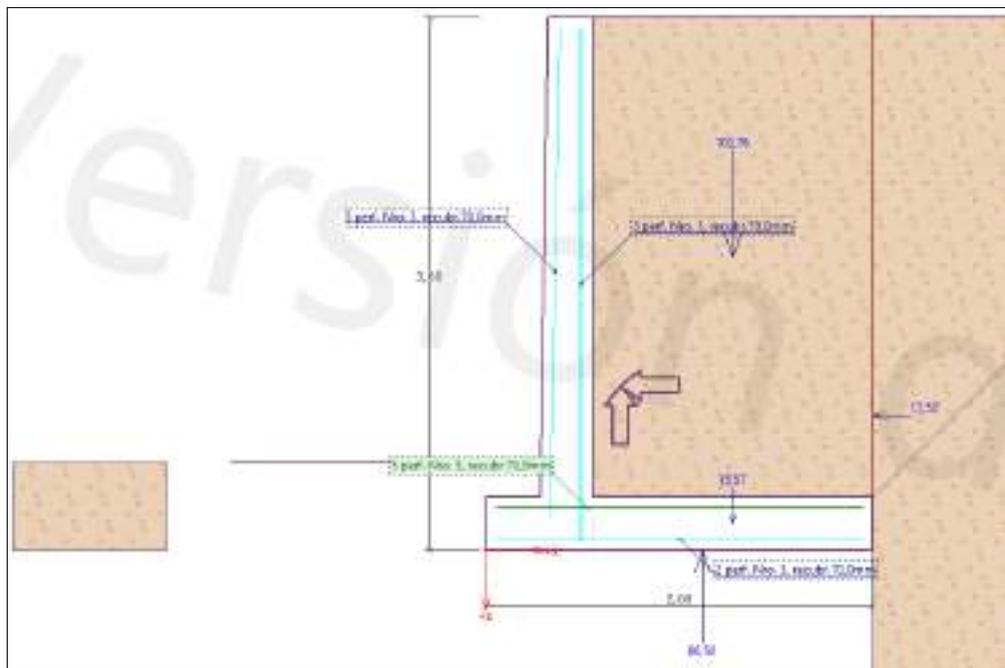


Figura 84: Diseño de muro voladizo Geo 5
Fuente: Elaborado en Geo5

b) Diseño de muro en voladizo con SAP – 2000 V.22.1.0: Se utilizó el software Structural Analysis Program (SAP) 2000 versión 22.1.0 Build 1639 de la empresa Computers and Structures, Inc. Primero se realizó la determinación del empuje activo sísmico que se va a utilizar en el programa mediante el método de Mononobe Okabe. Se usarán los datos de la tabla 40.

Tabla 40:

Datos para el diseño muro en voladizo con SAP-2000

Peso específico del suelo	$\gamma = 1,72 \text{ t/m}^3$
Densidad del suelo	$\rho = 1,71 \text{ g/cm}^3$
Ángulo de fricción interna del suelo	$\phi = 34,2^\circ$
Cohesión del suelo	$C = 0,04 \text{ kg/cm}^2$
Capacidad portante del suelo	$\sigma = 2,29 \text{ kg/cm}^2$
Altura libre de diseño	$h' = 3 \text{ m}$
Coefficiente de balasto	$K_s = 2465,68 \text{ t/m}^3$
Módulo de elasticidad del concreto	$E = 217370,65 \text{ kg/cm}^2$
Componente horizontal de Sismo	$K_h = 0,15$
Componente vertical de Sismo	$K_v = 0,04$

Fuente: Elaboración propia

Determinamos los parámetros de cálculo que llegan a ser los ángulos que nos van a permitir realizar los cálculos.

- Ángulo de inclinación de la sobrecarga $\alpha = 0^\circ$
- Ángulo entre el lleno y el muro que llega a ser entre 1/2 y 2/3 del ángulo de fricción.

$$\delta = \frac{1}{2} \times 34,2 = 17,1^\circ$$

- El valor de θ llega a ser la inclinación de la cara del muro que limita con el relleno vs la vertical del suelo de relleno. Como estas caras son verticales, entonces:

$$\theta = 0^\circ$$

- Calculamos la condición pseudo estática.

$$\eta = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right)$$

$$\eta = \tan^{-1}\left(\frac{0,15}{1 - 0,04}\right) = 8,8807^\circ$$

- Calculamos el empuje activo sísmico (E_{ae})

$$E_{ea} = \frac{1}{2} * K_{ae} * \gamma * H^2 * (1 - K_v)$$

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

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(34,2 - 0 - 8,88)}{\cos 8,88 * \cos^2(0) * \cos(17,1 + 0 + 8,88) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(34,2 + 17,1) \sin(34,2 - 0 - 8,88)}{\cos(17,1 + 0 + 8,88) \cos(0 - 0)}} \right]^2}$$

$$K_{ae} = \frac{0,817}{0,888 * 2,590} = 0,355$$

Reemplazando

$$E_{ea} = \frac{1}{2} * 0,355 * 16,8674 \text{ kN/m}^3 * 3,6^2 * (1 - 0,04)$$

$$E_{ea} = 37,250 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 3,80 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

Cálculo de la variación de empuje activo sísmico

$$\Delta E_{ae} = E_{ae} - E_a$$

$$\Delta E_{ae} = 37,250 \frac{\text{t}}{\text{m}} - 30,5967 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

$$\Delta E_{ae} = 6,653 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

En la figura 85 se muestra el empuje de las cargas con sismo que se aplican al muro en voladizo.

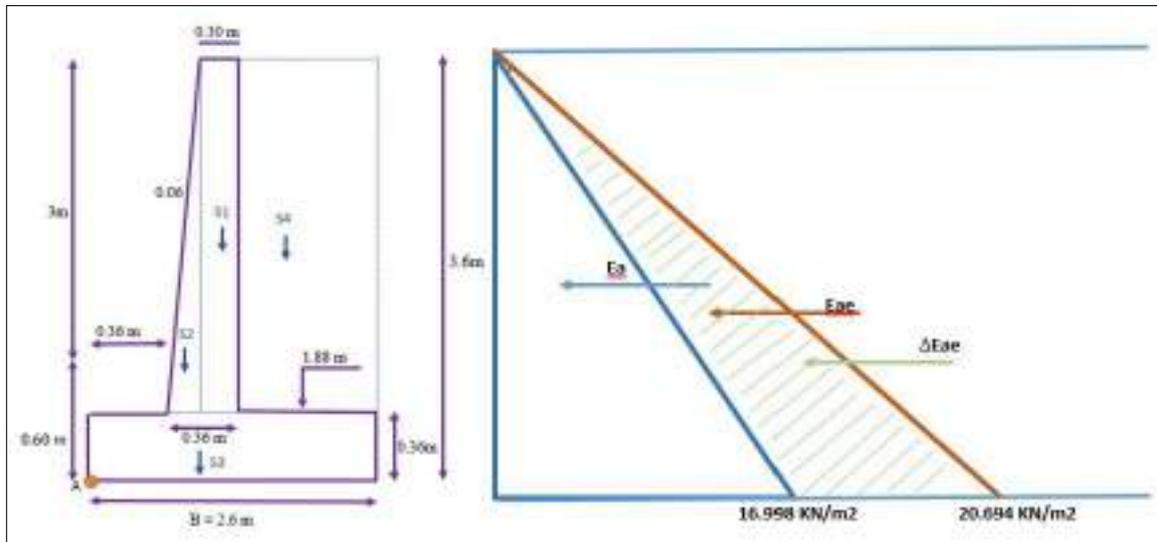


Figura 85: Empujes sísmicos aplicados al muro

Fuente: Elaboración propia

En la figura 86 se empieza con el proceso de diseño en el programa. En primer lugar, se define las grillas que son los ejes guía sobre los cuales se va a trabajar, teniendo en cuenta que las separaciones entre dichas grillas se hallan en el predimensionamiento.

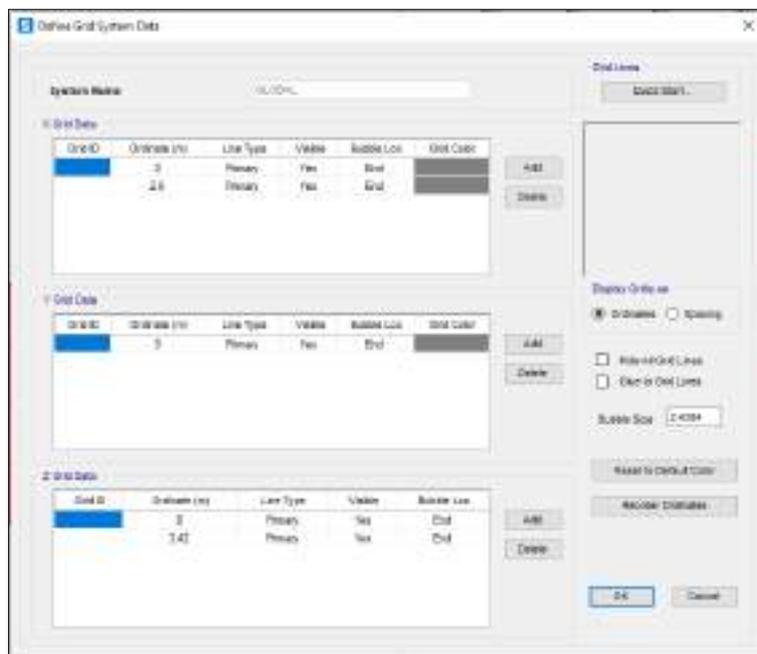


Figura 86: Sistema de grillas

Fuente: Elaboración propia

En la figura 87 se define los materiales a utilizar para el diseño del muro de contención, en este caso es concreto de resistencia a la compresión $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.



Figura 87: Definición de concreto

Fuente: Elaboración propia

Posteriormente, en la figura 88 se determina la sección muro que se va a analizar de acuerdo al predimensionamiento de ancho de corona que fue de 0,30 m.

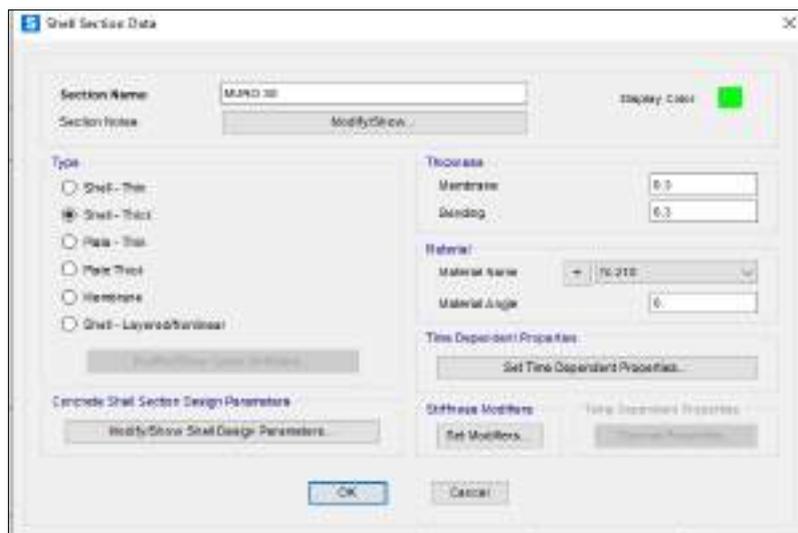


Figura 88: Sección área

Fuente: Elaboración propia

En la figura 89 se determina la sección zapata de un espesor de 0,36 m según pre dimensionamiento.

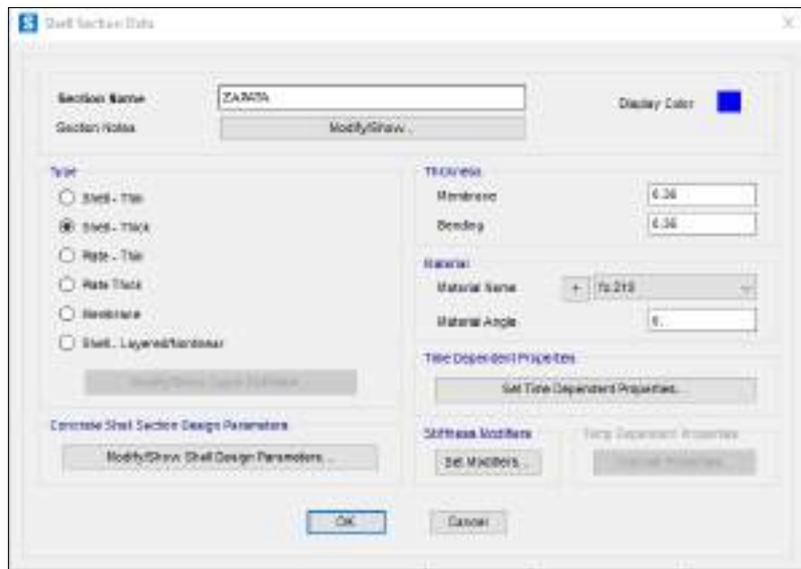


Figura 89: Sección área

Fuente: Elaboración propia

Debido a que el programa SAP-2000 V.22.1.0 trabaja con elementos finitos se debe dividir las áreas de los componentes del muro de contención en secciones de dimensiones iguales y más pequeñas, para que los resultados puedan ser lo más cercanos a la realidad posible; puesto que, al realizar este procedimiento se están considerando y aplicando los esfuerzos a una mayor cantidad de área del muro.

Se divide el área de la pantalla del muro en partes cuadradas iguales de 0,25 m. Entonces:

$$\text{para el largo} = \frac{1m}{0,25} = 4 \text{ secciones}$$

$$\text{para el alto} = \frac{3.6 m}{0,25} = 15 \text{ secciones}$$

Se divide el área de la zapata del muro en partes cuadradas iguales de 0,25 m. Entonces:

$$\text{para el largo} = \frac{2,6 m}{0,25} = 11 \text{ secciones}$$

$$\text{para el ancho} = \frac{1m}{0,25} = 4 \text{ secciones}$$

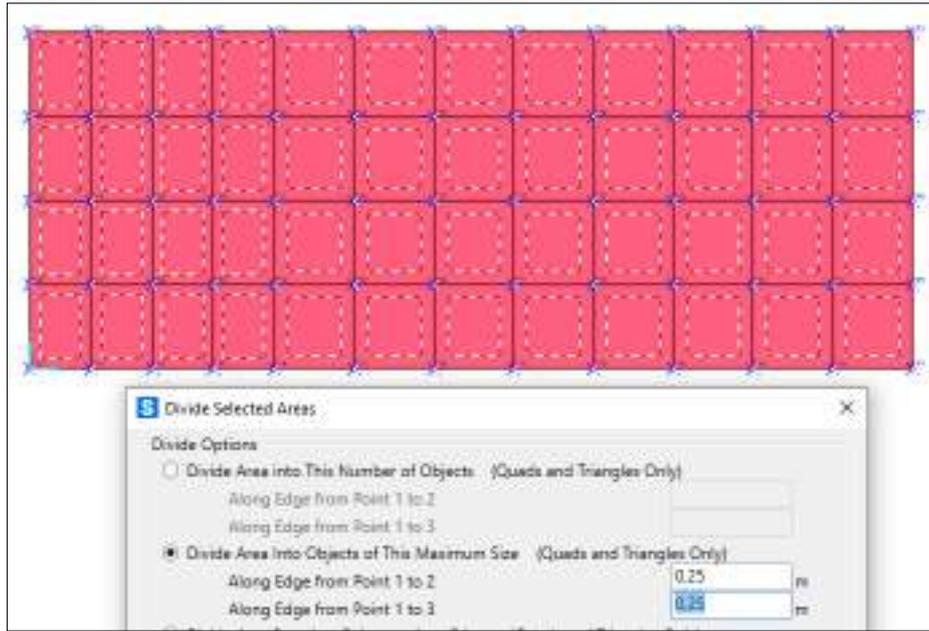


Figura 90: División de áreas

Fuente: Elaboración propia

Luego, en la figura 91 muestra la división por grupos de las dos partes del muro, tanto la zapata como la pantalla del muro, esto se realiza con el propósito de facilitar la selección de estas áreas para que se puedan aplicar los esfuerzos.

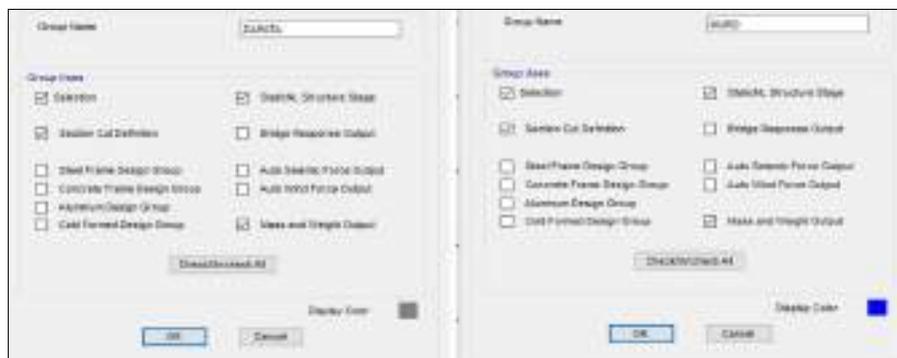


Figura 91: Definición de grupos SAP-2000

Fuente: Elaboración propia

En la figura 92 se fijarán los patrones de carga, como la presión de tierra con sismo. Asimismo, consideramos un patrón denominado muro que dará la ampliación del ancho de la pantalla al muro.

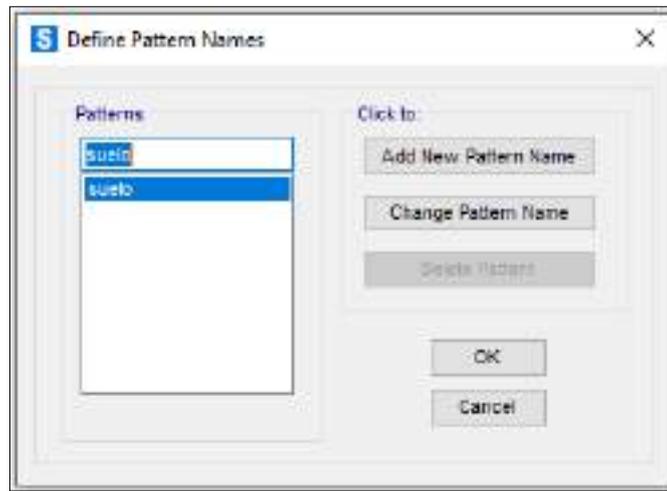


Figura 92: Nombre de Patrones

Fuente: Elaboración propia

- El espesor a la pantalla del muro se inserta en el programa luego de resolver la siguiente ecuación:

$$\text{Valor de patrón} = Ax + By + Cz + D$$

En esta ecuación se muestran los ejes tridimensionales en los que está diseñado el muro acompañado de un factor que será determinado mediante el valor que toman los esfuerzos en el área del muro. Como la pantalla del muro en estudio se encuentra en el eje Z entonces la ecuación se reduciría a:

$$\text{Valor de patrón} = Cz + D$$

Cuando $z = 0$ el valor del ancho de la pantalla es 0,36

$$0,36 = C(0) + D, \text{ entonces } 0,36 - C(0) = D$$

Cuando $z = 3,6$ el valor del ancho de la pantalla es 0,30

$$0,30 = C(3,6) + D, \text{ entonces } 0,30 - C(3,6) = D$$

Igualando los valores de D

$$0,36 - C(0) = 0,30 - C(3,6)$$

$$C = \frac{0,30 - 0,36}{3,6} = -0,017$$

Reemplazando para hallar D

$$0,36 - (0,0017)(0) = D$$

$$D = 0,36$$

En la figura 93 se muestra los valores calculados para C y D serán insertados en la data de patrones de carga para el muro.

