

UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



UPLA
UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

TESIS

**ANÁLISIS DE MÁXIMAS AVENIDAS DEL RÍO
CHANCHAS EN PELIGRO DE INUNDACIÓN DE LA
ZONA URBANA DEL DISTRITO DE HUANCÁN Y
HUAYUCACHI, HUANCAYO, JUNÍN - 2018**

PRESENTADO POR:

BACH. PAREDES LAURA, Yesenia Graciela.

Línea de investigación Institucional:

Salud y gestión de la salud.

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERA CIVIL

Huancayo – Perú
2022

Ing. Edmundo Muñico Casas.

Asesor

Dedicatoria

A mi madre Leonarda por ser madre y padre a la vez, y brindarme el apoyo incondicional para la culminación de mi carrera profesional.

Yesenia Graciela Paredes Laura.

Agradecimiento

A la Universidad Peruana Los Andes por inculcarme la investigación y la facilitación de información respecto al tema de la presente investigación.

Al Ing. Edmundo Muñico Casas por compartir sus conocimientos y enriquecer la investigación.

Yesenia Graciela Paredes Laura.

CONSTANCIA DE SIMILITUD

N ° 0248 - FI -2024

La Oficina de Propiedad Intelectual y Publicaciones, hace constar mediante la presente, que la **Tesis**; titulada:

ANÁLISIS DE MÁXIMAS AVENIDAS DEL RÍO CHANCAS EN PELIGRO DE INUNDACIÓN DE LA ZONA URBANA DEL DISTRITO DE HUANCÁN Y HUAYUCACHI, HUANCAYO, JUNÍN - 2018

Con la siguiente información:

Con Autor(es) : **Bach. PAREDES LAURA YESENIA GRACIELA**

Facultad : **INGENIERÍA**

Escuela Académica : **INGENIERÍA CIVIL**

Asesor(a) : **Ing. MUÑICO CASAS EDMUNDO**

Fue analizado con fecha **05/07/2024**; **con 207 págs.**; con el software de prevención de plagio (Turnitin); y con la siguiente configuración:

Excluye Bibliografía.

X

Excluye citas.

X

Excluye Cadenas hasta 20 palabras.

X

Otro criterio (especificar)

El documento presenta un porcentaje de similitud de **15** %.

En tal sentido, de acuerdo a los criterios de porcentajes establecidos en el artículo N°15 del Reglamento de uso de Software de Prevención de Plagio Versión 2.0. Se declara, que el trabajo de investigación: **Si contiene un porcentaje aceptable de similitud.**

Observaciones:

En señal de conformidad y verificación se firma y sella la presente constancia.



Huancayo, 05 de julio del 2024.

MTRA. LIZET DORIELA MANTARI MINCAMI
JEFA

Oficina de Propiedad Intelectual y Publicaciones

HOJA DE CONFORMIDAD DE MIEMBROS DEL JURADO

Dr. Rubén Darío Tapia Silguera
Presidente

MG. Henry Gustavo Pautrat Egoavil
Jurado revisor

Ing. Rando Porras Olarte
Jurado revisor

Mg. Lourdes Graciela Poma Bernaola
Jurado revisor

Ing. Leonel Untiveros Peñaloza.
Secretario docente

ÍNDICE

ÍNDICE	viii
ÍNDICE DE TABLAS	xi
ÍNDICE DE FIGURAS	xiii
RESUMEN	xiv
ABSTRACT	xv
INTRODUCCIÓN	xvi
CAPÍTULO I	18
EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	18
1.1. Planteamiento del problema	18
1.2. Formulación y sistematización del problema	19
1.2.1. Problema general	19
1.2.2. Problemas específicos	19
1.3. Justificación	20
1.3.1. Práctica	20
1.3.2. Metodológica	20
1.3.3. Científica o teórica	20
1.4. Delimitación	21
1.4.1. Espacial	21
1.4.2. Temporal	21
1.4.3. Económica	21
1.5. Limitaciones	22
1.6. Objetivos	22
1.6.1. Objetivo general	22
1.6.2. Objetivos específicos	22
CAPÍTULO II	23
MARCO TEÓRICO	23
2.1. Antecedentes	23
2.1.1. Antecedentes nacionales	23
2.1.2. Antecedentes internacionales	27
2.2. Marco conceptual	30
2.2.1. Peligro a inundación	30
	viii

2.2.2. Máxima avenida	30
2.2.3. Geomorfología de una subcuenca hidrográfica	31
2.2.4. Elección del periodo de retorno	32
2.2.5. Método de distribución Gumbel o doble exponencial	32
2.2.6. Curva Intensidad – Duración – Frecuencia	33
2.2.7. Tiempo de concentración	33
2.2.8. Hietograma de diseño	34
2.2.9. Método SCS para abstracciones	34
2.2.10. Número curva	34
2.2.11. Medidas de control de inundaciones	36
2.2.12. Gaviones	37
2.2.13. Metodología para la delimitación de faja marginal	41
2.3. Definición de términos	41
2.4. Hipótesis	42
2.4.1. Hipótesis general	42
2.4.2. Hipótesis específicas	42
2.5. Variables	43
2.5.1. Definición conceptual de las variables	43
2.5.2. Definición operacional de las variables	43
2.5.3. Operacionalización de las variables	43
CAPÍTULO III	44
METODOLOGÍA	44
3.1. Método investigación	44
3.2. Tipo de investigación	44
3.3. Nivel de investigación	44
3.4. Diseño de investigación	45
3.5. Población y muestra	45
3.5.1. Población	45
3.5.2. Muestra	45
3.6. Técnicas e instrumentos de recolección de datos	45
3.6.1. Técnicas	45
3.6.2. Instrumentos	46

3.7. Procesamiento de la información	46
3.8. Técnicas y análisis de datos	47
CAPÍTULO IV	48
RESULTADOS	48
4.1. Tirantes por la máxima avenida del río Chanchas	57
4.1.1. Tirantes en el río Chanchas según la máxima avenida	60
4.2. Velocidades por la máxima avenida del río Chanchas	62
4.3. Peligro de inundación del área urbana del distrito de Huancán y Huayucachi	64
CAPÍTULO V	66
DISCUSIÓN DE RESULTADOS	66
5.1. Tirantes por la máxima avenida del río Chanchas	66
5.2. Velocidades por la máxima avenida del río Chanchas	67
5.3. Peligro de inundación de la zona urbana del distrito de Huancán y Huayucachi	68
CONCLUSIONES	70
RECOMENDACIONES	71
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	72
ANEXOS	75
Anexo N° 01: matriz de consistencia	76
Anexo N° 02: control del peligro de inundación	78
Anexo N° 03: diseño de gaviones	94
Anexo N° 04: cálculo de socavación	126
Anexo N° 05: catálogo de gaviones	128
Anexo N° 06: estudio de suelos	138
Anexo N° 07: panel fotográfico	189
Anexo N° 08: planos	193

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Niveles de intensidad del peligro.	30
Tabla 2. Geomorfología de una subcuenca hidrográfica.	31
Tabla 3. Tiempo de retorno (T).	32
Tabla 4. Número de curva de escorrentía para usos.	35
Tabla 5. Medidas de control de inundaciones.	36
Tabla 6. Ancho mínimo de faja marginal en cuerpos de agua.	41
Tabla 7. Operacionalización de las variables: máxima avenida y peligro de inundación.	43
Tabla 8. Precipitación máxima diaria de acuerdo a la estación meteorológica Viques	48
Tabla 9. Hietograma de diseño para un periodo de retorno de 5 años.	50
Tabla 10. Hietograma de diseño para un periodo de retorno de 10 años.	50
Tabla 11. Hietograma de diseño para un periodo de retorno de 25 años.	50
Tabla 12. Hietograma de diseño para un periodo de retorno de 50 años.	51
Tabla 13. Hietograma de diseño para un periodo de retorno de 100 años.	51
Tabla 14. Caudales por periodo de retorno.	52
Tabla 15. Máxima avenida del río Chanchas para un periodo de retorno de 5 años.	57
Tabla 16. Máxima avenida del río Chanchas para un periodo de retorno de 10 años.	57
Tabla 17. Máxima avenida del río Chanchas para un periodo de retorno de 25 años.	58
Tabla 18. Máxima avenida del río Chanchas para un periodo de retorno de 50 años.	59
Tabla 19. Máxima avenida del río Chanchas para un periodo de retorno de 100 años.	59
Tabla 20. Tirantes del río Chanchas según la máxima avenida de 100 años de retorno.	61
Tabla 21. Velocidad en el río Chanchas según la máxima avenida.	62
Tabla 22. Peligro a inundación del río Chanchas.	64

Tabla 23. Datos iniciales para el diseño de gavión de altura de 3.00 m. **¡Error!**
Marcador no definido.

- Tabla 24. Dimensiones de los gaviones considerando una altura de 3.00 m. **¡Error! Marcador no definido.**
- Tabla 25. Verificaciones del cálculo para gavión de 3.00 m de altura. **¡Error! Marcador no definido.**
- Tabla 26. Colchón antisocavante para el gavión de 3.00 m. **¡Error! Marcador no definido.**
- Tabla 27. Datos iniciales para el diseño de gavión de altura de 2.50 m. **¡Error! Marcador no definido.**
- Tabla 28. Dimensiones de los gaviones considerando una altura de 2.50 m. **¡Error! Marcador no definido.**
- Tabla 29. Verificaciones del cálculo para gavión de 2.50 m de altura. **¡Error! Marcador no definido.**
- Tabla 30. Colchón antisocavante para el gavión de 2.50 m. **¡Error! Marcador no definido.**
- Tabla 31. Datos iniciales para el diseño de gavión de altura de 2.00 m. **¡Error! Marcador no definido.**
- Tabla 32. Dimensiones de los gaviones considerando una altura de 2.00 m. **¡Error! Marcador no definido.**
- Tabla 33. Verificaciones del cálculo para gavión de 2.00 m de altura. **¡Error! Marcador no definido.**
- Tabla 34. Colchón antisocavante para el gavión de 2.00 m. **¡Error! Marcador no definido.**
- Tabla 35. Datos iniciales para el diseño de gavión de altura de 2.00 m. **¡Error! Marcador no definido.**
- Tabla 36. Dimensiones de los gaviones considerando una altura de 2.00 m. **¡Error! Marcador no definido.**
- Tabla 37. Verificaciones del cálculo para gavión de 2.00 m de altura. **¡Error! Marcador no definido.**
- Tabla 38. Colchón antisocavante para el gavión de 2.00 m. **¡Error! Marcador no definido.**
- Tabla 39. Datos iniciales para el diseño de gavión de altura de 2.50 m. **¡Error! Marcador no definido.**

- Tabla 40. Dimensiones de los gaviones considerando una altura de 2.50 m. **¡Error! Marcador no definido.**
- Tabla 41. Verificaciones del cálculo para gavión de 2.50 m de altura. **¡Error! Marcador no definido.**
- Tabla 42. Colchón antisocavante para el gavión de 2.50 m. **¡Error! Marcador no definido.**
- Tabla 43. Datos iniciales para el diseño de gavión de altura de 2.50 m. **¡Error! Marcador no definido.**
- Tabla 44. Dimensiones de los gaviones considerando una altura de 2.50 m. **¡Error! Marcador no definido.**
- Tabla 45. Verificaciones del cálculo para gavión de 2.50 m de altura. **¡Error! Marcador no definido.**
- Tabla 46. Colchón antisocavante para el gavión de 2.50 m. **¡Error! Marcador no definido.**
- Tabla 47. Datos iniciales para el diseño de gavión de altura de 2.50 m. **¡Error! Marcador no definido.**
- Tabla 48. Dimensiones de los gaviones considerando una altura de 2.50 m. **¡Error! Marcador no definido.**
- Tabla 49. Verificaciones del cálculo para gavión de 2.50 m de altura. **¡Error! Marcador no definido.**
- Tabla 50. Colchón antisocavante para el gavión de 2.50 m. **¡Error! Marcador no definido.**
- Tabla 51. Datos iniciales para el diseño de gavión de altura de 2.50 m. **¡Error! Marcador no definido.**
- Tabla 52. Dimensiones de los gaviones considerando una altura de 2.50 m. **¡Error! Marcador no definido.**
- Tabla 53. Verificaciones del cálculo para gavión de 2.50 m de altura. **¡Error! Marcador no definido.**
- Tabla 54. Colchón antisocavante para el gavión de 2.50 m. **¡Error! Marcador no definido.**
- Tabla 55. Socavación en cada tramo del río. **¡Error! Marcador no definido.**

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ámbito de investigación.	21
Figura 2. Posición de la colocación de muros.	38
Figura 3 y Figura 4. Diagramas de fuerzas actuantes en gaviones.	38
Figura 5. Curva de intensidad, duración y frecuencia.	49
Figura 6. Esquema para el modelamiento en HEC-HSM.	52
Figura 7. Hidrograma para un periodo de retorno T= 10 años.	53
Figura 8. Hidrograma para un periodo de retorno T= 25 años.	53
Figura 9. Hidrograma para un periodo de retorno T= 50 años.	54
Figura 10. Hidrograma para un periodo de retorno T= 100 años.	54
Figura 11. Vista de la geometría del cauce del río Chanchas.	55
Figura 12. Ingreso del caudal de diseño considerando un periodo de retorno de 100 años.	55
Figura 13. Vista de la inundación en el cauce del río Chanchas.	56
Figura 14. Sección inundada del río Chanchas.	56
Figura 15. Máxima avenida del río Chanchas para diferentes periodos de retorno.	60
Figura 16. Vista del tramo de estudio del río Chanchas.	190
Figura 17. Margen izquierda del río Chanchas en el área de estudio.	190
Figura 18. Equipo de trabajo para el levantamiento topográfico del cauce del río Chanchas.	191
Figura 19. Áreas en proceso de urbanización en el margen izquierdo del río Chanchas.	191
Figura 20. Vista de la calicata N° 01 en el margen derecho del río Chanchas.	192
Figura 21. Vista de la calicata N° 02 en el margen derecho del río Chanchas.	192

RESUMEN

La investigación planteo como problema principal: ¿Cuál es el análisis de máxima avenida del río Chanchas en peligro de inundación de la zona urbana del distrito de Huancán y Huayucachi, Huancayo, Junín – 2018?, el objetivo general fue: Analizar la máxima avenida del río Chanchas en peligro de inundación de la zona urbana del distrito de Huancán y Huayucachi, Huancayo, Junín – 2018 y la hipótesis general que se contrastó: Del análisis de máximas avenidas del río Chanchas en peligro de anegamiento de la área urbana del distrito de Huancán y Huayucachi, Huancayo, Junín – 2018, se tiene que este es muy alto.

El método de investigación utilizado fue el científico, siendo de tipo aplicado, de nivel descriptivo y con un diseño no experimental; la población fue el cauce del río Chanchas (27.9 km), entre los distritos de Huancán, Huayucachi, Sapallanga y Pucará, provincia Huancayo, región Junín, mientras que la muestra según el método no probabilístico intencional fueron 1 309 m del río Chanchas.

La conclusión principal indicó que, a partir del análisis de la máxima avenida del río Chanchas en peligro de anegamiento en el área urbana del distrito de Huancán y Huayucachi, se obtuvo que su intensidad va desde alta a muy alta.

Palabras clave: Máxima avenida, peligro a inundación, intensidad, cuenca hidrográfica.

ABSTRACT

The main problem of the research was: What is the analysis of the maximum flood of the Chanchas river in danger of flooding in the urban area of the district of Huancán and Huayucachi, Huancayo, Junín - 2018? The general objective was: To analyze the maximum flood of the Chanchas river in danger of flooding in the urban area of the district of Huancán and Huayucachi, Huancayo, Junín - 2018 and the general hypothesis that was contrasted: From the analysis of maximum floods of the Chanchas river in danger of flooding in the urban area of the district of Huancán and Huayucachi, Huancayo, Junín - 2018, we have that it is very high.

The research method used was scientific, being of applied type, descriptive level and with a non-experimental design; the population was the Chanchas riverbed (27.9 km), between the districts of Huancán, Huayucachi, Sapallanga and Pucará, Huancayo province, Junín region, while the sample according to the intentional non-probabilistic method was 1 309 m of the Chanchas river.

The main conclusion indicated that, from the analysis of the maximum flood of the Chanchas river in danger of flooding in the urban area of the district of Huancán and Huayucachi, it was obtained that its intensity ranges from high to very high.

Key words: Maximum flood, danger of flooding, intensity, hydrographic basin.

INTRODUCCIÓN

La investigación titulada: Análisis de máximas avenidas del río Chanchas en peligro de inundaciones de la zona urbana del distrito de Huancán y Huayucachi, Huancayo, Junín - 2018; surgió de la necesidad de determinar el peligro a inundación de la zona urbana de los distritos de Huancán y Huayucachi colindantes al río Chanchas, para lo cual se llevó a cabo el modelamiento hidrológico e hidráulico de la subcuenca del río Chanchas, en base a información meteorológica (precipitaciones máximas en 24 horas), topográfica e imagen satelital (para el uso de suelo) con ayuda de los Software ArcGIS, HEC-HMS y HEC-RAS; asimismo se consideró lo especificado por el INDECI (2011) para la estimación de la intensidad del peligro en base al tirante y la velocidad del flujo del río; con ello se propuso medidas tanto estructurales (gaviones) y como medida no estructura la delimitación de la franja periférica con una medida de 4.00.

Con el fin de facilitar la comprensión, la investigación presenta los siguientes apartados:

En el Capítulo I, se aborda el problema de investigación, incluyendo la introducción, formulación y estructuración del problema, la justificación, los alcances, las restricciones y los objetivos.

En el Capítulo II, se presenta el contexto teórico que incluye los estudios previos a nivel nacional e internacional, el marco conceptual, la definición de términos, las hipótesis y las variables.

El Capítulo III aborda la metodología, con el enfoque, la modalidad, el nivel y el diseño de la investigación; además, se discute la población y muestra, las

técnicas y herramientas para la recolección de datos, el procesamiento de la información, así como las técnicas y métodos de análisis de datos.

El Capítulo IV, describe los resultados según los objetivos establecidos.

En el Capítulo V, se aborda el análisis de los resultados obtenidos.

Culminando esta investigación están las conclusiones, recomendaciones, referencias bibliográficas y anexos como la matriz de consistencia, las acciones físicas y no físicas para gestionar el riesgo de inundación, el diseño de gaviones, el cálculo de socavación, el catálogo de gaviones, el estudio de suelos, las imágenes fotográficas y los planos.

Bach. Yesenia Graciela Paredes Laura.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. Planteamiento del problema

A escala mundial el calentamiento global y por ende el cambio climático está provocando alteraciones en el ciclo hidrológico, resultando en lluvias intensas que causan inundaciones, las mismas que pueden generar crisis sanitarias, afectando a las poblaciones (García, 2018; OMS, 2013).

En el Perú, una situación frecuente son las inundaciones que se dan cada año, esto se debe a los patrones estacionales de lluvia en la región andina, donde existe una marcada temporada seca y una temporada de lluvias distintiva, principalmente de diciembre a marzo. Además, la presencia del fenómeno de El Niño provoca un aumento en los caudales de los ríos andinos al llegar a la costa, lo que resulta en desbordamientos y daños en áreas urbanas. y dejando cuantiosos daños materiales (ANA, 2017).

Este problema también se presenta en la región Junín, pues durante los meses de enero y febrero del presente año se registró varias inundaciones que llegaron a destruir por lo menos 630 viviendas, demostrando la vulnerabilidad de

la población frente a este tipo de desastres naturales, además de no contar con estudios de peligrosidad (Ramos, 2019).

Asimismo, en la actualidad, la zona urbana de los sectores tanto del distrito de Huancán y Huayucachi colindantes al río Chanchas (provincia de Huancayo) van emergiendo urbanísticamente y a la vez no son ajenos a la problemática de las inundaciones; siendo necesario el estudio de la peligrosidad ante las inundaciones fluviales con el fin prever futuros daños, lo mismo que servirá como instrumento para la zonificación urbana de estos distritos y sobre todo en la toma de decisiones referentes a este ámbito considerando tanto medidas estructurales y no estructurales.

1.2. Formulación y sistematización del problema

1.2.1. Problema general

¿Cuál es el análisis de las máximas avenidas del río Chanchas en peligro de inundación de la zona urbana del distrito de Huancán y Huayucachi, Huancayo, Junín – 2018?

1.2.2. Problemas específicos

- a) ¿Cuál es el tirante por la máxima avenida del río Chanchas para determinar el peligro de inundación de la zona urbana del distrito de Huancán y Huayucachi?
- b) ¿Cuál es la velocidad por la máxima avenida del río Chanchas para determinar el peligro de inundación de la zona urbana del distrito de Huancán y Huayucachi?

1.3. Justificación

1.3.1. Práctica

La investigación contribuirá a abordar un problema práctico, correspondiendo a la determinación del peligro por inundación del río Chanchas específicamente en los sectores urbanos colindantes, en los distritos de Huancán y Huayucachi, provincia de Huancayo de la región Junín.

1.3.2. Metodológica

Con este estudio se pretendió proponer métodos para el análisis del peligro de inundaciones utilizando modelación hidráulica e hidrológica computacional; asimismo se considera medidas para el control del mismo tanto estructurales y no estructurales.

1.3.3. Científica o teórica

De acuerdo a la naturaleza de la investigación no se cuenta con justificación científica o teórica, pues para la solución del problema (determinación del peligro en la zona urbana del río Chanchas) se empleó el conocimiento existente generado por la investigación básica.

1.4. Delimitación

1.4.1. Espacial

El estudio se desarrolló en el sector urbano colindante al río Chanchas, de los distritos de Huancán y Huayucachi, provincia de Huancayo, región Junín, cuya ubicación referencial se muestra en la siguiente figura:

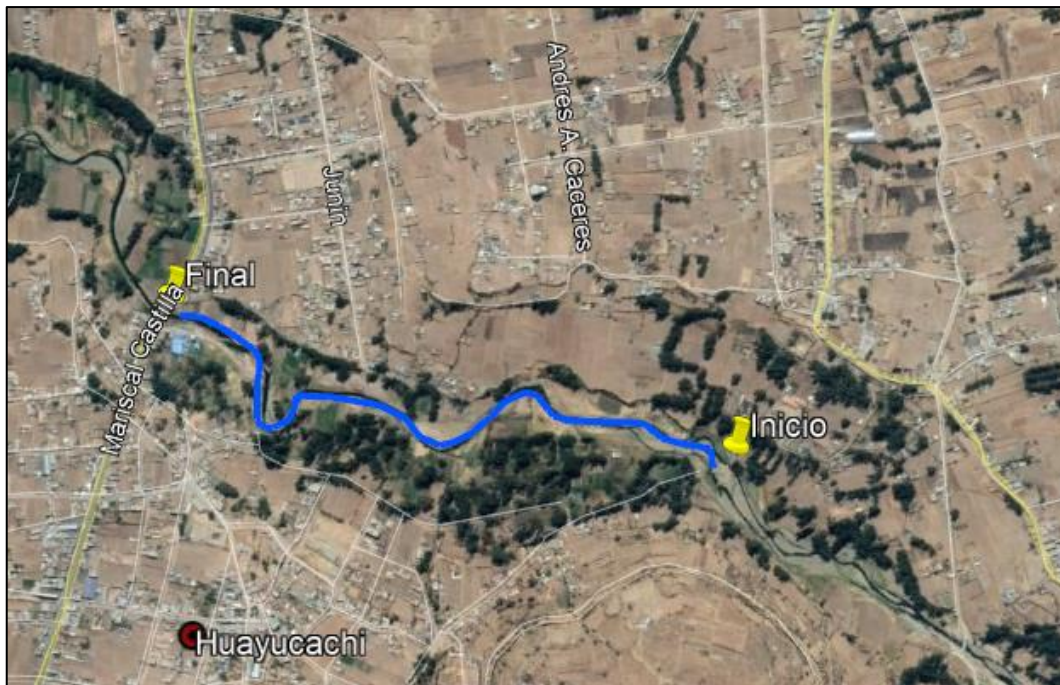


Figura 1. Ámbito de investigación.

1.4.2. Temporal

Esta investigación fue desarrollada desde mayo hasta diciembre de 2018, extendiéndose posteriormente de enero a mayo de 2019.

1.4.3. Económica

Los costos referentes a la ejecución de la tesis fueron asumidos netamente por el tesista, sin ningún financiamiento.

1.5. Limitaciones

La mayor limitación estuvo relacionada a la facilitación de la información meteorológica (precipitación máxima en un período de 24 horas) concerniente a la subcuenca del río Chanchas por parte del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI); es decir, la utilización de varias estaciones meteorológicas que permita contrastar los datos.

1.6. Objetivos

1.6.1. Objetivo general

Analizar la máxima avenida del río Chanchas en peligro de inundación de la zona urbana del distrito de Huancán y Huayucachi, Huancayo, Junín – 2018.

1.6.2. Objetivos específicos

- a) Determinar el tirante por la máxima avenida del río Chanchas para determinar el peligro de inundación de la zona urbana del distrito de Huancán y Huayucachi.
- b) Determinar la velocidad por la máxima avenida del río Chanchas para determinar el peligro de inundación de la zona urbana del distrito de Huancán y Huayucachi.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes

2.1.1. Antecedentes nacionales

Almanza y Nina (2018) llevaron a cabo el estudio: “Evaluación del peligro de inundación ocasionado por el río Vilcanota en el centro poblado de Písac, Cusco 2018”, bajo el concepto de la investigación aplicada, un nivel descriptivo y un diseño no experimental; establecieron como objetivo evaluar el riesgo de inundación debido a la crecida del río Vilcanota en el centro poblado de Písac para varios intervalos de tiempo, siguiendo la metodología del Centro Nacional de Estimación, Prevención y Reducción del Riesgo de Desastres (CENEPRED) a fin de especificar los factores condicionantes para determinar los niveles de peligrosidad; a las conclusiones que llegaron fueron que, el peligro de inundación para un periodo de retorno de 50 años es de 1 147 ha incrementándose en 10.53 más para 100 años y 20.21 para 500 años; asimismo, el centro poblado de Písac es aquel que presenta peligrosidad alta.

García (2018) desarrolló la investigación: “Diseño hidráulico y estructural de obras de protección frente a erosión e inundaciones del río Balsayacu en el Centro Poblado de Balsayacu, distrito de Campanilla, provincia de Mariscal Cáceres - región San Martín” y formulo como objetivo principal el proponer una solución a las dificultades relacionadas con la erosión e inundación en la zona urbana junto al río del centro poblado de Balsayacu; para lo cual en primera instancia realizó el análisis documental para adquirir los procedimientos y principios fundamentales para el diseño de estas infraestructuras, luego realizó la recolección en campo de información topográfica, la mecánica de suelos e información de eventos históricos de las mayores crecidas, posteriormente determinó las propiedades de la cuenca hidrográfica del río Balsayacu, como su tamaño, forma, longitud del curso, tiempo de concentración y la densidad de su red de drenaje, seguidamente realizó el análisis de caudales máximos utilizando datos pluviométricos de la estación CO Campanilla del SENAMHI y el Método de Número de Curva N, para determinar el caudal de diseño, en base a ello determinó los parámetros de hidráulica fluvial (pendiente media del cauce, ancho estable del cauce, rugosidad del lecho, tirante máximo de inundación, velocidad del agua y profundidad de socavación). Posteriormente, llevó a cabo el diseño hidráulico y estructural de espigones y un dique de tierra, que incluye su ubicación en el plano, configuración geométrica y verificación de estabilidad frente a vuelcos, deslizamientos y punzonamientos. Como resultado, proyectó 15 espigones deflectores de flujo de corta longitud para reducir la erosión del cauce, así como un dique de tierra de dos tramos, con una longitud total de 846

metros, situado fuera del cauce y paralelo y adyacente a la ribera derecha del río Balsayacu para mitigar el riesgo de inundaciones.

Guevara (2018) realizó la investigación: “Modelación hidrológica e hidráulica para determinar las crecidas en el río Gera en la provincia de Moyobamba, 2015”, teniendo como objetivo general el crear representaciones cartográficas de inundación para intervalos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50, 100, 200 y 500 años en la cuenca del río Gera; para lo cual realizó la modelación hidrológica delimitando la cuenca Gera e identificando 11 subcuencas y luego halló los aspectos geomorfológicos, seguidamente, utilizando el método del Servicio de Conservación de Suelos (SCS), se calcularon las pérdidas iniciales y la curva número (CN) para su aplicación en el software HEC-HMS, donde se convierte la precipitación neta en un hidrograma de esorrentía superficial sintética. Como resultado obtuvo los siguientes caudales: 17.21 m³/s, 30.73 m³/s, 44.87 m³/s, 65.28 m³/s, 106.43 m³/s, 150.20 m³/s, 206.78 m³/s y 304.55 m³/s para periodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50, 100, 200 y 500 años; en base a ello modeló hidráulicamente el río Gera en el tramo del centro poblado Shucshuyacu con el software HEC-RAS; cabe mencionar que, para el procesamiento de datos de entrada como la topografía del tramo y las secciones transversales del río, entre otros aspectos, se empleó el software CivilCAD. El coeficiente de Manning (n) fue determinado mediante visitas de campo y análisis de caudales máximos. Con esta información, se desarrollaron los perfiles hidráulicos del tramo de estudio. Para la generación de mapas de inundación, se utilizó el complemento HEC-GEORAS. Como resultado, se identificaron áreas propensas a inundaciones con periodos de retorno de 200 y 500 años.

Evangelista (2017) realizó la investigación: “Identificación de zonas inundables y propuesta de defensa ribereña del sector Salinas km 89 en el río Chancay - 2017”, estableciéndose como objetivo principal el determinar el impacto de las áreas susceptibles a inundaciones y proponer medidas de protección para el sector Salinas km 89 a lo largo del río Chancay, para lo cual realizó la descripción de la área de estudio, el análisis de suelos (granulometría y el ensayo de corte directo), analizó los parámetros hidrológicos utilizando información de precipitación y caudales con ayuda de la distribución Gumbel de valores extremos tipo I, en cuanto al coeficiente de Manning lo estimó en base a visitas de campo; para el modelamiento hidráulico utilizó el software HEC-RAS, considerando un periodo de retorno de 100 años y así proponer como defensa ribereña a gaviones de caja en el tramo de estudio.

Mendoza (2017) desarrolló la investigación: “Evaluación del riesgo por inundación en la quebrada Romero, del distrito de Cajamarca, periodo 2011 - 2016” bajo el concepto de la investigación aplicada, un nivel descriptivo y un diseño no experimental, donde su objetivo fue el evaluar el grado de riesgo actual de inundación en la quebrada Romero, para ello evaluó el nivel de peligro y la vulnerabilidad de las familias cercanas en base a datos meteorológicos, la generación de mapas, la elección de viviendas y la entrevista; la conclusión a la que llegó fue que, tanto el peligro y vulnerabilidad es alta, por consecuencia el grado de riesgo de inundación es alto en la quebrada Romero.

Zafra (2015) desarrolló la investigación: “Nivel de riesgo por inundación en la zona de Calispuquio - sector V - Cajamarca, 2015” utilizó un enfoque de investigación aplicada, de nivel descriptivo y diseño no experimental, su objetivo

fue evaluar el riesgo de inundación en la zona de Calispuquio sector V, focalizándose en los barrios Santa Elena, Bella Vista, La Florida y Pueblo Libre durante los meses de junio a setiembre de 2015, para ello identificó los criterios para evaluar inundaciones para visitar al lugar para identificar las áreas críticas con la participación de la población, asimismo consideró el manual de evaluación de riesgos originados por fenómenos naturales del CENEPRED; la conclusión principal a la abordó fue que, la zona de Calispuquio sector V presenta una escala moderada de riesgo ante inundación.

2.1.2. Antecedentes internacionales

Chávez y Avilés (2017) realizaron la investigación: “Diagnóstico y escenarios de peligro por inundación fluvial en Ciudad Insurgentes, Baja California Sur, México”, donde elaboraron mapas de peligro considerando eventos históricos en el tema de inundaciones y el periodo de retorno, para el desarrollo de la misma consideraron el enfoque del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED); asimismo, utilizaron el sistema de información geográfica ArcGIS y el programa Surfer, bases de datos de precipitaciones diarias e incidencias de huracanes, realizaron visitas a campo para el reconocimiento de la cuenca e información de inundaciones históricas, además con la información de las precipitaciones y utilizando el método de Gumbel estimaron los periodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 100, 200, 500 y 1000 años las mismas que se utilizaron para la simulación unidimensional de situaciones de peligros empleando el programa Hidrologic Engineering Centers River Analysis System (HEC-RAS); además determinaron el crecimiento del área urbana con la

superposición de áreas convertidas en formato digital fotográficamente de la ciudad Insurgentes; las conclusiones a las que llegaron fueron que los características geomorfológicos y morfométricos de la cuenca del arroyo Insurgentes, su aspecto climático, no contribuyen al aumento del riesgo de inundaciones en el poblado de Ciudad Insurgentes, estos eventos están vinculados con lluvias intensas causadas por fenómenos meteorológicos y la expansión del área urbana. Al evaluar posibles escenarios de riesgo por inundaciones, se consideró que un fenómeno potencialmente perjudicial podría ocurrir con una probabilidad equivalente a un periodo de retorno de 1000 años, lo que representa un aumento del 94 % en comparación con un periodo de retorno de 10 años.

Toimil, Losada y Camus (2016) desarrollaron la investigación: “Metodología para el análisis del efecto del cambio climático en la inundación costera: aplicación a Asturias”, con una metodología para la evaluación del efecto de las inundaciones costeras a nivel regional mediante la integración de registros históricos y proyecciones detalladas de dinámicas marinas; relacionando los siguientes elementos: marea meteorológica (MM), marea astronómica (MA), oleaje en forma de remonte (Ru) y aumento del nivel medio del mar (ANMM); donde la suma de los mismos da lugar a la cota de inundación (CI); entre la información para la determinación de la peligrosidad y exposición consideran la base de datos de la dinámica marina y continental y de la exposición basada en la información topográfica y el uso de suelos; como segunda consideración es la reconstrucción de la cota de inundación y tercero el caudal fluvial de los principales asturianos; el modelado de la inundación lo realizaron con el Rapid

Flood Spreading Method-Explicit Diffusion wave with Acceleration term, que utiliza el método de almacenamiento por celdas. Llegaron a concluir que, este modelo no sólo permite resolver inundaciones sino el de disponer la capacidad de seleccionar libremente la estrategia numérica a aplicar, que puede ir desde formulaciones semiempíricas hasta modelos altamente complejos; asimismo, consideran que, es necesario la calibración del modelo para ello recomienda campañas de campo a fin de reducir incertidumbres; entre las limitaciones que han encontrado.

Fernández-Pato y García-Navarro (2016) desarrollaron la investigación: “Simulación numérica de inundación de valles fluviales mediante un modelo difuso implícito”, donde la división en espacios lo realizan utilizando un método de volúmenes finitos upwind en una malla triangular no estructurada, y para la discretización temporal se utiliza un esquema implícito. Esto implica la formulación de un sistema de ecuaciones igual al número de celdas computacionales en la malla; en cuanto a la resolución, emplearon el método del Gradiente Biconjugado Estabilizado (BiCGStab). Como caso práctico aplicaron el modelo difusivo a un escenario de inundación en un valle fluvial, según lo recomendado por la Agencia Ambiental del Reino Unido, para evaluar su capacidad predictiva en comparación con modelos comerciales. Al comparar los resultados de caudal y nivel de agua obtenidos por este modelo con los generados por una formulación matemática basada en las ecuaciones completas de aguas poco profundas, no se encontraron diferencias significativas en el caso analizado.

2.2. Marco conceptual

2.2.1. Peligro a inundación

Para determinar el peligro se opta por determinar la probabilidad de ocurrencia del fenómeno, además de la intensidad, esta última se considera de acuerdo a la velocidad y profundidad del agua, de tal forma que se muestra en la Tabla 1 (INDECI, 2011), donde se observa los niveles de intensidad del peligro que resulta de la multiplicación de la profundidad (tirantes de inundación) por la velocidad del flujo.

Tabla 1. Niveles de intensidad del peligro.

Niveles de intensidad	Profundidad x velocidad del flujo (m^2/s)
Muy alta	$H.V > 1.5$
Alta	$0.5 < H.V < 1.5$
Media	$0.25 < H.V < 0.5$
Baja	$H.V < 0.25$

Fuente: Manual de estimación del riesgo ante inundaciones fluviales (INDECI, 2011).

2.2.2. Máxima avenida

Se define a una máxima avenida como el caudal con gran volumen, llegando a desbordar ríos o cualquier cauce; es necesario su cálculo considerando los caudales máximos, para ello se debe contar con el periodo de diseño pues está directamente relacionado, otro aspecto importante es también cuán trascendente y su tiempo de vida útil de la estructura. El caso más frecuente se da al no disponer de datos históricos de caudales máximos, siendo necesario calcularlos a partir de precipitación máxima diaria (García, 2018).

2.2.3. Geomorfología de una subcuenca hidrográfica

La geomorfología está ligada a la forma, topografía, las redes de drenaje, el tipo de suelo presente como las prácticas agrícolas, además de su uso, de ser el caso también la geología. Conocer estos elementos facilitan el conocimiento si existiera variación del régimen hidrológico de la subcuenca (García, 2018).

Tabla 2. Geomorfología de una subcuenca hidrográfica.

	Características	Fórmulas
Área de la unidad hidrográfica (A)	Es el área plana (proyección horizontal) que se obtiene después de delimitar la unidad hidrográfica y se expresa en Km ² .	
Perímetro de la unidad hidrográfica (P)	Es la línea que delimita la cuenca y se expresa en km.	
Factor de forma (Kf)	Es la relación entre el ancho medio y la longitud axial de la cuenca. La longitud axial de la cuenca se mide cuando se sigue el curso de agua más largo desde la desembocadura hasta la cabecera más distante de la cuenca. El ancho medio, se obtiene cuando se divide el área por la longitud axial de la cuenca.	$Kf = \frac{A}{L^2}$ Dónde: Kf = Factor de forma A = área de la cuenca en Km ² L = Longitud del curso de agua más largo en Km.
Índice de Gravelius o coeficiente de compacidad (Kc)	Es la relación entre el perímetro de la cuenca y la longitud de la circunferencia de un círculo de área igual a la de la cuenca.	$Kc = 0.28 \frac{P}{A^{1/2}}$ Dónde: Kc = Índice de compacidad (adimensional). P = Perímetro de la cuenca en km ² . A = Área de la cuenca en km ² .
Pendiente media del cauce principal (S)	El agua superficial concentrada en los lechos fluviales, escurre con una velocidad que depende directamente del declive de éstos, así a mayor declividad habrá mayor velocidad de escurrimiento. La pendiente media de la quebrada, es un parámetro empleado para determinar la declividad del curso de agua entre dos puntos, que generalmente lo constituye la naciente y su desembocadura en otro río.	$S = \frac{HM - Hm}{L}$ S = pendiente media de la quebrada. L = Longitud del cauce principal en m. HM = Altitud máxima msnm. Hm = Altitud mínima msnm.
Densidad de drenaje (Dd)	Es la relación entre la longitud total de los cursos de agua de la cuenca y su área total.	$Dd = \frac{\sum Lu}{A}$ Donde Dd es la densidad de drenaje (en km/km ²), $\sum Lu$ es la longitud total de cauces (en km) y A es el área total de la cuenca en km ² .

Fuente: García (2018).

2.2.4. Elección del periodo de retorno

Según el MTC (2008) específicamente en el Manual de hidrología, hidráulica y drenaje señala el periodo de retorno está en función de la probabilidad donde un evento se excede, el riesgo de falla admisible y el tiempo que se espera que la estructura funcione, así se cuenta con la ecuación:

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

De la ecuación, se tiene que R representa al riesgo de falla admisible, T está en años y es el periodo de retorno, mientras que, n es el tiempo de utilidad de la estructura.

La Tabla 3 establece el tiempo de retorno entre 1 a 200 años, esto de acuerdo al MTC (2008); asimismo, se considera que el riesgo admisible para una defensa ribereña es de 25 % (Tabla 2 del Manual de hidrología, hidráulica y drenaje).

Tabla 3. Tiempo de retorno (T).

Riesgo admisible R	Vida útil de las obras (n en años)									
	1	2	3	5	10	20	25	50	100	200
0.01	100	199	299	498	995	1990	2488	4975	9950	19900
0.02	50	99	149	248	495	990	1238	2475	4950	9900
0.05	20	39	59	98	195	390	488	975	1950	3900
0.10	10	19	29	48	95	190	238	475	950	1899
0.20	5	10	14	23	45	90	113	225	449	897
0.25	4	7	11	118	35	70	87	174	348	695
0.50	2	3	5	8	15	29	37	73	154	289
0.75	1.3	2	2.7	4.1	7.7	15	18	37	73	144
0.99	1	1.11	1.27	1.66	2.7	5	5.9	11	22	44

Fuente: Manual de hidrología, hidráulica y drenaje (MTC, 2008).

2.2.5. Método de distribución Gumbel o doble exponencial

Se fundamenta de acuerdo a las ecuaciones (Chow, 1994):

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} \quad \text{(Ecuación 2)}$$

$$\alpha = \frac{1.2825}{\sigma} \quad \text{(Ecuación 3)}$$

$$\beta = \mu - 0.45\sigma \quad (\text{Ecuación 4})$$

De lo que, α es el parámetro de concentración y β es el parámetro de localización; asimismo se cuenta con la ecuación:

$$x = \bar{x} + k\sigma_x \quad (\text{Ecuación 5})$$

Así, x es la probabilidad, \bar{x} es el promedio de la serie y k está en función de la frecuencia.

2.2.6. Curva Intensidad – Duración – Frecuencia

Considerado como un aspecto fundamental de diseño que se encuentra en función de la intensidad, la duración y la frecuencia de ocurrencia de la lluvia, cuya representación matemática es (MTC, 2008):

$$I = \frac{KT^m}{t^n} \quad (\text{Ecuación 6})$$

I es la intensidad de la lluvia máxima (mm/h), K , m y n representan a los coeficientes representativos del área de evaluación, T es el periodo de diseño y t es la duración de la lluvia que es congruente al tiempo de concentración (min).

2.2.7. Tiempo de concentración

Se utilizó el método de Kirpich que fue elaborado de acuerdo a la data de SCS, donde evaluaron 7 unidades hidrográficas rurales en Tennessee, así construyeron canales con diferentes pendientes, entre 3 a 10 %, cuya fórmula es:

$$t_c = 0.01947L^{0.77}S^{-0.385} \quad (\text{Ecuación 7})$$

Donde: L es la longitud del río considerado desde la parte más alta hasta un punto de salida en metros y S representa a la pendiente promedio de la unidad hidrográfica en m/m (MTC, 2008).

2.2.8. Hietograma de diseño

Se calcula por el método de bloque alterno que a su vez requiere de las curvas de intensidad, duración y frecuencia, la fórmula es (MTC, 2008):

$$Td = n\Delta t \quad (\text{Ecuación 8})$$

2.2.9. Método SCS para abstracciones

Es conocido como Soil Conservation Service y fue elaborado en 1972 con el fin de obtener las abstracciones de la precipitación cuando se presenta una lluvia de gran intensidad, así se deduce que la escorrentía directa (P) es menor o algunos casos igual a la precipitación, a partir de las siguientes ecuaciones:

$$\frac{Fa}{S} = \frac{Pe}{P-Ia} \quad (\text{Ecuación 9})$$

Se da cumplimiento al principio de continuidad:

$$P = Pe + Ia + Fa \quad (\text{Ecuación 10})$$

Compatibilizando las ecuaciones se logra obtener:

$$Pe = \frac{(P-Ia)^2}{P-Ia+S} \quad (\text{Ecuación 11})$$

Sustituyendo el valor de la como 0.2S se obtiene:

$$Pe = \frac{(P-0.2S)^2}{P+0.8S} \quad (\text{Ecuación 12})$$

2.2.10. Número curva

Representa a la precipitación efectiva a partir de la precipitación total, considerando qué tipo de uso se da al suelo, además de los siguientes criterios (Lavao y Corredor, 2014):

- Precipitación que se genere en determinado tiempo.
- Cuando se interrelaciona el tipo de uso de suelo con la hidrología, puede generarse cierta complejidad.

