

UNIVERSIDAD DE HUANUCO
FACULTAD DE INGENIERIA
PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA CIVIL



TESIS

**“Análisis estructural, hidráulico e hidrogeológico para
mejorar el comportamiento del canal de riego en suelos
saturados - caso canal de riego Canchan Lindero –
Tomayquichua - 2019”**

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AUTOR: Poma Alvino, Joseph Walther

ASESORA: Boyanovich Ordoñez, Lili Tatiana

HUÁNUCO – PERÚ

2024

U

TIPO DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN:

- Tesis (X)
- Trabajo de Suficiencia Profesional ()
- Trabajo de Investigación ()
- Trabajo Académico ()

LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN: Hidráulica

AÑO DE LA LÍNEA DE INVESTIGACIÓN (2020)

CAMPO DE CONOCIMIENTO OCDE:

Área: Ingeniería, Tecnología

Sub área: Ingeniería civil

Disciplina: Ingeniería civil

DATOS DEL PROGRAMA:

Nombre del Grado/Título a recibir: Título Profesional de Ingeniero Civil

Código del Programa: P07

Tipo de Financiamiento:

- Propio (X)
- UDH ()
- Fondos Concursables ()

DATOS DEL AUTOR:

Documento Nacional de Identidad (DNI): 70690600

DATOS DEL ASESOR:

Documento Nacional de Identidad (DNI): 41948561

Grado/Título: Maestra en gestión pública

Código ORCID: 0000-0003-1751-1336

DATOS DE LOS JURADOS:

N°	APELLIDOS Y NOMBRES	GRADO	DNI	Código ORCID
1	Jacha Rojas, Johnny Prudencio	Doctor en medio ambiente y desarrollo sostenible	40895876	0000-0001-7920-1304
2	García Echevarría, Ericka Selene	Maestro en diseño y construcción de obras viales	23164212	0000-0002-6375-6855
3	Jara Trujillo, Alberto Carlos	Maestro en ingeniería, con mención en gestión ambiental y desarrollo Sostenible	41891649	0000-0001-8392-1769

D

H

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO
(A) CIVIL

En la ciudad de Huánuco, siendo las 16:00 horas del día **miércoles 10 de julio de 2024**, en cumplimiento de lo señalado en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad de Huánuco, se reunieron los **Jurados Calificadores** integrado por los docentes:

- ❖ DR. JOHNNY PRUDENCIO JACHA ROJAS - PRESIDENTE
- ❖ MG. ERICKA SELENE GARCÍA ECHEVARRÍA - SECRETARIA
- ❖ MG. ALBERTO CARLOS JARA TRUJILLO - VOCAL

Nombrados mediante la RESOLUCIÓN No 1491-2024-D-FI-UDH, para evaluar la Tesis intitulada: **"ANÁLISIS ESTRUCTURAL, HIDRÁULICO E HIDROLOGICO PARA MEJORAR EL COMPORTAMIENTO DEL CANAL DE RIEGO EN SUELOS SATURADOS – CASO CANAL DE RIEGO CANCHAN LINDERO - TOMAYQUICHUA - 2019"**, presentado por el (la) Bachiller. **Bach. Joseph Walther POMA ALVINO**, para optar el Título Profesional de Ingeniero(a) Civil.

Dicho acto de sustentación se desarrolló en dos etapas: exposición y absolución de preguntas: procediéndose luego a la evaluación por parte de los miembros del Jurado.

Habiendo absuelto las objeciones que le fueron formuladas por los miembros del Jurado y de conformidad con las respectivas disposiciones reglamentarias, procedieron a deliberar y calificar, declarándolo(a) **Aprobado** por **Unanimidad** con el calificativo cuantitativo de **1.5** y cualitativo de **bueno** (Art. 47).

Siendo las **17:25** horas del día 10 del mes de julio del año 2024, los miembros del Jurado Calificador firman la presente Acta en señal de conformidad.


DR. JOHNNY PRUDENCIO JACHA ROJAS
DNI: 40895876
ORCID: 0000-0001-7920-1304

PRESIDENTE


MG. ERICKA SELENE GARCÍA ECHEVARRÍA
DNI: 23164212
ORCID: 0000-0002-6375-6855

SECRETARIA


MG. ALBERTO CARLOS JARA TRUJILLO
DNI: 41891649
ORCID: 0000-0001-8392-1769

VOCAL



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO

CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD

El comité de integridad científica, realizó la revisión del trabajo de investigación del estudiante: JOSEPH WALTHER POMA ALVINO, de la investigación titulada “ANÁLISIS ESTRUCTURAL, HIDRÁULICO E HIDROGEOLÓGICO PARA MEJORAR EL COMPORTAMIENTO DEL CANAL DE RIEGO EN SUELOS SATURADOS - CASO CANAL DE RIEGO CANCHAN LINDERO – TOMAYQUICHUA - 2019”, con asesora LILI TATIANA BOYANOVICH ORDOÑEZ, designada mediante documento, con RESOLUCIÓN N° 0974-2024-D-FI-UDH del P.A. de INGENIERÍA CIVIL.

Puede constar que la misma tiene un índice de similitud del 17 % verificable en el reporte final del análisis de originalidad mediante el Software Turnitin.

Por lo que concluyo que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio y cumple con todas las normas de la Universidad de Huánuco.

Se expide la presente, a solicitud del interesado para los fines que estime conveniente.

Huánuco, 21 de junio de 2024



RICHARD J. SOLIS TOLEDO
D.N.I.: 47074047
cod. ORCID: 0000-0002-7629-6421



FERNANDO F. SILVERIO BRAVO
D.N.I.: 40618286
cod. ORCID: 0009-0008-6777-3370

TURNITIN JOSEPH W. POMA ALVINO .docx

INFORME DE ORIGINALIDAD

17%	17%	2%	6%
INDICE DE SIMILITUD	FUENTES DE INTERNET	PUBLICACIONES	TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	repositorio.udh.edu.pe Fuente de Internet	8%
2	hdl.handle.net Fuente de Internet	1%
3	repositorio.ucv.edu.pe Fuente de Internet	1%
4	Submitted to Universidad Tecnica De Ambato- Direccion de Investigacion y Desarrollo , DIDE Trabajo del estudiante	1%
5	repositorio.continental.edu.pe Fuente de Internet	<1%



RICHARD J. SOLIS TOLEDO,
D.N.I.: 47074047
cod. ORCID: 0000-0002-7629-6421



FERNANDO F. SILVERIO BRAVO
D.N.I.: 40618286
cod. ORCID: 0009-0008-6777-3370

DEDICATORIA

Dedico este esfuerzo a mis progenitores Irma Alvino y Walther Poma, a mi hermano Saúl Poma, y a mis tías Vilma Poma y Dominga Poma, quienes me educaron a través de sus principios y normas, y, sobre todo, su respaldo incondicional.

AGRADECIMIENTO

Empiezo agradeciendo a Dios, por bendecirme y darme la oportunidad de cumplir todos mis sueños, por colmarme de bendiciones poniendo personas excepcionales en mi camino, que paso a nombrarlas; al Mg. Percy Dávila quien impartió el curso de Estructuras Hidráulicas, ampliando mis conocimientos sobre el tema y me inspiró para llevar a cabo este proyecto de tesis, al Ing. Alejandro Vargas, por su conocimiento y asesoramiento cooperó en la aclaración de ideas durante este proceso; los fundadores del Círculo de Investigación Nikola Tesla, por sus enormes enseñanzas que contribuyeron a esta tesis; mis amigos de carpeta universitaria, siendo parte fundamental en este proceso; la empresa CONCYSSA S.A., que me acogió y me brindó la oportunidad de desarrollar mi carrera aplicando en la práctica lo aprendido; mi familia, primos y tíos, quienes me apoyan de manera incondicional. Por último, pero no menos importante, tú, Armhyda Guerra, fuiste quien me motivó a completar este gran proyecto.

ÍNDICE

DEDICATORIA	II
AGRADECIMIENTO	III
ÍNDICE.....	IV
ÍNDICE DE TABLAS	VII
ÍNDICE DE FIGURAS.....	IX
ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS	XI
RESUMEN.....	XII
ABSTRACT.....	XIII
INTRODUCCIÓN.....	XIV
CAPÍTULO I.....	15
PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	15
1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA	15
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	16
1.2.1. PROBLEMA GENERAL	16
1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS.....	17
1.3. OBJETIVO GENERAL.....	17
1.4. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	17
1.5. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	17
1.6. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN	18
1.7. VIABILIDAD DE LA INVESTIGACIÓN.....	18
CAPÍTULO II.....	20
MARCO TEÓRICO	20
2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN	20
2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONAL	20
2.1.2. ANTECEDENTES NACIONAL.....	21
2.1.3. ANTECEDENTES LOCALES.....	24
2.2. BASES TEÓRICAS	24

2.2.1.	HIDRÁULICA DE CANALES.....	24
2.2.2.	DRENAJE	41
2.2.3.	HIDROGEOLOGÍA.....	44
2.2.4.	GEOTEXTIL	52
2.2.5.	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL.....	59
2.3.	DEFINICIONES CONCEPTUALES	63
2.4.	HIPÓTESIS.....	66
2.5.	VARIABLES.....	66
2.5.1.	VARIABLE INDEPENDIENTE.....	66
2.5.2.	VARIABLE DEPENDIENTE	67
2.6.	OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.....	67
CAPÍTULO III.....		68
METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....		68
3.1.	TIPO DE INVESTIGACIÓN	68
3.1.1.	ENFOQUE	68
3.1.2.	NIVEL O ALCANCE	69
3.1.3.	DISEÑO	69
3.2.	POBLACIÓN Y MUESTRA	70
3.2.1.	POBLACIÓN	70
3.2.2.	MUESTRA.....	70
3.3.	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS .70	
3.3.1.	PARA LA RECOLECCIÓN DE DATOS.....	70
3.3.2.	PARA LA PRESENTACIÓN DE DATOS.....	71
3.3.3.	PARA EL ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS DATOS..	71
CAPÍTULO IV.....		72
RESULTADOS.....		72
4.1.	PROCESAMIENTO DE DATOS	72
CAPÍTULO V.....		166

DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	166
CONCLUSIONES	170
RECOMENDACIONES.....	171
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	172
ANEXOS.....	176

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Velocidades máximas recomendadas en función de las características de los suelos	39
Tabla 2 Relación: Caudal – Borde libre	40
Tabla 3 Relación: Ancho de solera - Borde libre.....	40
Tabla 4 Caudal – Borde libre	41
Tabla 5 Funciones del geotextil	53
Tabla 6 Factor de seguridad de la resistencia de los geotextiles.....	54
Tabla 7 Factor de seguridad para filtración de los geotextiles	55
Tabla 8 Propiedades físicas de los polímeros utilizados en geotextiles.....	58
Tabla 9 Operacionalización de variables	67
Tabla 10 Estimación de periodo de retorno del diseño, vida útil y la probabilidad	73
Tabla 11 Precipitaciones máximas por año, los últimos 25 años.....	75
Tabla 12 Intensidades máximas en diferentes tiempos de duración, últimos 25 años.....	76
Tabla 13 Intensidades máximas para distintas duraciones y periodos de retorno.	77
Tabla 14 Intensidades máximas (Imáx.) en diferentes duraciones (tiempos).	79
Tabla 15 Datos para la curva IDT (Intensidad – Duración – Periodo de retorno)	86
Tabla 16 Determinación del coeficiente de escorrentía	87
Tabla 17 Recopilación de los datos hidráulicos del canal. Caso 1.....	93
Tabla 18 Cálculo del momento estabilizante y la fuerza estabilizante por gravedad. Caso 1.....	106
Tabla 19 Cálculo del momento y la fuerza lateral pasiva. Caso 1.....	107
Tabla 20 Cálculo del momento y la fuerza lateral activa. Caso 1	108
Tabla 21 Comprobación de la estabilidad al volteo y deslizamiento del canal. Caso 1	112
Tabla 22 Datos para la curva IDT (Intensidad – Duración – Periodo de retorno). Caso 2	130

Tabla 23 Recopilación de los datos hidráulicos del canal. Caso 2.....	136
Tabla 24 Cálculo del momento estabilizante y la fuerza estabilizante por gravedad. Caso 2.....	147
Tabla 25 Cálculo del momento y la fuerza lateral pasiva. Caso 2.....	148
Tabla 26 Cálculo del momento y la fuerza lateral activa. Caso 2	149
Tabla 27 Comprobación de la estabilidad al volteo y deslizamiento del canal. Caso 2	152

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Sección transversal irregular	25
Figura 2 Secciones transversales más frecuentes.....	26
Figura 3 Elementos geométricos más significativos	27
Figura 4 Flujo uniforme permanente	30
Figura 5 Flujo uniforme no permanente	31
Figura 6 Flujo rápidamente variado	31
Figura 7 Flujo gradualmente variado	32
Figura 8 Flujo variado	32
Figura 9 Flujo gradualmente acelerado	33
Figura 10 Flujo gradualmente retardado	33
Figura 11 Canal con flujo de retraso gradualmente llamado curva de remanso	33
Figura 12 Tipos de flujos en canales abiertos.....	36
Figura 13 Sección típica de un subdrenaje sintético.....	44
Figura 14 Componentes del ciclo hidrológico	44
Figura 15 Zona saturada y no saturada	46
Figura 16 Pozos en acuíferos libre y confinado	48
Figura 17 Acuíferos en función a su estructura	48
Figura 18 Acuíferos en función del tipo de porosidad.....	49
Figura 19 Tipos de descarga de agua subterránea	50
Figura 20 Tipos de descarga de agua subterránea	51
Figura 21 Tipos de descarga de agua subterránea	51
Figura 22 Clasificación y composición de los diferentes tipos de geotextiles	56
Figura 23 Clasificación y composición de los diferentes tipos de geosintéticos	56
Figura 24 Muro de contención con diagrama de presión activa.....	60
Figura 25 Notación para la presión activa de las ecuaciones	61
Figura 26 K_p ; coeficiente de presión pasiva	62
Figura 27 Notación para la presión pasiva de las ecuaciones	63
Figura 28 Curva IDT (Intensidad - Duración - Periodo de Retorno)	87

Figura 29 Pre-dimensionamiento del canal, diseño hidráulico del canal.....	89
Figura 30 Empuje activo del suelo	96
Figura 31 Empuje activo del agua.....	96
Figura 32 Empuje pasivo del suelo	97
Figura 33 Empuje del suelo considerando el ángulo de inclinación del talud	98
Figura 34 Sección típica del canal de riego en estudio. Caso 1	102
Figura 35 Análisis de la subpresión en el suelo, sección típica. Caso 1	103
Figura 36 Diagrama de subpresión. Caso 1	104
Figura 37 Diagrama de cuerpo libre de una sección del canal	109
Figura 38 Diagrama de la carga distribuida sobre la base del canal.....	110
Figura 39 Diagrama de dovelas	110
Figura 40 Diagrama de una sección de dovela.....	111
Figura 41 Esquema de la pared derecha del canal, se refleja la fuerza cortante y momento flector.	113
Figura 42 Esquema de la pared izquierda del canal, se refleja la fuerza cortante y momento flector	116
Figura 43 Esquema de la losa del canal, se refleja la fuerza cortante y momento flector	120
Figura 44 Detalle de los refuerzos del canal, sección típica. Caso 1	125
Figura 45 Detalle del canal, sección típica, para el proceso constructivo. Caso 1.....	125
Figura 46 Curva IDT (Intensidad - Duración - Periodo de Retorno). Caso 2	131
Figura 47 Detalle de los refuerzos del canal, sección típica. Caso 2.....	164
Figura 48 Detalle del canal, sección típica, para el proceso constructivo. Caso 2.....	165
Figura 49 Sección típica para canales de riego en suelo saturado.....	166
Figura 50 Detalle del refuerzo de acero en la sección típica del canal	167
Figura 51 Detalle de la sección típica del canal, indicando sus dimensiones	167

ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 1 Captación del canal de riego	180
Fotografía 2 Canal de riego, se visualiza el funcionamiento normal del canal. En los círculos encerrados se observan las Lloronas, son agujeros que permiten el libre ingreso que agua, de esa manera se reduce la presión hidrostática.....	180
Fotografía 3 Se observa la canoa propuesta en el proyecto, esta estructura en época de avenida ayuda a que el agua vaya de manera directa a la quebrada y no afecte al canal de riego	181
Fotografía 4 Limpieza del área aledaña para realizar las calicatas. Las calicatas fueron realizadas en puntos estratégicos.....	181
Fotografía 5 Calicata 01, presencia de agua a menos de 1.50m de profundidad. Se realiza Test de percolación.....	182
Fotografía 6 Limpieza del área aledaña para realizar las calicatas. Las calicatas fueron realizadas en puntos estratégicos.....	182

RESUMEN

El **objetivo** de este informe de estudio fue demostrar que el análisis estructural, hidráulico e hidrológico mejoró el comportamiento del canal de riego en suelos saturados. Se utilizó el siguiente tipo de **metodología** de investigación; predictivo experimental (en función de la exhaustividad de la búsqueda de la información que se desea encontrar), retrospectivo (de acuerdo con el momento en que ocurre el fenómeno) y longitudinal. El enfoque fue cuantitativo, la investigación tuvo un alcance explicativo y se realizó un diseño experimental de tipo preexperimental. La población estaba conformada por el canal de riego Canchan Lindero – Tomayquichua, de 1.422 km de longitud y la muestra fue el suelo saturado que afectaba el canal de riego mencionado. La técnica para recolección de datos fue mediante un estudio de mecánica de suelos (se realizó dos calicatas), levantamiento topográfico (se utilizó el que tenía el proyecto), observacional (se identificó adecuadamente los suelos saturados) y los instrumentos fueron los ensayos realizados. Los programas con los que se procesaron los datos fueron Geo 5, Microsoft Excel y AutoCAD y como **resultados** se obtuvo que, en el canal de riego Canchan Lindero – Tomayquichua de 1.422 km, todo el canal se encontró revestido, el tramo de estudio es de la progresiva de 0+030 al 0+080, de los cuales 10 m del canal se encontró en suelos saturados y 40 m del canal se encontró en suelos medianamente saturado. El área de drenaje tenía las siguientes características: pendiente 8.68%, área de drenaje 7.113 has y longitud de drenaje 1422.65 m. El valor del caudal de drenaje era de 3.76 m³/s, para una intensidad máxima de 380.659 mm/h y el coeficiente de escorrentía era 0.50. En **conclusión**, queda demostrado que el análisis estructural, hidráulico e hidrológico mejoró el comportamiento del canal de riego en suelos saturados, de esta manera la hipótesis propuesta es aceptable.

Palabras claves: Concreto armado, canal de riego, drenaje, estructural hidráulico, hidrológico y suelos saturados.

ABSTRACT

The objective of this study report was to demonstrate that structural, hydraulic and hydrological analysis improved the performance of the irrigation canal in saturated soils. The research methodology was type: experimental predictive (depending on the exhaustiveness of the search for the information to be found), retrospective (according to the moment in which the phenomenon occurs) and longitudinal. The approach was quantitative, the research had an explanatory scope and a pre-experimental experimental design was carried out. The population was made up of the Canchan Lindero – Tomayquichua irrigation canal, 1,422 km long and the sample was the saturated soil that affected the aforementioned irrigation canal. The technique for data collection was through a study of soil mechanics (two pits were carried out), topographic survey (the one that the project had used), observational (saturated soils were properly identified) and the instruments were the tests carried out. The programs with which the data were processed were Geo 5, Microsoft Excel and AutoCAD and the results were that, in the 1,422 km Canchan Lindero – Tomayquichua irrigation canal, the entire canal was found lined, the study section is from the progressive from 0+030 to 0+080, of which 10m of the canal was found in saturated soils and 40m of the channel was found in moderately saturated soils. The drainage area had the following characteristics: slope 8.68%, drainage area 7.113 ha and drainage length 1422.65 m. The drainage flow value was 3.76 m³/s, for a maximum intensity of 380.659 mm/h and the runoff coefficient was 0.50. In conclusion, it is demonstrated that the structural, hydraulic and hydrological analysis improved the behavior of the irrigation canal in saturated soils, thus the proposed hypothesis is acceptable.

Key words: Reinforced concrete, irrigation canal, drainage, hydraulic structural, hydrological and saturated soils.

INTRODUCCIÓN

La agricultura es uno de los principales sectores económicos de nuestra nación y, con el tiempo, hemos pasado de construir canales de riego artesanales a canales de riego de concreto ciclópeo.

A pesar de ello, aún se presentan graves problemas de colapso en la mayoría de los canales de riego de concreto ciclópeo, esto sucede porque los canales de sección rectangular están diseñados para mejorar considerablemente la eficiencia de riego mas no para soportar deslizamiento de taludes vulnerables y presiones hidráulicas, generado por los suelos saturados.

Por lo tanto, a la luz de lo anterior, el propósito del presente estudio es mostrar cómo el análisis estructural, hidráulico e hidrológico mejora el comportamiento del canal de riego en suelos saturados.

Por ello, el presente estudio de investigación contiene cinco capítulos. Capítulo I. Se incluye la descripción y formulación del problema de investigación, así como los objetivos, la justificación, las limitaciones y la viabilidad del estudio. Capítulo II. En el marco teórico se incluyen el contexto histórico de la investigación, los fundamentos teóricos, las definiciones conceptuales, las hipótesis, las variables y la operacionalización de las variables. Capítulo III. El tipo de investigación, la población y la muestra, los métodos e instrumentos de recogida de datos, los métodos de tratamiento de datos y los métodos de análisis de la información se incluyen en la metodología de la investigación. Capítulo IV. Procesamiento de datos, contrastación y prueba de hipótesis. Capítulo V. Discusión de resultados. Conclusiones y recomendaciones. Para finalizar se incluye las referencias bibliográficas y anexos.

CAPÍTULO I

PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

A nivel Internacional, se cree que el 70% del agua de España se utiliza para el riego agrícola, según un informe del Ministerio de Agricultura. Sin embargo, el hecho de que las infraestructuras de riego registran pérdidas de entre el 30% y el 40% suscita cierta preocupación (Duran, 2019).

El crecimiento de la gestión del agua para uso agrícola y el desarrollo de la agricultura peruana están significativamente correlacionados. A nivel nacional, la Autoridad Local del Agua ha reconocido más de 60 Juntas de Usuarios, pero sólo alrededor del 30% de ellas cuenta con dirección técnica y empleados técnico-administrativos que cumplen eficazmente sus funciones. Sin embargo, sólo el 30% de ellas disponen de los mismos servicios, lo que contribuye a la falta de atención prestada a los problemas de infraestructura hidráulica del país. En consecuencia, los canales de riego están en mal estado, lo que perjudica directamente a los receptores (Guevara, 2023).

El agua es un recurso natural esencial para muchas cosas, como satisfacer las necesidades básicas, fomentar el crecimiento de empresas rentables y proteger el medio ambiente. Según esta definición, el agua es un bien público que no está sujeto a la propiedad privada para evitar la monopolización, la apropiación especulativa y el uso irracional. El agua es necesaria para completar un ciclo natural, y su alteración tiene efectos adversos sobre las empresas, las poblaciones y las generaciones futuras. En consecuencia, el recurso requiere una gestión integrada que tenga en cuenta la ordenación por cuencas o zonas hidrográficas, la preservación de la calidad del agua y la defensa de la seguridad jurídica de los productores o inversores. Estos objetivos sólo pueden ser alcanzados por un órgano que gobierne los recursos hídricos y actúe con capacidad técnica, alejándose de la demagogia y utilizando medidas contundentes para hacer cumplir sus dictámenes (Gonzales, 2023).

También es necesario mencionar que, en nuestra nación, la agricultura es una de las principales actividades económicas, esto ha conllevado a la construcción de canales de riego y drenaje tanto artesanales como de concreto ciclópeo.

En la actualidad se tiene un registro de la Dirección Regional de Agricultura y la Junta de Usuarios del Sector Hidráulico Alto Huallaga donde menciona que en la región Huánuco se tienen 12,914.00 usuarios, con una superficie total de 18,588.89 Has, donde solo el 54.70% del área se encuentra bajo riego. También se tiene una extensión de 472 Km de canal de riego de concreto ciclópeo, de los cuales el 6.23% se encuentra en mal estado por fallas estructurales, los cuales necesitan reparación.

Sin embargo, en la mayoría de los diseños de los canales de irrigación de concreto ciclópeo se presencia graves fallas por colapso, esto se debe a que los canales de sección rectangular son diseñados para incrementar la eficiencia de riego mas no para soportar deslizamiento de taludes vulnerables y presiones hidráulicas, generados por los suelos saturados. Por tal motivo las fallas que presentan los canales de riego son: por volteo y por deslizamiento.

Existen versiones localizadas del problema. Como ya se ha dicho, las regiones con suelos saturados experimentan pérdidas en el canal. También se pierde la capacidad de riego, lo que repercute directamente en los beneficiarios del canal porque dependen de esta actividad.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. PROBLEMA GENERAL

¿Aplicando el análisis estructural, hidráulico e hidrogeológico mejorará el comportamiento del canal para riego en suelos saturados – CASO CANAL DE RIEGO CANCHAN LINDERO – TOMAYQUICHUA – 2019?

1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS

¿Empleando el diseño mejorará el comportamiento estructural del canal de riego en suelos saturados?

¿Utilizando el diseño mejorará el comportamiento hidráulico del canal de riego en suelos saturados?

¿Empleando el diseño mejorará el comportamiento hidrogeológico del canal de riego en suelos saturados?

1.3. OBJETIVO GENERAL

Demostrar que el análisis estructural, hidráulico e hidrogeológico mejorará el comportamiento del canal de riego en suelos saturados – CASO CANAL DE RIEGO CANCHAN LINDERO – TOMAYQUICHUA – 2019.

1.4. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Evidenciar que el diseño mejorará el comportamiento estructural del canal de riego en suelos saturados.

Explicar que el diseño mejorará el comportamiento hidráulico del canal de riego en suelos saturados.

Probar que el diseño mejorará el comportamiento hidrogeológico del canal de riego en suelos saturados.

1.5. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

En la actualidad el problema de la actividad agrícola se ha complejizado y agudizado por varios factores, entre ellos están: la falta de agua, el incremento de demanda y la actual crisis económica. Si bien es cierto que los agricultores se ven obligados a introducir sus productos en el mercado en condiciones de competencia desleal porque se pierden los canales de riego como consecuencia de la saturación de los suelos, todo ello conduce a una baja productividad porque el riego se verá restringido. Para solucionar este tipo de inconvenientes, pérdida de canales de riego, operación y

mantenimiento, las autoridades no le dan la importancia que se merece, por ello se plantea realizar este estudio.

Este estudio pretende argumentar que un buen análisis y diseño estructural, hidráulico e hidrogeológico aumentará la vida útil del canal al reducir la influencia de los empujes causados por los suelos saturados. Por otra parte, esta investigación será beneficiosa como referencia para futuras investigaciones sobre soluciones de canales de riego que puedan plantear nuevos problemas.

Por último, la forma en que se lleva a cabo este estudio tiene importantes implicaciones sociales; toda vez que se aplique el diseño estudiado y demostrado, en los posteriores proyectos que presenten problemas de suelos saturados.

1.6. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN

La ausencia de respaldo de determinadas organizaciones (instituciones) que facilitan datos meteorológicos y, en ocasiones, solicitando montos altos para brindar la información al alumno que lo solicita, teniendo en cuenta que son solo con fines de investigación académica.

El diseño estructural, hidráulico e hidrogeológico de canales de riego de concreto armado en suelos saturados carece de bibliografía y estudios especializados.

La falta de estudios de canales de riego en suelos saturados, en la zona de estudio.

La ausencia de una lista de las pérdidas en los canales provocados por los suelos anegados.

1.7. VIABILIDAD DE LA INVESTIGACIÓN

A nivel técnico, existe poca información, pero es necesaria para poder llevar a cabo esta investigación. Existen estudios de mejoramiento de canales de concreto y diseño de un canal de riego frente a taludes vulnerables,

teniendo en cuenta esos estudios se va a realizar un análisis más detallado, donde el principal problema es el suelo saturado que afecta de manera negativa al canal de riego.

A nivel económico, sí se cuenta con el respaldo económico para realizar esta investigación, de la cual el investigador se hará cargo.

A nivel social, se cuenta con la ayuda y el soporte de los usuarios del canal de riego Canchan – Tomayquichua ya que, al demostrar el análisis estructural, hidráulico e hidrogeológico del canal se mejorará significativamente el comportamiento del canal de riego frente a los empujes producidos por el suelo saturado. La finalidad de esta investigación es crear una sección modelo que pueda aplicarse en diversos canales con problemas similares para aumentar la producción agrícola.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONAL

Coyago y Quishpe (2023), “Diagnóstico y propuestas de solución para la rehabilitación del canal de riego Pucará, ubicado en el Cantón Mejía, Provincia de Pichincha”. El objetivo de este estudio es determinar las carencias del canal de irrigación realizando un diagnóstico rápido de las partes cruciales. Ello permite elaborar soluciones para rehabilitar y mejorar el abastecimiento y la conducción de agua. Dado que el método empleado es analítico y se busca una respuesta precisa a la investigación a través de documentos, el tipo de investigación es documental. En el proyecto también se emplea la técnica observacional. Tras analizar los datos, se corrobora que las secciones transversales de todo el canal tiene un caudal suficiente ($0,37 \text{ m}^3/\text{s}$ de media) para transportar los $0,216 \text{ m}^3/\text{s}$ que necesitan los beneficiarios. No obstante, hay problemas en algunas zonas, como los abrevaderos y el derrumbe de los muros del canal. En conclusión, se han hecho tres sugerencias como salvaguardia: El diseño de un acueducto, un muro de gaviones para la estabilización de taludes y un desarenador con un caudal de $0,37 \text{ m}^3/\text{s}$ son las tres primeras sugerencias.

Fonseca (2022), “Análisis de un sistema de riego agrícola para la optimización del recurso hídrico. Recinto Júdipa-Daule”. El objetivo de este estudio es examinar el sistema de riego agrícola teniendo en cuenta toda la información topográfica, hidrológica e hidráulica para proponer diseños de canales que maximicen los recursos hídricos disponibles y beneficien a la población. Se emplea la investigación de tipo explicativo. Las pruebas de campo y la recopilación de datos serán los instrumentos empleados en la técnica de observación, que implica la percepción ilustrada y deliberada de los hechos. Como resultado del estudio se tiene

que, el diseño del canal de riego previsto le permitirá transportar 0,41 m³/s, satisfaciendo las necesidades de riego 689 hectáreas.

Moran (2019), “Guía para la impermeabilización de cimentaciones mediante drenes y geotextiles para construcciones residenciales en zonas de alto nivel freático”. El objetivo de este estudio es elaborar una guía del proceso de construcción que especifique cómo impermeabilizar cimientos en regiones residenciales con niveles freáticos altos mediante el empleo de geotextiles y drenajes. La combinación de una metodología inductiva y descriptiva facilita el análisis de la zona utilizando diversas herramientas y recursos para comprender cómo se forma el suelo del sector El Recreo y cuánta agua recibe y retiene. Además de abordar la necesidad de establecer métodos fiables para la impermeabilización de cimientos con el uso de drenajes y geotextiles en la construcción de residencias en una zona de alto riesgo debido al nivel freático, permite describir las características del sector y los riesgos socio-naturales. El geotextil de poliéster tejido resulta ser muy ventajoso para las construcciones de este sector.

2.1.2. ANTECEDENTES NACIONAL

Loayza y Meza (2022), “Comportamiento hidráulico de flujo de agua en canales de riego en zonas de singularidad – canal Molino, Mito, Junín, 2021”, El objetivo de este estudio es determinar el comportamiento hidráulico del flujo de agua en canales de riego en zonas de singularidad – canal Molino, Mito, Junín, 2021. Se utiliza el método científico, pero del tipo aplicado, con un nivel explicativo y un diseño experimental. Según los resultados, el comportamiento hidráulico subcrítico ($F < 1$) se produce tanto en canales revestidos como no revestidos. En el canal revestido, la velocidad media mínima es de 0,27 m/s, mientras que la velocidad media máxima es de 0,73 m/s. En el canal sin revestimiento, las velocidades mínima y máxima son de 0,17 m/s y 0,35 m/s, respectivamente. En el canal revestido, el tirante in situ varía entre 0,273 y 0,372 m, mientras que en el canal no revestido varía entre 0,298 y 0,511 m. Del mismo modo, se ha descubierto que los tirantes in situ en

los codos exteriores son 0,065 metros más altos que los de los codos interiores. El canal revestido tiene una rugosidad teórica que oscila entre 0,018 y 0,057, mientras que el canal no revestido tiene una rugosidad teórica que oscila entre 0,041 y 0,107 y una rugosidad práctica que oscila entre 0,044 y 0,107 con un error relativo del 3,33%. El error relativo medio de ambos canales es del 9,59%. La conclusión de este estudio indica que, la velocidad media en el canal revestido varía de 0,73 m/s a 0,268 m/s, mientras que en el canal no revestido varía de 0,368 m/s a 0,167 m/s, lo que indica que el comportamiento hidráulico en las zonas de singularidad tanto en el canal revestido como en el no revestido es subcrítico ($F < 1$).

Gutiérrez (2021), "Mejoramiento hidráulico de un canal de riego aplicando revestimiento de concreto, Cospán, Cajamarca, 2021" El objetivo principal de este estudio es examinar cómo afecta la aplicación de un revestimiento de concreto a la capacidad de mejora hidráulica de un canal de irrigación, Cospán, Cajamarca, 2021. La población del estudio experimental, cuasiexperimental, es el canal de irrigación sin revestimiento de 8 km de sección rectangular, situado en el distrito de Cospán; el tamaño de la muestra es de 1 km. Para la recopilación y el procesamiento de los datos se utiliza la observación directa, pruebas de laboratorio y los siguientes programas informáticos; Hcanales, Google Earth, Mapper y Civil 3D. Se obtuvo como resultado la mejora en las propiedades hidráulicas del canal. El resultado final determina que, la aplicación del revestimiento del canal de riego aumentó la eficacia de la conducción del 95% al 100% y redujo las pérdidas por infiltración en un 5%.

Luquillas (2021), "Drenaje mediante filtro de fibras sintéticas recicladas en suelos parcialmente saturados para la estabilización geotécnica, aplicado a muros de contención año 2019". El objetivo principal de esta investigación es determinar cómo el uso de filtros de fibras sintéticas recicladas mejora el drenaje en suelos parcialmente saturados y contribuye a la estabilidad geotécnica en la construcción de

muros de contención. El presente estudio emplea una metodología cuantitativa, en la que se extraen datos e información de muestras de suelo para examinarlas en un laboratorio de suelos y determinar sus parámetros geomecánicos. Esta investigación tiene un alcance explicativo porque utiliza un enfoque aplicado para resolver un problema y validar herramientas y materiales que optimicen un proceso. Para ello, se diseñamos muros de contención con y sin filtros y analizamos los posibles resultados en cada caso. El Factor de Seguridad de Deslizamiento (FSD) = 1.552 y el Factor de Seguridad de Vuelco (FSV) = 2.481 son encontrados en el estudio del diseño del muro de contención con filtro, mientras que el FSD = 1.978 y FSV = 2.651 son encontrados en el diseño sin filtro. Por lo tanto, la estabilidad geotécnica de los suelos parcialmente saturados se ve afectada positivamente cuando se utilizan filtros de fibra sintética reciclada en el diseño de muros de contención.

Maravi (2022), "Diseño de geosintéticos para la estabilización de taludes y drenaje en la vía Chupaca - Rocha". Este estudio aborda la pregunta general, ¿Depende el drenaje y la estabilización de taludes de la carretera Chupaca - Roncha del diseño de la instalación de geosintéticos?, el objetivo principal es determinar cómo el drenaje y la estabilización de taludes de la ruta Chupaca - Roncha se ven afectados por el diseño de la instalación de geosintéticos y la hipótesis que se comprueba es: En el trayecto Chupaca - Roncha, el diseño de la instalación de geosintéticos mejora el drenaje de las aguas superficiales y subterráneas, así como la estabilización de los taludes. El diseño de la investigación es cuasiexperimental, la metodología de la investigación es científica, el tipo de investigación es aplicada y el nivel de investigación es descriptivo-explicativo. La población son los taludes de la carretera Chupaca - Roncha, del kilómetro 0+000 al 1+740 y se considera tres taludes inestables como muestra, que fue no probabilístico. Se concluye con la confirmación de la hipótesis general, que fue la siguiente; dado que las geoceldas se instalan en un sistema de confinamiento celular a través de una estructura de contención de tierras, el diseño de instalación de los geosintéticos mejora la

estabilización de los tres taludes. Además, los geodrenes planares y circulares, que se instalan tanto vertical como horizontalmente, permiten un drenaje satisfactorio al acceder la evacuación del agua.