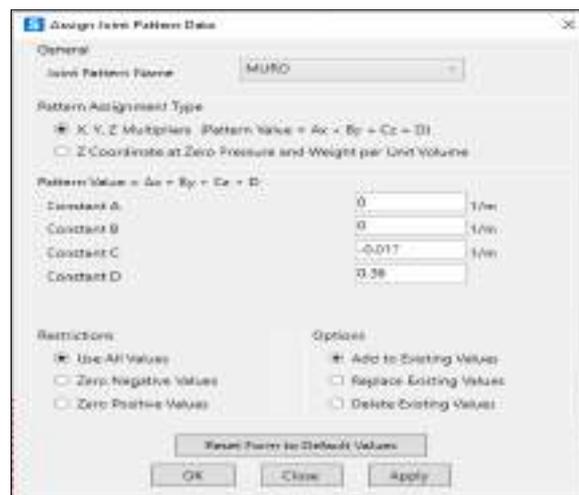


Figura 93: Data de patrones en muro

Fuente: Elaboración propia

- La presión de tierra hacia la pantalla del muro se inserta en el programa luego de resolver la siguiente ecuación:

$$\text{Valor de patrón} = Ax + By + Cz + D$$

Como la pantalla de nuestro muro se encuentra en el eje Z entonces la ecuación se reduciría a:

$$\text{Valor de patrón} = Cz + D$$

Cuando $z = 0$ el valor de la presión de tierra es $20,694 \text{ kN/m}^2$

$$20,694 = C(0) + D, \text{ entonces } 20,694 - C(0) = D$$

Cuando $z = 3,6$ el valor de la presión de tierra es 0

$$0 = C(3,6) + D, \text{ entonces } 0 - C(3,6) = D$$

Igualando los valores de D

$$20,694 - C(0) = 0 - C(3,6)$$

$$C = \frac{-20,694}{3,6} = -5,748$$

Reemplazando para hallar D

$$20,694 - (5,748)(0) = D$$

$$D = 20,694$$

Los valores calculados para C y D serán insertados en la data de patrones de carga para la opción presión de tierra como se aprecia en la figura 94.

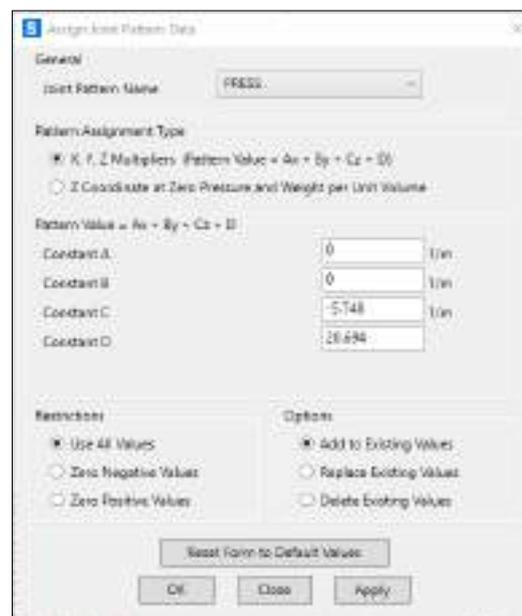


Figura 94: Data de patrones presión de tierra

Fuente: Elaboración propia

En la figura 95 se definen los datos de patrones de presión de carga, considerando la carga muerta y la presión de tierra.

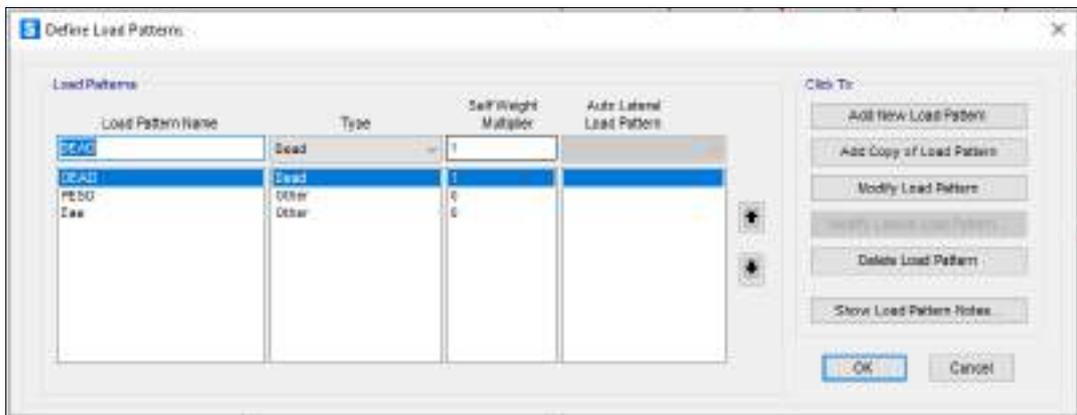


Figura 95: Data de patrones de carga

Fuente: Elaboración propia

En la figura 96 se incorpora la presión del empuje del terreno con sismo al muro en la que se considera el factor de multiplicación igual a 1, debido a que, se realizó el cálculo de la presión final. Esta presión actúa en la cara inferior del muro porque es la que va a soportar el empuje del suelo de relleno.

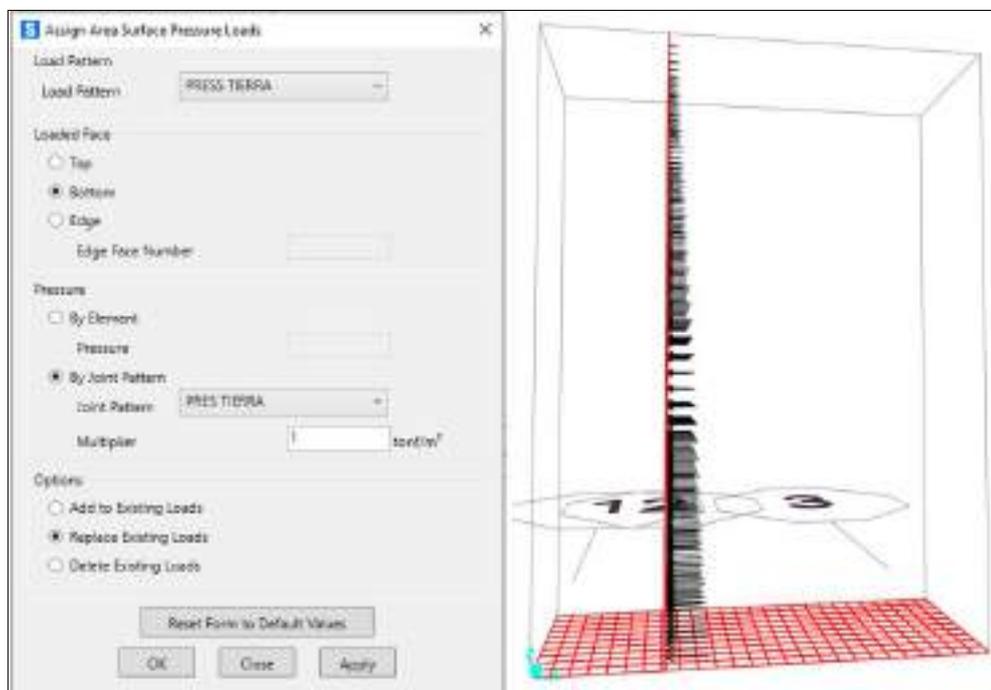


Figura 96: Esfuerzos de presión de tierra

Fuente: Elaboración propia

Luego se define el apoyo de la zapata sobre el terreno de acuerdo a los parámetros del suelo de estudio. Esto se inicia con la incorporación de los resortes en la base de la zapata. En la figura 97 se incorpora el coeficiente de balasto en la cara inferior porque ahí se aplican los esfuerzos.



Figura 97: Coeficiente de balasto

Fuente: Elaboración propia

Sin embargo, la zapata se considera una estructura inestable; por lo tanto, las cuatro esquinas van a tener restricciones de traslación en los ejes locales 1 y 2. En vertical no porque en este eje el coeficiente de balasto mediante los resortes le está proporcionando estabilidad. En la figura 98 se restringen la traslación en los ejes de diseño que determina que no va a existir traslación en los ejes del muro.

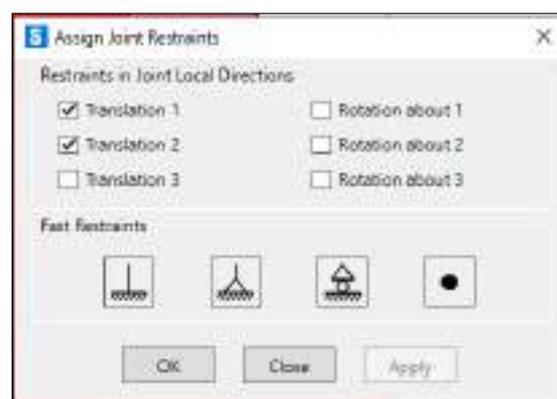


Figura 98: Restricciones de traslación

Fuente: Elaboración propia

Vamos a aplicar las sobrecargas a la pantalla, para eso definimos patrones de carga

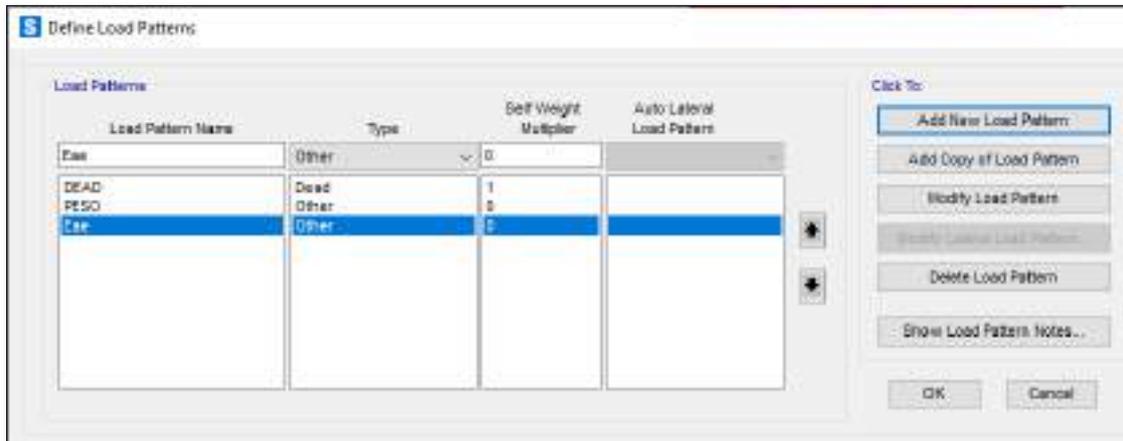


Figura 99: Definición patrones de carga

Fuente: Elaboración propia

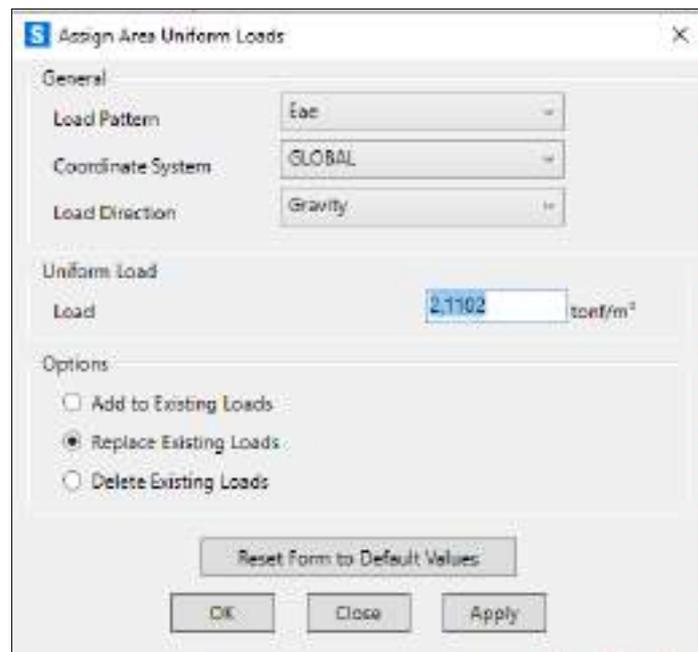


Figura 100: Empuje activo sísmico

Fuente: Elaboración propia

Luego incorporamos la carga distribuida a la zapata

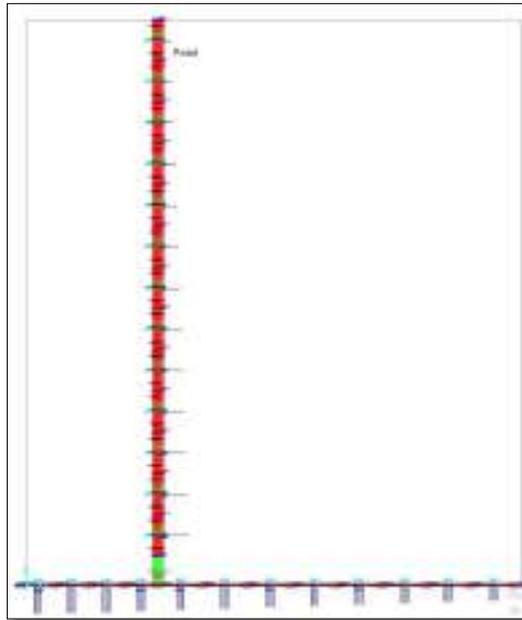


Figura 101: Esfuerzo sobre la zapata

Fuente: Elaboración propia

- Realizamos la verificación por volteo. En la figura 102 se muestra el diagrama con el momento máximo actuante en el muro de 144,09 kN-m/m.

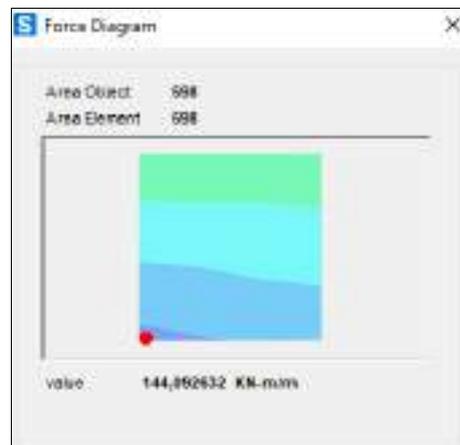


Figura 102: Momento actuante en el muro

Fuente: Elaboración propia

Como nuestro momento resistente es de 221,59 kN-m/m, entonces:

$$FS_{\text{volcamiento}} = \frac{221,59 \text{ kN/m} * \text{m}}{144,09 \text{ kN/m} * \text{m}} = 1,538$$

Al ser el valor mayor a 1,25 que es el mínimo factor de seguridad según norma se puede afirmar que cumple con la verificación de volteo.

- Realizamos la verificación por deslizamiento. En la figura 103 se muestra el diagrama con el esfuerzo máximo actuante en el muro e 25,01 kN/m.

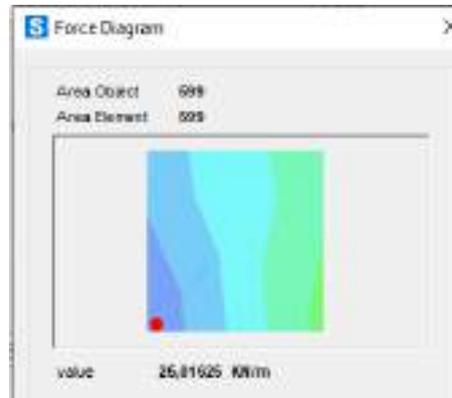


Figura 103: Esfuerzo máximo actuante en el muro
Fuente: Elaboración propia

Como nuestro esfuerzo resistente es de 39,10 kN/m, entonces:

$$FS_{\text{volcamiento}} = \frac{39,10 \text{ kN/m}}{25,01 \text{ kN/m}} = 1,563$$

Al ser el valor mayor a 1,25 que es el mínimo factor de seguridad según norma se puede afirmar que cumple con la verificación por deslizamiento.

- Realizamos la verificación por capacidad portante. En la figura 104 se muestra el diagrama con el esfuerzo máximo actuante en la zapata de 236,36 kN/m.



Figura 104: Esfuerzo máximo actuante en la zapata
Fuente: Elaboración propia

Como nuestro esfuerzo resistente es de 597,52, entonces:

$$FS_{\text{volcamiento}} = \frac{597,52}{236,36} = 2,528$$

Al ser el valor mayor a 2,5 que es el mínimo factor de seguridad según Norma E.050 se puede afirmar que cumple con la verificación por capacidad portante.

- Diseño de acero en el muro

En la figura 105 se muestra el área de acero necesaria en la cara exterior de la pantalla para el óptimo funcionamiento del muro. El área necesaria es de 0 m² en 1 metro de estudio del muro. Con este resultado se comprueba lo obtenido en el programa Geo 5 en el que señala que no es necesario el acero de refuerzo en la cara exterior del muro.