La siguiente fórmula representa al valor del número de curva, encontrándose entre 0 a 100:
$$s = \frac{100}{CN} - 10 \quad \text{(Ecuación 13)}$$

CN es el número de curva, S representa a la diferencia que se pueda dar entre el caudal y la precipitación en determinado momento cuando se da inicio a una tormenta, entonces, se busca mostrar de manera proporcionada a la pérdida de la escorrentía dada por la infiltración, la intercepción y el almacenamiento en la superficie.

La Tabla 4 expone a los valores de curva número en función del uso que se da al suelo en determinada unidad hidrográfico, esto sirve también para la obtención de la escorrentía, para eso se pondera si existiera diferentes usos de suelos.

Tabla 4. Número de curva de escorrentía para usos.

Descripción del uso de tierra	Grupo hidrológico del suelo			
	A	B	C	D
Tierra cultivada: sin tratamiento de conservación	72	81	88	91
con tratamiento de conservación	62	71	78	81
Pastizales: condiciones pobres	68	79	86	89
condiciones óptimas	39	61	74	80
Vegas de ríos: condiciones óptimas	30	58	71	78
Bosques: troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas,	45	66	77	83
cubierta buena ¹	25	55	70	77
Áreas abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc.				

óptimas condiciones: cubierta de pasto en el 75 % o más	39	61	74	80
condiciones aceptables: cubierta de pasto en el 50 al 75 %	49	69	79	84
Áreas comerciales de negocios (85 % impermeables)	89	92	94	95
Distritos industriales (72 % impermeables)	81	88	91	93
Residencial ² :				
Tamaño promedio del lote	Porcentaje promedio impermeable			
	³			
1/8 acre o menos	65	77	85	90
1/4 acre	38	61	75	83
1/3 acre	30	57	72	81
1/2 acre	25	54	70	80
1 acre	20	51	68	79
Parqueaderos pavimentados, techos, accesos, etc. ⁴		98	98	98
Calles y carreteras:				
Pavimentados con cunetas y alcantarillados ⁴		98	98	98
grava		76	85	89
tierra		72	82	87

Fuente: Chow (1994).

1 Una buena cubierta está protegida del pastizaje, y los desechos del retiro de la cubierta del suelo.

2 Los números de curva se calculan suponiendo que la escorrentía desde las casas y de los accesos se dirige hacia la calle, con un mínimo de agua del techo dirigida hacia el césped donde puede infiltración adicional.

3 Las áreas permeables restantes (césped) se consideran como pastizales en buena condición para estos números de curva.

4 En algunos países con climas más cálidos se puede utilizar 95 como número de curva.

2.2.11. Medidas de control de inundaciones

El Manual de estimación del riesgo ante inundaciones fluviales (INDECI, 2011), especifica que existen medidas tanto estructurales y no estructurales para el control de inundaciones tal como se especifica en la Tabla 5.

Tabla 5. Medidas de control de inundaciones.

Medidas de control de inundaciones		
Medidas estructurales	Obras de regulación	Se tiene las presas.
	Obras de rectificación	Rectificación de cauce e incremento de pendientes con el corte de meandros.
	Obras de protección	Bordes longitudinales y perimetrales.
Medidas no estructurales	Medidas permanentes	Reglamentación de uso de suelos y zonificación de áreas inundables.
	Medidas de operación	Modelos de pronóstico.

Fuente: En base al Manual de estimación del riesgo ante inundaciones fluviales (INDECI, 2011).

2.2.12. Gaviones

Pre dimensionamiento

Achic (2004) menciona que el pre-dimensionamiento está en función el cálculo hidráulico determinándose la altura y siendo la base como mínimo la mitad de la altura.

Criterios de cálculo

Según Achic (2004), se basa en la teoría de Columb considerando:

- Que la superficie de rotura es plana.
- Dada la superficie de rotura, se supone que la fuerza se distribuye de manera uniforme sobre esta.
- Entre la superficie y el muro la cuña que se genera específicamente en el terreno es indeformable.
- No se toma en consideración el empuje hidrostático en su diseño, debido a que el gavión es permeable.
- El muro debe estar inclinado en el terreno generando un ángulo que varía entre 6° a 10° , a fin de disminuir el coeficiente del empuje activo.

Empuje activo

Este se basa de la evaluación de una cuña sin deformación donde se considera el peso propio, la cohesión y la fuerza de rozamiento, haciendo que estructuras de contención se desplace al igual que es el caso de los muros de gaviones; se debe suponer la posición donde se colocarán los muros,

considerando para cada forma particular de colocación de los gaviones un análisis distinto (Achic, 2004).

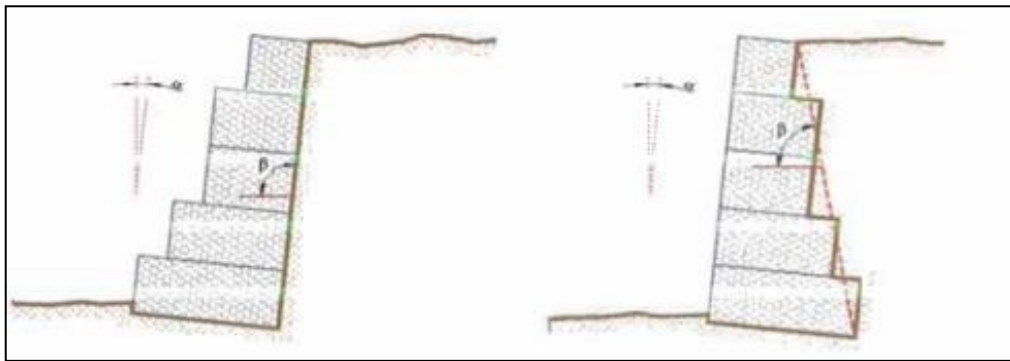


Figura 2. Posición de la colocación de muros.
Fuente: Achic (2004).

La fuerza de empuje se obtiene de acuerdo al peso del suelo y la altura del muro afectado por el coeficiente activo K_a , la cual a su vez depende del ángulo β que se muestra en la Figura 2, del ángulo de talud del terreno, del ángulo de fricción interna del terreno (ϕ) y del ángulo δ si existe geotextil detrás del muro y para el caso de gaviones se calcula como 0.9 del ángulo de fricción (Achic, 2004).

En ese contexto el coeficiente de empuje activo K_a es:

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\sin^2(\beta) \cdot \sin(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \epsilon)}{\sin(\beta - \delta) \sin(\beta + \epsilon)}} \right]^2} \quad (\text{Ecuación 14})$$

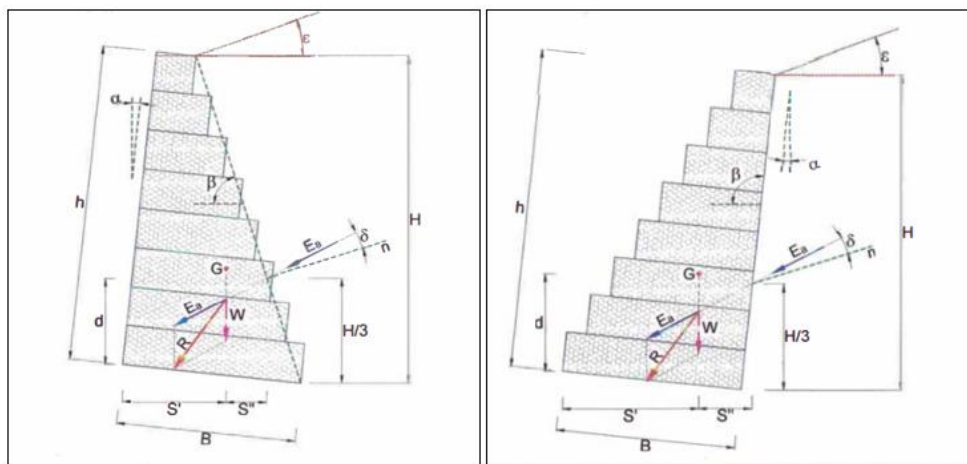


Figura 3 y Figura 4. Diagramas de fuerzas actuantes en gaviones.
Fuente: Achic (2004).

Mientras que el empuje activo se logra obtener de las siguientes ecuaciones:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_s H^2 K_a - 2cH\sqrt{K_a} \quad (\text{Ecuación 15})$$

$$H = (h + (b - a) \operatorname{tg} \alpha) \cos \alpha \quad (\text{Ecuación 16})$$

Donde: γ_s corresponde al peso específico del suelo; c es la cohesión; H viene a ser la altura de actuación del empuje; h la altura del muro; b es la base del muro sin considerar los escalones externos; a , ancho del muro en la parte elevada.

Verificación de la seguridad al deslizamiento

Achic (2004), considera que se debe cumplir este parámetro según:

$$n' = \frac{F_{en} \cdot \tan \phi + F_{eh}}{F_d} \geq 1.5 \quad (\text{Ecuación 17})$$

Así: F_{en} es la fuerza estabilizante normal, F_{eh} viene a ser la fuerza estabilizante horizontal y F_d la fuerza desestabilizante.

Para verificar el si el deslizamiento se transforma en la fuerza normal en la línea horizontal multiplicándola por f la cual representa $\operatorname{tg} \phi$.

Verificación de la seguridad de vuelco

La fuerza activa, debido a su punto de aplicación genera un efecto de rotación contra las estructuras de contención, las mismas que es contrarrestadas por el peso propio de las estructuras; en este sentido la estabilidad de vuelco se asegura si los momentos actuantes son menores a los resistentes de acuerdo a la siguiente expresión (Achic, 2004).

$$n'' = \frac{M_r}{M_v} \geq 1.5 \quad (\text{Ecuación 18})$$

Verificación de las tensiones transmitidas al terreno

El módulo de la tensión que resulta debe conservarse inferiormente a la capacidad del suelo; este resultado puede determinarse con diferentes ecuaciones propuestas pro Terzaghi (Achic, 2004). En todo caso debido a gran flexibilidad de muros tipo gaviones es posible admitir que la resultante caiga fuera del núcleo central de inercia, por lo que no se obtendrá valores elevado en la tensión a tracción, por lo que la excentricidad será (Achic, 2004):

$$e' = \frac{B}{2} - e \text{ (para } e < \frac{B}{6}; \text{ además } \sigma_1 = \frac{2N}{3e'}; \sigma_2 = \sigma_1 \left(\frac{B-3e'}{3e'} \right) \text{ (Ecuación 19)}$$

Verificaciones de las secciones intermedias de muros de sostenimiento en gaviones

Achic (2004), menciona que para la comprobación de la sección intermedia se debe considerar que la tensión máxima actuante cuando se presente una excentricidad $e=B/2-M/N$ está en función a lo siguiente:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{0.8x}; \text{ donde } x = (B/2 - e)/0.4 \text{ (Ecuación 20)}$$

Cabe resaltar que el esfuerzo máximo no debe destacar sobre el admisible.

Seguridad a la rotura global

Una de las posibles fallas de los muros de gaviones viene dado por una rotura del conjunto suelo-muro, esta se realiza mediante la aplicación de ecuaciones propuestas por Bishop Fellenius, entre otros y cuyo coeficiente de seguridad debe ser mayor a 1.3 (Achic, 2004).

Protección de pie de talud

De acuerdo con Achic (2004), el muro debe asentarse sobre un colchón anti socavante que se extienda horizontalmente en la orilla del río una distancia de:

$$Lc = 1.5 a 2 ds \quad (\text{Ecuación 21})$$

Donde Lc, longitud de colchón anti socavante; ds, altura de socavación.

2.2.13. Metodología para la delimitación de faja marginal

De acuerdo a la ANA (2016) la metodología tiene dos fases:

- Obtención del límite superior de la ribera, el mismo que se determina con un modelamiento hidráulico o huella máxima, considerando que, de ser terrenos agrícolas colindantes el periodo de retorno a optar será de 50 años y de colindar con asentamientos poblaciones se optará por 100 años.
- Determinación del ancho de la faja marginal, que se estable con:

Tabla 6. Ancho mínimo de faja marginal en cuerpos de agua.

Tipo de fuente	Ancho mínimo (m)
Quebradas y tramos de ríos de alta pendiente (mayores a 2 %) encañonados de material rocoso.	3
Quebradas y tramos de ríos de alta pendiente (mayores a 2 %) encañonados de material conglomerado.	4
Tramos de ríos con pendiente media (1 - 2 %).	5
Tramos de ríos con baja pendiente media (menores a 1 %) y presencia de defensas vivas.	6
Tramos de ríos con baja pendiente media (menores a 1 %) y riberas desprotegidas.	10
Tramos de ríos con estructuras de defensa ribereña (gaviones, diques, enrocados, muros, etc.), medidos a partir de talud externo.	4
Tramos de ríos de selva baja con baja pendiente (menores a 1 %).	25
Lagos y lagunas.	10
Reservorios o embalses (cota de vertedero de demasías).	10

Fuente: Reglamento para la delimitación y mantenimiento de fajas marginales (ANA, 2016).

2.3. Definición de términos

- **Inundación.** - Se produce cuando al presentarse una lluvia intensa y continua se sobrepasa la capacidad de absorción del suelo, o cuando la capacidad de un río es superado, desbordándose (CENEPRED, 2015).
- **Capacidad de un cauce.** – Es el máximo caudal que es capaz de transportar determinado cauce sin desbordarse (OMM, 2012).
- **Hietograma.** – Se emplea para el diseño hidrológico y representa la intensidad de la lluvia en una tormenta individual (Guevara, 2018).
- **Periodo de retorno.** – Representa al año en el cual el caudal pico de determinada crecida es superado o igualado cada “T” años (MTC, 2008).
- **Clima.** – Síntesis de las condiciones meteorológicas en un determinado lugar caracterizado estadísticamente a largo plazo de los elementos meteorológicos en tal lugar (OMM, 2012).

2.4. Hipótesis

2.4.1. Hipótesis general

Del análisis de máximas avenidas del río Chanchas en peligro de inundación de la zona urbana del distrito de Huancán y Huayucachi, Huancayo, Junín – 2018, es muy alto.

2.4.2. Hipótesis específicas

- a) Los tirantes según la máxima avenida del río Chanchas para determinar el peligro de inundación, sobrepasan la orilla del mismo.

- b) Las velocidades por la máxima avenida del río Chanchas para determinar el peligro de inundación, es alta.

2.5. Variables

2.5.1. Definición conceptual de las variables

Variable: Peligro de inundación. – El peligro surge de la probabilidad en que ocurrirá un fenómeno y la intensidad, donde esta última se define de acuerdo al tirante y la velocidad del fluido (INDECI, 2011).

2.5.2. Definición operacional de las variables

Variable: Peligro de inundación. – Se calculó con el modelamiento hidráulico para determinar el tirante y velocidad, así obtener la intensidad del peligro.

2.5.3. Operacionalización de las variables

En la siguiente tabla se detalla la operacionalización de la variable peligro de inundación:

Tabla 7. Operacionalización de las variables: máxima avenida y peligro de inundación.

Variable	Dimensiones	Indicadores	Unidades	Instrumento
Peligro de inundación	Tirante	Área hidráulica	m ²	Mediante el modelamiento hidráulico en HEC - RAS
		Ancho de la sección	m	
	Velocidad	Coeficiente de rugosidad	Adimensional	Mediante el modelamiento hidráulico en HEC - RAS
		Área hidráulica	m ²	
		Perímetro mojado	m	
		Pendiente	%	

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1. Método investigación

La investigación consideró al método científico considerando de forma metódica al planteamiento de la problemática, redacción del teoría, deducciones de posibles resultados, aplicación de la prueba y redacción de conclusiones (Cegarra, 2004).

3.2. Tipo de investigación

Fue del tipo aplicada, pues se pretendió solucionar dificultades prácticas buscando el cambio; de la misma forma, será útil para posibles decisiones (Hernández, Fernández y Baptista, 2014).

3.3. Nivel de investigación

El nivel de la investigación fue el descriptivo; se consideró a la problemática estudiada, además de sus componentes, se definió, describió procediendo con la medición de la variable peligro a inundación, esto para generar un sentido de entendimiento (Hernández et al., 2014).

3.4. Diseño de investigación

Se consideró el diseño no experimental de corte transeccional o transversal, esto debido a que no se manipuló la variable de interés y se recolectó la información en determinado momento (Hernández et al., 2014).

3.5. Población y muestra

3.5.1. Población

Correspondió al cauce del río Chanchas (27.9 km), ubicado entre los distritos de Huancán, Huayucachi, Sapallanga y Pucará, de la provincia de Huancayo, región Junín.

3.5.2. Muestra

se consideró 1 309 metros del río Chanchas, según el método no probabilístico intencional. Asimismo, se ubica entre los distritos de Huancán y Huayucachi, provincia de Huancayo y región Junín. El mismo que abarca la zona urbana de crecimiento urbana actualmente.

3.6. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

3.6.1. Técnicas

Análisis de documentos

Se empleó artículos científicos de revistas, libros, tesis y demás; con el fin de alcanzar datos afines con el peligro por inundación fluvial; asimismo, se recurrió a la información de precipitación máxima en 24 horas proporcionada por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI).

La observación de campo no experimental

Se hizo las visitas de campo para el levantamiento topográfico de todo el cauce del río Chanchas y del área de influencia; asimismo, para la toma de muestras de suelo para su respectivo estudio en laboratorio.

3.6.2. Instrumentos

Solo se empleó una ficha de campo para la realización del levantamiento topográfico; puesto, que la medición de cada uno de los indicadores de la variable fue determinada por medio del programa HEC – RAS, obteniéndose así el peligro a inundación.

3.7. Procesamiento de la información

Se procesó con los siguientes programas: ArcMap 10.4.1, Microsoft Excel y HEC – HMS para la obtención del caudal máximo; mientras que para la determinación del peligro a inundación se trabajó con: Civil 3D 2018, AutoCAD 2018 y HEC–RAS; finalmente para la propuesta de mitigación del peligro a inundación se trabajó con el software GawacWin y Microsoft Excel.

A continuación, se describe el procesamiento que se realizó:

- Se utilizó la base de datos proporcionada por la Zonificación Ecológica y Económica (GRJ, 2015) a fin de delimitar la subcuenca del río Chanchas y así determinar las características físicas de esta.
- Delimitación cuál es el uso de suelos en la subcuenca del río Chanchas, identificándose: área urbana, área agrícola con riego, área agrícola sin riego, área eriazo y lagunas.

- Estimación del número curva ponderado considerando lo estipulado por Chow (1994), lo cual resultó en 65.29.
- Cálculo de la curva IDF considerando la precipitación máxima en 24 horas de la estación meteorológica Viques con la distribución Gumbel.
- Estimación del tiempo de concentración de acuerdo a la extensión del cauce del río Chanchas y la pendiente para la utilización de la fórmula de Kirpich, repercutiendo en un tiempo de concentración de 140 minutos.
- Con el método de bloque alterno se desarrolló el hietograma de diseño.
- Generación de caudales del río Chanchas utilizando el software HEC-HMS para periodos que van desde 5 a 100 años.
- Para determinar el peligro a inundación se utilizó el software HEC-RAS considerando la topografía del tramo analizado, donde se obtuvo el tirante y la velocidad del caudal.

3.8. Técnicas y análisis de datos

Se realizó el análisis univariado, caracterizando a la variable considerada y cada una de las dimensiones por medio del empleo de matrices de tabulación y figuras, en concordancia con la información recolectada en campo y en gabinete, esto considerando el enfoque descriptivo de la estadística.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS

Como parte inicial de la investigación se realizó el modelamiento hidrológico, para lo cual se contó con datos de precipitación máxima diaria por 24 horas registrados por la estación Viques, detallada a continuación:

Tabla 8. Precipitación máxima diaria de acuerdo a la estación meteorológica Viques

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
1965	12	28	13.6	7.2	1	0	1	0.5	8.5	0.3	11	0.9
1966	0	0	0	15	0.9	0	0	0.2	0.3	15	8.5	2.6
1967	1.3	3.4	2.6	1.2	0.7	0	0.8	0.5	0.7	1.4	0.3	0.6
1968	1.9	0.5	3.2	1.2	0.2	0	3	0.7	0.4	1.3	0.9	1.1
1969	0.8	2	0.4	1	0	0.6	0	1.8	0.5	0.4	0.6	2.1
1970	2.7	1.9	0.8	0.5	0.5	0.01	0.01	0.3	1.9	1.8	1	2.5
1971	2.4	2.5	1.6	0.2	0	0.01	0	0.7	1.6	2.1	0.8	2.8
1972	2.1	3.1	2.7	1.2	0.2	0	0	0.01	0.4	0.6	1	2.2
1973	43	40	15.6	15	0.01	0.9	0.01	0.8	0.9	2.5	1.7	15
1974	2.5	23	1.1	1	0	2.6	0.8	0.4	0.1	0.7	2.7	2.5
1975	2.3	4.7	3.2	1	0.7	0	0	0	1.2	2	2.7	2.3
1976	4.1	3.2	1.8	0.7	0.8	2.4	0	1	2.2	1.7	1.2	2.3
1977	3.3	4.4	3.9	10	1.4	0	0	0	2.4	1.8	3.7	3.1
1978	3.6	3.3	2.6	3.3	5	2.5	0	0.4	1.6	3.9	30	37
1979	27	18.4	43	13	0	0	0	0	3.5	2	2.2	3.8
1980	2.9	4.3	0	0	0	0	0	0	1	3.9	3.9	1
1981	4	16	37	1.8	1	1	0	1.6	3.8	3.6	31	25
1982	9.3	31	14	1.6	0	0.01	0	1	14.9	3.2	13.5	2.8
1983	2	2.3	1.8	1.1	0.9	0	0	0	1.4	14	37	0
1988	0	0	15.9	8.2	2.1	4.5	1	7.8	7	12.2	18.9	25.2
1989	16.4	29.7	17.4	16	9.5	4.6	0.4	0	4.2	36.7	59.4	35.2
1990	21.6	21	12.8	10.1	17.7	20	6.4	10.8	16.4	21.2	48.2	23.5
1991	19	14.2	15.3	12.4	7.2	0	0	0	18.4	15	20.9	6.3
1992	21	29.3	37.4	28.9	0	4.3	44.2	16	8	28.6	15.8	3.9
1993	31.2	22.4	15.8	14.7	0	0	0.01	3.5	8	28.5	22.4	18.9
1994	22.2	19.6	18.4	8.9	8.9	0	0	3.9	6.5	20.8	14.4	12.9

1995	11.1	14.3	26.2	19.5	3.5	0	0	0	4.2	24.4	23.9	13.9
1996	27	26.8	23.5	18.2	3.2	5.8	0.01	4.5	24.8	7.2	16.4	17.2
1997	17.9	20.5	24.3	12.3	4	0.01	16	3.7	10.6	12.8	18	28.3
1998	19.4	28.1	8.6	9.5	0	2.7	0	3.8	4.5	18.2	18.6	12.7
1999	11.3	34.5	15.5	9.2	0	3.4	4.9	0	14.6	8.2	14.2	14
2000	14.3	14.5	15	8.1	3.5	2.8	3.8	14.3	14.9	10.2	17.4	24.7
2001	26.1	21.3	24.7	8.2	8.4	0	8	3.7	18.7	17.5	12.2	27.6
2002	16.8	20.1	13.7	6.5	0	1.1	4.1	0	13.8	25.9	23	16.1
2003	23	17.3	16.7	11.8	6.7	0	0	7.4	15.3	6.7	20.9	15.8
2004	10.2	34.6	20.7	9.8	13.7	10.8	6.8	8.8	13.1	5.9	10.1	17.4
2005	9.3	21.1	13.1	21.2	11.9	0	0	17.5	14.6	21.7	9.6	18.3
2006	17.9	22	23.6	8.5	0	4.4	0	15.1	8.3	22.1	11.3	18.5
2007	17.9	9.7	13.7	7.6	0	0	5.8	0	18.8	8.7	19.3	15.5
2008	14	25.1	13.6	0	2.1	4.6	0	0	14.6	9.3	15.1	20.2
2009	11.7	14.2	23.4	11.6	8.5	0	5.8	19.1	8.6	18.2	17.2	21.4
2010	25.4	11.6	24.8	20.5	0	13.5	20.5	4.2	7.8	8.8	16.5	37.9
2011	32.6	37.1	23	36.4	8.9	0	6	7.5	12.1	12.7	14.2	32.6
2012	24.3	57.7	19.4	18.9	9.1	9.8	3.7	3.5	16.4	7.1	9.7	25.7
2013	18.7	31.2	13.1	4.2	8.6	8.6	5.8	0	17	11.2	11.2	29.2
2014	20.9	36.9	28.5	11.3	8.7	0	0	0	0	0	0	0
Máx.	43.0	57.7	43.0	36.4	17.7	20.0	44.2	19.1	24.8	36.7	59.4	37.9

Fuente: SENAMHI (2017).

Posteriormente, se determinó la curva IDF, tal como se tiene en la siguiente figura:

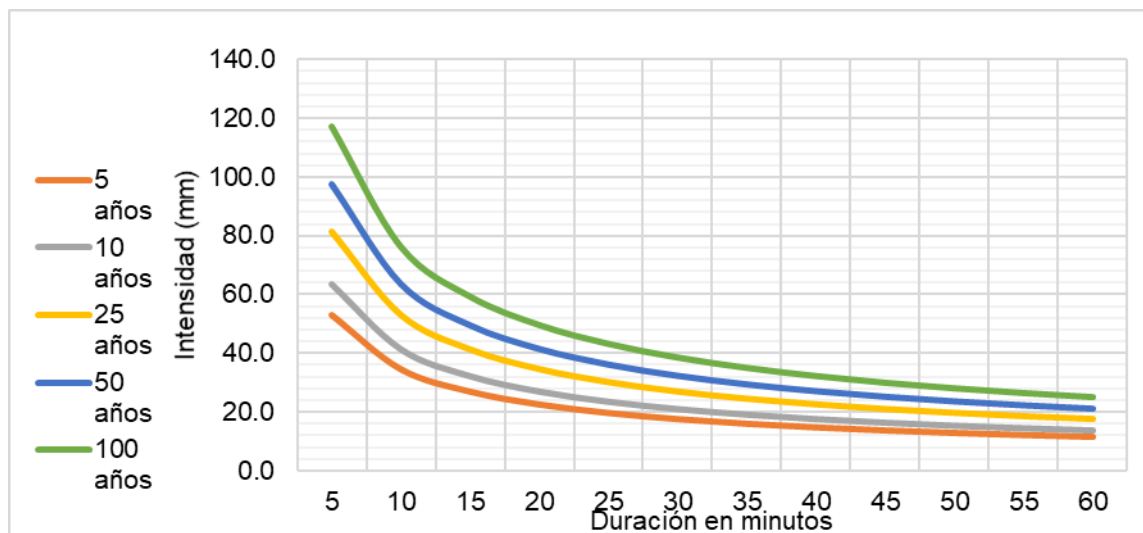


Figura 5. Curva de intensidad, duración y frecuencia.

Con ello y mediante el método de bloque alterno, se procedió al cálculo de los hietogramas para diseño correspondiente a cada uno de los periodos o tiempos de retorno, tal como se observa en las siguientes tablas, considerando un tiempo de concentración de 140 minutos:

Tabla 9. Hietograma de diseño para un periodo de retorno de 5 años.

Duración (min)	Intensidad (mm/hr)	P. acumulada (mm)	Profundidad incremental	Profundidad ordenada	Tiempo (min)		Precipitación
					De	A	
10	34.45	5.74	5.74	5.74	0	10	0.46
20	22.43	7.48	1.73	1.73	10	20	0.51
30	17.45	8.72	1.25	1.25	20	30	0.58
40	14.60	9.73	1.01	1.01	30	40	0.69
50	12.72	10.60	0.86	0.86	40	50	0.86
60	11.36	11.36	0.76	0.76	50	60	1.25
70	10.32	12.04	0.69	0.69	60	70	5.74
80	9.50	12.67	0.63	0.63	70	80	1.73
90	8.84	13.25	0.58	0.58	80	90	1.01
100	8.28	13.80	0.54	0.54	90	100	0.76
110	7.80	14.31	0.51	0.51	100	110	0.63
120	7.39	14.79	0.48	0.48	110	120	0.54
130	7.04	15.25	0.46	0.46	120	130	0.48
140	6.72	15.68	0.44	0.44	130	140	0.44

Tabla 10. Hietograma de diseño para un periodo de retorno de 10 años.

Duración (min)	Intensidad (mm/hr)	P. acumulada (mm)	Profundidad incremental	Profundidad ordenada	Tiempo (min)		Precipitación
					De	A	
10	41.42	6.90	6.90	6.90	0	10	0.55
20	26.97	8.99	2.09	2.09	10	20	0.61
30	20.98	10.49	1.50	1.50	20	30	0.70
40	17.56	11.70	1.21	1.21	30	40	0.83
50	15.29	12.74	1.04	1.04	40	50	1.04
60	13.66	13.66	0.92	0.92	50	60	1.50
70	12.41	14.48	0.83	0.83	60	70	6.90
80	11.43	15.24	0.76	0.76	70	80	2.09
90	10.63	15.94	0.70	0.70	80	90	1.21
100	9.95	16.59	0.65	0.65	90	100	0.92
110	9.38	17.20	0.61	0.61	100	110	0.76
120	8.89	17.78	0.58	0.58	110	120	0.65
130	8.46	18.33	0.55	0.55	120	130	0.58
140	8.08	18.86	0.52	0.52	130	140	0.52

Tabla 11. Hietograma de diseño para un periodo de retorno de 25 años.

Duración (min)	Intensidad (mm/hr)	P. acumulada (mm)	Profundidad incremental	Profundidad ordenada	Tiempo (min)		Precipitación
					De	A	
10	52.86	8.81	8.81	8.81	0	10	0.70
20	34.41	11.47	2.66	2.66	10	20	0.78
30	26.77	13.39	1.91	1.91	20	30	0.89
40	22.40	14.94	1.55	1.55	30	40	1.05
50	19.51	16.26	1.32	1.32	40	50	1.32
60	17.43	17.43	1.17	1.17	50	60	1.91
70	15.84	18.48	1.05	1.05	60	70	8.81
80	14.58	19.45	0.96	0.96	70	80	2.66
90	13.56	20.34	0.89	0.89	80	90	1.55
100	12.70	21.17	0.83	0.83	90	100	1.17
110	11.97	21.95	0.78	0.78	100	110	0.96
120	11.35	22.69	0.74	0.74	110	120	0.83
130	10.80	23.39	0.70	0.70	120	130	0.74
140	10.31	24.06	0.67	0.67	130	140	0.67

Tabla 12. Hietograma de diseño para un periodo de retorno de 50 años.

Duración (min)	Intensidad (mm/hr)	P. acumulada (mm)	Profundidad incremental	Profundidad ordenada	Tiempo (min)		Precipitación
					De	A	
10	63.57	10.59	10.59	10.59	0	10	0.84
20	41.38	13.79	3.20	3.20	10	20	0.94
30	32.19	16.10	2.30	2.30	20	30	1.07
40	26.94	17.96	1.86	1.86	30	40	1.27
50	23.46	19.55	1.59	1.59	40	50	1.59
60	20.96	20.96	1.41	1.41	50	60	2.30
70	19.05	22.22	1.27	1.27	60	70	10.59
80	17.54	23.38	1.16	1.16	70	80	3.20
90	16.30	24.46	1.07	1.07	80	90	1.86
100	15.27	25.46	1.00	1.00	90	100	1.41
110	14.40	26.40	0.94	0.94	100	110	1.16
120	13.64	27.29	0.89	0.89	110	120	1.00
130	12.98	28.13	0.84	0.84	120	130	0.89
140	12.40	28.94	0.81	0.81	130	140	0.81

Tabla 13. Hietograma de diseño para un periodo de retorno de 100 años.

Duración (min)	Intensidad (mm/hr)	P. acumulada (mm)	Profundidad incremental	Profundidad ordenada	Tiempo (min)		Precipitación
					De	A	
10	76.44	12.74	12.74	12.74	0	10	1.02
20	49.76	16.59	3.85	3.85	10	20	1.13
30	38.71	19.36	2.77	2.77	20	30	1.29
40	32.39	21.60	2.24	2.24	30	40	1.52
50	28.21	23.51	1.92	1.92	40	50	1.92
60	25.20	25.20	1.69	1.69	50	60	2.77
70	22.91	26.73	1.52	1.52	60	70	12.74
80	21.09	28.12	1.39	1.39	70	80	3.85
90	19.61	29.41	1.29	1.29	80	90	2.24
100	18.37	30.61	1.20	1.20	90	100	1.69
110	17.31	31.74	1.13	1.13	100	110	1.39
120	16.41	32.81	1.07	1.07	110	120	1.20
130	15.61	33.83	1.02	1.02	120	130	1.07
140	14.91	34.80	0.97	0.97	130	140	0.97

Con los hietogramas se logró realizar el modelamiento hidrológico tal como se puede apreciar en la Figura 6 por medio del programa HEC – HMS, obteniéndose cada uno de los caudales por periodo de retorno.

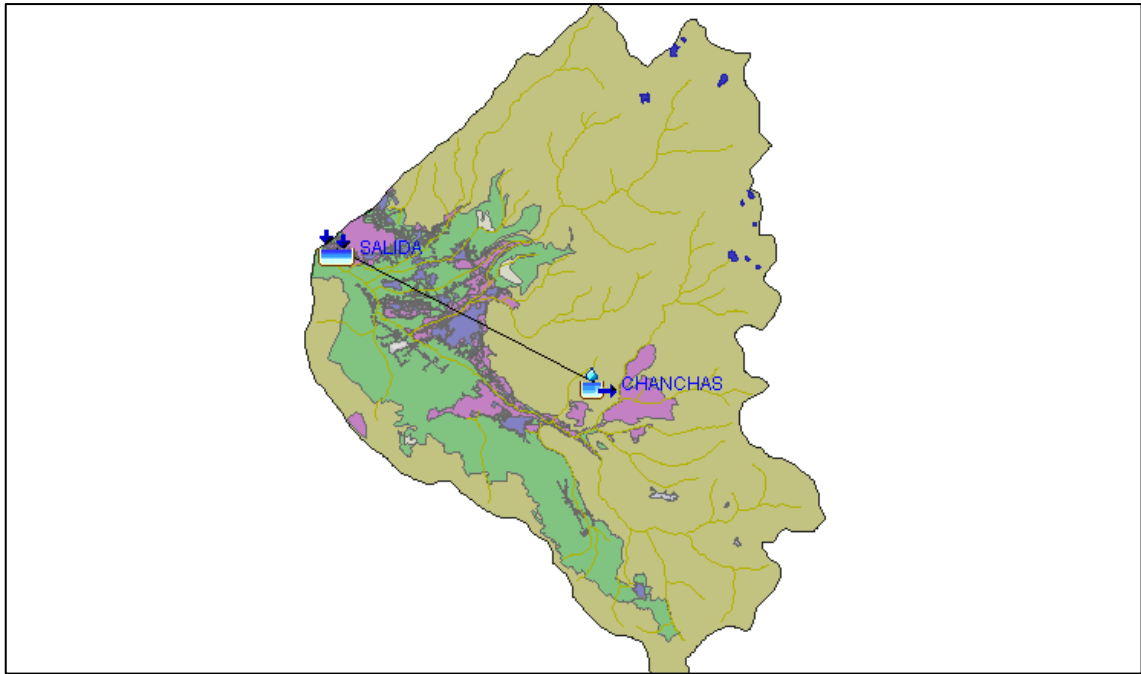


Figura 6. Esquema para el modelamiento en HEC-HSM.

A continuación, se tiene los caudales por cada uno de los periodos de retorno, los cuales se fundamentan en las figuras de los hidrogramas:

Tabla 14. Caudales por periodo de retorno.

Tiempo (horas)	Caudal (m ³ /s)				
	Tr= 5 años	Tr= 10 años	Tr= 25 años	Tr= 50 años	Tr= 100 años
0.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
0.25	0.60	0.60	0.60	0.60	0.70
0.50	0.70	0.80	0.80	0.90	1.00
0.75	1.10	1.20	1.30	1.50	1.70
1.00	1.70	1.90	2.30	2.60	3.00
1.25	2.90	3.30	4.10	4.80	5.70
1.50	4.60	5.40	6.80	8.00	9.60
1.75	6.90	8.20	10.20	12.20	14.70
2.00	9.30	11.10	14.00	16.80	20.70
2.25	11.20	13.30	16.80	20.10	25.80
2.50	12.00	14.30	18.10	21.70	29.70
2.75	11.90	14.40	18.10	21.90	32.70
3.00	11.00	13.60	17.20	21.20	34.90
3.25	9.60	12.40	15.60	19.90	36.30
3.50	7.90	10.80	13.50	18.10	36.10
3.75	6.30	9.20	11.60	16.30	34.90
4.00	5.00	7.80	9.80	14.40	32.10
4.25	4.00	6.50	8.10	12.40	28.00
4.50	3.20	5.40	6.60	10.40	23.40
4.75	2.60	4.30	5.30	8.40	18.80
5.00	2.40	3.40	4.20	6.60	14.70
5.25	2.40	2.90	3.60	5.10	11.20
5.50	2.40	2.90	3.60	4.40	8.70

5.75	2.40	2.90	3.60	4.40	7.20
6.00	2.40	2.90	3.60	4.40	7.20
6.25	2.40	2.90	3.60	4.40	7.20
6.50	2.40	2.90	3.60	4.40	7.20
6.75	2.40	2.90	3.60	4.40	7.20
7.00	2.40	2.90	3.60	4.40	7.20
7.25	2.40	2.90	3.60	4.40	7.20
7.50	2.40	2.90	3.60	4.40	7.20
7.75	2.40	2.90	3.60	4.40	7.20
8.00	2.40	2.90	3.60	4.40	7.20
8.25	2.40	2.90	3.60	4.40	7.20
8.50	2.40	2.90	3.60	4.40	7.20
8.75	2.40	2.80	3.60	4.40	7.20
9.00	2.40	2.80	3.60	4.40	7.20
9.25	2.40	2.80	3.60	4.30	7.20
9.50	2.40	2.80	3.60	4.30	7.20
9.75	2.40	2.80	3.60	4.30	7.20
10.00	2.40	2.80	3.60	4.30	7.20

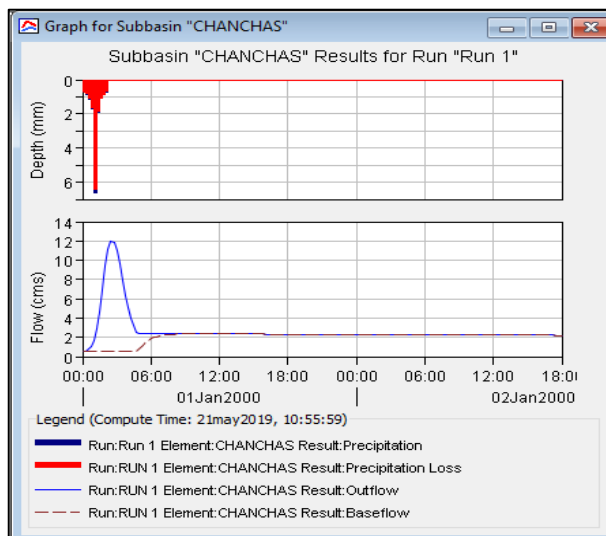


Figura 7. Hidrograma para un periodo de retorno $T = 10$ años.

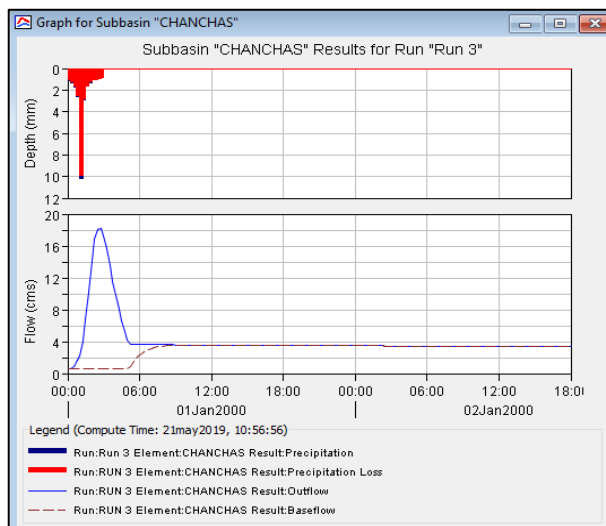


Figura 8. Hidrograma para un periodo de retorno $T = 25$ años.

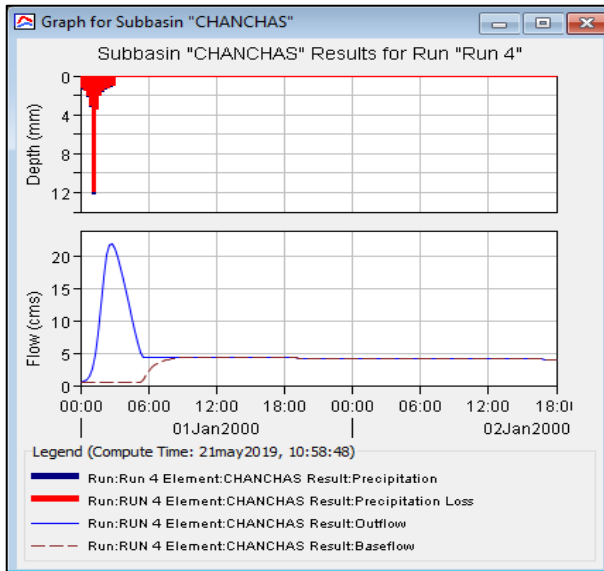


Figura 9. Hidrograma para un periodo de retorno $T= 50$ años.

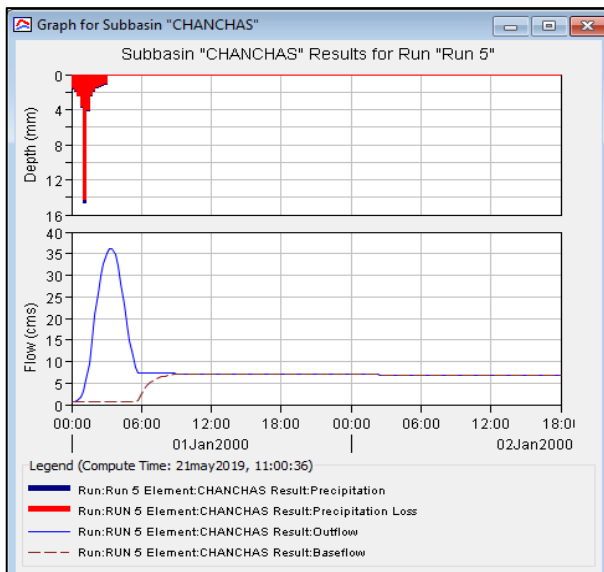


Figura 10. Hidrograma para un periodo de retorno $T= 100$ años.

A partir de los caudales generados y contando con la topografía del cauce del río Chanchas, fue iniciado el modelamiento hidráulico a través del programa HEC – RAS, tal como son mostradas en las siguientes figuras, donde se tiene la planta de la topografía y la sección del río con el caudal de la máxima avenida.