2.1.3. ANTECEDENTES LOCALES

Rodríguez (2018), “Diseño de un canal de sección rectangular de concreto armado para riego y drenaje, en taludes vulnerables, Conchamarca – 2018” es el título del trabajo de investigación que se realiza. Se sugiere la construcción de un canal de irrigación con revestimiento de concreto y con refuerzos de acero, con la intención de asegurar la longevidad del sistema de drenaje y riego. La hipótesis de investigación es ser aceptada en base a los resultados si es posible construir un canal de riego y drenaje de sección rectangular de concreto armado en el canal artesanal YAURIN - CONCHAMARCA que sea resistente al empuje de taludes en lugares propensos a ello. Como resultado, se concluye que, si es posible construir un canal de irrigación, de concreto armado en áreas con presencia de suelos vulnerables.

2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1. HIDRÁULICA DE CANALES

Hidráulica y construcción

La explotación hidráulica consiste en obtener el máximo rendimiento del agua antes de verterla a la fuerza en el océano. Este aprovechamiento de carácter hidráulico tiene como finalidad un mejoramiento de carácter económico, social o higiénico de toda una población.

Hidráulica agrícola

Hentze (1951), explica que la agricultura incluye todos los métodos de producción de suelo, estrechamente ligados al suministro de alimentos a las personas. La mayoría de los proyectos hidráulicos tienen algún tipo de relación con la agricultura.

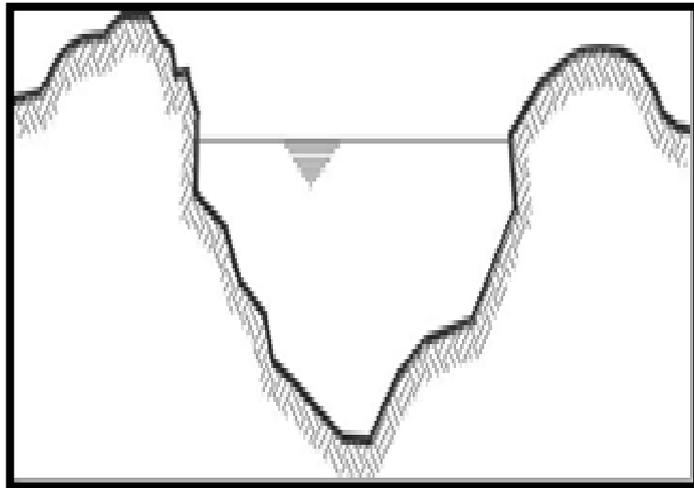
Clasificación de los Canales

Rodríguez (2008), describe que los canales se clasifican en las siguientes categorías en función de su lugar de origen:

- Canales naturales: Comprenden todos los cursos de agua terrestres que aparecen en la naturaleza, los cuales presentan una gran variedad de tamaños, incluidos arroyos, ríos pequeños y grandes, riachuelos, lagos y estanques, así como pequeños arroyos que se encuentran en zonas montañosas. Los canales naturales abiertos también incluyen los arroyos subterráneos que desplazan el agua en una superficie libre. La sección transversal, la alineación y las características del lecho de un canal natural acostumbra tener una forma demasiado irregular y cambian a lo largo del curso del canal.

Figura 1

Sección transversal irregular



Fuente: Rodríguez (2008).

- Canales artificiales: Se trata de zanjas de madera, cunetas de carretera, zanjas de drenaje agrícola, centrales hidroeléctricas, control de inundaciones, irrigación, navegación y canales modelo construidos en laboratorio. Otros ejemplos de canales artificiales son los colectores de aguas pluviales y los colectores sanitarios. Las formas geométricas prismáticas (regulares), se habitúa ver en

los canales artificiales. Un canal prismático es aquel que tiene una pendiente de fondo constante y una sección transversal invariable.

Secciones transversales más frecuentes

Villón (2007), menciona que las secciones transversales más típicas son los siguientes:

a) Secciones abiertas

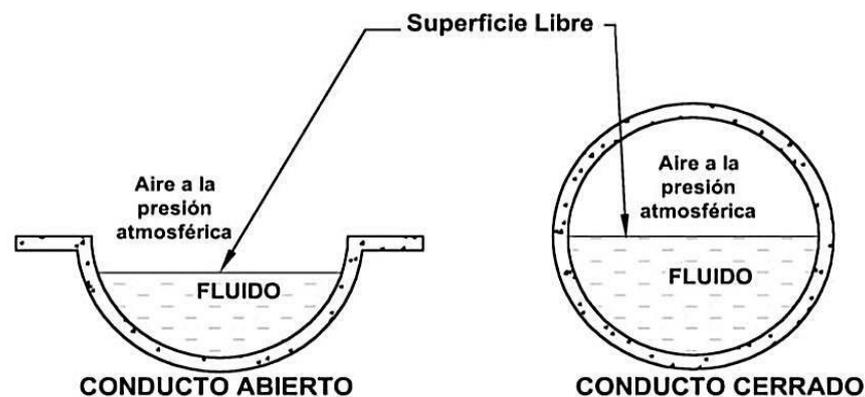
- Sección trapezoidal: Se emplea para canales amurallados y de tierra en secciones abiertas.
- Sección rectangular: Se utiliza en canales revestidos, canales excavados en rocas y en acueductos de madera.
- Sección triangular: Utilizada sobre todo por comodidad de disposición, como surcos, en zanjas revestidas en calzadas e incluso en pequeños canales de tierra.
- Sección parabólica: Utilizada ocasionalmente para canales revestidos, naturales y de tierra adoptan aproximadamente esta forma.

b) Secciones cerradas

- Sección circular y sección de herradura: Se emplean con frecuencia para grandes construcciones hidráulicas y alcantarillas.

Figura 2

Secciones transversales más frecuentes



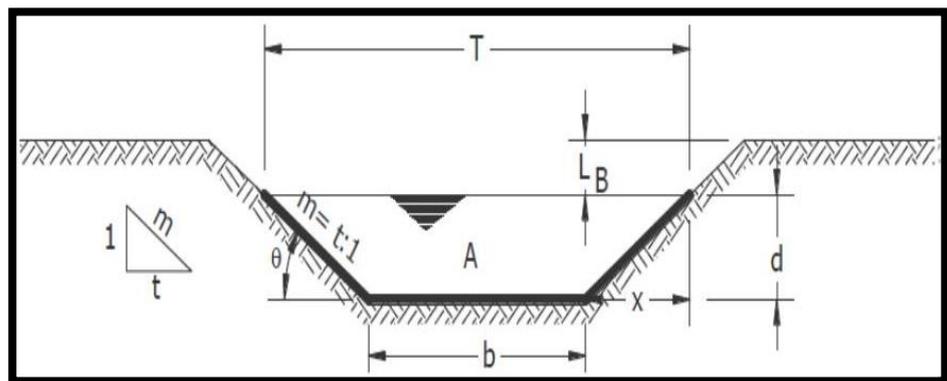
Fuente: Villón (2007).

Elementos geométricos de los canales

Rodríguez (2008), identifica las características de la sección de un canal, que depende de la profundidad del flujo y su geometría. Los componentes geométricos son cruciales y se utilizan con frecuencia en los cálculos de flujo. Los componentes geométricos de la sección del canal pueden describirse cuantitativamente en función de la profundidad del flujo y de otros parámetros seccionales. La sección transversal trapezoidal de un canal es el tipo más conocido. Se representa en la figura 3.

Figura 3

Elementos geométricos más significativos



Fuente: Rodríguez (2008).

- **Tirante de agua o profundidad de flujo ($d = y$):** Es la longitud vertical entre la superficie libre y el punto más bajo de una sección de canal.
- **Ancho superficial o espejo de agua (T):** Es la medida en metros (m) de la anchura de la superficie libre del agua.
- **Talud (m):** Es la relación entre las porciones horizontal y vertical de la pared lateral (también conocida como talud de la pared lateral del canal). En otras palabras, utilizando relaciones trigonométricas, m es el valor de la proyección horizontal cuando la proyección vertical es 1. Depende del tipo de material utilizado para construir el canal y es la cotangente del ángulo de reposo del material, o m

= X, para evitar derrames. En este caso, cuando se indica que un canal tiene una pendiente de 1,5:1, significa que la proyección horizontal de la pared lateral es 1,5 veces mayor que su proyección vertical, que es 1. Como resultado, la pendiente $m = 1,5$ se obtiene dividiendo la proyección horizontal de la pared lateral por su proyección vertical, siendo ambas 1,5.

- **Coefficiente de rugosidad (n):** Según el tipo de material (insumo) utilizado para alojar el canal.
- **Pendiente (S):** Es la pendiente longitudinal del gradiente del canal (medida en m/m).
- **Área hidráulica (A):** Es la cantidad de superficie, medida en m^2 , que ocupa el agua en cualquier sección transversal típica.
- **Perímetro mojado (P):** Es la medida en metros (m) de la longitud de la curva de nivel de la región mojada entre el agua y las paredes del canal.
- **Radio hidráulico (R):** Es la relación entre el perímetro mojado y el área hidráulica. $R = PA$, en m.
- **Ancho de la superficial o espejo del agua (T):** Expresado en m, es la anchura de la superficie libre del agua.
- **Tirante medio (dm):** Es igual al área hidráulica dividida por la anchura de la superficie de agua libre (T). $dm = AT$, tiene como unidad m, metros (Rodríguez, 2008).
- **Bordo Libre (B.L.):** Es la longitud entre la superficie abierta del agua hasta la corona de la tabla, se expresa en m.
- **Gasto (Q):** Se mide en m^3/s y representa la cantidad de agua que fluye por la sección transversal del canal en un segundo.
- **Velocidad media (V):** Es el caudal de agua en el canal, medido en metros por segundo (m/s).

Clasificación del flujo de canales abiertos

Rodríguez (2008), indica que en los canales abiertos pueden identificarse y representarse distintas formas de flujo. Según cómo

fluctúen en el tiempo y el espacio las medidas de profundidad, velocidad, área, etc. del flujo, se crea la siguiente clasificación.

Se proponen los siguientes criterios para clasificar el flujo en canales abiertos:

a) Flujo no permanente y flujo permanente

Rodríguez (2008), menciona que si los parámetros (caudal, velocidad, área, etc.) no fluctúan con el tiempo, lo que indica que los elementos de flujo son fijos o constantes en un segmento concreto del canal en todo momento, se dice que el flujo es permanente. Pueden representarse matemáticamente:

$$\frac{dA}{dt} = 0; \frac{dV}{dt} = 0; \frac{dY}{dt} = 0; \text{etc.}$$

El flujo se denomina no permanente si los parámetros se alteran con el tiempo, es decir:

$$\frac{dA}{dt} \neq 0; \frac{dV}{dt} \neq 0; \frac{dY}{dt} \neq 0; \text{etc.}$$

La mayoría de los inconvenientes de canales abiertos requieren simplemente el examen del comportamiento del flujo en estado estacionario. Sin embargo, el flujo debe considerarse inestable si el cambio del estado del flujo con respecto al tiempo es significativo (Rodríguez, 2008).

b) Flujo variado y flujo uniforme

Rodríguez (2008), demuestra que el uso del espacio como variable es la base de esta clasificación. Si los parámetros (caudal, velocidad, área, etc.) no fluctúan con respecto al espacio, es decir, los elementos de flujo son constantes en cualquier segmento del canal, entonces el flujo es uniforme. En matemáticas, se pueden expresar de la siguiente manera:

$$\frac{dA}{dt} = 0; \frac{dV}{dt} = 0; \frac{dY}{dt} = 0; \text{etc.}$$

El flujo se describe como no uniforme o variable si las características cambian de una parte a otra, es decir:

$$\frac{dA}{dt} \neq 0; \frac{dV}{dt} \neq 0; \frac{dY}{dt} \neq 0; \text{etc.}$$

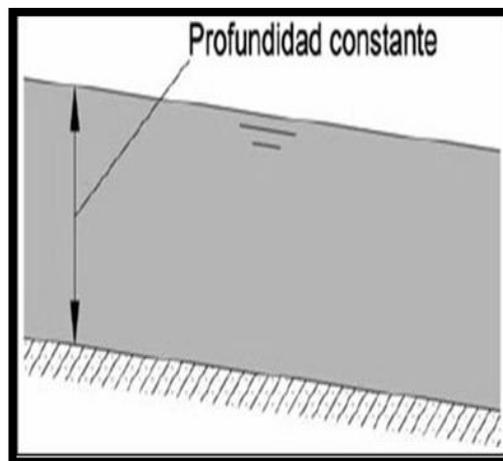
El hecho de que la profundidad varíe o no con respecto al tiempo determina si un flujo uniforme es permanente o no.

c) Flujo uniforme permanente

De acuerdo con Rodríguez (2008), demuestra cómo la profundidad del flujo permanece constante durante el tiempo necesario cuando se aborda el tipo de flujo básico que se tiene en cuenta en la hidráulica de canales abiertos.

Figura 4

Flujo uniforme permanente



Fuente: Rodríguez (2008).

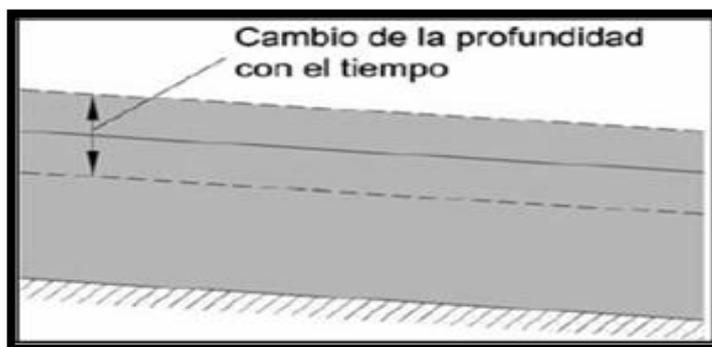
d) Flujo uniforme no permanente

Según Rodríguez (2008), afirma que, dado que es casi imposible que la superficie del agua fluctúe ocasionalmente continuando en paralelo al fondo del canal, no es habitual la creación de un flujo desigual.

Se podría clasificar el flujo variado como gradualmente variado o rápidamente variado.

Figura 5

Flujo uniforme no permanente



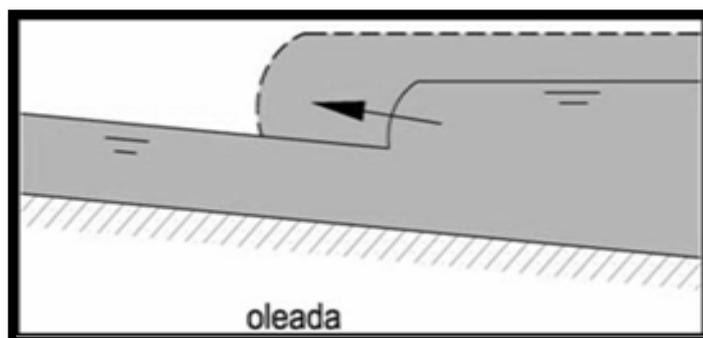
Fuente: Rodríguez (2008).

e) Flujo rápidamente variado

Según Rodríguez (2008), menciona que; el caudal se alterará rápidamente si se produce una gran variación de la profundidad del agua en una distancia corta, como ocurre durante la repavimentación hidráulica.

Figura 6

Flujo rápidamente variado



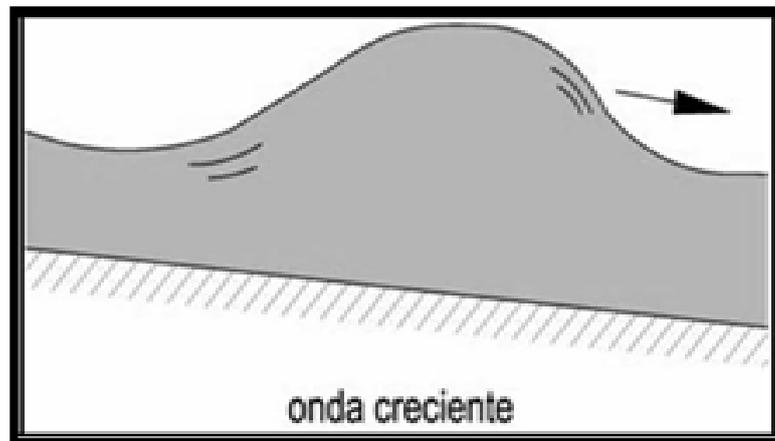
Fuente: Rodríguez (2008).

f) Flujo gradualmente variado

Según Rodríguez (2008), un caudal que varía gradualmente se produce cuando los parámetros se alteran progresivamente en las proximidades de una curva de remanso, en el recorrido del canal.

Figura 7

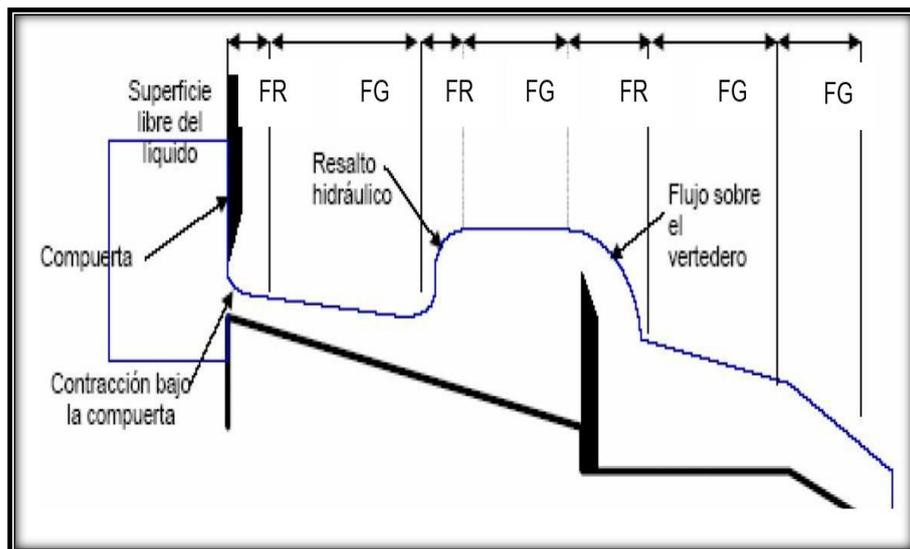
Flujo gradualmente variado



Fuente: Rodríguez (2008).

Figura 8

Flujo variado

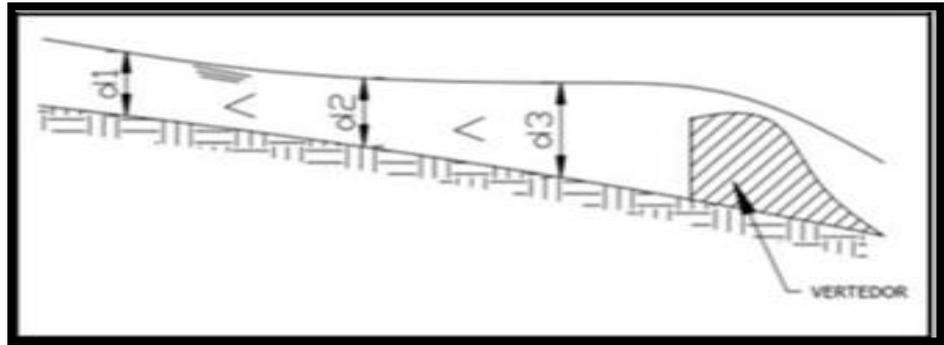


Fuente: Rodríguez (2008).

De acuerdo con Rodríguez (2008), es posible acelerar o retardar un caudal que varía gradualmente. Lo primero, también conocido como remanso (Figura 10), ocurre cuando disminuye el caudal en la dirección de la escorrentía, mientras que lo segundo, también conocido como lo primero, sucede cuando ocurre lo contrario. La figura 11 ilustra un ejemplo muy común de remanso: la zona situada aguas arriba de un aliviadero u otro impedimento comparable.

Figura 9

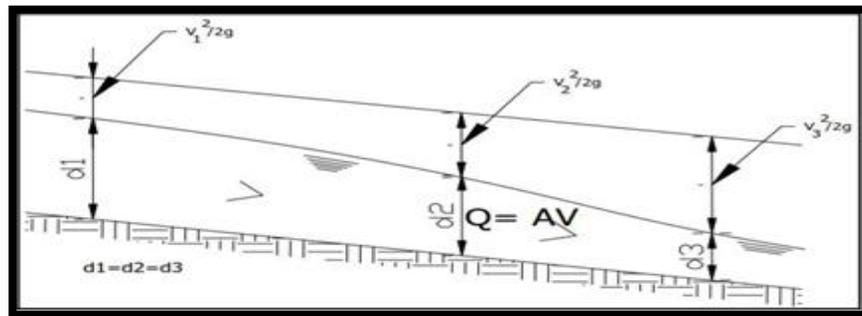
Flujo gradualmente acelerado



Fuente: Rodríguez (2008).

Figura 10

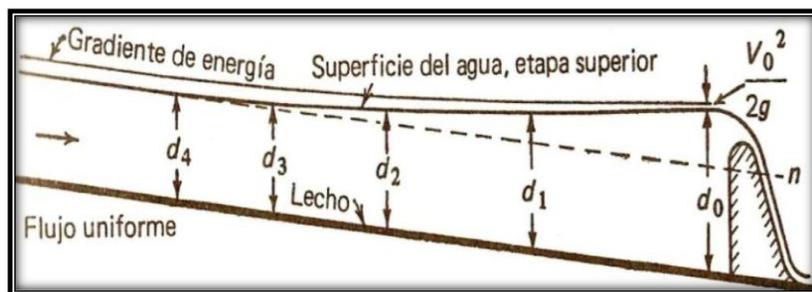
Flujo gradualmente retardado



Fuente: Rodríguez (2008).

Figura 11

Canal con flujo de retraso gradualmente llamado curva de remanso



Fuente: Rodríguez (2008).

g) Flujo laminar o turbulento

Según Villón (2007), explica cómo los impactos de la gravedad y las fuerzas viscosas, la inercia del flujo y en correlación con las fuerzas, determinan el comportamiento del flujo de un canal.

En cuanto al impacto de la viscosidad, el flujo puede presentar características laminares, de transición o turbulentas. De forma similar al flujo en conductos forzados, el número de Reynolds (Re), que conecta las fuerzas viscosas con las fuerzas de inercia de la velocidad, es una herramienta útil para evaluar la importancia de las fuerzas viscosas. En este caso, se describe como:

$$Re = \frac{VR}{\mu}$$

Donde:

R = radio hidráulico de la sección transversal, en metros (m).

V = velocidad media, en metros por segundo (m/s).

μ = viscosidad cinemática del agua, en (m^2/s).

Con respecto a este criterio de clasificación, los flujos en canales han demostrado resultados comparables a los de los flujos en tuberías. En la práctica, en el marco de un canal, tenemos:

- Para $Re < 580$, flujo laminar. En esta situación, las fuerzas viscosas son relativamente más fuertes que las fuerzas de inercia.
- Para $580 \leq Re \leq 780$, el flujo de transición se encuentra entre un estado mixto laminar y turbulento.
- Para $Re > 780$, flujo turbulento. Las fuerzas de inercia superan a las fuerzas viscosas en esta condición.

El flujo laminar se produce muy raramente en la mayoría de los canales debido a la baja viscosidad cinemática del agua y a las anchuras comparativamente grandes de los canales. (Villón, 2007).

h) Flujo crítico, subcrítico y supercrítico

Villón (2007), menciona que el flujo puede ser crítico, subcrítico o supercrítico con respecto al impacto de la gravedad; para cuantificar la fuerza gravitatoria se utiliza el número de Froude (F), que relaciona las

fuerzas de inercia de la velocidad con las fuerzas gravitatorias. Las fuerzas gravitatorias se definen como:

$$F = \frac{V}{\sqrt{g * L}}$$

Donde:

V = velocidad media de la sección, en m/s.

g = aceleración de la gravedad, en m/s².

L = longitud característica de la sección, en m.

La longitud característica de un canal viene determinada por la magnitud de profundidad media o profundidad media $\bar{y} = \frac{A}{T}$, que da como resultado:

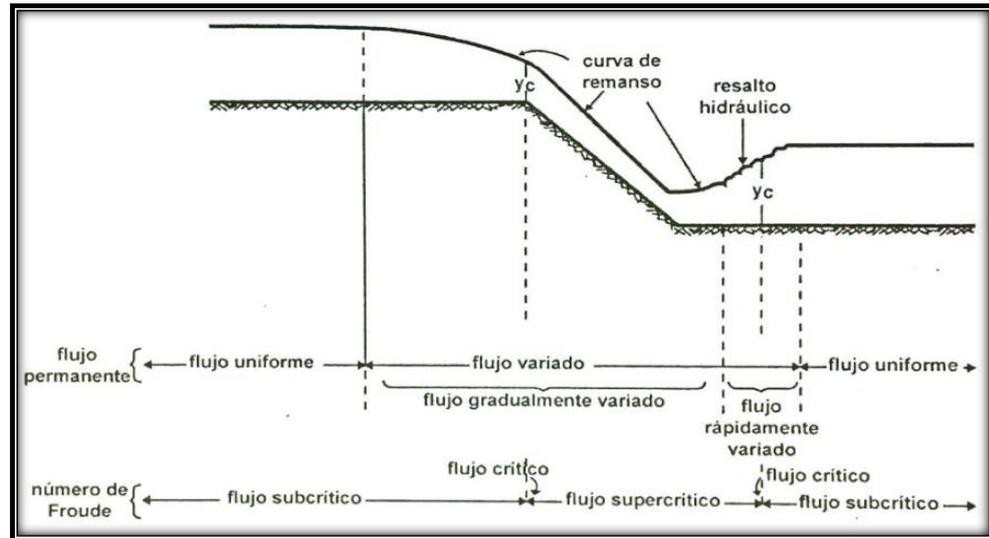
$$F = \frac{V}{\sqrt{g * \bar{y}}} = F = \frac{V}{\sqrt{g * \frac{A}{T}}}$$

Por lo tanto, de acuerdo al número de Froude, el flujo puede ser:

- Si $F < 1$ es un flujo subcrítico; En estas condiciones, la gravedad tira con más fuerza, lo que hace que el flujo se ralentice y se vuelva tranquilo. Cualquier singularidad tiene un efecto ascendente en este tipo de flujo.

Figura 12

Tipos de flujos en canales abiertos



Fuente: Villón (2007).

- Si $F = 1$ es un flujo crítico; las fuerzas de la gravedad y la inercia se equilibran en esta condición.
- Si $F > 1$ es un flujo supercrítico; como las fuerzas de inercia son más fuertes en este estado, el flujo es rápido y torrencial, con una velocidad tremenda. En este tipo de flujo, cualquier singularidad repercute en el flujo descendente.

Diseño de canales revestidos (no erosionables)

Según Rodríguez (2008), indica por qué la mayoría de los canales de concreto y formados artificialmente se consideran no erosionables porque resisten bastante bien la erosión. Los canales artificiales no revestidos tienden a erosionarse, salvo los excavados en materiales sólidos como la roca madre.

Componentes como la velocidad máxima admisible y la fuerza de tracción admisible no figuran entre los requisitos que deben tenerse en cuenta al diseñar canales artificiales no erosionables. Utilizando una ecuación de caudal uniforme, el diseñador sólo determina el tamaño del canal artificial. Las dimensiones finales se determinan en función de consideraciones como la eficacia hidráulica, la viabilidad de la

construcción, la economía y las reglas empíricas de la sección transversal ideal (Rodríguez, 2008).

El diseño tiene en cuenta lo siguiente: la pendiente del fondo y de los laterales del canal; la sección más eficiente, que puede determinarse hidráulica o empíricamente; el tipo de material que compone el canal, que determina el coeficiente de rugosidad; la velocidad mínima admisible, que evita la deposición en caso de que el agua desplace limo o escombros; el borde libre. (Rodríguez, 2008).

a) Revestimiento y material no erosionable

Según Chow et al. (1994), especifica que el cuerpo de un canal desmontado o su revestimiento está hecho de materiales no erosionables como concreto, madera, acero, mampostería, hierro fundido, vidrio, plástico, etc. En la elección del material influyen sobre todo el uso previsto del canal, la técnica de construcción y el coste y la disponibilidad del material.

La mayoría de las veces, el revestimiento de un canal artificial se hace para detener la erosión, aunque en raras ocasiones, las pérdidas por infiltración también pueden ser el objetivo. Mientras el agua no transporte piedras, grava o arena, la velocidad máxima permitida (es decir, la velocidad máxima que no causará erosión) puede no tenerse en cuenta en los canales artificiales revestidos. Es importante tener en cuenta que, si se esperan velocidades extremadamente altas sobre el revestimiento, el agua puede desplazar los bloques del recubrimiento y forzarlos a salirse de su sitio. Por esta razón, el recubrimiento debe construirse para resistir diversas situaciones (Chow et al., 1994).

b) Caudal (Q)

Villón (2007), establece que el caudal (que puede determinarse utilizando el módulo de riego (Lt/Sg/Ha), el diseño del canal a nivel de parcela debe comenzar con la superficie a regar (Ha) y el caudal resultante de las pérdidas por infiltración durante la conducción. Al

calcular el caudal de diseño del canal en caso de que se descarguen más precipitaciones a través de él, se tienen en cuenta factores hidrológicos. Hallar las medidas (dimensiones) del canal para transferir el caudal especificado por las necesidades del proyecto (ya sea para riego, drenaje, energía hidroeléctrica o uso de la población) suele ser el objetivo en cualquiera de los dos escenarios.

c) Velocidad media de los canales (v)

Según Villón (2015), sugiere que se puede utilizar la fórmula de Manning para hallar la velocidad media.

$$V = \frac{1}{n} * R_h^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Además, muestra que hay dos limitaciones en el rango de velocidades del canal: la velocidad más baja, que detiene la sedimentación (la deposición de sólidos en suspensión) y la velocidad máxima, que detiene la erosión del fondo y las paredes del canal. La pendiente se modifica y la funcionalidad de las construcciones del canal se complica cuando se superan las restricciones de velocidad máxima permitida. A la inversa, el aterramiento y la disminución de la capacidad de transporte provocados por la sedimentación a velocidades muy bajas aumentan los gastos de mantenimiento.

En el caso de los canales excavados en tierra, se han descubierto numerosos resultados experimentales sobre estas limitaciones, que suelen oscilar entre 0.30 y 0.90 m/s.

La tabla 1, indica el intervalo de velocidad máxima sugerido en función de las propiedades del material en el que se almacenan (Villón, 2007).

Tabla 1*Velocidades máximas recomendadas en función de las características de los suelos*

Características de los suelos	Velocidades máximas (m/s)
Canales en tierra franca	0.60
Canales en tierra arcillosa	0.90
Canales revestidos con piedra y mezcla simple	1.00 2.00
Canales con mampostería de piedra y concreto	3.00
Canales revestidos con concreto	1.25
Canales en roca:	1.50
Pizarra	3 a 5
Areniscas consolidadas	
Roca dura, granito, etc.	

Nota. Al realizar los cálculos, resulta más práctico verificar los valores de velocidad mediante la ecuación de continuidad o la fórmula de Manning para asegurarse de que los resultados se encuentran dentro del intervalo sugerido (Villón, 2007).

d) Pendiente admisible en canales de tierra (S)

Según Villón (2007), en general, la pendiente debe ser tan alta como sea factible para permitir dominar la mayor superficie de terreno y, al mismo tiempo, proporcionar valores para la velocidad que no favorezcan el depósito de limo ni induzcan la erosión del material que aloja el canal.

Las pendientes máximas sugeridas para los canales de tierra varían en función del tipo de suelo.

e) Borde libre

Villón (2007), menciona que; para canales artesanales de tierra, es dejar un borde libre que estará dado por un tercio del tirante, quiere decir:

$$B.L. = y/3$$

Por otro lado, en canales artificiales (revestidos de concreto), el borde libre estará dada por la quinta parte del tirante, es decir:

$$B.L. = y/5$$

Se debe tener en cuenta que existen otros métodos para asignar un valor al borde libre, según la relación que tengan;

Primero, en relación con el caudal:

Tabla 2

Relación: Caudal – Borde libre

Caudal (m³/seg)	Borde Libre (m)
Menor a 0.50	0.30
Mayores a 0.50	0.40

Nota. La tabla 2 muestra la relación caudal – borde libre (Villón, 2007).

Segundo, con relación al ancho de solera:

Tabla 3

Relación: Ancho de solera - Borde libre

Ancho de Solera (m)	Borde Libre (m)
Hasta 0.80	0.40
De 0.80 a 1.50	0.50
De 1.50 a 3.00	0.60
De 3.00 a 20.00	1.00

Nota. La tabla 3 muestra la relación; ancho de solera – borde libre (Villón, 2007).

f) Coeficiente de rugosidad (n)

Villón (2007), explica que los coeficientes de rugosidad de 0.013 a 0.015 serían las cifras reales utilizadas para hacer canales artificiales revestidos de hormigón.

g) Ancho de solera (b)

Villón (2007), explica que averiguar la anchura del umbral es crucial, ya que facilitará los cálculos de diseño necesarios para obtener el tirante. La tabla 4 ilustra cómo puede utilizarse el caudal para fijar la anchura de solera de forma práctica.

Tabla 4

Caudal – Borde libre

Caudal (m³/seg)	Borde Libre (m)
Menor a 0.10	0.30
Entre 0.10 y 0.20	0.50
Entre 0.20 y 0.40	0.75
Mayor a 0.40	1.00

Nota. La tabla 4 muestra cómo puede utilizarse el caudal para fijar la anchura de solera de forma práctica.

h) Profundidad total (H)

Villón (2007), afirma que, una vez establecidos el valor del caudal de agua (tirante) y el borde libre, puede determinarse la profundidad total del canal mediante la siguiente ecuación:

$$H = y + B.L.$$

Se recomienda que, por procesos constructivos del canal, se deberá redondear el valor de la profundidad total, teniendo en cuenta que la cantidad adicionada se verá reflejada en el calor del borde libre.

Energía Específica

Villón (2007), indica que, para una sección de un canal, la ecuación de Bernoulli estará determinada por la siguiente ecuación:

$$E = Z + y + \alpha \left(\frac{v^2}{2g} \right)$$

2.2.2. DRENAJE

Drenaje en terrenos agrícolas

Llerena (2010), define el drenaje agrícola como el conjunto de prácticas que deben aplicarse en una parcela en caso de que el perfil del suelo o la superficie de la parcela contengan una cantidad excesiva de agua. Para garantizar que las raíces de las plantas tengan suficiente contenido de humedad y maximizar el proceso de desarrollo radicular, el objetivo es minimizar el exceso de agua en el momento adecuado.

Objetivos

- Drenar el exceso de agua del suelo.
- Un análisis y un diseño adecuados reducirán las pérdidas por vuelco en los canales de riego, preservando y mejorando el rendimiento agrícola. agrícola, reduciendo las pérdidas de los canales riego por volteo.

Tipos de drenaje

Drenaje superficial

Llerena (2010), indica que la presencia de una lámina de agua en la zona del paisaje que satura la capa superior del suelo es lo que define este tipo de problema. Hay que tener en cuenta que el agua sólo llega a las zonas más bajas de una parcela, donde se crean los charcos. El drenaje superficial se refiere al proceso de eliminar el agua que se acumula en la superficie.

Drenaje subterráneo

Llerena (2010), se caracteriza por la presencia de un nivel freático que satura el perfil del suelo y crea inestabilidad cerca de la superficie del terreno. Sus consecuencias son perjudiciales para las infraestructuras, como los canales de riego, aunque pueden evitarse con un drenaje adecuado del subsuelo.