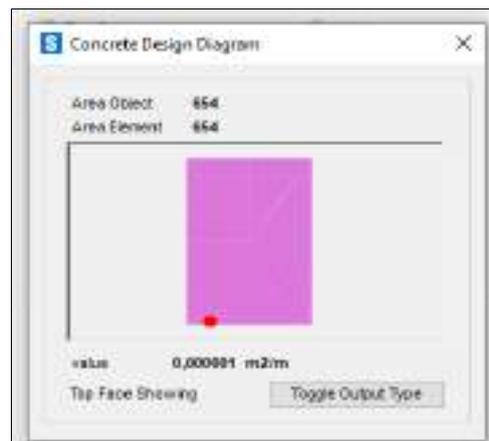
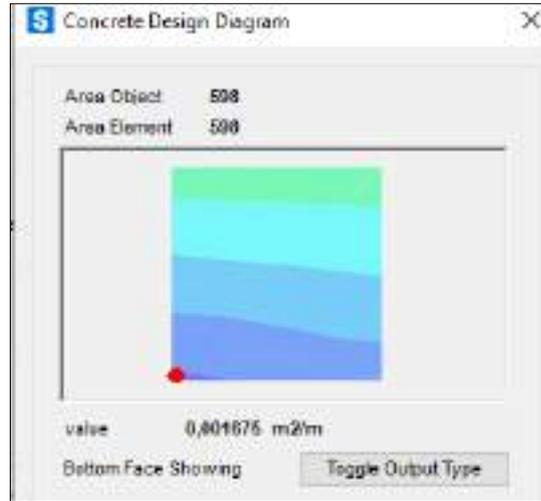


Figura 105: Área de acero requerida cara exterior de la pantalla
Fuente: Elaboración propia

Sin embargo, para mayor seguridad se utilizará 3 varillas de 3/8", espaciadas a 1,08 m

En la figura 106 se muestra el área de acero necesaria en la cara interior de la pantalla para el óptimo funcionamiento del muro. El área necesaria es de 0,001675 m² en 1 metro de estudio del muro.



*Figura 106: Área de acero requerida cara interior de la pantalla
Fuente: Elaboración propia*

Entonces el área de acero necesaria es 16,75 cm².

Considerando varillas de 3/8 pulgada

$$\text{area de acero} = (1 * 0,95)^2 * 3,14159 = 2,835 \text{ cm}^2$$

Entonces

$$N^{\circ} \text{ varillas} = \frac{16,75}{2,835} = 5,908 = 6 \text{ varillas}$$

Espaciadas a

$$\text{espaciamiento} = \frac{3,24}{6} = 0,54 \text{ m}$$

Considerar 6 varillas de 3/8" espaciadas a 0,54 m.

En la figura 107 se muestra el área de acero necesaria en la cara exterior de la zapata para el óptimo funcionamiento del muro. El área necesaria es de 0,001119 m² en 1 metro de estudio del muro.

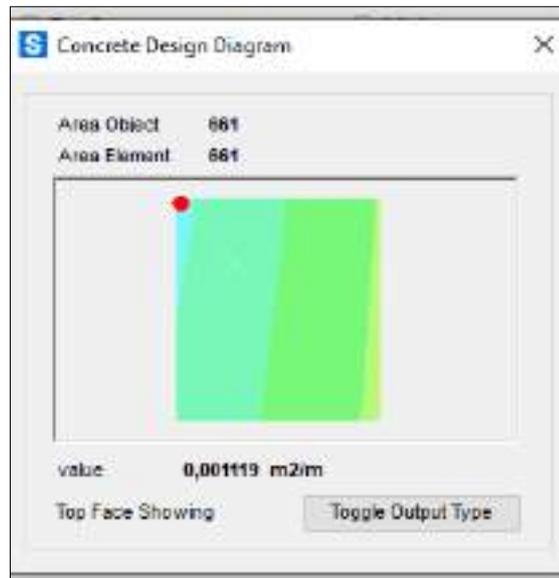


Figura 107: Área de acero requerida cara exterior de la zapata

Fuente: Elaboración propia

Entonces el área de acero necesaria es 11,19 cm².

Considerando varillas de 3/8 pulgada

$$\text{area de acero} = (1 * 0,95)^2 * 3,14159 = 2,835 \text{ cm}^2$$

Entonces

$$N^{\circ} \text{ varillas} = \frac{11,19}{2,835} = 3,947 = 4 \text{ varillas}$$

Espaciadas a

$$\text{espaciamiento} = \frac{2,60}{4} = 0,65 \text{ m}$$

Considerar 4 varillas de 3/8" espaciadas a 0,65 m.

En la figura 108 se muestra el área de acero necesaria en la cara interior de la zapata para el óptimo funcionamiento del muro. El área necesaria es de 0,000353 m² en 1 metro de estudio del muro.

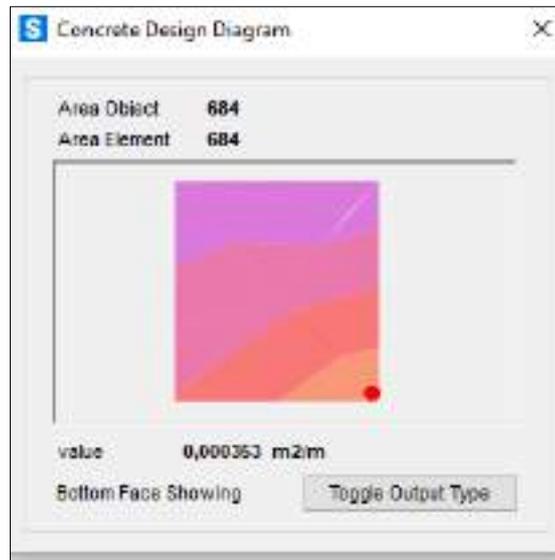


Figura 108: Área de acero requerida cara interior de la zapata

Fuente: Elaboración propia

Entonces el área de acero necesaria es 3,53 cm².

Considerando varillas de 3/8 pulgada

$$\text{area de acero} = (1 * 0,95)^2 * 3,14159 = 2,835 \text{ cm}^2$$

Entonces

$$N^{\circ} \text{ varillas} = \frac{3,53}{2,835} = 1,245 = 2 \text{ varillas}$$

Espaciadas a

$$\text{espaciamiento} = \frac{2,60}{2} = 1,30 \text{ m}$$

Considerar 2 varillas de 3/8" espaciadas a 1,30 m.

Luego diseñar el muro en voladizo se elaboró un presupuesto referencial sobre esta estructura para tener una valoración económica. En la tabla 41 se muestra el presupuesto que asciende al monto de **S/ 1 558 198,73** (Un millón quinientos cincuenta y ocho mil ciento noventa y ocho con 73/100 soles).

Tabla 41:
Presupuesto de muro en voladizo

		Presupuesto				1
ANÁLISIS HIDRÁULICO Y ESTRUCTURAL DE UN MURO DE CONTENCIÓN EN EL MARGEN DEL RÍO SANTA EULALIA ,CALLAHUANCA						
Presupuesto	1101001	Cliente	SOLARIA & RIOS,A	Costo al	05/07/2021	
Lugar	LIMA - HUAROCHIRI - CALLAHUANCA					
Ítem	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/	Parcial S/	
01	OBRAS PRELIMINARES				5 319,84	
01.01	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS	Glb	1,00	2,800,00	2 800,00	
01.02	TRAZO Y REPLANTEO	km	1,00	2,519,84	2 519,84	
02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				113 449,00	
02.01	EXCAVACION PARA ESTRUCTURA EN ROCA SUELTA CON EQUIPO	m ³	500,00	186,67	93 335,00	
02.02	REFINE DE ZANJAS PARA ZAPATAS	m ²	1 300,00	6,92	8 996,00	
02.03	NIVELACION, COMPACTACION Y FONDEO DE CANAL	m ²	1 300,00	6,26	8 138,00	
02.04	RELLENO Y COMPACTACION CON MATERIAL PROPIO	m ³	500,00	5,96	2 980,00	
03	CONCRETO SIMPLE				69 641,00	
03.01	SOLADO e = 3"	m ²	1 300,00	53,57	69 641,00	
04	CONCRETO ARMADO				1 023 064,84	
04.01	ZAPATAS				493 414,64	
04.01.01	CONCRETO ZAPATAS f _c = 210 kg/cm ²	m ³	1 300,00	275,48	358 124,00	
04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m ²	1 200,00	89,59	107 508,00	
04.01.03	ACERO DE REFUERZO f _y = 4,200 kg/cm ²	kg	1 128,00	24,63	27 782,64	
04.02	PANTALLA				516 378,18	
04.02.01	CONCRETO PREMEZCLADO MURO DE CONTENCIÓN f _c = 210 kg/cm ²	m ³	567,00	353,47	200 417,49	
04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m ²	3 240,00	89,59	290 271,60	
04.02.03	ACERO DE REFUERZO f _y = 4,200 kg/cm ²	kg	1 043,00	24,63	25 689,09	
04.03	VARIOS				13 272,02	
04.03.01	JUNTAS DE CONSTRUCCION CON TECKNOPORT 2"	m	100,00	58,16	5 816,00	
04.03.02	CURADO DE OBRAS DE ARTE	m ²	1 887,60	3,95	7 456,02	
	COSTO DIRECTO				1 211 474,68	
	GASTOS GENERALES (4 %)				48 458,99	
	UTILIDAD (5 %)				60 573,73	
	SUB TOTAL				1 320 507,40	
	IGV (18 %)				23 7691,33	
PRESUPUESTO TOTAL					1 558 198,73	

Fuente: Elaborado en el software S10

6.2. Contrastación de hipótesis

6.2.1. Contrastación de hipótesis general

- El análisis hidráulico y estructural permite obtener un adecuado muro de contención en el margen del río Santa Eulalia. Porque se realizó un estudio riguroso de campo como el levantamiento topográfico y ensayos de suelos. De la misma forma se analizaron las variables hidrológicas, hidráulicas y estructurales. También, se simuló el cauce del río Santa Eulalia con el software HEC-RAS V5.0.7 permitiendo así, obtener un modelo dinámico para el dimensionamiento del muro de contención. En tal sentido, se cumplió con lo planteado en la hipótesis general.

6.2.2. Contrastación de hipótesis específicas

- Hipótesis específica 1: El levantamiento topográfico con la estación total Topcon – serie GPT - 3000 permitió conocer las características del relieve de la zona de estudio mediante las curvas de nivel cada 5 metros y la pendiente del terreno. El ensayo de suelos a partir de dos calicatas de dimensiones 1 x 1 x 1,5 definió parámetros como cohesión, ángulo de fricción y densidad para el dimensionamiento de la estructura. En consecuencia, se cumplió la primera hipótesis específica.
- Hipótesis específica 2: El estudio hidrológico permitió el análisis riguroso de la morfometría de la cuenca, precipitaciones y el método SCS – Soil Conservation Service utilizando el software HEC-HMS V.4.4.1, teniendo en cuenta el hietograma de precipitación, tiempo de concentración y periodo de retorno. Estos resultados se utilizaron para la obtención de la máxima avenida en función del periodo de retorno de diseño. En consecuencia, se cumplió la segunda hipótesis específica.
- Hipótesis específica 3: Los parámetros hidráulicos permitieron la simulación del cauce del río Santa Eulalia con el software HEC-RAS V.5.0.7 para conocer el tirante máximo y zonas de inundación. Por otro lado, los parámetros estructurales mediante métodos matemáticos y software proporcionaron las dimensiones óptimas para el dimensionamiento del muro de contención. En consecuencia, se demostró la tercera hipótesis específica.

6.3. Conclusiones

- Se realizó el levantamiento topográfico del margen del río Santa Eulalia en 500 metros lineales aguas abajo para obtener las curvas de nivel cada 5 metros con una estación total para visualizar las secciones transversales. El lugar de estudio, tiene una pendiente moderada de 5,7 %, cota inicial de 1365 m.s.n.m y cota final de 1325 m.s.n.m aguas abajo. Asimismo, se realizaron dos calicatas de 1 x 1 x 1,5 m de profundidad para llevar la muestra al laboratorio y ejecutar el ensayo triaxial consolidado drenado para obtener los parámetros del suelo. Se obtuvo como resultado un suelo grava pobremente gradada con arena (GP) de acuerdo a la clasificación SUCS.
- Se elaboró el estudio hidrológico mediante el análisis de una serie histórica de precipitaciones de 30 años. Con el programa HEC-HMS V.4.4.1 se obtuvieron los caudales de máximas avenidas de 57,20; 69,0; 94,8; 106,5; 121,7 y 166,0 m³/s para los periodos de retorno de 30; 50; 100; 140; 200 y 500 años, respectivamente. El tirante máximo se calculó con el programa HEC-RAS V.5.0.7 y se obtuvieron 1,02; 1,14; 1,37; 1,46; 1,59 y 1,89 m para 30; 50; 100; 140; 200 y 500 años, respectivamente. Se diseñó con el caudal de 106,5 m³/s y el tirante de 1,46 m.
- El dimensionamiento de la estructura de gaviones es de 3 metros de alto y se compone de tres cajas de alambre galvanizado de 1,5 x 1 m, una caja de 2 x 1 m, y un colchón de cimentación de 0,5 x 3,5 m para proteger de la socavación del río. El muro en voladizo es de concreto armado y posee una resistencia a la compresión de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, reforzado con varillas de acero corrugado de 3/8" y 5/8" en pantalla y zapata. Esta estructura tiene 3,6 m de alto, un ancho de corona de 0,30 m y un espesor de zapata de 0,36 m. Ambas estructuras fueron proyectadas para 140 años de retorno con un caudal máximo de 106,5 m³/s.
- Se utilizaron los programas GawacWin 2003 de la empresa Maccaferri Brasil y Geo 5 de la empresa Fine Latin America para la verificación de estabilidad con sismo de las dos propuestas de defensas ribereñas. Al finalizar la evaluación de las estructuras se verifica que resisten a las sollicitaciones sísmicas y empujes provocados por el terreno. Por otro lado, se realizó el presupuesto con el programa S10. El presupuesto del muro de gaviones asciende al monto de **S/ 1 427 000,57** (Un millón cuatrocientos veintisiete mil con 57/100 soles) y el presupuesto del muro en voladizo asciende al monto de **S/ 1 558 198,73** (Un millón quinientos cincuenta y ocho mil ciento noventa y ocho con 73/100 soles).

6.4. Recomendaciones

- Comparar los métodos de hidrogramas unitarios sintéticos como Snyder, Soil Conservation Service, también conocido como curva número, y triangular para el cálculo de la escorrentía superficial obteniendo así estimaciones similares con una alta probabilidad de confianza.
- Se recomienda para futuras investigaciones realizar un estudio batimétrico de la sección del río y obtención del coeficiente de Manning del tramo de estudio para poder obtener parámetros más exactos y precisos de la estructura mediante la modelación numérica.
- Evaluar otros tipos de defensas ribereñas para proyectar ante el fenómeno de inundación en una determinada zona de riesgo. Debido a que, existen diferentes tipos de muros de contención que pueden desempeñarse viablemente frente a este desastre natural.
- Exhortamos a que el análisis económico sea profundizado y analizado para tomar decisiones en la construcción del muro de contención. Se sugiere revisar los insumos, rendimientos y precios de cada partida para que el presupuesto se aproxime al costo real.

I. Fuentes de información

INDECI. (2015). *Compendio Estadístico del Instituto Nacional de Defensa Nacional*. Recuperado de <https://www.indeci.gob.pe/wp-content/uploads/2019/01/201705031624531.pdf>

Organización de los Estados Americanos. (1993). *Manual de Manejo de Peligros Naturales en la Planificación para el Desarrollo Regional Integrado*. Recuperado de <https://www.oas.org/dsd/publications/Unit/oea65s/oea65s.pdf>

Autoridad Nacional del Agua. (2014). *Acciones de prevención ante inundaciones*. Recuperado de <https://www.indeci.gob.pe/wp-content/uploads/2019/01/fil20140903165656.pdf>

Autoridad Nacional del Agua (2010). *Estudio Hidrológico y Ubicación de la Red de Estaciones Hidrométricas en la Cuenca del Río Rímac*. Volumen I. Recuperado de <http://sigrid.cenepred.gob.pe/sigridv3/documento/3030>

S/n. (2017, 11 de marzo). Santa Eulalia: Desborde del río inunda centros campestres y viviendas. *Peru21*. Recuperado de <https://peru21.pe/lima/santa-eulalia-desborde-rio-inunda-centros-campestres-viviendas-video-68693-noticia/?ref=p21r>

ONU Habitat. (2014). *Efectos de las inundaciones en la estructura de las viviendas*. Mesa Sectorial de Alojamiento. Recuperado de <https://www.sheltercluster.org/sites/default/files/docs/Efectos%20de%20las%20inundaciones%20en%20el%20estado%20de%20las%20viviendas-%20final.pdf>

INDECI. (2019). *INDECI monitorea cuenca del río Santa Eulalia ante posibles huaicos e inundaciones*. Recuperado de <https://www.indeci.gob.pe/indeci-monitorea-cuenca-del-rio-santa-eulalia-ante-posibles-huaicos-e-inundaciones/>

Córdova, M. (2016). *Parámetros geomorfológicos de cuencas hidrográficas*. Recuperado de https://www.prontubeam.com/articulos/articulos.php?Id_articulo=26

Ibañez, S. (2011). *Morfología de las cuencas hidrográficas*. Recuperado de <https://riunet.upv.es/bitstream/handle/10251/10782/Morfolog%c3%ada%20de%20una%20cuenca.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

- Autoridad Nacional del Agua (2010). *Estudio Hidrológico y Ubicación de la Red de Estaciones Hidrométricas en la Cuenca del Río Rímac*. Volumen I.
- Universidad Católica Sedes Sapientiae. (2018). *Líneas de investigación de la facultad de ingeniería*. Recuperado de <https://www.ucss.edu.pe/facultad-ingenieria/investigacion/lineas-de-investigacion>
- Cedeño, D. (1997). *Hidrología*. Recuperado de <https://baixardoc.com/preview/hidrologia-david-cedeo-5c2d80eb2a6c7>
- Benavides, E. (2015). *Cálculo de defensas ribereñas*. Ministerio de Agricultura. Recuperado de <http://www.irhperu.com/programas/river-diseo-de-defensas-ribereas-ana>
- Mendoza, M. (2017). *¿Qué lecciones nos dejó el reciente fenómeno del Niño costero?* Recuperado de <https://elcomercio.pe/economia/negocios/lecciones-dejo-reciente-fenomeno-nino-costero-419085-noticia/>
- Autoridad Nacional del Agua. (2009). *Shape de Cuencas hidrográficas*. Recuperado de <http://geoservidorperu.minam.gob.pe/geoservidor/download.aspx>

Tesis

- Pérez, J. (2011). *Riesgo de inundación producto del cambio climático caso de estudio: quebrada San Ramón* (Tesis de pregrado). Universidad de Chile, Santiago de Chile, Chile.
- Rodríguez, H. (2012). *Inundaciones en zonas urbanas. Medidas preventivas y correctivas, acciones estructurales y no estructurales* (Tesis de posgrado). Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, México.
- Soto, J. (2017). *Presupuesto para muro en gavión a gravedad – para protección de la ribera del río Magdalena en el corregimiento de Puerto Bogotá municipio de Guaduas Cundinamarca* (Tesis de pregrado). Universidad Católica de Colombia, Bogotá, Colombia.
- Chacón, L & Portilla, V. (2017). *Diseño y simulación del comportamiento hidráulico de muros de contención y gaviones en el cauce del río Tingo en el anexo Vijus – Pataz* (Tesis de pregrado). Universidad Privada Antenor Orrego, Trujillo, Perú.