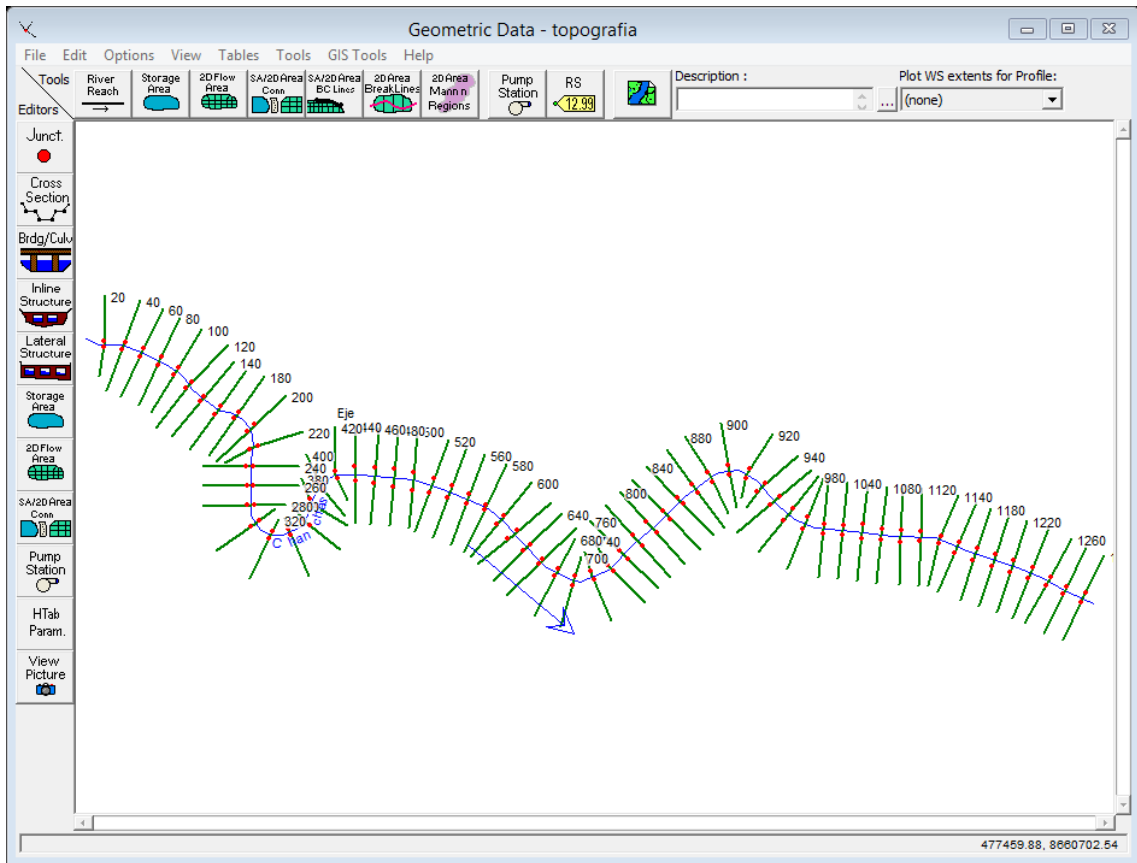


Figura 11. Vista de la geometría del cauce del río Chanchas.

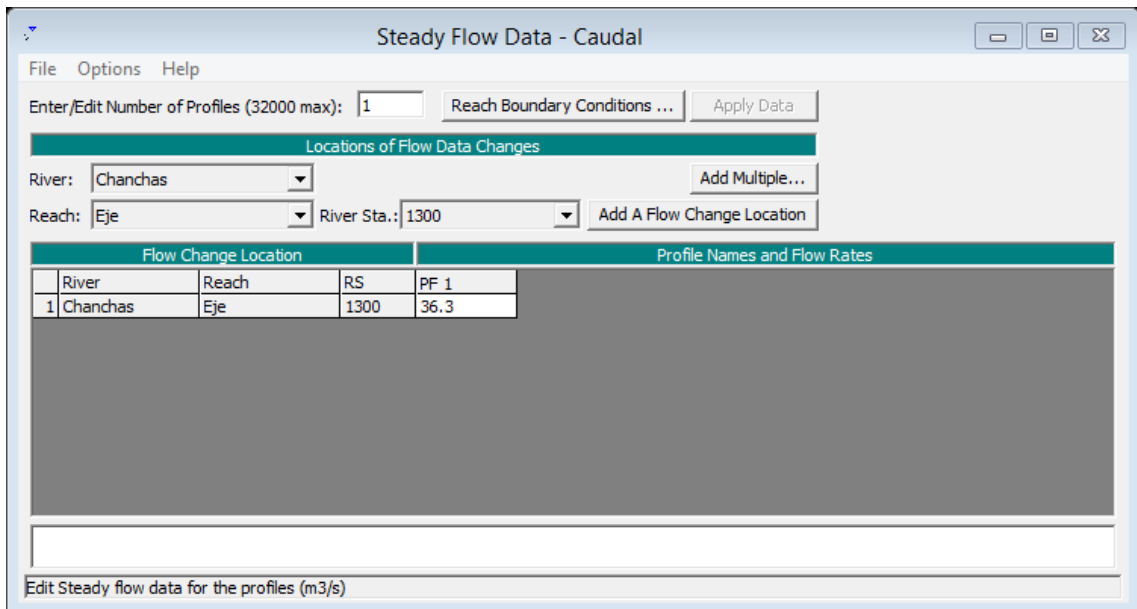


Figura 12. Ingreso del caudal de diseño considerando un periodo de retorno de 100 años.

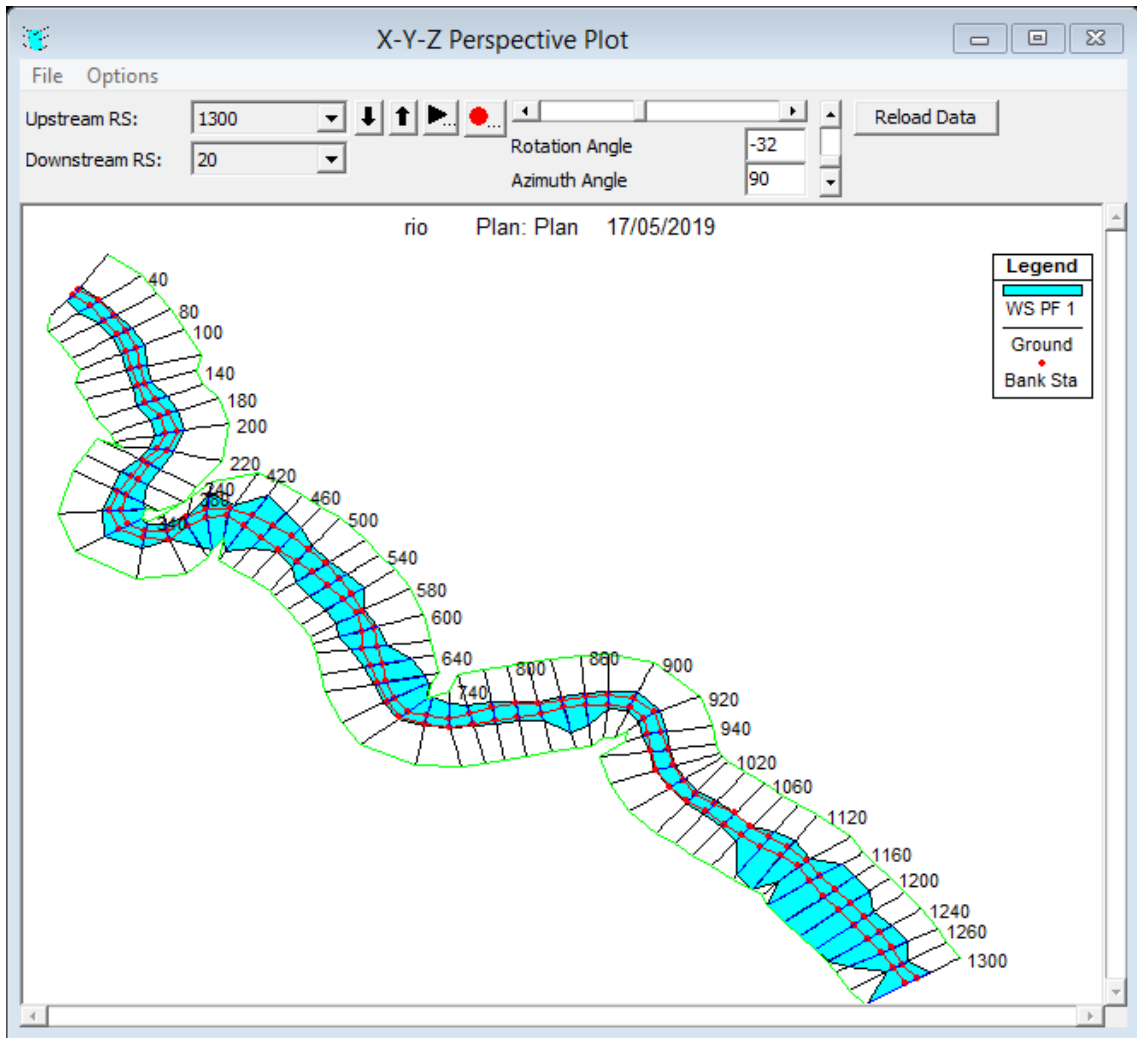


Figura 13. Vista de la inundación en el cauce del río Chanchas.

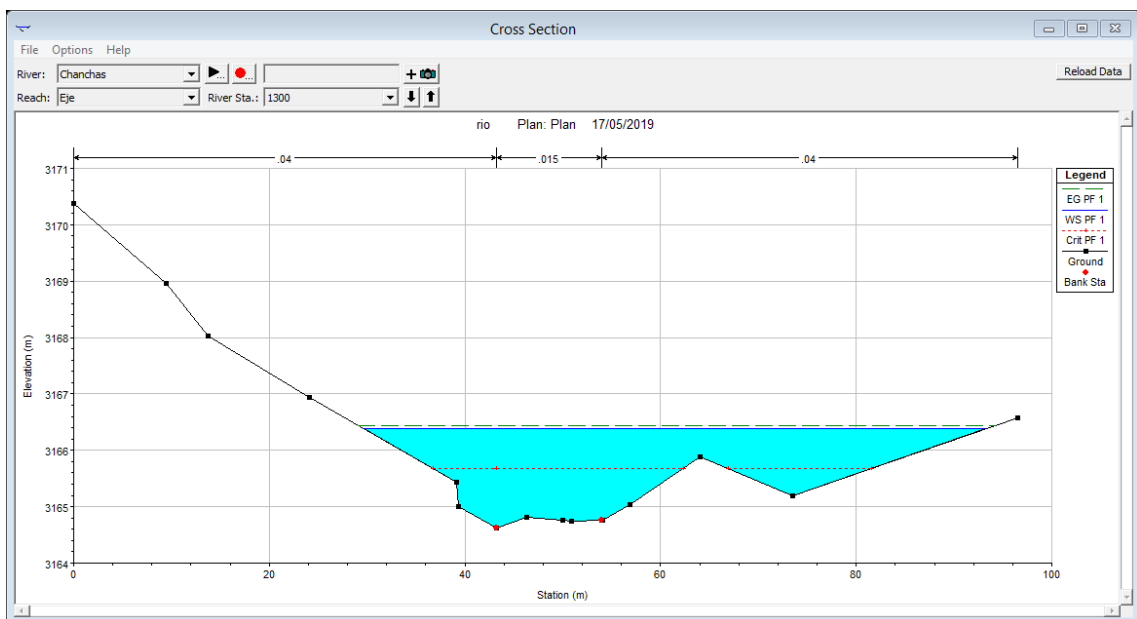


Figura 14. Sección inundada del río Chanchas.

4.1. Tirantes por la máxima avenida del río Chanchas

A continuación, se especifica la máxima avenida del río Chanchas considerando 5 años como periodo de retorno; siendo así un caudal máximo igual a 12.00 m³/s para las 2.5 horas.

Para un periodo de retorno de 5 años

Tabla 15. Máxima avenida del río Chanchas para un periodo de retorno de 5 años.

Tiempo (horas)	Caudal (m ³ /s)	Tiempo (horas)	Caudal (m ³ /s)
0.00	0.60	5.25	2.40
0.25	0.60	5.50	2.40
0.50	0.70	5.75	2.40
0.75	1.10	6.00	2.40
1.00	1.70	6.25	2.40
1.25	2.90	6.50	2.40
1.50	4.60	6.75	2.40
1.75	6.90	7.00	2.40
2.00	9.30	7.25	2.40
2.25	11.20	7.50	2.40
2.50	12.00	7.75	2.40
2.75	11.90	8.00	2.40
3.00	11.00	8.25	2.40
3.25	9.60	8.50	2.40
3.50	7.90	8.75	2.40
3.75	6.30	9.00	2.40
4.00	5.00	9.25	2.40
4.25	4.00	9.50	2.40
4.50	3.20	9.75	2.40
4.75	2.60	10.00	2.40
5.00	2.40		

Para un periodo de retorno de 10 años

Del mismo modo, en la Tabla 16 se especifica la máxima avenida del río Chanchas considerando 10 años como periodo de retorno; dando un caudal máximo igual a los 14.40 m³/s a las 2.75 horas.

Tabla 16. Máxima avenida del río Chanchas para un periodo de retorno de 10 años.

Tiempo (horas)	Caudal (m ³ /s)	Tiempo (horas)	Caudal (m ³ /s)
0.00	0.60	5.25	2.90
0.25	0.60	5.50	2.90
0.50	0.80	5.75	2.90

0.75	1.20	6.00	2.90
1.00	1.90	6.25	2.90
1.25	3.30	6.50	2.90
1.50	5.40	6.75	2.90
1.75	8.20	7.00	2.90
2.00	11.10	7.25	2.90
2.25	13.30	7.50	2.90
2.50	14.30	7.75	2.90
2.75	14.40	8.00	2.90
3.00	13.60	8.25	2.90
3.25	12.40	8.50	2.90
3.50	10.80	8.75	2.80
3.75	9.20	9.00	2.80
4.00	7.80	9.25	2.80
4.25	6.50	9.50	2.80
4.50	5.40	9.75	2.80
4.75	4.30	10.00	2.80
5.00	3.40		

Para un periodo de retorno de 25 años

La Tabla 17 especifica la máxima avenida del río Chanchas considerando los 25 años como el periodo de retorno; llegando a un caudal máximo igual a los 18.10 m³/s en un tiempo igual a 2.75 horas.

Tabla 17. Máxima avenida del río Chanchas para un periodo de retorno de 25 años.

Tiempo (horas)	Caudal (m ³ /s)	Tiempo (horas)	Caudal (m ³ /s)
0.00	0.60	5.25	3.60
0.25	0.60	5.50	3.60
0.50	0.80	5.75	3.60
0.75	1.30	6.00	3.60
1.00	2.30	6.25	3.60
1.25	4.10	6.50	3.60
1.50	6.80	6.75	3.60
1.75	10.20	7.00	3.60
2.00	14.00	7.25	3.60
2.25	16.80	7.50	3.60
2.50	18.10	7.75	3.60
2.75	18.10	8.00	3.60
3.00	17.20	8.25	3.60
3.25	15.60	8.50	3.60
3.50	13.50	8.75	3.60
3.75	11.60	9.00	3.60
4.00	9.80	9.25	3.60
4.25	8.10	9.50	3.60
4.50	6.60	9.75	3.60
4.75	5.30	10.00	3.60
5.00	4.20		

Para un periodo de retorno de 50 años

La Tabla 18 muestra la máxima avenida considerando un tiempo de análisis de 50 años; donde el caudal máximo alcanzó 21.90 m³/s para 2.75 horas.

Tabla 18. Máxima avenida del río Chanchas para un periodo de retorno de 50 años.

Tiempo (horas)	Caudal (m ³ /s)	Tiempo (horas)	Caudal (m ³ /s)
0.00	0.60	5.25	5.10
0.25	0.60	5.50	4.40
0.50	0.90	5.75	4.40
0.75	1.50	6.00	4.40
1.00	2.60	6.25	4.40
1.25	4.80	6.50	4.40
1.50	8.00	6.75	4.40
1.75	12.20	7.00	4.40
2.00	16.80	7.25	4.40
2.25	20.10	7.50	4.40
2.50	21.70	7.75	4.40
2.75	21.90	8.00	4.40
3.00	21.20	8.25	4.40
3.25	19.90	8.50	4.40
3.50	18.10	8.75	4.40
3.75	16.30	9.00	4.40
4.00	14.40	9.25	4.30
4.25	12.40	9.50	4.30
4.50	10.40	9.75	4.30
4.75	8.40	10.00	4.30
5.00	6.60		

Para un periodo de retorno de 100 años

La Tabla 19 especifica la máxima avenida del río Chanchas considerando un periodo analizado de 100 años; llegando a las 3.25 horas al caudal máximo de 36.30 m³/s.

Tabla 19. Máxima avenida del río Chanchas para un periodo de retorno de 100 años.

Tiempo (horas)	Caudal (m ³ /s)	Tiempo (horas)	Caudal (m ³ /s)
0.00	0.60	5.25	11.20
0.25	0.70	5.50	8.70
0.50	1.00	5.75	7.20
0.75	1.70	6.00	7.20
1.00	3.00	6.25	7.20
1.25	5.70	6.50	7.20
1.50	9.60	6.75	7.20
1.75	14.70	7.00	7.20
2.00	20.70	7.25	7.20

2.25	25.80	7.50	7.20
2.50	29.70	7.75	7.20
2.75	32.70	8.00	7.20
3.00	34.90	8.25	7.20
3.25	36.30	8.50	7.20
3.50	36.10	8.75	7.20
3.75	34.90	9.00	7.20
4.00	32.10	9.25	7.20
4.25	28.00	9.50	7.20
4.50	23.40	9.75	7.20
4.75	18.80	10.00	7.20
5.00	14.70		

En la figura adjunta se representa cada una de las mayores avenidas generadas en función de cada periodo analizado para el río Chanchas; donde claramente se induce que, a los 100 años se obtienen los mayores caudales.

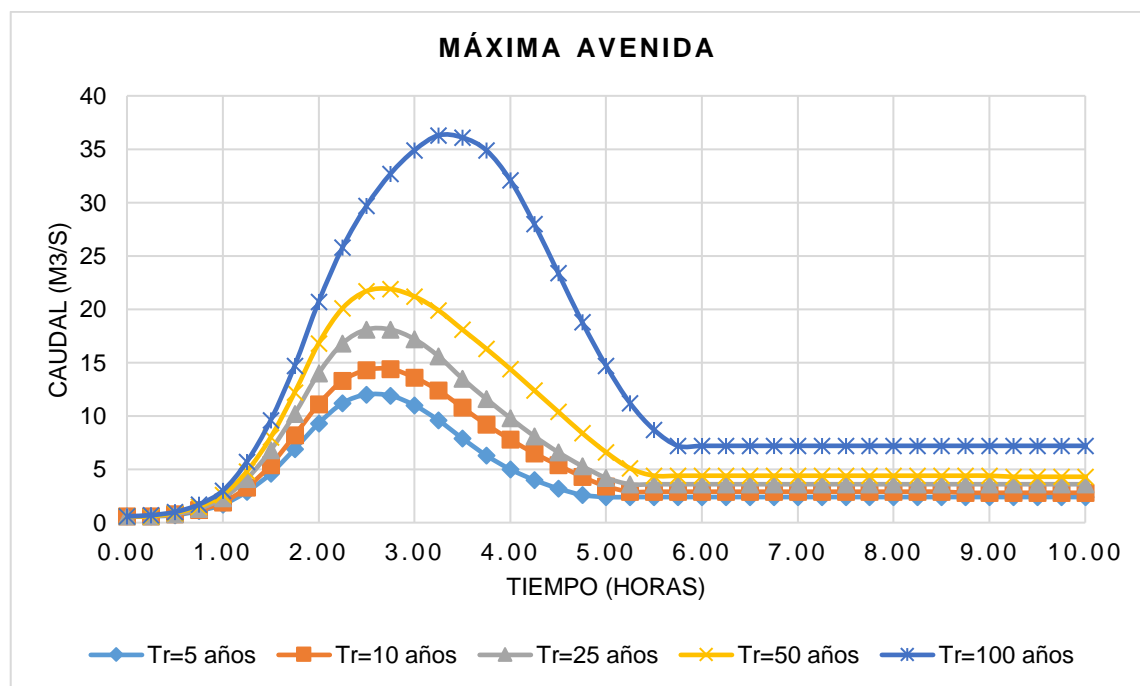


Figura 15. Máxima avenida del río Chanchas para diferentes periodos de retorno.

4.1.1. Tirantes en el río Chanchas según la máxima avenida

La Tabla 20 contiene el tirante por cada margen del río Chanchas, cabe señalar que, este corresponde considerando una máxima avenida para un periodo de retorno de 100 es decir, un caudal máximo de $36.30 \text{ m}^3/\text{s}$.

Tabla 20. Tirantes del río Chanchas según la máxima avenida de 100 años de retorno.

Progresiva (m)	Cota de borde normal, margen derecho (m)	Cota de borde normal, margen izquierdo (m)	Cota de espejo de agua (m)	Altura de inundación, margen derecho (m)	Altura de inundación, margen izquierdo (m)
0+020	3165.89	3165.43	3166.38	0.49	0.95
0+040	3164.81	3164.61	3164.82	0.01	0.21
0+060	3164.92	3164.65	3165.26	0.34	0.61
0+080	3164.35	3164.5	3165.32	0.97	0.82
0+100	3164.39	3164.38	3165.33	0.94	0.95
0+120	3164.21	3164.28	3165.35	1.14	1.07
0+140	3164.05	3164.21	3165.36	1.31	1.15
0+160	3163.78	3164.16	3165.36	1.58	1.2
0+180	3163.42	3163.47	3163.85	0.43	0.38
0+200	3163.66	3163.62	3164.09	0.43	0.47
0+220	3163.42	3163.55	3164.01	0.59	0.46
0+240	3162.58	3162.63	3163.27	0.69	0.64
0+260	3162.52	3162.54	3163.04	0.52	0.5
0+280	3162.58	3162.18	3162.84	0.26	0.66
0+300	3161.8	3161.56	3162.07	0.27	0.51
0+320	3161.15	3161.25	3161.67	0.52	0.42
0+340	3160.45	3160.21	3161.42	0.97	1.21
0+360	3160.66	3160.59	3161.19	0.53	0.6
0+380	3160.97	3160.84	3161.06	0.09	0.22
0+400	3160.12	3160.21	3160.87	0.75	0.66
0+420	3160.43	3160.45	3160.71	0.28	0.26
0+440	3159.76	3159.98	3160.54	0.78	0.56
0+460	3159.76	3159.92	3160.53	0.77	0.61
0+480	3160.05	3160.09	3160.54	0.49	0.45
0+500	3160.06	3160.15	3160.36	0.3	0.21
0+520	3159.84	3159.91	3160.17	0.33	0.26
0+540	3159.46	3159.41	3160.01	0.55	0.6
0+560	3159.43	3159.52	3159.86	0.43	0.34
0+580	3159.53	3159.56	3159.75	0.22	0.19
0+600	3159.15	3159.13	3159.72	0.57	0.59
0+620	3159.03	3159	3159.76	0.73	0.76
0+640	3158.74	3158.77	3159.66	0.92	0.89
0+660	3158.83	3158.8	3159.52	0.69	0.72
0+680	3158.57	3158.54	3159.19	0.62	0.65
0+700	3158.63	3158.47	3159.02	0.39	0.55
0+720	3158.14	3158.17	3159.07	0.93	0.9
0+740	3158.1	3158.12	3158.74	0.64	0.62
0+760	3158.12	3158.17	3158.93	0.81	0.76
0+780	3157.92	3157.95	3158.95	1.03	1
0+800	3157.85	3157.83	3158.96	1.11	1.13
0+820	3158.15	3158.16	3158.93	0.78	0.77
0+840	3157.59	3157.59	3158.95	1.36	1.36
0+860	3158.09	3158	3158.94	0.85	0.94
0+880	3157.94	3157.88	3158.93	0.99	1.05
0+900	3158.13	3158.13	3158.64	0.51	0.51
0+920	3158.11	3158.11	3158.52	0.41	0.41

0+940	3157.28	3157.28	3157.85	0.57	0.57
0+960	3156.62	3156.62	3157.29	0.67	0.67
0+980	3156.46	3156.45	3156.88	0.42	0.43
1+000	3156.37	3156.37	3156.75	0.38	0.38
1+020	3155.9	3155.9	3156.47	0.57	0.57
1+040	3156.06	3156.06	3156.17	0.11	0.11
1+060	3155.38	3155.38	3156.1	0.72	0.72
1+080	3155.78	3155.78	3155.92	0.14	0.14
1+100	3155.64	3155.64	3155.83	0.19	0.19
1+120	3155.49	3155.49	3155.93	0.44	0.44
1+140	3155.06	3154.82	3155.79	0.73	0.97
1+160	3154.99	3154.67	3155.85	0.86	1.18
1+180	3154.87	3154.87	3155.36	0.49	0.49
1+200	3154.42	3154.42	3154.98	0.56	0.56
1+220	3154.08	3154.08	3154.84	0.76	0.76
1+240	3154.09	3153.73	3154.81	0.72	1.08
1+260	3153.91	3153.86	3154.59	0.68	0.73
1+280	3153.66	3153.66	3154.63	0.97	0.97
1+300	3154.06	3154.06	3154.48	0.42	0.42

4.2. Velocidades por la máxima avenida del río Chanchas

Seguidamente, la Tabla 21 expone los valores de velocidad hallada para cada margen del río Chanchas, esto producido por la máxima avenida de un periodo de retorno de 100 años respectivamente.

Tabla 21. Velocidad en el río Chanchas según la máxima avenida.

Progresiva (m)	Cota de borde normal en el margen derecho (m)	Cota de borde normal en el margen izquierdo (m)	Cota de espejo de agua (m)	Altura inundada para el margen derecho (m)	Altura inundada para el margen izquierdo (m)	Velocidad media en el cauce (m/s)
0+020	3165.89	3165.43	3166.38	0.49	0.95	1.34
0+040	3164.81	3164.61	3164.82	0.01	0.21	6.02
0+060	3164.92	3164.65	3165.26	0.34	0.61	2.21
0+080	3164.35	3164.5	3165.32	0.97	0.82	1.54
0+100	3164.39	3164.38	3165.33	0.94	0.95	1.32
0+120	3164.21	3164.28	3165.35	1.14	1.07	0.98
0+140	3164.05	3164.21	3165.36	1.31	1.15	0.84
0+160	3163.78	3164.16	3165.36	1.58	1.2	0.77
0+180	3163.42	3163.47	3163.85	0.43	0.38	5.64
0+200	3163.66	3163.62	3164.09	0.43	0.47	2.6
0+220	3163.42	3163.55	3164.01	0.59	0.46	2.63
0+240	3162.58	3162.63	3163.27	0.69	0.64	3.11
0+260	3162.52	3162.54	3163.04	0.52	0.5	2.43
0+280	3162.58	3162.18	3162.84	0.26	0.66	3.11

0+300	3161.8	3161.56	3162.07	0.27	0.51	3.14
0+320	3161.15	3161.25	3161.67	0.52	0.42	2.94
0+340	3160.45	3160.21	3161.42	0.97	1.21	2.81
0+360	3160.66	3160.59	3161.19	0.53	0.6	2.93
0+380	3160.97	3160.84	3161.06	0.09	0.22	2.95
0+400	3160.12	3160.21	3160.87	0.75	0.66	2.99
0+420	3160.43	3160.45	3160.71	0.28	0.26	3.13
0+440	3159.76	3159.98	3160.54	0.78	0.56	3.07
0+460	3159.76	3159.92	3160.53	0.77	0.61	2.93
0+480	3160.05	3160.09	3160.54	0.49	0.45	2.84
0+500	3160.06	3160.15	3160.36	0.3	0.21	3
0+520	3159.84	3159.91	3160.17	0.33	0.26	2.8
0+540	3159.46	3159.41	3160.01	0.55	0.6	2.84
0+560	3159.43	3159.52	3159.86	0.43	0.34	3.02
0+580	3159.53	3159.56	3159.75	0.22	0.19	3.2
0+600	3159.15	3159.13	3159.72	0.57	0.59	2.94
0+620	3159.03	3159	3159.76	0.73	0.76	2.56
0+640	3158.74	3158.77	3159.66	0.92	0.89	2.9
0+660	3158.83	3158.8	3159.52	0.69	0.72	3.03
0+680	3158.57	3158.54	3159.19	0.62	0.65	2.86
0+700	3158.63	3158.47	3159.02	0.39	0.55	2.34
0+720	3158.14	3158.17	3159.07	0.93	0.9	1.97
0+740	3158.1	3158.12	3158.74	0.64	0.62	3.52
0+760	3158.12	3158.17	3158.93	0.81	0.76	1.91
0+780	3157.92	3157.95	3158.95	1.03	1	1.5
0+800	3157.85	3157.83	3158.96	1.11	1.13	1.23
0+820	3158.15	3158.16	3158.93	0.78	0.77	1.39
0+840	3157.59	3157.59	3158.95	1.36	1.36	1.09
0+860	3158.09	3158	3158.94	0.85	0.94	1.12
0+880	3157.94	3157.88	3158.93	0.99	1.05	1.31
0+900	3158.13	3158.13	3158.64	0.51	0.51	3.08
0+920	3158.11	3158.11	3158.52	0.41	0.41	2.64
0+940	3157.28	3157.28	3157.85	0.57	0.57	2.91
0+960	3156.62	3156.62	3157.29	0.67	0.67	3.15
0+980	3156.46	3156.45	3156.88	0.42	0.43	3.57
1+000	3156.37	3156.37	3156.75	0.38	0.38	2.96
1+020	3155.9	3155.9	3156.47	0.57	0.57	2.91
1+040	3156.06	3156.06	3156.17	0.11	0.11	3.26
1+060	3155.38	3155.38	3156.1	0.72	0.72	3.13
1+080	3155.78	3155.78	3155.92	0.14	0.14	3.42
1+100	3155.64	3155.64	3155.83	0.19	0.19	2.43
1+120	3155.49	3155.49	3155.93	0.44	0.44	1.61
1+140	3155.06	3154.82	3155.79	0.73	0.97	2.5
1+160	3154.99	3154.67	3155.85	0.86	1.18	1.71
1+180	3154.87	3154.87	3155.36	0.49	0.49	3.54
1+200	3154.42	3154.42	3154.98	0.56	0.56	3.31
1+220	3154.08	3154.08	3154.84	0.76	0.76	2.49
1+240	3154.09	3153.73	3154.81	0.72	1.08	2.51
1+260	3153.91	3153.86	3154.59	0.68	0.73	3.11
1+280	3153.66	3153.66	3154.63	0.97	0.97	2.27
1+300	3154.06	3154.06	3154.48	0.42	0.42	2.86

4.3. Peligro de inundación del área urbana del distrito de Huancán y Huayucachi

La Tabla 22 exhibe la intensidad del peligro a inundación por la máxima avenida para un tiempo de 100 años para el río Chanchas tanto en el margen derecho e izquierdo, fluctuando estos desde muy alto a alto en su mayoría.

Tabla 22. Peligro a inundación del río Chanchas.

Progresiva (m)	Altura de inundación en el margen derecho (m)	Altura de inundación en el margen izquierdo (m)	Velocidad media en el cauce (m/s)	Nivel de intensidad en el margen derecho	Nivel de intensidad en el margen izquierdo
0+020	0.49	0.95	1.34	Alto	Alto
0+040	0.01	0.21	3.51	Bajo	Alto
0+060	0.34	0.61	2.21	Alto	Alto
0+080	0.97	0.82	1.54	Alto	Alto
0+100	0.94	0.95	1.32	Alto	Alto
0+120	1.14	1.07	0.98	Alto	Alto
0+140	1.31	1.15	0.84	Alto	Alto
0+160	1.58	1.2	0.77	Alto	Alto
0+180	0.43	0.38	3.4	Alto	Alto
0+200	0.43	0.47	2.6	Alto	Alto
0+220	0.59	0.46	2.63	Muy alto	Alto
0+240	0.69	0.64	3.11	Muy alto	Muy alto
0+260	0.52	0.5	2.43	Alto	Alto
0+280	0.26	0.66	3.11	Alto	Muy alto
0+300	0.27	0.51	3.14	Alto	Muy alto
0+320	0.52	0.42	2.94	Muy alto	Alto
0+340	0.97	1.21	2.81	Muy alto	Muy alto
0+360	0.53	0.6	2.93	Muy alto	Muy alto
0+380	0.09	0.22	2.95	Medio	Alto
0+400	0.75	0.66	2.99	Muy alto	Muy alto
0+420	0.28	0.26	3.13	Alto	Alto
0+440	0.78	0.56	3.07	Muy alto	Muy alto
0+460	0.77	0.61	2.93	Muy alto	Muy alto
0+480	0.49	0.45	2.84	Alto	Alto
0+500	0.3	0.21	3	Alto	Alto
0+520	0.33	0.26	2.8	Alto	Alto
0+540	0.55	0.6	2.84	Muy alto	Muy alto
0+560	0.43	0.34	3.02	Alto	Alto
0+580	0.22	0.19	3.2	Alto	Alto
0+600	0.57	0.59	2.94	Muy alto	Muy alto
0+620	0.73	0.76	2.56	Muy alto	Muy alto
0+640	0.92	0.89	2.73	Muy alto	Muy alto
0+660	0.69	0.72	2.34	Muy alto	Muy alto
0+680	0.62	0.65	2.82	Muy alto	Muy alto

0+700	0.39	0.55	2.34	Alto	Alto
0+720	0.93	0.9	1.97	Muy alto	Muy alto
0+740	0.64	0.62	2.85	Muy alto	Muy alto
0+760	0.81	0.76	1.91	Muy alto	Alto
0+780	1.03	1	1.5	Muy alto	Muy alto
0+800	1.11	1.13	1.23	Alto	Alto
0+820	0.78	0.77	1.39	Alto	Alto
0+840	1.36	1.36	1.09	Alto	Alto
0+860	0.85	0.94	1.12	Alto	Alto
0+880	0.99	1.05	1.31	Alto	Alto
0+900	0.51	0.51	2.82	Alto	Alto
0+920	0.41	0.41	2.64	Alto	Alto
0+940	0.57	0.57	2.91	Muy alto	Muy alto
0+960	0.67	0.67	3.15	Muy alto	Muy alto
0+980	0.42	0.43	3.57	Alto	Muy alto
1+000	0.38	0.38	2.96	Alto	Alto
1+020	0.57	0.57	2.91	Muy alto	Muy alto
1+040	0.11	0.11	3.26	Medio	Medio
1+060	0.72	0.72	3.13	Muy alto	Muy alto
1+080	0.14	0.14	3.42	Medio	Medio
1+100	0.19	0.19	2.43	Medio	Medio
1+120	0.44	0.44	1.61	Alto	Alto
1+140	0.73	0.97	2.5	Muy alto	Muy alto
1+160	0.86	1.18	1.71	Alto	Muy alto
1+180	0.49	0.49	3.54	Muy alto	Muy alto
1+200	0.56	0.56	3.31	Muy alto	Muy alto
1+220	0.76	0.76	2.49	Muy alto	Muy alto
1+240	0.72	1.08	2.51	Muy alto	Muy alto
1+260	0.68	0.73	3.11	Muy alto	Muy alto
1+280	0.97	0.97	2.27	Muy alto	Muy alto
1+300	0.42	0.42	2.86	Alto	Alto

CAPÍTULO V

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1. Tirantes por la máxima avenida del río Chanchas

Con el fin de determinar el peligro a inundación en primera instancia se calculó las crecidas máximas para diversos periodos de retorno: 5 años (Tabla 15) donde el caudal máximo alcanzo 12.00 m³/s en una duración de 2.5 horas, 10 años (Tabla 16) donde el caudal máximo alcanzo los 14.40 m³/s en un plazo de 2.75 horas, 25 años (Tabla 17) donde el caudal máximo fue de 18.10 m³/s en un tiempo de 2.75 horas, 50 años (Tabla 18) donde el caudal máximo fue de 21.90 m³/s en un periodo de 2.75 horas y 100 años (Tabla 19) con un caudal máximo de 36.30 m³/s en un plazo de 3.25 horas, las variaciones de los caudales se muestra en la Figura 15; cabe señalar que, para la estimación de estos en primera instancia se delimitó la subcuenca del río Chanchas considerando la ubicación del tramo de análisis esto para la determinación de los usos de suelos, luego se procedió al cálculo del hietograma de diseño con el método de bloque alterno, con esta información se hizo uso del software HEC-HMS, estos

procedimientos se contrastan con lo estipulado por Chávez y Avilés (2017) y Guevara (2018).

Como ya se mencionó, el caudal máximo ocurrió con una frecuencia de retorno de 100 años y fue de 36.30 m³/s. el mismo que se procedió a determinar su comportamiento hidráulico en el programa HEC-RAS con adición de la topografía de un total de 1 + 300 m de tramo del río Chanchas esto a fin de calcular los tirantes tal como se muestra en la Tabla 20 para ambos márgenes, es dable señalar que este caudal puede incrementar debido a la modificación en la utilización de suelos en la subcuenca del río Chanchas tal como señalan Chávez y Avilés (2017) en su investigación: “Diagnóstico y escenarios de peligro por inundación fluvial en Ciudad Insurgentes, Baja California Sur, México”.

5.2. Velocidades por la máxima avenida del río Chanchas

Otro aspecto crucial fue la estimación de las velocidades que se presenta en el cauce durante una máxima avenida que también fue determinada con el programa HEC-RAS y cuyos valores se muestra en la Tabla 21; especificando lo siguiente, para el evento de crecida máxima con un periodo de retorno de 100 años, se obtuvo para el tramo I la máxima velocidad de 3.51 m/s, para el tramo II la velocidad máxima de 3.07 m/s, para el tramo III la velocidad máxima de 2.82 m/s, en el tramo IV la máxima velocidad de 2.85 m/s y V la velocidad máxima de 1.48 m/s (en estos tres últimos al encontrarse continuos se consideró la máxima velocidad de 2.85 m/s) y para el tramo VI la velocidad máxima de 3.54 m/s.

5.3. Peligro de inundación de la zona urbana del distrito de Huancán y Huayucachi

Finalmente con estos datos y siguiendo lo estipulado por el CENEPRED (2015) es dable determinar el peligro a inundación causada por la crecida máxima del río Chanchas con un caudal de $36.30 \text{ m}^3/\text{s}$ en un periodo de retorno de 100 años, para esto se procedió a multiplicar la velocidad por la altura de inundación en cada margen tal como se visualiza en la Tabla 22, presentando la progresiva 0+020 hasta la progresiva 0+160 intensidad alta, la progresiva 0+180 intensidad muy alta, desde 0+200 a 0+220 alta, la 0+240 muy alta, de 0+260 a 0+300 alta, de 0+320 a 0+360 muy alta, la 0+380 desde medio a alto, la 0+400 muy alta, la 0+420 alta, la 0+440 a 0+460 muy alto, la 0+480 a 0+520 alta, la 0+540 muy alta, la 0+560 a 0+580 alta, la 0+600 a 0+680 muy alta, la 0+700 alta, la 0+720 a 0+780 muy alta, la 0+800 a 0+880 alta, la 0+900 muy alta, la 0+920 alta, la 0+940 a 0+960 muy alta, la 0+980 a 1+000 alta, la 1+020 alta, la 1+040 medio, la 1+060 muy alto, la 1+080 a 1+100 medio, la 1+120 alto, la 1+140 muy alto, la 1+160 alto, la 1+180 a 1+280 muy alto y la 1+300 alto.

Como medidas de control y considerando lo estipulado por INDECI (2011) se tiene las medidas estructurales para lo cual se planteó defensas ribereñas (gaviones) en ambos márgenes del río Chanchas, las mismas que se detallan en los planos adjuntos, otro medida es la no estructural para lo cual se planteó la demarcación de la faja marginal, comenzando con la identificación del borde superior de la ribera con el modelamiento hidráulico y considerando un periodo de retorno de 100 años, el ancho de la faja ribereña se determinó de acuerdo a lo consignado en la Tabla 6 y la pendiente del cauce que resultó 0.046 (4.6 %)

siendo este de 4 m; el mayor de detalle de la faja marginal se exhibe el plano FM – 01 donde se especifica las características físicas de cada uno de los vértices.

CONCLUSIONES

1. Se analizó la máxima avenida del río Chanchas en peligro de inundación de la zona urbana del distrito de Huancán y Huayucachi, obteniéndose que su intensidad va desde alta a muy alta.
2. Se determinó los tirantes por la máxima avenida ($36.30 \text{ m}^3/\text{s}$) en un periodo de retorno de 100 años del río Chanchas, resultando en el tramo I en el margen derecho como máximo de 1.58 m y el margen izquierdo el máximo de 1.20 m; en el tramo II en el margen izquierdo como máximo de 0.61 m, en el tramo III en el margen derecho como máximo de 0.92 m, en el tramo IV en el margen izquierdo como máximo de 1.36 m, en el tramo V en el margen derecho como máximo de 1.36 m y en el margen izquierdo como máximo de 2.82 m, finalmente en el tramo VI en el margen izquierdo como máximo de 1.18 m respectivamente.
3. Se estimó las velocidades que se presenta en el río Chanchas por máxima avenida en un periodo de retorno de 100 años obteniéndose que para el tramo I la velocidad máxima de 3.51 m/s, para el tramo II la velocidad máxima de 3.07 m/s, para el tramo III la velocidad máxima de 2.82 m/s, en el tramo IV la velocidad máxima de 2.85 m/s y V la velocidad máxima de 1.48 m/s (en estos tres últimos al encontrarse continuos se consideró la velocidad máxima de 2.85 m/s) y para el tramo VI la velocidad máxima de 3.54 m/s.

RECOMENDACIONES

1. Se sugiere a la municipalidad del distrito de Huancán y Huayucachi, a fin de controlar el peligro a inundación implementar la medida estructural que comprende la construcción de gaviones: En el tramo I en el margen derecho gaviones de 3.00 m y en el margen izquierdo de 2.5 m haciendo un total de 200 m en cada lado, en el tramo II en el margen izquierdo gaviones de 2.00 m con una longitud de 60 m, en el tramo III en el margen derecho gaviones de 2.00 m con longitud de 60 m, en el tramo IV en el margen izquierdo gaviones de 2.50 m con una longitud de 120 m, en el tramo V en el margen derecho e izquierdo gaviones de 2.50 m con una longitud de 80 m a cada lado y en el tramo VI en el margen izquierdo gaviones de 2.5 m de longitud de 160 m.
2. Asimismo, se recomienda a la Autoridad Nacional del Agua establecer los límites de la franja marginal del río Chanchas con un ancho de 4.00 m.
3. De acuerdo al estudio se observó que existe una planta de tratamiento de aguas residuales la misma que se encontraría dentro de la faja marginal delimitada, por lo cual se sugiere a la Autoridad Nacional del Agua y SUNASS su debida protección ante posibles desbordamientos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Achic, J. (2004). *Diseño de defensa ribereña para la urbanización Sol de Huampani - margen derecha del río Rímac*. Universidad Nacional de Ingeniería.
2. Almanza, M., & Nina, R. (2018). *Evaluación del peligro de inundación ocasionado por el río Vilcanota en el centro poblado de Písac, Cusco 2018* (Universidad Andina del Cusco). Retrieved from <http://repositorio.uandina.edu.pe/bitstream/UAC/2421/1/RESUMEN.pdf>
3. ANA. (2016). *Reglamento para la delimitación y mantenimiento de fajas marginales* (p. 10). p. 10. Retrieved from https://www.ana.gob.pe/sites/default/files/normatividad/files/r.j._332-2016-ana.pdf
4. ANA. (2017). *Inundaciones en el Perú* (p. 5). p. 5. Retrieved from <http://www.rimd.org/advf/documentos/4962879bcbe32.pdf>
5. Cegarra, J. (2004). *Metodología de la investigación científica y tecnológica* (Primera). Madrid - España: Edigrafos, S.A.
6. CENEPRED. (2015). *Manual para la evaluación de riesgos originados por fenómenos naturales* (Segunda ed; NEVA STUDIO SAC, Ed.). Retrieved from http://www.sigpad.gov.co/sigpad/paginas_detalle.aspx?idp=112
7. Chávez, S., & Avilés, E. (2017). Diagnóstico y escenarios de peligro por inundación fluvial en Ciudad Insurgentes, Baja California Sur, México. *Investigación y Ciencia*, 25(72), 62–74.
8. Chow, V. (1994). *Hidrología aplicada* (Primera; M. Suarez, Ed.). Santa fe de Bogotá: McGraw-Hill.