De acuerdo con Llerena (2010), las obras subterráneas que componen el sistema de drenaje del metro están diseñadas para captar y eliminar el agua sobrante que se filtra por las capas freáticas altas u otras fuentes. Para evitar daños mayores, el objetivo principal es desviar el agua del canal de riego y de las parcelas circundantes.

a) Tipos de drenaje subterráneo

- Zanjas abiertas profundas.
- Zanjas profundas cubiertas con filtros de gravas, arena, etc., así como con tubos.

- Drenes internos cilíndricos o tubulares, estos sin recubrimiento alguno: drenes topo.
- Drenes cilíndricos revestidos de geotextiles o drenaje entubado, estos son los más comunes en la actualidad.

b) Indicadores a considerar para identificar problemas

- Origen del agua y cantidad.
- Volúmenes de agua a drenar.
- Tipo y permeabilidad del suelo.
- Estabilidad estructural del perfil del suelo.
- ¿Cómo y a dónde se va a desalojar el agua?

El Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC) mediante el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, menciona que, el drenaje subsuperficial tiene por objeto transferir y/o redirigir los flujos subterráneos del metro que se originan en las laderas cercanas (MTC, 2008).

Este manual clasifica el drenaje subterráneo en dos tipos de subdrenajes que son:

- Subdrenaje convencional

Se compone de zanjas que pueden excavarse manualmente o con una máquina, recubiertas de una sustancia filtrante y equipadas con tubos perforados que ayudan a recoger y mover el agua.

- Subdrenaje sintético

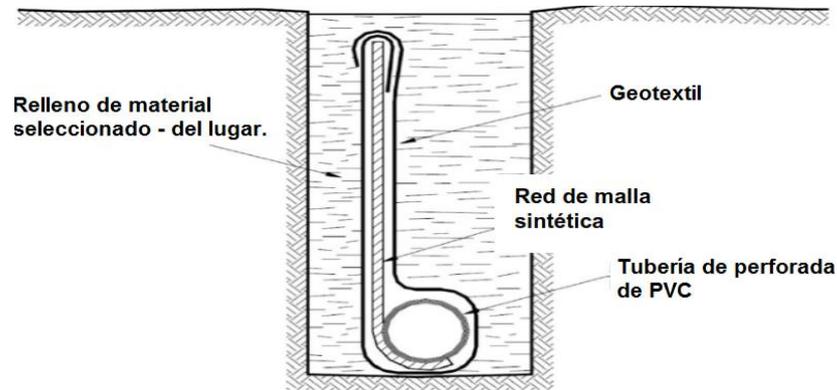
Con el avance tecnológico, se ha ido desarrollando nuevas técnicas de mejoramiento para la captación de agua, en la actualidad se vienen utilizando subdrenes sintéticos y se clasifican de la siguiente manera:

- Red de malla sintética: Su construcción intencionada crea canales que mejoran el flujo del agua.
- Geotextil: Además de servir de filtro, el geotextil impide que las partículas de tierra entren en la red sintética y no obstruye el flujo natural del agua.

- Tubo colector perforado: En la parte inferior se va a encontrar un tubo de PVC que esté envuelto por el geotextil, que transporta el agua que la red de malla sintética ha acumulado.

Figura 13

Sección típica de un subdrenaje sintético



Fuente: MTC (2008).

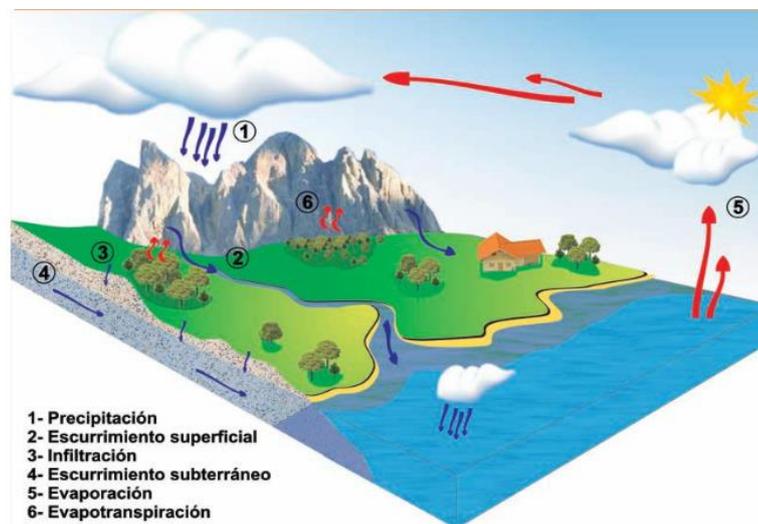
2.2.3. HIDROGEOLOGÍA

Ciclo hidrológico

Collazo y Montaña (2012), citan al ciclo hidrológico como fuente de aguas subterráneas, en el que el agua viaja de los océanos y mares a la atmósfera, después a los continentes y, por último, vuelve de forma subsuperficial o subterránea a los océanos y mares.

Figura 14

Componentes del ciclo hidrológico



Fuente: Collazo y Montaña (2012).

La ecuación que define el funcionamiento del ciclo hidrológico está dada por la siguiente expresión:

$$P = Evt + Es + I$$

Donde:

P: Precipitación.

Evt: Evotranspiración.

Es: Escorrentía superficial.

I: Infiltración.

En el ciclo hidrológico se puede apreciar los estados físicos del agua de la siguiente manera:

- **Agua líquida:** Se presencia en la precipitación, escurrimiento superficial o subterráneo.
- **Agua sólida:** Este estado se observa en la precipitación (nieve) y almacenamiento, en forma de hielo.
- **Agua gaseosa:** Evapotranspiración y evaporación.

Sistemas hidrogeológicos

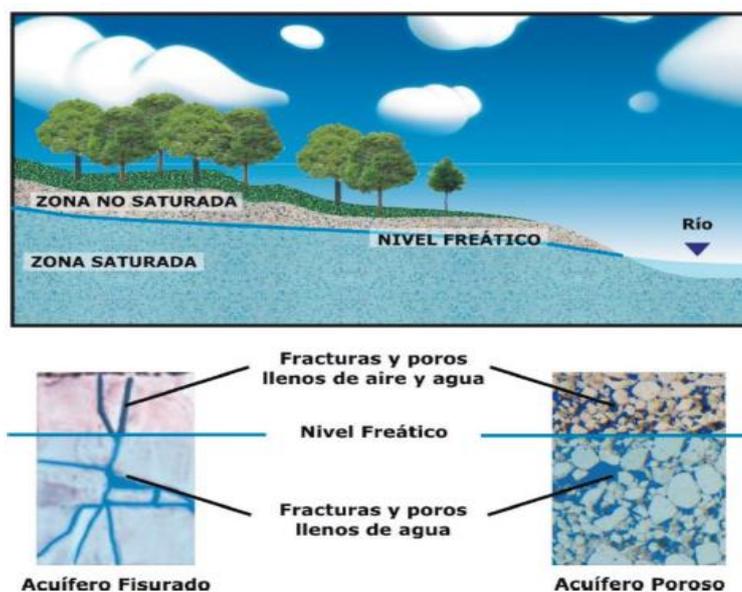
Werner (1996) menciona que, a diferencia de los yacimientos de petróleo, los recursos de agua subterráneas no se explotan hasta su agotamiento total. Al contrario, este yacimiento hídrico son sistemas hidrodinámicos que se recuperan de manera permanente como parte del ciclo hidrológico, ya que son recargados por agua de precipitaciones.

Agua subterránea

Collazo y Montaña (2012), el agua subterránea se define como el agua que se mantiene bajo tierra y fluye para formar acuíferos. El agua subterránea está totalmente saturada en los poros y/o fisuras de la tierra y se encuentra por debajo del nivel freático. Los manantiales naturales hacen que el agua suba orgánicamente a la superficie.

Figura 15

Zona saturada y no saturada



Fuente: Collazo y Montaña (2012).

El acuífero

Werner (1996), menciona que el acuífero es un medio rocoso en el que el agua subterránea se mueve.

Collazo y Montaña (2012), demuestran que todo accidente geológico con capacidad para almacenar y transferir aguas subterráneas es un acuífero, teniendo en cuenta que se pueden extraer grandes cantidades de agua mediante proyectos de captación.

Por otro lado, Martínez et al. (2006), afirman que, clasifica las rocas en el siguiente orden en función de su comportamiento hidrogeológico:

- **Acuíferos:** Rocas con enormes capacidades de almacenamiento y transporte de agua.
- **Auitardos:** Rocas con una tasa de transmisión y almacenamiento de agua extremadamente lenta.
- **Acuicludos:** Rocas con gran capacidad para almacenar agua, pero que la trasvasan de forma lenta y casi estancada.
- **Acuífugos:** Rocas que no pueden almacenar ni transmitir agua de ninguna manera.

La distinción entre los distintos tipos de roca no siempre es evidente y, en función de las características de las demás unidades geológicas de la zona, una unidad geológica puede considerarse en realidad un acuífero.

a) Tipos de acuíferos

Los acuíferos se clasifican de la siguiente manera:

I. En función de su estructura

- Acuíferos libres, no confinados o freáticos

Collazo y Montaña (2012) mencionan que tiene un suelo impermeable y un techo de presión atmosférica. La zona no saturada permite que las precipitaciones se infiltren y repongan inmediatamente este tipo de acuífero. El nivel freático varía en función a los cambios climáticos, por ello se ven afectados en épocas de sequía.

Martínez et al. (2006), mencionan que, se va a denominar acuífero libre cuando el agua almacenada está en contacto directo con la atmósfera a través de las fisuras de las rocas y de los poros.

- Acuíferos confinados, cautivos o a presión

Collazo y Montaña (2012) indican que, en la parte superior del acuífero, la presión hidrostática es mayor que la presión atmosférica. Cuando se perfora un pozo, el agua de este tipo de acuífero asciende rápidamente hacia el interior del acuífero. Se recarga lateralmente.

Martínez et al. (2006) señala que cuando unidades geológicas impermeables separan un acuífero de la atmósfera, se dice que está confinado.

- Acuíferos semiconfinados o semicautivos

Collazo y Montaña (2012) mencionan que, en comparación con las limitadas, son más frecuentes en el mundo natural. Tienen capas de baja permeabilidad que forman el suelo, el techo o ambos, que impiden, pero

no detienen completamente el flujo ascendente del agua. Se rellenan y agotan mediante el uso de filtros o absorbentes.

Figura 16

Pozos en acuíferos libre y confinado

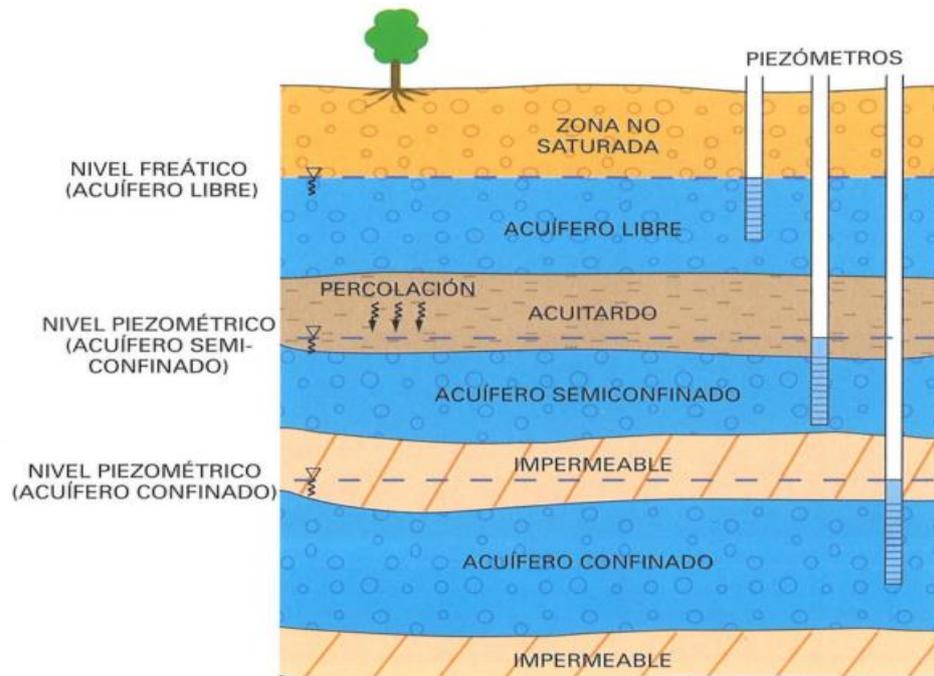


Fuente: Collazo y Montaña (2012).

Martínez et al. (2006) afirman que, se denomina acuífero semiconfinado cuando las unidades confinantes va a permitir un cierto flujo de agua desde la fuente de agua hacia el exterior o viceversa.

Figura 17

Acuíferos en función a su estructura



Fuente: Martínez et al. (2006).

II. En función del tipo de porosidad

- Acuíferos de porosidad primaria, porosos o sedimentarios

Según Collazo y Montaña (2012) estos materiales, que en su mayoría son arenas y gravas, son producidos por formaciones geológicas sedimentarias; su composición y tamaño pueden variar en función del lugar de la tierra donde se originaron.

- Acuíferos de porosidad secundaria o fisurado

Conforme a Collazo y Montaña (2012) su porosidad (que permite retener y hacer circular el agua) viene conferida por la existencia de zonas de alteración, fracturas o fallas en las rocas duras que las produjeron, ya sean de origen metamórfico o ígneo.

- Acuíferos kársticos por disolución

Collazo y Montaña (2012) mencionan que, debido a que las rocas de origen carbonatado constituyen la mayor parte de su composición, la porosidad se crea principalmente por la disolución del carbonato. En comparación con los acuíferos porosos o fracturados, éste tiene una circulación de agua más rápida.

Figura 18

Acuíferos en función del tipo de porosidad



Fuente: Collazo y Montaña (2012).

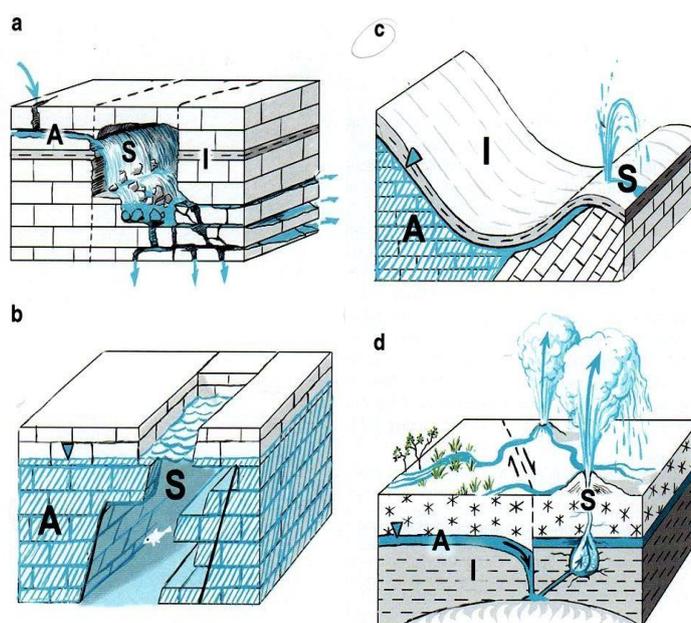
Manantial

Werner (1996) indica que los manantiales son fuentes naturales de agua que son generados por la descarga del agua subterránea; de acuerdo con la situación hidrogeológica que se presenta se puede apreciar varios tipos de manantiales.

- Tipos de descarga de agua subterránea:
 - a. Caverna.
 - b. Manantial expuesto.
 - c. Fuente.
 - d. Geyser.
 - e. Tubo.
 - f. Jardines colgantes.
 - g. Suampos.
 - h. Manantial en pendiente
 - i. Zona boscosa.
 - j. Piscinas producto de acuíferos confinados.
 - k. Formación de cerros.
 - l. Canales de humedad.

Figura 19

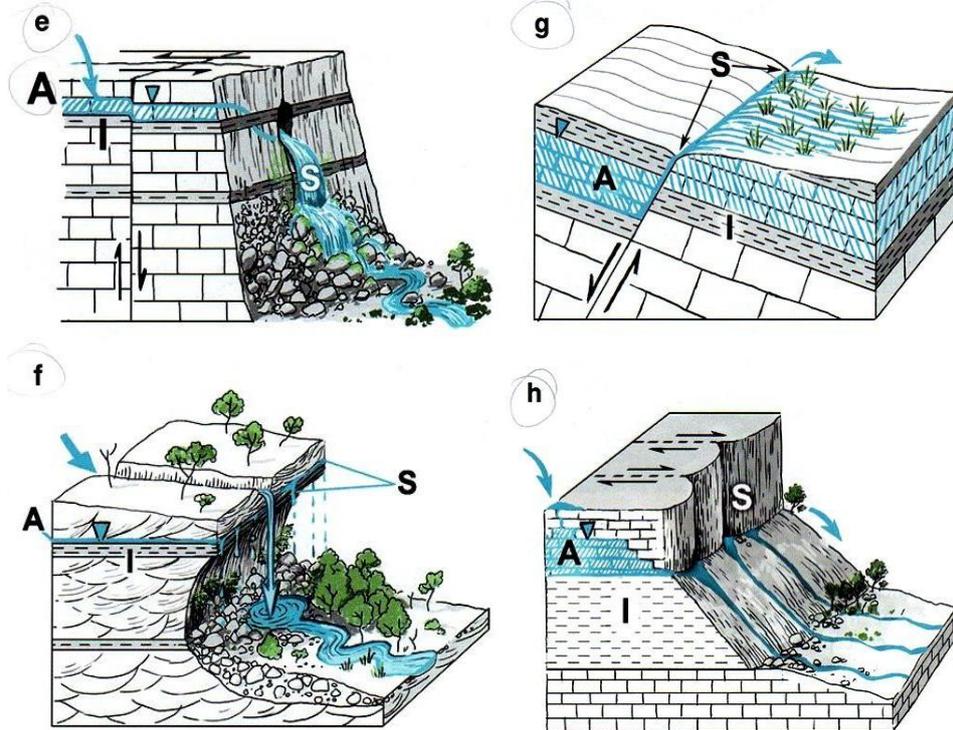
Tipos de descarga de agua subterránea



Fuente: Werner (1996).

Figura 20

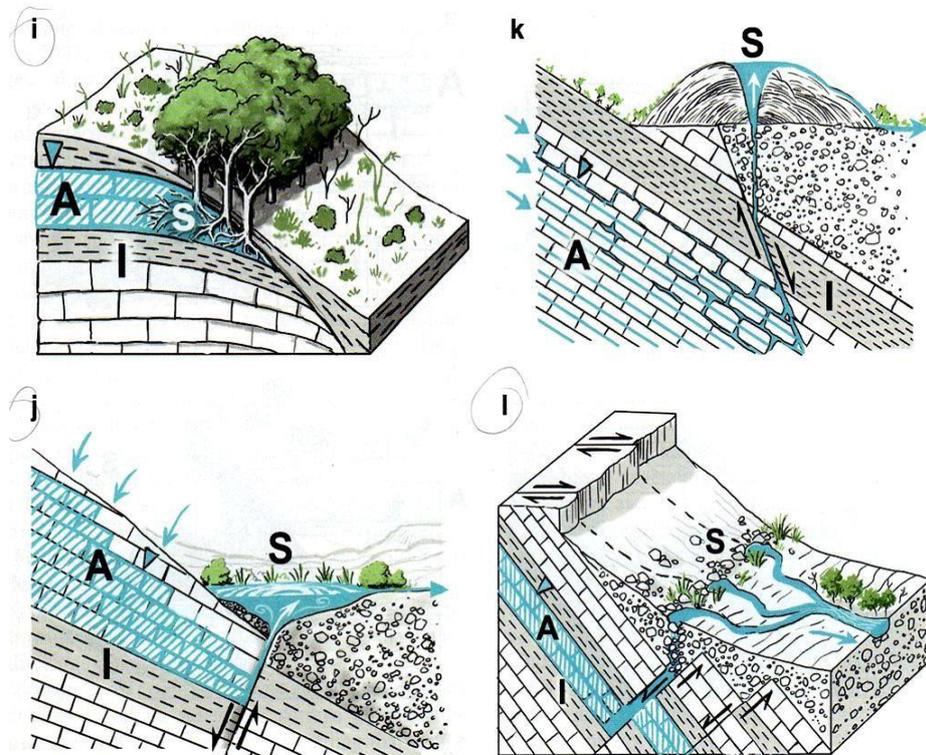
Tipos de descarga de agua subterránea



Fuente: Werner (1996).

Figura 21

Tipos de descarga de agua subterránea



Fuente: Werner (1996).

- Clasificación de manantiales

Según Meinzer (como se citó en Fundación Centro Internacional de Hidrología Subterránea, 2014), la clasificación de manantiales de acuerdo con su caudal está dividido en ocho grupos. En el primer grupo se tiene una cantidad considerable de caudal y el octavo grupo una cantidad pequeña:

- a) **Primer grupo:** $Q > 2.80 \text{ m}^3/\text{s}$
- b) **Segundo grupo:** $0.28 \text{ m}^3/\text{s} < Q \leq 2.80 \text{ m}^3/\text{s}$
- c) **Tercer grupo:** $28 \text{ lt/s} < Q \leq 280 \text{ lt/s}$
- d) **Cuarto grupo:** $6.30 \text{ lt/s} < Q \leq 28 \text{ lt/s}$
- e) **Quinto grupo:** $40 \text{ lt/min} < Q \leq 400 \text{ lt/min}$
- f) **Sexto grupo:** $4 \text{ lt/min} < Q \leq 40 \text{ lt/min}$
- g) **Séptimo grupo:** $0.50 \text{ lt/min} < Q \leq 4 \text{ lt/min}$
- h) **Octavo grupo:** $Q \leq 0.50 \text{ lt/min}$

2.2.4. GEOTEXTIL

Concepto

Según Ballester et al. (2000), es un material textil polimérico plano y permeable que crea un contacto con el suelo y otros materiales en aplicaciones de ingeniería civil geotécnica. Como los polímeros sintéticos son más resistentes a los factores ambientales, se utilizan en la fabricación de geotextiles.

Funciones

Ballester et al. (2000), hacen mención que; la capacidad de los geotextiles para adquirir muchas funcionalidades simultáneas tras su colocación en el suelo es una de sus características distintivas. Esta característica garantiza una mayor ventaja sobre los productos y sistemas competidores ya disponibles.

Existen 5 funciones básicas de los geotextiles y son los siguientes:

- **Filtración:** Cuando el agua pasa de la capa de grano fino a la de grano grueso, este geotextil retiene las partículas de grano fino.
- **Separación:** Al dividir dos capas de suelo con características físicas distintas (granulometría, plasticidad y consistencia), se evita la mezcla de materiales.
- **Drenaje:** A través de él se conducen y evacuan fluidos en el mismo plano, incluidos gases, líquidos y agua.
- **Refuerzo:** aumenta y amplía la estabilidad y la capacidad portante del suelo.
- **Protección:** Las membranas y otros elementos están protegidos del desgaste y los pinchazos (agresiones físicas) por el geotextil.

Tabla 5

Funciones del geotextil

FUNCIÓN DEL GEOTEXTIL	PROPIEDADES PARA CONSIDERAR	OBSERVACIONES
Capa anticontaminante	Porometría	(O_f es del orden del milímetro)
Refuerzo del suelo	Resistencia a la tracción y deformación. Punzonamiento	La deformación del terreno debe de permitir la movilización de la resistencia del geotextil sin que éste se rompa.
Capa filtrante	Porometría. Permitividad	El criterio de filtro $O_f < D_{85}$ del material a filtrar. Considerar el efecto de la colmatación.
Capa drenante	Transmisividad	Considerar el efecto de la colmatación.

Nota. En la tabla se muestran las funciones del geotextil con sus respectivas propiedades (Ballester et al., 2000).

Diseño de los geotextiles por función

Ballester et al. (2000) mencionan que los geotextiles son diseñados considerando las funciones que deben desarrollar durante su vida útil. En los cálculos y diseño de geotextiles se consideran modelos, estos difícilmente se asemejan a la realidad ya que en las pruebas y ensayos se realizan en condiciones ideales, por tal motivo se deben hacer uso de factores de seguridad, los cuales puedan asimilar posibles errores, esto es con el fin de garantizar el buen funcionamiento del geotextil. Los factores de seguridad que se consideran son los siguientes:

- Factor de seguridad de la resistencia de los geotextiles

Este factor es calculado de la siguiente manera; se debe tener en cuenta el área de aplicación del geotextil y las acciones a las cual va a ser sometido.

Tabla 6

Factor de seguridad de la resistencia de los geotextiles

Campo de aplicación	Puesta en Obra (FR_{PO})	Fluencia (FR_F)	Degradación química (FR_{DQ})	Degradación Biológica (FR_{DB})
Separación	1.5 – 2.5	1.5 – 2.5	1.0 – 1.5	1.0 – 1.2
Refuerzo	1.1 – 2.0	2.0 – 4.0	1.0 – 1.5	1.0 – 1.3
Antirremonte de fisuras	1.1 – 1.5	1.0 – 2.0	1.0 – 1.5	1.0 – 1.1
Muros	1.1 – 2.0	2.0 – 4.0	1.0 – 1.5	1.0 – 1.3
Refuerzo de terraplenes	1.1 – 1.5	2.0 – 3.0	1.0 – 1.5	1.0 – 1.3

Nota. Donde: $FS_R = FR_{PO} \times FR_F \times FR_{DQ} \times FR_{DB}$, (Ballester et al. 2000).

- Factor de seguridad para filtración de los geotextiles

Este factor es calculado de la siguiente manera; se debe tener en cuenta el área de aplicación del geotextil y las acciones a las cual va a ser sometido.

Tabla 7*Factor de seguridad para filtración de los geotextiles*

Campo de aplicación	Colmatación (FR_C)	Fluencia reducción de poros (FR_F)	Obstrucción de los poros (FR_{OP})	Obstrucción Biológica (FR_{OQ})	Obstrucción Biológica (FR_{OB})
Drenes en Muros	2.0 – 4.0	1.5 – 2.0	1.0 – 1.2	1.0 – 1.2	1.0 – 1.3
Filtro para control de erosión	2.0 – 1.0	1.0 – 1.5	1.0 – 1.2	1.0 – 1.2	2.0 – 4.0
Drenes en carreteras	2.0 – 4.0	1.0 – 1.2	1.0 – 1.2	1.2 – 1.5	1.0 – 1.3
Drenes en túneles	2.0 – 3.0	1.0 – 1.2	1.0 – 1.2	1.0 – 1.2	1.0 – 1.3

Nota. $FS_F = FR_C \times FR_F \times FR_{OP} \times FR_{OQ} \times FR_{OB}$

Campo de aplicación de los geotextiles

Ballester et al. (2000), actualmente los geotextiles son aplicados mayormente en carreteras, pero también en otras áreas. A continuación, se mencionará todas las aplicaciones de los geotextiles:

- En explanaciones.
- En el drenaje.
- En túneles.
- En refuerzo del terreno.
- En conservación de carreteras.

Ventajas

Ballester et al. (2000) indican que en los últimos 15 años se ha incrementado el uso de los geotextiles en todo el mundo. Las ventajas más importantes son:

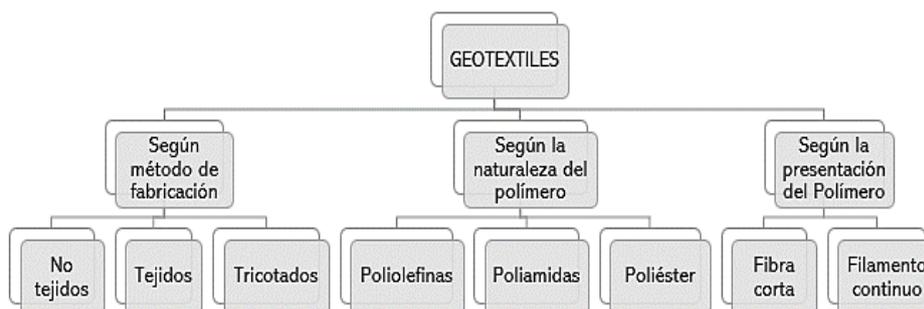
- Trabajabilidad, tiene facilidad de puesta en obra.
- El producto es económico.
- Hacen posibles las soluciones medioambientales correctas.
- Permite la optimización de tiempo de ejecución.
- Ofrecen muchas posibilidades de uso.

Clasificación y composición de los diferentes tipos de geotextiles

Ballester et al. (2000) mencionan que los productos con al menos un componente polimérico sintético o natural se denominan geotextiles. Los siguientes individuos pertenecen al grupo de los geosintéticos:

Figura 22

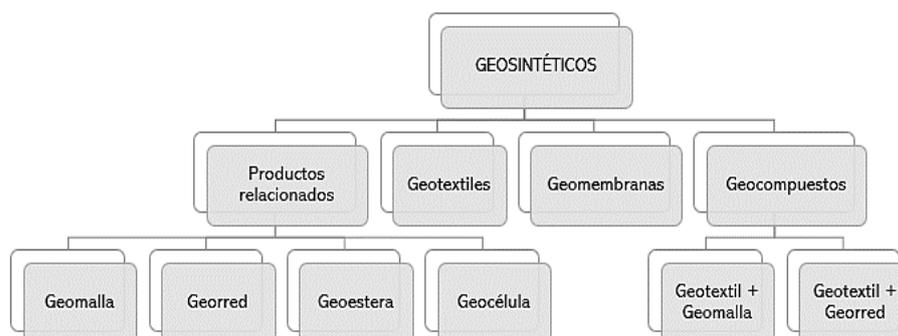
Clasificación y composición de los diferentes tipos de geotextiles



Fuente: Ballester et al. (2000).

Figura 23

Clasificación y composición de los diferentes tipos de geosintéticos



Fuente: Ballester et al. (2000).

Clasificación según el método de fabricación

Ballester et al. (2000) mencionan que están todos compuestos por polímeros estirados que se asemejan a hilos o fibras. Las diversas fibras que componen los geotextiles pueden producirse de distintas formas y tener diversas características. A continuación, se indican los procesos de producción:

- **Geotextiles no tejidos**

Es un geotextil plano formado por filamentos, fibras u otros materiales colocados aleatoriamente y unidos entre sí por medios mecánicos, calor, productos químicos o una combinación de éstos. Su naturaleza isótropa se debe a la orientación impredecible de los componentes.

- **Geotextiles tejidos**

Tipo de geotextil fabricado tejiendo juntos dos o más conjuntos de hilos, filamentos, fibras u otros materiales. Como suelen estar trenzados en ángulo recto, presentan una gran anisotropía.

Se utilizan sobre todo para muros, terraplenes, taludes y aplicaciones de refuerzo del suelo. Una resistencia a la tracción extremadamente alta y poca deformabilidad definen a este geotextil.

- **Geotextiles tricotados**

Como se fabrican entrelazando hilos, fibras, filamentos u otros materiales, su proceso de fabricación es similar al de los geotextiles tejidos; de hecho, no hay diferencias perceptibles.

Clasificación según la naturaleza del polímero

Ballester et al. (2000) indican que las macromoléculas orgánicas con pesos moleculares elevados (10.000 g/mol) se denominan polímeros. Los geotextiles se fabrican con polímeros sintéticos, que se obtienen químicamente a partir de materiales de bajo peso molecular. Dado que puede influir en los atributos físicos (resistencia a la tracción y módulo elástico, resistencia al impacto y al calor, durabilidad), es necesario tener en cuenta el peso molecular.

Tabla 8*Propiedades físicas de los polímeros utilizados en geotextiles*

	Polietileno de			
	Polipropileno	Alta Densidad	Poliámidas	Poliéster
Densidad (g/cm ³)	0.91	0.95	1.12	1.38
Temperatura de fusión (°C)	165	130	220 a 250	260
Temperatura de transición vítrea (°C)	-20 a -12	-100 a -70	40 a 60	70 a 80

Nota. Se muestran las propiedades físicas de los polímeros (Ballester et al. 2000).

Según Ballester et al. (2000), la clasificación se realiza de la siguiente manera:

- **Poliolefinas (polietileno y polipropileno)**

En la fabricación de geotextiles, los dos polímeros más utilizados son el polietileno y el polipropileno.

Debido a su estructura semicristalina, el polipropileno tiene excelentes cualidades de tracción, alta rigidez y resistencia a ácidos y álcalis.

Por el contrario, se utiliza polietileno de baja densidad, que posee excelentes cualidades físicas, flexibilidad y facilidad de manipulación. El polietileno de alta densidad es más resistente a los productos químicos y más rígido. Entre los polímeros orgánicos más básicos se encuentra éste.

Las tres propiedades más importantes son la alta deformación a la rotura, la baja resistencia a la fluencia y la alta combustibilidad.

- **Poliámidas**

Estos termoplásticos son polímeros procesables por fusión. Ductilidad, buena resistencia química, baja fricción, baja permeabilidad

a los gases de hidrocarburos, gran resistencia a las altas temperaturas y buena resistencia al desgaste y la abrasión son sólo algunas de sus muchas ventajas.

Su escasa absorción de humedad y su limitada resistencia a los ácidos y a los factores climáticos son sus límites.

Su capacidad para hidrolizarse, mostrar un buen comportamiento de fluencia y perder hasta un 30% de su resistencia a la tracción en el agua son las tres características más importantes.

- **Poliésteres**

El polímero de poliéster más utilizado en geotextiles es el tereftalato de polietileno, que se emplea por debajo de la temperatura de transición vítrea. Además de sus excelentes cualidades mecánicas, tiene una gran resistencia química a la mayoría de los ácidos y a un amplio espectro de disolventes.

Destacan su elevado módulo de elasticidad, su baja deformabilidad, su fuerte resistencia a los rayos UV, su buen comportamiento a la fluencia y su facilidad de hidrolización a pH muy altos.

2.2.5. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Estabilización del talud

- Presión lateral de la tierra

Braja (2013), muestra cómo las estructuras de contención, incluidos los muros de sótano y los muros de contención, que se emplean con frecuencia en los procedimientos de cimentación, pueden soportar desprendimientos de masas de suelo. El diseño y la construcción correctos de estas estructuras dependen de un conocimiento profundo de las presiones laterales que operan entre las estructuras de contención y las masas de suelo que deben gestionarse. Hay tres tipos principales de fuerzas laterales que surgen de la presión

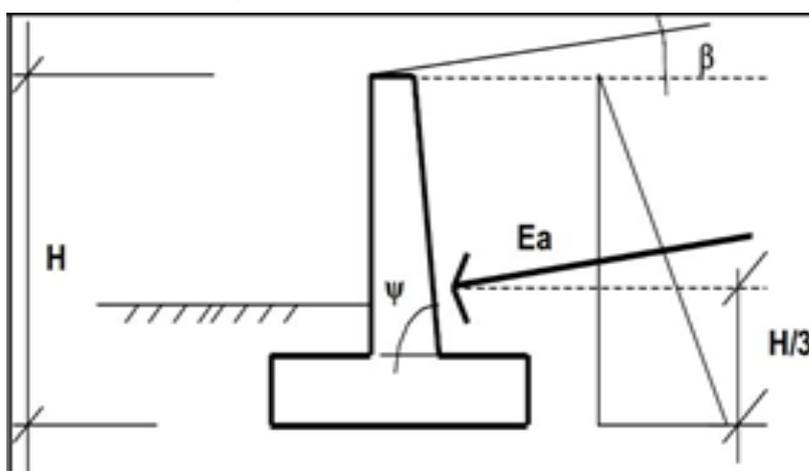
lateral del suelo sobre la estructura, dependiendo de cómo se mueva la estructura de retención.; ellas son:

a. Empuje activo

Torres (2008), explica que la presión estática se convierte en activa y produce un empuje total E_a que se aplica en el tercio inferior de la altura cuando la parte superior de un muro o columna se mueve lo suficiente como para que se forme un estado de equilibrio plástico. La figura siguiente muestra un diagrama de presión activa para un muro de contención.

Figura 24

Muro de contención con diagrama de presión activa



Fuente: Torres (2008).

b. Presión activa de tierra de ranking para terraplén inclinado

Braja (2013), afirma lo siguiente:

Suelo granular: El coeficiente de presión activa de la tierra para el relleno de suelo granular para muros sin fricción angulados hacia la horizontal puede escribirse como sigue:

$$K_a = \cos\alpha * \frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}$$

Donde:

K_a : Coeficiente de la presión activa.