Farroñay, P. (2017). *Propuesta de diseño de muros mixtos de gaviones y de mampostería de piedra para la defensa ribereña del río Rímac en los kilómetros 34-35 Lurigancho-Chosica* (Tesis de pregrado). Universidad de San Martín de Porres, Lima, Perú.

Lindo, P. (2016). *Diseño de gaviones de protección en el río Chacapalca* (Tesis de pregrado). Universidad Nacional Mayor de San Marcos, Lima, Perú.

Volanté A. (2017). *Geomorfología fluvial aplicada al peligro de crecidas. Cuenca del arroyo San Bernardo, Sistema de Ventania, Argentina* (Tesis posgrado). Universidad Nacional del Sur, Bahía Blanca, Argentina.

Software

U. S. Army Corp of Engineers Hydrologic Engineering Center (HEC). HEC-RAS.
<https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/>

U. S. Army Corp of Engineers Hydrologic Engineering Center (HEC). HEC-HMS.
<https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/>

Ersi. *Plataforma ArcGis*. <https://www.esri.com/en-us/arcgis/about-arcgis/overview>

Maccaferri Brasil. *GawacWin 2003*.

<https://www.maccaferri.com/br/es/documentos/design-software/>

CSI. (2020). *Computers and structures*. <https://www.csiespana.com/software/2/sap2000>

Libros

- Rojas & Paredes. (2013). *Geología general*. Lima, Perú: Macro.
- Villalba, N. (2015). *Topografía aplicada*. Lima, Perú: Macro.
- Chow, V. (1994). *Hidrología aplicada*. Bogotá, Colombia: Nomos S.A.
- Fattorelli y Fernández. (2011). *Diseño hidrológico*. Zaragoza, España: Beta Studio.
- Villón, M. (2002). *Hidrología*. Lima, Perú: Villón.
- Aparicio, F. (1989). *Fundamentos de hidrología de superficie*. Ciudad de México, México: Limusa.
- Linsley, Kholer y Paulus. (1977). *Hidrología para ingenieros*. McGraw-Hill Latinoamericana S.A.
- Breña & Jacobo. (2006). *Principios y fundamentos de la hidrología superficial*. Ciudad de México, México: Universidad Autónoma Metropolitana.

- Chereque, W. (1989). *Hidrología para estudiantes de ingeniería civil*. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Aliaga, S. (1983). *Tratamientos de datos hidrometeorológicos*. Lima, Perú.
- Borja, M. (2012). *Metodología de la investigación científica para ingenieros*. Chiclayo, Perú: Ediciones plaza.
- Núñez, M. (2007). *Variables: structure and function in the hypothesis*. Lima, Perú: Universidad Nacional Mayor de San Marcos.
- Calavera, J. (1987). *Muros de contención y muros de sótano*. Madrid, España: Intemac.
- Das, B. (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. Séptima edición. Ciudad de México, México: Thomson.
- Das, B. (2015). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. Cuarta edición. Ciudad de México, México: Cengage Learning.
- Harmsen, T. (2002). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. Lima, Perú: PUCP
- López, F. y Mintegui, J. (1987). *Hidrología de Superficie*. Madrid, España: Editorial Salazar.
- Torres, R. (2008). *Análisis y Diseño de Muros de Contención de Concreto Armado*. Mérida, Venezuela: Universidad de los andes.
- Reguant, M. y Martínez-Olmo, F. (2014). Operacionalización de conceptos/variables. Barcelona, España: Diposit Digital de la UB.
- Hernandez, R., Fernandez, C., Baptista, P. (2014). *Metodología de la investigación*. Ciudad de México, México: McGraw-Hill Education.

Normas y manuales

- Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje - Resolución Directoral N°- 20 - 2011- Ministerio de Transporte y Comunicaciones /14. Edición, marzo 2013.
- Norma Técnica de Edificaciones E. 060 - Concreto Armado (2009) - Decreto Supremo N°010-2009-Vivienda.
- Norma Técnica de Edificaciones E. 050 – Suelos y Cimentaciones (2018) – Resolución Ministerial N°406-2018-Vivienda.
- Norma Técnica de Edificaciones E. 030 – Diseño Sismorresistente (2018) - Resolución Ministerial N°355-2018-Vivienda.

- Especificaciones AASHTO-HB17: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Requisitos de reglamento de concreto estructural ACI-318S-05 - (2005)- American Concrete Institute.
- De Almeida, P. (2010). Manual Técnico de Obras de contención. Maccaferri.

7. Anexos

7.1. Tarifa de ensayos

ENSAYOS ESTANDAR DE SUELOS				
Código	DESCRIPCIÓN	Precio S/.	ASTM	NTP- otras
MS-01	Contenido de humedad	30	D 3018	399.127
MS-02	Análisis granulométrico por tamizado	100	D 422	399.128
MS-03	Límite líquido	60	D 4318	399.129
MS-04	Límite plástico	40	D 4318	399.129
MS-05	Límite de contracción	80	D 427	399.140
MS-06	Clasificación (incluye granulometría, límite líquido y límite plástico)	210	D 2487	-
MS-07	Análisis granulométrico por hidrómetro (incluye granulometría por tamizado)	350	D 422	399.128
MS-08	Ensayo de doble hidrómetro - en suelos dispersivos	500	D 4321	-
MS-09	Peso volumétrico o densidad de suelos cohesivos (método de la parafina)	70	-	399.139
MS-10	Gravedad específica de suelos (suelo pasante malla N°4)	90	D 854	399.131
MS-11	Gravedad específica de sólidos plásticos (incluye grava y suelo pasante malla N°4)	220	D 854/C127	-
MS-12	Próctor estándar	140	D 698	MTG E-116
MS-13	Próctor modificado	180	D 1557	MTG E-113
MS-14	C. B. P.	550	D 1583	MTG E-132
OBSERVACIÓN Las clasificaciones SUCE (ASTM D2478) ó AASHTO M-148 se realizan en cada 20 minutos los ensayos de análisis granulométrico por tamizado, límite líquido y límite plástico				
ENSAYOS ESPECIALES PARA CIMENTACIONES				
Código	DESCRIPCIÓN	Precio S/.	ASTM	NTP- otras
ES-01	Corte directo (incluye clasificación SUCE)	420	D 3080	399.171
ES-02	Compresión no confinada en suelos cohesivos. Incluye clasificación SUCE	400	D 3156	399.167
	Compresión no confinada en suelos cohesivos (sin clasificación)	180	D 3156	399.167
ES-03	Compresión triaxial no consolidada no drenado UU. Incluye clasificación SUCE	700	D 2850	399.164
	Compresión triaxial no consolidada no drenado UU (sin clasificación)	480	D 2850	399.164
ES-04	Compresión triaxial consolidada no drenado CU. Incluye clasificación SUCE	compra costo	D 4767	399.166
ES-05	Compresión triaxial consolidada drenado CD en arena. Incluye clasificación SUCE	compra costo	D 2131	-
ES-06	Conductividad hidráulica en pared flexible (permselectiva). Incluye clasificación SUCE	780	D 5084	399.186
ES-07	Conductividad hidráulica pared rígida en arena (permselectiva). Incluye clasificación SUCE	670	D 2434	399.167
ES-08	Colapso. Incluye clasificación SUCE	800	D 5353	399.163
ES-09	Consolidación unidimensional fuera B. Incluye clasificación SUCE	670	D 2430	399.194
ES-10	Compresión edométrica en arenas y limos arenosos	550	-	-
ES-11	Expansión libre (Incluye clasificación SUCE)	520	D 4546	399.179
ES-12	Expansión controlada - Método A. Incluye clasificación SUCE	670	D 4546	399.179
ES-13	Densidad mínima en suelos granulares (material menor de 3")	120	D 4254	399.138
ES-14	Densidad máxima en suelos granulares (material menor de 3") - con Masa Vibratoria	400	D 4253	399.137
ES-15	Densidad máxima en arena (material menor que malla N°4)	70	-	NLT-204
ES-16	Densidad máxima en arena (material menor que malla N°4) - Método de aproxiación	50	-	NLT-205

Anexo 1: Tarifa de Ensayos de Laboratorio de la UNI

Fuente: Laboratorio N°2 Mecánica de Suelos Universidad Nacional de Ingeniería.

(2019)

7.2. Análisis de consistencia de datos de precipitación

Anexo 2

Datos corregidos por saltos - Estación Sheque y Milloc

AÑO	PRECIPITACION SHEQUE	PRECIPITACION MILLOC
1991	16,8	33,19
1992	18,8	26,81
1993	16,8	30
1994	17,3	35,44
1995	11,8	37,88
1996	9,00	23,53
1997	15,7	20,95
1998	20,5	25,27
1999	18,8	25,64
2000	18,6	27,05
2001	18,1	33,75
2002	18,2	23,95
2003	18,6	20,62
2004	19,1	22,27
2005	19,2	21,42
2006	20,9	23,25
2007	18,670	27,5
2008	15,410	19,3
2009	19,160	26,2
2010	16,180	24,7
2011	12,540	22,6
2012	14,630	23,5
2013	16,950	42,2
2014	15,300	23,4
2015	15,350	30,6
2016	17,170	28,1
2017	25,400	28,3
2018	18,220	30,7
2019	19,770	27,8
2020	18,720	22,3

Fuente: Elaboración propia

7.3. Análisis de intensidad

Anexo 3

Intensidad en mm/hora - Estación Sheque

Periodo de retorno TR	Intensidad en mm/hora																		
	5	10	15	20	25	30	60	90	120	150	180	210	240	300	360	480	600	720	1440
5	65,64	39,00	28,76	23,19	19,61	17,12	10,17	7,51	6,05	5,12	4,46	3,98	3,60	3,04	2,65	2,14	1,81	1,58	0,94
10	69,96	41,58	30,68	24,72	20,93	18,24	10,85	8,01	6,45	5,46	4,76	4,24	3,84	3,24	2,83	2,28	1,93	1,68	1,00
15	72,12	42,90	31,64	25,50	21,58	18,82	11,19	8,26	6,66	5,63	4,91	4,37	3,96	3,35	2,92	2,35	1,99	1,74	1,03
20	73,56	43,74	32,28	26,01	22,01	19,20	11,41	8,42	6,79	5,74	5,01	4,46	4,04	3,41	2,98	2,40	2,03	1,77	1,05
25	74,64	44,40	32,72	26,40	22,32	19,46	11,58	8,54	6,89	5,82	5,08	4,52	4,09	3,46	3,02	2,43	2,06	1,80	1,07
30	75,48	44,88	33,08	26,67	22,56	19,68	11,70	8,63	6,96	5,88	5,13	4,57	4,14	3,50	3,05	2,46	2,08	1,82	1,08
50	77,64	46,14	34,04	27,45	23,21	20,24	12,04	8,89	7,16	6,06	5,28	4,71	4,26	3,60	3,14	2,53	2,14	1,87	1,11
100	80,28	47,76	35,24	28,41	24,02	20,96	12,46	9,19	7,41	6,27	5,47	4,87	4,41	3,73	3,25	2,62	2,22	1,93	1,15
140	81,60	48,48	35,80	28,83	24,38	21,28	12,65	9,33	7,52	6,36	5,55	4,94	4,47	3,78	3,30	2,66	2,25	1,96	1,17
200	83,16	49,44	36,48	29,40	24,86	21,68	12,89	9,51	7,67	6,48	5,66	5,04	4,56	3,86	3,36	2,71	2,29	2,00	1,19
500	85,80	51,00	37,64	30,33	25,66	22,38	13,31	9,82	7,92	6,70	5,84	5,20	4,71	3,98	3,47	2,80	2,37	2,06	1,23

Fuente: Elaboración propia

Anexo 4

Intensidad en mm/hora - Estación Carampoma

Periodo de retorno	Intensidad en mm/hora																		
	5	10	15	20	25	30	60	90	120	150	180	210	240	300	360	480	600	720	1440
5	74,28	44,22	32,60	26,28	22,22	19,40	11,53	8,51	6,86	5,80	5,06	4,51	4,08	3,45	3,01	2,42	2,05	1,79	1,06
10	82,20	48,90	36,08	29,07	24,60	21,46	12,75	9,41	7,59	6,42	5,60	4,99	4,51	3,81	3,33	2,68	2,27	1,98	1,18
15	86,76	51,60	38,08	30,69	25,94	22,64	13,46	9,93	8,01	6,77	5,90	5,26	4,76	4,03	3,51	2,83	2,39	2,09	1,24
20	90,00	53,52	39,48	31,80	26,90	23,48	13,96	10,30	8,30	7,02	6,12	5,45	4,94	4,17	3,64	2,93	2,48	2,17	1,29
25	92,52	55,02	40,56	32,70	27,65	24,12	14,34	10,59	8,53	7,22	6,29	5,61	5,07	4,29	3,74	3,02	2,55	2,23	1,32
30	94,56	56,22	41,48	33,42	28,27	24,66	14,66	10,82	8,72	7,38	6,43	5,73	5,18	4,38	3,83	3,08	2,61	2,27	1,35
50	100,32	59,64	44,00	35,46	30,00	26,16	15,56	11,48	9,25	7,82	6,82	6,08	5,50	4,65	4,06	3,27	2,77	2,41	1,43
100	108,36	64,38	47,52	38,28	32,40	28,26	16,80	12,39	9,99	8,45	7,37	6,57	5,94	5,02	4,38	3,53	2,99	2,61	1,55
140	112,20	66,72	49,24	39,69	33,58	29,28	17,41	12,85	10,35	8,76	7,64	6,80	6,16	5,21	4,54	3,66	3,10	2,70	1,61
200	116,52	69,24	51,12	41,19	34,85	30,38	18,07	13,33	10,75	9,09	7,93	7,06	6,39	5,40	4,71	3,80	3,21	2,80	1,67
500	127,80	76,02	56,08	45,18	38,23	33,34	19,83	14,63	11,79	9,97	8,70	7,75	7,01	5,93	5,17	4,17	3,53	3,08	1,83

Fuente: Elaboración propia

Anexo 5

Intensidad en mm/hora - Estación Autisha

Periodo de retorno	Intensidad en mm/hora																		
	5	10	15	20	25	30	60	90	120	150	180	210	240	300	360	480	600	720	1440
5	73,68	43,80	32,32	26,07	22,03	19,22	11,43	8,43	6,80	5,75	5,01	4,47	4,04	3,42	2,98	2,40	2,03	1,77	1,05
10	84,00	49,92	36,84	29,70	25,10	21,90	13,03	9,61	7,75	6,55	5,71	5,09	4,61	3,90	3,40	2,74	2,32	2,02	1,20
15	89,16	52,98	39,08	31,50	26,64	23,24	13,82	10,20	8,22	6,95	6,06	5,40	4,89	4,13	3,61	2,91	2,46	2,14	1,27
20	92,40	54,96	40,56	32,70	27,65	24,12	14,34	10,58	8,53	7,21	6,29	5,60	5,07	4,29	3,74	3,02	2,55	2,22	1,32
25	94,92	56,46	41,64	33,57	28,39	24,76	14,72	10,87	8,76	7,40	6,46	5,75	5,21	4,40	3,84	3,10	2,62	2,28	1,36
30	93,60	55,68	41,04	33,09	27,98	24,42	14,52	10,71	8,63	7,30	6,37	5,67	5,13	4,34	3,79	3,05	2,58	2,25	1,34
50	102,00	60,66	44,76	36,06	30,50	26,60	15,82	11,67	9,41	7,96	6,94	6,18	5,60	4,73	4,13	3,33	2,81	2,45	1,46
100	108,36	64,44	47,56	38,31	32,42	28,28	16,81	12,41	10,00	8,46	7,38	6,57	5,95	5,03	4,39	3,53	2,99	2,61	1,55
140	111,24	66,12	48,80	39,33	33,26	29,02	17,25	12,73	10,26	8,68	7,57	6,74	6,10	5,16	4,50	3,63	3,07	2,68	1,59
200	114,24	67,92	50,12	40,38	34,15	29,80	17,72	13,07	10,54	8,91	7,77	6,92	6,26	5,30	4,62	3,72	3,15	2,75	1,63
500	121,32	72,12	53,20	42,87	36,26	31,64	18,81	13,88	11,19	9,46	8,25	7,35	6,65	5,63	4,91	3,95	3,35	2,92	1,73

Fuente: Elaboración propia

Anexo 6

Intensidad en mm/hora - Estación Santa Eulalia

Periodo de retorno	Intensidad en mm/hora																		
	5	10	15	20	25	30	60	90	120	150	180	210	240	300	360	480	600	720	1440
5	35,16	20,88	15,44	12,42	10,51	9,18	5,45	4,03	3,25	2,74	2,39	2,13	1,93	1,63	1,42	1,15	0,97	0,85	0,50
10	47,76	28,38	20,96	16,89	14,28	12,46	7,41	5,47	4,41	3,73	3,25	2,89	2,62	2,22	1,93	1,56	1,32	1,15	0,68
15	55,68	33,12	24,44	19,68	16,66	14,52	8,63	6,37	5,14	4,34	3,79	3,37	3,05	2,58	2,25	1,82	1,54	1,34	0,80
20	61,56	36,60	27,00	21,75	18,41	16,06	9,55	7,05	5,68	4,80	4,19	3,73	3,38	2,86	2,49	2,01	1,70	1,48	0,88
25	66,24	39,42	29,08	23,43	19,82	17,28	10,28	7,59	6,11	5,17	4,51	4,02	3,64	3,07	2,68	2,16	1,83	1,59	0,95
30	70,20	41,76	30,80	24,81	21,00	18,32	10,89	8,03	6,48	5,48	4,78	4,25	3,85	3,26	2,84	2,29	1,94	1,69	1,00
50	81,84	48,66	35,88	28,92	24,48	21,34	12,69	9,37	7,55	6,38	5,57	4,96	4,49	3,80	3,31	2,67	2,26	1,97	1,17
100	99,00	58,86	43,44	35,01	29,59	25,82	15,35	11,33	9,13	7,72	6,73	6,00	5,43	4,59	4,01	3,23	2,73	2,38	1,42
140	107,88	64,14	47,32	38,16	32,28	28,14	16,73	12,35	9,95	8,42	7,34	6,54	5,92	5,00	4,37	3,52	2,98	2,60	1,54
200	117,72	70,02	51,68	41,64	35,23	30,72	18,27	13,48	10,86	9,19	8,01	7,14	6,46	5,46	4,77	3,84	3,25	2,83	1,68
500	145,44	86,46	63,80	51,42	43,49	37,94	22,55	16,64	13,41	11,34	9,89	8,81	7,98	6,75	5,88	4,74	4,01	3,50	2,08