9. Evangelista, K. (2017). *Identificación de zonas inundables y propuesta de defensa ribereña del sector Salinas km 89 en el río Chancay - 2017*. Universidad César Vallejo.
10. Fernández-Pato, J., & García-Navarro, P. (2016). Simulación numérica de inundación de valles fluviales mediante un modelo difusivo implícito. *Ingeniería Del Agua*, 20(3), 115. <https://doi.org/10.4995/ia.2016.4548>
11. García, A. (2018). *Diseño hidráulico y estructural de obras de protección frente a erosión e inundaciones del río Balsayacu en el Centro Poblado de Balsayacu, distrito de Campanilla, provincia de Mariscal Cáceres - región San Martín*. Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto.
12. GRJ. (2015). *Memoria descriptiva del estudio hidrológico y de cuencas del departamento de Junín a escala 1: 100 000* (p. 243). p. 243. Huancayo - Perú: Gobierno Regional de Junín.
13. Guevara, A. (2018). *Modelación hidrológica e hidráulica para determinar las crecidas en el río Gera en la provincia de Moyobamba, 2015*. Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto.
14. Hernández, R., Fernández, C., & Baptista, M. del P. (2014). *Metodología de la investigación* (Sexta; J. Mares, Ed.). México: McGRAW-HILL.
15. INDECI. (2011). *Manual de estimación del riesgo ante inundaciones fluviales* (pp. 1–85). pp. 1–85. Lima - Perú: Instituto Nacional de Defensa Civil.
16. Lavao, S., & Corredor, J. (2014). *Aplicación de la teoría del número de curva (CN) a una cuenca de montaña, caso de estudio: Cuenca del río Murca, mediante la utilización de sistema de información geográfica*. Universidad Militar Nueva Granada.

17. Mendoza, M. (2017). *Evaluación del riesgo por inundación en la quebrada Romero, del distrito de Cajamarca, periodo 2011 - 2016* (Universidad Privada Antonio Guillermo Urrelo). Retrieved from [http://repositorio.upagu.edu.pe/bitstream/handle/UPAGU/289/Tesis Miguel Mendoza.pdf?sequence=1&isAllowed=y](http://repositorio.upagu.edu.pe/bitstream/handle/UPAGU/289/Tesis_Miguel_Mendoza.pdf?sequence=1&isAllowed=y)
18. MTC. (2008). *Manual de hidrología, hidráulica y drenaje* (Primera). Lima - Perú: Ministerio de Transportes y Comunicaciones.
19. OMM. (2012). *Glosario Hidrológico Internacional* (pp. 1–460). pp. 1–460. Ginebra, Suiza: Organización Meteorológica Mundial.
20. OMS. (2013). Inundaciones. Retrieved April 16, 2019, from WHO website: <https://www.who.int/hac/techguidance/ems/floods/es/>
21. Ramos, C. (2019). Junín entre las regiones más afectadas por desastres en lo que va del año | Diario Correo. Retrieved April 16, 2019, from <https://diariocorreo.pe/edicion/huancayo/junin-entre-las-regiones-mas-afectadas-por-desastres-en-lo-que-va-del-ano-871453/>
22. SENAMHI. (2017). Datos históricos. Retrieved from <http://www.senamhi.gob.pe/?p=data-historica>
23. Toimil, A., Losada, I. J., & Camus, P. (2016). Metodología para el análisis del efecto del cambio climático en la inundación costera: aplicación a Asturias. *Ribagua*, 3(2), 56–65. <https://doi.org/10.1016/j.riba.2016.07.004>
24. Zafra, J. (2015). *Nivel de riesgo por inundación en la zona de Calispuquio - sector V - Cajamarca, 2015* (Universidad Privada del Norte). Retrieved from [http://repositorio.upn.edu.pe/bitstream/handle/11537/9604/Zafra Cerna%2C Jason.pdf?sequence=1&isAllowed=y](http://repositorio.upn.edu.pe/bitstream/handle/11537/9604/Zafra_Cerna%2CJason.pdf?sequence=1&isAllowed=y)

ANEXOS

Anexo N° 01: matriz de consistencia

Matriz de consistencia

Tesis: “Análisis de máximas avenidas del río Chanchas en peligro de inundaciones de la zona urbana del distrito de Huancán y Huayucachi, Huancayo, Junín - 2018”

Problema	Objetivos	Hipótesis	Variables	Dimensiones	Indicadores	Metodología
<p>Problema general: ¿Cuál es el análisis de máximas avenidas del río Chanchas en peligro de inundación de la zona urbana del distrito de Huancán y Huayucachi, Huancayo, Junín – 2018?</p>	<p>Objetivo general: Analizar la máxima avenida del río Chanchas en peligro de inundación de la zona urbana del distrito de Huancán y Huayucachi, Huancayo, Junín – 2018.</p>	<p>Hipótesis general: Del análisis de máximas avenidas del río Chanchas el peligro de inundación de la zona urbana del distrito de Huancán y Huayucachi, Huancayo, Junín – 2018, es muy alto.</p>	<p>Variable: - Tirante. - Velocidad.</p>		<p>- Área hidráulica. - Ancho de la sección. - Coeficiente de rugosidad. - Área hidráulica. - Perímetro mojado. - Pendiente.</p>	<p>Método: científico. Tipo: aplicada. Nivel: descriptivo. Diseño: no experimental. Población: Correspondió al cauce del río Chanchas (27.9 km), ubicado entre los distritos de Huancán, Huayucachi, Sapallanga y Pucará, de la provincia de Huancayo, región Junín. Muestra: De acuerdo al método no probabilístico intencional, se consideró un tramo de 1 309 metros del río Chanchas, ubicándose entre los distritos de Huancán y Huayucachi, provincia de Huancayo y región Junín.</p>
<p>Problemas específicos: a) ¿Cuál es el tirante por la máxima avenida del río Chanchas para determinar el peligro de inundación de la zona urbana del distrito de Huancán y Huayucachi? b) ¿Cuál es la velocidad por la máxima avenida del río Chanchas para determinar el peligro de inundación de la zona urbana del distrito de Huancán y Huayucachi?</p>	<p>Objetivos específicos: a) Determinar el tirante por la máxima avenida del río Chanchas para determinar el peligro de inundación de la zona urbana del distrito de Huancán y Huayucachi. b) Determinar la velocidad por la máxima avenida del río Chanchas para determinar el peligro de inundación de la zona urbana del distrito de Huancán y Huayucachi.</p>	<p>Hipótesis específicas: a) Los tirantes según la máxima avenida del río Chanchas para determinar el peligro de inundación, sobrepasan la orilla del mismo. b) Las velocidades por la máxima avenida del río Chanchas para determinar el peligro de inundación, es alta.</p>				

Anexo N° 02: control del peligro de inundación

Medida estructural

En el tramo I desde la progresiva 0+020 hasta la progresiva 0+220 en el margen derecho:

Tabla 23. Datos iniciales para el diseño de gavión de altura de 3.00 m.

Datos	Cantidad	Unidad
Inclinación del muro	6.00	°
Peso esp. de las piedras	24.20	kN/m ³
Porosidad de gaviones	30.00	%
Malla y diámetro de alambre	8 x 10, ϕ 2.4 mm CD	
Altura total	2.5	m

En la tabla se detalla los datos iniciales para el diseño del gavión de altura de 3.00 m, siendo los datos considerados la inclinación del muro, peso específico de las piedras, porosidad de gaviones y características de la malla.

Tabla 24. Dimensiones de los gaviones considerando una altura de 3.00 m.

Ítem	Largo (m)	Altura (m)	Distancia (m)
1	2.00	1.00	-
2	1.50	1.00	0.50
3	1.00	1.00	1.00

La tabla muestra las dimensiones de cada una de los elementos que conforman el gavión de 3.00 m de altura.

Tabla 25. Verificaciones del cálculo para gavión de 3.00 m de altura.

Ítem	Valor	Unidad	Verificación
F.S. a deslizamiento	3.79		>1.5 OK!
F.S. a volteo	7.91		>1.5 OK!
F.S. a rotación global	2.12		>1.5 OK!
Tensión en la base (izq.)	15.14	kN/m ²	< 161.81 OK!
Tensión en la base (der.)	72.08	kN/m ²	< 161.81 OK!
Máx. tensión aceptable	133.37	kN/m ²	

Los resultados del cálculo del gavión de altura de 3.00 m en cuanto al análisis de deslizamiento, volteo, rotación global, tensión en la base y tensión aceptable tal como se muestra en la tabla.

Tabla 26. Colchón antisocavante para el gavión de 3.00 m.

Cálculo de colchón para muro V=3.51 m/s		
Elección del tipo de colchón		
Velocidad media	3.51	m/s
Espesor de colchón:	0.30	m
Piedras de rell. D50	0.18	
Rango	<0.07 - 0.12 >	m
Esfuerzos actuantes (Ta)	9.60	kg/m ²
Verificación en términos de arrastre del colchón		
Esfuerzos cortantes críticos		
$\tau_c = c + (\gamma_s - \gamma_w) * d_m * \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \varphi}}$		
Coeficiente de Shields (C):	0.11	
Peso específico de la piedra del colchón (gs)	1800.00	kg/m ³
Peso específico del agua:	1000.00	kg/m ³
Diámetro medio de la piedra del colchón (dm)	0.18	m
Ángulo que forma el talud con la horizontal (θ)	0.00	°
Ángulo de reposo de la piedra del colchón	84.00	°
Tc	15.40	kg/m ²
Ta < Tc Ok!!, no hay arrastre		
Control de deformaciones en el colchón		
$C' = \frac{\tau_a - \tau_c}{(\gamma_s - \gamma_w) * d_m}$		
C':	0.041	
Δz/dm (de tabla):	1.400	
$2 * \left(\frac{t}{d_m} - 1 \right) =$		
	1.429	
Δz/dm (de tabla) < valor calculado Ok!!, no hay deformaciones		
Verificación de arrastre de colchones de velocidad		
Vc1 (de tabla):	6.60	m/s
Vc2 (de tabla):	4.80	m/s
Vc (menor de Vc1 - Vc2):	4.80	m/s
Va (cálculos hidráulicos):	3.51	m/s
Se cumple que Va < Vc ---- no hay deformación del colchón		
Cálculo de longitud de colchón		
Lc = 2 * ds		
Socavación (ds)	5.40	m
Longitud de colchón (Lc)	10.80	m

En la tabla se muestra el cálculo de las dimensiones del colchón antisocavante para el gavión de 3.00 m.

Asimismo, en el tramo I desde la progresiva 0+020 hasta la progresiva 0+220 en el margen izquierdo:

Tabla 27. Datos iniciales para el diseño de gavión de altura de 2.50 m.

Datos	Cantidad	Unidad
Inclinación del muro	6.00	°
Peso esp. de las piedras	24.20	kN/m ³
Porosidad de gaviones	30.00	%
Malla y diámetro de alambre	8 x 10, φ2.4 mm	CD
Altura total	2.5	m

En la tabla se detalla los datos iniciales para el diseño del gavión de altura de 3.00 m, siendo los datos considerados la inclinación del muro, peso específico de las piedras, porosidad de gaviones y características de la malla.

Tabla 28. Dimensiones de los gaviones considerando una altura de 2.50 m.

Ítem	Largo (m)	Altura (m)	Distancia (m)
1	1.50	1.00	-
2	1.00	1.00	0.50
3	0.50	0.50	1.00

La tabla muestra las dimensiones de cada una de los elementos que conforman el gavión de 3.00 m de altura.

Tabla 29. Verificaciones del cálculo para gavión de 2.50 m de altura.

Ítem	Valor	Unidad	Verificación
F.S. a deslizamiento	3.91		>1.5 OK!
F.S. a volteo	6.49		>1.5 OK!
F.S. a rotación global	2.26		>1.5 OK!
Tensión en la base (izq.)	12.41	kN/m ²	< 161.81 OK!
Tensión en la base (der.)	60.65	kN/m ²	< 161.81 OK!
Máx. tensión aceptable	133.37	kN/m ²	

Los resultados del cálculo del gavión de altura de 3.00 m en cuanto al análisis de deslizamiento, volteo, rotación global, tensión en la base y tensión aceptable tal como se muestra en la tabla.

Tabla 30. Colchón antisocavante para el gavión de 2.50 m.

Cálculo de colchón para muro V=3.51 m/s		
Elección del tipo de colchón		
Velocidad media	3.51	m/s
Espesor de colchón:	0.30	m
Piedras de rell. D50	0.18	
Rango	<0.07 - 0.12 >	m
Esfuerzos actuantes (Ta)	9.60	kg/m ²
Verificación en términos de arrastre del colchón		
Esfuerzos cortantes críticos		

$$\tau_c = c * (\gamma_s - \gamma_w) * d_m * \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \varphi}}$$

Coefficiente de Shields (C):	0.11	
Peso específico de la piedra del colchón (gs)	1800.00	kg/m ³
Peso específico del agua:	1000.00	kg/m ³
Diámetro medio de la piedra del colchón (dm)	0.18	m
Ángulo que forma el talud con la horizontal (Θ)	0.00	°
Ángulo de reposo de la piedra del colchón	84.00	°
Tc	15.40	kg/m ²
Ta < Tc Ok!!, no hay arrastre		
Control de deformaciones en el colchón		
$C' = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{(\gamma_s - \gamma_w) + d_m}$		
C':	0.041	
Δz/dm (de tabla):	1.400	
$2 * \left(\frac{t}{d_m} - 1 \right) =$		
	1.429	
Δz/dm (de tabla) < valor calculado Ok!!, no hay deformaciones		
Verificación de arrastre de colchones de velocidad		
Vc1 (de tabla):	6.60	m/s
Vc2 (de tabla):	4.80	m/s
Vc (menor de Vc1 - Vc2):	4.80	m/s
Va (cálculos hidráulicos):	3.51	m/s
Se cumple que Va < Vc ---- no hay deformación del colchón		
Cálculo de longitud de colchón		
$Lc = 2 * ds$		
Socavación (ds)	5.40	m
Longitud de colchón (Lc)	10.80	m

En la tabla se muestra el cálculo de las dimensiones del colchón antisocavante para el gavión de 2.50 m.

Asimismo, en el tramo II desde la progresiva 0+440 hasta la progresiva 0+500 en el margen izquierdo:

Tabla 31. Datos iniciales para el diseño de gavión de altura de 2.00 m.

Datos	Cantidad	Unidad
Inclinación del muro	6.00	°
Peso esp. de las piedras	24.20	kN/m ³
Porosidad de gaviones	30.00	%
Malla y diámetro de alambre	8 x 10, φ2.4 mm CD	
Altura total	1.5	m

En la tabla se detalla los datos iniciales para el diseño del gavión de altura de 2.00 m, siendo los datos considerados la inclinación del muro, peso específico de las piedras, porosidad de gaviones y características de la malla.

Tabla 32. Dimensiones de los gaviones considerando una altura de 2.00 m.

Ítem	Largo (m)	Altura (m)	Distancia (m)
1	1.50	1.00	-
2	1.00	0.50	0.50
3	0.50	0.50	1.00

La tabla muestra las dimensiones de cada una de los elementos que conforman el gavión de 2.00 m de altura.

Tabla 33. Verificaciones del cálculo para gavión de 2.00 m de altura.

Ítem	Valor	Unidad	Verificación
F.S. a deslizamiento	4.26		>1.5 OK!
F.S. a volteo	7.72		>1.5 OK!
F.S. a rotación global	2.12		>1.5 OK!
Tensión en la base (izq.)	11.57	kN/m ²	< 161.81 OK!
Tensión en la base (der.)	47.81	kN/m ²	< 161.81 OK!
Máx. tensión aceptable	131.41	kN/m ²	

Los resultados del cálculo del gavión de altura de 2.00 m en cuanto al análisis de deslizamiento, volteo, rotación global, tensión en la base y tensión aceptable tal como se muestra en la tabla.

Tabla 34. Colchón antisocavante para el gavión de 2.00 m.

Cálculo de colchón para muro V=3.07 m/s			
Elección del tipo de colchón			
Velocidad media	3.07	m/s	
Espesor de colchón:	0.32	m	
Piedras de rell. D50	0.18		
	<0.07 -		
Rango	0.12 >	m	
Esfuerzo actuantes (Ta)	2.10	kg/m ²	
Verificación en terminos de arrastre			
Esfuerzos cortantes críticos			
$\tau_c = c + (\gamma_s - \gamma_w) * d_m * \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \varphi}}$			
Coefficiente de Shields (C):	0.11		
Peso específico de la piedra del colchón (gs)	1800.0		
	0	kg/m ³	
Peso específico del agua:	1000.0		
	0	kg/m ³	
Diámetro medio de la piedra del colchón (dm)	0.18	m	
Ángulo que forma el talud con la horizontal (Θ)	0.00	°	
Ángulo de reposo de la piedra del colchón	84.00	°	
Tc	15.40	kg/m ²	
Ta < Tc Ok!, no hay arrastre			
Control de deformaciones en el colchón			
$C' = \frac{\tau_a - \tau_c}{(\gamma_s - \gamma_w) * d_m}$			
C':	0.095		
Δz/dm (de tabla):	1.580		
$2 * \left(\frac{t}{d_m} - 1 \right) =$			
	1.66		

$\Delta z/dm$ (de tabla) < valor calculado Ok!!, no hay deformaciones			
Verificación de arrastre de clochones de velocidad			
Vc1 (de tabla):	6.80	m/s	
Vc2 (de tabla):	5.00	m/s	
Vc (menor de Vc1 - Vc2):	5.00	m/s	
Va (cálculos hidráulicos):	3.07	m/s	
Se cumple que $V_a < V_c$ ---- no hay deformación del colchón			
Cálculo de longitud de colchón			
$L_c = 2 * ds$			
Socavación (ds)	2.50	m	
Longitud de colchón (Lc)	5.00	m	

En la tabla se muestra el cálculo de las dimensiones del colchón antisocavante para el gavión de 2.00 m.

En tramo III, desde la progresiva 0+640 al 0+700 en el margen derecho:

Tabla 35. Datos iniciales para el diseño de gavión de altura de 2.00 m.

Datos	Cantidad	Unidad
Inclinación del muro	6.00	°
Peso esp. de las piedras	24.20	kN/m ³
Porosidad de gaviones	30.00	%
Malla y diámetro de alambre	8 x 10, ϕ 2.4 mm CD	
Altura total	1.5	m

En la tabla se detalla los datos iniciales para el diseño del gavión de altura de 2.00 m, siendo los datos considerados la inclinación del muro, peso específico de las piedras, porosidad de gaviones y características de la malla.

Tabla 36. Dimensiones de los gaviones considerando una altura de 2.00 m.

Ítem	Largo (m)	Altura (m)	Distancia (m)
1	1.50	1.00	-
2	1.00	0.50	0.50
3	0.50	0.50	1.00

La tabla muestra las dimensiones de cada una de los elementos que conforman el gavión de 2.00 m de altura.

Tabla 37. Verificaciones del cálculo para gavión de 2.00 m de altura.

Ítem	Valor	Unidad	Verificación
F.S. a deslizamiento	4.08		>1.5 OK!
F.S. a volteo	7.42		>1.5 OK!
F.S. a rotación global	2.12		>1.5 OK!
Tensión en la base (izq.)	11.98	kN/m ²	< 161.81 OK!
Tensión en la base (der.)	47.72	kN/m ²	< 161.81 OK!
Máx. tensión aceptable	139.25	kN/m ²	

Los resultados del cálculo del gavión de altura de 2.00 m en cuanto al análisis de deslizamiento, volteo, rotación global, tensión en la base y tensión aceptable tal como se muestra en la tabla.

Tabla 38. Colchón antisocavante para el gavión de 2.00 m.

Cálculo de colchón para muro V=2.85 m/s		
Elección del tipo de colchón		
Velocidad media	2.85	m/s
Espesor de colchón:	0.32	m
Piedras de rell. D50	0.18	
Rango	<0.07 - 0.12 >	m
Esfuerzos actuantes (Ta)	2.55	kg/m ²
Verificación en terminos de arrastre		
Esfuerzos cortantes críticos		
$\tau_c = c + (\gamma_s - \gamma_w) * d_m * \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \varphi}}$		
Coefficiente de Shields (C):	0.11	
Peso específico de la piedra del colchón (gs)	1800.00	kg/m ³
Peso específico del agua:	1000.00	kg/m ³
Diámetro medio de la piedra del colchón (dm)	0.18	m
Angulo que forma el talud con la horizontal (Θ)	0.00	°
Angulo de reposo de la piedra del colchón	84.00	°
Tc	15.40	kg/m ²
Ta < Tc ¡¡Ok!!, no hay arrastre		
Control de deformaciones en el colchón		
$C' = \frac{\tau_a - \tau_c}{(\gamma_s - \gamma_w) * d_m}$		
C':	0.092	
Δz/dm (de tabla):	1.580	
$2 * \left(\frac{t}{d_m} - 1 \right) =$		
	1.66	
Verificación de arrastre de clochones de velocidad		
Vc1 (de tabla):	6.80	m/s
Vc2 (de tabla):	5.00	m/s
Vc (menor de Vc1 - Vc2):	5.00	m/s
Va (cálculos hidráulicos):	2.85	m/s
Se cumple que Va < Vc ---- no hay deformación del colchón		
Cálculo de longitud de colchón		
Lc = 2 * ds		
Socavación (ds)	6.00	m
Longitud de colchón (Lc)	12.00	m

En la tabla se muestra el cálculo de las dimensiones del colchón antisocavante para el gavión de 2.00 m.

En el tramo IV, desde la progresiva 0+720 al 0+840 en el margen izquierdo:

Tabla 39. Datos iniciales para el diseño de gavión de altura de 2.50 m.

Datos	Cantidad	Unidad
Inclinación del muro	6.00	°
Peso esp. de las piedras	24.20	kN/m ³
Porosidad de gaviones	30.00	%
Malla y diámetro de alambre	8 x 10, ϕ 2.4 mm	CD
Altura total	2.5	m

En la tabla se detalla los datos iniciales para el diseño del gavión de altura de 2.50 m, siendo los datos considerados la inclinación del muro, peso específico de las piedras, porosidad de gaviones y características de la malla.

Tabla 40. Dimensiones de los gaviones considerando una altura de 2.50 m.

Ítem	Largo (m)	Altura (m)	Distancia (m)
1	1.50	1.00	-
2	1.00	1.00	0.50
3	0.50	0.50	1.00

La tabla muestra las dimensiones de cada una de los elementos que conforman el gavión de 2.50 m de altura.

Tabla 41. Verificaciones del cálculo para gavión de 2.50 m de altura.

Ítem	Valor	Unidad	Verificación
F.S. a deslizamiento	3.13		>1.5 OK!
F.S. a volteo	4.95		>1.5 OK!
F.S. a rotación global	2.1		>1.5 OK!
Tensión en la base (izq.)	20.96	kN/m ²	< 161.81 OK!
Tensión en la base (der.)	54.14	kN/m ²	< 161.81 OK!
Máx. tensión aceptable	139.25	kN/m ²	

Los resultados del cálculo del gavión de altura de 2.50 m en cuanto al análisis de deslizamiento, volteo, rotación global, tensión en la base y tensión aceptable tal como se muestra en la tabla:

Tabla 42. Colchón antisocavante para el gavión de 2.50 m.

Cálculo de colchón para muro V=2.85 m/s			
Elección del tipo de colchón			
Velocidad media		2.85	m/s
Espesor de colchón:		0.32	m
Piedras de rell. D50		0.18	
Rango		<0.07 - 0.12 >	m
Esfuerzos actuantes (Ta)		2.55	kg/m ²
Verificación en términos de arrastre			
Esfuerzos cortantes críticos			

$$\tau_c = c + (\gamma_s - \gamma_w) * d_m * \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \phi}}$$

Coefficiente de Shields (C):	0.11	
Peso específico de la piedra del colchón (gs)	1800.00	kg/m ³
Peso específico del agua:	1000.00	kg/m ³
Diámetro medio de la piedra del colchón (dm)	0.18	m
Ángulo que forma el talud con la horizontal (Θ)	0.00	°
Ángulo de reposo de la piedra del colchón	84.00	°
Tc	15.40	kg/m ²

Ta < Tc ¡¡Ok!!, no hay arrastre

Control de deformaciones en el colchón

$$C' = \frac{\tau_a - \tau_c}{(\gamma_s - \gamma_w) * d_m}$$

C':	0.092	
Δz/dm (de tabla):	1.580	

$$2 * \left(\frac{t}{d_m} - 1 \right) = 1.66$$

Verificación de arrastre de colchones de velocidad

Vc1 (de tabla):	6.80	m/s
Vc2 (de tabla):	5.00	m/s
Vc (menor de Vc1 - Vc2):	5.00	m/s
Va (cálculos hidráulicos):	2.85	m/s

Se cumple que Va < Vc ---- no hay deformación del colchón

Cálculo de longitud de colchón

$$Lc = 2 * ds$$

Socavación (ds)	6.00	m
Longitud de colchón (Lc)	12.00	m

En la tabla se muestra el cálculo de las dimensiones del colchón antisocavante para el gavión de 2.50 m.

En el tramo V, desde la progresiva 0+840 al 0+940 en el margen derecho:

Tabla 43. Datos iniciales para el diseño de gavión de altura de 2.50 m.

Datos	Cantidad	Unidad
Inclinación del muro	6.00	°
Peso esp. de las piedras	24.20	kN/m ³
Porosidad de gaviones	30.00	%
Malla y diámetro de alambre	8 x 10, φ2.4 mm CD	
Altura total	2.5	m

En la tabla se detalla los datos iniciales para el diseño del gavión de altura de 2.50 m, siendo los datos considerados la inclinación del muro, peso específico de las piedras, porosidad de gaviones y características de la malla.

Tabla 44. Dimensiones de los gaviones considerando una altura de 2.50 m.

Ítem	Largo (m)	Altura (m)	Distancia (m)
1	1.50	1.00	-
2	1.00	1.00	0.50
3	0.50	0.50	1.00

La tabla muestra las dimensiones de cada una de los elementos que conforman el gavión de 2.50 m de altura.

Tabla 45. Verificaciones del cálculo para gavión de 2.50 m de altura.

Ítem	Valor	Unidad	Verificación
F.S. a deslizamiento	3.13		>1.5 OK!
F.S. a volteo	4.95		>1.5 OK!
F.S. a rotación global	2.1		>1.5 OK!
Tensión en la base (izq.)	20.96	kN/m ²	< 161.81 OK!
Tensión en la base (der.)	54.14	kN/m ²	< 161.81 OK!
Máx. tensión aceptable	139.25	kN/m ²	

Los resultados del cálculo del gavión de altura de 2.50 m en cuanto al análisis de deslizamiento, volteo, rotación global, tensión en la base y tensión aceptable tal como se muestra en la tabla.

Tabla 46. Colchón antisocavante para el gavión de 2.50 m.

Cálculo de colchón para muro V=2.85 m/s			
Elección del tipo de colchón			
Velocidad media	2.85	m/s	
Espesor de colchón:	0.32	m	
Piedras de rell. D50	0.18		
Rango	<0.07 - 0.12 >	m	
Esfuerzos actuantes (Ta)	2.55	kg/m ²	
Verificación en terminos de arrastre			
Esfuerzos cortantes criticos			
$\tau_c = c + (\gamma_s - \gamma_w) * d_m * \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \varphi}}$			
Coefficiente de Shields (C):	0.11		
Peso específico de la piedra del colchón (gs)	1800.00	kg/m ³	
Peso específico del agua:	1000.00	kg/m ³	
Diámetro medio de la piedra del colchón (dm)	0.18	m	
Ángulo que forma el talud con la horizontal (θ)	0.00	°	
Ángulo de reposo de la piedra del colchón	84.00	°	
Tc	15.40	kg/m ²	
Ta < Tc ¡¡Ok!!, no hay arrastre			
Control de deformaciones en el colchón			
$C' = \frac{\tau_a - \tau_c}{(\gamma_s - \gamma_w) * d_m}$			
C':	0.092		
Δz/dm (de tabla):	1.580		

$$2 * \left(\frac{t}{d_m} - 1 \right) = 1.66$$

Verificación de arrastre de colchones de velocidad		
Vc1 (de tabla):	6.80	m/s
Vc2 (de tabla):	5.00	m/s
Vc (menor de Vc1 - Vc2):	5.00	m/s
Va (cálculos hidráulicos):	2.85	m/s
Se cumple que Va < Vc ---- no hay deformación del colchón		
Cálculo de longitud de colchón		
$L_c = 2 + ds$		
Socavación (ds)	6.00	m
Longitud de colchón (Lc)	12.00	m

En la tabla se muestra el cálculo de las dimensiones del colchón antisocavante para el gavión de 2.50 m.

En el tramo V, desde la progresiva 0+840 al 0+940 en el margen izquierdo:

Tabla 47. Datos iniciales para el diseño de gavión de altura de 2.50 m.

Datos	Cantidad	Unidad
Inclinación del muro	6.00	°
Peso esp. de las piedras	24.20	kN/m ³
Porosidad de gaviones	30.00	%
Malla y diámetro de alambre	8 x 10, φ2.4 mm CD	
Altura total	2.5	m

En la tabla se detalla los datos iniciales para el diseño del gavión de altura de 2.50 m, siendo los datos considerados la inclinación del muro, peso específico de las piedras, porosidad de gaviones y características de la malla.

Tabla 48. Dimensiones de los gaviones considerando una altura de 2.50 m.

Ítem	Largo (m)	Altura (m)	Distancia (m)
1	1.50	1.00	-
2	1.00	1.00	0.50
3	0.50	0.50	1.00

La tabla muestra las dimensiones de cada una de los elementos que conforman el gavión de 2.50 m de altura.

Tabla 49. Verificaciones del cálculo para gavión de 2.50 m de altura.

Ítem	Valor	Unidad	Verificación
F.S. a deslizamiento	3.13		>1.5 OK!
F.S. a volteo	4.95		>1.5 OK!
F.S. a rotación global	2.1		>1.5 OK!
Tensión en la base (izq.)	20.96	kN/m ²	< 161.81 OK!
Tensión en la base (der.)	54.14	kN/m ²	< 161.81 OK!
Máx. tensión aceptable	139.25	kN/m ²	

Los resultados del cálculo del gavión de altura de 2.50 m en cuanto al análisis de deslizamiento, volteo, rotación global, tensión en la base y tensión aceptable tal como se muestra en la tabla.

Tabla 50. Colchón antisocavante para el gavión de 2.50 m.

Cálculo de colchón para muro V=2.85 m/s		
Elección del tipo de colchón		
Velocidad media	2.85	m/s
Espesor de colchón:	0.32	m
Piedras de rell. D50	0.18	
Rango	<0.07 - 0.12 >	m
Esfuerzos actuantes (Ta)	2.55	kg/m ²
Verificación en términos de arrastre		
Esfuerzos cortantes críticos		
$\tau_c = c + (\gamma_s - \gamma_w) * d_m * \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \varphi}}$		
Coefficiente de Shields (C):	0.11	
Peso específico de la piedra del colchón (gs)	1800.00	kg/m ³
Peso específico del agua:	1000.00	kg/m ³
Diámetro medio de la piedra del colchón (dm)	0.18	m
Ángulo que forma el talud con la horizontal (Θ)	0.00	°
Ángulo de reposo de la piedra del colchón	84.00	°
Tc	15.40	kg/m ²
Ta < Tc ¡¡Ok!!, no hay arrastre		
Control de deformaciones en el colchón		
$C' = \frac{\tau_a - \tau_c}{(\gamma_s - \gamma_w) * d_m}$		
C':	0.092	
Δz/dm (de tabla):	1.580	
$2 * \left(\frac{t}{d_m} - 1 \right) =$		
	1.66	
Verificación de arrastre de colchones de velocidad		
Vc1 (de tabla):	6.80	m/s
Vc2 (de tabla):	5.00	m/s
Vc (menor de Vc1 - Vc2):	5.00	m/s
Va (cálculos hidráulicos):	2.85	m/s
Se cumple que Va < Vc ---- no hay deformación del colchón		
Cálculo de longitud de colchón		
Lc = 2 * ds		
Socavación (ds)	6.00	m
Longitud de colchón (Lc)	12.00	m

En la tabla se muestra el cálculo de las dimensiones del colchón antisocavante para el gavión de 2.50 m.

En el tramo VI, desde la progresiva 1+140 al 1+300 en el margen izquierdo:

Tabla 51. Datos iniciales para el diseño de gavión de altura de 2.50 m.

Datos	Cantidad	Unidad
Inclinación del muro	6.00	°
Peso esp. de las piedras	24.20	kN/m ³
Porosidad de gaviones	30.00	%
Malla y diámetro de alambre	8 x 10, φ2.4 mm	CD
Altura total	2.5	m

En la tabla se detalla los datos iniciales para el diseño del gavión de altura de 2.5 m, siendo los datos considerados la inclinación del muro, peso específico de las piedras, porosidad de gaviones y características de la malla.

Tabla 52. Dimensiones de los gaviones considerando una altura de 2.50 m.

Ítem	Largo (m)	Altura (m)	Distancia (m)
1	1.50	1.00	-
2	1.00	1.00	0.50
3	0.50	0.50	1.00

La tabla muestra las dimensiones de cada una de los elementos que conforman el gavión de 2.5 m de altura.

Tabla 53. Verificaciones del cálculo para gavión de 2.50 m de altura.

Ítem	Valor	Unidad	Verificación
F.S. a deslizamiento	3.98		>1.5 OK!
F.S. a volteo	6.56		>1.5 OK!
F.S. a rotación global	2.28		>1.5 OK!
Tensión en la base (izq.)	12.06	kN/m ²	< 161.81 OK!
Tensión en la base (der.)	61	kN/m ²	< 161.81 OK!
Máx. tensión aceptable	136.31	kN/m ²	

Los resultados del cálculo del gavión de altura de 2.50 m en cuanto al análisis de deslizamiento, volteo, rotación global, tensión en la base y tensión aceptable tal como se muestra en la tabla.

Tabla 54. Colchón antisocavante para el gavión de 2.50 m.

Cálculo de colchón para muro V=3.54 m/s			
Elección del tipo de colchón			
Velocidad media		3.54	m/s
Espesor de colchón:		0.32	m
Piedras de rell. D50		0.18	
Rango		<0.07 - 0.12 >	m
Esfuerzos actuantes (Ta)		2.52	kg/m ²
Verificación en términos de arrastre			
Esfuerzos cortantes críticos			

$$\tau_c = c * (\gamma_s - \gamma_w) * d_m * \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \phi}}$$

Coficiente de Shields (C):	0.11	
Peso específico de la piedra del colchón (gs)	1800.00	kg/m ³
Peso específico del agua:	1000.00	kg/m ³
Diámetro medio de la piedra del colchón (dm)	0.18	m
Ángulo que forma el talud con la horizontal (θ)	0.00	°
Ángulo de reposo de la piedra del colchón	84.00	°
Tc	15.40	kg/m ²

Ta < Tc Ok!!, no hay arrastre

Control de deformaciones en el colchón

	$C' = \frac{\tau_a - \tau_c}{(\gamma_s - \gamma_w) * d_m}$	
C':	0.092	
Az/dm (de tabla):	1.580	
	1.66	

Verificación de arrastre de clochones de velocidad

Vc1 (de tabla):	6.80	m/s
Vc2 (de tabla):	4.90	m/s
Vc (menor de Vc1 - Vc2):	4.90	m/s
Va (cálculos hidráulicos):	3.54	m/s

Se cumple que Va < Vc ---- no hay deformación del colchón

Cálculo de longitud de colchón

Socavación (ds)	4.80	m
Longitud de colchón (Lc)	9.60	m

En la tabla se muestra el cálculo de las dimensiones del colchón antisocavante para el gavión de 2.50 m.

Tabla 55. Socavación en cada tramo del río.

Periodo (años)	Caudal (m ³ /s)	D50 (mm)	Velocidad (m/s)	Ho (m)	B (m)	m	g (Tn/m ³)	x	b	Hs
100	36.3	4.276	3.51	1.76	20.34	0.93	1.7	0.369	1	5.4
100	36.3	3.72	3.07	1.17	19.14	0.95	1.73	0.375	1	2.5
100	36.3	4.71	2.85	2.18	28.43	0.96	1.81	0.367	1	6
100	36.3	3.585	3.54	1.66	17.84	0.93	1.7	0.374	1	4.8

En la tabla se muestra la socavación analizada en cada uno de los tramos del río Chanchas.

Medida no estructural

Como medida no estructural se consideró la delimitación de la faja marginal del río Chanchas en el tramo de estudio, siendo en primera instancia la determinación del límite superior de la ribera con el modelamiento hidráulico y considerando un periodo de retorno de 100 años, el ancho de la faja marginal se

determinó de acuerdo a lo consignado en la Tabla 6 y la pendiente del cauce que resultó 0.046 (4.6 %) siendo este de 4 m.

Para mayor de detalle de la faja marginal se presenta el plano FM – 01 donde se especifica las características físicas de cada uno de los vértices.

Anexo N° 03: diseño de gaviones

- Muro de 2.50 m para el tramo I.
- Muro de 3.00 m para el tramo I.
- Muro de 2.00 m para el tramo II.
- Muro de 2.00 m para el tramo III.
- Muro de 2.50 m para el tramo IV y V.
- Muro de 2.50 m para el tramo VI.

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Proyecto: Muro 2.50 m - C-4

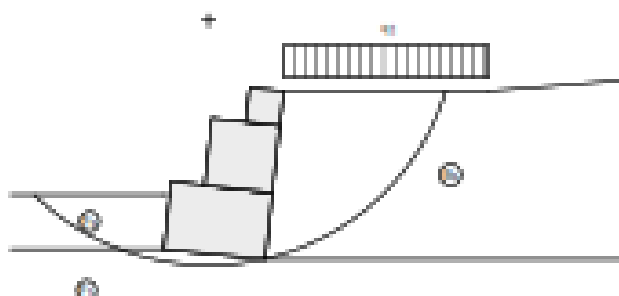
Archivo: Muro 2

Fecha: 20/05/2019

DATOS INICIALES**Datos sobre el muro**

Inclinación del muro : 6.00 grad.
 Peso esp. de las piedras : 24.20 kN/m³
 Porosidad de los gaviones : 30.00 %
 Geotextil en el terraplén : No
 Reducción en la fricción : %
 Geotextil en la base : No
 Reducción en la fricción : %
 Malla y diám. del alamb.: 8x10, ø 2.4 mm CD

Camada	Largo m	Altura m	Distancia m
1	1.50	1.00	-
2	1.00	1.00	0.50
3	0.50	0.50	1.00



Inclinación del primer tramo : 0.00 grad.
 Largo del primer tramo : 3.00 m
 Inclinación del segundo tramo : 6.00 grad.
 Peso específico del suelo : 16.67 kN/m³
 Ángulo de fricción del suelo : 27.30 grad.
 Cohesión del suelo : 0.98 kN/m²

Camadas adicionales en el terraplén

Camada	Altura inicial m	Inclinación grad.	Peso específico kN/m ³	Cohesión kN/m ²	Ángulo de fricción grad.

 Programa llenado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Proyecto: Muro 2.50 m - C-4

Archivo: Muro 2

Fecha: 20/05/2019

Datos sobre la fundación

Profundidad de la fundación : 0.80 m
 Largo horiz. en la fundación : m
 Inclinación de la de fundación : 0.00 grad.
 Peso específico del suelo : 16.67 kN/m³
 Ángulo de fricción del suelo : 27.30 grad.
 Cohesión del suelo : 0.98 kN/m²
 Presión aceptable en la fundación : 133.37 kN/m²
 Nivel del agua : m

Camada adicional en la fundación

Camada	Profundidad m	Peso específico kN/m ³	Cohesión kN/m ²	Ángulo de fricción grad.
1	0.00	16.67	0.98	27.30

Datos sobre la napa freática

Altura inicial : m
 Inclinación del primer trazo : grad.
 Largo del primer trazo : m
 Inclinación del segundo trazo : grad.
 Largo del segundo trazo : m

Datos sobre las cargas

Cargas distribuidas sobre el terraplén
 Primer trazo : 3.92 kN/m²
 Segundo trazo : kN/m²

Cargas distribuidas sobre el muro
 Carga : kN/m²

Línea de carga sobre el terraplén

Carga 1 : kN/m Dist. al tope del muro : m
 Carga 2 : kN/m Dist. al tope del muro : m
 Carga 3 : kN/m Dist. al tope del muro : m

Línea de carga sobre el muro

Carga : kN/m Dist. al tope del muro : m

Datos sobre efectos sísmicos

Coeficiente Horizontal : Coeficiente Vertical :

RESULTADOS DE LOS ANALISIS DE ESTABILIDAD**Empuje Activo y Pasivo**

Empuje Activo	:	14.59 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	1.58 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	0.67 m
Dirección del empuje con ref. al eje X	:	21.30 grad.
Empuje Pasivo	:	16.95 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	0.03 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	0.29 m
Dirección del empuje con ref. al eje X	:	0.00 grad.

Deslizamiento

Fuerza normal en en la base	:	51.25 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	0.92 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	-0.10 m
Fuerza de corte en la base	:	-8.76 kN/m
Fuerza resistente en la base	:	45.87 kN/m

Coef. de Seg. Contra el Deslizamiento : **3.91**

Vuelco

Momento Activo	:	9.14 kN/m x m
Momento Resistente	:	59.28 kN/m x m

Coef. de Seg. Contra el Vuelco : **6.49**

Tensiones Actuantes en la Fundación

Excentricidad	:	-0.17 m
Tensión normal a la izquierda	:	12.41 kN/m ²
Tensión normal a la derecha	:	60.65 kN/m ²
Máx. Tensión aceptable en la Fundación	:	133.37 kN/m ²

 Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Proyecto: Muro 2.50 m - C-4

Archivo: Muro 2

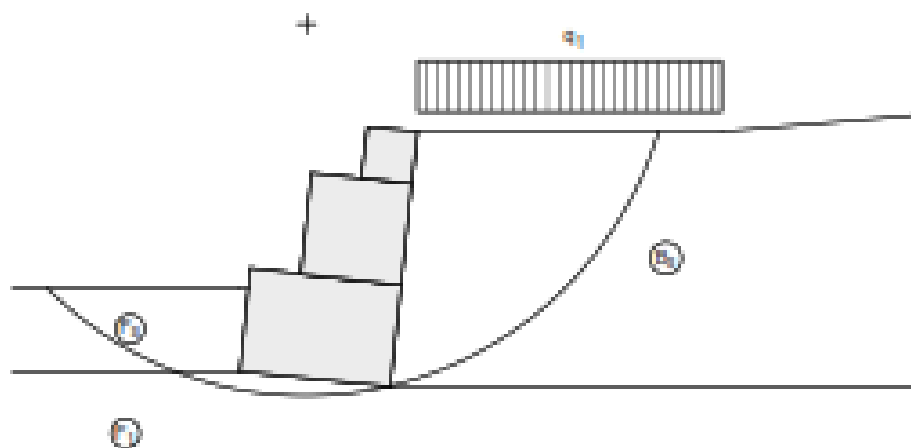
Fecha: 20/05/2019

Estabilidad Global

Distancia inicial a la izquierda	:	m
Distancia inicial a la derecha	:	m
Profundidad inicial con ref. a la base	:	m
Máx. profundidad aceptable para el cálculo	:	m
Centro del arco con referencia al eje X	:	0.57 m
Centro del arco con referencia al eje Y	:	3.38 m
Radio del arco	:	3.54 m
Número de superficies analizadas	:	80
Coef. de Seg. Contra la Rotura Global	:	2.26

Estabilidad Interna

Camada	H m	N kN/m	T kN/m	M kN/m x m	τ Máx. kN/m ²	τ Adm. kN/m ²	σ Máx. kN/m ²	σ Adm. kN/m ²
1	1.49	23.47	2.45	13.10	2.45	33.54	21.03	552.79
2	0.50	4.48	0.08	1.21	0.16	33.91	8.29	

**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 ₁	16.67	0.98	27.30	F ₁	16.67	0.98	27.30
				F ₁	16.67	0.98	27.30

CARGAS

Carga	Valor kN/m ²	Carga	Valor kN/m
q_1	3.92		

VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD

Coef. de seg. contra el Desliz.	3.91	Tensión en la base (Izq.)	12.41kN/m ²
Coef. de seg. contra el Vuelco	6.49	Tensión en la base (der.)	60.65kN/m ²
Coef. de seg. contra la Rot. Global	2.26	Máx. tensión aceptable	133.37kN/m ²

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Proyecto: Muro 3.00 m - C-4

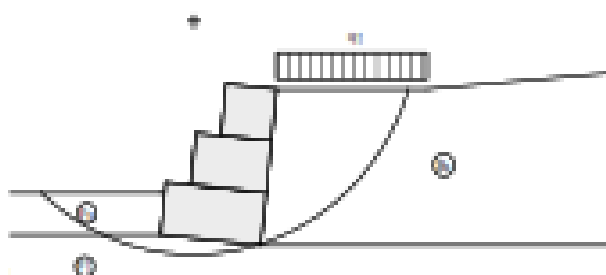
Archivo: Muro 3

Fecha: 20/05/2019

DATOS INICIALES**Datos sobre el muro**

Inclinación del muro : 5.00 grad.
 Peso esp. de las piedras : 24.20 kN/m³
 Porosidad de los gaviones : 30.00 %
 Geotextil en el terraplén : No
 Reducción en la fricción : %
 Geotextil en la base : No
 Reducción en la fricción : %
 Malla y diám. del alamb.: 8x10, ø 2.4 mm CD

Camada	Largo m	Altura m	Distancia m
1	2.00	1.00	-
2	1.50	1.00	0.50
3	1.00	1.00	1.00



Inclinación del primer tramo : 0.00 grad.
 Largo del primer tramo : 3.00 m
 Inclinación del segundo tramo : 5.00 grad.
 Peso específico del suelo : 16.67 kN/m³
 Ángulo de fricción del suelo : 27.30 grad.
 Cohesión del suelo : 0.98 kN/m²

Camadas adicionales en el terraplén

Camada	Altura inicial m	Inclinación grad.	Peso específico kN/m ³	Cohesión kN/m ²	Ángulo de fricción grad.

 Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Proyecto: Muro 3.00 m - C-4

Archivo: Muro 3

Fecha: 20/05/2019

Datos sobre la fundación

Profundidad de la fundación : 0.80 m
 Largo horiz. en la fundación : m
 Inclinación de la de fundación : 0.00 grad.
 Peso específico del suelo : 16.67 kN/m³
 Ángulo de fricción del suelo : 27.30 grad.
 Cohesión del suelo : 0.98 kN/m²
 Presión aceptable en la fundación : 133.37 kN/m²
 Nivel del agua : m

Camada adicional en la fundación

Camada	Profundidad m	Peso específico kN/m ³	Cohesión kN/m ²	Ángulo de fricción grad.
1	0.00	16.60	0.98	27.30

Datos sobre la napa freática

Altura inicial : m
 Inclinación del primer trazo : grad.
 Largo del primer trazo : m
 Inclinación del segundo trazo : grad.
 Largo del segundo trazo : m

Datos sobre las cargas

Cargas distribuidas sobre el terraplén
 Primer trazo : 3.92 kN/m²
 Segundo trazo : kN/m²

Cargas distribuidas sobre el muro
 Carga : kN/m²

Linea de carga sobre el terraplén

Carga 1 : kN/m Dist. al tope del muro : m
 Carga 2 : kN/m Dist. al tope del muro : m
 Carga 3 : kN/m Dist. al tope del muro : m

Linea de carga sobre el muro

Carga : kN/m Dist. al tope del muro : m

Datos sobre efectos sísmicos

Coeficiente Horizontal : Coeficiente Vertical :

RESULTADOS DE LOS ANALISIS DE ESTABILIDAD**Empuje Activo y Pasivo**

Empuje Activo	:	21.01 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	2.09 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	0.79 m
Dirección del empuje con ref. al eje X	:	21.30 grad.
Empuje Pasivo	:	16.95 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	0.03 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	0.29 m
Dirección del empuje con ref. al eje X	:	0.00 grad.

Deslizamiento

Fuerza normal en en la base	:	83.68 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	1.22 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	-0.13 m
Fuerza de corte en la base	:	-6.15 kN/m
Fuerza resistente en la base	:	62.85 kN/m
Coef. de Seg. Contra el Deslizamiento	:	3.79

Vuelco

Momento Activo	:	15.38 kN/m x m
Momento Resistente	:	121.58 kN/m x m
Coef. de Seg. Contra el Vuelco	:	7.91

Tensiones Actuantes en la Fundación

Excentricidad	:	-0.22 m
Tensión normal a la izquierda	:	15.14 kN/m ²
Tensión normal a la derecha	:	72.08 kN/m ²
Máx. Tensión aceptable en la Fundación	:	133.37 kN/m ²

 Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Proyecto: Muro 3.00 m - C-4

Archivo: Muro 3

Fecha: 20/05/2019

Estabilidad Global

Distancia inicial a la izquierda : m
 Distancia inicial a la derecha : m
 Profundidad inicial con ref. a la base : m
 Máx. profundidad aceptable para el cálculo : m
 Centro del arco con referencia al eje X : 0.67 m
 Centro del arco con referencia al eje Y : 4.06 m
 Radio del arco : 4.48 m
 Número de superficies analizadas : 81
Coef. de Seg. Contra la Rotura Global : 2.12

Estabilidad Interna

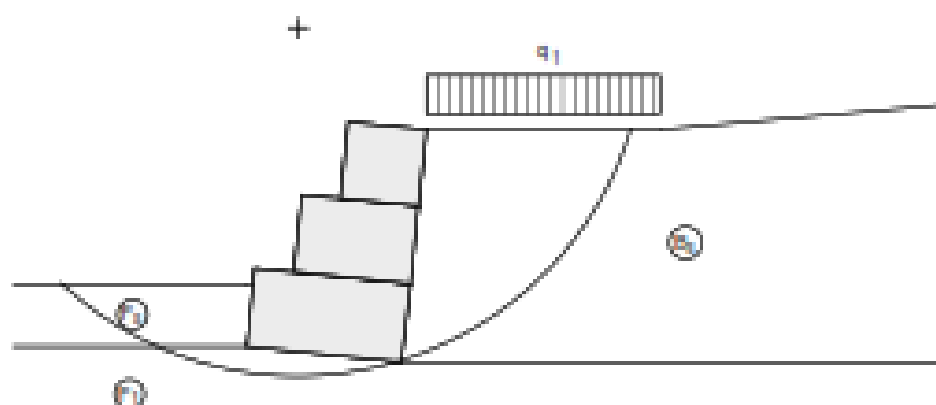
Camada	H m	N kN/m	T kN/m	M kN/m x m	τ Máx. kN/m ²	τ Adm. kN/m ²	σ Máx. kN/m ²	σ Adm. kN/m ²
1	1.99	46.40	3.87	40.68	2.58	38.42	26.47	552.79
2	0.99	17.92	0.30	9.69	0.30	29.91	16.57	

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Proyecto: Muro 3.00 m - C-4

Archivo: Muro 3

Fecha: 20/05/2019



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 ₂	16.67	0.98	27.30	F ₂	16.67	0.98	27.30
				F ₁	16.00	0.98	27.30

CARGAS

Carga	Valor kN/m ²	Carga	Valor kN/m
q_1	3.92		

VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD

Coef. de seg. contra el Desliz.	3.79	Tensión en la base (Izq.)	15.14kN/m ²
Coef. de seg. contra el Vuelco	7.91	Tensión en la base (der.)	72.08kN/m ²
Coef. de seg. contra la Rot. Global	2.12	Máx. tensión aceptable	133.37kN/m ²

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Proyecto: Muro 2.00m C-3

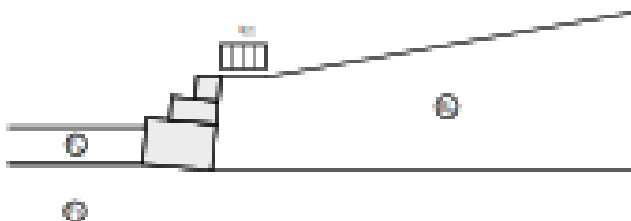
Archivo: Muro 2

Fecha: 20/05/2019

DATOS INICIALES**Datos sobre el muro**

Inclinación del muro : 5.00 grad.
 Peso esp. de las piedras : 24.20 kN/m³
 Porosidad de los gaviones : 30.00 %
 Geotextil en el terraplén : No
 Reducción en la fricción : %
 Geotextil en la base : No
 Reducción en la fricción : %
 Malla y diám. del alamb.: 8x10, ø 2.4 mm CD

Camada	Largo m	Altura m	Distancia m
1	1.50	1.00	-
2	1.00	0.50	0.50
3	0.50	0.50	1.00



Inclinación del primer tramo : 0.00 grad.
 Largo del primer tramo : 1.00 m
 Inclinación del segundo tramo : 10.00 grad.
 Peso específico del suelo : 16.97 kN/m³
 Ángulo de fricción del suelo : 28.00 grad.
 Cohesión del suelo : 0.00 kN/m²

Camadas adicionales en el terraplén

Camada	Altura inicial m	Inclinación grad.	Peso específico kN/m ³	Cohesión kN/m ²	Ángulo de fricción grad.
1	2.00	0.50	16.67	0.98	27.30

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Proyecto: Muro 2.00m G-3

Archivo: Muro 2

Fecha: 20/05/2019

Datos sobre la fundación

Profundidad de la fundación : 0.80 m
 Largo horiz. en la fundación : m
 Inclinación de la de fundación : 0.00 grad.
 Peso específico del suelo : 16.97 kN/m³
 Ángulo de fricción del suelo : 28.00 grad.
 Cohesión del suelo : 0.00 kN/m²
 Presión aceptable en la fundación : 131.41 kN/m²
 Nivel del agua : 0.00 m

Camada adicional en la fundación

Camada	Profundidad m	Peso específico kN/m ³	Cohesión kN/m ²	Ángulo de fricción grad.
1	0.00	16.97	0.00	28.00

Datos sobre la napa freática

Altura Inicial : m
 Inclinación del primer trazo : grad.
 Largo del primer trazo : m
 Inclinación del segundo trazo : grad.
 Largo del segundo trazo : m

Datos sobre las cargas

Cargas distribuidas sobre el terraplén
 Primer trazo : 3.92 kN/m²
 Segundo trazo : kN/m²

Cargas distribuidas sobre el muro
 Carga : kN/m²

Línea de carga sobre el terraplén

Carga 1 : kN/m Dist. al tope del muro : m
 Carga 2 : kN/m Dist. al tope del muro : m
 Carga 3 : kN/m Dist. al tope del muro : m

Línea de carga sobre el muro

Carga : kN/m Dist. al tope del muro : m

Datos sobre efectos sísmicos

Coeficiente Horizontal : Coeficiente Vertical :

RESULTADOS DE LOS ANALISIS DE ESTABILIDAD**Empuje Activo y Pasivo**

Empuje Activo	:	11.15 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	1.56 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	0.58 m
Dirección del empuje con ref. al eje X	:	23.00 grad.
Empuje Pasivo	:	15.04 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	0.02 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	0.27 m
Dirección del empuje con ref. al eje X	:	0.00 grad.

Deslizamiento

Fuerza normal en la base	:	41.89 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	0.90 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	-0.08 m
Fuerza de corte en la base	:	-8.46 kN/m
Fuerza resistente en la base	:	38.65 kN/m
Coef. de Seg. Contra el Deslizamiento	:	4.26

Vuelco

Momento Activo	:	5.98 kN/m x m
Momento Resistente	:	46.17 kN/m x m
Coef. de Seg. Contra el Vuelco	:	7.72

Tensiones Actuantes en la Fundación

Excentricidad	:	-0.16 m
Tensión normal a la izquierda	:	11.54 kN/m ²
Tensión normal a la derecha	:	47.81 kN/m ²
Máx. Tensión aceptable en la Fundación	:	131.41 kN/m ²

 Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Proyecto: Muro 2.00m C-3

Archivo: Muro 2

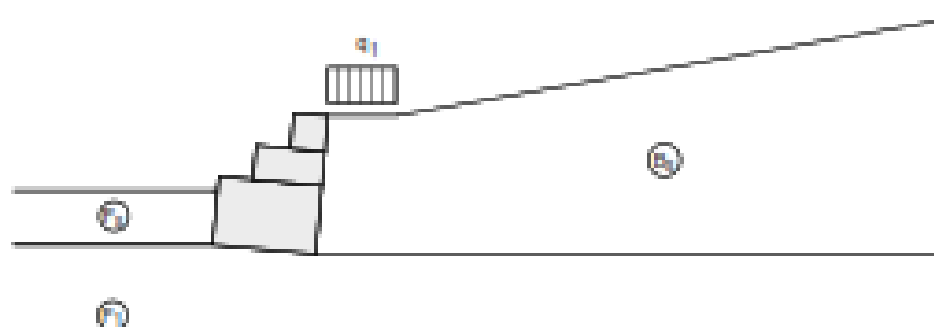
Fecha: 20/05/2019

Estabilidad Global

Distancia inicial a la izquierda : m
 Distancia inicial a la derecha : m
 Profundidad inicial con ref. a la base : m
 Máx. profundidad aceptable para el cálculo : m
 Centro del arco con referencia al eje X : 0.67 m
 Centro del arco con referencia al eje Y : 4.06 m
 Radio del arco : 4.48 m
 Número de superficies analizadas : 1
Coef. de Seg. Contra la Rotura Global : 2.12

Estabilidad Interna

Camada	H m	N kN/m	T kN/m	M kN/m x m	τ Máx. kN/m ²	τ Adm. kN/m ²	σ Máx. kN/m ²	σ Adm. kN/m ²
1	1.00	14.29	1.96	8.29	1.96	37.39	12.31	552.79
2	0.50	4.76	0.64	1.21	1.28	34.27	9.37	

**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 ₀	16.97	0.00	28.00	F ₀	16.97	0.00	28.00
B ₁	16.67	0.98	27.30	F ₁	16.97	0.00	28.00

CARGAS

Carga	Valor kN/m ²	Carga	Valor kN/m
q ₁	3.92		

VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD

Coef. de seg. contra el Desliz.	4.26	Tensión en la base (Izq.)	11.54kN/m ²
Coef. de seg. contra el Vuelco	7.72	Tensión en la base (der.)	47.81kN/m ²
Coef. de seg. contra la Rot. Global	2.12	Máx. tensión aceptable	131.41kN/m ²

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Proyecto: Muro 2.00 m - C-2

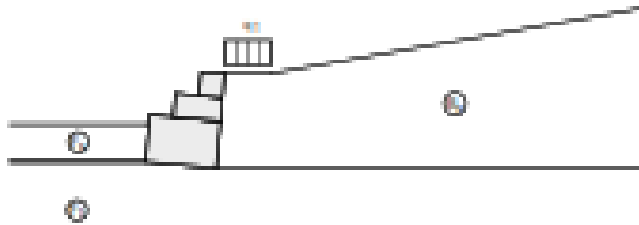
Archivo: Muro 2

Fecha: 20/05/20

DATOS INICIALES**Datos sobre el muro**

Inclinación del muro : 5.00 grad.
 Peso esp. de las piedras : 24.20 kN/m³
 Porosidad de los gaviones : 30.00 %
 Geotextil en el terraplén : No
 Reducción en la fricción : %
 Geotextil en la base : No
 Reducción en la fricción : %
 Malla y diám. del alamb.: 8x10, ø 2.4 mm CD

Camada	Largo m	Altura m	Distancia m
1	1.50	1.00	-
2	1.00	0.50	0.50
3	0.50	0.50	1.00



Inclinación del primer tramo : 0.00 grad.
 Largo del primer tramo : 1.00 m
 Inclinación del segundo tramo : 10.00 grad.
 Peso específico del suelo : 17.75 kN/m³
 Ángulo de fricción del suelo : 27.70 grad.
 Cohesión del suelo : 0.00 kN/m²

Camadas adicionales en el terraplén

Camada	Altura inicial m	Inclinación grad.	Peso específico kN/m ³	Cohesión kN/m ²	Ángulo de fricción grad.
1	2.00	0.50	16.67	0.98	27.30

 Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Proyecto: Muro 2.00 m - C-2

Archivo: Muro 2

Fecha: 20/05/2019

Datos sobre la fundación

Profundidad de la fundación : 0.80 m
 Largo horiz. en la fundación : m
 Inclinación de la de fundación : 0.00 grad.
 Peso específico del suelo : 17.75 kN/m³
 Ángulo de fricción del suelo : 27.70 grad.
 Cohesión del suelo : 0.00 kN/m²
 Presión aceptable en la fundación : 139.25 kN/m²
 Nivel del agua : 0.00 m

Camada adicional en la fundación

Camada	Profundidad m	Peso específico kN/m ³	Cohesión kN/m ²	Ángulo de fricción grad.
1	0.00	17.75	0.00	27.70

Datos sobre la napa freática

Altura inicial : m
 Inclinación del primer tramo : grad.
 Largo del primer tramo : m
 Inclinación del segundo tramo : grad.
 Largo del segundo tramo : m

Datos sobre las cargas

Cargas distribuidas sobre el terraplén
 Primer tramo : 3.92 kN/m²
 Segundo tramo : kN/m²

Cargas distribuidas sobre el muro
 Carga : kN/m²

Línea de carga sobre el terraplén

Carga 1 : kN/m Dist. al tope del muro : m
 Carga 2 : kN/m Dist. al tope del muro : m
 Carga 3 : kN/m Dist. al tope del muro : m

Línea de carga sobre el muro

Carga : kN/m Dist. al tope del muro : m

Datos sobre efectos sísmicos

Coeficiente Horizontal : Coeficiente Vertical :

RESULTADOS DE LOS ANALISIS DE ESTABILIDAD**Empuje Activo y Pasivo**

Empuje Activo	:	11.72 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	1.56 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	0.58 m
Dirección del empuje con ref. al eje X	:	22.70 grad.
Empuje Pasivo	:	15.55 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	0.02 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	0.27 m
Dirección del empuje con ref. al eje X	:	0.00 grad.

Deslizamiento

Fuerza normal en en la base	:	42.06 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	0.90 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	-0.08 m
Fuerza de corte en la base	:	-8.43 kN/m
Fuerza resistente en la base	:	39.00 kN/m

Coef. de Seg. Contra el Deslizamiento : **4.08**

Vuelco

Momento Activo	:	6.28 kN/m x m
Momento Resistente	:	46.56 kN/m x m

Coef. de Seg. Contra el Vuelco : **7.42**

Tensiones Actuantes en la Fundación

Excentricidad	:	-0.15 m
Tensión normal a la izquierda	:	11.98 kN/m ²
Tensión normal a la derecha	:	47.72 kN/m ²
Máx. Tensión aceptable en la Fundación	:	139.25 kN/m ²

 Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Proyecto: Muro 2.00 m - C-2

Archivo: Muro 2

Fecha: 20/05/2019

Estabilidad Global

Distancia inicial a la izquierda	:	m
Distancia inicial a la derecha	:	m
Profundidad inicial con ref. a la base	:	m
Máx. profundidad aceptable para el cálculo	:	m
Centro del arco con referencia al eje X	:	0.67 m
Centro del arco con referencia al eje Y	:	4.06 m
Radio del arco	:	4.48 m
Número de superficies analizadas	:	1
Coef. de Seg. Contra la Rotura Global	:	2.12

Estabilidad Interna

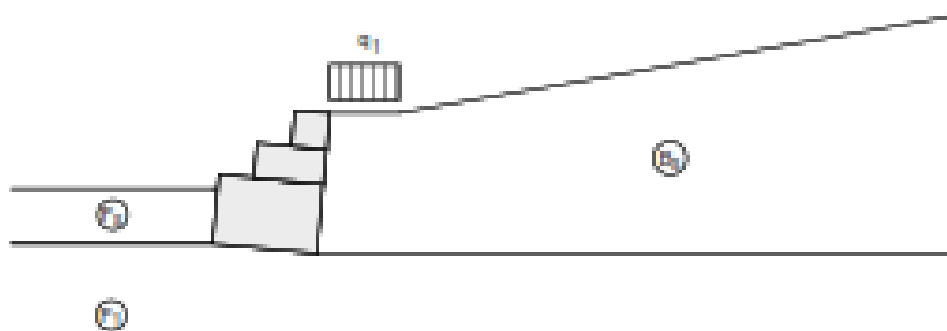
Camada	H m	N kN/m	T kN/m	M kN/m x m	τ Máx. kN/m ²	τ Adm. kN/m ²	σ Máx. kN/m ²	σ Adm. kN/m ²
1	1.00	14.34	2.10	8.30	2.10	37.43	12.40	552.79
2	0.50	4.77	0.68	1.21	1.36	34.29	9.43	

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Proyecto: Muro 2.00 m - C-2

Archivo: Muro 2

Fecha: 20/05/2019



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_0	17.75	0.00	27.70	F_0	17.75	0.00	27.70
B_1	16.67	0.98	27.30	F_1	17.75	0.00	27.70

CARGAS

Carga	Valor kN/m ²	Carga	Valor kN/m
q_1	3.92		

VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD

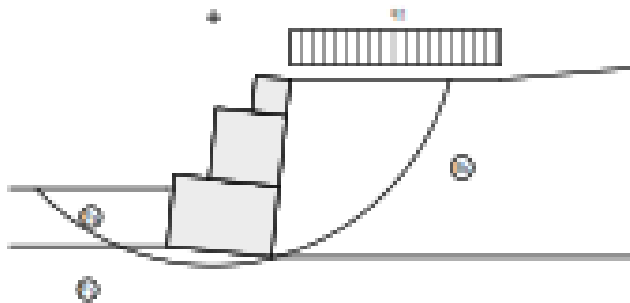
Coef. de seg. contra el Desliz.	4.08	Tensión en la base (izq.)	11.98kN/m ²
Coef. de seg. contra el Vuelco	7.42	Tensión en la base (der.)	47.72kN/m ²
Coef. de seg. contra la Rot. Global	2.12	Máx. tensión aceptable	139.25kN/m ²

DATOS INICIALES

Datos sobre el muro

Inclinación del muro	: 6.00 grad.
Peso esp. de las piedras	: 24.20 kN/m ³
Porosidad de los gaviones	: 30.00 %
Geotextil en el terrapién	: No
Reducción en la fricción	: %
Geotextil en la base	: No
Reducción en la fricción	: %
Malla y diám. del alamb.:	8x10, ø 2.4 mm CD

Camada	Largo m	Altura m	Distancia m
1	1.50	1.00	-
2	1.00	1.00	0.50
3	0.50	0.50	1.00



Inclinación del primer tramo	: 0.00 grad.
Largo del primer tramo	: 3.00 m
Inclinación del segundo tramo	: 5.00 grad.
Peso específico del suelo	: 17.75 kN/m ³
Ángulo de fricción del suelo	: 27.70 grad.
Cohesión del suelo	: 0.00 kN/m ²

Camadas adicionales en el terrapién

Camada	Altura inicial m	Inclinación grad.	Peso específico kN/m ³	Cohesión kN/m ²	Ángulo de fricción grad.
--------	---------------------	----------------------	--------------------------------------	-------------------------------	-----------------------------

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Proyecto: Muro 2.50 m - C-2

Archivo: Muro 2

Fecha: 20/05/2019

Datos sobre la fundación

Profundidad de la fundación : 0.80 m
 Largo horiz. en la fundación : m
 Inclinación de la de fundación : 0.00 grad.
 Peso específico del suelo : 17.75 kN/m³
 Ángulo de fricción del suelo : 27.70 grad.
 Cohesión del suelo : 0.00 kN/m²
 Presión aceptable en la fundación : 139.25 kN/m²
 Nivel del agua : m

Camada adicional en la fundación

Camada	Profundidad m	Peso específico kN/m ³	Cohesión kN/m ²	Ángulo de fricción grad.
1	0.00	17.75	0.00	27.70

Datos sobre la napa freática

Altura inicial : m
 Inclinación del primer trazo : grad.
 Largo del primer trazo : m
 Inclinación del segundo trazo : grad.
 Largo del segundo trazo : m

Datos sobre las cargas

Cargas distribuidas sobre el terraplén
 Primer trazo : 3.82 kN/m²
 Segundo trazo : kN/m²

Cargas distribuidas sobre el muro
 Carga : kN/m²

Línea de carga sobre el terraplén
 Carga 1 : kN/m Dist. al tope del muro : m
 Carga 2 : kN/m Dist. al tope del muro : m
 Carga 3 : kN/m Dist. al tope del muro : m

Línea de carga sobre el muro
 Carga : kN/m Dist. al tope del muro : m

Datos sobre efectos sísmicos

Coeficiente Horizontal : Coeficiente Vertical :

RESULTADOS DE LOS ANALISIS DE ESTABILIDAD**Empuje Activo y Pasivo**

Empuje Activo	:	18.00 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	1.59 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	0.73 m
Dirección del empuje con ref. al eje X	:	21.70 grad.
Empuje Pasivo	:	15.55 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	0.03 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	0.27 m
Dirección del empuje con ref. al eje X	:	0.00 grad.

Deslizamiento

Fuerza normal en en la base	:	53.07 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	0.86 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	-0.09 m
Fuerza de corte en la base	:	-4.39 kN/m
Fuerza resistente en la base	:	45.03 kN/m
Coef. de Seg. Contra el Deslizamiento	:	3.13

Vuelco

Momento Activo	:	12.28 kN/m x m
Momento Resistente	:	60.74 kN/m x m
Coef. de Seg. Contra el Vuelco	:	4.95

Tensiones Actuantes en la Fundación

Excentricidad	:	-0.12 m
Tensión normal a la izquierda	:	20.96 kN/m ²
Tensión normal a la derecha	:	54.14 kN/m ²
Máx. Tensión aceptable en la Fundación	:	139.25 kN/m ²

 Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Proyecto: Muro 2.50 m - C-2

Archivo: Muro 2

Fecha: 20/05/2019

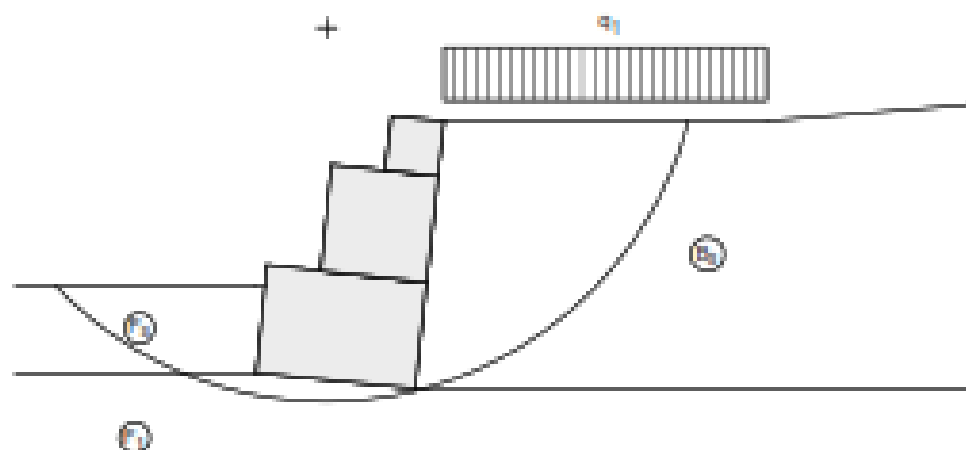
Estabilidad Global

Distancia inicial a la izquierda : m
 Distancia inicial a la derecha : m
 Profundidad inicial con ref. a la base : m
 Máx. profundidad aceptable para el cálculo : m
 Centro del arco con referencia al eje X : 0.66 m
 Centro del arco con referencia al eje Y : 3.21 m
 Radio del arco : 3.49 m
 Número de superficies analizadas : 76

Coef. de Seg. Contra la Rotura Global : 2.10

Estabilidad Interna

Camada	H m	N kN/m	T kN/m	M kN/m x m	τ Máx. kN/m ²	τ Adm. kN/m ²	σ Máx. kN/m ²	σ Adm. kN/m ²
1	1.49	24.37	4.10	12.82	4.10	34.13	23.17	552.79
2	0.50	4.75	0.58	1.22	1.16	34.26	9.23	



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 ₂	17.75	0.00	27.70	F ₂	17.75	0.00	27.70
				F ₁	17.75	0.00	27.70

CARGAS

Carga	Valor kN/m ²	Carga	Valor kN/m
q ₁	3.92		

VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD

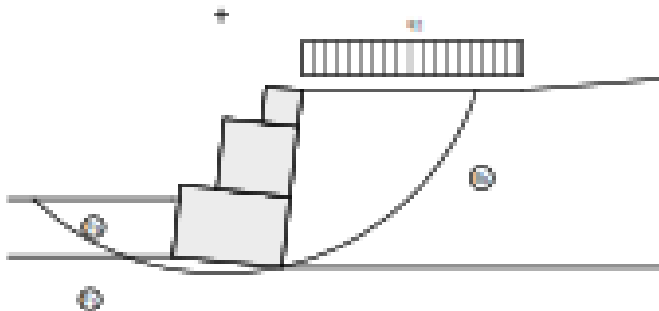
Coef. de seg. contra el Desliz.	3.13	Tensión en la base (Izq.)	20.96kN/m ²
Coef. de seg. contra el Vuelco	4.93	Tensión en la base (der.)	54.14kN/m ²
Coef. de seg. contra la Rot. Global	2.10	Máx. tensión aceptable	139.25kN/m ²

DATOS INICIALES

Datos sobre el muro

Inclinación del muro	: 6.00 grad.
Peso esp. de las piedras	: 24.20 kN/m ³
Porosidad de los gaviones	: 30.00 %
Geotextil en el terrapién	: No
Reducción en la fricción	: %
Geotextil en la base	: No
Reducción en la fricción	: %
Reducción en la fricción	: %
Reducción en la fricción	: %
Reducción en la fricción	: %
Reducción en la fricción	: %
Reducción en la fricción	: %
Reducción en la fricción	: %
Reducción en la fricción	: %
Reducción en la fricción	: %
Malla y diám. del alamb.:	8x10, ø 2.4 mm CD

Camada	Largo m	Altura m	Distan m
1	1.50	1.00	-
2	1.00	1.00	0.50
3	0.50	0.50	1.00



Inclinación del primer trazo	: 0.00 grad.
Largo del primer trazo	: 3.00 m
Inclinación del segundo trazo	: 5.00 grad.
Peso específico del suelo	: 16.67 kN/m ³
Ángulo de fricción del suelo	: 27.50 grad.
Cohesión del suelo	: 0.98 kN/m ²

Camadas adicionales en el terrapién

Camada	Altura inicial m	Inclinación grad.	Peso específico kN/m ³	Cohesión kN/m ²	Ángulo de fr grad.

Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Proyecto: Muro 2.50 m - G-1

Archivo: Muro 2

Fecha: 20/05/2019

Datos sobre la fundación

Profundidad de la fundación : 0.80 m
 Largo horiz. en la fundación : m
 Inclinación de la de fundación : 0.00 grad.
 Peso específico del suelo : 16.67 kN/m³
 Ángulo de fricción del suelo : 27.50 grad.
 Cohesión del suelo : 0.98 kN/m²
 Presión aceptable en la fundación : 136.31 kN/m²
 Nivel del agua : m

Camada adicional en la fundación

Camada	Profundidad m	Peso específico kN/m ³	Cohesión kN/m ²	Ángulo de fricción grad.
1	0.00	16.67	0.98	27.50

Datos sobre la napa freática

Altura inicial : m
 Inclinación del primer trazo : grad.
 Largo del primer trazo : m
 Inclinación del segundo trazo : grad.
 Largo del segundo trazo : m

Datos sobre las cargas

Cargas distribuidas sobre el terrapién
 Primer trazo : 3.92 kN/m²
 Segundo trazo : kN/m²

Cargas distribuidas sobre el muro
 Carga : kN/m²

Línea de carga sobre el terrapién

Carga 1 : kN/m Dist. al tope del muro : m
 Carga 2 : kN/m Dist. al tope del muro : m
 Carga 3 : kN/m Dist. al tope del muro : m

Línea de carga sobre el muro

Carga : kN/m Dist. al tope del muro : m

Datos sobre efectos sísmicos

Coeficiente Horizontal : Coeficiente Vertical :

RESULTADOS DE LOS ANALISIS DE ESTABILIDAD**Empuje Activo y Pasivo**

Empuje Activo	:	14.46 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	1.58 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	0.67 m
Dirección del empuje con ref. al eje X	:	21.50 grad.
Empuje Pasivo	:	17.07 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	0.03 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	0.29 m
Dirección del empuje con ref. al eje X	:	0.00 grad.

Deslizamiento

Fuerza normal en en la base	:	51.22 kN/m
Punto de aplicación con ref. al eje X	:	0.92 m
Punto de aplicación con ref. al eje Y	:	-0.10 m
Fuerza de corte en la base	:	-9.02 kN/m
Fuerza resistente en la base	:	46.23 kN/m
Coef. de Seg. Contra el Deslizamiento	:	3.98

Vuelco

Momento Activo	:	9.04 kN/m x m
Momento Resistente	:	59.31 kN/m x m
Coef. de Seg. Contra el Vuelco	:	6.56

Tensiones Actuantes en la Fundación

Excentricidad	:	-0.17 m
Tensión normal a la izquierda	:	12.06 kN/m ²
Tensión normal a la derecha	:	61.00 kN/m ²
Máx. Tensión aceptable en la Fundación	:	136.31 kN/m ²

 Programa licenciado para: MACCAFERRI WEB BRASIL

Proyecto: Muro 2.50 m - C-1

Archivo: Muro 2

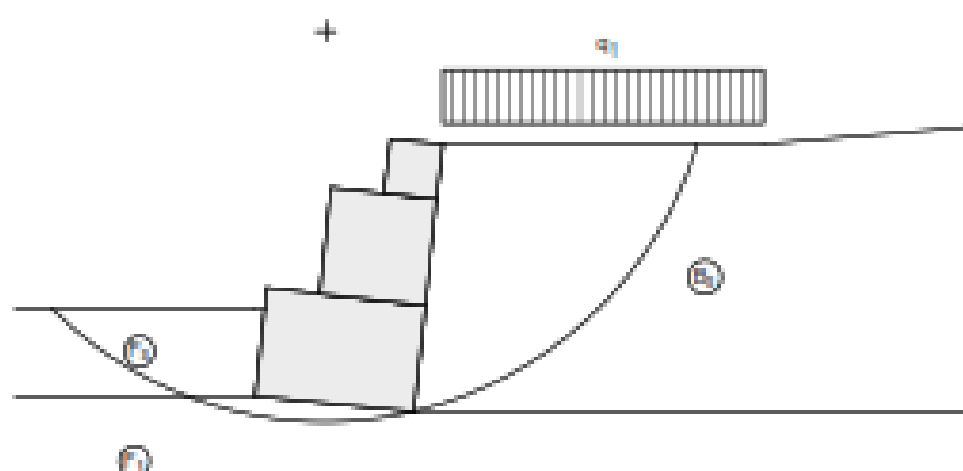
Fecha: 20/05/2019

Estabilidad Global

Distancia inicial a la izquierda	:	m
Distancia inicial a la derecha	:	m
Profundidad inicial con ref. a la base	:	m
Máx. profundidad aceptable para el cálculo	:	m
Centro del arco con referencia al eje X	:	0.57 m
Centro del arco con referencia al eje Y	:	3.38 m
Radio del arco	:	3.64 m
Número de superficies analizadas	:	80
Coef. de Seg. Contra la Rotura Global	:	2.28

Estabilidad Interna

Camada	H m	N kN/m	T kN/m	M kN/m x m	τ Máx. kN/m ²	τ Adm. kN/m ²	σ Máx. kN/m ²	σ Adm. kN/m ²
1	1.49	23.45	2.40	13.12	2.40	33.53	20.98	552.79
2	0.50	4.48	0.07	1.21	0.14	33.91	8.28	

**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 ₂	16.67	0.98	27.50	F ₂	16.67	0.98	27.50
				F ₁	16.67	0.98	27.50

CARGAS

Carga	Valor kN/m ²	Carga	Valor kN/m
q ₁	3.92		

VERIFICACIONES DE ESTABILIDAD

Coef. de seg. contra el Desliz.	3.98	Tensión en la base (lqz.)	12.06kN/m ²
Coef. de seg. contra el Vuelco	6.56	Tensión en la base (der.)	61.00kN/m ²
Coef. de seg. contra la Rot. Global	2.28	Máx. tensión aceptable	136.31kN/m ²

Anexo N° 04: cálculo de socavación

Cálculo de socavación

La socavación que se produce en un río no puede ser calculada con exactitud, solo estimada, muchos factores intervienen en la ocurrencia de este fenómeno, tales como: el caudal, tamaño y conformación del material del cauce y cantidad de transporte de sólidos.

Las ecuaciones que se presentan a continuación son una guía para estimar la geometría hidráulica del cauce de un río. Las mismas están en función del material del cauce.

Socavación general del cauce

Es aquella que se produce a todo lo ancho del cauce cuando ocurre una crecida debido al efecto hidráulico de un estrechamiento de la sección; la degradación del fondo de cauce se detiene cuando se alcanzan nuevas condiciones de equilibrio por disminución de la velocidad, a causa del aumento de la sección transversal debido al proceso de erosión.

Para la determinación de la socavación general se empleara el criterio de Lischtvan - Levediev :

Cálculo de la profundidad de la socavación en suelos homogéneos:

Suelos cohesivos:

$$H_s = \left[\frac{aH_0^{5/3}}{00.60bg_d^{1.18}} \right]^{1/(1+x)}$$

Suelos no cohesivos:

$$H_s = \left[\frac{aH_0^{5/3}}{00.68bg_d^{0.28}} \right]^{1/(1+x)}$$

Dónde: $a = Q_d / (H_m^{5/3} B_e m)$

Q_d = caudal de diseño (m³/seg)

B_e = ancho efectivo de la superficie del líquido en la sección transversal

m = coeficiente de contracción. Ver tabla 01.

H_m = profundidad media de la sección = Area / Be

x = exponente variable que depende del diámetro del material y se encuentra en la tabla 02 ó 03

d_m = diámetro medio (mm)

Tabla 01. Coeficiente de contracción

Velocidad media en la sección (m/s)	Longitud libre entre dos estribos (m)												
	10.00	13.00	16.00	18.00	21.00	25.00	30.00	42.00	52.00	63.00	106.00	124.00	200.00
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.9	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.9	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4 o mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Tabla 02. Valores de "x" para suelos cohesivos.

Peso específico (Tn/m ³)	x	Peso específico (Tn/m ³)	x
0.80	0.52	1.20	0.39
0.83	0.51	1.24	0.38
0.86	0.50	1.28	0.37
0.88	0.49	1.34	0.36
0.90	0.48	1.40	0.35
0.93	0.47	1.46	0.34
0.96	0.46	1.52	0.33
0.98	0.45	1.58	0.32
1.00	0.44	1.64	0.31
1.04	0.43	1.71	0.30
1.08	0.42	1.80	0.29
1.12	0.41	1.89	0.28
1.16	0.40	2.00	0.27

Tabla 03. Valores de "x" para suelos no cohesivos.

dm (mm)	x	dm (mm)	x
0.05	0.43	40.00	0.30
0.15	0.42	60.00	0.29
0.50	0.41	90.00	0.28
1.00	0.40	140.00	0.27
1.50	0.39	190.00	0.26
2.50	0.38	250.00	0.25
4.00	0.37	310.00	0.24
6.00	0.36	370.00	0.23
8.00	0.35	450.00	0.22
10.00	0.34	570.00	0.21
15.00	0.33	750.00	0.20
20.00	0.32	1000.00	0.19
25.00	0.31		

Tabla 04. Valores del coeficiente "b"

Periodo de retorno del gasto de diseño	Coficiente "b"
2	0.82
5	0.86
10	0.90
20	0.94
50	0.97
100	1.00
500	1.05

Determinación de la profundidad de socavación

Tipo de cauce: **2** (ver cuadro adjunto)

Cauce	Tipo
Suelo cohesivo	1
Suelo no cohesivo	2

Socavación general en el cauce:

Q_d = caudal de diseño

B_e = ancho efectivo de la superficie de agua

H_o = tirante antes de la erosión

V_m = velocidad media en la sección

m = coeficiente de contracción. Ver Tabla 01

g_d = peso específico del suelo del cauce

d_m = diámetro medio

x = exponente variable. Ver Tabla 02 ó 03

Tr = Periodo de retorno del gasto de diseño

b = coeficiente que depende de la frecuencia del caudal de diseño. Ver Tabla 04

A = área de la sección hidráulica

H_m = profundidad media de la sección

a =

Entonces,

$$H_s = 8.19 \text{ m}$$

(Profundidad de socavación)

ds = profundidad de socavación respecto al fondo del cauce

$$ds = 4.80 \text{ m}$$

Se asume:

Periodo (años)	Caudal (m ³ /s)	D50 (mm)	Velocidad (m/s)	Ho (m)	B (m)	m	g (Tn/m ³)	x	b	Hs
100	36.3	4.276	3.51	1.76	20.34	0.93	1.7	0.369	1	5.4
100	36.3	3.72	3.07	1.17	19.14	0.95	1.73	0.375	1	2.5
100	36.3	4.71	2.85	2.18	28.43	0.96	1.81	0.367	1	6
100	36.3	3.585	3.54	1.66	17.84	0.93	1.7	0.374	1	4.8

Anexo N° 05: catálogo de gaviones



Soluciones para el Control de Erosión



Prodac
BEKAERT

GAVIÓN HEXAGONAL PRODAC

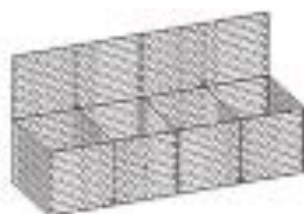
DESCRIPCIÓN GENERAL

Los gaviones tipo caja fabricados por PRODAC son paralelepípedos regulares de diferentes dimensiones constituidos por una red de malla metálica tejida a doble torsión y rellenos en obra con piedras de dureza y peso apropiado.

TABLA N° 1 GAVIÓN TIPO CAJA

DIMENSIONES		
Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)
2.0		
3.0	1.0	
4.0	1.5	1.0
5.0	2.0	0.5
6.0		

Otras medidas pueden ser fabricadas bajo pedido.
Las variaciones son dependiente del cliente.
Referencias de acuerdo con ASTM A 275-07



Caja





Gavión tipo saco

Utilizado principalmente en obras de emergencia o en lugares donde no es posible realizar una instalación en condiciones óptimas. Se arman fuera de obra y con maquinaria pesada se colocan en su posición final.