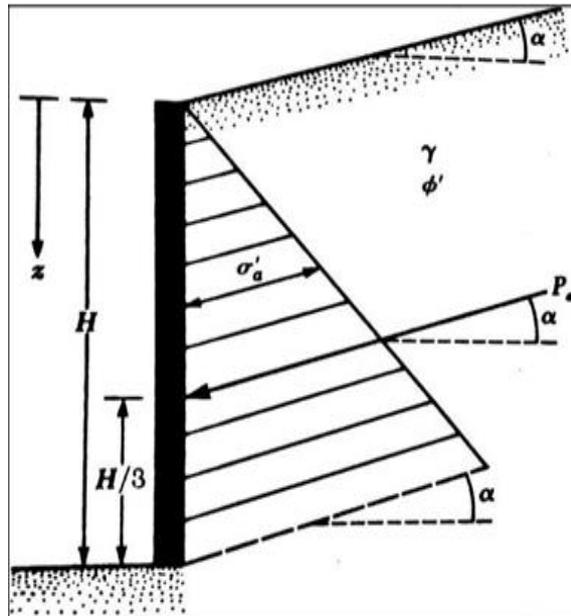
ϕ : Ángulo de fricción del suelo.

La presión activa de Rankine a cualquier profundidad z viene dada por:

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

Figura 25

Notación para la presión activa de las ecuaciones



Fuente: Braja (2013).

Según Braja (2006), La fuerza total del muro por unidad de longitud es:

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

Torres (2008), describe detalladamente cómo la fuerza resultante, E_a , está inclinada un ángulo α con respecto a la horizontal y penetra a través del muro a una distancia $H/3$ de la base del muro.

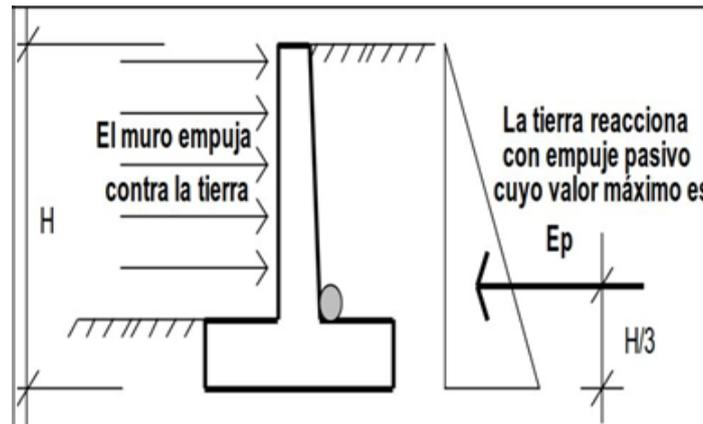
c. Empuje pasivo

Torres (2008), explica que la reacción que se produce cuando un muro o un estribo presionan contra el suelo se conoce como empuje pasivo de la tierra. E_p , como resultado de la compresión horizontal del

suelo, la resistencia aumenta hasta alcanzar su valor máximo. E_p , el tercio inferior de la altura es donde se encuentra el resultado de esta reacción del suelo; la figura 26 representa un muro con un diagrama de empuje pasivo:

Figura 26

K_p ; coeficiente de presión pasiva



Fuente: Braja (2013).

d. Presión pasiva de tierra de rankine: relleno inclinado

Braja (2006), dice lo siguiente:

Suelo granular: Cálculos similares se utilizan para obtener la presión activa y la presión pasiva de Rankine para un muro de contención vertical sin fricción (Figura 1.18) con relleno granular ($c = 0$) a cualquier profundidad. La presión es:

$$\sigma'_p = \gamma * z * K_p$$

Y la fuerza pasiva es:

$$E_p = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * K_p$$

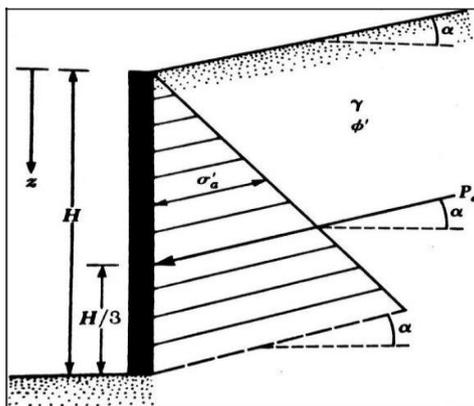
Donde:

$$K_p = \cos\alpha * \frac{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}$$

Al igual que la fuerza de empuje, la fuerza resultante, E_p , está inclinada un ángulo α con respecto a la horizontal y penetra a través del muro a una distancia $H/3$ de la base del muro.

Figura 27

Notación para la presión pasiva de las ecuaciones



Fuente: Braja (2013).

2.3. DEFINICIONES CONCEPTUALES

- **Acuífero**

Cualquier formación geológica se denomina acuífero, que tiene capacidad para almacenar y transferir agua subterránea y que puede extraerse de forma significativa mediante proyectos de captación (como pozos) (Collazo y Montaña, 2012).

- **Aforamiento**

Proceso de medición del caudal, para calibrar un sistema hidráulico se pueden utilizar los siguientes métodos: en un recipiente, se puede medir el volumen inmediatamente, y con un temporizador se puede medir el tiempo (Alvarado, 2017).

- **Agua Subterránea**

Los acuíferos están formados por el agua que se filtra y fluye por el subsuelo. El agua de lluvia constituye la principal fuente de suministro a través

de la penetración. Lagunas, lagos, ríos y arroyos son ejemplos de fuentes de abastecimiento localizadas adicionales. Los manantiales y los cursos de agua son las vías naturales por las que las aguas subterráneas salen a la superficie tras llenar por completo los poros y/o fisuras de la tierra bajo el nivel freático (Collazo y Montaña, 2012).

- **Canales artificiales**

Son los que se han creado o desarrollado como resultado de la actividad humana; algunos ejemplos son los aliviaderos, los canales de desbordamiento, los canales madereros, los canales artesanales, las acequias y canales de riego, los canales de centrales hidroeléctricas, las acequias de drenaje y los aliviaderos. Además, en los laboratorios se construyen modelos de canales con un objetivo esencialmente experimental (Chow et al., 1994).

- **Canal**

Estos conductos transportan el flujo de agua desde la captación hasta el punto de entrega, donde se utiliza para diversos fines, como el regadío, el crecimiento demográfico y la producción de energía eléctrica. Los canales que suministran agua a las centrales hidroeléctricas suelen estar revestidos (con hormigón artificial); sin embargo, los canales de riego a veces se dejan sin revestir por limitaciones presupuestarias (artesanales, pueden ser de tierra o piedras) (Dirección de estudios de proyectos hidráulicos multisectoriales, 2010).

- **Caudal**

Es un factor crucial para determinar el tamaño de la misma y está relacionado con la disponibilidad de recursos hídricos (hidrología), el tipo de suelo, el tipo de cultivo, el clima, las técnicas de riego, etc., o la interacción de las relaciones entre el agua, el suelo y las plantas (Dirección de estudios de proyectos hidráulicos multisectoriales, 2010).

- **Diseño**

El canal debe tener el tamaño y la forma geométrica adecuados para el caudal que transporta y la demanda de agua del sistema de riego. En el diseño se utiliza la ingeniería del trazado, la alineación, la pendiente y el seccionamiento (Chow et al., 1994).

- **Drenaje**

Eliminación o retirada del agua sobrante que se ha acumulado en la superficie o en el perfil del suelo, es posible la eliminación natural o artificial (Senara, 2023).

- **Escorrentía superficial**

Es el proceso por el que las precipitaciones fluyen desde los picos más altos hasta los puntos más elevados de los ríos, arroyos y otras masas de agua. La fuerza de la gravedad hace que el agua fluya (Collazo y Montaña, 2012).

- **Escorrentía subterránea**

Es el agua precipitada que llega a infiltrarse y recarga los acuíferos, que se encuentran en la zona saturada (Collazo y Montaña, 2012).

- **Evaporación**

El proceso, que depende en gran medida de la energía solar, que convierte el agua de la superficie terrestre de líquido en gas. (Collazo y Montaña, 2012).

- **Evapotranspiración**

El volumen de agua que se evapora y transpira a lo largo de la fase de crecimiento de una planta y que luego vuelve a la atmósfera (Collazo y Montaña, 2012).

- **Infiltración**

Precipitación precipitada que rellena total o parcialmente los huecos y grietas de las rocas y el suelo a su paso por ellos (Collazo y Montaña, 2012).

- **Nivel freático**

Límite superior de un acuífero insatisfecho. Es el centro geométrico sin presión atmosférica de los puntos de un acuífero (López et al. 2009).

- **Precipitación**

Es el descenso de agua sobre la superficie del suelo, que puede ser en estado líquido o sólido. Esta es la principal fuente para la formación de ríos, lagos, glaciares y aguas subterráneas (Collazo y Montaña, 2012).

- **Suelo Saturado**

Se dice que un suelo está saturado cuando sólo consta de dos fases: líquida y sólida. La muestra se denomina suelo saturado porque el agua procedente de la humedad atmosférica, las precipitaciones, las nevadas, el granizo y otras fuentes ha relleno los huecos de la muestra; los suelos totalmente saturados por debajo del nivel freático son un excelente ejemplo de ello. (Nina, 2018).

2.4. HIPÓTESIS

H₁: Si se aplica el análisis estructural, hidráulico e hidrogeológico mejorará el comportamiento del canal para riego en suelos saturados.

H₀: Si se aplica el análisis estructural, hidráulico e hidrogeológico no mejorará el comportamiento del canal para riego en suelos saturados.

2.5. VARIABLES

2.5.1. VARIABLE INDEPENDIENTE

Análisis estructural, hidráulico e hidrogeológico.

2.5.2. VARIABLE DEPENDIENTE

Comportamiento de un canal para riego en suelos saturados.

2.6. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

ANÁLISIS ESTRUCTURAL, HIDRÁULICO E HIDROGEOLÓGICO PARA MEJORAR EL COMPORTAMIENTO DEL CANAL DE RIEGO EN SUELOS SATURADOS - CASO CANAL DE RIEGO CANCHAN LINDERO – TOMAYQUICHUA – 2019

Tabla 9

Operacionalización de variables

VARIABLE	DIMENSIÓN	INDICADOR	MEDICIÓN
Variable Independiente:	-Análisis estructural.	-Cantidad de acero.	
Análisis estructural, hidráulico e hidrológico.	-Análisis hidrológico.	-Resistencia a la flexión.	Kg/cm ²
		-Resistencia al corte.	
	-Análisis hidrológico.	-Esfuerzos de presión del fluido.	
		-Subpresiones: lateral y subterráneo.	
Variable Dependiente:	-Suelo saturado.	-Inspección ocular de los tramos con suelo saturado.	Metros lineales
Comportamiento de un canal para riego en suelos saturados.	-Suelo medianamente saturado.	-Estudio de mecánica de suelos: Capacidad portante y nivel freático.	
	-Suelo saturado		

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN

La profundidad de la búsqueda planificada indicó que el conocimiento predictivo experimental fue el más probable de encontrar, ya que este tipo de conocimiento predijo el comportamiento controlando las intervenciones y analizando los resultados en diversas circunstancias que creó efectos predecibles que pudieron utilizarse para crear modelos o normas (Müggenburg y Pérez, 2007).

Basándose en la intervención del investigador, el fenómeno objeto de estudio se consideró experimental porque se caracterizaba por la manipulación intencionada y planificada de una o más variables (independientes-causales) para examinar el efecto de la manipulación sobre otra variable (Müggenburg y Pérez, 2007).

Dado que formuló preguntas sobre acontecimientos pasados, el registro del fenómeno tuvo carácter retrospectivo, en función del instante exacto en que se produjo (Müggenburg y Pérez, 2007).

Los datos sobre el fenómeno objeto de estudio fue de carácter longitudinal, ya que se recogió en un único momento en el tiempo, en función del número de ocurrencias que se recojan (Müggenburg y Pérez, 2007).

3.1.1. ENFOQUE

Esta investigación fue de naturaleza cuantitativa, ya que su objetivo fue predecir y explicar la relación causal entre sus hechos y acontecimientos. Se recopilaron datos numéricos, estandarizados y cuantitativos. De este modo, fue posible apoyar la confirmación de la hipótesis mediante el examen de los datos y la interpretación de las conclusiones. Los resultados de esta técnica metódica y gradual pueden

extrapolarse a otros canales de riego afectados por suelos anegados (Hernández, 2014).

3.1.2. NIVEL O ALCANCE

Dado que esta investigación va más allá de la mera descripción de ideas o fenómenos, tiene un alcance explicativo, lo que se buscó es contestar las causas de los acontecimientos (suelos saturados) y fenómenos físicos (pérdida del canal). Se enfocó en argumentar por qué ocurre un fenómeno y en qué circunstancia se manifiesta. También se tuvo en cuenta que el interés se centró en demostrar porque se relacionan las dos variables (Hernández, 2014).

3.1.3. DISEÑO

Para esta investigación se utilizó el diseño experimental preexperimental porque es el que mejor se ajusta a los objetivos de la investigación.

Cuando un investigador quiere determinar si una causa alterada tiene algún efecto concebible, emplea el diseño experimental. Un experimento es una situación de control en la que se manipulan intencionadamente una o varias variables independientes (causas) para investigar los efectos de esa manipulación sobre una o varias variables dependientes (efectos) (Hernández, 2014).

Por el contrario, un diseño preexperimental implica medir una o más variables después de que un grupo reciba un estímulo o tratamiento, con el fin de determinar el nivel de la agrupación en cada variable. En este diseño sólo se trabaja con un grupo (Hernández, 2014).

Este diseño no se ajustaba a las normas de un experimento puro por la razón anteriormente expuesta. No se manipularon las agrupaciones de contraste (simplemente el mínimo de presencia frente a la ausencia) ni la variable independiente (niveles). Además, no se mencionó la posición previa de la agrupación en la variable o variables dependientes antes de la estimulación (Hernández, 2014).

3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA

3.2.1. POBLACIÓN

La población fue conformada por el canal de riego Canchan Lindero – Tomayquichua, de 1 km de longitud.

3.2.2. MUESTRA

La muestra fue constituida por el suelo saturado que afecta al canal de riego Canchan Lindero – Tomayquichua. Este muestreo es de tipo no probabilístico, intencional, porque el criterio para seleccionar la muestra no es estadístico, sino racional.

3.3. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

3.3.1. PARA LA RECOLECCIÓN DE DATOS

Técnica

- La técnica también fue observacional, para identificar los suelos saturados. Luego se procede a recopilar la información necesaria, realizamos 2 calicatas para realizar un estudio de mecánica de suelos completo. Se realiza un levantamiento topográfico.

Instrumento

- Ensayos:
 - Contenido de humedad y pesos volumétricos. NT IS.020
 - Densidad relativa – gruesos y finos.
 - Ensayo de pH y análisis granulométrico. NTP 339.128 (2014), NTP 400.042, AASHTO T 290, AASHTO T 291.
 - Límite plástico, índice de plasticidad y límite líquido. NTP 339.129 (2014).
 - Clasificación de suelos y Corte directo. NTP 339.134 (2014), NTP 339.135 (2014) y NTP 339.171:2002 (revisada el 2017).
- Levantamiento de información topográfica con estación total y procesamiento de datos en AutoCAD.

- Se elaboró un inventariado; el de suelos saturados en el canal Canchan Lindero – Tomayquichua.

3.3.2. PARA LA PRESENTACIÓN DE DATOS

La información fue procesada analíticamente y mediante software especializados, el resultado fue presentado mediante un cuadro de resumen, donde va toda la información necesaria respecto al estudio de mecánica de suelos realizado, planos de los resultados del diseño. También se presentan cuadros de precipitaciones máximas los cuales fueron otorgados por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI).

3.3.3. PARA EL ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS DATOS

Se realizaron registros claros de los datos numéricos recogidos en el campo, con ello se estructuró los cuadros de resumen, se elaboró planos y se concluyó con el análisis estructural, hidráulica e hidrogeológico de una sección de canal para riego en suelos saturados. Para obtención de los resultados, fue importante procesar los datos adquiridos en campo en estos tres programas; Geo 5, Microsoft Excel y AutoCAD.

Los datos fueron interpretados de la siguiente manera:

- Levantamiento topográfico: La información recopilada en campo fue procesada en el programa AutoCAD Civil 3D, donde el resultado fue plasmado en planos.
- Medición de caudal: Se consideró el caudal determinado en el proyecto ejecutado y se realizó mediciones empíricas.
- Precipitaciones máximas: Para elaborar la curva IDT (Intensidad, Duración y Periodo de Retorno), se tomó los datos de precipitación máxima en 24 horas del SENAMHI (Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología) y se examinó en tablas y gráficos.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS

Gracias a la investigación realizada en el canal de riego Canchan Lindero – Tomayquichua de 1 km, todo el recorrido del canal se encuentra revestido de concreto, del cual el tramo del estudio va de la progresiva 0+030 al 0+080, de los cuales 10 m del canal se encuentra en suelos saturados y 40m se encuentra en suelos medianamente saturados.

Del estudio topográfico del proyecto se tiene como resultado las siguientes características: pendiente 8.68%, área de drenaje 7.113 has y longitud de drenaje 1 km.

El valor del caudal de drenaje es 3.76 m³/s, para una intensidad máxima de 380.659mm/h y el coeficiente de escorrentía es 0.50.

El anexo 05 contiene los resultados de la investigación mecánica del suelo.

A partir de los resultados, se verificó el diseño paso a paso, ver el procesamiento de datos. Finalmente se presenta el diseño empleado que mejorará el comportamiento estructural, hidráulico e hidrológico del canal.

4.1. PROCESAMIENTO DE DATOS

- **Procesamiento de información para el canal situado en la calicata C-01.**

PASO 01: Luego de identificar la vida útil de la estructura (n) y el período de retorno de diseño (T) para calcular la probabilidad de falla o riesgo, así como la probabilidad de ocurrencia y no ocurrencia de Q en T años, se halló el caudal máximo ($Q_{hidrológico}$ o $Q_{drenaje}$) utilizando datos derivados topográficamente de la zona de drenaje en investigación. La precipitación máxima por 24 horas se recibió del SENAMHI para establecer el tiempo de concentración por el método de Kirpich. Esta información fue crucial para la elaboración de la curva IDT (intensidad, duración y período). En el sitio de estudio se recopilaron datos

topográficos y visuales para calcular el coeficiente de escorrentía. Con todo ello, se determinó el caudal máximo (Q_{drenaje} o $Q_{\text{hidrológico}}$).

1. Cálculo del caudal hidrológico (Q máx.)

1.1. Estimación de periodo de retorno de diseño (t), vida útil (n) y la probabilidad (p)

Tabla 10

Estimación de periodo de retorno del diseño, vida útil y la probabilidad

TIPO DE ESTRUCTURAS	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)
Puente sobre carretera importante.	50 ~ 100
Puente sobre carretera menos importante o alcantarilla sobre carretera importante.	25
Alcantarillas sobre caminos secundarios.	5 ~ 10
Drenaje lateral de los pavimentos, donde puede tolerarse encharcamiento con lluvia de corta duración.	1 ~ 2
Drenaje de aeropuerto.	5
Drenaje urbano	2 ~ 10
Drenaje agrícola.	5 ~ 10
Muros de encauzamiento.	2 ~ 50
*Puede aumentar si estas obras protegen poblados de importancia.	
T =	10 años
n	= 20 años

Nota: De acuerdo con el tipo de estructura, canal de riego (drenaje agrícola), se considera un periodo de retorno de 10 años.

1.1.1. La probabilidad de que el caudal (Q) ocurra, nuevamente, en T años será

$$P = \frac{1}{T}$$

Donde:

P: Probabilidad de ocurrencia de un caudal (Q)

$$\bar{P} = 0.10 \cong 10\%$$

$$\bar{P} = 10 \%$$

El cual muestra el % de la probabilidad de que un caudal máximo ($Q_{\text{máx.}}$) ocurra en cualquier año T.

1.1.2. La probabilidad de que el caudal (Q) no ocurra, nuevamente, en cualquier año T será

$$\bar{P} = 1 - P$$

Donde:

P: Probabilidad de ocurrencia de un caudal menor al caudal máximo.

$$\bar{P} = 0.90 \cong 90\%$$

$$\bar{P} = 90\%$$

El cual representa el % de la probabilidad de que un caudal (Q) < Qmáx., lo que quiere decir que, el Qmáx. no ocurra en cualquier año T.

1.1.3. La probabilidad de que el Qmáx. no ocurra, nuevamente, en n años

$$\bar{P} * \bar{P} \dots \bar{P} = \bar{P}^n = \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

Donde:

P: Probabilidad de que caudal máximo (Qmáx.) no ocurra, nuevamente, en n años sucesivos.

$$\bar{P}^n = 0.12 \cong 12\%$$

$$\bar{P}^n = 12\%$$

El cual muestra el % de la probabilidad de que un caudal (Q) < caudal máximo (Qmáx.), quiere decir que Q máx. no ocurrirá en cualquier año n.

1.1.4. La probabilidad de que el caudal máximo (Qmáx.) alguna vez en n años sucesivos, será

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

Donde:

R: Conocida como riego o falla.

$$R = 0.88 \cong 88\%$$

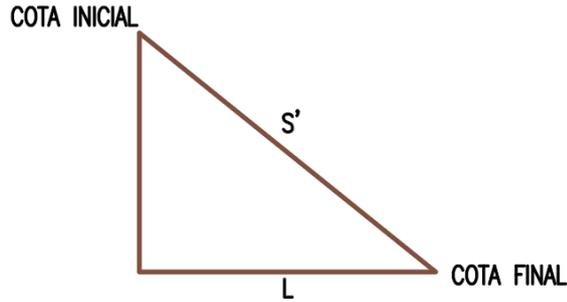
$$R = 88\%$$

El cual refleja el % de la probabilidad de que un caudal máximo (Qmáx.) suceda por lo menos una vez en n años sucesivos. Denota la probabilidad de que la construcción pueda fallar dentro de su vida útil.

1.2. Estimación de periodo de retorno de diseño (t), vida útil (n) y la probabilidad (p)

1.2.1. Cálculo del tiempo de concentración

$$t_c = 0.0195 * \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0.385}$$



Donde:

Cota inicial = 2133.99 m.s.n.m.

Cota final = 2129.650 m.s.n.m.

H = Variación de altura = 4.34 metros

L = B = Distancia máxima de recorrido = 50 metros

tc = Tiempo de concentración = 1.02 minutos

S = Pendiente del talud = 8.68%

1.2.2. Cálculo de la intensidad máxima

A) Construir curvas de intensidad – duración – periodo de retorno (IDT) utilizando el modelo de DYCK Y PESCHKE

A.1) Cuadro: Precipitación (lluvia) máxima para diferentes tiempos de duración:

Se desglosa las precipitaciones de 24 horas en varios periodos de tiempo (duración).

$$P_D = P_{24h} \left(\frac{D}{1440} \right)^{0.25}$$

P_D = Precipitación total (mm).
 D = Duración en min.
 P_{24h} = Precipitación Máxima en 24 horas (mm).

Tabla 11

Precipitaciones máximas por año, los últimos 25 años

Año	Pmáx. 24 h anual (mm)	Duración en minutos (D)					
		20 min	30 min	60 min	120 min	180 min	240 min
1993	18.00	6.18	6.84	8.13	9.67	10.70	11.50
1994	24.00	8.24	9.12	10.84	12.89	14.27	15.33
1995	18.90	6.49	7.18	8.54	10.15	11.24	12.08
1996	17.10	5.87	6.50	7.73	9.19	10.17	10.93
1997	11.40	3.91	4.33	5.15	6.13	6.78	7.28

1998	27.50	9.44	10.45	12.42	14.78	16.35	17.57
1999	33.00	11.33	12.54	14.91	17.73	19.62	21.09
2000	20.30	6.97	7.71	9.17	10.91	12.07	12.97
2001	48.70	16.72	18.50	22.00	26.17	28.96	31.12
2002	27.20	9.34	10.33	12.29	14.61	16.17	17.38
2003	23.00	7.90	8.74	10.39	12.36	13.68	14.70
2004	17.60	6.04	6.69	7.95	9.46	10.47	11.25
2005	25.50	8.75	9.69	11.52	13.70	15.16	16.29
2006	28.00	9.61	10.64	12.65	15.04	16.65	17.89
2007	27.30	9.37	10.37	12.33	14.67	16.23	17.44
2008	33.10	11.36	12.58	14.95	17.78	19.68	21.15
2009	19.60	6.73	7.45	8.86	10.53	11.65	12.52
2010	22.60	7.76	8.59	10.21	12.14	13.44	14.44
2011	36.20	12.43	13.75	16.36	19.45	21.52	23.13
2012	30.70	10.54	11.66	13.87	16.49	18.25	19.62
2013	19.90	6.83	7.56	8.99	10.69	11.83	12.71
2014	24.80	8.51	9.42	11.20	13.32	14.75	15.85
2015	31.70	10.88	12.04	14.32	17.03	18.85	20.25
2016	18.00	6.18	6.84	8.13	9.67	10.70	11.50
2017	38.20	13.11	14.51	17.26	20.52	22.71	24.41

Nota: La información de las precipitaciones máximas por año, de los últimos 25 años, fueron obtenidos de la plataforma virtual del SENAMHI, 2019.

A.2) Cuadro: Intensidades máximas para diferentes tiempos de duración:

Consiste en descomponer las precipitaciones de 24 horas en intervalos distintos y convertir las lluvias máximas en mm y la intensidad en mm/hr.

$$I = \frac{60 \times P_D}{D}$$

I = Intensidad Máxima (mm/hr).
 D = Duración en minutos.
 P_D = Precipitación total (mm).

Tabla 12

Intensidades máximas en diferentes tiempos de duración, últimos 25 años

N° Orden	Años	Duración en minutos (D)					
		20 min	30 min	60 min	120 min	180 min	240 min
1	1993	18.54	13.68	8.13	4.84	3.57	2.88
2	1994	24.72	18.24	10.84	6.45	4.76	3.83
3	1995	19.46	14.36	8.54	5.08	3.75	3.02
4	1996	17.61	12.99	7.73	4.59	3.39	2.73
5	1997	11.74	8.66	5.15	3.06	2.26	1.82
6	1998	28.32	20.90	12.42	7.39	5.45	4.39

7	1999	33.99	25.07	14.91	8.87	6.54	5.27
8	2000	20.91	15.42	9.17	5.45	4.02	3.24
9	2001	50.16	37.00	22.00	13.08	9.65	7.78
10	2002	28.01	20.67	12.29	7.31	5.39	4.34
11	2003	23.69	17.48	10.39	6.18	4.56	3.67
12	2004	18.13	13.37	7.95	4.73	3.49	2.81
13	2005	26.26	19.38	11.52	6.85	5.05	4.07
14	2006	28.84	21.28	12.65	7.52	5.55	4.47
15	2007	28.12	20.74	12.33	7.33	5.41	4.36
16	2008	34.09	25.15	14.95	8.89	6.56	5.29
17	2009	20.19	14.89	8.86	5.27	3.88	3.13
18	2010	23.28	17.17	10.21	6.07	4.48	3.61
19	2011	37.28	27.51	16.36	9.72	7.17	5.78
20	2012	31.62	23.33	13.87	8.25	6.08	4.90
21	2013	20.49	15.12	8.99	5.35	3.94	3.18
22	2014	25.54	18.84	11.20	6.66	4.92	3.96
23	2015	32.65	24.09	14.32	8.52	6.28	5.06
24	2016	18.54	13.68	8.13	4.84	3.57	2.88
25	2017	39.34	29.03	17.26	10.26	7.57	6.10

Nota: De acuerdo con la información de las precipitaciones máximas, se halla las intensidades máximas, considerando diferentes tiempos de duración.

A.3) Cuadro: Intensidades máximas (Imáx.) para diferentes tiempos (duraciones) y periodos de retorno:

Consiste en ordenar las intensidades máximas (Imáx.) de mayor a menor y halla sus periodos de retorno con el método de weibull.

$$T = \frac{n + 1}{m}$$

$T =$ Periodo de retorno en años.
 $n =$ Cantidad de años
 $m =$ Número de orden.

Se utilizará $n = 25$

Tabla 13

Intensidades máximas para distintas duraciones y periodos de retorno

N° Orden	T (Años)	Duración en minutos (D)					
		20 min	30 min	60 min	120 min	180 min	240 min
1	26.00	50.16	37.00	22.00	13.08	9.65	7.78
2	13.00	39.34	29.03	17.26	10.26	7.57	6.10
3	8.67	37.28	27.51	16.36	9.72	7.17	5.78

4	6.50	34.09	25.15	14.95	8.89	6.56	5.29
5	5.20	33.99	25.07	14.91	8.87	6.54	5.27
6	4.33	32.65	24.09	14.32	8.52	6.28	5.06
7	3.71	31.62	23.33	13.87	8.25	6.08	4.90
8	3.25	28.84	21.28	12.65	7.52	5.55	4.47
9	2.89	28.32	20.90	12.42	7.39	5.45	4.39
10	2.60	28.12	20.74	12.33	7.33	5.41	4.36
11	2.36	28.01	20.67	12.29	7.31	5.39	4.34
12	2.17	26.26	19.38	11.52	6.85	5.05	4.07
13	2.00	25.54	18.84	11.20	6.66	4.92	3.96
14	1.86	24.72	18.24	10.84	6.45	4.76	3.83
15	1.73	23.69	17.48	10.39	6.18	4.56	3.67
16	1.63	23.28	17.17	10.21	6.07	4.48	3.61
17	1.53	20.91	15.42	9.17	5.45	4.02	3.24
18	1.44	20.49	15.12	8.99	5.35	3.94	3.18
19	1.37	20.19	14.89	8.86	5.27	3.88	3.13
20	1.30	19.46	14.36	8.54	5.08	3.75	3.02
21	1.24	18.54	13.68	8.13	4.84	3.57	2.88
22	1.18	18.54	13.68	8.13	4.84	3.57	2.88
23	1.13	18.13	13.37	7.95	4.73	3.49	2.81
24	1.08	17.61	12.99	7.73	4.59	3.39	2.73
25	1.04	11.74	8.66	5.15	3.06	2.26	1.82

Nota: De acuerdo con la fórmula de Weibull, se ha ordenado las intensidades máximas de mayor a menor, con la finalidad de determinar los periodos de retorno (T).

Tabla 14

Intensidades máximas (Imáx.) en diferentes duraciones (tiempos)

ITEM	ABREVIATURAS			Y	X1	X2	Y*X1	X1 ²	X1*X2	X2*Y	X2 ²
	Imáx. (mm/h)	T años	D min	LOG(Imáx)	LOG (T)	LOG (D)	Log(I)* Log(T)	Log(T) ²	Log(T)* Log(D)	Log(D)* Log(I)	Log(D) ²
1	50.16	26	20	1.700	1.415	1.301	2.406	2.002	1.841	2.212	1.693
2	37.00	26	30	1.568	1.415	1.477	2.219	2.002	2.090	2.316	2.182
3	22.00	26	60	1.342	1.415	1.778	1.900	2.002	2.516	2.387	3.162
4	13.08	26	120	1.117	1.415	2.079	1.580	2.002	2.942	2.322	4.323
5	9.65	26	180	0.985	1.415	2.255	1.393	2.002	3.191	2.221	5.086
6	7.78	26	240	0.891	1.415	2.380	1.261	2.002	3.368	2.121	5.665
7	39.34	13	20	1.595	1.114	1.301	1.777	1.241	1.449	2.075	1.693
8	29.03	13	30	1.463	1.114	1.477	1.629	1.241	1.645	2.161	2.182
9	17.26	13	60	1.237	1.114	1.778	1.378	1.241	1.981	2.200	3.162
10	10.26	13	120	1.011	1.114	2.079	1.126	1.241	2.316	2.103	4.323
11	7.57	13	180	0.879	1.114	2.255	0.979	1.241	2.512	1.983	5.086
12	6.10	13	240	0.785	1.114	2.380	0.875	1.241	2.651	1.870	5.665
13	37.28	8.67	20	1.571	0.938	1.301	1.474	0.880	1.220	2.045	1.693
14	27.51	8.67	30	1.439	0.938	1.477	1.350	0.880	1.385	2.126	2.182
15	16.36	8.67	60	1.214	0.938	1.778	1.138	0.880	1.668	2.158	3.162
16	9.72	8.67	120	0.988	0.938	2.079	0.926	0.880	1.950	2.054	4.323
17	7.17	8.67	180	0.856	0.938	2.255	0.803	0.880	2.115	1.930	5.086
18	5.78	8.67	240	0.762	0.938	2.380	0.715	0.880	2.232	1.814	5.665
19	34.09	6.50	20	1.533	0.813	1.301	1.246	0.661	1.058	1.994	1.693
20	25.15	6.50	30	1.401	0.813	1.477	1.139	0.661	1.201	2.069	2.182
21	14.95	6.50	60	1.175	0.813	1.778	0.955	0.661	1.445	2.089	3.162

22	8.89	6.50	120	0.949	0.813	2.079	0.771	0.661	1.690	1.973	4.323
23	6.56	6.50	180	0.817	0.813	2.255	0.664	0.661	1.833	1.842	5.086
24	5.29	6.50	240	0.723	0.813	2.380	0.588	0.661	1.935	1.721	5.665
25	33.99	5.20	20	1.531	0.716	1.301	1.096	0.513	0.932	1.992	1.693
26	25.07	5.20	30	1.399	0.716	1.477	1.002	0.513	1.058	2.067	2.182
27	14.91	5.20	60	1.173	0.716	1.778	0.840	0.513	1.273	2.087	3.162
28	8.87	5.20	120	0.948	0.716	2.079	0.679	0.513	1.489	1.970	4.323
29	6.54	5.20	180	0.816	0.716	2.255	0.584	0.513	1.615	1.839	5.086
30	5.27	5.20	240	0.722	0.716	2.380	0.517	0.513	1.704	1.718	5.665
31	32.65	4.33	20	1.514	0.637	1.301	0.964	0.406	0.829	1.970	1.693
32	24.09	4.33	30	1.382	0.637	1.477	0.880	0.406	0.941	2.041	2.182
33	14.32	4.33	60	1.156	0.637	1.778	0.736	0.406	1.132	2.056	3.162
34	8.52	4.33	120	0.930	0.637	2.079	0.592	0.406	1.324	1.934	4.323
35	6.28	4.33	180	0.798	0.637	2.255	0.508	0.406	1.436	1.800	5.086
36	5.06	4.33	240	0.704	0.637	2.380	0.449	0.406	1.516	1.677	5.665
37	31.62	3.71	20	1.500	0.570	1.301	0.855	0.325	0.741	1.951	1.693
38	23.33	3.71	30	1.368	0.570	1.477	0.780	0.325	0.842	2.020	2.182
39	13.87	3.71	60	1.142	0.570	1.778	0.651	0.325	1.013	2.031	3.162
40	8.25	3.71	120	0.916	0.570	2.079	0.522	0.325	1.185	1.905	4.323
41	6.08	3.71	180	0.784	0.570	2.255	0.447	0.325	1.285	1.769	5.086
42	4.90	3.71	240	0.691	0.570	2.380	0.394	0.325	1.356	1.644	5.665
43	28.84	3.25	20	1.460	0.512	1.301	0.747	0.262	0.666	1.899	1.693
44	21.28	3.25	30	1.328	0.512	1.477	0.680	0.262	0.756	1.961	2.182
45	12.65	3.25	60	1.102	0.512	1.778	0.564	0.262	0.910	1.960	3.162
46	7.52	3.25	120	0.876	0.512	2.079	0.449	0.262	1.064	1.822	4.323
47	5.55	3.25	180	0.744	0.512	2.255	0.381	0.262	1.154	1.679	5.086