Fuente: Elaboración propia

Anexo 6

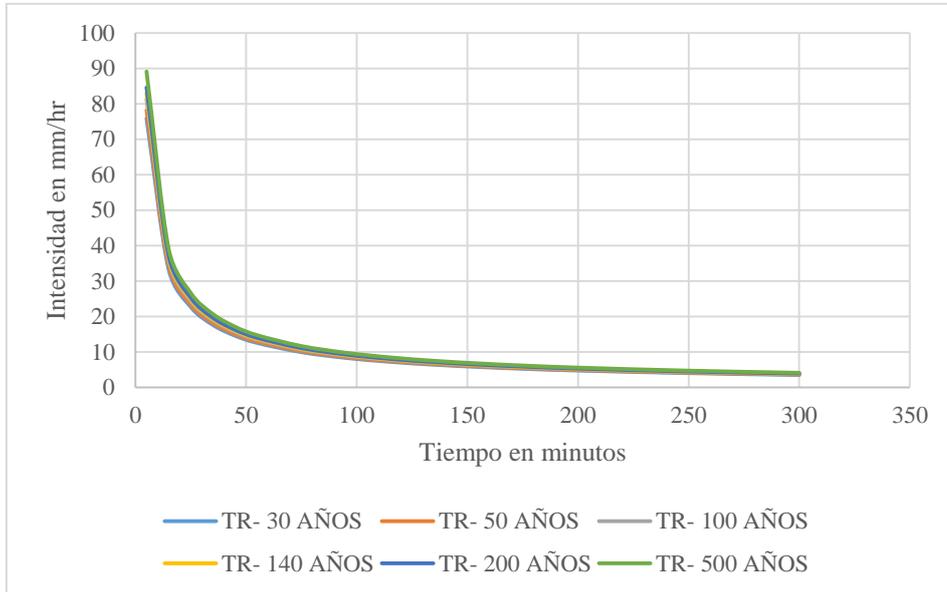
Intensidad en mm/hora - Estación Milloc

Periodo de retorno	Intensidad en mm/hora																		
	5	10	15	20	25	30	60	90	120	150	180	210	240	300	360	480	600	720	1440
5	102,00	60,66	44,76	36,06	30,50	26,60	15,82	11,67	9,41	7,96	6,94	6,18	5,60	4,73	4,13	3,33	2,81	2,45	1,46
10	112,56	66,90	49,36	39,78	33,65	29,36	17,45	12,88	10,38	8,78	7,66	6,82	6,17	5,22	4,55	3,67	3,10	2,71	1,61
15	118,32	70,32	51,88	41,82	35,38	30,86	18,35	13,54	10,91	9,23	8,05	7,17	6,49	5,49	4,79	3,86	3,26	2,85	1,69
20	122,28	72,72	53,64	43,23	36,58	31,90	18,97	13,99	11,28	9,54	8,32	7,41	6,71	5,67	4,95	3,99	3,37	2,94	1,75
25	125,28	74,52	54,96	44,31	37,49	32,68	19,44	14,34	11,56	9,78	8,53	7,59	6,87	5,81	5,07	4,09	3,46	3,02	1,79
30	127,80	75,96	56,04	45,18	38,21	33,32	19,82	14,62	11,79	9,97	8,69	7,74	7,01	5,93	5,17	4,17	3,52	3,07	1,83
50	134,52	79,98	59,00	47,55	40,22	35,08	20,86	15,39	12,40	10,49	9,15	8,15	7,37	6,24	5,44	4,38	3,71	3,24	1,92
100	143,28	85,20	62,84	50,67	42,86	37,38	22,22	16,40	13,22	11,18	9,75	8,69	7,86	6,65	5,80	4,67	3,95	3,45	2,05
140	147,48	87,66	64,68	52,14	44,09	38,46	22,87	16,87	13,60	11,50	10,03	8,94	8,09	6,84	5,97	4,81	4,07	3,55	2,11
200	151,92	90,30	66,64	53,70	45,43	39,62	23,56	17,38	14,01	11,85	10,33	9,21	8,33	7,05	6,15	4,95	4,19	3,65	2,17
500	162,96	96,90	71,48	57,60	48,74	42,50	25,27	18,65	15,03	12,71	11,09	9,88	8,94	7,56	6,59	5,31	4,49	3,92	2,33

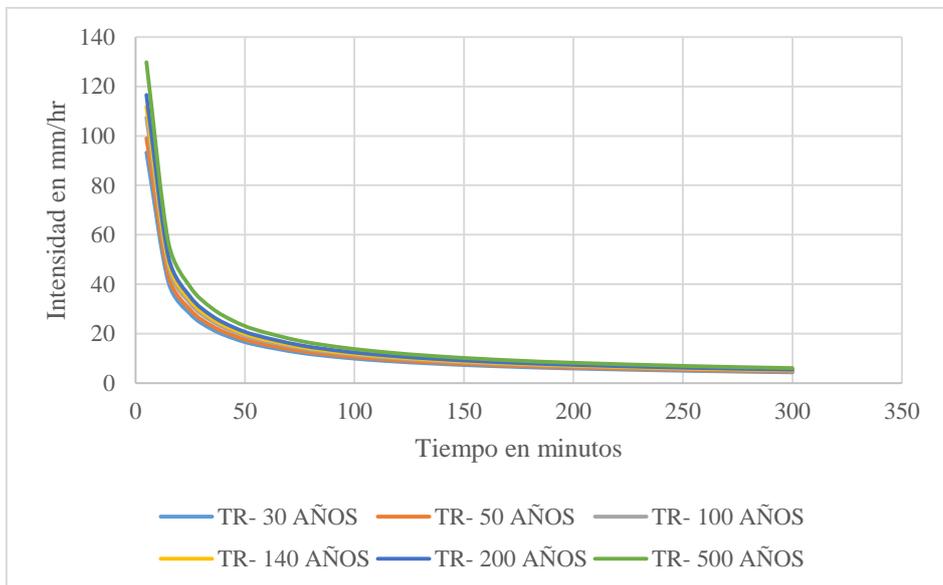
Fuente: Elaboración propia

7.4. Curvas IDF

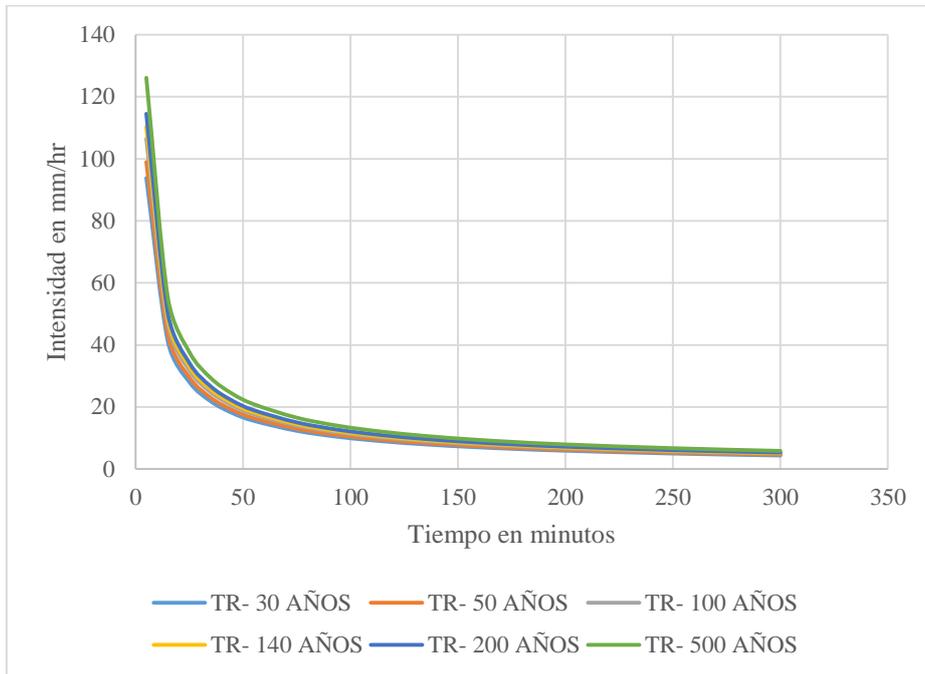
A continuación, se muestran las curvas IDF que fueron graficadas con los datos de la tabla anterior para diferentes periodos de retorno.



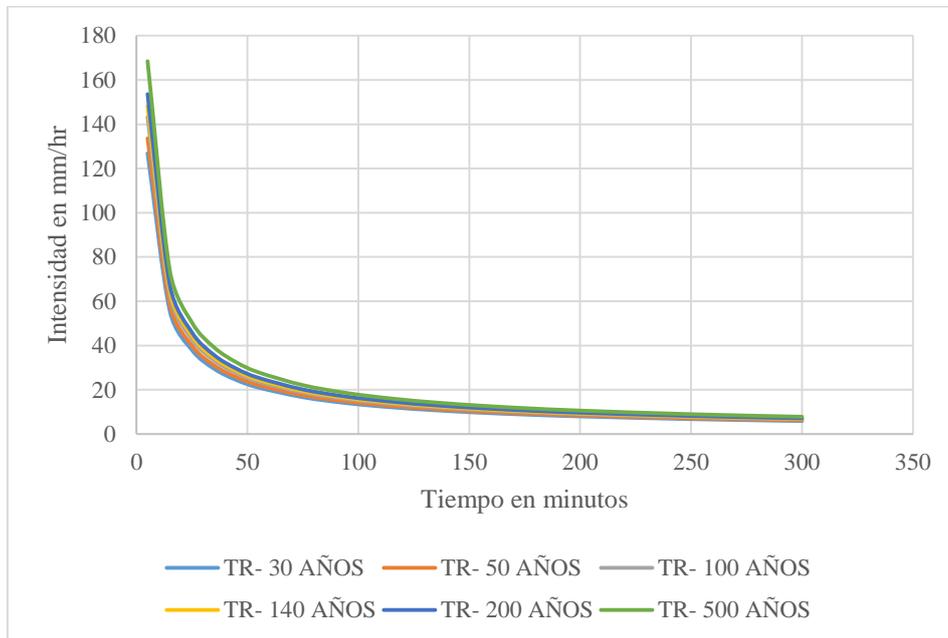
Anexo 7: Curva IDF - Estación Sheque
Fuente: Elaboración propia



Anexo 8: Curva IDF - Estación Carampoma
Fuente: Elaboración propia



Anexo 9: Curva IDF - Estación Autisha
Fuente: Elaboración propia



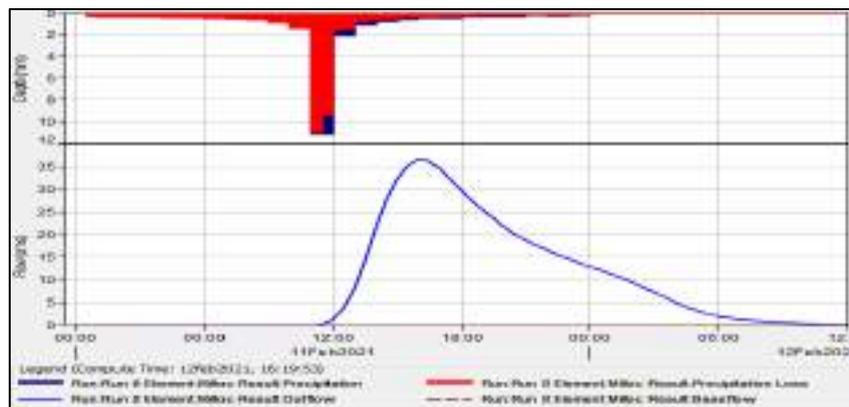
Anexo 10: Curva IDF - Estación Milloc
Fuente: Elaboración propia

7.5. Caudal con HEC-HMS V 4.4.1.

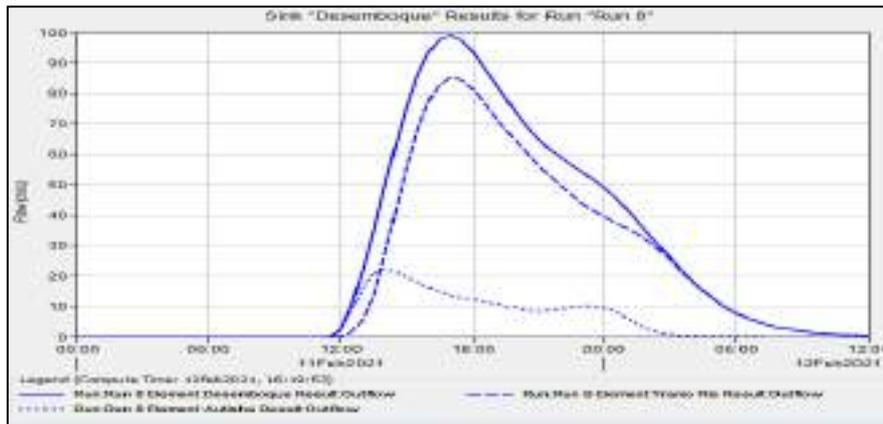
Para este obtener el caudal se debe ingresar los parámetros de longitud de cauce, área de la cuenca, curva número, infiltración inicial, tiempo de concentración y tiempo de retardo.

Project: CUENCA - TESIS Simulation Run: Run B				
Start of Run: 01oct2021, 00:00		Basin Model: Subcuenca Santa Eulalia		
End of Run: 02oct2021, 00:00		Meteorologic Model: Met 1		
Compute Time: DATA CHANGED, RECOMPUTE		Control Specifications: Control 1		
Show Elements: All Elements	Volume Units: <input checked="" type="radio"/> MM <input type="radio"/> 1000 M3		Sorting: Hydrologic	
Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Miloc	311.65	62.9	01oct2021, 16:00	5.63
Aulsan	254.74	20.4	01oct2021, 14:00	2.20
Sheque	242.90	3.7	01oct2021, 19:00	0.48
Carapoma	184.79	14.1	01oct2021, 15:00	2.23
Tiramora	994.68	94.8	01oct2021, 17:00	2.65
Desemboque	994.68	94.8	01oct2021, 17:00	2.65

*Anexo 11: Caudal para 100 años de retorno
Fuente: Elaboración propia*



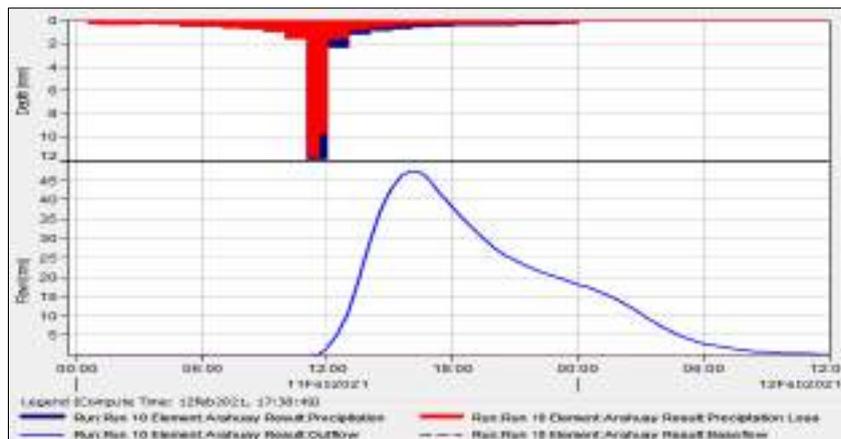
*Anexo 12: Curva para caudal de 100 años de retorno
Fuente: Elaboración propia*



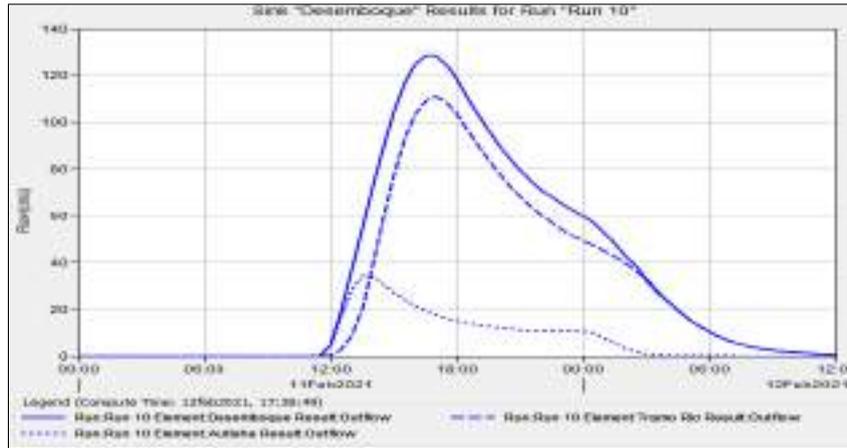
Anexo 13: Desemboque de la cuenca para 100 años de retorno
Fuente: Elaboración propia

Hydrologic Element	Drainage Area (KM ²)	Peak Discharge (M ³ /S)	Time of Peak	Volume (MM)
Sheque	201.12	1.9	11feb2021, 17:30	0.80
Carampona	185.43	23.4	11feb2021, 15:00	3.47
Arahuay	184.09	47.4	11feb2021, 16:00	8.17
Millic	169.73	44.5	11feb2021, 16:00	8.17
Tremo Rio	740.37	130.9	11feb2021, 17:00	4.99
Autisha	254.31	34.5	11feb2021, 13:30	3.25
Desemboque	994.68	138.4	11feb2021, 16:30	4.54

Anexo 14: Caudal para 200 años de retorno
Fuente: Elaboración propia



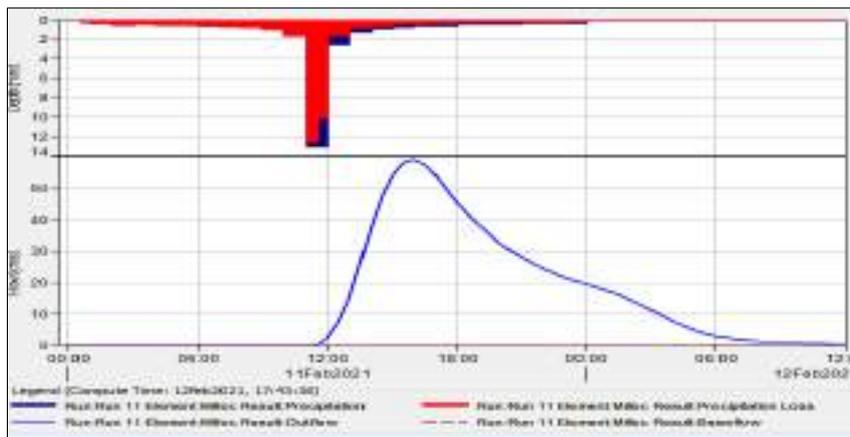
Anexo 15: Curva para caudal de 200 años de retorno
Fuente: Elaboración propia