Saco

TABLA N° 2 GAVIÓN TIPO COLCHÓN

DIMENSIONES		
Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)
3.0	2.0	1.17
4.0		0.23
5.0		0.30
6.0		

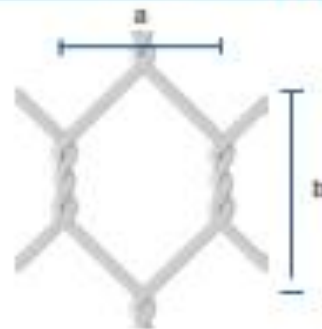
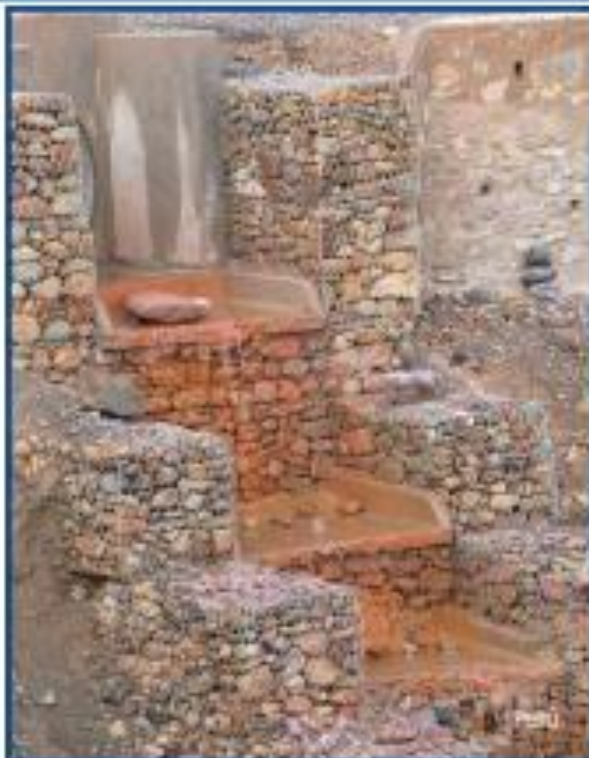
Otras medidas pueden ser fabricadas bajo pedido.
Las combinaciones son dependientes del rollo.
Dimensiones de acuerdo con ASTM A 975-07



Colchón



ABERTURA DE MALLA



a (cm)	b (cm)
6	8
8	10
10	12





Puerto Rico



Bolivia

DIÁMETRO DE LOS ALAMBRES PARA GAVIONES TIPO CAJA

Tipo de alambre	Recubrimiento metálico diámetro (mm)			Recubrimiento PVC diámetro (mm)	
	Tipo de malla 8 y 10 cm (*)				
	2.40	2.70	3.00	3.50	3.70
Alambre de malla	2.40	2.70	3.00	3.50	3.70
Alambre de borde	3.00	3.40	3.90	4.10	4.10
Alambre para amarres y tensores	2.20	2.20	2.20	3.20	3.20

Dimensiones según norma BS 443-82. Otros diámetros también pueden ser producidos bajo pedido.

(*) Otros aberturas de mallas a pedido.

DIÁMETRO DE LOS ALAMBRES PARA GAVIONES TIPO COLCHÓN

Tipo de alambre	Recubrimiento metálico diámetro (mm)			Recubrimiento PVC diámetro (mm)	
	Tipo de malla (*)				
	6 x 8 cm	8 x 10 cm		6 x 8 cm	8 x 10 cm
Alambre de malla	2.20	2.70	3.20	3.20	3.70
Alambre de borde	2.70	3.40	3.70	3.70	4.10
Alambre para amarres y tensores	2.20	2.20	3.20	3.20	3.20

Dimensiones según norma BS 443-82. Otros diámetros también pueden ser producidos bajo pedido.

(*) Otros aberturas de mallas a pedido.

RECUBRIMIENTO DE PROTECCIÓN DE LOS ALAMBRES

1• Galvanización pesada o "triple galvanizado", recomendado para el caso de corrosión y abrasión sobre todo en medios acuosos.

2• Bezinal® Zinc-5% Aluminio (Zn-5 Al-MM*), recomendado en casos de corrosión atmosférica.

3• Plastificado, el cual consiste en un recubrimiento de PVC adicional a los dos tipos mencionados anteriormente.

El peso mínimo del recubrimiento metálico es de acuerdo al mostrado en la tabla N° 5:

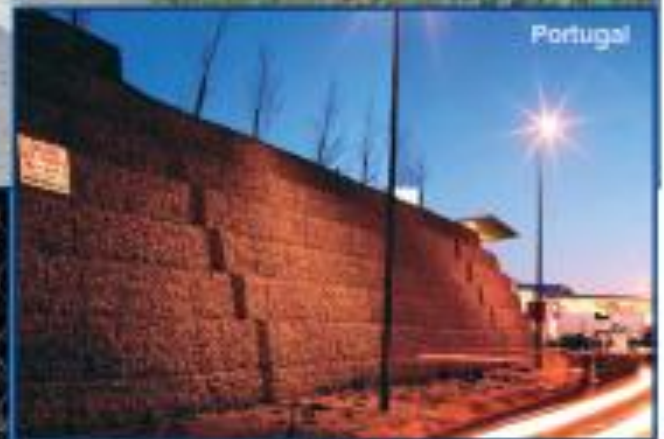


TABLA N° 5 PESO MÍNIMO DEL RECUBRIMIENTO METÁLICO

Diametro del alambre(mm)	Mínimo peso del revestimiento "triple galvanizado" (gr-Zn/m ²)	Mínimo peso del revestimiento Bezinal® Zinc-5% Al (Zn-5 Al-MM*)
Ø 2.20	240	244
Ø 2.40	260	244
Ø 2.70	260	245
Ø 3.00	270	260
Ø 3.40	270	260
Ø 3.90	290	270

*BPA-Metmetal

Norma ASTM A 656 / A 656M - 03 Clase 3.



GAVION ELECTROSOLDADO

DESCRIPCIÓN GENERAL

Los gaviones electrosoldados PRODAC son estructuras formadas por alambres con galvanización pesada eléctricamente soldados que forman unidades eficientes, económicas y técnicas. Este gavión forma una unidad de acero, roca y suelo con la que se obtiene una estructura flexible. Se fabrican en diferentes dimensiones.

TABLA N° 6 DIMENSIONES DEL GAVIÓN ELECTROSOLDADO

DIMENSIONES			
Tipo	Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)
G - 0.90	3.0	1.0	0.3
G - 1.00	2.0	1.0	0.5
G - 1.35	3.0	1.5	0.3
G - 1.50	3.0	1.0	0.5
G - 1.80	3.0	2.0	0.3
G - 2.00	2.0	1.0	1.0
G - 2.25	3.0	1.5	0.5
G - 3.00	3.0	1.0	1.0
G - 4.50	3.0	1.5	1.0

MALLA

Las mallas están constituidas por alambres eléctricamente soldados, formando cocadas ortogonales, cuyo módulo puede ser de 75 x 75 mm (3" x 3") y de 100 x 100 mm (4" x 4").



BWG # 11 (Diámetro 3.05 mm)
 BWG # 10 (Diámetro 3.40 mm)
 BWG # 8 (Diámetro 4.20 mm)

RECUBRIMIENTO DE LOS ALAMBRES

El recubrimiento utilizado por PRODAC es del tipo galvanización pesada o "triple galvanizado", el cual proporciona protección contra la abrasión y corrosión, cumpliendo las especificaciones de la norma ASTM A 641 Clase 3.

Diámetro del alambre (mm)	Mínimo peso del revestimiento (gr. Zn / m ²)
3.05	275
3.40	275
4.20	290



MALLA DE PROTECCIÓN

DESCRIPCIÓN GENERAL

En el campo de estabilización de taludes, el uso de la Malla de Protección PRODAC permite a los Ingenieros seleccionar entre una gran variedad de alternativas, la que mejor se adapte a la solución de su problema específico.

La fácil instalación de la Malla de Protección PRODAC permite de manera rápida obtener una alternativa práctica, económica y eficiente en la solución de estos problemas geotécnicos.

Ancho (m)	Largo (m)	Ø Alambre (mm)	Tipo de malla
2	50	2.70	6x10
3	100	2.00	6x8
4	100	2.40	6x10
4	100	2.70	6x10

*Nota: otras medidas pueden ser fabricadas bajo pedido.
Las medidas antes descritas son nominales y están sujetas a tolerancias.*



Anexo N° 06: estudio de suelos

2019

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
**ENSAYO DE CAPACIDAD
PORTANTE**
ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS



**“ANALISIS DE LA MAXIMA AVENIDA DEL
RÍO CHANCHAS EN EL PELIGRO DE
INUNDACION DE LA ZONA URBANA DEL
DISTRITO DE HUANCAN Y HUAYUCACHI,
PROVINCIA DE HUANCAYO, REGION
JUNIN”**

Bach. PAREDES LAURA, YESENIA GRACIELA



LABORATORIO DE
MECANICA DE SUELOS N°
01
GEOLUMAS SAC



ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN

PROYECTO:

**“ANALISIS DE LA MAXIMA AVENIDA DEL RÍO
CHANCHAS EN EL PELIGRO DE INUNDACION DE LA
ZONA URBANA DEL DISTRITO DE HUANCAN Y
HUAYUCACHI, PROVINCIA DE HUANCAYO, REGION
JUNIN”**

INFORME TECNICO

SOLICITANTE:

**Bach. PAREDES LAURA, YESENIA GRACIELA
13 DE MAYO DEL 2019**



INDICE

1. GENERALIDADES
 - 1.1. Objetivo
 - 1.2. Normatividad
 - 1.3. Ubicación
2. GEOLOGIA Y SISMICIDAD DEL AREA EN ESTUDIO
 - 2.1.- Geología
 - 2.1.1. Geología Regional
 - 2.1.2. Geología Local
 - 2.2.- Sismicidad
- 3.0. INVESTIGACION GEOTECNICA EFECTUADA
 - 3.1. Exploraciones
 - 3.2. Muestreo
 - 3.3. Registro De Exploraciones
- 4.0. ENSAYOS DE LABORATORIO
 - 4.1. Ensayos Estandar
 - 4.2. Ensayos Especiales
 - 4.3. Clasificación De Suelos
- 5.0. DESCRIPCIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRÁFICO
- 6.0. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN
- 7.0. CAPACIDAD PORTANTE
 - 7.1. Capacidad De Carga
 - 7.1. Diseño Por Seguridad Global
 - 7.1. Parametros De Obras De Sostentamiento.
- 8.0. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

 **GEOLUMAS SAC**
INSTITUTO MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Edwin Peña Huellas
MAG. SUELOS, CP. SUELOS
Especialista en Mecánica de Suelos,
Concreto, Geotecnia y Asfalto



GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995

INFORME TÉCNICO

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN

"ANÁLISIS DE LA MÁXIMA AVENIDA DEL RÍO CHANCHAS EN EL PELIGRO DE INUNDACION DE LA ZONA URBANA DEL DISTRITO DE HUANCAN Y HUAYUCACHI, PROVINCIA DE HUANCAYO, REGION JUNIN"


GEOLUMAS SAC.
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO
Ing. Civil Edwin Peña Durán
DPTO. DE INGENIERIA DE SUELOS
CONCRETO, ASFALTO Y MEXCÓN



INFORME TÉCNICO

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN

"ANÁLISIS DE LA MÁXIMA AVENIDA DEL RÍO CHANCHAS EN EL PELIGRO DE INUNDACIÓN DE LA ZONA URBANA DEL DISTRITO DE HUANCAN Y HUAYUCACHI, PROVINCIA DE HUANCAYO, REGION JUNIN"

1. GENERALIDADES

1.1. OBJETIVO

El objetivo del presente estudio de mecánica de suelos, es establecer las características geotécnicas del suelo donde se cimentará la edificación proyectada. Para tal efecto, se ha efectuado una investigación geotécnica que incluye trabajos de campo y ensayos de laboratorio necesarios para definir la estratigrafía, características físicas y mecánicas de los suelos predominantes, sus propiedades de resistencia y estimación de asentamientos, del mismo modo se analizó la agresividad del suelo al concreto de la cimentación.

1.2. NORMATIVIDAD

El presente Informe Técnico se ha elaborado en base a la Norma Técnica E-050 Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones y y Norma Técnica E0.30 "DISEÑO SISMORRESISTENTE" DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, APROBADA EL 11 DE OCTUBRE DE 2018, corresponde al estudio de mecánica de suelos para el proyecto.

1.3. UBICACIÓN

LUGAR	: ZONA URBANA HUANCAN - HUAYUCACHI
DISTRITO	: HUANCAN - HUAYUCACHI
PROVINCIA	: HUANCAYO
DEPARTAMENTO	: JUNIN





2. GEOLOGIA Y SISMICIDAD DEL AREA EN ESTUDIO

2.1 GEOLOGIA

2.1.1 GEOLOGIA REGIONAL

Aspectos geomorfológicos

Los rasgos geomorfológicos presentes en el área de estudio y alrededores han sido modelados por eventos de geodinámica interna y externa. Las unidades geomorfológicas existentes son clasificadas como Valles - Quebradas y Estribaciones de la Cordillera Occidental.

Aspectos Litoestratigráficos.

La litología de esta zona está dada por la ocurrencia de afloramientos y depósitos de



selva, donde la subducción y fricción cortical es paulatinamente más profunda. Las zonas alejadas del oriente amazónico, sufren de pocos eventos sísmicos precisamente por la gran profundidad en que se produce la subducción bajo esta región, en comparación a lo que ocurre bajo la costa.

Según los mapas de zonificación sísmica y mapa de máximas intensidades sísmicas del Perú y de acuerdo a las Normas Sismo-Resistentes del Reglamento Nacional de Edificaciones, el proyecto se encuentra comprendido en la Zona 3.

En la Figura N°3, se presenta el Mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas observadas en el Perú realizado por Alva et al (1984), el cual se basó en Mapas de Isosistas de Sismos Peruanos y datos de intensidades puntuales de sismos históricos recientes. En la Figura N°4, se presenta el Mapa de Zonificación Sísmica considerando por la norma Técnica E-030 "Diseño Sismorresistente" del Reglamento Nacional de Construcciones.

Los parámetros sísmicos a usarse son:

ZONA 3

PARAMETRO	VALOR
Factor de zona (Z)	0.35
Factor de ampliación de ondas sísmicas (S)	1.15
Período de vibración predominante (Tp)	0.6 seg.

PERFILES DE SUELO
PERFIL TIPO - S ₂

FACTOR DE SUELO "S"	S ₂
Z ₃	1.15

PERIODOS "T _p " y "T _L "	S ₂
"T _p " (S)	0.6
"T _L " (S)	2.0



Ing. Civil Edwin Peña Durán
MATERIA TÉCNICA: OP. 1314
CURSOS DE INGENIERÍA DE SUELOS,
CONCRETO, ASFALTO Y GEOLÓGIA



Mapa de Zonificación Sísmica del Perú



Figura N°1: Mapa de Zonificación Sísmica del Perú, Según el Reglamento Nacional de Edificaciones o Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sísmorresistente. (2018).

GEOLUMAS SAC
DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS
Ing. Civil Edwin Páez Durán
MAYOR TÍTULO: INGENIERO CIVIL
MAYOR ESPECIALIDAD: MECÁNICA DE SUELOS,
CONCRETO, ASFALTO Y CIMENTACIÓN

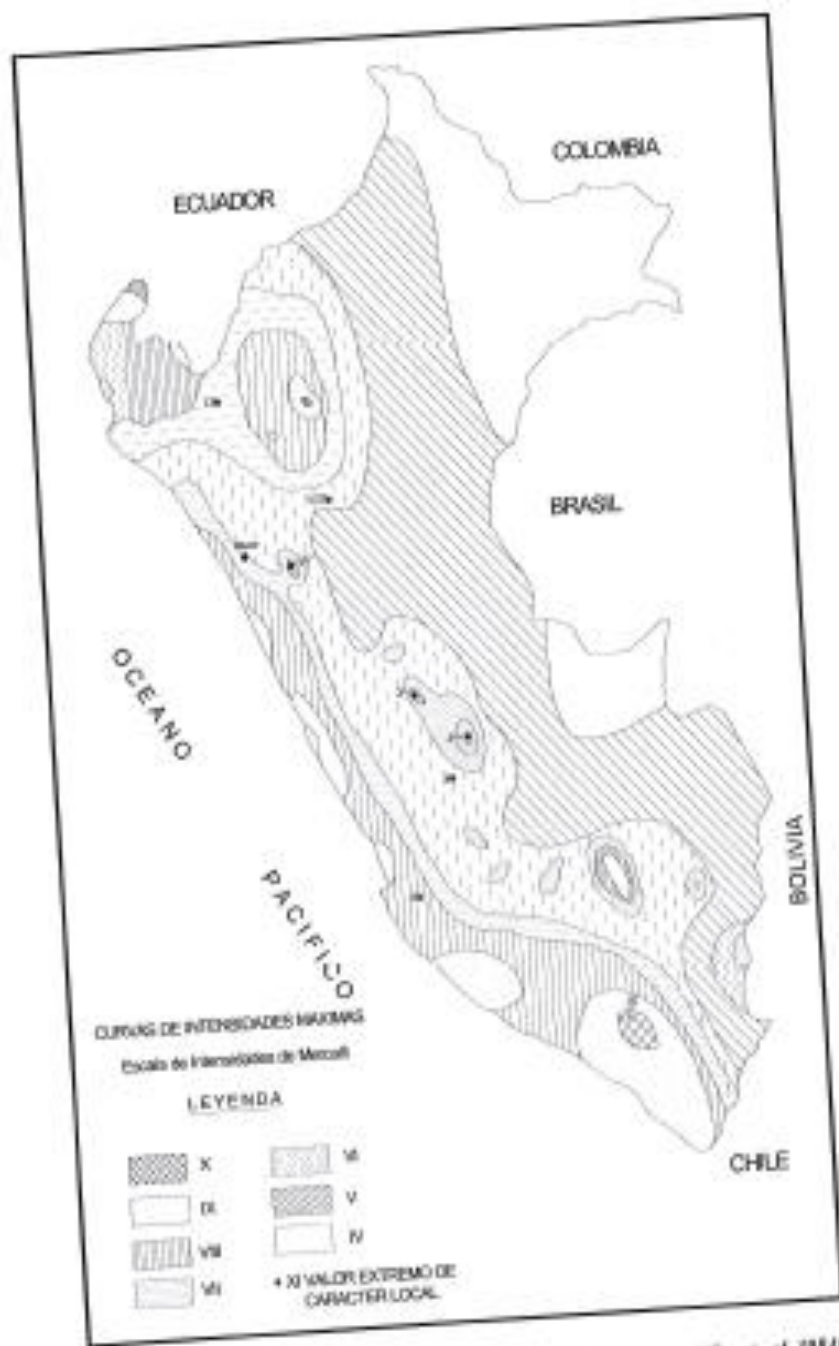


Figura N°3: Mapa de distribución de máximas intensidades sismicas (Alfa et. al. 1984)

GEOLUMAS SAC
INGENIERIA CIVIL Y GEOTECNICA S.R.L. S.A. DE C.V.
Ing. Civil Edwin Peña Durazo
MAGISTER EN INGENIERIA DE SUELOS
Especialista en Mecánica de Suelos,
Fundación, Geotecnia y Geología



3.- INVESTIGACION GEOTECNICA EFECTUADA

3.1. EXPLORACIONES

La exploración del subsuelo se realizó mediante 04 excavación a cielo abierto ó calicata, ubicadas estratégicamente de tal manera de cubrir todo el terreno en estudio. La profundidad máxima explorada fue de 3.00 m.

- C-1, ESTRIBO DERECHO, COORD. 476661.00 m E – 8660341.00 m S
- C-2, ESTRIBO DERECHO, COORD. 477136.00 m E – 8660303.00 m S
- C-3, ESTRIBO IZQUIERDO, COORD. 476811.00 m E – 8660301.00 m S
- C-4, ESTRIBO IZQUIERDO, COORD. 477327.00 m E – 8660244.00 m S

3.2. MUESTREO DISTURBADO

Se extrajeron muestras disturbadas representativas de los estratos típicos en cantidad suficiente para la realización de ensayos estándar, especiales y análisis químicos.

3.3. REGISTRO DE EXPLORACIONES

Paralelamente al muestreo se efectuó el registro de cada una de las exploraciones, anotándose las características de los suelos tales como espesor, color, humedad, compacidad, etc.

Cada una de las calicatas exploradas, presentan un Registro de Excavación. Se presenta el resumen de los materiales encontrados en las calicatas exploradas.

Se indica las profundidades y se describen los materiales predominantes en cada una de las exploraciones. Sin embargo se puede concluir que los suelos son del tipo:

C-1, ESTRIBO DERECHO, COORD. 476661.00 m E – 8660341.00 m S

- De 0.00 a 3.00 mts de el terreno esta compuesto por gravas limosas, mezcla de grava, arena y limo de nula plasticidad de color marron oscuro, con presencia de boloneria.

C-2, ESTRIBO DERECHO, COORD. 477136.00 m E – 8660303.00 m S

- De 0.00 a 3.00 mts de el terreno esta compuesto por gravas limosas, mezcla de grava, arena y limo de nula plasticidad de color marron oscuro, con presencia de boloneria.





C-3, ESTRIBO IZQUIERDO, COORD. 476811.00 m E - 8660301.00 m S

- De 0.00 a 3.00 mts de el terreno esta compuesto por gravas limosas, mezcla de grava, arena y limo de nula plasticidad de color marron oscuro, con presencia de bolsoneria.

C-4, ESTRIBO IZQUIERDO, COORD. 477327.00 m E - 8660244.00 m S

- De 0.00 a 3.00 mts de el terreno esta compuesto por gravas limosas, mezcla de grava, arena y limo de nula plasticidad de color marron oscuro, con presencia de bolsoneria.

4. ENSAYOS DE LABORATORIO

Los ensayos se efectuaron en el Laboratorio N° 01 de Mecánica de Suelos de la Empresa GEOLUMAS SAC, siguiendo las normas de la American Society for Testing and Materials (ASTM) y fueron los siguientes:

4.1. ENSAYOS ESTANDAR

- Analisis Granulométrico por Tamizado ASTM D-422
- Limite Líquido ASTM D-4318
- Limite Plástico ASTM D-4318

ENSAYOS ESPECIALES

- Corte Directo ASTM D-3080
- Humedad ASTM D-2216

4.2. CLASIFICACIÓN DE SUELOS

Los suelos representativos ensayados se han clasificado de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). En el cuadro siguiente se presenta la clasificación de los materiales:


Ing. Civil Edwin Peña Dueñas
ASOCIACIÓN DE INGENIEROS DE SUELOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA DE SUELOS
CLASIFICACIÓN DE SUELOS Y GEOTECNIA



POZO	C-1, ESTRIBO DERECHO, COORD. 476661.00 m E - 8660341.00 m S	C-2, ESTRIBO DERECHO, COORD. 477136.00 m E - 8660303.00 m S
PROF. (m)	3.00	3.00
Retiene N°4	47.80	49.00
Pasa malla N°200	24.00	21.50
Límite Líquido (%)	N.P.	N.P.
Índice Plástico (%)	N.P.	N.P.
Densidad máx-mín (kg/cm ³)	1.70	1.81
CLASIFICACIÓN SUCS	GM	GM

POZO	C-3, ESTRIBO IZQUIERDO, COORD. 476811.00 m E - 8660301.00 m S	C-4, ESTRIBO IZQUIERDO, COORD. 477327.00 m E - 8660244.00 m S
PROF. (m)	3.00	3.00
Retiene N°4	48.10	49.10
Pasa malla N°200	24.40	22.00
Límite Líquido (%)	N.P.	N.P.
Índice Plástico (%)	N.P.	N.P.
Densidad máx-mín (kg/cm ³)	1.73	1.70
CLASIFICACIÓN SUCS	GM	GM

CUADRO N°1: CLASIFICACIÓN DE SUELOS

5. DESCRIPCIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRÁFICO

La estratigrafía se definió mediante la interpretación de los registros estratigráficos de las exploraciones efectuadas, las cuales se muestran en el "Perfil Estratigráfico" estableciéndose la siguiente conformación del subsuelo:


Ing. Civil Edwin Peña Dávalos
Calle 10 de Agosto, 1015
Lima, Perú



POZO	CLASIFICACION	CARACTERISTICAS
C-1, ESTRIBO DERECHO, COORD. 476661.00 m E - 8660341.00 m S	GM	*De 0.00 a 3.00 mts de el terreno esta compuesto por gravas limosas, mezcla de grava, arena y limo de nula plasticidad de color marron oscuro, con presencia de bolsoneria.
C-2, ESTRIBO DERECHO, COORD. 477136.00 m E - 8660303.00 m S	GM	*De 0.00 a 3.00 mts de el terreno esta compuesto por gravas limosas, mezcla de grava, arena y limo de nula plasticidad de color marron oscuro, con presencia de bolsoneria.
C-3, ESTRIBO IZQUIERDO, COORD. 476811.00 m E - 8660301.00 m S	GM	*De 0.00 a 3.00 mts de el terreno esta compuesto por gravas limosas, mezcla de grava, arena y limo de nula plasticidad de color marron oscuro, con presencia de bolsoneria.
C-4, ESTRIBO IZQUIERDO, COORD. 477327.00 m E - 8660244.00 m S	GM	*De 0.00 a 3.00 mts de el terreno esta compuesto por gravas limosas, mezcla de grava, arena y limo de nula plasticidad de color marron oscuro, con presencia de bolsoneria.

6. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

De acuerdo a los trabajos de campo, ensayos de laboratorio y la estratigrafía del subsuelo, se evaluó la capacidad portante, teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

El material presente en la zona activa de cimentación, está conformado por : gravas limosas, mezcla de grava, arena y limo de nula plasticidad.

se efectuó cuatro ensayos de corte directo en laboratorio, obteniéndose los siguientes parámetros de resistencia:

	C-1	C-2	C-3	C-4
Angulo de fricción interna, ϕ	27.50°	27.70°	28.00°	27.30°
Cohesión, C (kg/cm ²)	0.01	0.00	0.00	0.01


Ing. Civil Edwin Pineda Escobar
Médico Registrado en el Colegio
Nacional de Ingenieros y Arquitectos



7. CAPACIDAD PORTANTE

7.1 CAPACIDAD DE CARGA

El ingeniero estructural verificará las cargas transmitidas al terreno por unidad de área. En el presente, se ha realizado el análisis estático de la capacidad de carga, en la cual se ha determinado características geométricas asumidas.

Si bien es cierto, la expresión que determina la capacidad admisible, estará afectada por un factor de seguridad de acuerdo a las recomendaciones de diseño empleadas en el país (léase como $q_{adm} = q_{ult} / FS$), en el cálculo se han empleado factores de seguridad que responden a cada uno de los parámetros que participan en el desarrollo de los cálculos.

Si luego se desea efectuar el análisis dinámico, se recomienda emplear la metodología por Estado Límite, en el cual los parámetros de resistencia son minorados y las cargas actuantes mayoradas.

7.2 DISEÑO POR SEGURIDAD GLOBAL

Los diseños por este método se basan en las recomendaciones de Terzaghi y los aportes de Vesic, que integran, además de los factores de carga, los factores de influencia para la forma. El método determina una capacidad última del terreno y luego halla la capacidad admisible dividiéndola entre un factor de seguridad igual a 3, como promedio.

Generalmente las teorías desarrolladas tienen su base en hipótesis simplificadas del comportamiento de los suelos. El problema de capacidad portante se reduce a los casos, de presencia de suelos friccionalistas. Terzaghi, propone un mecanismo de falla para un cimiento poco profundo que posteriormente Vesic (1973), propone algunas ideas sobre la capacidad portante, considerando un factor adicional, ocasionado por los efectos de la forma de la cimentación, tal como se muestra.

$$q_{ult} = CN_c S_c + \gamma_1 D_f N_q W_q S_q + 0.5 \gamma_2 B N_\gamma W_\gamma S_\gamma$$

Donde:

q_{ult}	=	Capacidad última de carga
γ	=	Peso Volumétrico.
B	=	Ancho o diámetro de la cimentación

Ing. Civil Edwin Peña Huachín
INGENIERO DE MECÁNICA DE SUELOS
DIRECCIÓN DE INGENIERÍA Y CALIDAD



- Df = Profundidad de cimentación
- Nc, Nq, Ny = Factores de carga
- Sc, Sq, Sy = Factores de forma
- Wq, Wy = Factores por nivel freático

Los factores de forma son parámetros adimensionales que dependen principalmente del ángulo de resistencia al esfuerzo cortante ϕ del suelo y de la geometría de la cimentación.

Para la evaluación de la capacidad portante tenemos los datos brindados por el laboratorio de Mecánica de Suelos de la Empresa GEOLUMAS SAC:

Ver : CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE .

Podemos apreciar un rango de valores que se encuentra comprendido entre :

C-1, ESTRIBO DERECHO, COORD. 476661.00 m E - 8660341.00 m S

D. CAPACIDAD ADMISIBLE

Desplante Df(m)	Cota Relativa	Ancho B(m)	Factores por N.F.		quit (kg/cm ²)	qadm (kg/cm ²)
			W	W'		
0.80	3,200.20	1.50	1	1	4.17	1.30
1.00	3,200.00	1.50	1	1	4.67	1.60
1.20	3,199.80	1.50	1	0.9	4.98	1.60
1.40	3,199.60	1.50	1	0.8	5.29	1.76
1.60	3,199.40	1.50	1	0.7	5.59	1.88
1.80	3,199.20	1.50	1	0.6	5.90	1.97
2.00	3,199.00	1.50	1	0.5	6.21	2.07
2.20	3,198.80	1.50	1	0.4	6.52	2.17
2.40	3,198.60	1.50	1	0.3	6.83	2.28
2.60	3,198.40	1.50	1	0.2	7.14	2.38
2.80	3,198.20	1.50	1	0.1	7.44	2.48
3.00	3,198.00	1.50	1	0.11	7.98	2.66

GEOLUMAS SAC
MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO
Ing. Civil Esteban Peña Trinchero
CALLE TERCERA, CP. LIMA
INSTITUTO DE MECÁNICA DE SUELOS,
CONCRETO, ASFALTO Y GEOTECNIA



C-2, ESTRIBO DERECHO, COORD. 477136.00 m E - 8660303.00 m S

D. CAPACIDAD ADMISIBLE

Desplante Df(m)	Cota Relativa	Ancho B(m)	Factores por N.F.		quf (kg/cm ²)	qadm (kg/cm ²)
			W	W'		
0.80	3,198.20	1.50	1	1	4.20	1.42
1.00	3,198.00	1.50	1	0.9	4.60	1.53
1.20	3,198.80	1.50	1	0.8	4.93	1.64
1.40	3,198.60	1.50	1	0.7	5.27	1.75
1.60	3,198.40	1.50	1	0.6	5.60	1.87
1.80	3,198.20	1.50	1	0.5	5.94	1.98
2.00	3,198.00	1.50	1	0.4	6.27	2.09
2.20	3,197.80	1.50	1	0.3	6.61	2.20
2.40	3,197.60	1.50	1	0.2	6.94	2.31
2.60	3,197.40	1.50	1	0.10	7.27	2.42
2.80	3,197.20	1.50	1	0.11	7.61	2.53
3.00	3,197.00	1.50	1	0.12	7.94	2.64

C-3, ESTRIBO IZQUIERDO, COORD. 476811.00 m E - 8660301.00 m S

D. CAPACIDAD ADMISIBLE

Desplante Df(m)	Cota Relativa	Ancho B(m)	Factores por N.F.		quf (kg/cm ²)	qadm (kg/cm ²)
			W	W'		
0.80	3,208.20	1.50	1	0.9	4.02	1.34
1.00	3,208.00	1.50	1	0.8	4.35	1.45
1.20	3,208.80	1.50	1	0.7	4.68	1.56
1.40	3,208.60	1.50	1	0.6	5.00	1.67
1.60	3,208.40	1.50	1	0.5	5.33	1.78
1.80	3,208.20	1.50	1	0.4	5.66	1.89
2.00	3,208.00	1.50	1	0.3	5.99	2.00
2.20	3,207.80	1.50	1	0.2	6.32	2.11
2.40	3,207.60	1.50	1	0.1	6.64	2.22
2.60	3,207.40	1.50	1	0.11	7.00	2.33
2.80	3,207.20	1.50	1	0.12	7.36	2.44
3.00	3,207.00	1.50	1	0.13	7.72	2.55

GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO
[Signature]
Ing. Civil Fabian Pardo Huertas
AV. ALBA VILLAR, 1071 1005
DPT. SULLA, CANTON SULLA
CORPORATIVO HUMANAY GUAYMA



C-4, ESTRIBO IZQUIERDO, COORD. 477327.00 m E - 8660244.00 m S

D. CAPACIDAD ADMISIBLE

Desplante D(m)	Cota Relativa	Ancho B(m)	Factores por N.F.		qult (kg/cm ²)	qadm (kg/cm ²)
			W	W'		
0.80	3,211.20	1.50	1	1	4.07	1.39
1.00	3,211.00	1.50	1	0.9	4.37	1.46
1.20	3,210.80	1.50	1	0.8	4.67	1.50
1.40	3,210.60	1.50	1	0.7	4.97	1.66
1.60	3,210.40	1.50	1	0.6	5.28	1.76
1.80	3,210.20	1.50	1	0.5	5.58	1.86
2.00	3,210.00	1.50	1	0.4	5.88	1.90
2.20	3,209.80	1.50	1	0.3	6.19	2.06
2.40	3,209.60	1.50	1	0.2	6.49	2.16
2.60	3,209.40	1.50	1	0.1	6.79	2.26
2.80	3,209.20	1.50	1	0.11	7.30	2.43
3.00	3,209.00	1.50	1	0.12	7.81	2.60

	CAPACIDAD PORTANTE
C-1, ESTRIBO DERECHO, COORD. 476661.00 m E - 8660341.00 m S	1.39 kg/cm ² a 0.80 mts de profun 2.65 kg/cm ² a 3.00 mts de profun
C-2, ESTRIBO DERECHO, COORD. 477136.80 m E - 8660303.00 m S	1.42 kg/cm ² a 0.80 mts de profun 2.80 kg/cm ² a 3.00 mts de profun
C-3, ESTRIBO IZQUIERDO, COORD. 478811.00 m E - 8660301.00 m S	1.34 kg/cm ² a 0.80 mts de profun 2.77 kg/cm ² a 3.00 mts de profun
C-4, ESTRIBO IZQUIERDO, COORD. 477327.00 m E - 8660244.00 m S	1.36 kg/cm ² a 0.80 mts de profun 2.60 kg/cm ² a 3.00 mts de profun

valores que varían descendiendo a la profundidad y geometría de la cimentación además a mayor profundidad notamos que se va ganando propiedades de resistencia.


Ing. Civil Edwin Peña Inocentes
MAGISTER EN INGENIERIA DE SUELOS
CONCRETO, ASFALTO Y GEOTECNIA



7.3. PARAMETROS DE OBRAS DE SOSTENIMIENTO

La evaluación de la estabilidad del talud se deberá referir a la zona de relleno en cuya parte alta se procederá al corte, dejando paredes expuestas de material deleznable. En caso sean las necesidades del proyecto y al requerimiento de ganar terreno a desnivel, se tendrá que emplear un muro de contención, diseñado adecuadamente según el proyecto integral. Los empujes de tierra, presentada por la distribución de cargas geostáticas como de cargas inducidas (estructuras), propiciarán empujes que generen inestabilidad del talud y a partir del cual se permitirá el diseño de la estructura de contención.

Sobre la base de los datos del estudio, tanto en campo como en laboratorio y de la estructura, los empujes, activos y pasivos producidos por la masa de suelo, a diferentes profundidades, serán calculados teniendo en cuenta el suelo friccionante y las ecuaciones propuestas por Rankine.

Sobre la zona donde descansarán las cimentaciones se presentan suelos del tipo:

C-1, ESTRIBO DERECHO, COORD. 476661.00 m E - 8660341.00 m S

- De 0.00 a 3.00 mts de el terreno esta compuesto por gravas limosas, mezcla de grava, arena y limo de mala plasticidad de color marron oscuro, con presencia de bolonería.

C-2, ESTRIBO DERECHO, COORD. 477136.00 m E - 8660303.00 m S

- De 0.00 a 3.00 mts de el terreno esta compuesto por gravas limosas, mezcla de grava, arena y limo de mala plasticidad de color marron oscuro, con presencia de bolonería.

C-3, ESTRIBO IZQUIERDO, COORD. 476811.00 m E - 8660301.00 m S

- De 0.00 a 3.00 mts de el terreno esta compuesto por gravas limosas, mezcla de grava, arena y limo de mala plasticidad de color marron oscuro, con presencia de bolonería.

C-4, ESTRIBO IZQUIERDO, COORD. 477327.00 m E - 8660244.00 m S

- De 0.00 a 3.00 mts de el terreno esta compuesto por gravas limosas, mezcla de grava, arena y limo de mala plasticidad de color marron oscuro, con presencia de bolonería.


Ing. Civil Fabian Peña Duchas
Médico Especialista en Mecánica de Suelos
CARRERA DE INGENIERÍA DE SUELOS
CARRERA DE INGENIERÍA DE SUELOS



En promedio estas muestras presentan pesos unitarios intermedios así como la capacidad de soporte intermedia de acuerdo a su compacidad.

De ser necesario se podrá estimar los empujes por el método de Rankine, para lo cual el diseño de la estructura de contención se basará en los empujes activos y pasivos producidos por la masa de suelo, a diferentes profundidades que serán calculados teniendo en cuenta los coeficientes de presiones laterales según:

$$k_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad k_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

Donde, ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo, luego obtenemos los coeficientes de presión lateral activo y pasivo, respectivamente.


GEOLUMAS SAC.
REGISTRADO EN EL M.O. DE OBRAS
Ing. Civil Fabián Peña Huélin
M.O. DE OBRAS
DIRECCIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS,
CONCRETO, ASFALTO Y GEOTECNIA



8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El presente Informe Técnico se ha elaborado en base a la Norma Técnica E-050 Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones y Norma Técnica E0.30 "DISEÑO SISMORRESISTENTE" DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, APROBADA EL 11 DE OCTUBRE DEL 2018, corresponde al estudio de mecánica de suelos para el proyecto.
- Los cálculos realizados son basados en una profundidad de 3.00 mts.
- El terreno estudiado en toda su extensión tiene capacidad portante intermedia.
- Se encontró la presencia de napa freática a la profundidad de:
 - C-1, ESTRIBO DERECHO, COORD. 476661.00 m E - 8660341.00 m S, 1.20 mts.
 - C-2, ESTRIBO DERECHO, COORD. 477136.00 m E - 8660303.00 m S, 1.00 mts.
 - C-3, ESTRIBO IZQUIERDO, COORD. 476811.00 m E - 8660301.00 m S, 0.80 mts.
 - C-4, ESTRIBO IZQUIERDO, COORD. 477327.00 m E - 8660244.00 m S, 1.00 mts.A la fecha de excavación (13 de Mayo del 2019).
- Sobre la zona donde descansarían las cimentaciones se presentan suelos del tipo:

POZO	CLASIFICACION	CARACTERISTICAS
C-1, ESTRIBO DERECHO, COORD. 476661.00 m E - 8660341.00 m S	GM	•De 0.00 a 3.00 mts de el terreno esta compuesto por gravas limosas, mezcla de grava, arena y limo de nula plasticidad de color marron oscuro, con presencia de bolsoneria.
C-2, ESTRIBO DERECHO, COORD. 477136.00 m E - 8660303.00 m S	GM	•De 0.00 a 3.00 mts de el terreno esta compuesto por gravas limosas, mezcla de grava, arena y limo de nula plasticidad de color marron oscuro, con presencia de bolsoneria.
C-3, ESTRIBO IZQUIERDO, COORD. 476811.00 m E - 8660301.00 m S	GM	•De 0.00 a 3.00 mts de el terreno esta compuesto por gravas limosas, mezcla de grava, arena y limo de nula plasticidad de color marron oscuro, con presencia de bolsoneria.
C-4, ESTRIBO IZQUIERDO, COORD. 477327.00 m E - 8660244.00 m S	GM	•De 0.00 a 3.00 mts de el terreno esta compuesto por gravas limosas, mezcla de grava, arena y limo de nula plasticidad de color marron oscuro, con presencia de bolsoneria.


Ing. Civil Edwin Peña Huacón
MAYO DEL 2019. OFICINA
ESTADÍSTICA Y REGISTRAR DEL SECTOR
CONSTRUCCION Y OBRAS



En promedio estas muestras presentan pesos unitarios intermedios, así como la capacidad de soporte intermedia de acuerdo a su compacidad.

- Se calculó la capacidad de carga admisible, para diferentes geometrías y profundidades de manera que sea el ingeniero a cargo de los diseños quien defina una profundidad de cimentación adecuada para los diseños de la estructura proyectada; teniendo en cuenta que los materiales a mayor profundidad van ganando propiedades de resistencia debido a su compacidad.

C-1, ESTRIBO DERECHO, COORD. 476661.00 m E - 8660341.00 m S

D. CAPACIDAD ADMISIBLE

Desplante Df(m)	Cota Relativa	Ancho B(m)	Factores por N.F.		qult (kg/cm ²)	qadm (kg/cm ²)
			W	W'		
0.80	3,200.20	1.50	1	1	4.17	1.38
1.00	3,200.00	1.50	1	1	4.67	1.56
1.20	3,199.80	1.50	1	0.9	4.95	1.68
1.40	3,199.60	1.50	1	0.8	5.25	1.70
1.60	3,199.40	1.50	1	0.7	5.58	1.86
1.80	3,199.20	1.50	1	0.6	5.90	1.97
2.00	3,199.00	1.50	1	0.5	6.21	2.07
2.20	3,198.80	1.50	1	0.4	6.52	2.17
2.40	3,198.60	1.50	1	0.3	6.83	2.28
2.60	3,198.40	1.50	1	0.2	7.14	2.38
2.80	3,198.20	1.50	1	0.1	7.44	2.48
3.00	3,198.00	1.50	1	0.11	7.58	2.65


Ing. Civil Edwin Peña Durán
MÉTRICO DE SUELOS
EMPRESA INGENIERIA DE SUELOS,
CONCRETO Y ASFALTO



C-2, ESTRIBO DERECHO, COORD. 477136.00 m E – 8660303.00 m S

D. CAPACIDAD ADMISIBLE

Desplante Df(m)	Cota Relativa	Ancho B(m)	Factores por N.F.		quff (kg/cm ²)	qadm (kg/cm ²)
			W	W'		
0.80	3,199.20	1.50	1	1	4.26	1.42
1.00	3,199.00	1.50	1	0.9	4.60	1.53
1.20	3,198.80	1.50	1	0.8	4.93	1.64
1.40	3,198.60	1.50	1	0.7	5.27	1.76
1.60	3,198.40	1.50	1	0.6	5.60	1.87
1.80	3,198.20	1.50	1	0.5	5.94	1.98
2.00	3,198.00	1.50	1	0.4	6.27	2.09
2.20	3,197.80	1.50	1	0.3	6.61	2.20
2.40	3,197.60	1.50	1	0.2	6.94	2.31
2.60	3,197.40	1.50	1	0.10	7.27	2.42
2.80	3,197.20	1.50	1	0.11	7.64	2.61
3.00	3,197.00	1.50	1	0.12	8.40	2.80

C-3, ESTRIBO IZQUIERDO, COORD. 476811.00 m E – 8660301.00 m S

D. CAPACIDAD ADMISIBLE

Desplante Df(m)	Cota Relativa	Ancho B(m)	Factores por N.F.		quff (kg/cm ²)	qadm (kg/cm ²)
			W	W'		
0.80	3,209.20	1.50	1	0.9	4.02	1.34
1.00	3,209.00	1.50	1	0.8	4.35	1.45
1.20	3,208.80	1.50	1	0.7	4.68	1.56
1.40	3,208.60	1.50	1	0.6	5.00	1.67
1.60	3,208.40	1.50	1	0.5	5.33	1.78
1.80	3,208.20	1.50	1	0.4	5.66	1.89
2.00	3,208.00	1.50	1	0.3	5.99	2.00
2.20	3,207.80	1.50	1	0.2	6.32	2.11
2.40	3,207.60	1.50	1	0.1	6.64	2.21
2.60	3,207.40	1.50	1	0.11	7.20	2.40
2.80	3,207.20	1.50	1	0.12	7.76	2.59
3.00	3,207.00	1.50	1	0.13	8.32	2.77


Ing. Civil Edwin Pedro Dreyfus
Médico Titular
Especialista en Mecánica de Suelos,
Concreto, Asfalto y Geotecnia



C-4, ESTRIBO IZQUIERDO, COORD. 477327.00 m E – 8660244.00 m S

D. CAPACIDAD ADMISIBLE

Desplante Df(m)	Cota Relativa	Ancho B(m)	Factores por N.F.		qult (kg/cm ²)	qadm (kg/cm ²)
			W	W'		
0.80	3,211.20	1.50	1	1	4.07	1.36
1.00	3,211.00	1.50	1	0.9	4.37	1.46
1.20	3,210.80	1.50	1	0.8	4.67	1.56
1.40	3,210.60	1.50	1	0.7	4.97	1.66
1.60	3,210.40	1.50	1	0.6	5.28	1.76
1.80	3,210.20	1.50	1	0.5	5.58	1.86
2.00	3,210.00	1.50	1	0.4	5.88	1.96
2.20	3,209.80	1.50	1	0.3	6.19	2.06
2.40	3,209.60	1.50	1	0.2	6.49	2.16
2.60	3,209.40	1.50	1	0.1	6.79	2.26
2.80	3,209.20	1.50	1	0.11	7.30	2.43
3.00	3,209.00	1.50	1	0.12	7.81	2.60

	CAPACIDAD PORTANTE
C-1, ESTRIBO DERECHO, COORD. 476661.00 m E – 8660341.00 m S	1.39 kg/cm ² a 0.80 mts de profun 2.65 kg/cm ² a 3.00 mts de profun
C-2, ESTRIBO DERECHO, COORD. 477136.00 m E – 8660303.00 m S	1.42 kg/cm ² a 0.80 mts de profun 2.80 kg/cm ² a 3.00 mts de profun
C-3, ESTRIBO IZQUIERDO, COORD. 476811.00 m E – 8660301.00 m S	1.34 kg/cm ² a 0.80 mts de profun 2.77 kg/cm ² a 3.00 mts de profun
C-4, ESTRIBO IZQUIERDO, COORD. 477327.00 m E – 8660244.00 m S	1.36 kg/cm ² a 0.80 mts de profun 2.60 kg/cm ² a 3.00 mts de profun

- Los resultados obtenidos en el presente estudio, así como las conclusiones y recomendaciones establecidas, solo son válidos para la zona investigada y no garantiza a otros proyectos que lo tomen como referencia.
- Se recomienda la presencia del profesional responsable (PR) en los trabajos correspondientes a las excavaciones, teniendo en cuenta el PR los sistemas constructivos necesarios y medios de seguridad a tomar en cuenta para mantener el bienestar de las obras y de las personas involucradas en el proceso constructivo.