48	4.47	3.25	240	0.651	0.512	2.380	0.333	0.262	1.218	1.548	5.665
49	28.32	2.89	20	1.452	0.461	1.301	0.669	0.212	0.599	1.889	1.693
50	20.90	2.89	30	1.320	0.461	1.477	0.608	0.212	0.681	1.950	2.182
51	12.42	2.89	60	1.094	0.461	1.778	0.504	0.212	0.819	1.946	3.162
52	7.39	2.89	120	0.869	0.461	2.079	0.400	0.212	0.958	1.806	4.323
53	5.45	2.89	180	0.736	0.461	2.255	0.339	0.212	1.039	1.661	5.086
54	4.39	2.89	240	0.643	0.461	2.380	0.296	0.212	1.097	1.530	5.665
55	28.12	2.60	20	1.449	0.415	1.301	0.601	0.172	0.540	1.885	1.693
56	20.74	2.60	30	1.317	0.415	1.477	0.546	0.172	0.613	1.945	2.182
57	12.33	2.60	60	1.091	0.415	1.778	0.453	0.172	0.738	1.940	3.162
58	7.33	2.60	120	0.865	0.415	2.079	0.359	0.172	0.863	1.799	4.323
59	5.41	2.60	180	0.733	0.415	2.255	0.304	0.172	0.936	1.654	5.086
60	4.36	2.60	240	0.640	0.415	2.380	0.265	0.172	0.988	1.522	5.665
61	28.01	2.36	20	1.447	0.374	1.301	0.541	0.140	0.486	1.883	1.693
62	20.67	2.36	30	1.315	0.374	1.477	0.491	0.140	0.552	1.943	2.182
63	12.29	2.36	60	1.090	0.374	1.778	0.407	0.140	0.664	1.937	3.162
64	7.31	2.36	120	0.864	0.374	2.079	0.323	0.140	0.777	1.796	4.323
65	5.39	2.36	180	0.732	0.374	2.255	0.273	0.140	0.843	1.650	5.086
66	4.34	2.36	240	0.638	0.374	2.380	0.238	0.140	0.889	1.519	5.665
67	26.26	2.17	20	1.419	0.336	1.301	0.477	0.113	0.437	1.847	1.693
68	19.38	2.17	30	1.287	0.336	1.477	0.432	0.113	0.496	1.901	2.182
69	11.52	2.17	60	1.061	0.336	1.778	0.356	0.113	0.597	1.887	3.162
70	6.85	2.17	120	0.836	0.336	2.079	0.281	0.113	0.698	1.738	4.323
71	5.05	2.17	180	0.704	0.336	2.255	0.236	0.113	0.757	1.587	5.086
72	4.07	2.17	240	0.610	0.336	2.380	0.205	0.113	0.799	1.452	5.665
73	25.54	2.00	20	1.407	0.301	1.301	0.424	0.091	0.392	1.831	1.693

74	18.84	2.00	30	1.275	0.301	1.477	0.384	0.091	0.445	1.884	2.182
75	11.20	2.00	60	1.049	0.301	1.778	0.316	0.091	0.535	1.866	3.162
76	6.66	2.00	120	0.824	0.301	2.079	0.248	0.091	0.626	1.712	4.323
77	4.92	2.00	180	0.692	0.301	2.255	0.208	0.091	0.679	1.560	5.086
78	3.96	2.00	240	0.598	0.301	2.380	0.180	0.091	0.717	1.423	5.665
79	24.72	1.86	20	1.393	0.269	1.301	0.375	0.072	0.350	1.812	1.693
80	18.24	1.86	30	1.261	0.269	1.477	0.339	0.072	0.397	1.863	2.182
81	10.84	1.86	60	1.035	0.269	1.778	0.278	0.072	0.478	1.841	3.162
82	6.45	1.86	120	0.809	0.269	2.079	0.218	0.072	0.559	1.683	4.323
83	4.76	1.86	180	0.677	0.269	2.255	0.182	0.072	0.606	1.528	5.086
84	3.83	1.86	240	0.584	0.269	2.380	0.157	0.072	0.640	1.389	5.665
85	23.69	1.73	20	1.375	0.239	1.301	0.328	0.057	0.311	1.788	1.693
86	17.48	1.73	30	1.242	0.239	1.477	0.297	0.057	0.353	1.835	2.182
87	10.39	1.73	60	1.017	0.239	1.778	0.243	0.057	0.425	1.808	3.162
88	6.18	1.73	120	0.791	0.239	2.079	0.189	0.057	0.497	1.644	4.323
89	4.56	1.73	180	0.659	0.239	2.255	0.157	0.057	0.539	1.486	5.086
90	3.67	1.73	240	0.565	0.239	2.380	0.135	0.057	0.569	1.345	5.665
91	23.28	1.63	20	1.367	0.211	1.301	0.288	0.044	0.274	1.778	1.693
92	17.17	1.63	30	1.235	0.211	1.477	0.260	0.044	0.311	1.824	2.182
93	10.21	1.63	60	1.009	0.211	1.778	0.213	0.044	0.375	1.794	3.162
94	6.07	1.63	120	0.783	0.211	2.079	0.165	0.044	0.438	1.629	4.323
95	4.48	1.63	180	0.651	0.211	2.255	0.137	0.044	0.476	1.469	5.086
96	3.61	1.63	240	0.558	0.211	2.380	0.118	0.044	0.502	1.327	5.665
97	20.91	1.53	20	1.320	0.185	1.301	0.244	0.034	0.240	1.718	1.693
98	15.42	1.53	30	1.188	0.185	1.477	0.219	0.034	0.273	1.755	2.182
99	9.17	1.53	60	0.962	0.185	1.778	0.178	0.034	0.328	1.711	3.162

100	5.45	1.53	120	0.737	0.185	2.079	0.136	0.034	0.384	1.532	4.323
101	4.02	1.53	180	0.605	0.185	2.255	0.112	0.034	0.416	1.364	5.086
102	3.24	1.53	240	0.511	0.185	2.380	0.094	0.034	0.439	1.216	5.665
103	20.49	1.44	20	1.312	0.160	1.301	0.209	0.026	0.208	1.706	1.693
104	15.12	1.44	30	1.180	0.160	1.477	0.188	0.026	0.236	1.742	2.182
105	8.99	1.44	60	0.954	0.160	1.778	0.152	0.026	0.284	1.696	3.162
106	5.35	1.44	120	0.728	0.160	2.079	0.116	0.026	0.332	1.514	4.323
107	3.94	1.44	180	0.596	0.160	2.255	0.095	0.026	0.360	1.344	5.086
108	3.18	1.44	240	0.502	0.160	2.380	0.080	0.026	0.380	1.195	5.665
109	20.19	1.37	20	1.305	0.136	1.301	0.178	0.019	0.177	1.698	1.693
110	14.89	1.37	30	1.173	0.136	1.477	0.160	0.019	0.201	1.733	2.182
111	8.86	1.37	60	0.947	0.136	1.778	0.129	0.019	0.242	1.684	3.162
112	5.27	1.37	120	0.721	0.136	2.079	0.098	0.019	0.283	1.500	4.323
113	3.88	1.37	180	0.589	0.136	2.255	0.080	0.019	0.307	1.329	5.086
114	3.13	1.37	240	0.496	0.136	2.380	0.068	0.019	0.324	1.180	5.665
115	19.46	1.30	20	1.289	0.114	1.301	0.147	0.013	0.148	1.677	1.693
116	14.36	1.30	30	1.157	0.114	1.477	0.132	0.013	0.168	1.709	2.182
117	8.54	1.30	60	0.931	0.114	1.778	0.106	0.013	0.203	1.656	3.162
118	5.08	1.30	120	0.706	0.114	2.079	0.080	0.013	0.237	1.467	4.323
119	3.75	1.30	180	0.574	0.114	2.255	0.065	0.013	0.257	1.294	5.086
120	3.02	1.30	240	0.480	0.114	2.380	0.055	0.013	0.271	1.142	5.665
121	18.54	1.24	20	1.268	0.093	1.301	0.118	0.009	0.121	1.650	1.693
122	13.68	1.24	30	1.136	0.093	1.477	0.105	0.009	0.137	1.678	2.182
123	8.13	1.24	60	0.910	0.093	1.778	0.084	0.009	0.165	1.619	3.162
124	4.84	1.24	120	0.684	0.093	2.079	0.063	0.009	0.193	1.423	4.323
125	3.57	1.24	180	0.552	0.093	2.255	0.051	0.009	0.209	1.246	5.086
126	2.88	1.24	240	0.459	0.093	2.380	0.043	0.009	0.221	1.092	5.665

127	18.54	1.18	20	1.268	0.073	1.301	0.092	0.005	0.094	1.650	1.693
128	13.68	1.18	30	1.136	0.073	1.477	0.082	0.005	0.107	1.678	2.182
129	8.13	1.18	60	0.910	0.073	1.778	0.066	0.005	0.129	1.619	3.162
130	4.84	1.18	120	0.684	0.073	2.079	0.050	0.005	0.151	1.423	4.323
131	3.57	1.18	180	0.552	0.073	2.255	0.040	0.005	0.164	1.246	5.086
132	2.88	1.18	240	0.459	0.073	2.380	0.033	0.005	0.173	1.092	5.665
133	18.13	1.13	20	1.258	0.053	1.301	0.067	0.003	0.069	1.637	1.693
134	13.37	1.13	30	1.126	0.053	1.477	0.060	0.003	0.079	1.664	2.182
135	7.95	1.13	60	0.900	0.053	1.778	0.048	0.003	0.095	1.601	3.162
136	4.73	1.13	120	0.675	0.053	2.079	0.036	0.003	0.111	1.403	4.323
137	3.49	1.13	180	0.543	0.053	2.255	0.029	0.003	0.120	1.224	5.086
138	2.81	1.13	240	0.449	0.053	2.380	0.024	0.003	0.127	1.069	5.665
139	17.61	1.08	20	1.246	0.035	1.301	0.043	0.001	0.045	1.621	1.693
140	12.99	1.08	30	1.114	0.035	1.477	0.039	0.001	0.051	1.645	2.182
141	7.73	1.08	60	0.888	0.035	1.778	0.031	0.001	0.062	1.579	3.162
142	4.59	1.08	120	0.662	0.035	2.079	0.023	0.001	0.072	1.377	4.323
143	3.39	1.08	180	0.530	0.035	2.255	0.018	0.001	0.078	1.196	5.086
144	2.73	1.08	240	0.436	0.035	2.380	0.015	0.001	0.083	1.039	5.665
145	11.74	1.04	20	1.070	0.017	1.301	0.018	0.000	0.022	1.392	1.693
146	8.66	1.04	30	0.938	0.017	1.477	0.016	0.000	0.025	1.385	2.182
147	5.15	1.04	60	0.712	0.017	1.778	0.012	0.000	0.030	1.266	3.162
148	3.06	1.04	120	0.486	0.017	2.079	0.008	0.000	0.035	1.011	4.323
149	2.26	1.04	180	0.354	0.017	2.255	0.006	0.000	0.038	0.798	5.086
150	1.82	1.04	240	0.260	0.017	2.380	0.004	0.000	0.041	0.620	5.665
SUMATORIA				145.334	61.102	281.774	65.835	43.793	114.78	255.411	552.776

Nota. Resultado del cálculo de la Intensidad Máxima (Imáx.) en diferentes tiempos (duraciones) en los últimos 25 años.

A.4) Cálculo Intensidad máxima (Imáx.), utilizando la siguiente ecuación

$$I_{máx.} = \frac{Kx T^a}{D^b}$$

Donde:

- Imáx. = Intensidad máxima (mm/hr).
- K, a, b = Parámetros característicos del área de investigación.
- T = Periodo de retorno (años).
- D = Duración de la precipitación (minutos).
- n = Número de tripletas (Imáx., T y D), este caso usa: n = 150

Importante: Los parámetros a estimar serán los siguientes:

$$\begin{aligned} a_0 &= \text{Log}(K) \\ a_1 &= a \\ a_2 &= b \end{aligned}$$

Ecuaciones para determinar el valor de K, a y b:

$$\sum Y = a_0 * n + a_1 * \sum X_1 + a_2 * \sum X_2$$

$$145.334 = a_0 * 150.000 + a_1 * 61.102 + a_2 * 21.774$$

$$\sum X_1 * Y = a_0 * \sum X_1 + a_1 * \sum X_1^2 + a_2 * \sum X_1 * X_2$$

$$65.835 = a_0 * 61.102 + a_1 * 43.793 + a_2 * 114.780$$

$$\sum X_2 * Y = a_0 * \sum X_2 + a_1 * \sum X_1 * X_2 + a_2 * \sum X_2^2$$

$$255.411 = a_0 * 281.774 + a_1 * 114.780 + a_2 * 552.776$$

$$\begin{bmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 150.000 & 61.102 & 281.774 \\ 61.102 & 43.793 & 114.780 \\ 281.774 & 114.780 & 552.776 \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} 145.334 \\ 65.835 \\ 255.411 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.1658 & -0.0215 & -0.0801 \\ -0.0215 & 0.0529 & 0.0000 \\ -0.0801 & 0.0000 & 0.0426 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} 145.334 \\ 65.835 \\ 255.411 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2.23483 \\ 0.35089 \\ -0.7500 \end{bmatrix}$$

Donde:

$$a_0 = \text{Log}(K) = 2.235 \quad \text{Entonces:}$$

$$a_1 = a = 0.351$$

$$a_2 = b = -0.750$$

$$K = 171.725$$

$$a = 0.351$$

$$b = 0.750$$

A.5) Curva IDT

$$I_{m\acute{a}x.} = \frac{171.725 \times T^{0.351}}{D^{0.750}}$$

Tabla 15

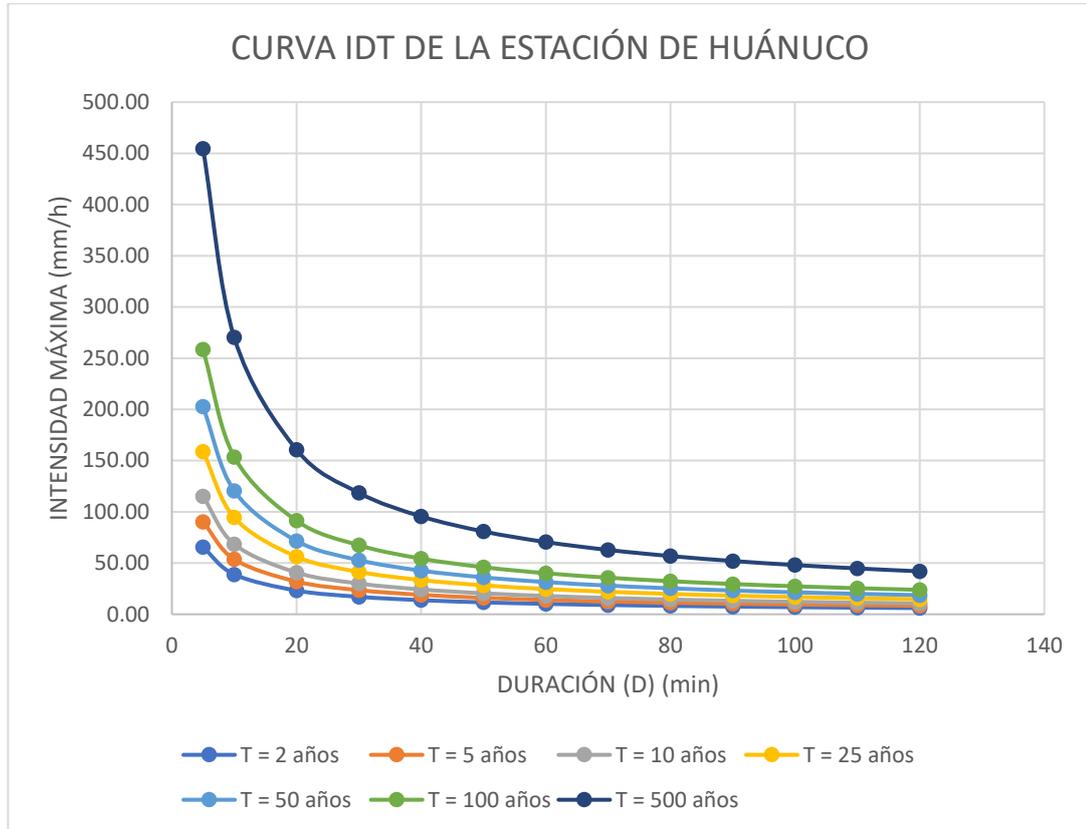
Datos para la curva IDT (Intensidad – Duración – Periodo de retorno)

Duración (D) (min)	Periodo de Retorno (T) en años						
	T = 2 años	T = 5 años	T = 10 años	T = 25 años	T = 50 años	T = 100 años	T = 500 años
5	65.50	90.34	115.21	158.90	202.65	258.45	454.61
10	38.95	53.71	68.50	94.48	120.50	153.68	270.31
20	23.16	31.94	40.73	56.18	71.65	91.38	160.73
30	17.09	23.56	30.05	41.45	52.86	67.42	118.58
40	13.77	18.99	24.22	33.40	42.60	54.33	95.57
50	11.65	16.06	20.49	28.26	36.04	45.96	80.84
60	10.16	14.01	17.87	24.65	31.43	40.09	70.51
70	9.05	12.48	15.92	21.95	28.00	35.71	62.81
80	8.19	11.29	14.40	19.86	25.33	32.31	56.83
90	7.50	10.34	13.18	18.18	23.19	29.57	52.02
100	6.93	9.55	12.18	16.80	21.43	27.33	48.07
110	6.45	8.89	11.34	15.64	19.95	25.44	44.75
120	6.04	8.33	10.63	14.65	18.69	23.84	41.93

Nota. Esta información es de suma importancia para poder graficar la curva IDT.

Figura 28

Curva IDT (Intensidad - Duración - Periodo de Retorno)



Nota: Curva IDT en función a los datos obtenidos en las tablas 11, 12, 13, 14 y 15. Se muestra una estimación de precipitaciones de cierta intensidad y duración.

Información que debe utilizarse en el cálculo del caudal de diseño del canal:

PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	DURACIÓN (D) (min)	INTENSIDAD MÁXIMA (mm/h)
10 años	1.02 min	380.659

1.2.3. Cálculo del coeficiente de escorrentía (C)

Donde:

Pendiente = S = 8.68%

Tabla 16

Determinación del coeficiente de escorrentía

Cobertura Vegetal	Tipo de Suelo	Pendiente del terreno				
		Pronunciada > 50 %	Alta > 20 %	Media > 5 %	Suave > 1 %	Despreciable < 1 %
Sin Vegetación	Impermeable	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60
	Semipermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Permeable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30

Cultivos	Impermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Semipermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Permeable	0.40	0.35	0.30	0.25	0.20
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0.65	0.60	0.55	0.50	0.45
	Semipermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	Permeable	0.35	0.30	0.25	0.20	0.15
Hierba, grama	Impermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Semipermeable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
	Permeable	0.30	0.25	0.20	0.15	0.10
Bosques, densa vegetación	Impermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	Semipermeable	0.45	0.40	0.35	0.30	0.25
	Permeable	0.25	0.20	0.15	0.10	0.05

Nota: De acuerdo con los datos recopilados en campo se obtiene un coeficiente de escorrentía de 0.50

Información que debe utilizarse en el cálculo del caudal de diseño del canal:

COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO	C
Vegetación ligera y pasto	Semipermeable	> 20 %	0.50

1.2.4. Cálculo del caudal máximo (Qdrenaje o Qhidráulico)

Donde:

1/360: Coeficiente de transformación en unidades.

B: Distancia horizontal de drenaje. B = 50.00 m

Ld: Longitud de drenaje del canal. Ld = 1422.65 m

A: Área de drenaje (has). A = 7.113 m

$$Q = \frac{C * I * A}{360}$$

Por lo tanto, se tiene lo siguiente:

$$Q \text{ drenaje} = 3.7607244 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q \text{ drenaje} = 3760.7244 \text{ lt/s}$$

PASO 02: A partir de los datos adquiridos previamente (Qriego y Qdrenaje), se completó el diseño hidráulico del canal. El Qdiseño se calculó como el total de Qriego más un porcentaje de Qdrenaje,

obteniéndose todas las características hidráulicas del canal, que son las siguientes:

- Velocidad de flujo
- Área mojada
- Tirante hidráulico
- Perímetro mojado
- Altura constructiva del canal y otros.

Para finalizar el diseño se realizó el cálculo de aliviaderos a ejecutarse, con la finalidad que el canal funcione de manera satisfactoria.

2. Diseño hidráulico del canal

2.1. Cálculo del caudal de diseño (Q)

*Caudal resultante del estudio hidrológico: $Q_{\text{drenaje}} = 3.7607 \text{ m}^3/\text{s}$

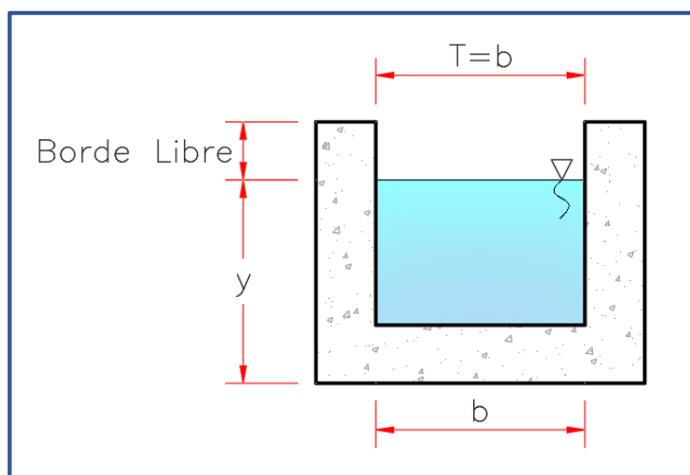
*Caudal determinado en el expediente técnico: $Q_{\text{riego}} = 0.0400 \text{ m}^3/\text{s}$

Datos:

% De aportación del $Q_{\text{hidrológico}} = 27.50\%$

Figura 29

Pre-dimensionamiento del canal, diseño hidráulico del canal



Fuente: Villón (2007).

Donde:

$$Q_{\text{DISEÑO}} = Q_{\text{RIEGO}} + \%Q_{\text{HIDROLÓGICO}}$$

$$Q_{\text{DISEÑO}} = 1.07 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = 1074.1992 \text{ lt/s}$$

2.2. Pendiente del canal (S)

$$S = 0.0868 \text{ m/m}$$

2.3. Coeficiente de rugosidad (n)

$$n = 0.0135$$

2.4. Base del canal (b)

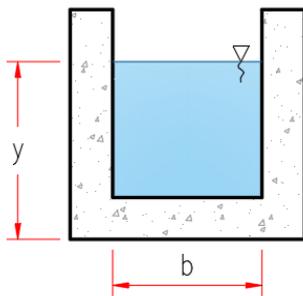
$b' = 0.40$ metros Base del canal propuesto

$b'' = 0.40$ metros Base del canal por diseño estructural

$b = 0.40$ metros Base del canal de diseño

2.5. Cálculo del tirante del canal (y)

***Determinar el parámetro para la ecuación de manning**



Área hidráulica (A): $b * y = 0.44y$

Perímetro mojado (P): $b + 2y = 0.44 + 2y$

Radio hidráulico (R): $\frac{b * y}{b + (2 * y)} = \frac{0.44y}{0.44 + 2y}$

Ecuación (i)

***Ecuación de manning**

Considerando:

A: Área hidráulica de la sección del canal.

R: Radio hidráulico.

S: Pendiente del canal.

n: Rugosidad de Manning.

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

Ecuación (ii)

***Sustituyendo la ecuación (i) en (ii)**

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

Donde:

$$\left(\frac{Q * n}{s^{1/2}}\right) = \left(\frac{b * y}{b + (2 * y)}\right)^{\frac{2}{3}} * (b * y) \rightarrow \text{Ecuación (iii)}$$

***Para obtener el valor de Y se tantearán valores, pero se debe tener en cuenta la siguiente condición**

$$\text{Primer Tanteo} > \text{Segundo Tanteo} > \text{Tercer Tanteo}$$

$$(y_1 > y_2 > y_3)$$

Donde:

	y	$\left(\frac{b * y}{b + (2 * y)}\right)^{\frac{2}{3}} * (b * y)$
y ₁ (Primer tanteo) =	2.000 m	0.299
y ₂ (Segundo tanteo) =	0.413 m	0.049
y ₃ (Tercer tanteo) =	0.500 m	0.063

*Nota: y₁, y₂, son valores del tirante asumidos, teniendo en cuenta que se cumpla la condición, y₁ > y₂ > y₃. Para obtener el valor de y₂, es necesario tener en cuenta la ecuación (iii).

***Entonces se verificará que la igualdad de la Ecuación (iii)**

Si el valor de "y"	Entonces:
0.413 m	$\left(\frac{Q * n}{s^{1/2}}\right) = \left(\frac{b * y}{b + (2 * y)}\right)^{\frac{2}{3}} * (b * y)$ 0.049 \cong 0.050

2.6. Cálculo del borde libre

$$BL = y/5$$

$$BL = 0.0827 \text{ m}$$

2.7. Cálculo de la altura del canal (H)

$$H = y + BL$$

$$H \text{ constructivo} = 0.50 \text{ m}$$

2.8. Cálculo del área hidráulica del canal (A)

$$A = b * y$$

$$A = 0.1819 \text{ m}^2$$

2.9. Cálculo del perímetro mojado (P)

$$P = b + 2y$$

$$P = 1.2667 \text{ m}$$

2.10. Cálculo del radio hidráulico del canal (R)

$$R = \frac{b * y}{b + (2 * y)}$$

$$R = 0.1436 \text{ m}$$

2.11. Cálculo de la velocidad del flujo (V)

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

$$V = 5.9839 \text{ m/s}$$

2.12. Cálculo del espejo de agua (T)

$$T = b$$

$$T = 0.4400 \text{ m}$$

2.13. Cálculo del número de Froude (F)

$$F = \frac{V}{\sqrt{g * \frac{A}{T}}} = \frac{V}{\sqrt{g * y}}$$

$$F = 2.9717$$

Teniendo en cuenta el número de Froyde:

Si $F < 1$, entonces el flujo del agua es subcrítico o lento.

Si $F = 1$, entonces el flujo del agua es crítico.

Si $F > 1$, entonces el flujo del agua es supercrítico o rápido.

Entonces: Con el valor que toma (F), se determina que es un fluido supercrítico o rápido.

2.14. Cálculo de la energía específica (E)

$$E = y + \left(\frac{1}{2g}\right) * \left(\frac{Q}{A}\right)^2$$

$$E = 2.1914 \text{ m-Kg/Kg}$$

2.15. Cuadro de recopilación de los datos hidráulicos del canal

Tabla 17

Recopilación de los datos hidráulicos del canal. Caso 1

N°	DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
2.1	Caudal de diseño (Q)	1.0742	m ³ /s
2.2	Pendiente del canal (S)	0.0868	m/m
2.3	Coefficiente de rugosidad (n)	0.0135	-
2.4	Base del canal (b)	0.4400	m
2.5	Tirante hidráulico del canal (y)	0.4200	m
2.6	Borde libre (BL)	0.0827	m
2.7	Altura del canal (H)	0.5000	m
2.8	Área hidráulica del canal (A)	0.1819	m ²
2.9	Perímetro mojado (P)	1.2667	m
2.10	Radio hidráulico del canal (R)	0.1436	m
2.11	Velocidad del flujo (V)	5.9839	m/s
2.12	Espejo de agua (T)	0.4400	m
2.13	Número de Froude (F)	2.9717	m/m
2.14	Energía específica (E)	2.1914	m-Kg/Kg

Nota: Del resultado de los ítems 1 y 2, se obtiene este cuadro de resumen, donde se registran los parámetros hidráulicos del canal.

2.16. Drenaje superficial

***Teniendo cuenta que:**

$$Q_{\text{Diseño}} = Q_{\text{Hidráulico}} = 1074.1992 \text{ lt/s}$$

$$Q_{\text{Drenaje}} = Q_{\text{Hidrológico}} = 3760.7244 \text{ lt/s}$$

Entonces:

$Q_{\text{hidrológico}} > Q_{\text{hidráulico}}$; es necesario plantear aliviaderos

***Análisis de Caudal hidráulico demandado por metro lineal**

$$Q_{\text{Hidráulico}} = L_{\text{cmd}} * Q_{\text{ud}}$$

L_{cmd} = Longitud de capacidad máxima de drenaje.

Q_{ud} = Caudal unitario de drenaje.

***Datos importantes para el análisis del caudal hidrológico demandada por metro lineal:**

$C = 0.500$	Coeficiente de escorrentía
$B = 50.00 \text{ m}$	Distancia horizontal de drenaje
$I = 380.659 \text{ mm/hr}$	Intensidad máxima
$L_{\text{drenaje}} = 1422.65 \text{ m}$	Longitud de drenaje

Donde:

$$L_{cmd} = Q_{\text{Hidráulico}} * \left(\frac{360}{C * I * (B * 1m)} \right) * 10$$

Entonces:

$$L_{cmd} = 406.360 \text{ m}$$

***Tener en cuenta que:**

$L_{\text{drenaje}} > L_{cmd}$; quiere decir que se necesita calcular el # aliviaderos

***Cálculo del número de los aliviaderos:**

$$\#_{\text{Aliviaderos}} = \frac{L_d}{L_{\text{Hidrológico}}} \rightarrow \#_{\text{Aliviaderos}} = 3.501$$

***Importante**

En consecuencia, para que un canal de irrigación y drenaje funcione satisfactoriamente, es necesario plantear; **4 aliviaderos**.

PASO 03: Los empujes y refuerzos que actúan sobre la estructura se identificaron con ayuda de la investigación sobre el terreno (investigación de mecánica de suelos). Pudimos calcular la anchura de toda la base y el grosor de las paredes del canal gracias al diseño geométrico del canal.

3. Diseño geométrico del canal

3.1. Datos

***Datos obtenidos en el diseño hidráulico**

Base interior del canal:	$b = 0.44 \text{ m}$
Espesor piso o base:	$eb = 0.20 \text{ m}$

Tirante hidráulico:	$Y = 0.42 \text{ m}$
Borde libre:	$BL = 0.08 \text{ m}$
Altura constructiva del canal:	$H \text{ const.} = 0.50 \text{ m} = Y + BL$
Altura total del canal:	$H \text{ total} = 0.70 \text{ m} = H + eb$

***Datos obtenido en campo/laboratorio y otros**

Resistencia a la compresión del concreto:	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Peso unitario del concreto de armando:	$\gamma_{CA} = 2400 \text{ kg/cm}^3$
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Recubrimiento en contacto con el suelo:	$r \text{ suelo} = 0.07 \text{ m}$
Recubrimiento en contacto con el agua:	$r \text{ agua} = 0.04 \text{ m}$
Capacidad portante del terreno:	$\sigma_T = 2.40 \text{ kg/cm}^2$

3.2. Evaluación del empuje activo del suelo

Altura total del canal (del cálculo hidráulico)	$H_{TOTAL-1} = 0.70 \text{ m}$
Altura total del canal (modificado)	$H_{TOTAL-2} = 0.00 \text{ m}$
Altura total del canal (a utilizar)	$H_{TOTAL} = 0.70 \text{ m}$
Ángulo de inclinación del talud	$\alpha = 00.00^\circ$
Ángulo de fricción interna del suelo	$\phi_{SUELO} = 32.70^\circ$
Peso unitario del suelo.	$\gamma_{SUELO} = 1669 \text{ kg/m}^3$

$$K_a = \cos \alpha * \frac{\cos \alpha - \sqrt{(\cos \alpha)^2 - (\cos \phi)^2}}{\cos \alpha + \sqrt{(\cos \alpha)^2 - (\cos \phi)^2}} \rightarrow K_a = 0.298$$

$$\sigma_{a_s} = (\gamma_s * H_T * K_a) \rightarrow \sigma_{a_s} = 0.349 \text{ tn/m}^2$$

$$E_{a_s} = \sigma_{a_s} * \frac{H_T}{2} = \rightarrow E_{a_s} = 0.122 \text{ tn/m}$$

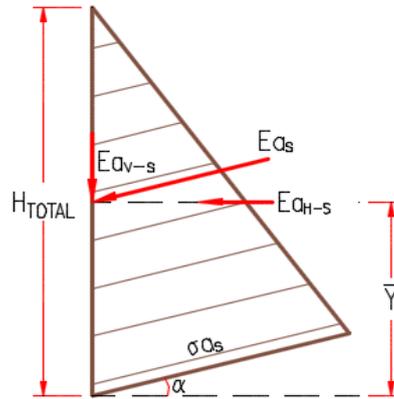
$$E_{a_{H-S}} = E_{a_s} * \cos \alpha \rightarrow E_{a_{H-S}} = 0.122 \text{ tn/m}$$

$$F_{a_{H-S}} = E_{a_{H-S}} * 1\text{m} \rightarrow F_{a_{H-S}} = 0.122$$

$$\bar{Y} = \frac{H_T}{3} \rightarrow \bar{Y} = 0.233 \text{ m}$$

Figura 30

Empuje activo del suelo



Fuente: Torres (2008).

3.3. Evaluación del empuje activo del agua

Peso unitario del agua

$$\gamma_{AGUA} = 1000 \text{ kg/m}^3$$

Teniendo en cuenta el tirante máximo (Hconst.)

$$H_{AGUA} = 0.50 \text{ m}$$

$$\sigma_{a_{AGUA}} = \gamma_{AGUA} * H_{AGUA} \rightarrow \sigma_{a_{AGUA}} = 0.50 \text{ tn/m}^3$$

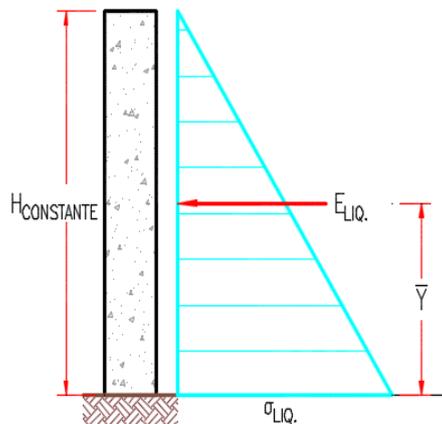
$$E_{a_{AGUA}} = \sigma_{a_{AGUA}} * \frac{H_{AGUA}}{2} \rightarrow E_{a_{AGUA}} = 0.125 \text{ tn/m}$$

$$F_{a_{AGUA}} = E_{a_{AGUA}} * 1\text{m} \rightarrow F_{a_{AGUA}} = 0.125 \text{ tn}$$

$$\bar{Y} = \frac{H_{AGUA}}{3} \rightarrow \bar{Y} = 0.167 \text{ m}$$

Figura 31

Empuje activo del agua



Fuente: Torres (2008).

3.4. Evaluación del empuje pasivo del suelo

Altura total del canal (cálculo hidráulico)	$H_{Total} = 0.70 \text{ m}$
Ángulo de inclinación del talud	$\alpha = 0.00^\circ$
Ángulo de fricción interna del suelo.	$\phi_{SUELO} = 32.70^\circ$
Peso unitario del suelo	$\gamma_{SUELO} = 1669 \text{ kg/m}^3$
Cohesión del suelo	$C_{SUELO} = 0.03 \text{ kg/m}^2$

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

$$K_P = 3.35$$

$$\sigma_{P_S} = (\gamma_S * Z * K_P) + 2C * \sqrt{K_P}$$

$$\sigma_{P_{Z=0}} = 0.00 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_{P_{Z=H_T}} = 3.914 \text{ tn/m}^2$$

$$E_P = (\sigma_{P_{Z=0}} + \sigma_{P_{Z=H_T}}) * \frac{H_T}{2}$$

$$E_P = 1.370 \text{ tn/m}$$

$$F_P = E_P * 1 \text{ m}$$

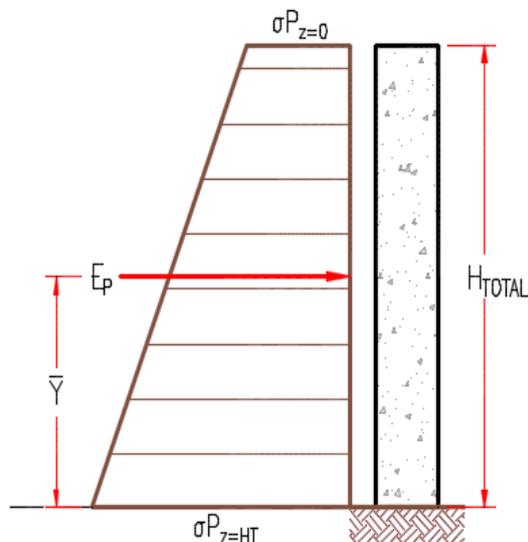
$$F_P = 1.370 \text{ tn}$$

$$\bar{Y} = \frac{\sum \bar{Y}_i * A_i}{\sum A_i} = \frac{\sigma_{P_{Z=0}} * \left(\frac{H_T^2}{2} \right) + (\sigma_{P_{Z=H_T}} - \sigma_{P_{Z=0}}) * \left(\frac{H_T^2}{6} \right)}{\sigma_{P_{Z=0}} * (H_T) + (\sigma_{P_{Z=H_T}} - \sigma_{P_{Z=0}}) * \left(\frac{H_T}{2} \right)}$$

$$\bar{Y} = 0.233 \text{ m}$$

Figura 32

Empuje pasivo del suelo



Fuente: Torres (2008).