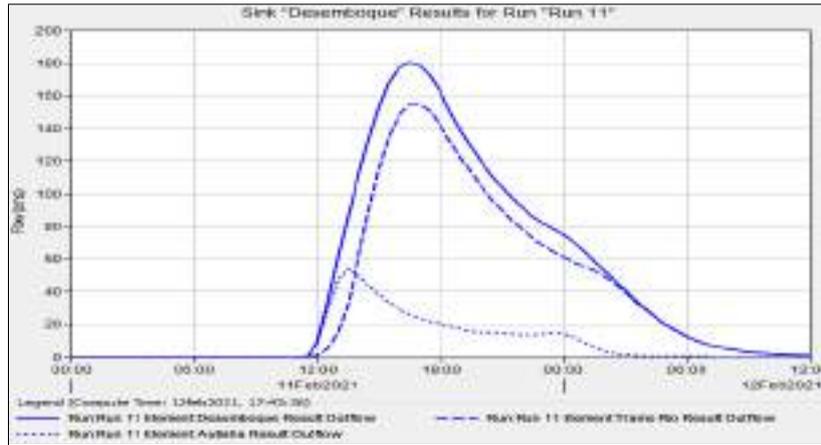
Anexo 16: Desemboque de la cuenca para 200 años de retorno
Fuente: Elaboración propia

Hydrologic Element	Drainage Area (KM ²)	Peak Discharge (M ³ /S)	Time of Peak	Volume (MM ³)
Sheque	201.12	5.3	11feb2021, 17:00	1.05
Carapoma	185.43	35.6	11feb2021, 14:30	5.01
Arahuay	184.00	68.5	11feb2021, 16:00	11.37
Milloc	159.73	99.0	11feb2021, 16:00	20.48
Tramo Rio	740.37	155.0	11feb2021, 17:00	6.72
Aulsha	254.51	54.1	11feb2021, 13:30	4.50
Desemboque	994.68	180.4	11feb2021, 16:30	6.15

Anexo 17: Caudal para 500 años de retorno
Fuente: Elaboración propia



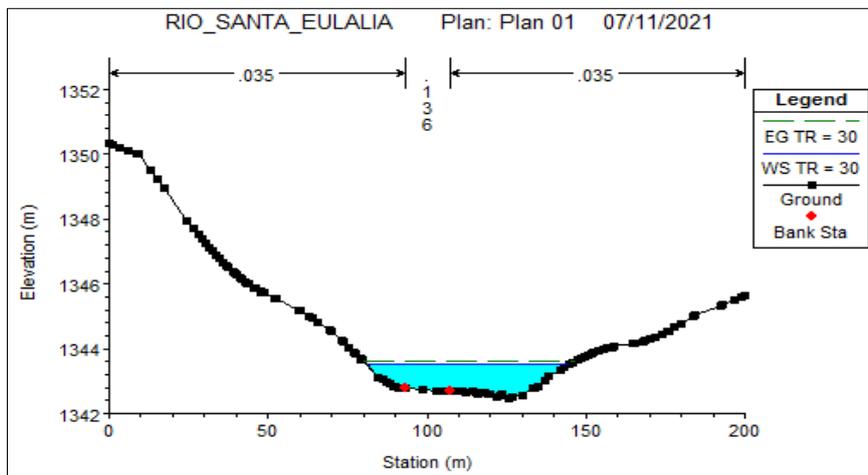
Anexo 18: Curva para caudal de 500 años de retorno
Fuente: Elaboración propia



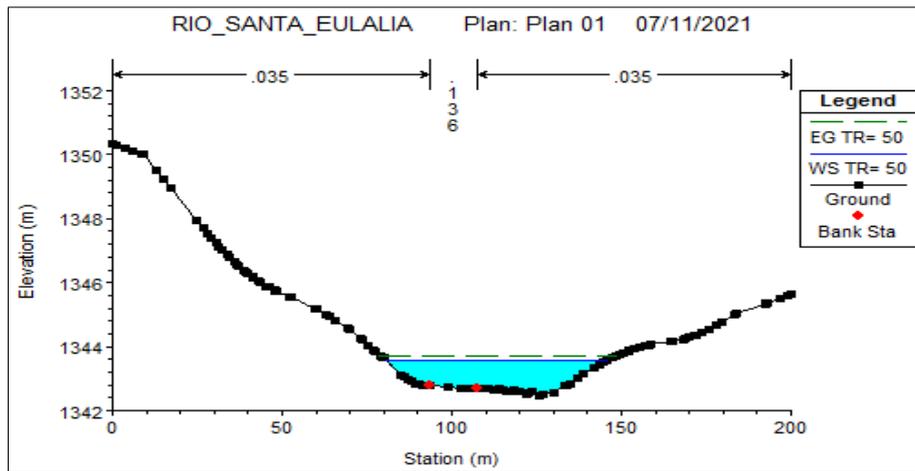
Anexo 19: Desemboque de la cuenca para 500 años de retorno
 Fuente: Elaboración propia

7.6. Secciones transversales del río

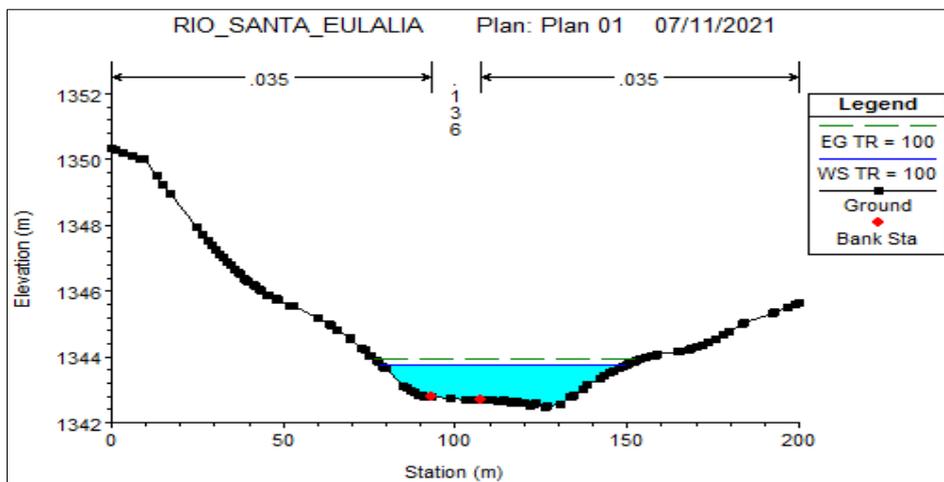
A continuación, se mostrarán secciones del río y las variaciones de altura del agua con respecto a los distintos caudales:



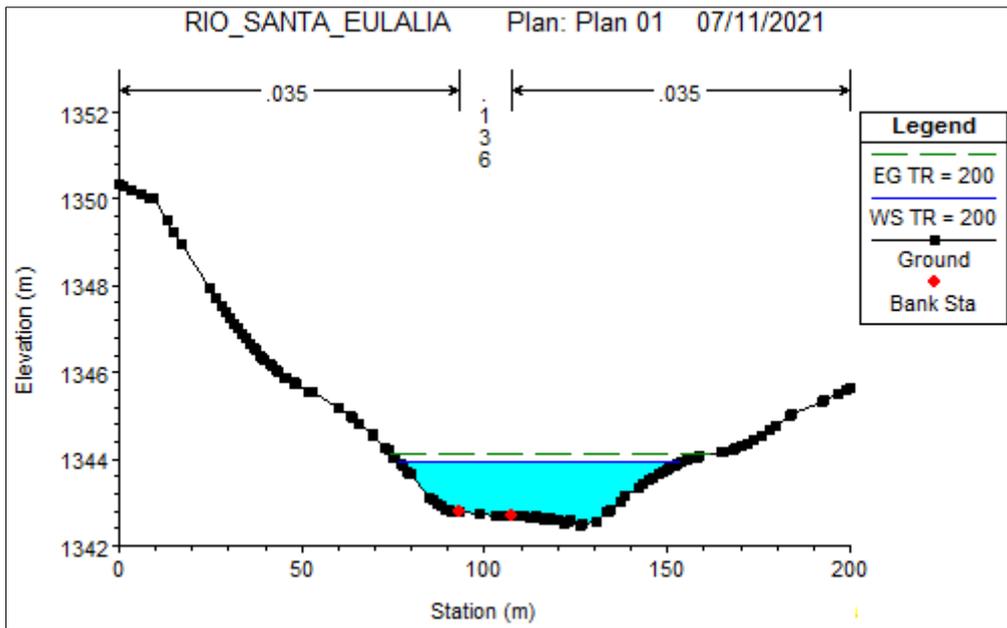
Anexo 20: Sección con tiempo de retorno 30 años
 Fuente: Elaboración propia



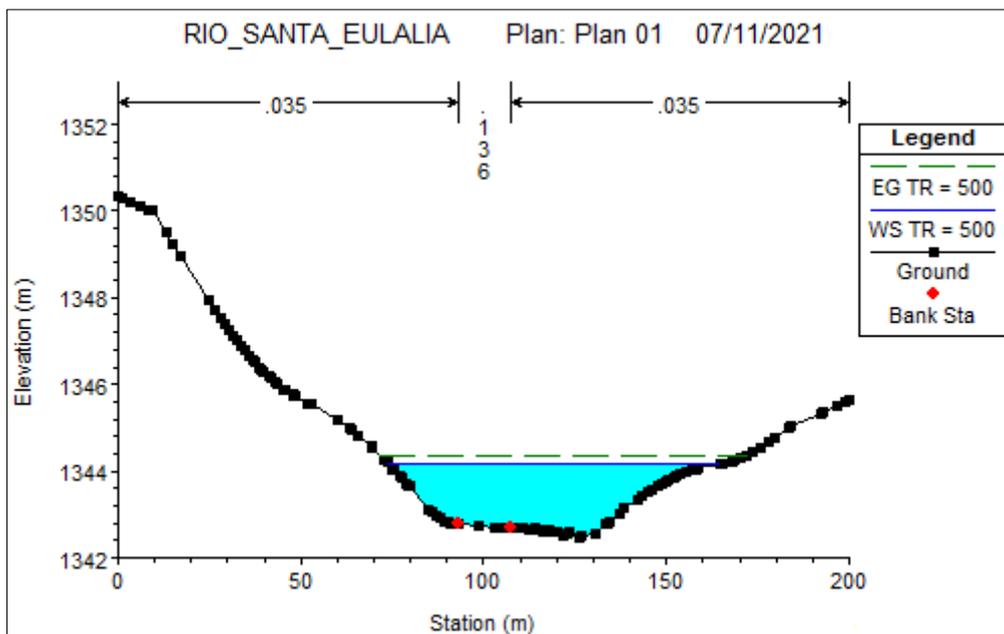
Anexo 21: Sección con tiempo de retorno 50 años
Fuente: Elaboración propia



Anexo 22: Sección con tiempo de retorno 100 años
Fuente: Elaboración propia



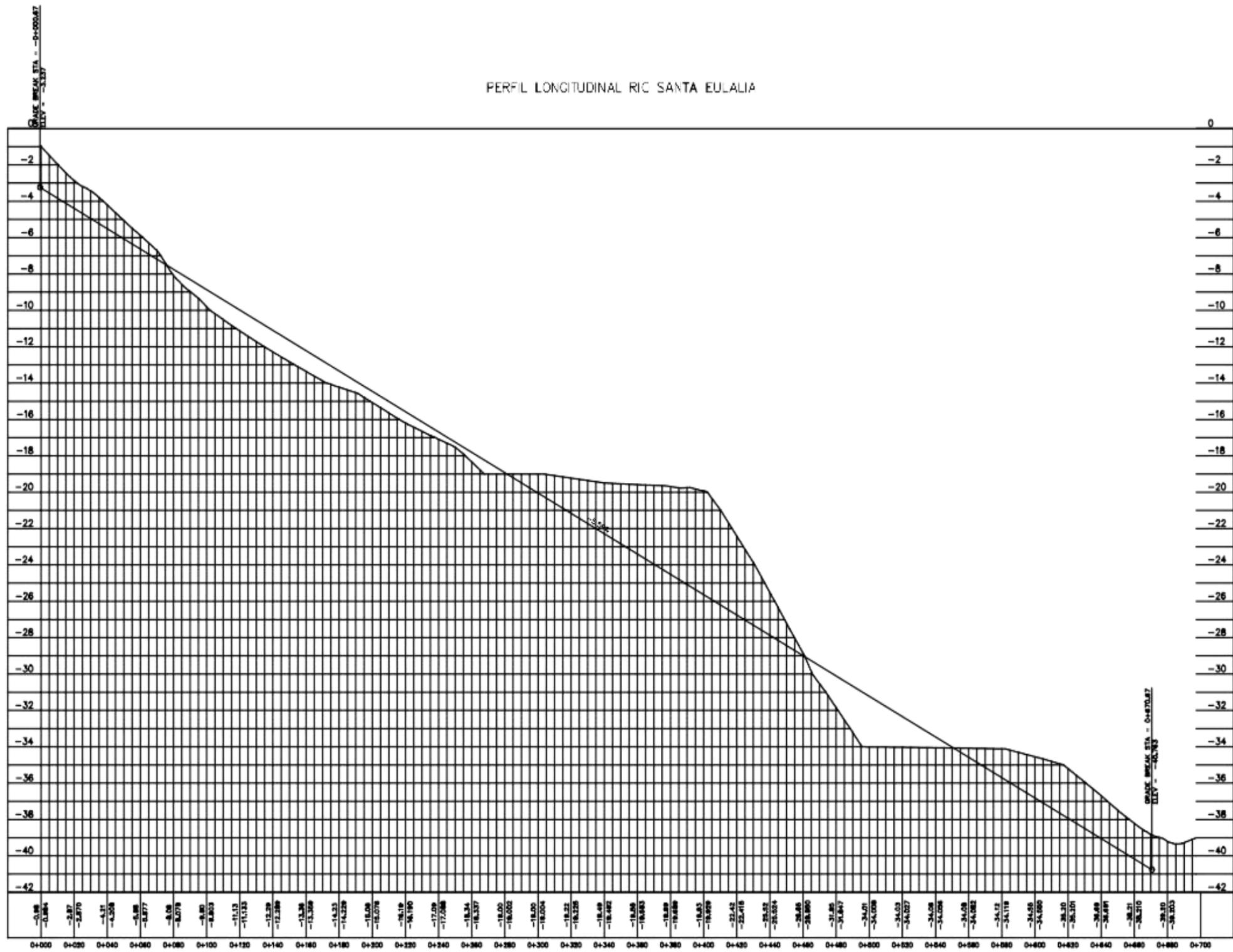
Anexo 23: Sección con tiempo de retorno 200 años
Fuente: Elaboración propia



Anexo 24: Sección con tiempo de retorno 500 años
Fuente: Elaboración propia

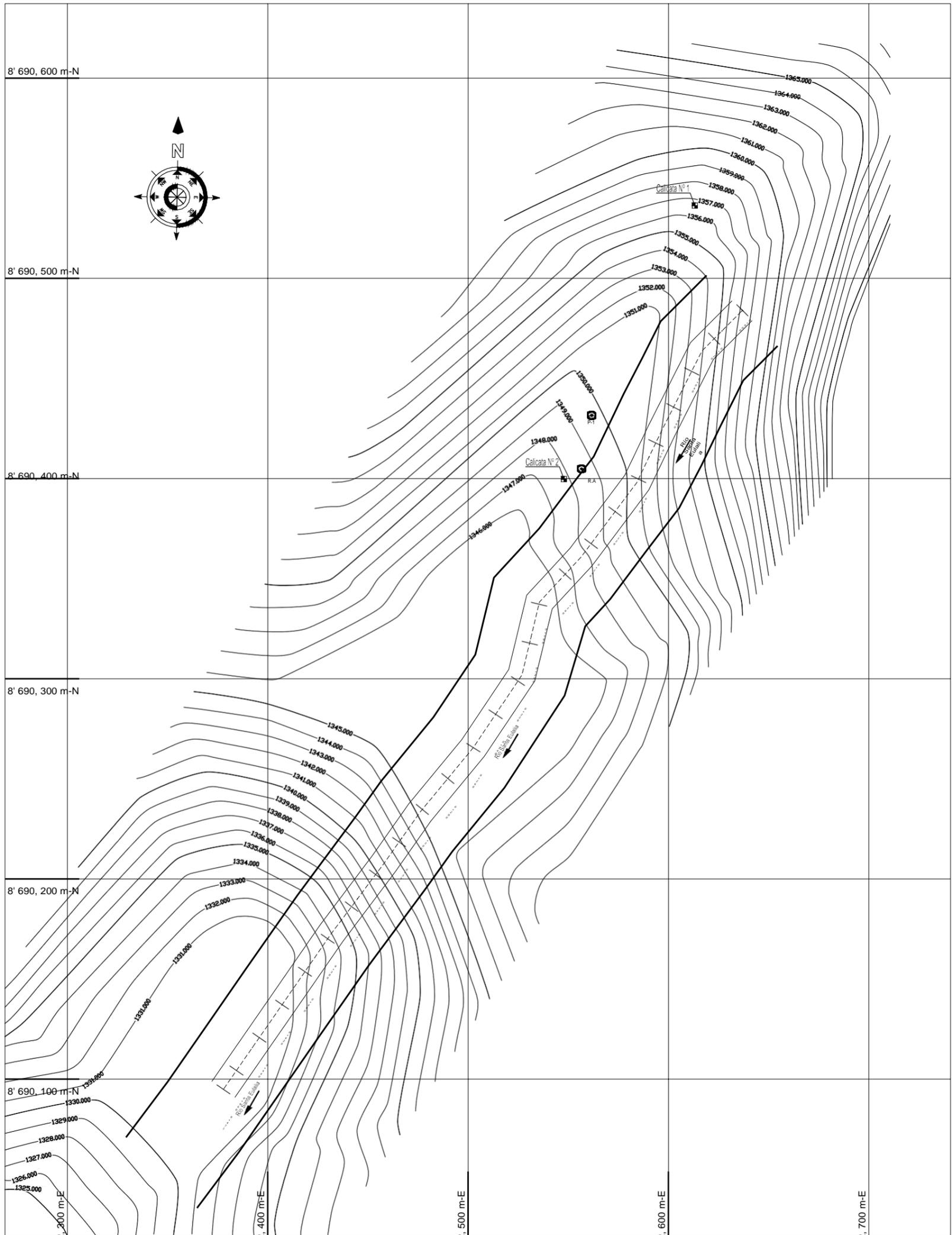
7.7. Planos de topografía del proyecto

PERFIL LONGITUDINAL RIO SANTA EULALIA



TESIS: ANÁLISIS HIDRÁULICO Y ESTRUCTURAL DE UN MURO DE CONTENCIÓN EN EL MARGEN DEL RIO SANTA EULALIA		LÁMINA: PL-01
PLANO: PERFIL LONGITUDINAL DEL RIO SANTA EULALIA		
UBICACIÓN: Margen del Río Santa Eulalia Distrito de Callahuanca Provincia de Huarochiri Departamento de Lima		
TESISITAS: SOLARI SANCHEZ, Adaliz RÍOS FERNÁNDEZ, Álvaro		
ESCALA: V: 1/1000 H: 1/1000		FECHA: Agosto 2021