Ing. Civil Edwin Peña Durán
 INGENIERO PROFESIONAL EN INGENIERÍA CIVIL
 INGENIERÍA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

**ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE
CIMENTACIÓN**

PROYECTO:

**“ANÁLISIS DE LA MÁXIMA AVENIDA DEL RÍO
CHANCHAS EN EL PELIGRO DE INUNDACION DE LA
ZONA URBANA DEL DISTRITO DE HUANCAN Y
HUAYUCACHI, PROVINCIA DE HUANCAYO, REGION
JUNIN”**

CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE

SOLICITANTE:

**Bach. PAREDES LAURA, YESENIA GRACIELA
13 DE MAYO DEL 2019**



TEORIA DE CAPACIDAD PORTANTE

(EVAL. TERCIARI)

"ANALISIS DE LA MAXIMA AVENIDA DEL RIO
CHANCHAS EN EL PELIGRO DE INUNDACION DE LA
ZONA URBANA DEL DISTRITO DE HUANCAN Y
HUAYUCACHI, PROVINCIA DE HUANCAYO, REGION
JUNIN"

PROYECTO:

SOLICITANTE:

CALICATA:

MUESTRA:

Bach. PAREDES LAURA, YESENIA GRACIELA

C-1, ESTRIBO DERECHO, COORD. 476661.00 m E -
6666341.00 m S

ZONA URBANA DEL DISTRITO DE HUANCAN Y
HUAYUCACHI

A. DATOS GENERALES:

Angulo de fricción interna	27.50 grados
Cohesión	0.81 kg/cm ²
Peso unitario de sobrecarga	1.70 g/cm ³
Peso unitario del suelo de cimentación	1.70 g/cm ³
Relación Ancho/Largo (B/L)	0.1 Formas:
Profundidad de fondo de cimentación	3.0 m
Profundidad de desplante	3.0 m
Pasaje de nivel tránsito	1.20 m
Factor de seguridad	3
Clasificación SUCS del suelo de cimentación	GM
Cota de terreno	3301 mm

B. FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA:

Nc:	24.00
Nq:	13.00
Ny:	15.00

C. FACTORES DE FORMA:

Sa:	1.056
Sq:	1.0521
Sy:	1.06

D. CAPACIDAD ASESIBLE

Desplante (D[m])	Cota Relativa	Ancho (B[m])	Factores por N.F.		qult (kg/cm ²)	qsult (kg/cm ²)
			W	W'		
0.00	3,200.29	1.50	1	1	4.17	1.39
1.00	3,200.09	1.50	1	1	4.87	1.62
1.20	3,199.93	1.50	1	0.9	4.86	1.60
1.40	3,199.63	1.50	1	0.8	5.20	1.70
1.60	3,199.43	1.50	1	0.7	5.32	1.80
1.80	3,199.30	1.50	1	0.6	6.30	1.87
2.00	3,199.00	1.50	1	0.5	6.21	2.07
2.20	3,198.80	1.50	1	0.4	6.52	2.17
2.40	3,198.60	1.50	1	0.3	6.53	2.28
2.60	3,198.40	1.50	1	0.2	7.14	2.38
2.80	3,198.30	1.50	1	0.1	7.64	2.48
3.00	3,198.20	1.50	1	0.11	7.98	2.68

Podemos apreciar un rango de valores que se encuentran comprendido entre 1.39 kg/cm² y 2.65 kg/cm²,
valores que varían de acuerdo a la profundidad y geometría de la cimentación, además a mayor
profundidad notamos que se va ganando propiedades de resistencia.

GEOLUMAS SAC.
INGENIERIA CIVIL Y MECANICA DE SUELOS

Ing. Civil Edwin Peña Dreyfus
INGENIERO (C) OPTIMO
EVALUADOR DE RESISTENCIA DE SUELOS
CONCRETO, METALURGIA Y GEOLÓGICO



TEORIA DE CAPACIDAD PORTANTE

(KARL TERZAGHI)

PROYECTO: "ANALISIS DE LA MAXIMA AVENIDA DEL RIO CHANCHAS EN EL PELIGRO DE INUNDACION DE LA ZONA URBANA DEL DISTRITO DE HUANCAN Y HUAYUCACHI, PROVINCIA DE HUANCAYO, REGION JUNIN"

SOLICITANTE: Bach. PAREDES LAURA, YESENIA GRACIELA

CALICATA : C-2, ESTRIBO DERECHO, COORD. 477136.00 m E - 888333.00 m S

MUESTRA : ZONA URBANA DEL DISTRITO DE HUANCAN Y HUAYUCACHI

A. DATOS GENERALES:

Angulo de fricción interna	27.70 grados
Cohesión	0.00 kg/cm ²
Peso unitario de sobrecarga	1.81 g/cm ³
Peso unitario del suelo de cimentación	1.81 g/cm ³
Relación Ancho/Largo (BL)	0.1 Forma
Profundidad de fondo de cimentación	3.0 m
Profundidad de desplante	3.0 m
Posición de nivel freático	1.0 m
Factor de seguridad	3
Clasificación SUCS del suelo de cimentación	GM
Cota de terreno	3300 rasos

B. FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA:

M _c	25.31
N _c	14.28
M _y	15.08

C. FACTORES DE FORMA:

S _c	1.0594
S _q	1.0025
S _y	0.96

D. CAPACIDAD ADMISIBLE

Desplante (D _{pl})	Cota Kenética	Ancho (B _{pl})	Factores per N.F.		q _{ult} (kg/cm ²)	q _{adm} (kg/cm ²)
			W	W'		
0.08	3,190.29	1.50	1	1	4.38	1.42
1.08	3,190.09	1.50	1	0.9	4.60	1.53
1.28	3,189.89	1.50	1	0.8	4.82	1.64
1.48	3,189.69	1.50	1	0.7	5.27	1.76
1.68	3,189.49	1.50	1	0.6	5.80	1.87
1.88	3,189.29	1.50	1	0.5	6.44	1.99
2.08	3,189.09	1.50	1	0.4	6.27	2.09
2.28	3,187.80	1.50	1	0.3	6.81	2.20
2.48	3,187.60	1.50	1	0.2	6.86	2.31
2.68	3,187.40	1.50	1	0.19	7.37	2.42
2.88	3,187.20	1.50	1	0.17	7.84	2.51
3.08	3,187.00	1.50	1	0.12	8.40	2.60

Podemos apreciar un rango de valores que se encuentran comprendido entre 1.42 kg/cm² y 2.60 kg/cm², valores que varían de acuerdo a la profundidad y geometría de la cimentación, además a mayor profundidad rotamos que se va ganando propiedades de resistencia

GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASPALTO

Ing. Civil Edwin Paredes Dávalos
MILITAR TERZAGHI, CON LICEN
CAPACITADA EN MECANICA DE SUELOS,
CONCRETO Y GEOTECNIA Y/O ASFALTO



TEORÍA DE CAPACIDAD PORTANTE

(KARL TERZAGHI)

PROYECTO: "ANÁLISIS DE LA MÁXIMA AVENIDA DEL RÍO CHANCHAS EN EL PELIGRO DE INUNDACIÓN DE LA ZONA URBANA DEL DISTRITO DE HUANCAN Y HUAYUCACHI, PROVINCIA DE HUANCAYO, REGIÓN JUNÍN"

SOLICITANTE: Bach. PAREDES LAURA, YESEMA GRACIELA

CALICATA: C-3, ESTRIBO IZQUIERDO, COORD. 478811.00 m E - 8660301.00 m S

MUESTRA: ZONA URBANA DEL DISTRITO DE HUANCAN Y HUAYUCACHI

A. DATOS GENERALES:

Ángulo de fricción interna	28.00	grados
Cohesión	8.00	kg/cm ²
Peso unitario de sobrecarga	1.75	gr/cm ³
Peso unitario del suelo de cimentación	1.75	gr/cm ³
Relación Accho/Largo (B/L)	0.1	Forma:
Profundidad de fondo de cimentación	2.0	m
Profundidad de desplante	2.0	m
Posición de nivel freático	1.5	m
Factor de seguridad	3	
Clasificación SPT del suelo de cimentación	68	
Cota de terreno	2210	mm

B. FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA:

Nc	25.80
Nq	14.72
Ny	10.72

C. FACTORES DE FORMA:

Sc	1.0571
Sq	1.0532
Sy	0.96

D. CAPACIDAD ADMISIBLE

Desplante (D)(m)	Cota Relativa	Accho (B)(m)	Factores por M.F.		qs _{ult} (kg/cm ²)	qs _{adm} (kg/cm ²)
			W	W'		
0.80	3,208.20	1.50	1	0.8	4.82	1.24
1.00	3,208.05	1.50	1	0.8	4.35	1.45
1.20	3,207.90	1.50	1	0.7	4.28	1.58
1.40	3,207.80	1.50	1	0.6	3.70	1.67
1.60	3,207.60	1.50	1	0.5	3.32	1.78
1.80	3,207.30	1.50	1	0.4	3.18	1.88
2.00	3,207.00	1.50	1	0.3	3.09	2.00
2.20	3,207.80	1.50	1	0.2	3.32	2.11
2.40	3,207.60	1.50	1	0.1	3.94	2.21
2.60	3,207.45	1.50	1	0.11	4.91	2.40
2.80	3,207.20	1.50	1	0.12	7.76	2.60
3.00	3,207.00	1.50	1	0.13	8.32	2.71

Podemos apreciar un rango de valores que se encuentran comprendido entre 1.24 kg/cm² y 2.77 kg/cm², valores que varían de acuerdo a la profundidad y geometría de la cimentación, además a mayor profundidad notamos que se va generando propiedades de resistencia.


Ing. César Edwin Peña Huertas
SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO
MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO Y ASFALTO



TEORA DE CAPACIDAD PORTANTE
(KARL TERZAGHI)

PROYECTO: "ANALISIS DE LA MAXIMA AVENIDA DEL RIO CHANCHAS EN EL PELIGRO DE INUNDACION DE LA ZONA URBANA DEL DISTRITO DE HUANCAN Y HUAYUCACHI, PROVINCIA DE HUANCAYO, REGION JUNIN"

SOLICITANTE: Bach. PAREDES LAJRA, YESENIA GRACIELA

CALICATA : C-4, ESTRIBO IZQUIERDO, COORD. 477327.00 m E - 8990244.00 m S

MUESTRA : ZONA URBANA DEL DISTRITO DE HUANCAN Y HUAYUCACHI

A. DATOS GENERALES:

Angulo de friccion interna	27.30	grados
Cohesion	9.01	kg/cm ²
Peso unitario de sobrecarga	1.70	gr/cm ³
Peso unitario del suelo de cimentacion	1.70	gr/cm ³
Relacion Ancho/Largo (BA)	0.1	Forma
Profundidad de fondo de cimentacion	3.0	m
Profundidad de desplante	3.0	m
Posicion de nivel freatico	1.00	m
Factor de seguridad	3	
Clasificacion SUCS del suelo de cimentacion	GM	
Cota de terreno	3213	masn

B. FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA:

M _c	34.53
N _c	13.08
M _p	15.15

C. FACTORES DE FORMA:

B _c	1.0557
B _q	1.0518
B _p	0.98

D. CAPACIDAD ADMISIBLE

Desplante (D(m))	Cota Relativa	Accho (B(m))	Factores por M.F.		qult (kg/cm ²)	qsadm (kg/cm ²)
			W	W'		
0.00	3,213.20	1.50	1	1	4.07	1.36
1.00	3,213.00	1.50	1	0.9	4.32	1.44
1.20	3,213.00	1.50	1	0.8	4.67	1.56
1.40	3,213.00	1.50	1	0.7	4.97	1.66
1.60	3,213.40	1.50	1	0.6	5.28	1.76
1.80	3,213.20	1.50	1	0.5	5.58	1.86
2.00	3,213.00	1.50	1	0.4	5.88	1.96
2.20	3,209.00	1.50	1	0.3	6.19	2.06
2.40	3,209.00	1.50	1	0.2	6.49	2.16
2.60	3,209.40	1.50	1	0.1	6.79	2.26
2.80	3,209.20	1.50	1	0.11	7.30	2.43
3.00	3,209.00	1.50	1	0.12	7.81	2.60

Podemos apreciar un rango de valores que se encuentran comprendido entre 1.36 kg/cm² y 2.60 kg/cm², valores que varian de acuerdo a la profundidad y geometria de la cimentacion, ademas a mayor profundidad estamos con un su garantado propiedades de resistencia.

GEOLUMAS SAC.
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

Ing. Civil Edwin Pedro Duran
AUTOR Y FIRMA DEL DISEÑO
EMPRESA INGENIERIA DE SUELOS
CONCRETO, ASFALTO Y GEOLUMAS

**ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE
CIMENTACIÓN**

PROYECTO:

**“ANALISIS DE LA MAXIMA AVENIDA DEL RÍO
CHANCHAS EN EL PELIGRO DE INUNDACION DE LA
ZONA URBANA DEL DISTRITO DE HUANCAN Y
HUAYUCACHI, PROVINCIA DE HUANCAYO, REGION
JUNIN”**

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

SOLICITANTE:

**Bach. PAREDES LAURA, YESENIA GRACIELA
13 DE MAYO DEL 2019**



INFORME N° GEOLUMAS S.A.C.

SOLICITADO : Eneh. PAREDES LAURA, YESENA GRACIELA

ANÁLISIS DE LA MÁXIMA AVENIDA DEL RÍO CHANCHAS EN EL PELIGRO
DE INUNDACIÓN DE LA ZONA URBANA DEL DISTRITO DE HUANCAN Y
HUAYUCACHI, PROVINCIA DE HUANCAYO, REGIÓN JUNIN

PROYECTO :

UBICACION : ZONA URBANA DEL DISTRITO DE HUANCAN Y HUAYUCACHI

FECHA : 13 DE MAYO DEL 2019

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

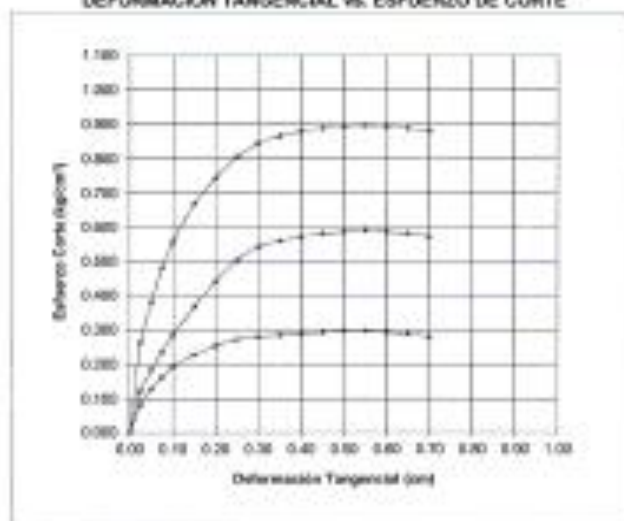
Estado : Remoldeado (residual - Tamiz N° 4)

Muestra : M-1

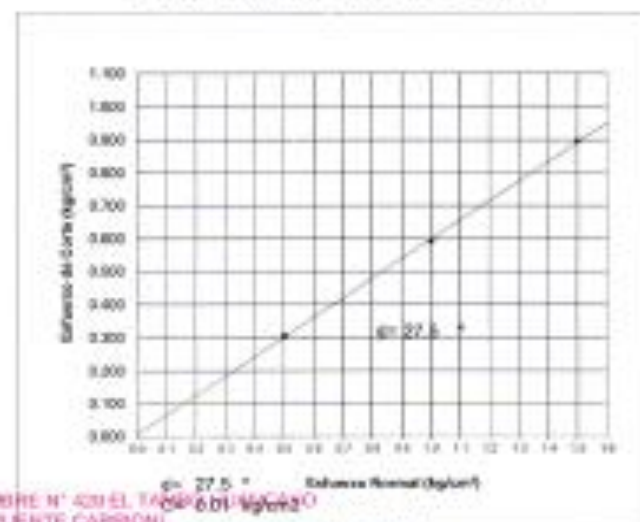
Calicata : C-1, ESTRIBO DERECHO, COORD. 476661.00 m E - 899341.00 m S

Prof.(m) : 3.00 mS

DEFORMACION TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE





Viene de informe N°: GEOLUMAS S.A.C.

II. ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

ESTADO : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
Muestra : M-1
Calicata : C-1, ESTRIBO DERECHO, COORD. 478661.00 m E –
8660341.00 m S
Prof.(m) : 3.00 mts

Especimen N°	I	II	III
Diametro del anillo (cm)	6.36	6.36	6.36
Altura inicial de muestra (cm)	2.16	2.16	2.16
Densidad húmeda inicial (g/cm ³)	1.650	1.650	1.650
Densidad seca inicial (g/cm ³)	1.348	1.348	1.348
Cont. de humedad inicial (%)	22.35	22.35	22.35
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm)	2.020	1.970	1.944
Altura final de muestra (cm)	1.965	1.952	1.926
Densidad húmeda final (g/cm ³)	2.028	2.058	2.069
Densidad seca final (g/cm ³)	1.460	1.492	1.512
Cont. de humedad final (%)	38.89	37.92	36.84
Esfuerzo normal (kg/cm ²)	0.5	1.0	1.5
Esfuerzo de corte máximo (kg/cm ²)	0.305	0.591	0.897
Ángulo de fricción interna :	27.6 °		
Cohesión (Kg/cm ²) :	0.01		


Ing. Civil Edwin Peña Duchas
MÉDICO LEGISTA
EN LA ESPECIALIDAD DE
MEDICINA LEGAL Y TOXICOLÓGICA



INFORME N° GEOLUMAS S.A.C.

SOLICITADO : BACH. PAREDES LAURA, YESENA GRACIELA
"ANÁLISIS DE LA MÁXIMA AVENIDA DEL RÍO CHANCHAS EN EL PELIGRO DE
INUNDACIÓN DE LA ZONA URBANA DEL DISTRITO DE HUANCAN Y
HUAYUCACHI, PROVINCIA DE HUANCAYO, REGIÓN JUNÍN"

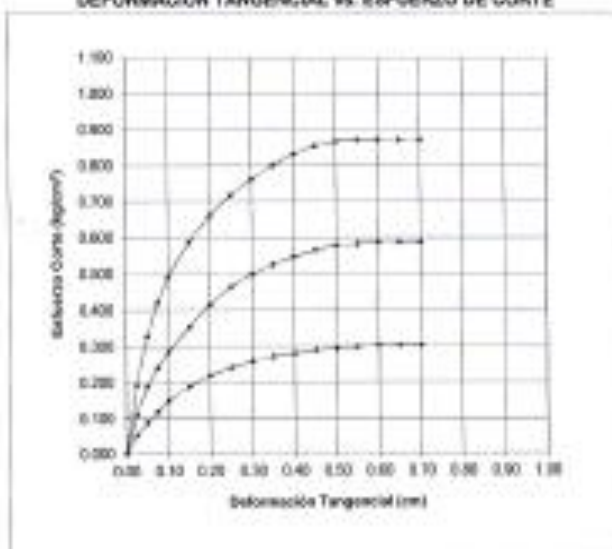
PROYECTO :

UBICACIÓN : ZONA URBANA DEL DISTRITO DE HUANCAN Y HUAYUCACHI
FECHA : 13 DE MAYO DEL 2018

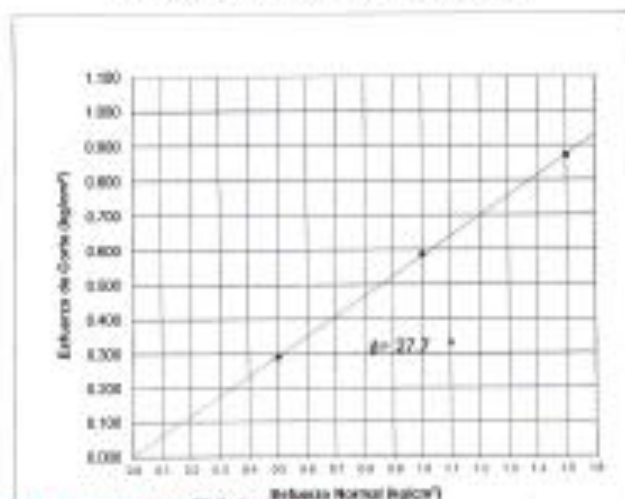
ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

ESTADO : HÉRDICO (FUEBTE = 1.8712 N° 4)
Calicata : C-2, ESTRIBO DERECHO, COORD. 477136.00 m E - 5680303.00 m S
Muestra : M-1
Prof.(m) : 3.00 mts

DEFORMACION TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE





II. ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

ESTADO : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
Calicata : C-2, ESTRIBO DERECHO, COORD. 477136.00 m E -
8660303.00 m S
Muestra : M-1
Prof.(m) : 3.00 mts

Especimen N°	I	II	III
Diámetro del anillo (cm)	6.36	6.36	6.36
Altura inicial de muestra (cm)	2.16	2.16	2.16
Densidad húmeda inicial (g/cm ³)	1.808	1.808	1.808
Densidad seca inicial (g/cm ³)	1.588	1.588	1.588
Cont. de humedad inicial (%)	13.83	13.83	13.83
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm)	2.033	1.987	1.916
Altura final de muestra (cm)	1.997	1.954	1.883
Densidad húmeda final (g/cm ³)	2.096	2.132	2.193
Densidad seca final (g/cm ³)	1.718	1.756	1.822
Cont. de humedad final (%)	22.0	21.5	20.4
Esfuerzo normal (kg/cm ²)	0.5	1.0	1.5
Esfuerzo de corte máximo (kg/cm ²)	0.290	0.586	0.871
Angulo de fricción interna :	27.7 °		
Cohesión (Kg/cm ²) :	0.00		



INFORME N° GEOLUMAS S.A.C.

SOLICITADO : BARR. PAREDES LAURA, YESENA GRACIELA
ANÁLISIS DE LA MÁXIMA AVENIDA DEL RÍO CHANCHAS EN EL PELIGRO DE
INUNDACIÓN DE LA ZONA URBANA DEL DISTRITO DE HUANCAN Y
HUAYUCACHI, PROVINCIA DE HUANCAYO, REGIÓN JUNÍN

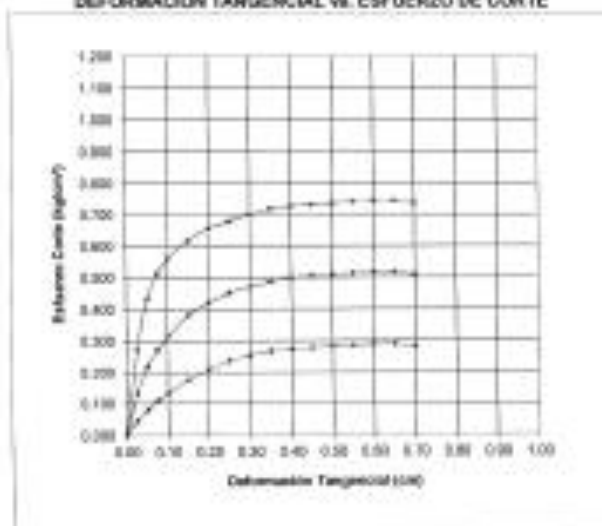
PROYECTO :
UBICACIÓN : ZONA URBANA DEL DISTRITO DE HUANCAN Y HUAYUCACHI
FECHA : 13 DE MAYO DEL 2019

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

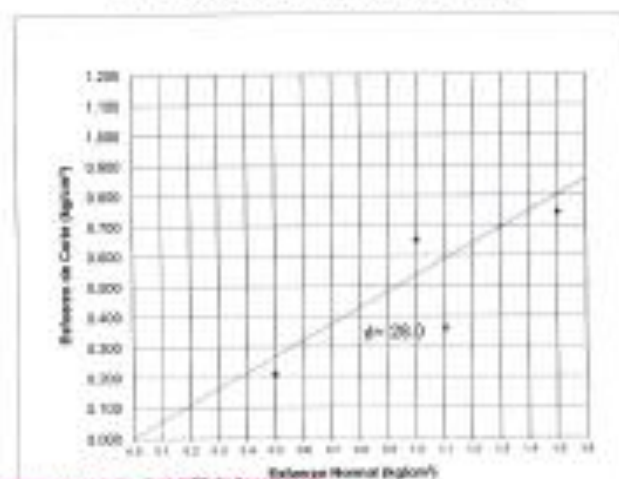
Estado : Remoldeado (material = Tipo M-4)

Muestra : M-1
Cálculo : C-3, ESTRIBO (IZQUIERDO, COORD. 476811.00 m E - 866301.08 m S)
Prof. (m) : 3.30 m

DEFORMACION TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE





Viene de informe N°: **GEOLUMAS S.A.C.**

II. ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

ESTADO : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
Muestra : M-1
CALICATA : C-3, ESTRIBO IZQUIERDO, COORD. 476811.00 m E -
8660301.00 m S
Prof(m) : 3.00 mts

Especimen N°	I	II	III
Diametro del anillo (cm)	6.36	6.36	6.36
Altura inicial de muestra (cm)	2.16	2.16	2.16
Densidad húmeda inicial (g/cm ³)	1.680	1.680	1.680
Densidad seca inicial (g/cm ³)	1.474	1.474	1.474
Cont. de humedad inicial (%)	14.0	14.0	14.0
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm)	1.713	1.662	1.599
Altura final de muestra (cm)	1.696	1.619	1.548
Densidad húmeda final (g/cm ³)	2.290	2.382	2.473
Densidad seca final (g/cm ³)	1.878	1.966	2.057
Cont. de humedad final (%)	22.0	21.1	20.2
Esfuerzo normal (kg/cm ²)	0.5	1.0	1.5
Esfuerzo de corte máximo (kg/cm ²)	0.210	0.652	0.744
Angulo de fricción interna :	28.0 °		
Cohesión (Kg/cm ²) :	0.00		


GEOLUMAS SAC.
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
Ing. Civil Edwin Peña Durán
ALUMNO REGISTRO: 0714994
CAPACITADO EN MECANICA DE SUELOS
CORONA, GUATEMALA Y SOLOTECA



INFORME N° GEOLUMAS S.A.C.

SOLICITADO : Bach. PAREDES LAURA, YESENIA GRACIELA

"ANÁLISIS DE LA MÁXIMA AVENIDA DEL RÍO CHANCHAS EN EL PELIGRO DE INUNDACIÓN DE LA ZONA URBANA DEL DISTRITO DE HUANCAN Y HUAYUCACHI, PROVINCIA DE HUANCAYO, REGIÓN JUNÍN"

PROYECTO :

UBICACIÓN : ZONA URBANA DEL DISTRITO DE HUANCAN Y HUAYUCACHI

FECHA : 13 DE MAYO DEL 2019

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

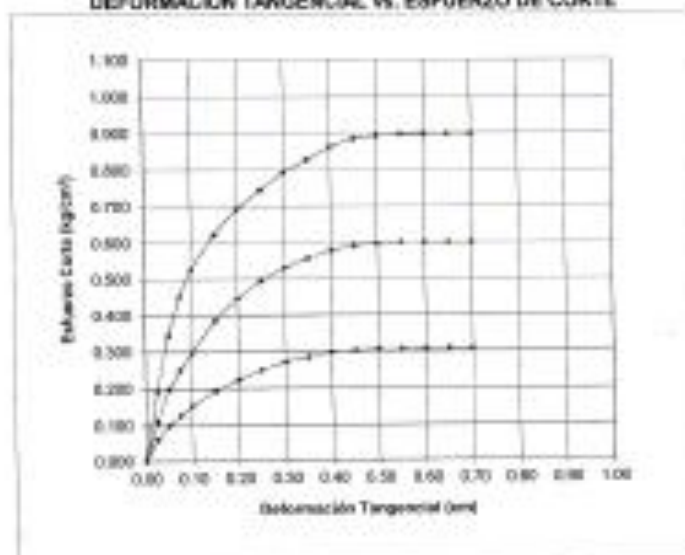
Estado : Remoldeado (material + Tasa N° 4)

Calicata : C-4, ESTRIBO IZQUIERDO, COORD. 477327.00 m E - 8893244.00 m S

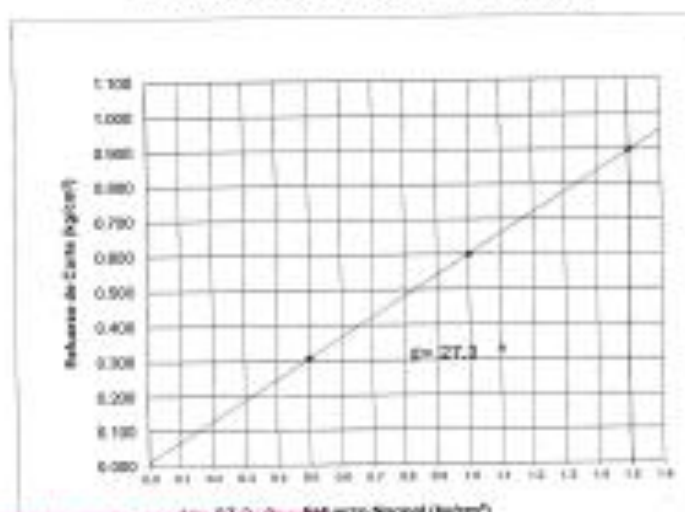
Muestra : M-1

Prof.(m) : 3.00 PIS

DEFORMACION TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE



JR 20 DE OCTUBRE N° 100 EL TAMBOR 22.000000
(ALTURA DEL PUENTE CARRIÓN) C= 0.01 kg/cm²
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO.
RUC. 20568764995.

GEOLUMAS SAC
LABORATORIO DE SUELOS Y SUELOS
Ing. Civil Edwin Peña Dredas
ALCALDE PROVISORIO DEL MUNICIPIO DE HUANCAYO
CORPORACIÓN MUNICIPAL DE SUELOS,
CONCRETO, GEOTECNIA Y ASFALTO

CEL 988111150, RPM #008111156
CEL 971337776, RPM #971337776



II. ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

ESTADO : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
Calicata : C-4, ESTRIBO IZQUIERDO, COORD. 477327.00 m E -
8660244.00 m S
Muestra : M-1
Prof.(m) : 3.00 mts

Especimen N°	I	II	III
Diametro del anillo (cm)	6.36	6.36	6.36
Altura inicial de muestra (cm)	2.16	2.16	2.16
Densidad húmeda inicial (g/cm ³)	2.057	2.057	2.057
Densidad seca inicial (g/cm ³)	1.756	1.756	1.756
Cont. de humedad inicial (%)	17.14	17.14	17.14
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm)	2.084	2.071	2.051
Altura final de muestra (cm)	2.053	2.053	2.046
Densidad húmeda final (g/cm ³)	2.401	2.369	2.381
Densidad seca final (g/cm ³)	1.838	1.847	1.854
Cont. de humedad final (%)	30.6	29.9	29.0
Esfuerzo normal (kg/cm ²)	0.5	1.0	1.5
Esfuerzo de corte máximo (kg/cm ²)	0.306	0.599	0.897
Angulo de fricción interna :	27.3 °		
Cohesión (Kg/cm ²) :	0.01		


GEOLUMAS SAC
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO
Ing. Civil Edwin Pyta Durán
REGISTRADO EN CHILE
CALLE SAN VICENTE DE SUELOS
SANTIAGO, CHILE

**ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE
CIMENTACIÓN**

PROYECTO:

**“ANALISIS DE LA MAXIMA AVENIDA DEL RÍO
CHANCHAS EN EL PELIGRO DE INUNDACION DE LA
ZONA URBANA DEL DISTRITO DE HUANCAN Y
HUAYUCACHI, PROVINCIA DE HUANCAYO, REGION
JUNIN”**

**ANALISIS GRANULOMETRICO
LIMITES DE CONSISTENCIA
PERFIL ESTATRIGRAFICO**

SOLICITANTE:

**Bach. PAREDES LAURA, YESENIA GRACIELA
13 DE MAYO DEL 2019**



PERFIL ESTRATIGRAFICO

"ANALISIS DE LA MAXIMA AVENIDA DEL RIO CHANCHAS EN EL PELIGRO DE INUNDACION DE LA ZONA URBANA DEL DISTRITO DE HUANCAN Y HUAYUCACHI, PROVINCIA DE HUANCAYO, REGION JUNIN"

PROYECTO:

ZONA URBANA DEL DISTRITO DE HUANCAN Y HUAYUCACHI

UBICACION:

FECHA : 10 DE MAYO DEL 2011

SECCIONANTE: BARRIO PUEBLO LAZAR, VISERNA SURESTE

PROFUNDIDAD: 2.00 m

PROF. MUEL. CREATIVO: CN

1.00 m

1.20 m

MUESTRA:

M-1

CAUCATA:

C-1, ESTRIBO DERECHO, COORD. 476861.00 m E - 8660341.00 m S

PROGRESIVA:

ESTRIBO DERECHO, COORD. 476861.00 m E - 8660341.00 m S



OBSERVACIONES:



SOLICITANTE : Bach. PAREDES LAURA, YESENIA GRACIELA

PROYECTO : "ANALISIS DE LA MAXIMA AVENIDA DEL RÍO CHANCHAS EN EL PELIGRO DE INUNDACION DE LA ZONA URBANA DEL DISTRITO DE HUANCAN Y HUAYUCACHI, PROVINCIA DE HUANCAYO, REGION JUNIN"

UBICACIÓN : ZONA URBANA DEL DISTRITO DE HUANCAN Y HUAYUCACHI

FECHA : 13 DE MAYO DEL 2019

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

C-1, ESTRIBO DERECHO, COORD. 476661.00 m E - 8660341.00 m S

Cálculo :
Muestra : M-1

ESTRIBO DERECHO, COORD. 476661.00 m E - 8660341.00 m S

PROG :
Prof. (m) : 3.00 mts

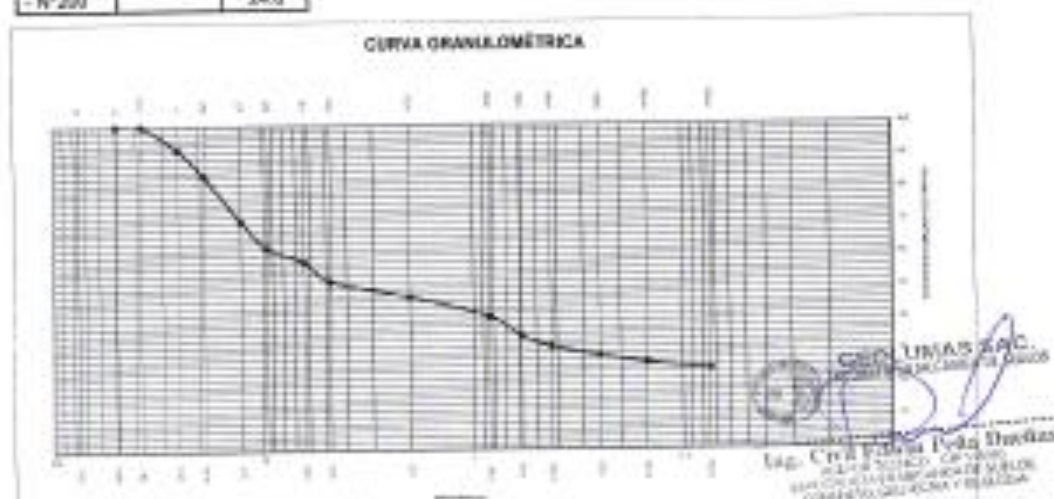
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO - ASTM D-422

Tamiz	Abertura (mm)	(%) Pasado	(%) Retenido	Peso
2"	76.200	-	-	
2"	50.800	-	-	100.0
1 1/2"	38.100	-	-	100.0
1"	25.400	7.2	7.3	92.8
3/4"	19.000	8.3	15.5	84.5
1/2"	12.700	13.9	29.4	70.6
3/8"	9.525	8.2	37.6	62.4
1/4"	6.350	4.2	41.6	58.4
Nº4	4.750	6.0	47.9	52.1
Nº10	2.000	4.8	52.7	47.3
Nº20	0.840	6.1	56.8	43.2
Nº30	0.600	6.0	64.8	35.2
Nº40	0.420	0.3	65.1	34.8
Nº60	0.250	2.9	71.0	29.0
Nº100	0.149	2.3	73.2	26.8
Nº200	0.074	2.0	75.2	24.8
- Nº200		24.8		

% grava	47.9
% arena	27.3
% fina	24.8

LIMITES DE CONSISTENCIA ASTM D-4318	
LIMITE LIQUIDO (%)	NP
LIMITE PLÁSTICO (%)	NP
INDICE PLÁSTICO (%)	0.00

Clasificación SUCS ASTM D-2487 : GM
Clasificación AASTHO ASTM D-1585 : A-2-4(0)





SOLICITANTE : Bach. PAREDES LAURA, YESENIA GRACIELA

PROYECTO : "ANALISIS DE LA MAXIMA AVENIDA DEL RIO CHANCHAS EN EL PELIGRO DE INUNDACION DE LA ZONA URBANA DEL DISTRITO DE HUANCAN Y HUAYUCACHI, PROVINCIA DE HUANCAYO, REGION JUNIN"

UBICACION : ZONA URBANA DEL DISTRITO DE HUANCAN Y HUAYUCACHI

FECHA : 13 DE MAYO DEL 2019

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

C-2, ESTRIBO DERECHO, COORD. 477136.00 m E -
8660303.00 m S

Calicote :

Muestra : M-1

PROG : ESTRIBO DERECHO, COORD. 477136.00 m E - 8660303.00 m S

Prof. (m) : 3.00 mts

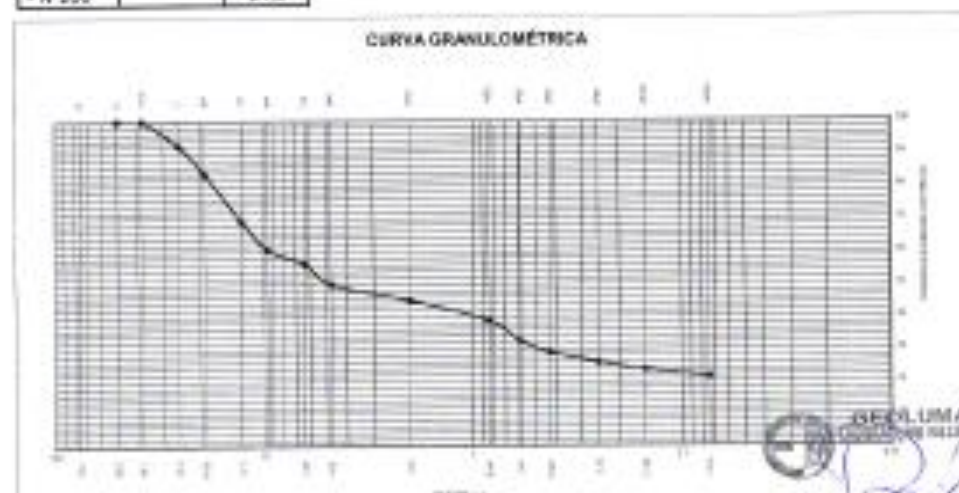
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO - ASTM D-422

Tamiz	Abertura (mm)	(%) Pasado	(%) Retenido	Peso
3"	76.200	-	-	-
2"	50.800	-	-	100.0
1 1/2"	38.100	-	-	100.0
1"	25.400	7.5	7.5	92.5
3/4"	19.050	8.8	9.2	83.8
1/2"	12.700	14.5	31.7	65.3
3/8"	9.525	8.8	39.3	60.7
1/4"	6.350	4.4	42.7	56.3
Nº4	4.750	8.5	49.3	50.1
Nº10	2.000	5.1	55.9	44.9
Nº20	0.840	6.4	61.4	38.6
Nº30	0.590	6.3	67.6	32.4
Nº40	0.425	5.4	71.1	28.9
Nº60	0.250	3.0	74.1	26.0
Nº100	0.149	2.4	76.4	23.6
Nº200	0.075	2.0	78.0	21.0
- Nº300		21.5		

% gruesa	40.9
% arena	28.5
% finos	21.5

LIMITE DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
LIMITE LIQUIDO (%)	NP
LIMITE PLASTICO (%)	NP
INDICE PLASTICO (%)	0.00

Clasificación SUCS ASTM D-2957 : GM
Clasificación AASHTO ASTM D-2323 : A-2-4(0)





PERFIL ESTRATIGRAFICO

"ANALISIS DE LA MAXIMA AVENIDA DEL RIO CHANCHAS EN EL PELIGRO DE INUNDACION DE LA ZONA URBANA DEL DISTRITO DE HUANCAN Y HUAYUCACHI, PROVINCIA DE HUANCAYO, REGION JUNIN"

PROYECTO: ZONA URBANA DEL DISTRITO DE HUANCAN Y HUAYUCACHI
 UBICACION:
 FECHA: 10 DE MAYO DEL 2019
 SOLICITANTE: Sr. FABIEN LARREA VERRINA ORAZOLA
 MUESTRA: M-1
 CALICATA: C-2, ESTRIBO DERECHO, COORD. 477136.00 m E - 8660303.00 m S
 PROGRESIVA: ESTRIBO DERECHO, COORD. 477136.00 m E - 8660303.00 m S



OBSERVACIONES

GEOLUMAS SAC
 Ing. Civil Edwin Peña Huachis
 REGION JUNIN - CP 14110
 HUANCAYO - PERU
 CORDONADO 8521019 - 7211508



SOLICITANTE : Bach. PAREDES LAURA, YESENIA GRACIELA

PROYECTO : "ANALISIS DE LA MAXIMA AVENIDA DEL RÍO CHANCHAS EN EL PELIGRO DE INUNDACION DE LA ZONA URBANA DEL DISTRITO DE HUANCAN Y HUAYUCACHI, PROVINCIA DE HUANCAYO, REGION JUNIN"