3.5. Cálculo del espesor de las paredes, izquierda y derecha, y base del canal

3.5.1. Cálculo del espesor del canal, pared del lado derecho ($e_{P_{DER.}}$)

3.5.1.1. Considerando el empuje del suelo

Altura total del canal (pared derecha);	$H_{Const.} = 0.50 \text{ m}$
Ancho del diseño;	$b_{DISEÑO} = 0.70 \text{ m}$
Peso unitario del suelo;	$\gamma_{SUELO} = 1669 \text{ kg/m}^3$
Coefficiente activo;	$K_a = 0.298$
Factor de reducción por flexión;	$\phi = 0.90$

$$M_u = 1.7 * \left(\gamma_s * K_a * \frac{H_{CONST.}^3}{6} * 1m \right) * \cos \alpha \rightarrow M_u = 0.018 \text{ tn} - \text{m}$$

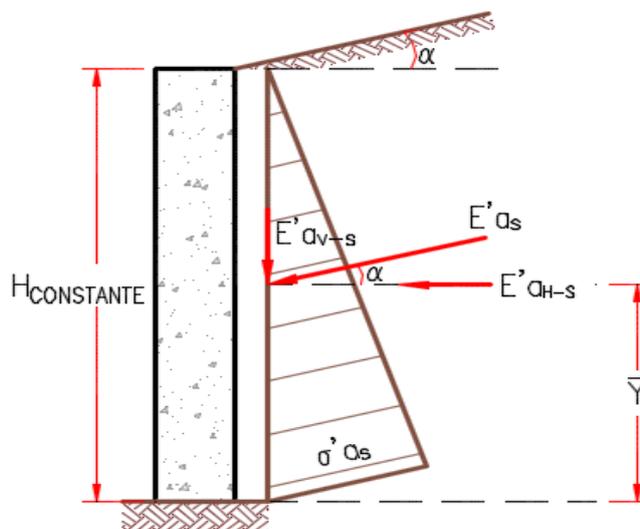
$$\rho = 0.22 * \left(\frac{\sqrt{f'c/10.197}}{f_y/10.197} \right) \rightarrow \rho = 0.00242$$

$$\omega = \rho * \frac{f_y}{f'c} \rightarrow \omega = 0.048$$

$$d_{p(1)} = \sqrt{\frac{M_u}{\phi * f'c * b * \omega * (1 - 0.59\omega)}} \rightarrow d_{p(1)} = 1.683 \text{ cm}$$

Figura 33

Empuje del suelo considerando el ángulo de inclinación del talud



Fuente: Torres (2008).

3.5.1.2. Considerando el empuje del agua

Altura total del canal, pared derecha; $H_{Const.} = 0.50 \text{ m}$
 Ancho del diseño; $b_{DISEÑO} = 0.70 \text{ m}$
 Peso unitario del agua; $\gamma_{agua} = 1000 \text{ kg/m}^3$
 Factor de reducción por flexión; $\phi = 0.90$

$$M_u = 1.4 * \left(\gamma_{agua} * 1m * \frac{H_{CONST.}^3}{6} \right) \rightarrow M_u = 0.0292 \text{ tn} - \text{m}$$

$$\rho = 0.22 * \left(\frac{\sqrt{f'c/10.197}}{fy/10.197} \right) \rightarrow \rho = 0.0024 \text{ tn} - \text{m}$$

$$\omega = \rho * \frac{fy}{f'c} \rightarrow \omega = 0.0485 \text{ tn} - \text{m}$$

$$d_{p(2)} = \sqrt{\frac{M_u}{\phi * f'c * b * \omega * (1 - 0.59\omega)}} \rightarrow d_{p(2)} = 2.1637 \text{ cm}$$

* Para obtener el espesor de la pared derecha se tienen los siguientes datos: $d_{pD} \geq r_a$

Peralte efectivo del canal, pared derecha. $d_{P_{DER.}} = 2.164 \text{ cm}$

(se considera solo el mayor)

Diámetro de la varilla de acero principal. $\phi_v = 3/8 \text{ pulg.}$

Diámetro de la varilla de acero transversal $\phi_T = 1/4 \text{ pulg.}$

Recubrimiento mínimo frente al contacto del suelo y agua $r_{suelo} = 7.00 \text{ cm}$

$$e_{P_{DER.-CALCULADO}} = d_{P_{DER.}} + \frac{\phi_v}{2} + r_{suelo} \rightarrow e_{P_{DER.-CALCULADO}} = 9.64 \text{ cm}$$

$$e_{P_{DER.-MIN}} = r_{agua} + \phi_v + \phi_T + r_{suelo} \rightarrow e_{P_{DER.-MIN}} = 12.59 \text{ cm}$$

El espesor de la pared de diseño se tomará del mayor valor entre el espesor de la pared calculado y mínimo. De los resultados anteriores se tiene:

$$e_{P_{DER.-CALCULADO}} < e_{P_{DER.-MIN}}$$

$$e_{P_{DER.-DISEÑO}} = 12.60 \text{ cm}$$

El espesor de la pared, por procesos constructivos se va a redondear al inmediato superior.

$$e_{P_{DER.-CONST.}} = e_{P_{DER.}} = 13.00 \text{ cm}$$

Entonces se tiene:

$$d_{P_{DER.}} = e_{P_{DER.}} - \frac{\phi_V}{2} - r_{suelo} = 5.524 \text{ cm}$$

3.5.2. Cálculo del espesor del canal, pared del lado izquierdo ($e_{P_{IZQ.}}$)

Altura total del canal (pared izquierda); $H_{Const.} = 0.50 \text{ m}$

Ancho del diseño; $b_{DISEÑO} = 0.70 \text{ m}$

Peso unitario del agua; $\gamma_{agua} = 1000 \text{ kg/m}^3$

Factor de reducción por flexión; $\phi = 0.90$

$$M_u = 1.4 * \left(\gamma_{agua} * 1\text{m} * \frac{H_{CONST.}^3}{6} \right) \rightarrow M_u = 0.0292 \text{ tn} - \text{m}$$

$$\rho = 0.22 * \left(\frac{\sqrt{f'c/10.197}}{f_y/10.197} \right) \rightarrow \rho = 0.0024 \text{ tn} - \text{m}$$

$$\omega = \rho * \frac{f_y}{f'c} \rightarrow \omega = 0.0485 \text{ tn} - \text{m}$$

$$d_{p(2)} = \sqrt{\frac{M_u}{\phi * f'c * b * \omega * (1 - 0.59\omega)}} \rightarrow d_{p(2)} = 2.1637 \text{ cm}$$

* Para obtener el espesor de la pared derecha se tienen los siguientes datos: $d_{P_I} \geq r_a$

Peralte efectivo del canal, pared del lado izquierdo (**se considera solo el mayor**). $d_{P_{IZQ.}} = 2.164 \text{ cm}$

Diámetro de la varilla de acero principal. $\phi_v = 3/8 \text{ pulg.}$

Diámetro de la varilla de acero transversal $\phi_T = 1/4 \text{ pulg.}$

Recubrimiento mínimo frente al contacto del suelo y agua $r_{agua} = 4.00 \text{ cm}$

$$e_{P_{IZQ.-CALCULADO}} = d_{P_{DER.}} + \frac{\phi_v}{2} + r_{agua} \rightarrow e_{P_{DER.-CALCULADO}} = 6.64 \text{ cm}$$

$$e_{P_{IZQ.-MIN}} = r_{agua} + \phi_v + \phi_T + r_{agua} \rightarrow e_{P_{DER.-MIN}} = 12.59 \text{ cm}$$

El espesor de la pared de diseño se tomará del mayor valor entre el espesor de la pared calculado y mínimo. De los resultados anteriores se tiene:

$$e_{P_{IZQ.-CALCULADO}} < e_{P_{IZQ.-MIN}} \rightarrow e_{P_{DER.-DISEÑO}} = 12.60 \text{ cm}$$

El espesor de la pared, por procesos constructivos se va a redondear al inmediato superior.

$$e_{P_{IZQ.-CONST.}} = e_{P_{IZQ.}} = 13.00 \text{ cm}$$

Entonces se tiene:

$$d_{P_{IZQ.}} = e_{P_{IZQ.}} - \frac{\phi_v}{2} - r_{agua} = 8.524 \text{ cm}$$

3.5.3. Cálculo del ancho del canal, base total

$$B = e_{P_{IZQ.-DISEÑO}} + e_{P_{DER.-DISEÑO}} + b \rightarrow B = 70.00 \text{ cm}$$

* Por procesos constructivos se tiene lo siguiente:

$$B = 70.00 \text{ cm}$$

***Para obtener el ancho total de la base se tienen los siguientes datos:**

Espesor de la base del canal	$e_b = 20.00 \text{ cm}$
Diámetro de la varilla de acero principal	$\phi_v = 3/8 \text{ pulg.}$
Diámetro de la varilla de acero transversal	$\phi_T = 1/4 \text{ pulg.}$
Recubrimiento mínimo frente al contacto del suelo	$r_{suelo} = 7.00 \text{ cm}$

***Donde se debe cumplir la siguiente condición:**

$$e_b > r_{agua} + \phi_v + \phi_t + r_{suelo} \rightarrow e_b > 12.91 \text{ cm}$$

***Por lo tanto, el peralte efectivo de la losa del canal es:**

$$d_b = e_b - \frac{\phi_V}{2} - r_{suelo} \longrightarrow d_b = 12.52 \text{ cm}$$

PASO 04: Con los datos del diseño hidráulico (La información registrada tanto en campo como en el laboratorio) se realizó el análisis de la sub presión en el suelo. Los resultados serán de utilidad y será considerado en el diseño en concreto del canal.

4. Análisis hidráulico

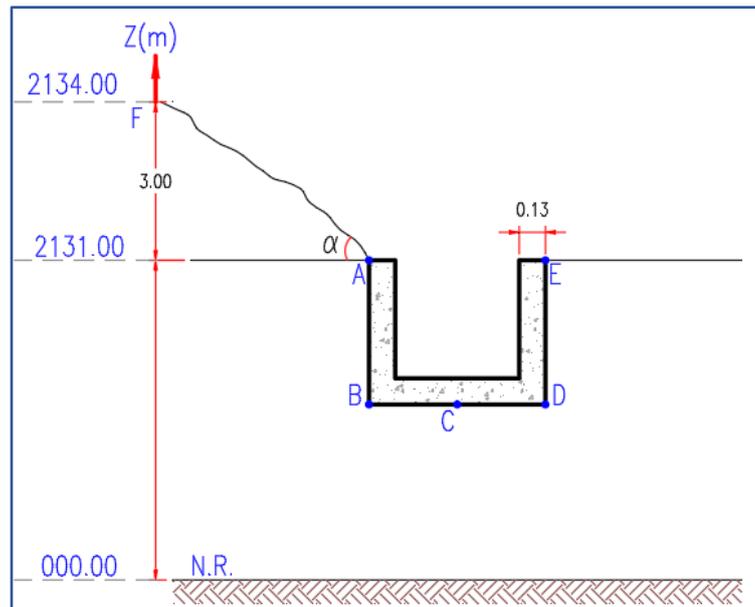
4.1. Datos

***Datos obtenidos en el diseño hidráulico:**

Base interior del canal;	$b = 0.44 \text{ m}$
Espesor de la base;	$e_b = 0.20 \text{ m}$
Tirante hidráulico;	$Y = 0.42 \text{ m}$
Borde libre;	$BL = 0.08 \text{ m}$
Altura constructiva del canal;	$H_{Const.} = 0.50 \text{ m} \leftarrow H_{Const.} = Y + B.L$
Altura total del canal;	$H_{Total} = 0.70 \text{ m} \leftarrow H_{Total} = H + e_b$

Figura 34

Sección típica del canal de riego en estudio. Caso 1



Nota. En este gráfico se refleja los datos obtenidos en el diseño hidráulico y en el campo.

***Datos obtenido en campo/laboratorio y otros:**

Cota a nivel del canal (ver punto E);	2131.00 msnm
Cota a nivel del canal (ver punto F);	2134.00 msnm
Resistencia a la compresión del concreto;	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Peso unitario del concreto de armando;	$\gamma_{CA} = 2400 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de fluencia del acero;	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Recubrimiento en contacto con el suelo	$r_{suelo} = 0.07 \text{ m}$
Recubrimiento en contacto con el agua;	$r_{agua} = 0.04 \text{ m}$
Capacidad portante del terreno;	$\sigma_T = 2.40 \text{ kg/cm}^2$

4.2. Análisis de la subpresión en el suelo

*Número de canales de flujo: nf

$nf = 3$ (Se obtiene del gráfico)

*Número de caídas equipotenciales: nd

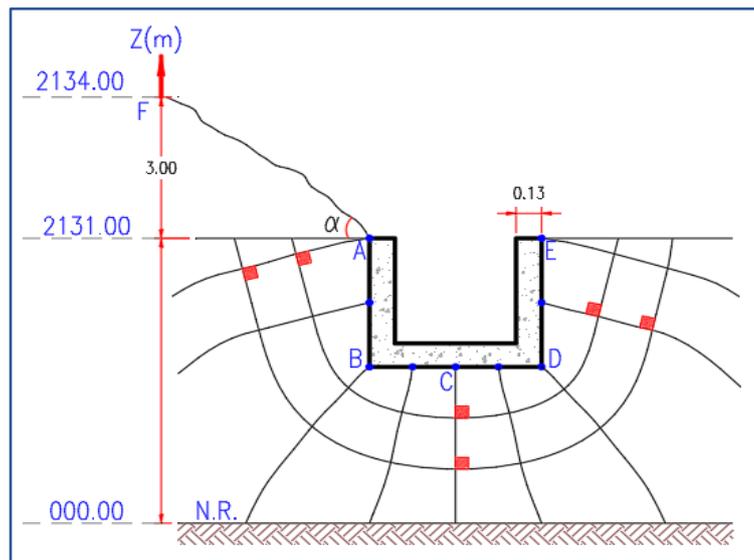
$nd = 8$ (Se obtiene del gráfico)

*Carga de posición: Z

Se obtiene del gráfico, teniendo en cuenta la posición de cada punto con respecto al nivel de referencia.

Figura 35

Análisis de la subpresión en el suelo, sección típica. Caso 1



Nota. En este gráfico se muestra el análisis de la sub presión en una sección típica del canal, considerando la cantidad de canales de flujo (nf) y cantidad de caídas equipotenciales (nd), teniendo en cuenta la carga de posición (Z).

*Carga total: h

Se obtiene restando la pérdida de carga equipotencial en cada punto.

$$h = \frac{nf}{nd} \longrightarrow h = 0.375 \text{ Pérdida de carga equipotencial.}$$

*Carga de presión: hp

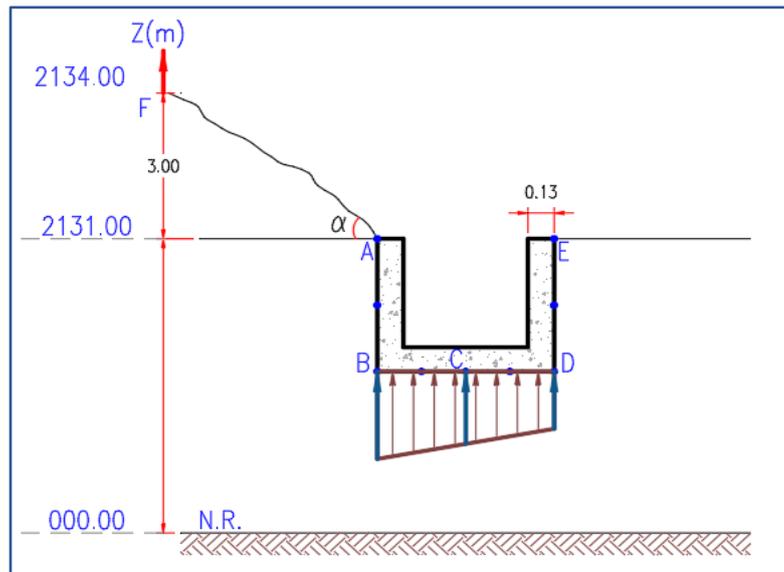
$$hp = Z - h$$

Con estos valores se realizará el diagrama de sub presión.

	A	B	C	D	E
Z	2131.00	2130.30	2130.30	2130.30	2131.00
h	2134.00	2133.25	2132.50	2131.75	2131.00
hp	3.00	2.95	2.20	1.45	0.00

Figura 36

Diagrama de subpresión. Caso 1



Nota: En este gráfico se refleja el resultado del análisis hidráulico.

PASO 05: Se realizó la verificación de la estabilidad del canal, considerando el factor de seguridad frente al volteo y capacidad de carga.

5. Comprobar la estabilidad al deslizamiento y volteo del canal

5.1. Datos

***Datos obtenidos en el diseño geométrico del canal:**

Espesor de la pared del lado derecho;	$e_{P_{DER.}} = 0.130 \text{ m}$
Espesor de la pared del lado izquierdo;	$e_{P_{IZQ.}} = 0.130 \text{ m}$
Espesor de la base del canal;	$e_{P_{base}} = 0.200 \text{ m}$
Base del canal predimensionado;	$B = 0.700 \text{ m}$
Altura total (pared derecha del canal);	$H_{T_{der.}} = 0.700 \text{ m}$
Altura total (pared izquierda del canal);	$H_{T_{izq.}} = 0.700 \text{ m}$
Ángulo de fricción interna del suelo;	$\phi_{Suelo} = 32.700^\circ$
Peso específico del suelo;	$\gamma_{Suelo} = 1.669 \text{ tn/m}^3$
Peso específico del agua;	$\gamma_{agua} = 1.000 \text{ tn/m}^3$
Peso específico del concreto armado;	$\gamma_{C^oA^o} = 2.400 \text{ tn/m}^3$

***Se va a tener en cuenta 3 casos:**

CASO 01:	$H_{agua} = H_{construcción} = 0.500 \text{ m}$	Saturado
CASO 02:	$H_{agua} = Y = 0.420 \text{ m}$	Hasta su tirante máximo
CASO 03:	$H_{agua} = 0.000 \text{ m}$	Vacío

$$\delta = \frac{2}{3} * \phi = 21.800^\circ \rightarrow f = \tan \delta = 0.400; E_{av-s} = E_{as} * \sin \alpha = 0.000 \text{ tn/m}$$

5.2. Análisis del momento estabilizante respecto al punto O y la fuerza estabilizante por gravedad (pesos)

Tabla 18

Cálculo del momento estabilizante y la fuerza estabilizante por gravedad. Caso 1

ELEMENTO	VOLUMEN POR 1 METRO	PESO ESPECÍFICO	PESOS i	BRAZO DE PALANCA \bar{X}_1	$M_{estab.i}$		
	m^3	Tn/ m^3	Tn	m		Tn-m	
Pared izq. del canal	$H_{T_{izq.}} * e_{izq.} * 1m =$	0.065 m^3	2.40 tn/ m^3	0.156 tn	$\bar{X}_1 = \frac{e_{izq.}}{2} =$ 0.065 m	0.010 Tn-m	
Pared der. del canal	$H_{T_{der.}} * e_{der.} * 1m =$	0.065 m^3	2.40 tn/ m^3	0.156 tn	$\bar{X}_2 = B - \frac{e_{der.}}{2} =$ 0.635 m	0.099 Tn-m	
Base del canal	$e_{base} * B * 1m =$	0.140 m^3	2.40 tn/ m^3	0.336 tn	$\bar{X}_3 = \frac{B}{2} =$ 0.350 m	0.118 Tn-m	
Peso del agua	$H_{agua} = H_{const.}$	$H_{agua} * b * 1m =$	0.220 m^3	1.00 tn/ m^3	0.220 tn	$\bar{X}_4 = e_{izq.} + \frac{B}{2} =$ 0.480 m	0.106 Tn-m
	$H_{agua} = \bar{Y}$	$H_{agua} * b * 1m =$	0.185 m^3	1.00 tn/ m^3	0.185 tn	$\bar{X}_4 = e_{izq.} + \frac{B}{2} =$ 0.480 m	0.089 Tn-m
	$H_{agua} = 0$	$H_{agua} * b * 1m =$	0.000 m^3	1.00 tn/ m^3	0.000 tn	$\bar{X}_4 = e_{izq.} + \frac{B}{2} =$ 0.480 m	0.000 Tn-m
Empuje Activo Vertical		$E_{V_a} * 1m$		0.000 tn	$\bar{X}_5 = B =$ 0.700 m	0.000 Tn-m	

CASO 01:	$\sum F_{vi} = 0.868$	$\sum M_{estab.i} = 0.332 \text{ tn-m}$
CASO 02:	$\sum F_{vi} = 0.833$	$\sum M_{estab.i} = 0.316 \text{ tn-m}$
CASO 03:	$\sum F_{vi} = 0.648$	$\sum M_{estab.i} = 0.227 \text{ tn-m}$

Nota: Se muestra las fuerzas y momentos estabilizantes para los 3 casos en estudio.

5.3. Determinar el momento pasivo respecto al punto O y la fuerza lateral pasiva (generada por el suelo y líquido)

Tabla 19

Cálculo del momento y la fuerza lateral pasiva. Caso 1

ELEMENTO DEL EMPUJE PASIVO	Fuerza lateral pasiva (Tn)	BRAZO DE PALANCA m	$M_{p_{estab.i}}$ Tn-m
Emp. Pas. del Suelo (Componente horizontal)	$E_p * 1m = 1.370 \text{ Tn}$	$\bar{Y}_1 = \frac{\sum \bar{Y}_i * A_i}{\sum A_i} = 0.233 \text{ m}$	0.320 Tn-m
Empuje Pasivo del líquido	$H_{agua} = H_{const.} E_{agua} * 1m = 0.125 \text{ Tn}$	$\bar{Y}_2 = \frac{H_{agua}}{3} + e_{base} = 0.367 \text{ m}$	0.046 Tn-m
	$H_{agua} = \bar{Y} E_{agua} * 1m = 0.088 \text{ Tn}$	$\bar{Y}_2 = \frac{H_{agua}}{3} + e_{base} = 0.340 \text{ m}$	0.030 Tn-m
	$H_{agua} = 0 E_{agua} * 1m = 0.000 \text{ Tn}$	$\bar{Y}_2 = \frac{H_{agua}}{3} + e_{base} = 0.200 \text{ m}$	0.000 Tn-m

CASO 01:	$\sum F_{pHi} = 1.495 \text{ tn}$	$\sum M_{p_{estab.i}} = 0.365 \text{ tn-m}$
CASO 02:	$\sum F_{pHi} = 1.458 \text{ tn}$	$\sum M_{p_{estab.i}} = 0.350 \text{ tn-m}$
CASO 03:	$\sum F_{pHi} = 1.370 \text{ tn}$	$\sum M_{p_{estab.i}} = 0.320 \text{ tn-m}$

Nota: Se muestra las fuerzas laterales y momentos pasivos para los 3 casos en estudio.

5.4. Determinar el momento activo respecto al punto O y la fuerza lateral activa (generada por el suelo y líquido)

Tabla 20

Cálculo del momento y la fuerza lateral activa. Caso 1

Efecto del Empuje Activo	Fuerza lateral activa	Brazo de palanca	$M_{act.i}$ Tn-m
	Tn	m	
Emp. Act. del Suelo (Comp. Horizontal)	$E_{a_s} * \cos\alpha * 1m = 0.122 \text{ Tn}$	$\bar{Y}_1 = \frac{H_{Total}}{3} = 0.233 \text{ m}$	0.028 Tn-m
Emp. Act. del líquido (Canal)	$E_{agua} * 1m = 0.125 \text{ Tn}$	$\bar{Y}_2 = \frac{H_{agua}}{3} + e_{base} = 0.367 \text{ m}$	0.046 Tn-m
Emp. Act. del líquido (Napa freática)	$E_{agua} * 1m = 0.125 \text{ Tn}$	$\bar{Y}_2 = \frac{H_{agua}}{3} + e_{base} = 0.367 \text{ m}$	0.046 Tn-m
$\sum F_{H.ACT.i} = 0.372 \text{ tn}$		$\sum M_{act.i} = 0.120 \text{ tn-m}$	

Nota: Se muestra las fuerzas laterales y momentos activos para los 3 casos en estudio.

5.5. Factor de seguridad al deslizamiento

CASO 01: $F_{SDesli.} = \frac{f * (\sum F_v i) + H * (\sum F_{pH} i)}{\sum F_{H.ACT.i}} \geq 2; F_{SDesli.} = 2.942 \text{ (Aceptable)}$

CASO 02: $F_{SDesli.} = \frac{f * (\sum F_v i) + H * (\sum F_{pH} i)}{\sum F_{H.ACT.i}} \geq 2; F_{SDesli.} = 2.855 \text{ (Aceptable)}$

CASO 03: $F_{SDesli.} = \frac{f * (\sum F_v i) + H * (\sum F_{pH} i)}{\sum F_{H.ACT.i}} \geq 2; F_{SDesli.} = 2.538 \text{ (Aceptable)}$

5.6. Factor de seguridad al volteo

CASO 01: $F_{SVolteo.} = \frac{\sum M_{estab.i}}{\sum M_{act.i}} \geq 1.5; F_{SVolteo.} = 2.767 \text{ (Aceptable)}$

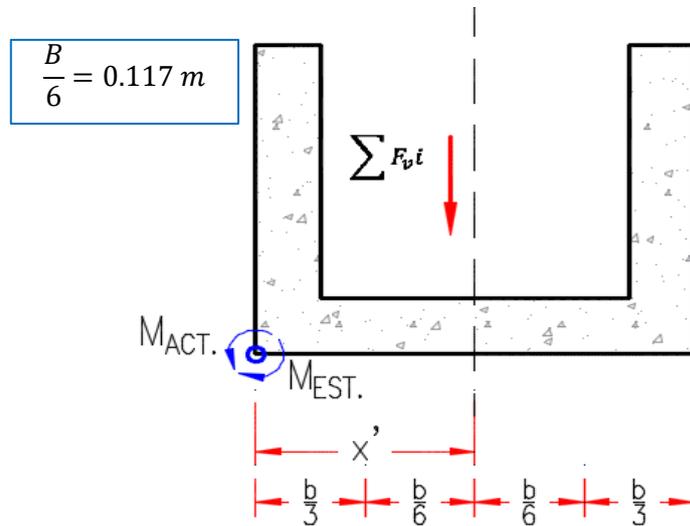
CASO 02: $F_{SVolteo.} = \frac{\sum M_{estab.i}}{\sum M_{act.i}} \geq 1.5; F_{SVolteo.} = 2.626 \text{ (Aceptable)}$

CASO 03: $F_{SVolteo.} = \frac{\sum M_{estab.i}}{\sum M_{act.i}} \geq 1.5; F_{SVolteo.} = 1.888 \text{ (Aceptable)}$

5.7. Factor de seguridad para la capacidad de carga

Figura 37

Diagrama de cuerpo libre de una sección del canal



Fuente: Braja (2013).

*Posición, con respecto al punto O, de la fuerza resultante vertical:

$$X' = \frac{\sum M_{estab.i} - \sum M_{act.i}}{\sum F_v i}$$

Donde: $X' = 0.245 \text{ m}$

*Cálculo de la excentricidad:

$$e = \frac{B}{2} - X' \rightarrow e = 0.105 \text{ m} < B/6$$

*Determinar la Base del canal modificado:

$$\text{Si } e > B/6 \rightarrow B = 6 * (e) = 0.000 \text{ m}$$

$B = 0.00\text{m}$ (Como cumple, no es necesario modificar la base del canal)

*Cálculo de los esfuerzos del terreno:

$$\sigma_{terreno} > \sigma_i \quad ; \quad \sigma_{terreno} = 24.000 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{\sum F_v i}{1 * B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \rightarrow \sigma_1 = 1.154 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} < \sigma_{terreno}$$

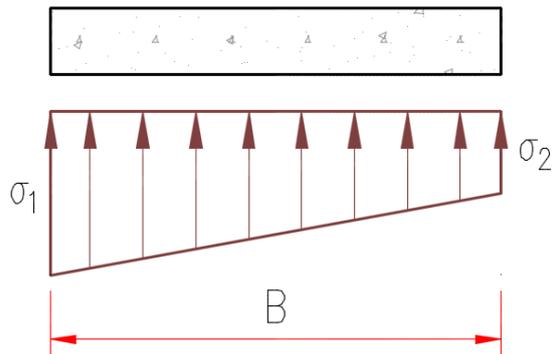
(Aceptable)

$$\sigma_2 = \frac{\sum F_v i}{1 * B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \rightarrow \sigma_2 = 0.061 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} < \sigma_{terreno}$$

(Aceptable)

Figura 38

Diagrama de la carga distribuida sobre la base del canal



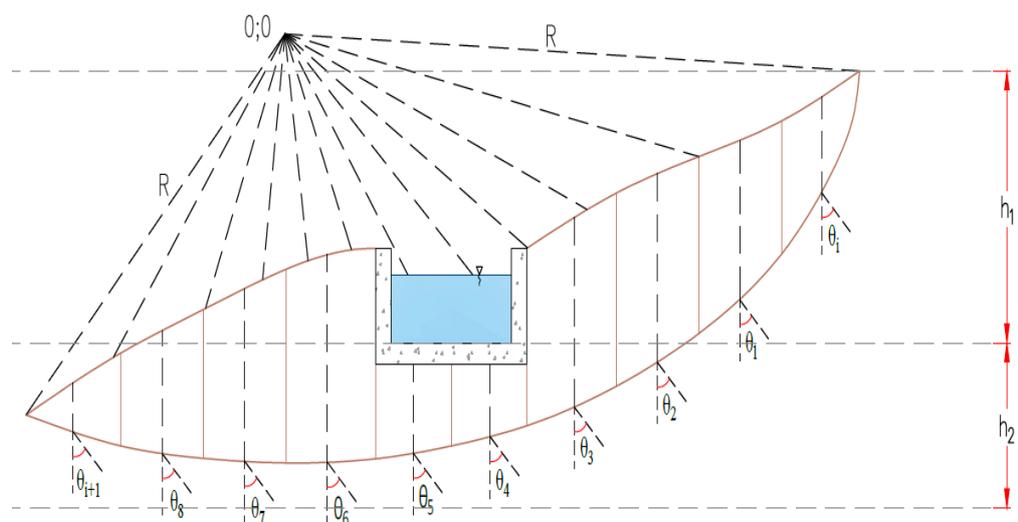
Fuente: Braja (2013).

PASO 06: Para hallar un factor de seguridad, se verificó la estabilidad del talud teniendo en cuenta toda la información obtenida del Estudio de Mecánica del Suelo y del diseño geométrico del canal. Este análisis se realiza en caso de que el deslizamiento del talud provoque el fallo del canal de riego.

6. Comprobación de la estabilidad al volteo y deslizamiento del canal

Figura 39

Diagrama de dovelas



Fuente: Braja (2013).

Donde se tiene lo siguiente:

Reacción normal de la Dovela i: $N_i = W_{i-total} * (\cos \theta_i)$

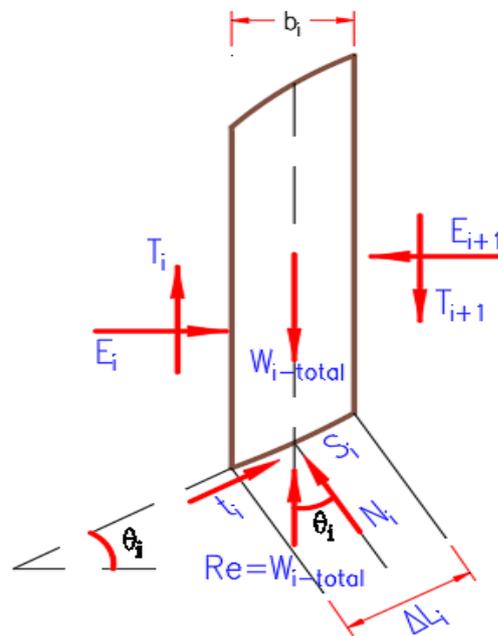
Longitud del Arco de la Dovela i: $\Delta L_i = \frac{b_i}{\cos \theta_i}$

Esfuerzo normal de la Dovela i: $\sigma_{ni} = \frac{N_i}{\Delta L_i}$

Resistencia al Esfuerzo cortante de la Dovela i: $S_i = c + \sigma_{ni} * (\tan \phi_i)$

Figura 40

Diagrama de una sección de dovela



Fuente: Rodríguez (2008).

Tabla 21

Comprobación de la estabilidad al volteo y deslizamiento del canal. Caso 1

*CUANDO SE ENCUENTRA SOLO UN TIPO DE SUELO										MOMENTO RESISTENTE					MOMENTO MOTOR	
N° de Dovela	Θ_i	ϕ_i	c	γ_i	bi	Ai	Wi (Est.)	Wi - dovela	Wi - total	Ni	ΔL_i	σ_{ni}	Si	Si* ΔL_i	Sen (Θ_i)	Wi*Sen (Θ_i)
Di	(°)	(°)	Tn/m ²	Tn/m ³	mts	m ²	Tn/m	Tn/m	Tn/m	Tn/m	mts	Tn/m ²	Tn/m ²	Tn/m		Tn/m
D-1	66.0	32.7	0.030	1.669	0.49	0.75		1.252	1.252	0.509	1.205	0.423	0.301	0.363	0.914	1.144
D-2	49.0	32.7	0.030	1.669	0.50	1.06		1.769	1.769	1.161	0.762	1.523	1.008	0.768	0.755	1.335
D-3	37.0	32.7	0.030	1.669	0.50	1.19		1.986	1.986	1.586	0.626	2.534	1.657	1.037	0.602	1.195
D-4	26.0	32.7	0.030	1.669	0.50	1.13		1.886	1.886	1.695	0.556	3.047	1.986	1.105	0.438	0.827
D-5	17.0	32.7	0.030	1.669	0.45	0.49	0.463	0.818	1.280	1.224	0.471	2.602	1.700	0.800	0.292	0.374
D-6	8.0	32.7	0.030	1.669	0.45	0.54	0.463	0.901	1.364	1.350	0.454	2.972	1.938	0.881	0.139	0.190
D-7	0.0	32.7	0.030	1.669	0.50	1.06		1.769	1.769	1.769	0.500	3.538	2.302	1.151	0.000	0.000
D-8	-10.0	32.7	0.030	1.669	0.50	1.00		1.669	1.669	1.644	0.508	3.237	2.108	1.070	-0.174	-0.290
D-9	-19.0	32.7	0.030	1.669	0.50	0.74		1.235	1.235	1.168	0.529	2.208	1.448	0.766	-0.326	-0.402
D-10	-29.0	32.7	0.030	1.669	0.50	0.49		0.818	0.818	0.715	0.572	1.251	0.833	0.476	-0.485	-0.396
D-11	-40.0	32.7	0.030	1.669	0.49	0.17		0.284	0.284	0.217	0.640	0.340	0.248	0.159	-0.643	-0.182
D-12								0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
D-13								0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
D-14								0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
D-15								0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
D-16								0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
D-17								0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
D-18								0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
D-19								0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
D-20								0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

$$\sum (S_i * \Delta L_i) = 8.576 \quad \sum (W_i * \sin \theta_i) = 8.794$$

Nota: Resultado de la sumatoria de los momentos motor y resistente de las dovelas analizadas.