PLANO TOPOGRÁFICO DEL RÍO SANTA EULALIA



LEYENDA	
PLANO TOPOGRÁFICO DEL RÍO SANTA EULALIA	
	CALICATAS - PROFUNDIDAD 1.5 m
	REFERENCIA DE MARGEN DE RIO
	PUNTO DE REFERENCIA
	SENTIDO DEL RÍO
	PUNTOS CARDINALES
	ESCALA: V: 1/100 H: 1/1000
	FECHA: Agosto 2021

TESIS:	ANÁLISIS HIDRÁULICO Y ESTRUCTURAL DE UN MURO DE CONTENCIÓN EN EL MARGEN DEL RÍO SANTA EULALIA	LÁMINA:	
PLANO:	PLANO TOPOGRÁFICO DEL RÍO SANTA EULALIA	PT-01	
UBICACIÓN:	Margen del Río Santa Eulalia Distrito de Callahuana Provincia de Huarochiri Departamento de Lima		
TESISTAS:	SOLARI SANCHEZ, Adaliz RÍOS FERNÁNDEZ, Álvaro		
	ESCALA: V: 1/100 H: 1/1000	FECHA:	Agosto 2021

7.8. Ensayo de suelos



GEOGLOBAL PERÚ S.A.C.
**Laboratorio De Suelos, Concreto,
 Asfalto y Mecánica De Rocas**

ENSAYO DE DENSIDAD DE CAMPO
 (METODO DEL CONO DE ARENA)
 NORMA ASTM D - 1556 NTP 339.143 MTC E - 117

PROYECTO : DISEÑO DE UN MURO DE CONTENCIÓN EN EL MARGEN DEL RÍO SANTA UELALIA, CALLAHUANCA
SOLICITADO : SOLARI SANCHEZ, Adalzy y RÍOS FERNANDEZ, Álvaro
UBICACIÓN : Distrito Callahuanca - Provincia Huarochiri - Departamento Lima
FECHA : DICIEMBRE - 2020

SONDAJE		C - 1		C - 2	
MUESTRA		SUPERFICIAL		M - 1	
PROFUNDIDAD	ml.	0.00		1.00	
MATERIAL (SUCS)		GP		GW	
1. Peso del frasco + arena	grs	5609		5016	
2. Peso del frasco + arena que queda	grs	852		1589	
3. Peso de arena empleada	(1) - (2) grs	4757		3427	
4. Peso de arena en el cono	grs	1400		1400	
5. Peso de arena en excavación	(3) - (4) grs	3357		2027	
6. Densidad de la arena	gr/cc	1.35		1.35	
7. Volumen de material extraído	(5)/(6) cc	2489.7		1501.5	
8. Peso de la muestra	grs	4390		3460	
9. Densidad húmeda	(8)/(7) grs/cc	1.77		2.30	
10. Humedad	%	2.80		1.91	
11. Densidad seca	(9)/(1+(10/100)) grs/cc	1.717		2.26	

CONTENIDO DE HUMEDAD

TARA N°		333		167	
1. Peso recipiente + suelo húmedo	grs	538.92		799.63	
2. Peso recipiente + suelo seco	grs	527.32		786.96	
3. Peso de agua	(1) - (2) grs	113.44		123.44	
4. Peso de recipiente	grs	11.60		12.67	
5. Peso de suelo seco	(2) - (4) grs	413.88		663.52	
6. Contenido de humedad	(3)/(5)*100 %	2.80		1.91	

Observaciones:


GEOGLOBAL PERÚ S.A.C.

Javier Wilder Díaz-Morán
GERENTE GENERAL


EDGAR FLORES AZAR
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 84582

Psje. Los Mirtos N° 112 Ermitaño - Independencia
 E-mail: jdiaz050869@hotmail.com Teléfono: (511) (01) 582 5630 Cel.: 996 146 804

	INFORME	Código	AE-FO-33
	MÉTODO DE PRUEBA ESTÁNDAR PARA LA PRUEBA DE COMPRESIÓN TRIAXIAL CONSOLIDADO DRENADO PARA SUELOS ASTM D7181-20	Versión	01
		Fecha	06-01-2020
		Página	1 de 10

TEMA	: Diseño de un muro de contención en el margen del río Santa Eulalia, Callahuana	MUESTREADO POR	: SOLICITANTE
EDIFICANTE	: Adalberto Sánchez / Ríos Fernández Álvarez	ENSAYADO POR	: J.C.T.
ATENCIÓN	: --		
UBICACIÓN DEL PROYECTO	: Santa Eulalia, Callahuana		
MATERIAL	: Grava pobremente graduada con arena - GP		

Este	: --
Note	: --
N° de Muestra	: --
Profundidad	: 1.30 - 1.50 m

DATOS INICIALES DE LOS ESPECIMENES

Especimen N°		1	2	3
Diámetro	(cm.)	6.90	6.90	6.90
Altura	(cm.)	13.90	13.90	13.90
Densidad húmeda	(g/cm ³)	1.766	1.770	1.764
Humedad	(%)	2.90	2.70	2.60
Densidad seca	(g/cm ³)	1.717	1.723	1.719
Relación de vacíos		0.95	0.95	0.95
Grado de saturación	(%)	13.37	13.02	12.45

DATOS FINALES DE LOS ESPECIMENES

Densidad húmeda	(g/cm ³)	2.105	2.109	2.133
Humedad	(%)	19.45	19.21	19.57
Densidad seca	(g/cm ³)	1.762	1.769	1.754
Relación de vacíos		0.92	0.92	0.92
Grado de saturación	(%)	100.0	100.0	100.0

DATOS DEL ENSAYO

Velocidad de deformación	(mm/min)	0.12	0.13	0.13
Presión de celda	(kg/cm ²)	3.50	4.00	5.00
Contrapresión	(kg/cm ²)	3.00	3.00	3.00
Parámetro B	(%)	98.5	99.9	98.8
Presión efectiva de confinamiento	(kg/cm ²)	5.90	1.00	2.00

MAXIMO ESFUERZO DESVIADOR

$\Delta\sigma = \sigma_1 - \sigma_3$	(kg/cm ²)	1.81	2.80	5.25
σ_3	(kg/cm ²)	0.00	0.00	0.90
σ	(%)	18.74	18.79	18.81

MAXIMA RELACION DE TENSIONES

σ_1 / σ_3	(kg/cm ²)	4.74	4.78	5.57
$\Delta\sigma = \sigma_1 - \sigma_3$	(kg/cm ²)	1.38	2.82	5.27
$\Delta \sigma$	(kg/cm ²)	0.90	0.80	0.90
σ	(%)	18.74	18.79	18.81

OBSERVACIONES

Muestras remediadas en laboratorio

MTL GEOTECNIA SAC		
TECNICO LEM	JEFE LEM	DOC - LEM
Nombre y firma 	Nombre y firma 	Nombre y firma 
		

	INFORME	Código	AE-PO-33
	MÉTODO DE PRUEBA ESTÁNDAR PARA LA PRUEBA DE COMPRESIÓN TRIAXIAL CONSOLIDADO DRENADO PARA SUELOS ASTM D7183-20	Versión	01
		Fecha	06-01-2020
		Página	3 de 18

PROYECTO: Dpto de un piso de concreto en el Ingepi del ex. Barrio Esate, Callao
CLIENTE: Ande Sólid Saneamiento y Agua Potable S.A.S.
UBICACIÓN DEL PROYECTO: Barrio Esate, Callao
ACTIVIDAD: Prueba de laboratorio de prueba triaxial - CD
FECHA DE EMISIÓN: 06/01/2020 **ESTADÍSTICA POR:** J.C.T.
Escala: ---
Materia: ---
Nº de Muestras: ---
Profundidad: 1.30 - 1.60 m



Especimen N° 2									
α _v = 1.00 kg/cm ³									
Deformación unitaria (%)	Espesor original (kg/cm ²)	Presión de poro (kg/cm ²)	Esfuerzos efectivos			P (kg/cm ²)	Q (kg/cm ²)	R	I _v (kg/cm ²)
			σ' ₁ (kg/cm ²)	σ' ₃ (kg/cm ²)	σ' _v (kg/cm ²)				
0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.25	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.51	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.02	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.54	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2.05	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2.57	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
3.08	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
3.60	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
4.11	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
4.63	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
5.14	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
5.66	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
6.17	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
6.69	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
7.20	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
7.72	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
8.23	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
8.75	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
9.26	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
9.78	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
10.29	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
10.81	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
11.32	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
11.84	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
12.35	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
12.87	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
13.38	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
13.90	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
14.41	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
14.93	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
15.44	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
15.96	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
16.47	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
16.99	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
17.50	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
18.02	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
18.53	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
19.05	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
19.56	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20.08	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20.59	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
21.11	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
21.62	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
22.14	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
22.65	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
23.17	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
23.68	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
24.20	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
24.71	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
25.23	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
25.74	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
26.26	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
26.77	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
27.29	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
27.80	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
28.32	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
28.83	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
29.35	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
29.86	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
30.38	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
30.89	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
31.41	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
31.92	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
32.44	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
32.95	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
33.47	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
33.98	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
34.50	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
35.01	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
35.53	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
36.04	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
36.56	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
37.07	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
37.59	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
38.10	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
38.62	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
39.13	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
39.65	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
40.16	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
40.68	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
41.19	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
41.71	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
42.22	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
42.74	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
43.25	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
43.77	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
44.28	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
44.80	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
45.31	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
45.83	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
46.34	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
46.86	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
47.37	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
47.89	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
48.40	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
48.92	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
49.43	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
49.95	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
50.46	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
50.98	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
51.49	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
52.01	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
52.52	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
53.04	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
53.55	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
54.07	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
54.58	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
55.10	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
55.61	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
56.13	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
56.64	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
57.16	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
57.67	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
58.19	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

MTL GEOTECNIA SAC		
TÉCNICO LEM Nombre y firma 	JEFE LEM Nombre y firma 	

	INFORME	Código	AG-PO-33
	MÉTODO DE PRUEBA ESTÁNDAR PARA LA PRUEBA DE COMPRESIÓN TRIAXIAL CONSOLIDADO DRENADO PARA SUELOS ASTM D7183-20	Versión	01
		Fecha	06-01-2020
		Página	4 de 19

PROYECTO: Definición de zona de colección en el margen del río Santa Elena, Cabañas

CLIENTE: Asesor San Fernando El Paraíso, Arequipa

OFICINA:

UBICACIÓN DEL PROYECTO: Santa Elena, Cabañas

Calificación: Zona de protección de riego - GP

Fecha de Emisión: 06/01/2020 Estado de Emisión: 1.0.1

Escala:

Nota:

Nº de Muestra:

Profundidad: 1.30 - 1.50 m



Especimen N°: 3

Diámetro: 2.00 kg/cm²

Deflexión vertical (mm)	Esfuerzo vertical (kg/cm²)	Presión de celda (kg/cm²)	Esfuerzos efectivos			p (kg/cm²)	p' (kg/cm²)	σ (kg/cm²)
			σ' 0 (kg/cm²)	σ' 1 (kg/cm²)	σ' 1/3			
0.00	0.00	0.00	2.00	2.00	1.00	2.00	2.00	1.00
3.54	2.41	0.00	2.00	4.82	2.21	2.21	2.21	1.21
7.75	3.82	0.00	2.00	6.80	2.82	2.82	2.82	1.82
19.10	4.27	0.00	2.00	8.21	3.13	3.13	3.13	2.13
14.32	5.54	0.00	2.00	7.14	3.87	3.87	3.87	2.87
15.12	5.17	0.00	2.00	7.17	3.99	4.00	4.00	3.00
15.98	5.54	0.00	2.00	7.14	3.87	4.00	4.00	3.00
18.10	5.21	0.00	2.00	7.21	3.90	4.00	4.00	3.00
18.98	5.26	0.00	2.00	7.28	3.94	4.00	4.00	3.00
18.24	5.27	0.00	2.00	7.27	3.93	4.00	4.00	3.00
20.02	5.26	0.00	2.00	7.28	3.93	4.00	4.00	3.00
20.21	5.26	0.00	2.00	7.28	3.93	4.00	4.00	3.00
20.46	5.26	0.00	2.00	7.28	3.93	4.00	4.00	3.00
20.18	5.26	0.00	2.00	7.28	3.93	4.00	4.00	3.00
20.82	5.25	0.00	2.00	7.25	3.92	4.00	4.00	3.00
20.92	5.25	0.00	2.00	7.25	3.92	4.00	4.00	3.00
21.58	5.24	0.00	1.87	7.21	3.88	4.00	4.00	3.00
21.38	5.23	0.00	1.85	7.18	3.86	4.00	4.00	3.00
21.44	5.22	0.00	1.83	7.15	3.71	4.00	4.00	3.00
21.88	5.22	0.00	1.84	7.13	3.79	4.00	4.00	3.00
21.10	5.21	0.00	1.85	7.08	3.77	4.00	4.00	3.00
21.98	5.21	0.00	1.85	7.06	3.81	4.00	4.00	3.00
22.08	5.21	0.00	1.83	7.04	3.84	4.00	4.00	3.00
22.11	5.21	0.00	1.82	7.03	3.86	4.00	4.00	3.00
22.33	5.21	0.00	1.79	7.00	3.91	4.00	4.00	3.00
22.33	5.20	0.00	1.77	6.97	3.84	4.00	4.00	3.00
22.17	5.20	0.00	1.70	6.98	3.90	4.00	4.00	3.00
22.54	5.20	0.00	1.72	6.90	4.00	4.00	4.00	3.00
22.52	5.20	0.00	1.71	6.91	4.04	4.00	4.00	3.00
22.03	5.18	0.00	1.70	6.86	4.05	4.00	4.00	3.00
22.14	5.18	0.00	1.60	6.97	4.08	4.00	4.00	3.00
22.85	5.18	0.00	1.85	6.84	4.14	4.00	4.00	3.00
22.17	5.16	0.00	1.84	6.82	4.10	4.00	4.00	3.00
24.02	5.18	0.00	1.81	6.73	4.22	4.00	4.00	3.00
23.12	5.18	0.00	1.88	6.77	4.28	4.00	4.00	3.00
23.18	5.18	0.00	1.88	6.76	4.28	4.00	4.00	3.00
23.22	5.17	0.00	1.80	6.72	4.22	4.00	4.00	3.00
23.38	5.17	0.00	1.83	6.71	4.28	4.00	4.00	3.00
23.47	5.17	0.00	1.81	6.68	4.10	4.00	4.00	3.00
23.62	5.17	0.00	1.80	6.67	4.04	4.00	4.00	3.00
23.88	5.18	0.00	1.88	6.66	4.07	4.00	4.00	3.00
23.70	5.18	0.00	1.80	6.62	4.03	4.00	4.00	3.00
23.73	5.18	0.00	1.88	6.61	4.08	4.00	4.00	3.00
23.83	5.18	0.00	1.83	6.58	4.01	4.00	4.00	3.00
23.19	5.18	0.00	1.81	6.58	4.05	4.00	4.00	3.00
24.00	5.18	0.00	1.88	6.54	4.71	4.00	4.00	3.00
24.04	5.18	0.00	1.88	6.52	4.73	4.00	4.00	3.00
24.08	5.18	0.00	1.87	6.52	4.75	4.00	4.00	3.00
24.28	5.14	0.00	1.83	6.47	4.87	4.00	4.00	3.00
24.01	5.14	0.00	1.82	6.46	4.90	4.00	4.00	3.00
24.27	5.14	0.00	1.81	6.45	4.92	4.00	4.00	3.00
24.43	5.14	0.00	1.80	6.42	5.01	4.00	4.00	3.00
24.54	5.14	0.00	1.87	6.41	5.04	4.00	4.00	3.00
24.58	5.12	0.00	1.85	6.38	5.07	4.00	4.00	3.00
24.71	5.13	0.00	1.83	6.36	5.17	4.00	4.00	3.00
24.72	5.13	0.00	1.82	6.35	5.20	4.00	4.00	3.00
24.80	5.13	0.00	1.81	6.34	5.24	4.00	4.00	3.00
24.88	5.13	0.00	1.80	6.32	5.21	4.00	4.00	3.00
24.99	5.12	0.00	1.77	6.29	5.28	4.00	4.00	3.00
25.03	5.12	0.00	1.80	6.28	5.41	4.00	4.00	3.00
25.07	5.12	0.00	1.85	6.27	5.48	4.00	4.00	3.00
25.18	5.12	0.00	1.82	6.24	5.67	4.00	4.00	3.00

MTL GEOTECNIA SAC		
TECNOLIM Nombre y firma: 	JEFE LIM Nombre y firma: 	QC - LIM Nombre y firma:  CONTROL DE CALIDAD

	INFORME	Código	AE-FC-33
	MÉTODO DE PRUEBA ESTÁNDAR PARA LA PRUEBA DE COMPRESIÓN TRIAXIAL CONSOLIDADO DRENADO PARA SUELOS ASTM D7183-20	Versión	01
		Fecha	06-01-2020
		Página	5 de 10

PROYECTO : Diseño de un muro de contención en el margen del Rv Santa Eulalia, Callahuasque
 SOLICITANTE : Adella Solari Sanchez / Pilsa Fernández Alvaro
 ATENCIÓN :
 UBICACIÓN DEL PROYECTO : Santa Eulalia, Callahuasque
 MATERIAL : Grava pavemente gradada con arena - GP

MUESTREO POR : SOLICITANTE
 ENSAYO POR : J.C.T.