UBICACIÓN : ZONA URBANA DEL DISTRITO DE HUANCAN Y HUAYUCACHI

FECHA : 13 DE MAYO DEL 2019

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

C-3, ESTRIBO IZQUIERDO, COORD. 476811.00 m E - 8660301.00 m S

Celoso :
Muestra : M-1

ESTRIBO IZQUIERDO, COORD. 476811.00 m E - 8660301.00 m S

PROG :
Prof. (m) : 3.00 mts

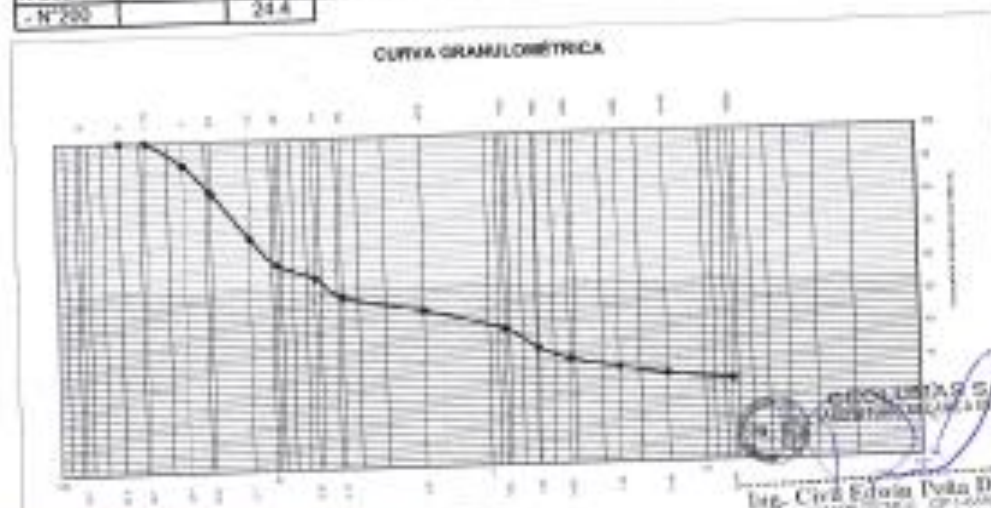
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO - ASTM D-422

Tamiz	Abertura (mm)	(%) Retenido	(%) Retenido	Pasa
3"	76.200	-	-	-
2"	50.800	-	-	100.0
1 1/2"	38.100	-	-	100.0
1"	25.400	7.3	7.3	92.7
3/4"	19.050	8.3	15.6	84.4
1/2"	12.700	14.0	29.6	70.4
3/8"	9.525	8.2	37.8	62.2
1/4"	6.350	4.2	42.1	57.9
Nº4	4.750	8.0	40.1	61.9
Nº10	2.000	4.9	53.0	47.0
Nº20	0.840	6.1	59.1	40.9
Nº30	0.600	6.0	65.2	34.8
Nº40	0.425	3.3	68.5	31.5
Nº60	0.250	2.9	71.6	28.4
Nº100	0.149	2.3	73.6	26.4
Nº200	0.075	2.0	75.8	24.4
- Nº200		24.4		

% grava	: 48.1
% arena	: 27.5
% finos	: 24.4

LIMITE DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
LIMITE LIQUIDO (%)	NP
LIMITE PLASTICO (%)	NP
INDICE PLASTICO (%)	0.00

Clasificación SUCS ASTM D-2487 : **GM**
Clasificación AASTHO ASTM D-3282 : **A-2-4(0)**





PERFIL ESTRATIGRAFICO

"ANALISIS DE LA MAXIMA AVENIDA DEL RIO CHANCHAS EN EL PELIGRO DE INUNDACION DE LA ZONA URBANA DEL DISTRITO DE HUANCAM Y HUAYUCACHI, PROVINCIA DE HUANCAYO, REGION JUNIN"

PROYECTO: ZONA URBANA DEL DISTRITO DE HUANCAM Y HUAYUCACHI
 UBICACION: 11 DE MAYO DEL 2011
 FORMA: S/S, PAREDES-LIJA, REMERA-GRUELA
 SUELO: POLYURETANO SU PL/06 : 0.00 mm
 PROF. NIVEL PRÁCTICO : 0.00 mm
 MUESTRA: M-1
 CALICATA: C-3, ESTRIBO IZQUIERDO, COORD. 476811.00 m E - 8660301.00 m S
 PROGRESIVA: ESTRIBO IZQUIERDO, COORD. 476811.00 m E - 8660301.00 m S



OBSERVACIONES

ING. CIVIL EDUARDO PEREZ DIAZ
 INGENIERO EN MECANICA DE SUELOS
 ESPECIALISTA EN SISTEMAS DE SUELOS
 CONSULTOR, GEOTECNICO Y GEOLÓGICO



SOLICITANTE : Bach. PAREDES LAURA, YESENIA GRACIELA

PROYECTO : "ANALISIS DE LA MAXIMA AVENIDA DEL RÍO CHANCHAS EN EL PELIGRO DE INUNDACION DE LA ZONA URBANA DEL DISTRITO DE HUANCAN Y HUAYUCACHI, PROVINCIA DE HUANCAYO, REGION JUNIN"

UBICACIÓN : ZONA URBANA DEL DISTRITO DE HUANCAN Y HUAYUCACHI

FECHA : 13 DE MAYO DEL 2019

REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Calicata : G 4, ESTRIBO IZQUIERDO, COORD. 477327.00 m E - 8660244.00 m S

Muestra : M-1

PROF : ESTRIBO IZQUIERDO, COORD. 477327.00 m E - 8660244.00 m S

Prof. (m) : 3.00 mts

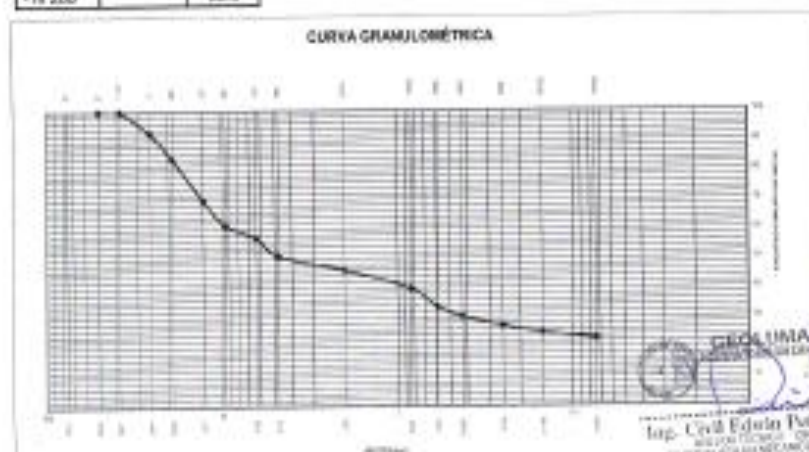
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO - ASTM D-422

Tamiz	Abertura (mm)	(% Pasado)	(% Retenido)	Peso
3"	76.200	-	-	-
2"	50.800	-	-	100.0
1 1/2"	38.100	-	-	100.0
1"	25.400	7.4	7.4	82.6
3/4"	19.000	8.5	15.9	84.1
1/2"	12.500	14.3	30.2	89.8
3/8"	9.525	8.4	38.6	91.4
1/4"	6.350	4.3	42.9	97.1
Nº4	4.750	6.2	48.1	98.9
Nº10	2.000	5.0	54.1	98.9
Nº20	0.840	6.3	60.3	99.7
Nº30	0.600	6.2	66.6	101.5
Nº40	0.425	3.4	69.9	101.1
Nº60	0.250	3.6	71.9	101.7
Nº100	0.149	2.3	75.2	104.0
Nº200	0.074	2.0	77.2	102.8
- Nº200		22.8		

% gruesa	49.1
% arena	28.1
% finos	22.8

LIMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
LIMITE LIQUIDO (%)	NP
LIMITE PLASTICO (%)	NP
INDICE PLASTICO (%)	0.00

Clasificación SUCS ASTM D-2487 : GM
Clasificación AASHTO ASTM D-2922 : A-2-4(0)



GEOLUMAS SAC
Ingeniero Civil Edwin Paredes
Ingeniero Civil Edwin Paredes
VIAJES Y SERVICIOS DE INGENIERIA
CORREO: GEOLOGIA100@GMAIL.COM

**ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE
CIMENTACIÓN**

PROYECTO:

**“ANALISIS DE LA MAXIMA AVENIDA DEL RÍO
CHANCHAS EN EL PELIGRO DE INUNDACION DE LA
ZONA URBANA DEL DISTRITO DE HUANCAN Y
HUAYUCACHI, PROVINCIA DE HUANCAYO, REGION
JUNIN”**

ALBUM FOTOGRAFICO

SOLICITANTE:

**Bach. PAREDES LAURA, YESENIA GRACIELA
13 DE MAYO DEL 2019**



GEOLUMAS SAC

MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

RUC 20568764995



FOTO 01.- C-1, ESTRIBO DERECHO, COORD. 476661.00 m E –
8660341.00 m S



FOTO 02.- C-1, ESTRIBO DERECHO, COORD. 476661.00 m E –
8660341.00 m S

GEOLUMAS SAC
REGISTRADO EN SUNAT Y EN OSCE

Ing. Civil Edwin Pedro Huacón
MAGISTER EN INGENIERIA DE SUELOS
CON ESPECIALIDAD EN MECANICA DE SUELOS,
CONCRETO Y ASFALTO



FOTO 05.- C-3, ESTRIBO IZQUIERDO, COORD. 476811.00 m E –
8660301.00 m S



FOTO 06.- C-4, ESTRIBO IZQUIERDO, COORD. 477327.00 m E
–8660244.00 m S

**GEOLUMAS SAC**
MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO
[Signature]
Ing. Civil Edwin Peña Daefes
MATERIALES DE CONSTRUCCION
SPECIALIZADA EN MECANICA DE SUELOS,
CONCRETO Y ASFALTO

Anexo N° 07: panel fotográfico



Figura 16. Vista del tramo de estudio del río Chanchas.



Figura 17. Margen izquierda del río Chanchas en el área de estudio.



Figura 18. Equipo de trabajo para el levantamiento topográfico del cauce del río Chanchas.



Figura 19. Áreas en proceso de urbanización en el margen izquierdo del río Chanchas.



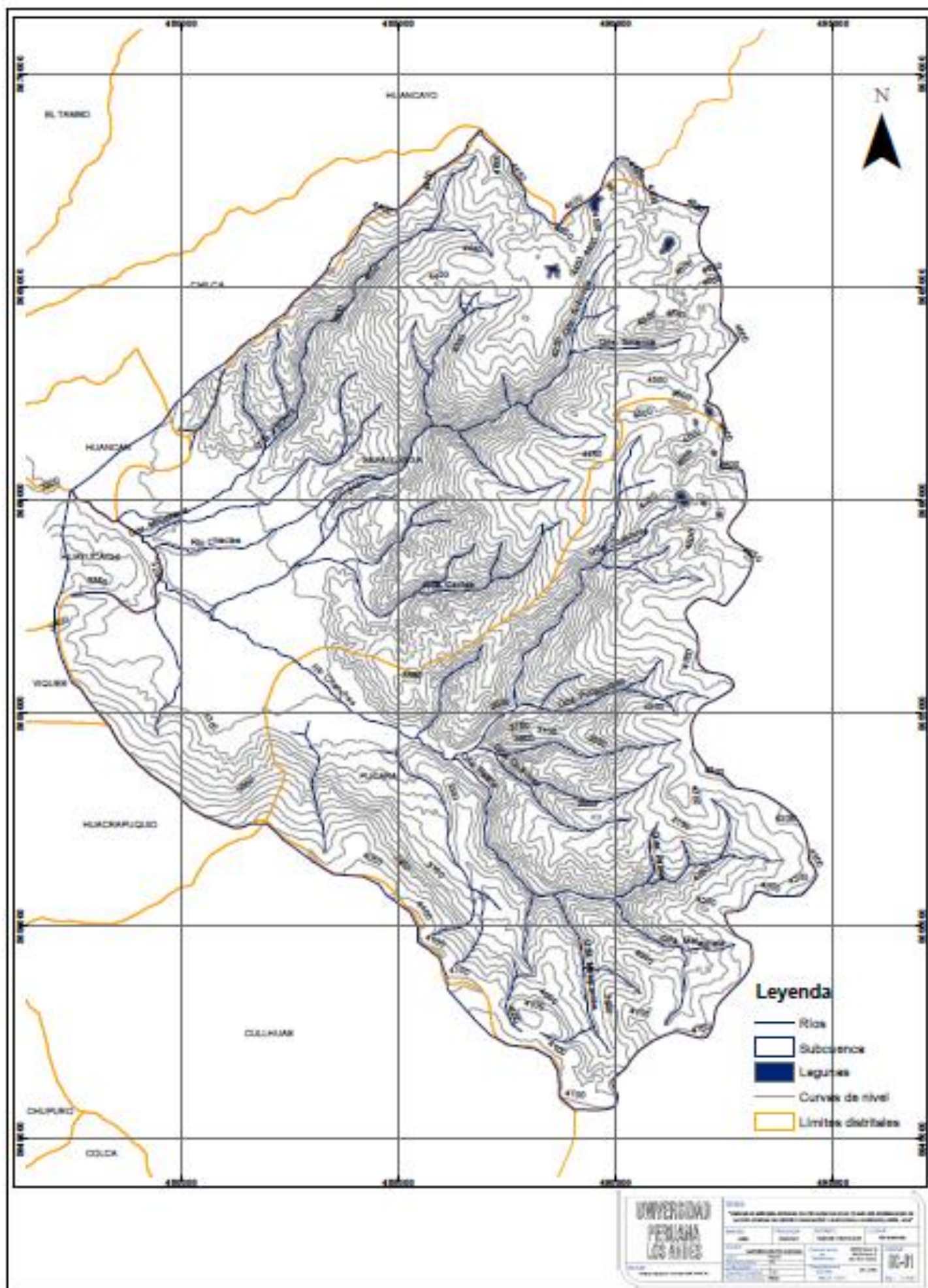
Figura 20. Vista de la calicata N° 01 en el margen derecho del río Chanchas.

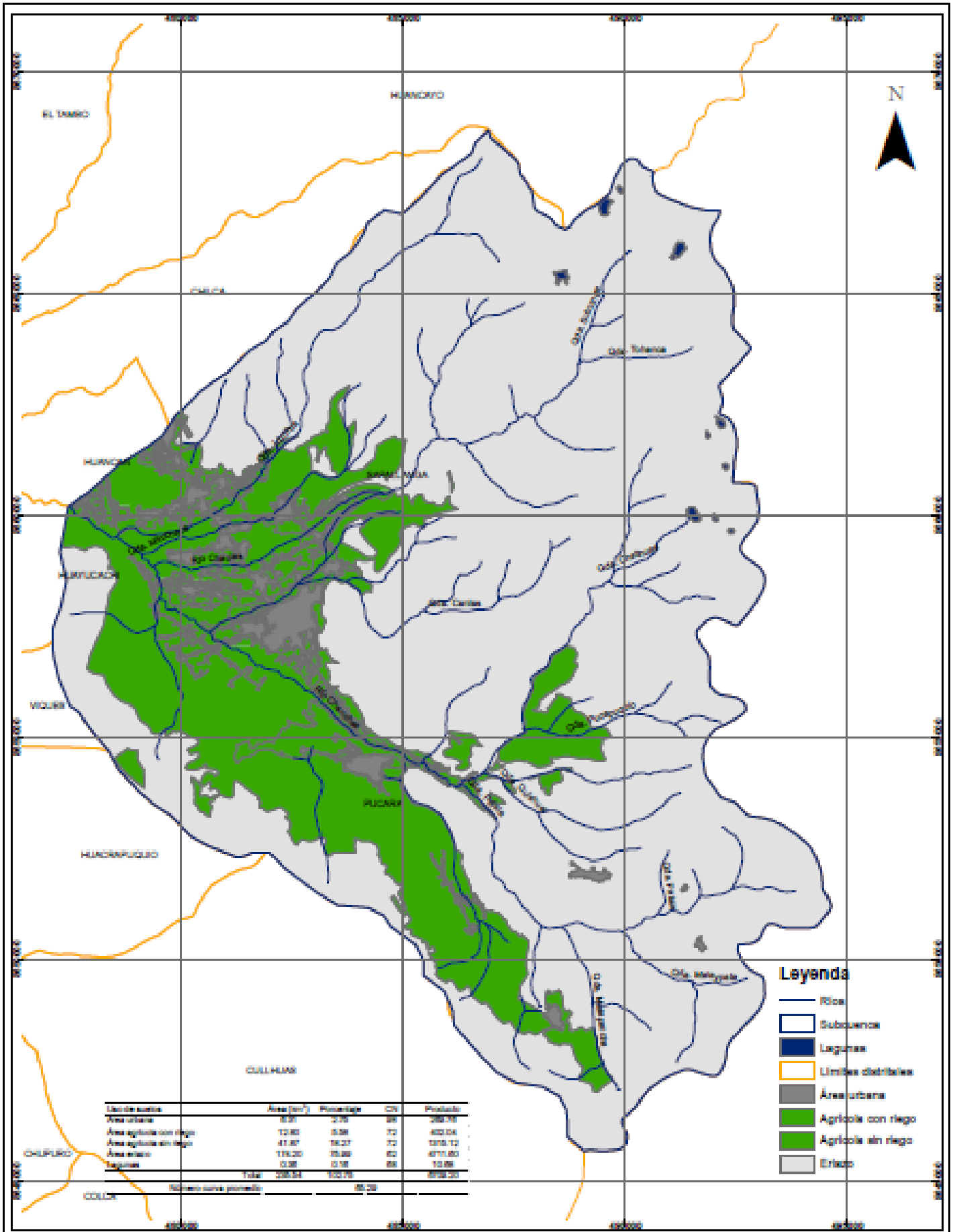


Figura 21. Vista de la calicata N° 02 en el margen derecho del río Chanchas.

Anexo N° 08: planos

- Subcuenca del río Chanchas (SC – 01).
- Uso de suelos en la subcuenca del río Chanchas (SC-02).
- Inundación del río Chanchas (SC-03).
- Topográfico (PT-01).
- Secciones transversales (ST-01)
- Ubicación de gaviones (UG-01)
- Detalle de gavión de h: 2.00 m (GV-01)
- Detalle de gavión de h: 2.50 m (GV-02)
- Detalle de gavión de h: 3.00 m (GV-03)
- Faja marginal (FM-01)





Uso de suelo	Área (m ²)	Porcentaje	CN	Producto
Área urbana	637	2.76	88	288.78
Área agrícola con riego	12.80	5.58	72	402.04
Área agrícola sin riego	47.87	20.27	72	1375.12
Área estero	174.20	75.88	82	4711.80
Legunas	0.38	0.16	88	10.88
Total	236.32	100.00		6908.62

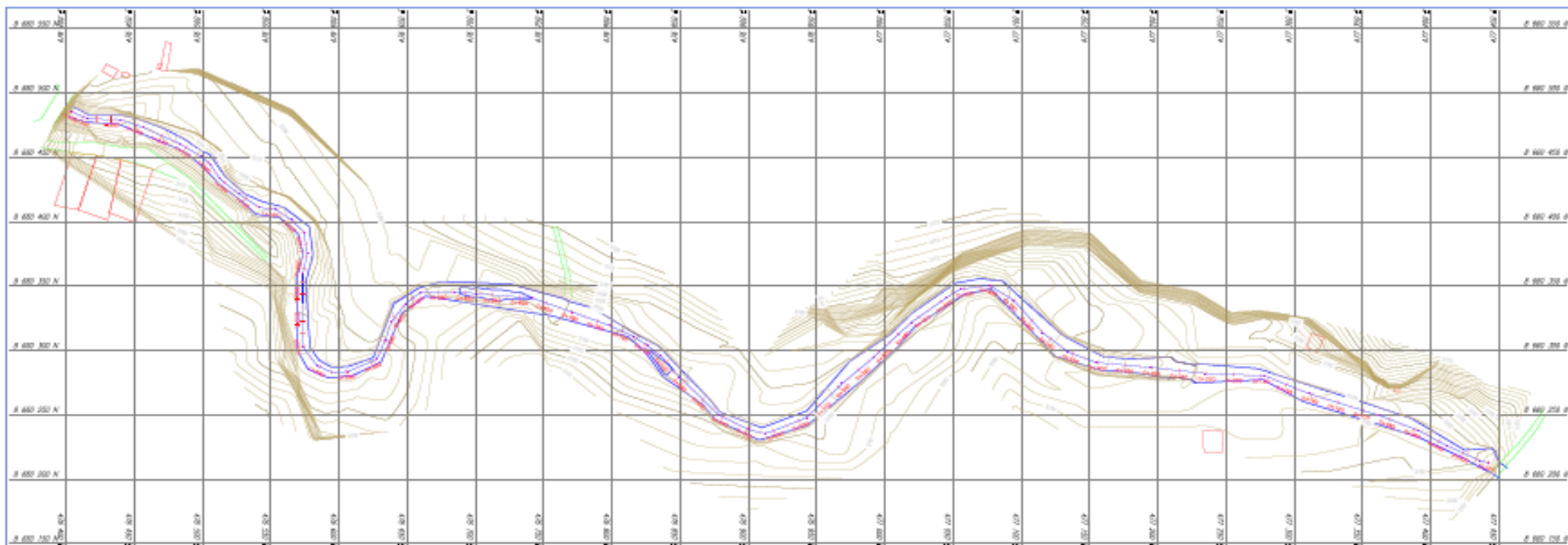
Número cultivos promedio: 85.28

Leyenda

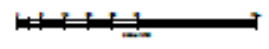
- Ríos
- Subcuencas
- Legunas
- Límites distritales
- Área urbana
- Agrícola con riego
- Agrícola sin riego
- Estero



UNIVERSIDAD PERUANA LOS RÍOS <small>UNIVERSITY OF THE RIVERS</small>		<small>INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA</small> <small>NATIONAL INSTITUTE OF STATISTICS</small>	
<small>INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA</small> <small>NATIONAL INSTITUTE OF STATISTICS</small>	<small>INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA</small> <small>NATIONAL INSTITUTE OF STATISTICS</small>	<small>INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA</small> <small>NATIONAL INSTITUTE OF STATISTICS</small>	<small>INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA</small> <small>NATIONAL INSTITUTE OF STATISTICS</small>
<small>INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA</small> <small>NATIONAL INSTITUTE OF STATISTICS</small>	<small>INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA</small> <small>NATIONAL INSTITUTE OF STATISTICS</small>	<small>INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA</small> <small>NATIONAL INSTITUTE OF STATISTICS</small>	<small>INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA</small> <small>NATIONAL INSTITUTE OF STATISTICS</small>
<small>INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA</small> <small>NATIONAL INSTITUTE OF STATISTICS</small>	<small>INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA</small> <small>NATIONAL INSTITUTE OF STATISTICS</small>	<small>INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA</small> <small>NATIONAL INSTITUTE OF STATISTICS</small>	<small>INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA</small> <small>NATIONAL INSTITUTE OF STATISTICS</small>



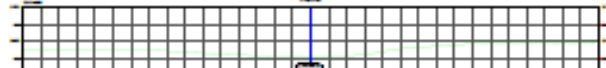
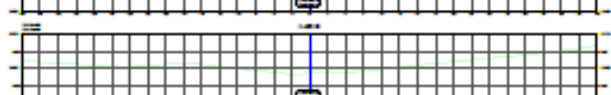
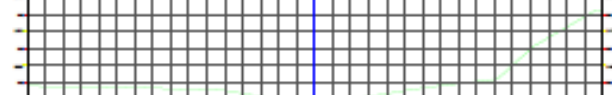
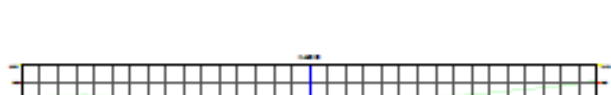
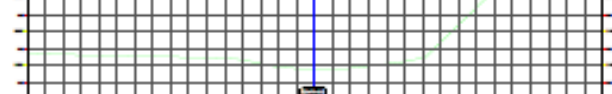
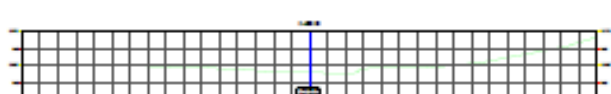
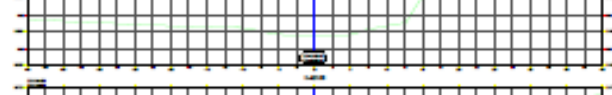
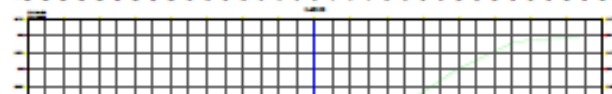
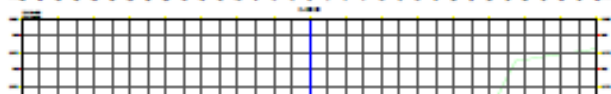
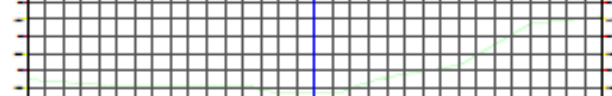
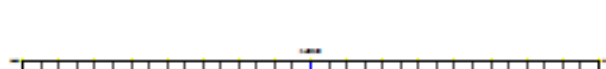
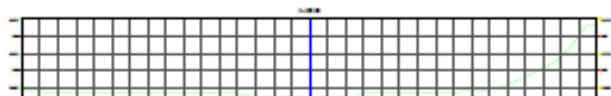
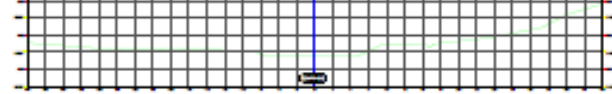
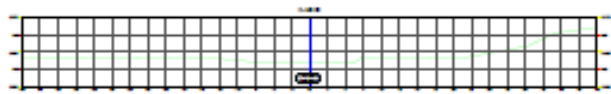
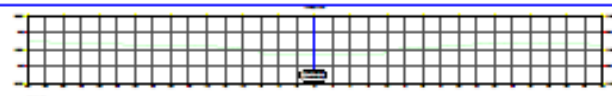
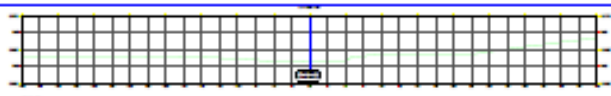
LEYENDA	
[Red line]	Camino
[Blue line]	Carretera
[Green line]	Arroyo
[Brown line]	Contorno
[Black line]	Limite

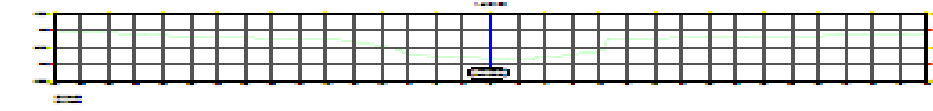
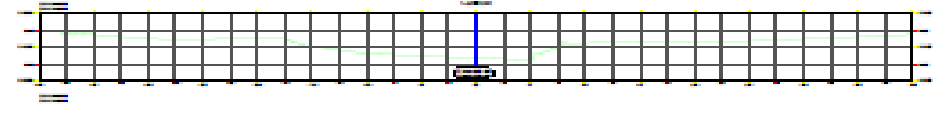
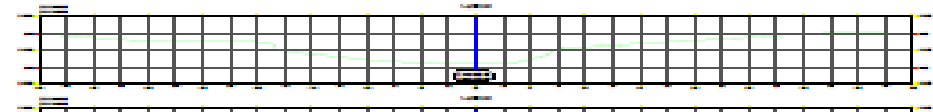
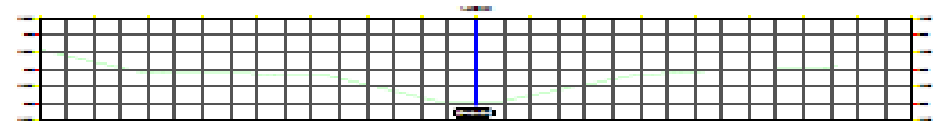
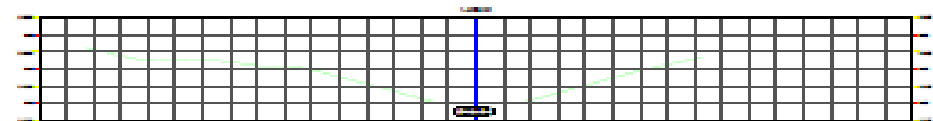
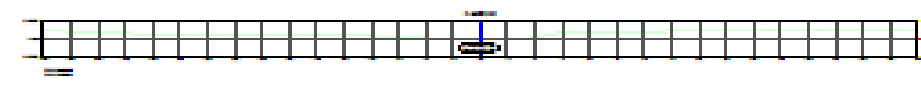
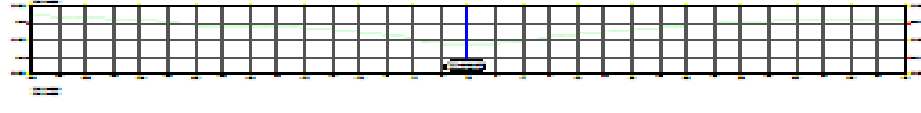
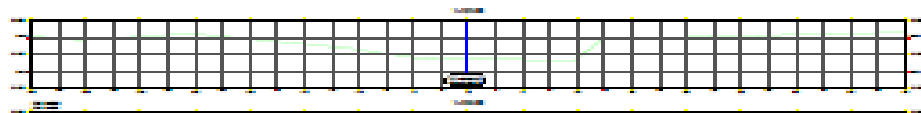
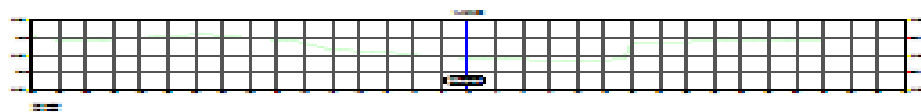
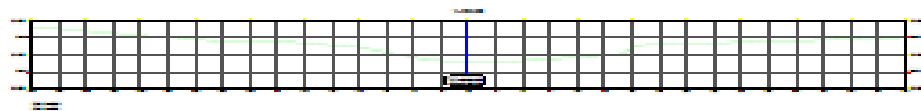
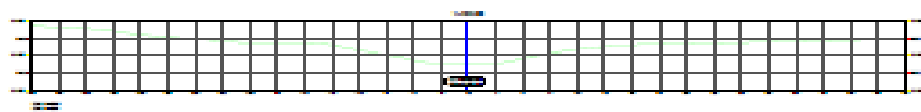
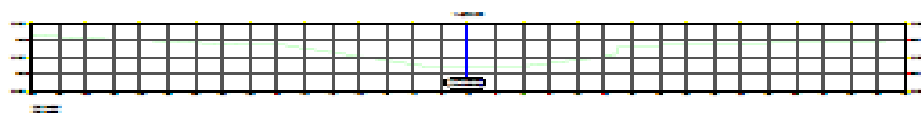
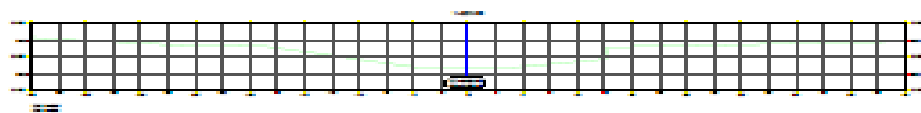


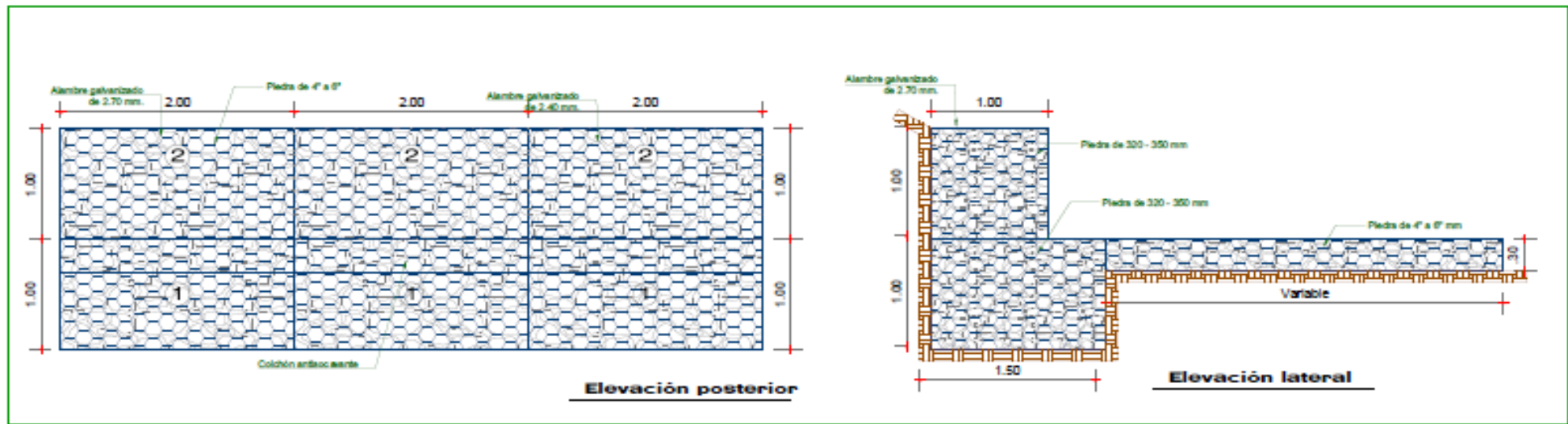
UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

TITULO		FECHA	
PROYECTO		AUTOR	
LUGAR		ESCALA	
PROFESOR		ESTUDIANTE	
MATERIA		GRUPO	
FECHA DE ENTREGA		FECHA DE CALIFICACION	
CALIFICACION		NOTA	
FIRMAS		FIRMAS	
FECHA		FECHA	

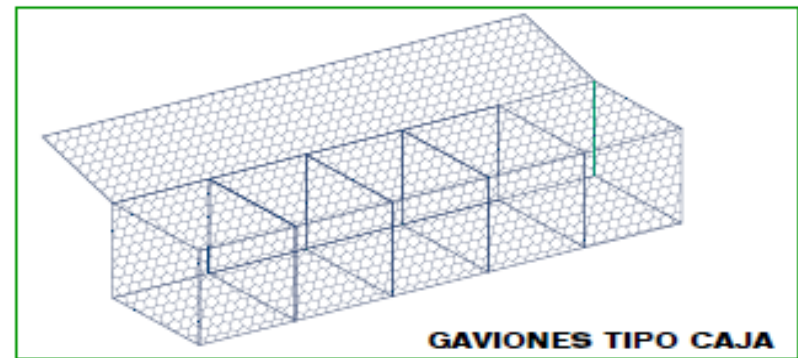
PT-01





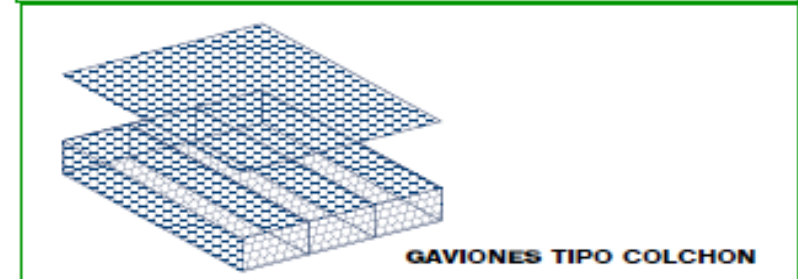


Detalles de gavión			
Camada	Ancho (m)	Altura (m)	Descripción
1	1.50	1.0	Comprende una hilera de 1.5 m x 2.0 m x 1.0 m
2	1.00	1.0	Comprende una hilera de 1.0 m x 2.0 m x 1.0 m
Colchón antisocavante	Variable	0.30	Comprende una hilera de e=0.30 y ancho variable

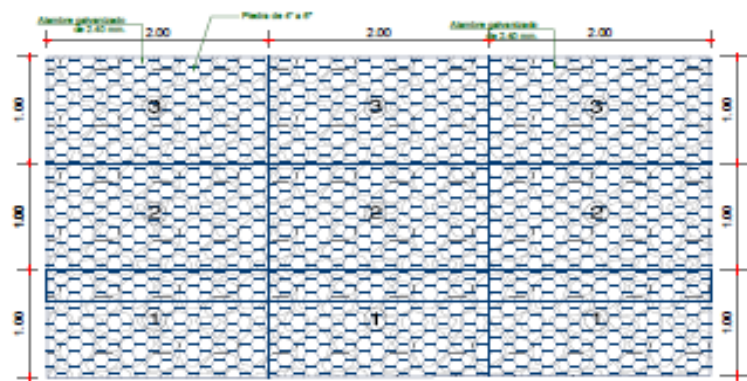


GAVIONES TIPO CAJA

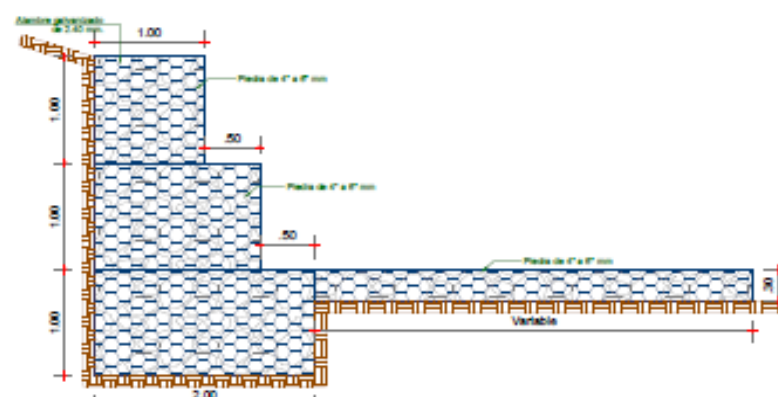
Especificaciones técnicas	
Relleno semicompactado - material de cantera	- Seleccionado granular fino compactado en capas de 0.5 m
Gaviones caja - material seleccionado dimensiones	- Piedra grande Ø4" a 6"
Colchón antisocavante	- Piedra mediana Ø4"
Malla	- Doble torsión (ASTM A975-97), cocada 8 x 10 cm hexagonal



GAVIONES TIPO COLCHON



Elevación posterior



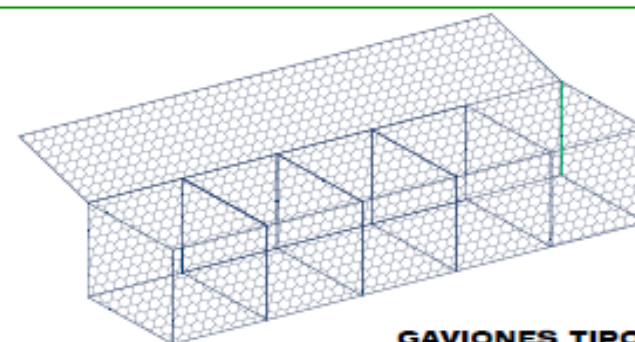
Elevación lateral

Detalles de gavión

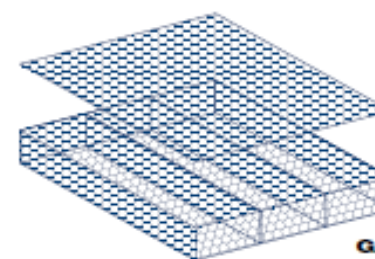
Item	Ancho (m)	Altura (m)	Descripción
1	2.00	1.00	Comprende una hilera de 2.0 m x 2.0 m x 1.0 m
2	1.50	1.00	Comprende una hilera de 1.5 m x 2.0 m x 1.0 m
3	1.00	1.00	Comprende una hilera de 1.0 m x 2.0 m x 1.0 m
Colchón antisocavante	Variable	0.30	Comprende una hilera de e=0.30 y ancho variable

Especificaciones técnicas

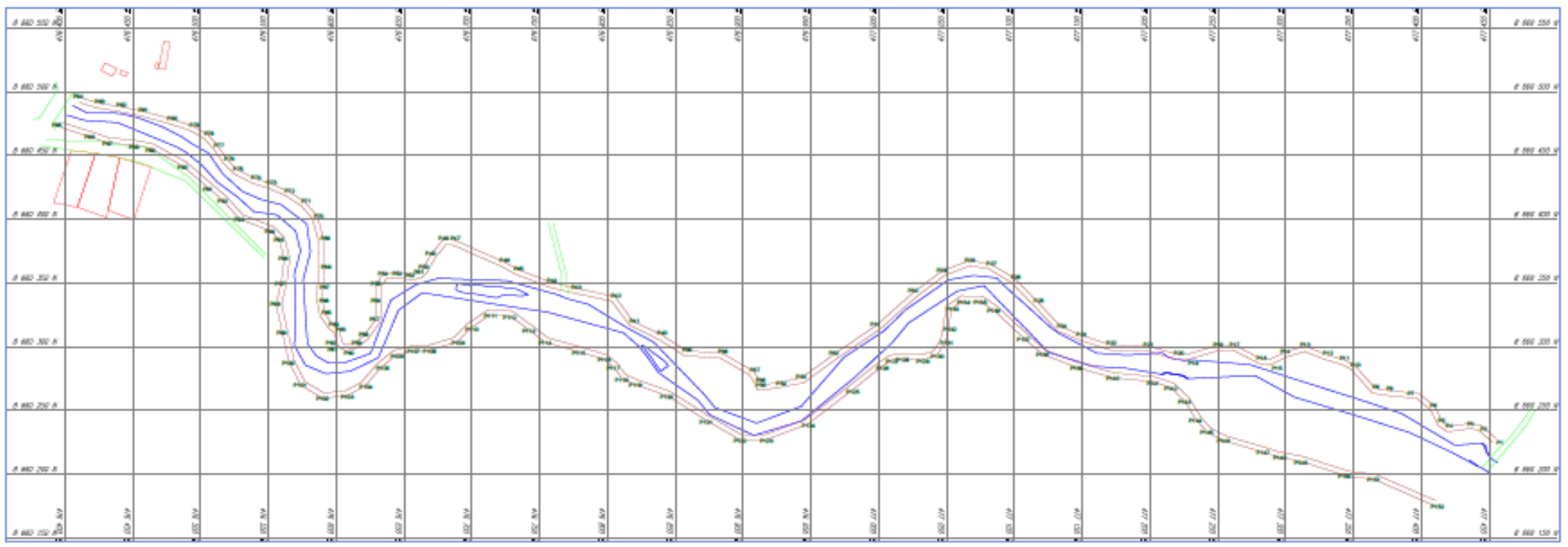
Relleno semicompactado - material de cantera	- Seleccionado granular fino compactado en capas de 0.5 m
Gaviones caja - material seleccionado dimensiones	- Piedra grande Ø4" a 6"
Colchón antisocavante	- Piedra mediana Ø4"
Malla	- Doble torsión (ASTM A975-97), cocada 8 x 10 cm hexagonal



GAVIONES TIPO CAJA



GAVIONES TIPO COLCHON



Station	Left	Right	Grade (%)	Station	Left	Right	Grade (%)	Station	Left	Right	Grade (%)	Station	Left	Right	Grade (%)	Station	Left	Right	Grade (%)	Station	Left	Right	Grade (%)												
P1	0+00	0+00	0.00	P11	0+100	0+100	0.00	P21	0+200	0+200	0.00	P31	0+300	0+300	0.00	P41	0+400	0+400	0.00	P51	0+500	0+500	0.00	P61	0+600	0+600	0.00	P71	0+700	0+700	0.00	P81	0+800	0+800	0.00

LEYENDA

- Propuesta de camino
- Propuesta de drenaje
- Propuesta de alcantarillado
- Propuesta de agua
- Propuesta de electricidad
- Propuesta de gas
- Propuesta de telecomunicaciones
- Propuesta de otros servicios
- Propuesta de otros usos
- Propuesta de otros terrenos
- Propuesta de otros recursos
- Propuesta de otros elementos

UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

Logo and contact information for the university, including website and social media links.