Tener en cuenta lo siguiente:

Momento motor (desestabilizante): $M_{motor-i} = W_i * (\text{sen } \theta_i) * R$

Momento resistente (estabilizante): $M_{estabilizante-i} = (S_i * \Delta L_i) * R$

Hallar el factor de seguridad para la estabilidad del talud:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (M_{estabilizante-i})}{\sum_{i=1}^{i=n} (M_{motor-i})} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (S_i * \Delta L_i)}{\sum_{i=1}^{i=n} (W_i * \text{sen } \theta_i)} \geq 1.5$$

Por lo tanto: $FS = 2.260$ (**Cumple**)

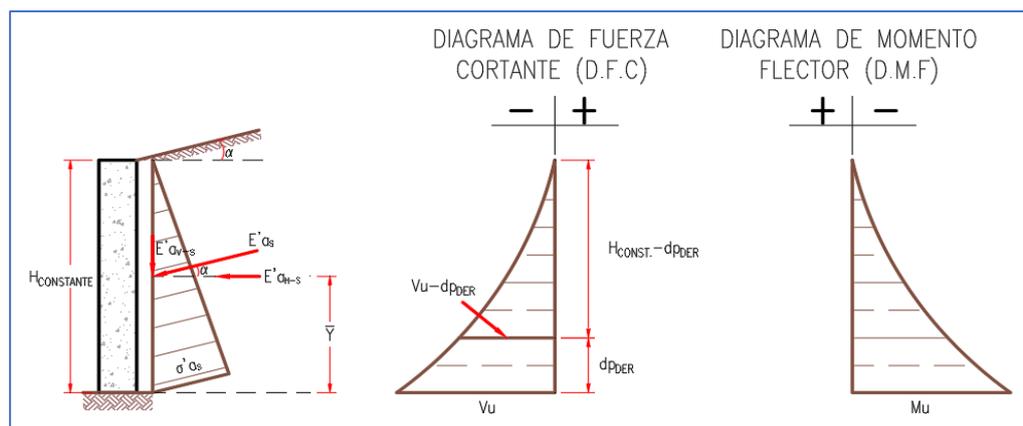
PASO 07: Por último, se completó el diseño de hormigón armado de los muros del canal y los cimientos. Se consultó el documento RNE E - 060 (Concreto armado) para determinar las distancias máximas y mínimas, y se tuvo en cuenta el valor mínimo de la armadura como cantidad mínima. Del mismo modo, la geometría del canal y los refuerzos se tuvieron muy en cuenta durante todo el proceso de construcción.

7. Canal de riego, diseño en concreto armado

7.1. Cálculo del refuerzo del canal, en la pared del lado derecho

Figura 41

Esquema de la pared derecha del canal, se refleja la fuerza cortante y momento flector



Nota: Para determinar el refuerzo de acero en la pared del lado derecho del canal, es necesario e importante realizar los esquemas (diagramas) de fuerza cortante y momento flector, ello ayudará a un mejor análisis.

Altura hidráulica del canal de riego y drenaje: $H_{CONST.} = 0.50$ m

Ancho de diseño:	$b_{DISEÑO} = 0.70 \text{ m}$
Ángulo de inclinación del talud:	$\alpha = 0.000^\circ$
Peso Específico del suelo:	$\gamma_{SUEL.} = 1.669 \text{ tn/m}^3$
Peralte efectivo de la pared derecha del canal:	$d_{PDER.} = 5.524 \text{ cm}$
Recubrimiento mínimo frente al contacto del suelo:	$r_{suelo} = 7.00 \text{ cm}$
Coefficiente activo:	$K_a = 0.298$
Resistencia a la compresión del concreto:	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma'_{a_{SU}} = 1.7 * \gamma_S * K_a * H_{CONST.} = 0.423 \text{ tn/m}^2$$

$$E'_{a_{SU}} = \sigma'_{a_{SU}} * \frac{H_{CONST.}}{2} = 0.106 \text{ tn/m}$$

$$E'_{a_{H-SU}} = E'_{a_{SU}} * \cos \alpha = 0.106 \text{ tn/m}$$

$$F'_{a_{H-SU}} = E'_{a_{H-SU}} * 1\text{m} = 0.106 \text{ tn}$$

$$\bar{Y} = \frac{H_{CONST.}}{3} = 0.167 \text{ m}$$

*Cálculo de la Cortante último:

$$V_U = F'_{a_{H-SU}} \longrightarrow V_U = 0.106 \text{ tn}$$

*Cálculo del Momento último:

$$M_u = 1.7 * \left(\gamma_S * K_a * \frac{H_{CONST.}^3}{6} * 1\text{m} \right) * \cos \alpha \longrightarrow M_U = 0.018 \text{ tn} - \text{m}$$

7.1.1. Verificación por cortante

De la base de la pared del lado derecho del canal a una distancia d_{PDER} se ejecutará la verificación por cortante.

Debe cumplirse la siguiente condición: $V_{U \rightarrow d_{PDER.}} < \emptyset * V_C$

Factor de reducción por cortante: $\emptyset = 0.75$

Entonces:

$$\text{A. } V_{U \rightarrow d_{PDER.}} = 1.7 * \left(\gamma_S * K_a * \frac{(H_{CONST.} - d_{PDER.})^2}{2} * 1\text{m} \right) * \cos \alpha$$

$$V_{U \rightarrow d_{PDER.}} = 0.084 \text{ tn}$$

$$\text{B. } V_C = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_{DISEÑO} * d_{PDER.} * 10 = 2.970 \text{ tn} \longrightarrow \emptyset * V_C = 2.227 \text{ tn}$$

7.1.2. Verificación por flexión

Factor de reducción, por flexión: $\phi = 0.90$

Momento último: $M_U = 0.018 \text{ tn} - \text{m}$

A. Refuerzo vertical

*Determinar el Parámetro: R_U

$$R_U = \frac{M_U * 10^5}{b_{DISEÑO} * (d_{PDER.})^2} \longrightarrow R_U = 0.826 \text{ kg/cm}^2$$

*Determinar la cuantía de acero calculada ρ_{CAL}

$$\rho_{CAL.} = \frac{(\phi * fy) - \sqrt{(\phi * fy)^2 - 4 \left(R_U (fy)^2 * \frac{0.59\phi}{f'c} \right)}}{2 \left(0.59\phi * \frac{(fy)^2}{f'c} \right)} \longrightarrow \rho_{CAL.} = 0.000219$$

*Determinar área del acero vertical calculada: $As_{V_{CAL.}}$

$$As_{V_{CAL.}} = \rho_{CAL.} * b_{DISEÑO} * d_{PDER.} \longrightarrow As_{V_{CAL.}} = 0.085 \text{ cm}^2$$

*Determinar área mínima del acero vertical: $As_{V_{MIN.}}$

De acuerdo con el RNE: E-060 (Concreto Armado);

$$\rho_{MIN.} = 0.22 * \left(\frac{\sqrt{f'c/10.197}}{fy/10.197} \right) \longrightarrow \rho_{MIN.} = 0.002424$$

De acuerdo con el ACI 318 - 08; $\rho_{MIN.} = 0.0012$

Entonces: $\rho_{MIN.} = 0.002424$

Por lo tanto:

$$As_{V_{MIN.}} = \rho_{MIN.} * b_{DISEÑO} * d_{PDER.} \longrightarrow As_{V_{MIN.}} = 0.937 \text{ cm}^2$$

*Determinar área del acero vertical de diseño: $As_{V_{DISEÑO.}}$

Se considera el mayor valor entre: $As_{V_{CAL.}}$ y $As_{V_{MIN.}}$

$$As_{V_{DISEÑO.}} = 0.937 \text{ cm}^2$$

B. Refuerzo Horizontal

*Determinar la cuantía mínima del acero horizontal $\rho_{MIN.}$

Datos: $\phi_v = 5/8 \text{ pulg}$ $fy \geq 4200 \text{ kg/cm}^2$

Entonces: $\rho_{MIN.} = 0.0020$; Según el RNE: E-060

*Determinar el área de acero horizontal: $AS_{HINT.}$

$$AS_H = \rho_{MIN.} * H_{agua} * d_{P_{IZQ.}-T} = 0.662 \text{ cm}^2$$

$$AS_{HINT.} = \frac{1}{3} * AS_H \longrightarrow AS_{HINT.} = 0.221 \text{ cm}^2$$

*Determinar el espaciamiento del acero horizontal interno (S')

De acuerdo con el RNE: E-060; $S'_{MIN} = 2.540 \text{ cm}$; $S'_{MAX} = 40.00 \text{ cm}$

Donde: $S' = b_{DISEÑO} * \left(\frac{AS_{\phi_V}}{AS_{HINTERIOR}} \right)$

Diámetro de la varilla: $\phi_v = 1/4 \text{ pulg} = 6.35 \text{ mm}$

Área del acero de la varilla que se va a usar:

$$AS_{\phi_V} = 0.317 \text{ cm}^2$$

Reemplazando en ecuación:

$$S' = 100.431 \text{ cm}$$

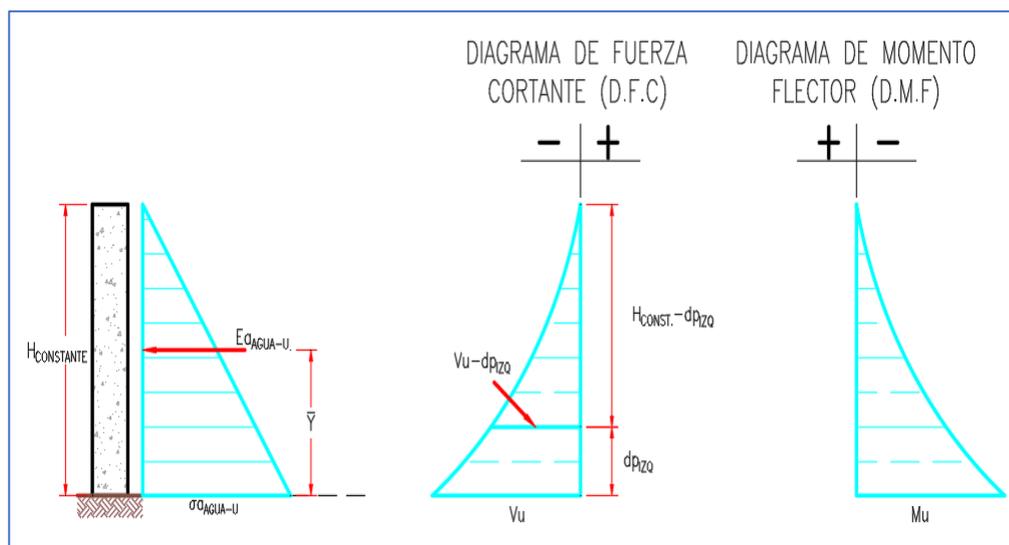
Por lo tanto, se utilizará:

$$\phi_v = 1/4 \text{ pulg @ } 40.00 \text{ cm}$$

7.2. Cálculo del refuerzo del canal, en la pared del lado izquierdo

Figura 42

Esquema de la pared izquierda del canal, se refleja la fuerza cortante y momento flector



Nota: Para determinar el refuerzo de acero en la pared del lado izquierdo del canal, es necesario e importante realizar los esquemas (diagramas) de fuerza cortante y momento flector, ello ayudará a un mejor análisis.

Altura hidráulica del canal de riego y drenaje:	$H_{CONST.} = 0.50 \text{ m}$
Ancho de diseño:	$b_{DISEÑO} = 0.70 \text{ m}$
Peso Específico del agua:	$\gamma_{agua} = 1000 \text{ kg/m}^3$
Peralte efectivo de la pared derecha del canal:	$d_{PIZQ.} = 8.524 \text{ cm}$
Recubrimiento mínimo frente al contacto del suelo:	$r_{agua} = 4.00 \text{ cm}$
Resistencia a la compresión del concreto:	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_{a_{AGUA-U}} = 1.4 * \gamma_{AGUA} * H_{CONST.} = 0.700 \text{ tn/m}^2$$

$$E_{a_{AGUA-U}} = \sigma_{a_{AGUA-U}} * \frac{H_{CONST.}}{2} = 0.175 \text{ tn/m}$$

$$F_{a_{AGUA-U}} = E_{a_{AGUA-U}} * 1\text{m} = 0.175 \text{ tn}$$

$$\bar{Y} = \frac{H_{CONST.}}{3} = 0.167 \text{ m}$$

*Cálculo de la Cortante último:

$$V_U = F_{a_{AGUA-U}} \longrightarrow V_U = 0.175 \text{ tn}$$

*Cálculo del Momento último:

$$M_u = 1.4 * \left(\gamma_{agua} * \frac{H_{CONST.}^3}{6} * 1\text{m} \right) \longrightarrow M_U = 0.029 \text{ tn} - \text{m}$$

7.2.1. Verificación por cortante

De la base de la pared del lado derecho del canal a una distancia d_{PIZQ} se ejecutará la verificación por cortante.

Debe cumplirse la siguiente condición: $V_{U \rightarrow d_{P_{DER}}} < \phi * V_C$

Factor de reducción por cortante: $\phi = 0.75$

Entonces:

$$\text{A. } V_{U \rightarrow d_{PIZQ.}} = 1.4 * \left(\gamma_{agua} * \frac{(H_{CONST.} - d_{PIZQ.})^2}{2} * 1\text{m} \right)$$

$$V_{U \rightarrow d_{PIZQ.}} = 0.120 \text{ tn}$$

$$\text{B. } V_C = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_{DISEÑO} * d_{PIZQ.} * 10$$

$$V_C = 4.583 \text{ tn}$$

$$\phi * V_C = 3.437 \text{ tn}$$

Comprobamos si se cumple la condición:

$$V_{U \rightarrow d_{PIZQ.}} < \phi * V_C$$

$$0.120 \text{ tn} < 3.437 \text{ tn} \text{ (¡Cumple!)}$$

7.2.2. Verificación por flexión

Factor de reducción por flexión: $\phi = 0.90$

Momento último: $M_u = 0.029 \text{ tn-m}$

A. Refuerzo vertical

*Determinar el Parámetro: R_U

$$R_U = \frac{M_U * 10^5}{b_{DISEÑO} * (d_{PDER.})^2} \longrightarrow R_U = 0.573 \text{ kg/cm}^2$$

*Determinar la cuantía de acero calculada (ρ_{CAL})

$$\rho_{CAL.} = \frac{(\phi * f_y) - \sqrt{(\phi * f_y)^2 - 4 \left(R_U (f_y)^2 * \frac{0.59\phi}{f'_c} \right)}}{2 \left(0.59\phi * \frac{(f_y)^2}{f'_c} \right)} \longrightarrow \rho_{CAL.} = 0.000152$$

*Determinar área del acero vertical calculada: $A_{S_{V_{CAL.}}}$

$$A_{S_{V_{CAL.}}} = \rho_{CAL.} * b_{DISEÑO} * d_{PDER.} \longrightarrow A_{S_{V_{CAL.}}} = 0.091 \text{ cm}^2$$

*Determinar área mínima del acero vertical: $A_{S_{V_{MIN.}}}$

De acuerdo con el RNE: E-060 (Concreto Armado);

$$\rho_{MIN.} = 0.22 * \left(\frac{\sqrt{f'_c/10.197}}{f_y/10.197} \right) \longrightarrow \rho_{MIN.} = 0.002424$$

De acuerdo con el ACI 318 - 08; $\rho_{MIN.} = 0.0012$

Entonces: $\rho_{MIN.} = 0.002424$

Por lo tanto:

$$A_{S_{V_{MIN.}}} = \rho_{MIN.} * b_{DISEÑO} * d_{PDER.} \longrightarrow A_{S_{V_{MIN.}}} = 1.446 \text{ cm}^2$$

*Determinar área del acero vertical de diseño: $As_{V_{DISEÑO}}$.

Se considera el mayor valor entre: $As_{V_{CAL}}$ y $As_{V_{MIN}}$.

$$As_{V_{DISEÑO}} = 1.446 \text{ cm}^2$$

*Determinar el espaciamiento del acero horizontal interno (S')

De acuerdo con el RNE: E-060; $S'_{MIN} = 2.540 \text{ cm}$; $S'_{MAX} = 40.00 \text{ cm}$

Donde:
$$S' = b_{DISEÑO} * \left(\frac{As_{\phi_V}}{As_{H_{INTERIOR}}} \right)$$

Diámetro de la varilla: $\phi_v = 3/8 \text{ pulg} = 9.53 \text{ mm}$

Área del acero de la varilla que se va a usar

$$As_{\phi_V} = 0.713 \text{ cm}^2$$

Reemplazando en ecuación

$$S' = 34.494 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se utilizará

$$\phi_v = 3/8 \text{ pulg @ } 35.00 \text{ cm}$$

B. Refuerzo Horizontal

*Determinar la cuantía mínima del acero horizontal ρ_{MIN} .

Datos: $\phi_v = 5/8 \text{ pulg}$ $fy \geq 4200 \text{ kg/cm}^2$

Entonces: $\rho_{MIN} = 0.0020$; Según el RNE: E – 060

*Determinar el área de acero horizontal: $As_{H_{INT}}$.

$$As_H = \rho_{MIN} * H_{agua} * d_{PIZQ.-T} = 0.773 \text{ cm}^2$$

$$As_{H_{INT}} = \frac{1}{3} * As_H \longrightarrow As_{H_{INT}} = 0.258 \text{ cm}^2$$

*Determinar el espaciamiento del acero horizontal interno (S')

De acuerdo con el RNE: E-060; $S'_{MIN} = 2.540 \text{ cm}$; $S'_{MAX} = 40.00 \text{ cm}$

Donde:
$$S' = b_{DISEÑO} * \left(\frac{As_{\phi_V}}{As_{H_{INTERIOR}}} \right)$$

Diámetro de la varilla: $\phi_v = 1/4 \text{ pulg} = 6.35 \text{ mm}$

Área del acero de la varilla que se va a usar

$$As_{\phi_V} = 0.317 \text{ cm}^2$$

Reemplazando en ecuación

$$S' = 86.035 \text{ cm}$$

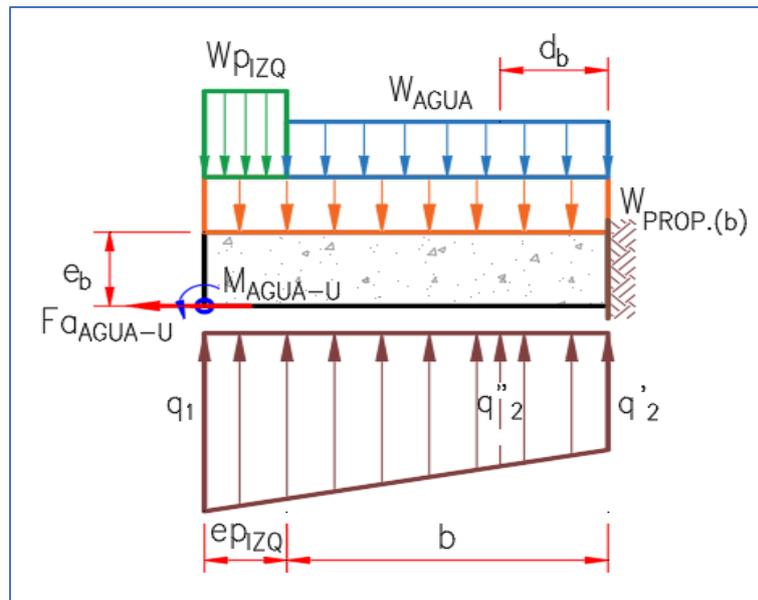
Por lo tanto, se utilizará

$$\phi_v = 1/4 \text{ pulg @ } 40.00 \text{ cm}$$

7.3. Determinar el refuerzo en la losa del canal

Figura 43

Esquema de la losa del canal, se refleja la fuerza cortante y momento flector



Nota: Se coloca todas las cargas/pesos que afectan a la losa del canal y con ello analizamos el diagrama de fuerza cortante y momento flector.

Altura hidráulica de la pared izquierda:	$H_{CONST.} = 0.50 \text{ m}$
Ancho de diseño:	$b_{DISEÑO} = 0.70 \text{ m}$
Base total del canal de riego y drenaje:	$B = 0.70 \text{ m}$
Peso Específico del suelo:	$\gamma_{agua.} = 1000 \text{ kg/m}^3$
Peso Específico del concreto armado:	$\gamma_{C^A.} = 2400 \text{ kg/m}^3$
Espesor de la pared izquierda del canal:	$e_{PIZQ.} = 13.00 \text{ cm}$
Espesor de la pared derecha del canal:	$e_{PDER.} = 13.00 \text{ cm}$
Base hidráulica del canal:	$b = 44.00 \text{ cm}$
Espesor de la losa del canal:	$e_b = 20.00 \text{ cm}$
Peralte efectivo de la losa del canal:	$d_b = 12.524 \text{ cm}$
Recubrimiento mín. al contacto del suelo:	$r_{suelo} = 7.00 \text{ cm}$

Recubrimiento mín. al contacto del agua:	$r_{agua} = 4.00 \text{ cm}$
Peralte efectivo de la pared derecha del canal:	$d_{P_{IZQ.}} = 8.524 \text{ cm}$
Esfuerzo del terreno en condición de servicio:	$q_1 = 1.154 \text{ tn/m}$ $= \sigma_1 * 1m$
Esfuerzo del terreno en condición de servicio:	$q_2 = 0.061 \text{ tn/m}$ $= \sigma_2 * 1m$
	$F_{a_{AGUA-U}} = 0.175 \text{ cm}$
	$\bar{Y} = 0.167 \text{ cm}$
Resistencia a la compresión del concreto:	$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

*Calcular el Momento

$$M_{AGUA-U} = F_{a_{AGUA-U}} * (H_{AGUA} + e_b)$$

$$M_{AGUA-U} = 0.064 \text{ tn} - m$$

*Calcular la carga del agua

$$W_{AGUA} = 1m * \gamma_{AGUA} * H_{CONST.}$$

$$W_{AGUA} = 0.500 \text{ tn/m}$$

*Calcular el peso propio de la estructura

$$W_{Prop.b} = 1m * \gamma_{C^{\circ}A^{\circ}} * e_b$$

$$W_{Prop.b} = 0.480 \text{ tn/m}$$

*Calcular el peso de la pared izquierda de la estructura

$$W_{P_{IZQ}} = 1m * \gamma_{C^{\circ}A^{\circ}} * H_{CONST.}$$

$$W_{P_{IZQ}} = 1.200 \text{ tn/m}$$

*Calcular el esfuerzo del terreno

$$q'_2 = q_2 + \left(\frac{q_1 - q_2}{B} * e_{P_{DER.}} \right) \longrightarrow q'_2 = 0.264 \text{ tn/m}$$

$$q''_2 = q_2 + \left(\frac{q_1 - q_2}{B} * (e_{P_{DER.}} + d_b) \right) \longrightarrow q''_2 = 0.460 \text{ tn/m}$$

*Calcular la Cortante Último

$$V_U = 1.7 * \left(q'_2 (e_{P_{IZQ.}} + b) + (q_1 - q'_2) \frac{(e_{P_{IZQ.}} + b)}{2} \right) - 1.4$$

$$* \left((W_{AGUA} * b) + W_{Prop.b} (e_{P_{IZQ.}} + b) + W_{P_{IZQ.}} (e_{P_{IZQ.}}) \right)$$

$$V_U = -0.222 \text{ tn}$$

*Calcular el Momento Último

$$M_U = 1.7 \left(\frac{q'_2 (e_{P_{IZQ.}} + b)^2}{2} + \frac{(q_1 - q'_2) (e_{P_{IZQ.}} + b)^2}{6} \right)$$

$$- 1.4 \left(\left(W_{AGUA} * \frac{b^2}{2} \right) + \frac{W_{Prop.b} (e_{P_{IZQ.}} + b)^2}{2} \right)$$

$$+ \left(W_{P_{IZQ.}} (e_{P_{IZQ.}}) \left(\frac{e_{P_{IZQ.}}}{2} + b \right) \right) - M_{AGUA-U}$$

$$M_U = -0.197 \text{ tn}$$

7.3.1. Verificación por cortante

De la base de la pared del lado derecho del canal a una distancia d_{Pder} se ejecutará la verificación por cortante.

Debe cumplirse la siguiente condición: $V_{U \rightarrow d_{PDER.}} < \phi * V_C$

Factor de reducción por cortante: $\phi = 0.85$

$$X'' = e_{P_{IZQ.}} + b - d_b = 44.476 \text{ cm}$$

Entonces:

$$A. \quad V_{U \rightarrow d_b} = 1.7 * \left(q'_2 (X'') + (q_1 - q'_2) \frac{(X'')}{2} \right) - 1.4$$

$$* \left((W_{AGUA} * (b - d_b)) + W_{Prop.b} (X'') + W_{P_{IZQ.}} (e_{P_{IZQ.}}) \right)$$

$$V_{U \rightarrow d_b} = -0.201 \text{ tn}$$

B. $V_C = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d_b * 10$

$V_C = 4.232 \text{ tn}$

$\emptyset * V_C = 3.597 \text{ tn}$

7.3.2. Verificación por flexión

Factor de reducción por flexión: $\emptyset = 0.90$

Momento último: $M_u = 0.197 \text{ tn-m}$

A. Refuerzo inferior

*Determinar el Parámetro: R_u

$$R_U = \frac{M_U * 10^5}{b_{DISEÑO} * (d_{PIZO.})^2} \longrightarrow R_U = 0.145 \text{ kg/cm}^2$$

*Determinar la cuantía de acero calculada (ρ_{CAL})

$$\rho_{CAL.} = \frac{(\emptyset * fy) - \sqrt{(\emptyset * fy)^2 - 4 \left(R_U (fy)^2 * \frac{0.59\emptyset}{f'c} \right)}}{2 \left(0.59\emptyset * \frac{(fy)^2}{f'c} \right)} \longrightarrow \rho_{CAL.} = 0.000038$$

*Determinar área del acero vertical calculada: $As_{I_{CAL.}}$

$$As_{I_{CAL.}} = \rho_{CAL.} * b_{DISEÑO} * d_b \longrightarrow As_{I_{CAL.}} = 0.034 \text{ cm}^2$$

*Determinar área mínima del acero inferior: $As_{I_{MIN.}}$

De acuerdo con el RNE: E-060 (Concreto Armado);

$$\rho_{MIN.} = 0.22 * \left(\frac{\sqrt{f'c/10.197}}{fy/10.197} \right) \longrightarrow \rho_{MIN.} = 0.002424$$

De acuerdo con el ACI 318 - 08; $\rho_{MIN.} = 0.0012$

Entonces: $\rho_{MIN.} = 0.002424$

Por lo tanto:

$$As_{I_{MIN.}} = \rho_{MIN.} * b_{DISEÑO} * d_b \longrightarrow As_{I_{MIN.}} = 2.125 \text{ cm}^2$$

*Determinar área del acero vertical de diseño: $As_{I_{DISEÑO.}}$

Se considera el mayor valor entre: $As_{I_{CAL.}}$ y $As_{I_{MIN.}}$

$$As_{I_{DISEÑO.}} = 2.125 \text{ cm}^2$$

*Determinar el espaciamiento del acero horizontal interno (S')

De acuerdo con el RNE: E-060; $S'_{MIN} = 2.540 \text{ cm}$; $S'_{MAX} = 40.00 \text{ cm}$

Donde:
$$S' = b_{DISEÑO} * \left(\frac{As_{\phi_v}}{As_{I_{DISEÑO}}} \right)$$

Diámetro de la varilla: $\phi_v = 3/8 \text{ pulg} = 9.53 \text{ mm}$

Área del acero de la varilla que se va a usar

$$As_{\phi_v} = 0.713 \text{ cm}^2$$

Reemplazando en ecuación

$$S' = 23.472 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se utilizará

$$\phi_v = 3/8 \text{ pulg @ } 23.50 \text{ cm}$$

B. Refuerzo Superior

*Determinar área mínima del acero superior: $As_{SUPERIOR}$

De acuerdo con el RNE: E-060 (Concreto Armado);

$$\rho_{MIN.} = 0.22 * \left(\frac{\sqrt{f'c}/10.197}{fy/10.197} \right) \longrightarrow \rho_{MIN.} = 0.002424$$

De acuerdo con el ACI 318 - 08; $\rho_{MIN.} = 0.0012$

Entonces: $\rho_{MIN.} = 0.002424$

Por lo tanto:

$$As_{SUPERIOR} = \rho_{MIN.} * b_{DISEÑO} \longrightarrow As_{S_{MIN.}} = 1.234 \text{ cm}^2$$

Determinar el espaciamiento del acero superior (S')

De acuerdo con el RNE: E-060; $S'_{MIN} = 2.540 \text{ cm}$; $S'_{MAX} = 40.00 \text{ cm}$

Donde:
$$S' = b_{DISEÑO} * \left(\frac{As_{\phi_v}}{As_{SUPERIOR}} \right)$$

Diámetro de la varilla: $\phi_v = 3/8 \text{ pulg} = 9.53 \text{ mm}$

Área del acero de la varilla que se va a usar

$$As_{\phi_v} = 0.713 \text{ cm}^2$$

Reemplazando en ecuación

$$S' = 25.407 \text{ cm}$$

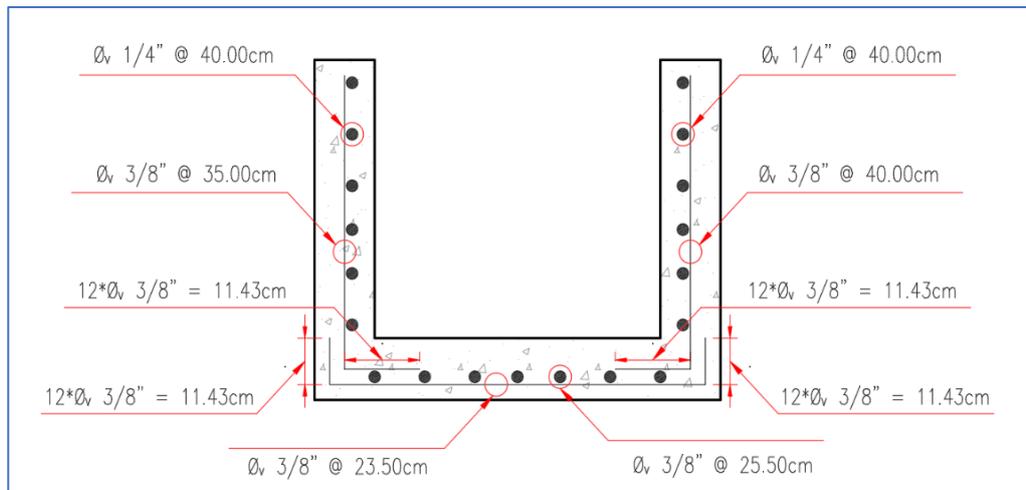
Por lo tanto, se utilizará

$$\phi_v = 3/8 \text{ pulg @ } 25.50 \text{ cm}$$

7.4. Detalle de los refuerzos del canal

Figura 44

Detalle de los refuerzos del canal, sección típica. Caso 1

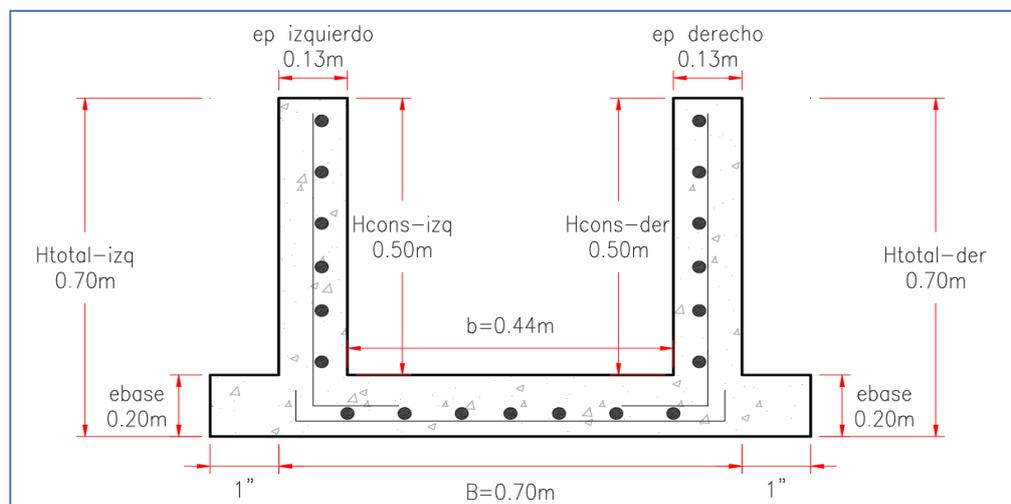


Nota: En el gráfico se muestra las cantidades, dimensiones, diámetro y distribución del acero de refuerzo en la sección típica del canal en estudio.

7.5. Detalle del canal, sección típica, para el proceso constructivo

Figura 45

Detalle del canal, sección típica, para el proceso constructivo. Caso 1



Nota: En el gráfico de la sección típica del canal en estudio, indican sus dimensiones.

• Procesamiento de información para el canal situado en la calicata C-02.

PASO 01: Luego de identificar la vida útil de la estructura (n) y el período de retorno de diseño (T) para calcular la probabilidad de falla o riesgo, así como la probabilidad de ocurrencia y no ocurrencia de Q en T años, se halló el caudal máximo (Qhidrológico o Qdrenaje) utilizando datos derivados topográficamente de la zona de drenaje en investigación. La precipitación máxima por 24 horas se recibió del SENAMHI para establecer el tiempo de concentración por el método de Kirpich. Esta información fue crucial para la elaboración de la curva IDT (intensidad, duración y período). En el sitio de estudio se recopilaron datos topográficos y visuales para calcular el coeficiente de escorrentía. Con todo ello, se determinó el caudal máximo (Qdrenaje o Qhidrológico).

1. Cálculo del caudal hidrológico (Qmáx.)

1.1. Estimación de periodo de retorno de diseño (t), vida útil (n) y la probabilidad (p). Ver tabla 10.

1.1.1. La probabilidad de que el caudal (Q) ocurra, nuevamente, en T años será

$$P = \frac{1}{T}$$

Donde:

P: Probabilidad de ocurrencia de un caudal (Q)

$$\bar{P} = 0.10 \cong 10\%$$

$$\bar{P} = 10 \%$$

El cual muestra el % de la probabilidad de que un caudal máximo (Qmáx.) ocurra en cualquier año T.

1.1.2. La probabilidad de que el caudal (Q) no ocurra, nuevamente, en cualquier año T será

$$\bar{P} = 1 - P$$

Donde:

P: Probabilidad de ocurrencia de un caudal menor a Q máximo

$$\bar{P} = 0.90 \cong 90\%$$

$$\bar{P} = 90\%$$

El cual representa el % de la probabilidad de que un caudal (Q) < Qmáx., lo que quiere decir que, el Qmáx. no ocurra en cualquier año T.

1.1.3. La probabilidad de que el Qmáx. no ocurra, nuevamente, en n años

$$\bar{P} * \bar{P} \dots \bar{P} = \bar{P}^n = \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

Donde:

P: Probabilidad de que caudal máximo (Qmáx.) no ocurra, nuevamente, en n años sucesivos.

$$\bar{P}^n = 0.12 \cong 12\%$$

$$\bar{P}^n = 12\%$$

El cual muestra el % de la probabilidad de que un caudal (Q) < caudal máximo (Qmáx.), quiere decir que Q máx. no ocurrirá en cualquier año n.

1.1.4. La probabilidad de que el caudal máximo (Qmáx.) alguna vez en n años sucesivos, será

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

Donde:

R: Conocida como riego o falla.

$$R = 0.88 \cong 88\%$$

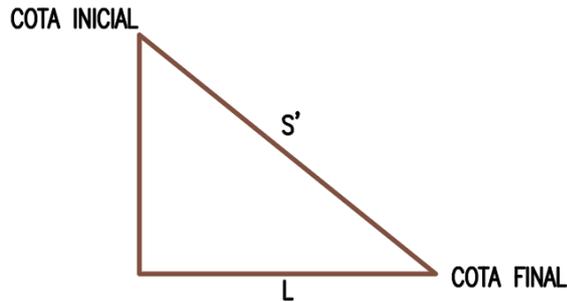
$$R = 88\%$$

El cual refleja el % de la probabilidad de que un caudal máximo (Qmáx.) suceda por lo menos una vez en n años sucesivos. Denota la probabilidad de que la construcción pueda fallar dentro de su vida útil.