Este : --
 Nota : --
 N° de Muestra : --
 Profundidad : 1.30 - 1.50 m

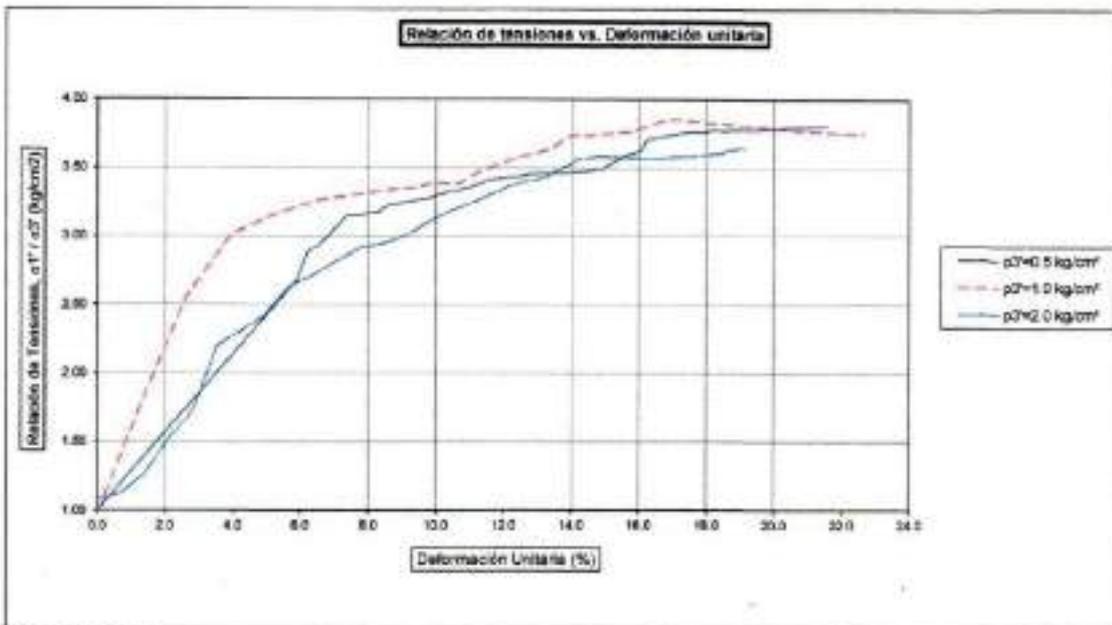


OBSERVACIONES:
 Muestras remediadas en laboratorio.

MTL GEOTECNIA SAC		
TECNICO LEM	JEFE LEM	COC - LEM
Nombre y firma: 	Nombre y firma: 	Nombre y firma: 

	INFORME	Código	AE-PO-33
	MÉTODO DE PRUEBA ESTÁNDAR PARA LA PRUEBA DE COMPRESIÓN TRIAXIAL CONSOLIDADO DRENADO PARA SUELOS ASTM D7183-20	Versión	01
		Fecha	06-01-2020
		Página	5 de 10

PROYECTO	Diseño de un muro de contención en el margen del río Santa Catalina, Catahuasi	MUESTREO POR	SOLICITANTE
SOLICITANTE	Adelir Delari Sanchez / Ríos Fernández Alvaro	ENVIADO POR	J.O.T.
ATENCIÓN			
UBICACIÓN DEL PROYECTO	Santa Catalina, Catahuasi		
MATERIAL	Grava pobremente graduada con arena - GP		
Este			
Norte			
N° de Muestra			
Profundidad	1.30 - 1.50 m		



OBSERVACIONES
 Muestras remoldadas en laboratorio.

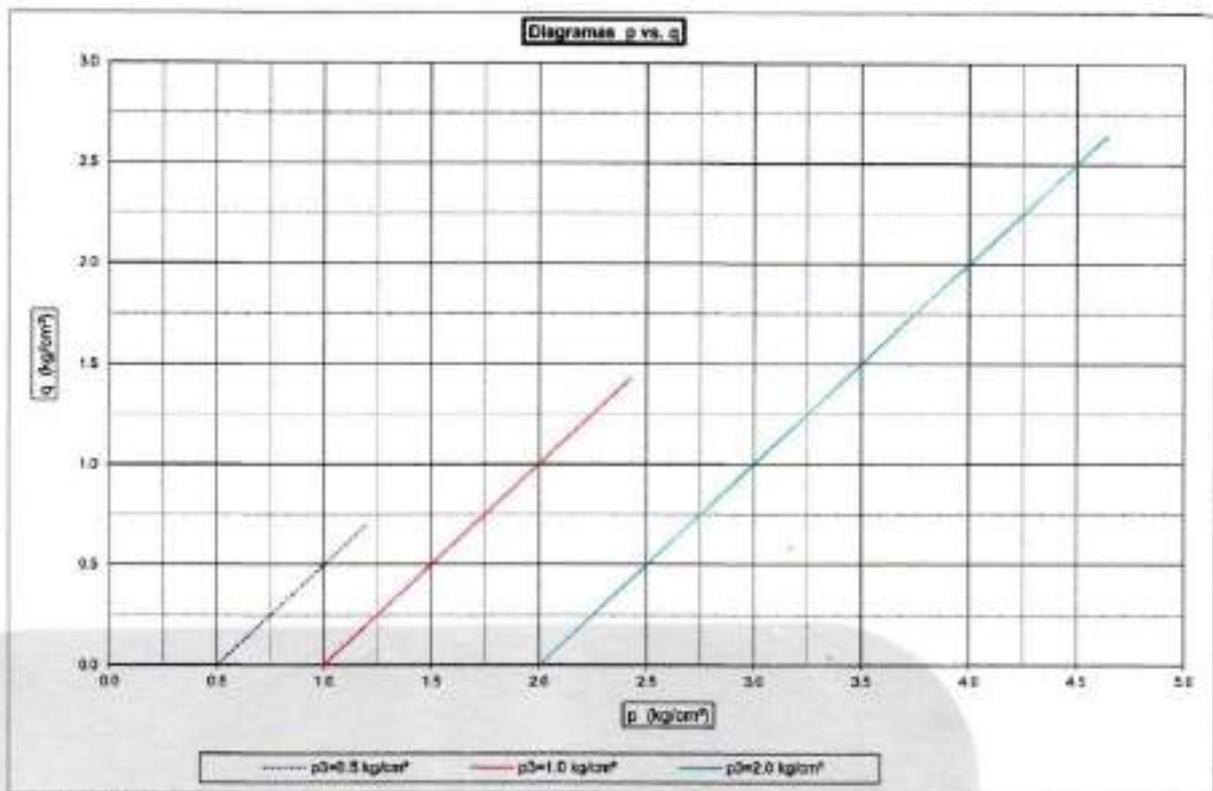
MTL GEOTECNIA SAC		
TECNICO LEM	JEFE LEM	CCO - LEM
Nombre y firma: 	Nombre y firma: 	Nombre y firma: 
		MTL GEOTECNIA SAC CONTROL DE CALIDAD

	INFORME	Código	AG-FO-33
	MÉTODO DE PRUEBA ESTÁNDAR PARA LA PRUEBA DE COMPRESIÓN TRIAXIAL CONSOLIDADO DRENADO PARA SUELOS ASTM D7181-30	Versión	01
		Fecha	06-01-2020
		Página	7 de 10

PROYECTO : Diseño de un muro de contención en el margen del río Santa Eulalia, Callahuasga
SOLICITANTE : Adolfo Solari Sanchez / Rios Fernandez Avila
ASIGNACIÓN : ---
UBICACIÓN DEL PROYECTO : Cerro Estrella, Callahuasga
MATERIAL : Grava pobremente graduada con arena - GP

MUESTREADO POR: _____
ENSAYADO POR: _____
SOLICITANTE: J.D.T.

Eje : --
Norte : --
N° de Muestra : --
Profundidad : 1.30 - 1.50 m



OBSERVACIONES:
 Muestras remoldadas en laboratorio.

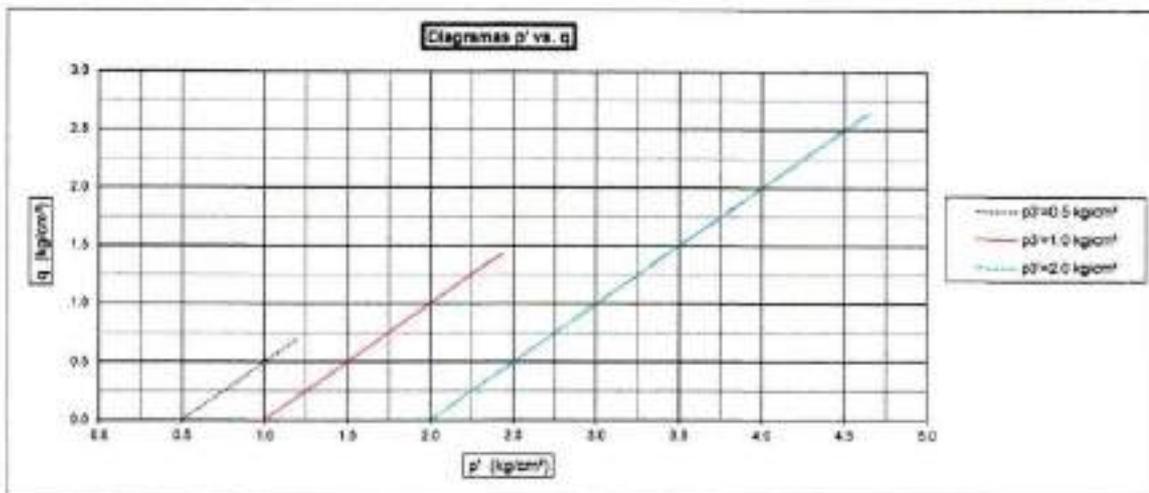
MTL GEOTECNIA SAC		
TECNICO LEM	JEFE LEM	CCC - LEM
Nombre y firma: 	Nombre y firma: 	Nombre y firma: 
	MTL GEOTECNIA S.A.C. Ingeniería Geotécnica Especialidad: Pruebas de Suelos Calle La Madrid 254 San Martín de Porres, Lima	MTL GEOTECNIA SAC CONTROL DE CALIDAD

	INFORME	Código	AE-FO-33
	MÉTODO DE PRUEBA ESTÁNDAR PARA LA PRUEBA DE COMPRESIÓN TRIAXIAL CONSOLIDADO DRENADO PARA SUELOS ASTM D7183-20	Versión	01
		Fecha	06-01-2020
		Página	8 de 10

PROYECTO : Diseño de un muro de contención en el margen del río Santa Eulalia, Catahuasi
SOLICITANTE : Adolfo Solari Sanchez / Ríos Fernández Álvarez
UBICACIÓN :
UBICACIÓN DEL PROYECTO : Santa Eulalia, Catahuasi
MATERIAL : Grava pulverizada gradada con arena - GP

MUESTREO POR ENVIADO POR : SOLICITANTE J.C.T.

Este : ---
Norte : ---
N° de Muestra : ---
Profundidad : 1.00 - 1.50 m



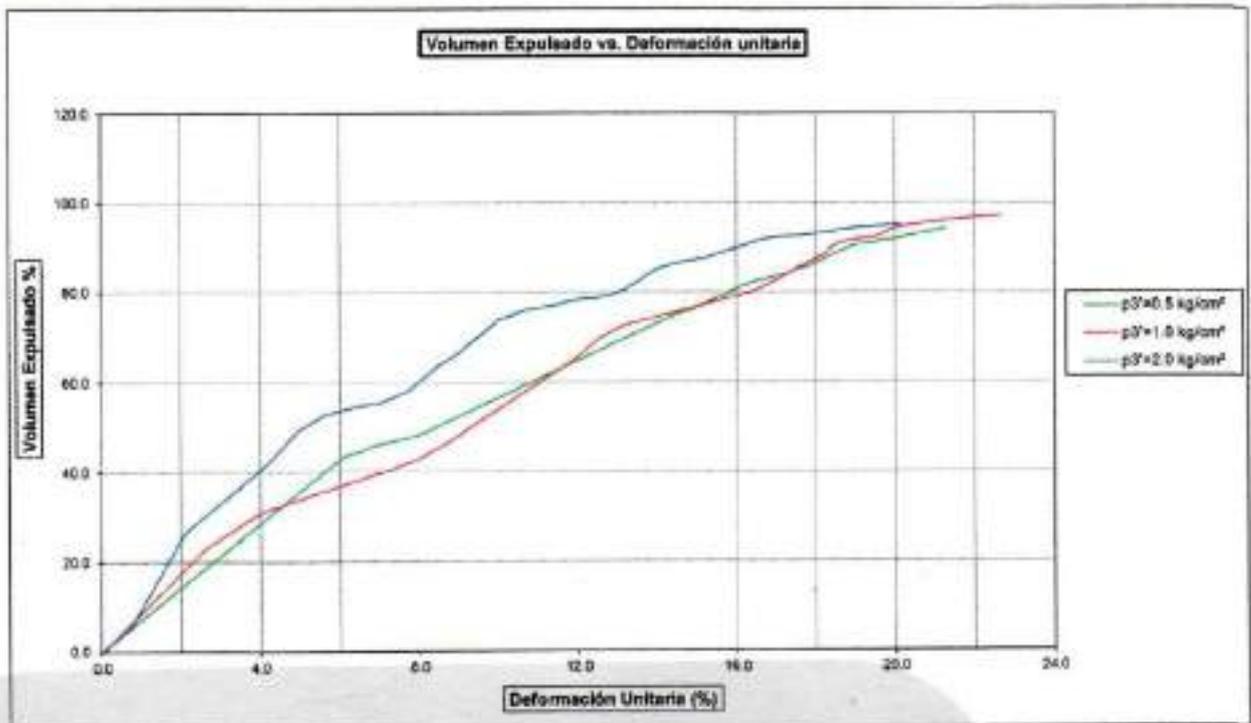
OBSERVACIONES:
 Muestras remediadas en laboratorio

MTL GEOTECNIA SAC		
TECNICO LEM	JEFE LEM	CQC-LEM
Nombre y firma: 	Nombre y firma:  MTL GEOTECNIA S.A.C. Calle Comercio Huamán 100000000 Lima - Perú	Nombre y firma:  MTL GEOTECNIA SAC CONTROL DE CALIDAD

 MTL GEOTECNIA	INFORME	Código	AE-FO-33
	MÉTODO DE PRUEBA ESTÁNDAR PARA LA PRUEBA DE COMPRESIÓN TRIAXIAL CONSOLIDADO DRENADO PARA SUELOS ASTM D7181-20	Versión	01
		Fecha	06-01-2020
		Página	9 de 10

PROYECTO:	Diseno de un muro de contención en el margen del río Santa Eulalia, Callahuasque	MUESTREO POR:	SOLICITANTE
SOLICITANTE:	Adela Belar Sanchez / Rosa Fernández Álvarez	ENSAYO POR:	J.C.F.
ATENCIÓN:	---		
UBICACIÓN DEL PROYECTO:	Santa Eulalia, Callahuasque		
MATERIAL:	Grava pobremente gradada con arena - GP		

Este: ---
 Norte: ---
 N° de Muestra: ---
 Profundidad: 1.30 - 1.80 m

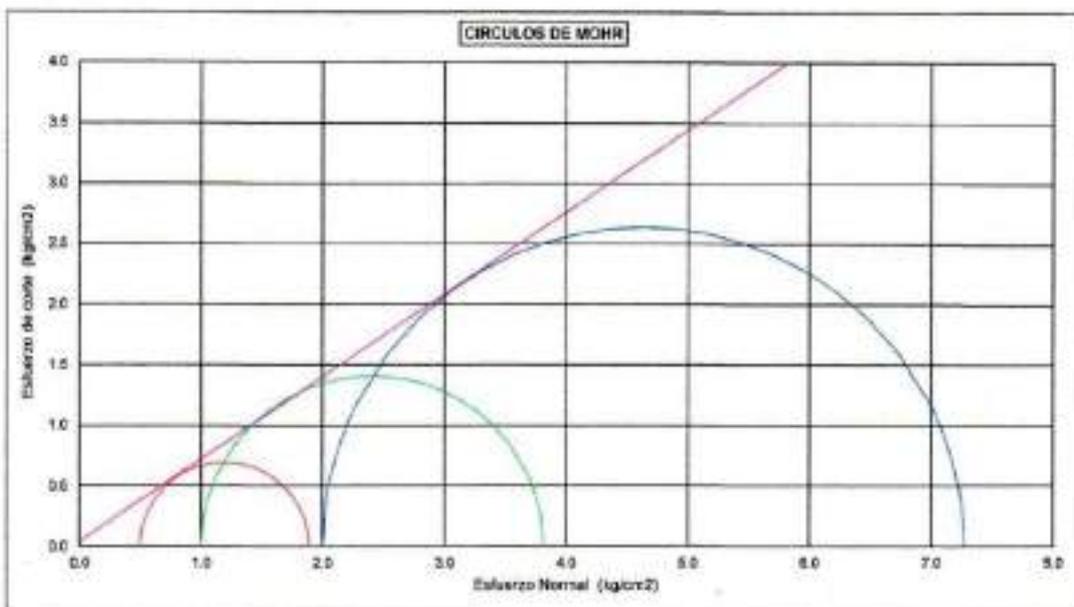


OBSERVACIONES:
 Muestras remoldadas en laboratorio.

MTL GEOTECNIA SAC		
TECNICO LEM	JEFE LEM	COC - LEM
Nombre y firma: 	Nombre y firma: 	Nombre y firma: 

	INFORME	Código	AG-PO-33
	MÉTODO DE PRUEBA ESTÁNDAR PARA LA PRUEBA DE COMPRESIÓN TRIAXIAL CONSOLIDADO DRENADO PARA SUELOS ASTM D7181-20	Versión	01
		Fecha	06-01-2020
		Página	10 de 10

PROYECTO	Disfraz de un muro de contención en el margen del río Santa Eulalia, Catahuasi	ILUSTRADO POR:	SOLÓTZNITE
ADJUDICANTE	Adelfo Solari Sanchez / Ricos Fernando Alvar	ELABORADO POR:	J.E.T.
ATENCIÓN	-		
UBICACIÓN DEL PROYECTO	Santa Eulalia, Catahuasi		
MATERIAL	Grava fuertemente graduada con arena - GP		
Este	-		
Norte	-		
N° de Muestra	-		
Profundidad	1.30 - 1.50 m		



$c = 0.04 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 34.2^\circ$

OBSERVACIONES:
 Muestras remediadas en laboratorio.

MTL GEOTECNIA SAC		
TÉCNICO LEM	JEFE LEM	CCO-LEM
Nombre y firma: 	Nombre y firma: 	Nombre y firma: 
		