1.2. Estimación de periodo de retorno de diseño (t), vida útil (n) y la probabilidad (p)

1.2.1. Cálculo del tiempo de concentración

$$t_c = 0.0195 * \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0.385}$$



Donde:

Cota inicial = 2133.99 m.s.n.m.

Cota final = 2129.650 m.s.n.m.

H= Diferencia de elevación = 4.34 metros

L= B = Longitud máx. de recorrido = 50.00 metros

tc= Tiempo de concentración = 1.02 min

S= Pendiente del talud = 8.68%

1.2.2. Cálculo de la intensidad máxima

A) Construir curvas de intensidad-duración-periodo de retorno (idt) utilizando el modelo de DYCK Y PESCHKE

A.1) Cuadro: Lluvia máxima para diferentes duraciones:

Se desglosa las precipitaciones de 24 horas en varios periodos de tiempo (duración). **Ver tabla 11.**

$$P_D = P_{24h} \left(\frac{D}{1440} \right)^{0.25}$$

P_D =Precipitación total (mm).
 D = duración en min.
 P_{24h} =Precipitación Máxima en 24 horas (mm).

A.2) Cuadro: Intensidades máximas para diferentes tiempos de duración:

Consta en transformar las lluvias máximas en mm a intensidad en mm/hr y descomponer la precipitación de 24 horas en diferentes duraciones.

Ver tabla 12.

$$I = \frac{60 \times P_D}{D}$$

I = Intensidad Máxima (mm/hr).
 D = Duración en min.
 P_D = Precipitación total (mm).

A.3) Cuadro: Intensidades máximas (Imáx.) para diferentes tiempos (duraciones) y periodos de retorno:

Consiste en ordenar las intensidades máximas (Imáx.) de mayor a menor y halla sus periodos de retorno con el método de weibull. **Ver tabla 13.**

$$T = \frac{n + 1}{m}$$

T= Periodo de retorno, en años.
 n= Número de años
 m= Número de orden.

Se utilizará n = 25

A.4) Cálculo Intensidad máxima (Imáx.), utilizando la siguiente ecuación

$$I_{max} = \frac{Kx T^a}{D^b}$$

Donde:

- Imáx. = Intensidad máxima (mm/hr).
- K, a, b = Parámetros característicos del área de investigación.
- T = Periodo de retorno (años).
- D = Duración de la precipitación (minutos).
- n = Número de tripletas (Imáx., T y D), este caso usa: n = 150

Importante: Los parámetros a estimar serán los siguientes:

$$\begin{aligned}
 a_0 &= \text{Log}(K) \\
 a_1 &= a \\
 a_2 &= b
 \end{aligned}$$

Ecuaciones para determinar el valor de K, a y b:

$$\begin{aligned}
 \sum Y &= a_0 * n + a_1 * \sum X_1 + a_2 * \sum X_2 \\
 145.334 &= a_0 * 150.000 + a_1 * 61.102 + a_2 * 21.774 \\
 \sum X_1 * Y &= a_0 * \sum X_1 + a_1 * \sum X_1^2 + a_2 * \sum X_1 * X_2 \\
 65.835 &= a_0 * 61.102 + a_1 * 43.793 + a_2 * 114.780 \\
 \sum X_2 * Y &= a_0 * \sum X_2 + a_1 * \sum X_1 * X_2 + a_2 * \sum X_2^2 \\
 255.411 &= a_0 * 281.774 + a_1 * 114.780 + a_2 * 552.776
 \end{aligned}$$

$$\begin{bmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 150.000 & 61.102 & 281.774 \\ 61.102 & 43.793 & 114.780 \\ 281.774 & 114.780 & 552.776 \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} 145.334 \\ 65.835 \\ 255.411 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.1658 & -0.0215 & -0.0801 \\ -0.0215 & 0.0529 & 0.0000 \\ -0.0801 & 0.0000 & 0.0426 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} 145.334 \\ 65.835 \\ 255.411 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2.23483 \\ 0.35089 \\ -0.7500 \end{bmatrix}$$

Donde:

$$a_0 = \text{Log}(K) = 2.235$$

Entonces:

$$a_1 = a = 0.351$$

$$a_2 = b = -0.750$$

$$K = 171.725$$

$$a = 0.351$$

$$b = 0.750$$

A.5) Curva IDT

$$I_{max} = \frac{171.725xT^{0.351}}{D^{0.750}}$$

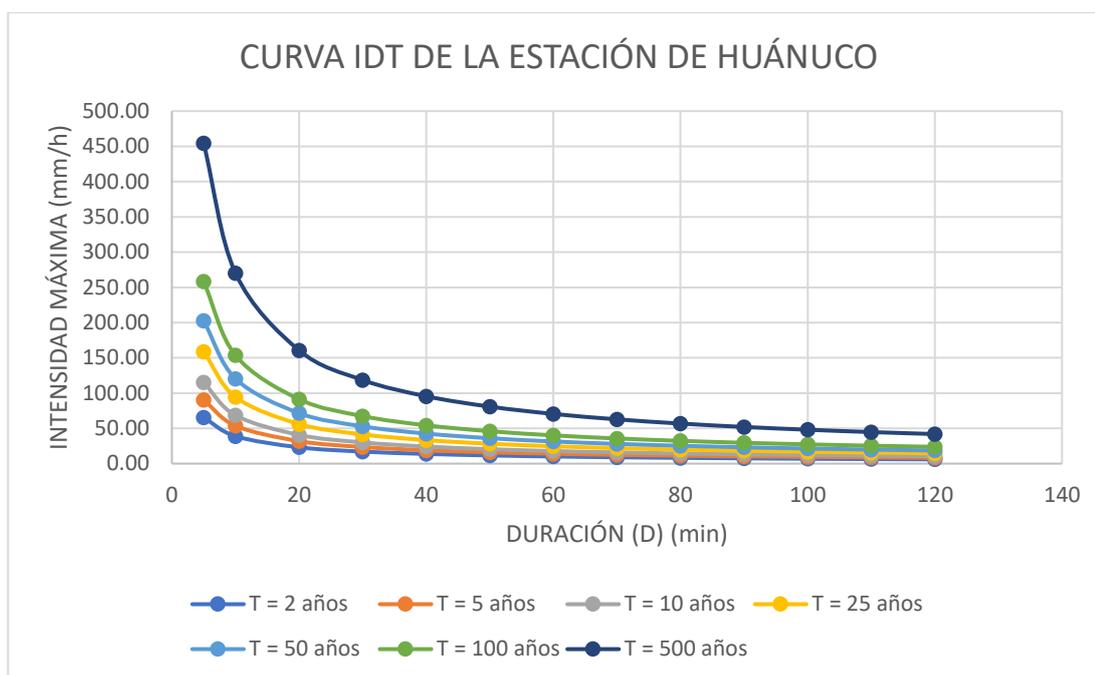
Tabla 22 Datos para la curva IDT (Intensidad – Duración – Periodo de retorno). Caso 2

Duración (D) (min)	Periodo de Retorno (T) en años						
	T = 2 años	T = 5 años	T = 10 años	T = 25 años	T = 50 años	T = 100 años	T = 500 años
5	65.50	90.34	115.21	158.90	202.65	258.45	454.61
10	38.95	53.71	68.50	94.48	120.50	153.68	270.31
20	23.16	31.94	40.73	56.18	71.65	91.38	160.73
30	17.09	23.56	30.05	41.45	52.86	67.42	118.58
40	13.77	18.99	24.22	33.40	42.60	54.33	95.57
50	11.65	16.06	20.49	28.26	36.04	45.96	80.84
60	10.16	14.01	17.87	24.65	31.43	40.09	70.51
70	9.05	12.48	15.92	21.95	28.00	35.71	62.81
80	8.19	11.29	14.40	19.86	25.33	32.31	56.83
90	7.50	10.34	13.18	18.18	23.19	29.57	52.02
100	6.93	9.55	12.18	16.80	21.43	27.33	48.07
110	6.45	8.89	11.34	15.64	19.95	25.44	44.75
120	6.04	8.33	10.63	14.65	18.69	23.84	41.93

Nota. Esta información es de suma importancia para poder graficar la curva IDT, teniendo en cuenta los datos recopilados para el caso 2.

Figura 46

Curva IDT (Intensidad - Duración - Periodo de Retorno). Caso 2



Nota: Curva IDT en función a los datos obtenidos en las tablas 11, 12, 13, 14 y 15. Se muestra una estimación de precipitaciones de cierta intensidad y duración.

Información que debe utilizarse en el cálculo del caudal de diseño del canal:

PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	DURACIÓN (D) (min)	INTENSIDAD MÁXIMA (mm/h)
10 años	1.02 min	380.659

1.2.3. Cálculo del coeficiente de escorrentía (C)

Donde:

Pendiente = $S = 8.68\%$ (Ver tabla 16, determinación del coeficiente de escorrentía).

Datos por utilizar para el cálculo de caudal para el diseño del canal:

COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO	C
Vegetación ligera y pasto	Semipermeable	> 20 %	0.50

1.2.4. Cálculo del caudal máximo (Qdrenaje o Qhidráulico)

Donde:

1/360: Coeficiente de transformación en unidades.

B: Distancia horizontal de drenaje. $B = 50.00 \text{ m}$

Ld: Longitud de drenaje del canal. $Ld = 1422.65 \text{ m}$

A: Área de drenaje (has).

A = 7.113 m

$$Q = \frac{C * I * A}{360}$$

Por lo tanto, se tiene lo siguiente:

$$Q_{\text{drenaje}} = 3.7607244 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{drenaje}} = 3760.7244 \text{ lt/s}$$

PASO 02: A partir de los datos adquiridos previamente (Q_{riego} y Q_{drenaje}), se completó el diseño hidráulico del canal. El $Q_{\text{diseño}}$ se calculó como el total de Q_{riego} más un porcentaje de Q_{drenaje} , obteniéndose todas las características hidráulicas del canal, que son las siguientes:

- Tirante hidráulico
- Área mojada
- Perímetro mojado
- Velocidad de flujo
- Altura constructiva del canal y otros.

Para finalizar el diseño se realizó el cálculo de aliviaderos a ejecutarse, con la finalidad que el canal funcione de manera satisfactoria.

2. Diseño hidráulico del canal

2.1. Determinar el caudal de diseño (Q)

*Caudal resultante del estudio hidrológico: $Q_{\text{drenaje}} = 3.7607 \text{ m}^3/\text{s}$

*Caudal determinado en el expediente técnico: $Q_{\text{riego}} = 0.0400 \text{ m}^3/\text{s}$

Datos:

% De aportación del $Q_{\text{hidrológico}} = 27.50\%$

(ver figura 29)

Donde:

$$Q_{\text{DISEÑO}} = Q_{\text{RIEGO}} + \%Q_{\text{HIDROLÓGICO}}$$

$$Q_{\text{DISEÑO}} = 1.07 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = 1074.1992 \text{ lt/s}$$

2.2. Pendiente del canal (S)

$$S = 0.0868 \text{ m/m}$$

2.3. Coeficiente de rugosidad (n)

$$n = 0.0135$$

2.4. Base del canal (b)

$$b' = 0.40 \text{ metros}$$

Base del canal propuesto

$$b'' = 0.40 \text{ metros}$$

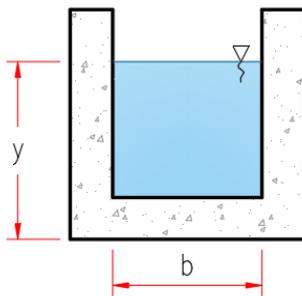
Base del canal por diseño estructural

$$b = 0.40 \text{ metros}$$

Base del canal de diseño

2.5. Cálculo del tirante del canal (y)

***Determinar el parámetro para la ecuación de manning**



Área hidráulica (A): $b * y = 0.44y$

Perímetro mojado (P): $b + 2y = 0.44 + 2y$

Radio hidráulico (R): $\frac{b * y}{b + (2 * y)} = \frac{0.44y}{0.44 + 2y}$

Ecuación (i)

***Ecuación de manning**

Considerando:

A: Área hidráulica de la sección del canal.

R: Radio hidráulico.

S: Pendiente del canal.

n: Rugosidad de Manning.

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

Ecuación (ii)

***sustituyendo la ecuación (i) en (ii)**

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

Donde:

$$\left(\frac{Q * n}{s^{1/2}}\right) = \left(\frac{b * y}{b + (2 * y)}\right)^{\frac{2}{3}} * (b * y) \rightarrow \text{Ecuación (iii)}$$

***Para obtener el valor de Y se tantearán valores, pero se debe tener en cuenta la siguiente condición**

$$\text{Primer Tanteo} > \text{Segundo Tanteo} > \text{Tercer Tanteo}$$

$$(y_1 > y_2 > y_3)$$

Donde:

	y	$\left(\frac{b * y}{b + (2 * y)}\right)^{\frac{2}{3}} * (b * y)$
y ₁ (Primer tanteo) =	2.000 m	0.299
y ₂ (Segundo tanteo) =	0.413 m	0.049
y ₃ (Tercer tanteo) =	0.500 m	0.063

*Nota: y₁, y₂, son valores del tirante asumidos, teniendo en cuenta que se cumpla la condición, y₁ > y₂ > y₃. Para obtener el valor de y₂, es necesario tener en cuenta la ecuación (iii).

***Entonces se verificará que la igualdad de la Ecuación (iii)**

Si el valor de "y"	Entonces:
	$\left(\frac{Q * n}{s^{1/2}}\right) = \left(\frac{b * y}{b + (2 * y)}\right)^{\frac{2}{3}} * (b * y)$
0.413 m	0.049 \cong 0.050

2.6. Cálculo del borde libre

$$BL = y/5$$



$$BL = 0.0827 \text{ m}$$

2.7. Cálculo de la altura del canal (H)

$$H = y + BL$$



$$H \text{ constructivo} = 0.50 \text{ m}$$

2.8. Cálculo del área hidráulica del canal (A)

$$A = b * y$$



$$A = 0.1819 \text{ m}^2$$

2.9. Cálculo del perímetro mojado (P)

$$P = b + 2y$$



$$P = 1.2667 \text{ m}$$

2.10. Cálculo del radio hidráulico del canal (R)

$$R = \frac{b * y}{b + (2 * y)}$$



$$R = 0.1436 \text{ m}$$

2.11. Cálculo de la velocidad del flujo (V)

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



$$V = 5.9839 \text{ m/s}$$

2.12. Cálculo del espejo de agua (T)

$$T = b$$



$$T = 0.4400 \text{ m}$$

2.13. Cálculo del número de Froude (F)

$$F = \frac{V}{\sqrt{g * \frac{A}{T}}} = \frac{V}{\sqrt{g * y}}$$

$$F = 2.9717$$

Teniendo en cuenta el número de Froyde:

Si $F < 1$, entonces el flujo del agua es subcrítico o lento.

Si $F = 1$, entonces el flujo del agua es crítico.

Si $F > 1$, entonces el flujo del agua es supercrítico o rápido.

Entonces: Con el valor que toma (F), se determina que es un fluido supercrítico o rápido.

2.14. Cálculo de la energía específica (E)

$$E = y + \left(\frac{1}{2g}\right) * \left(\frac{Q}{A}\right)^2$$

$$E = 2.1914 \text{ m-Kg/Kg}$$

2.15. Cuadro de recopilación de los datos hidráulicos del canal

Tabla 23

Recopilación de los datos hidráulicos del canal. Caso 2

N°	DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
2.1	Caudal de diseño (Q)	1.0742	m³/s
2.2	Pendiente del canal (S)	0.0868	m/m
2.3	Coeficiente de rugosidad (n)	0.0135	-
2.4	Base del canal (b)	0.4400	m
2.5	Tirante hidráulico del canal (y)	0.4200	m
2.6	Borde libre (BL)	0.0827	m
2.7	Altura del canal (H)	0.5000	m
2.8	Área hidráulica del canal (A)	0.1819	m²
2.9	Perímetro mojado (P)	1.2667	m
2.10	Radio hidráulico del canal (R)	0.1436	m
2.11	Velocidad del flujo (V)	5.9839	m/s
2.12	Espejo de agua (T)	0.4400	m
2.13	Número de Froude (F)	2.9717	m/m
2.14	Energía específica (E)	2.1914	m-Kg/Kg

Nota: Del resultado de los ítems 1 y 2, se obtiene este cuadro de resumen, donde se registran los parámetros hidráulicos del canal.

2.16. Drenaje superficial

***Teniendo cuenta que:**

$$Q_{\text{Diseño}} = Q_{\text{Hidráulico}} = 1074.1992 \text{ lt/s}$$

$$Q_{\text{Drenaje}} = Q_{\text{Hidrológico}} = 3760.7244 \text{ lt/s}$$

Entonces:

$Q_{\text{hidrológico}} > Q_{\text{hidráulico}}$; es necesario plantear aliviaderos

***Análisis de Caudal hidráulico demandado por metro lineal**

$$Q_{\text{Hidráulico}} = L_{\text{cmd}} * Q_{\text{ud}}$$

L_{cmd} = Longitud de capacidad máxima de drenaje.

Q_{ud} = Caudal unitario de drenaje.

***Datos importantes para el análisis del caudal hidrológico demandada por metro lineal:**

$C = 0.500$	Coeficiente de escorrentía
$B = 50.00 \text{ m}$	Distancia horizontal de drenaje
$I = 380.659 \text{ mm/hr}$	Intensidad máxima
$L_{drenaje} = 1422.65 \text{ m}$	Longitud de drenaje

Donde:

$$L_{cmd} = Q_{Hidráulico} * \left(\frac{360}{C * I * (B * 1m)} \right) * 10$$

Entonces:

$$L_{cmd} = 406.360 \text{ m}$$

***Tener en cuenta que:**

$L_{drenaje} > L_{cmd}$; quiere decir que se necesita calcular el # aliviaderos

***Cálculo del número de los aliviaderos:**

$$\#_{Aliviaderos} = \frac{L_d}{L_{Hidrológico}} \rightarrow \#_{Aliviaderos} = 3.501$$

*** Importante:**

En consecuencia, para que un canal de irrigación y drenaje funcione satisfactoriamente, es necesario plantear; **4 aliviaderos**

PASO 03: Los empujes y refuerzos que actúan sobre la estructura se identificaron con ayuda de la investigación sobre el terreno (investigación de mecánica de suelos). Pudimos calcular la anchura de toda la base y el grosor de las paredes del canal gracias al diseño geométrico del canal.

3. Diseño geométrico del canal

3.1. Datos:

*Datos obtenidos en el diseño hidráulico:

Base interior del canal:	$b = 0.44 \text{ m}$
Espesor piso o base:	$eb = 0.20 \text{ m}$
Tirante hidráulico:	$Y = 0.42 \text{ m}$
Borde libre:	$BL = 0.08 \text{ m}$
Altura constructiva del canal:	$H \text{ const.} = 0.50 \text{ m} = Y + BL$
Altura total del canal:	$H \text{ total} = 0.70 \text{ m} = H + eb$

*Datos obtenido en campo/laboratorio y otros:

Resistencia a la compresión del concreto:	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Peso unitario del concreto de armando:	$\gamma_{CA} = 2400 \text{ kg/cm}^3$
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Recubrimiento en contacto con el suelo:	$r \text{ suelo} = 0.07 \text{ m}$
Recubrimiento en contacto con el agua:	$r \text{ agua} = 0.04 \text{ m}$
Capacidad portante del terreno:	$\sigma_T = 1.71 \text{ kg/cm}^2$

3.2. Cálculo del empuje activo del suelo

Altura total del canal según el cálculo hidráulico	$H_{TOTAL-1} = 0.70 \text{ m}$
Altura total del canal modificado	$H_{TOTAL-2} = 0.00 \text{ m}$
Altura total del canal a utilizar	$H_{TOTAL} = 0.70 \text{ m}$
Ángulo de inclinación del talud	$\alpha = 00.00^\circ$
Ángulo de fricción interna del suelo	$\phi_{SUELO} = 31.20^\circ$
Peso unitario del suelo.	$\gamma_{SUELO} = 1455 \text{ kg/m}^3$

$$K_a = \cos \alpha * \frac{\cos \alpha - \sqrt{(\cos \alpha)^2 - (\cos \phi)^2}}{\cos \alpha + \sqrt{(\cos \alpha)^2 - (\cos \phi)^2}} \rightarrow K_a = 0.317$$

$$\sigma_{a_s} = (\gamma_s * H_T * K_a) \rightarrow \sigma_{a_s} = 0.323 \text{ tn/m}^2$$

$$E_{a_s} = \sigma_{a_s} * \frac{H_T}{2} = E_{a_s} = 0.113 \text{ tn/m}$$

$$E_{a_{H-S}} = E_{a_s} * \cos \alpha \rightarrow E_{a_{H-S}} = 0.113 \text{ tn/m}$$

$$F_{a_{H-S}} = E_{a_{H-S}} * 1m \quad \longrightarrow \quad F_{a_{H-S}} = 0.113 \text{ tn}$$

$$\bar{Y} = \frac{H_T}{3} \quad \longrightarrow \quad \bar{Y} = 0.233 \text{ m}$$

(Ver figura 30).

3.3. Evaluación del empuje activo del agua

Peso unitario del agua

$$\gamma_{AGUA} = 1000 \text{ kg/m}^3$$

Teniendo en cuenta el tirante máximo (Hconst.) $H_{AGUA} = 0.50 \text{ m}$

$$\sigma_{a_{AGUA}} = \gamma_{AGUA} * H_{AGUA} \quad \longrightarrow \quad \sigma_{a_{AGUA}} = 0.50 \text{ tn/cm}^2$$

$$E_{a_{AGUA}} = \sigma_{a_{AGUA}} * \frac{H_{AGUA}}{2} \quad \longrightarrow \quad E_{a_{AGUA}} = 0.125 \text{ tn/m}$$

$$F_{a_{AGUA}} = E_{a_{AGUA}} * 1m \quad \longrightarrow \quad F_{a_{AGUA}} = 0.125 \text{ tn}$$

$$\bar{Y} = \frac{H_{AGUA}}{3} \quad \longrightarrow \quad \bar{Y} = 0.167 \text{ m}$$

(Ver figura 31).

3.4. Evaluación del empuje pasivo del suelo

Altura total del canal (cálculo hidráulico)

$$H_{Total} = 0.70 \text{ m}$$

Ángulo de inclinación del talud

$$\alpha = 0.00^\circ$$

Ángulo de fricción interna del suelo.

$$\phi_{SUELO} = 31.20^\circ$$

Peso unitario del suelo

$$\gamma_{SUELO} = 1455 \text{ kg/m}^3$$

Cohesión del suelo

$$C_{SUELO} = 0.01 \text{ kg/m}^2$$

$$K_P = \left(\tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \right)^2 \quad \longrightarrow \quad K_P = 3.150$$

$$\sigma_{P_S} = (\gamma_S * Z * K_P) + 2C * \sqrt{K_P}$$

$$\sigma_{P_{Z=0}} = 0.00 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_{P_{Z=H_T}} = 3.208 \text{ tn/m}^2$$

$$E_P = (\sigma_{P_{Z=0}} + \sigma_{P_{Z=H_T}}) * \frac{H_T}{2} \quad \longrightarrow \quad E_P = 1.123 \text{ tn/m}$$

$$F_p = E_p * 1m$$

$$F_p = 1.123 \text{ tn}$$

$$\bar{Y} = \frac{\sum \bar{Y}_i * A_i}{\sum A_i} = \frac{\sigma_{P_{Z=0}} * \left(\frac{H_T^2}{2}\right) + (\sigma_{P_{Z=H_T}} - \sigma_{P_{Z=0}}) * \left(\frac{H_T^2}{6}\right)}{\sigma_{P_{Z=0}} * (H_T) + (\sigma_{P_{Z=H_T}} - \sigma_{P_{Z=0}}) * \left(\frac{H_T}{2}\right)} \rightarrow \bar{Y} = 0.233 \text{ m}$$

(Ver figura 32).

3.5. Cálculo del espesor de las paredes, izquierda y derecha, y base del canal

3.5.1. Cálculo del espesor del canal, pared del lado derecho ($e_{P_{DER.}}$)

3.5.1.1. Considerando el empuje del suelo

Altura total del canal (pared derecha);	$H_{Const.} = 0.50 \text{ m}$
Ancho del diseño;	$b_{DISEÑO} = 0.70 \text{ m}$
Peso unitario del suelo;	$\gamma_{SUELO} = 1455 \text{ kg/m}^3$
Coefficiente activo;	$K_a = 0.317$
Factor de reducción por flexión;	$\phi = 0.90$

$$M_u = 1.7 * \left(\gamma_s * K_a * \frac{H_{CONST.}^3}{6} * 1m \right) * \cos \alpha \rightarrow M_u = 0.016 \text{ tn} - \text{m}$$

$$\rho = 0.22 * \left(\frac{\sqrt{f'c/10.197}}{fy/10.197} \right) \rightarrow \rho = 0.00242$$

$$\omega = \rho * \frac{fy}{f'c} \rightarrow \omega = 0.048$$

$$d_{p(1)} = \sqrt{\frac{M_u}{\phi * f'c * b * \omega * (1 - 0.59\omega)}} \rightarrow d_{p(1)} = 1.621 \text{ cm}$$

(Ver figura 33).

3.5.1.2. Considerando el empuje del agua

Altura total del canal, pared derecha;	$H_{Const.} = 0.50 \text{ m}$
Ancho del diseño;	$b_{DISEÑO} = 0.70 \text{ m}$
Peso unitario del agua;	$\gamma_{agua} = 1000 \text{ kg/m}^3$
Factor de reducción por flexión;	$\phi = 0.90$

$$M_u = 1.4 * \left(\gamma_{agua} * 1m * \frac{H_{CONST.}^3}{6} \right) \longrightarrow M_u = 0.0292 \text{ tn} - m$$

$$\rho = 0.22 * \left(\frac{\sqrt{f'c/10.197}}{fy/10.197} \right) \longrightarrow \rho = 0.0024 \text{ tn} - m$$

$$\omega = \rho * \frac{fy}{f'c} \longrightarrow \omega = 0.0485 \text{ tn} - m$$

$$d_{p(2)} = \sqrt{\frac{M_u}{\phi * f'c * b * \omega * (1 - 0.59\omega)}} \longrightarrow d_{p(2)} = 2.1637 \text{ cm}$$

* Para obtener el espesor de la pared derecha se tienen los siguientes datos: $d_{PD} \geq r_a$

Peralte efectivo del canal, pared derecha. **(se considera solo el mayor)** $d_{PDER.} = 2.164 \text{ cm}$

Diámetro de la varilla de acero principal. $\phi_v = 3/8 \text{ pulg.}$

Diámetro de la varilla de acero transversal $\phi_T = 1/4 \text{ pulg.}$

Recubrimiento mínimo frente al contacto del suelo y agua $r_{suelo} = 7.00 \text{ cm}$

$$e_{PDER.-CALCULADO} = d_{PDER.} + \frac{\phi_v}{2} + r_{suelo} \longrightarrow e_{PDER.-CALCULADO} = 9.64 \text{ cm}$$

$$e_{PDER.-MIN} = r_{agua} + \phi_v + \phi_T + r_{suelo} \longrightarrow e_{PDER.-MIN} = 12.59 \text{ cm}$$

El espesor de la pared de diseño se tomará del mayor valor entre el espesor de la pared calculado y mínimo. De los resultados anteriores se tiene:

$$e_{PDER.-CALCULADO} < e_{PDER.-MIN} \longrightarrow e_{PDER.-DISEÑO} = 12.60 \text{ cm}$$

El espesor de la pared, por procesos constructivos se va a redondear al inmediato superior.

$$e_{PDER.-CONST.} = e_{PDER.} = 13.00 \text{ cm}$$

Entonces se tiene:

$$d_{P_{DER.}} = e_{P_{DER.}} - \frac{\phi_v}{2} - r_{suelo} = 5.524 \text{ cm}$$

3.5.2. Cálculo del espesor del canal, pared del lado izquierdo $e_{P_{IZQ.}}$

Altura total del canal (pared izquierda); $H_{Const.} = 0.50 \text{ m}$

Ancho del diseño; $b_{DISEÑO} = 0.70 \text{ m}$

Peso unitario del agua; $\gamma_{agua} = 1000 \text{ kg/m}^3$

Factor de reducción por flexión; $\phi = 0.90$

$$M_u = 1.4 * \left(\gamma_{agua} * 1m * \frac{H_{CONST.}^3}{6} \right) \rightarrow M_u = 0.0292 \text{ tn} - m$$

$$\rho = 0.22 * \left(\frac{\sqrt{f'c/10.197}}{fy/10.197} \right) \rightarrow \rho = 0.0024 \text{ tn} - m$$

$$\omega = \rho * \frac{fy}{f'c} \rightarrow \omega = 0.0485 \text{ tn} - m$$

$$d_p = \sqrt{\frac{M_u}{\phi * f'c * b * \omega * (1 - 0.59\omega)}} \rightarrow d_p = 2.1637 \text{ cm}$$

*Para obtener el espesor de la pared derecha se tienen los siguientes datos: $d_{P_D} \geq r_a$

Peralte efectivo del canal, pared del lado izquierdo (**se considera solo el mayor**)

$$d_{P_{IZQ.}} = 2.164 \text{ cm}$$

Diámetro del acero principal.

$$\phi_v = 3/8 \text{ pulg.}$$

Diámetro del acero transversal

$$\phi_T = 1/4 \text{ pulg.}$$

Recubrimiento mínimo frente al contacto del suelo y agua

$$r_{agua} = 4.00 \text{ cm}$$

$$e_{P_{IZQ.-CALCULADO}} = d_{P_{DER.}} + \frac{\phi_v}{2} + r_{agua} \rightarrow e_{P_{DER.-CALCULADO}} = 6.64 \text{ cm}$$

$$e_{P_{IZQ.-MIN}} = r_{agua} + \phi_v + \phi_T + r_{agua} \rightarrow e_{P_{DER.-MIN}} = 12.59 \text{ cm}$$

El espesor de la pared de diseño se tomará del mayor valor entre el espesor de la pared calculado y mínimo. De los resultados anteriores se tiene:

$$e_{P_{IZQ.-CALCULADO}} < e_{P_{IZQ.-MIN}} \longrightarrow e_{P_{DER.-DISEÑO}} = 12.60 \text{ cm}$$

El espesor de la pared, por procesos constructivos se va a redondear al inmediato superior.

$$e_{P_{IZQ.-CONST.}} = e_{P_{IZQ.}} = 13.00 \text{ cm}$$

Entonces se tiene:

$$d_{P_{IZQ.}} = e_{P_{IZQ.}} - \frac{\phi_V}{2} - r_{agua} = 8.524 \text{ cm}$$

3.5.3. Cálculo del ancho del canal, base total

$$B = e_{P_{IZQ.-DISEÑO}} + e_{P_{DER.-DISEÑO}} + b \longrightarrow B = 70.00 \text{ cm}$$

*Por procesos constructivos se tiene lo siguiente:

$$B = 70.00 \text{ cm}$$

***Para obtener el ancho total de la base se tienen los siguientes datos:**

Espesor de la base del canal	$e_b = 20.00 \text{ cm}$
Diámetro de la varilla de acero principal	$\phi_v = 3/8 \text{ pulg.}$
Diámetro de la varilla de acero transversal	$\phi_t = 1/4 \text{ pulg.}$
Recubrimiento mínimo frente al contacto del suelo	$r_{suelo} = 7.00 \text{ cm}$

***Donde se debe cumplir la siguiente condición:**

$$e_b > r_{agua} + \phi_v + \phi_t + r_{suelo} \longrightarrow e_b > 12.91 \text{ cm}$$

***Por lo tanto, el peralte efectivo de la losa del canal es:**

$$d_b = e_b - \frac{\phi_V}{2} - r_{suelo} \longrightarrow d_b = 12.52 \text{ cm}$$

PASO 04: Con los datos del diseño hidráulico (La información registrada tanto en campo como en el laboratorio) se realizó el análisis de la sub presión en el suelo. Los resultados serán de utilidad y será considerado en el diseño en concreto del canal.

4. Análisis hidráulico

4.1. Datos

***Datos obtenidos en el diseño hidráulico:**

Base interior del canal;	$b =$	0.44 m
Espesor piso o base;	$eb =$	0.20 m
Tirante hidráulico;	$Y =$	0.42 m
Borde libre;	$BL =$	0.08 m
Altura constructiva del canal;	$H_{Const.} =$	0.50 m ← $H_{Const.} = Y + B \cdot L$
Altura total del canal;	$H_{Total} =$	0.70 m ← $H_{Total} = H + e_b$

(Ver figura 34).

***Datos obtenido en campo/laboratorio y otros:**

Cota a nivel del canal (ver punto E);	2131.00 msnm
Cota a nivel del canal (ver punto F);	2134.00 msnm
Resistencia a la compresión del concreto;	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Peso unitario del concreto de armando;	$\gamma_{CA} = 2400 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de fluencia del acero;	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Recubrimiento en contacto con el suelo	$r_{suelo} = 0.07 \text{ m}$
Recubrimiento en contacto con el agua;	$r_{agua} = 0.04 \text{ m}$
Capacidad portante del terreno;	$\sigma_T = 1.71 \text{ kg/cm}^2$

4.2. Análisis de la sub presión en el suelo

*Número de canales de flujo: nf

$nf = 3$ (Se obtiene del gráfico)

*Número de caídas equipotenciales: nd

$nd = 8$ (Se obtiene del gráfico)

*Carga de posición: Z

Se obtiene del gráfico, teniendo en cuenta la posición de cada punto con respecto al nivel de referencia.

(Ver figura 35).

*Carga total: h

Se obtiene restando la pérdida de carga equipotencial en cada punto.

$$h = \frac{nf}{nd} \longrightarrow h = 0.375 \text{ Pérdida de carga equipotencial.}$$

*Carga de presión: hp

$$hp = Z - h$$

Con estos valores se realizará el diagrama de sub presión.

	A	B	C	D	E
Z	2131.00	2130.30	2130.30	2130.30	2131.00
h	2134.00	2133.25	2132.50	2131.75	2131.00
hp	3.00	2.95	2.20	1.45	0.00

(Ver figura 36)

PASO 05: Se realizó la verificación de la estabilidad del canal, considerando los factores de seguridad frente al deslizamiento, volteo y capacidad de carga.

5. Comprobar la estabilidad al deslizamiento y volteo del canal

5.1. Datos

***Datos obtenidos en el diseño geométrico del canal:**

Espesor de la pared del lado derecho;	$e_{P_{DER.}} = 0.130 \text{ m}$
Espesor de la pared del lado izquierdo;	$e_{P_{IZQ.}} = 0.130 \text{ m}$
Espesor de la base del canal;	$e_{P_{base}} = 0.200 \text{ m}$
Base del canal predimensionado;	$B = 0.700 \text{ m}$
Altura total (pared derecha del canal);	$H_{T_{der.}} = 0.700 \text{ m}$
Altura total (pared izquierda del canal);	$H_{T_{izq.}} = 0.700 \text{ m}$
Ángulo de fricción interna del suelo;	$\phi_{Suelo} = 31.200^\circ$
Peso específico del suelo;	$\gamma_{Suelo} = 1.455 \text{ tn/m}^3$
Peso específico del agua;	$\gamma_{agua} = 1.000 \text{ tn/m}^3$
Peso específico del concreto armado;	$\gamma_{C^{\circ}A^{\circ}} = 2.400 \text{ tn/m}^3$

***Se va a tener en cuenta 3 casos:**

CASO 01:	$H_{agua} = H_{construcción} = 0.500 \text{ m}$	Saturado
CASO 02:	$H_{agua} = Y = 0.420 \text{ m}$	Hasta su tirante máximo
CASO 03:	0.000 m	Vacío

$$\delta = \frac{2}{3} * \phi = 20.800^\circ \rightarrow f = \tan \delta = 0.380; E_{av-s} = E_{as} * \sin \alpha = 0.000 \text{ tn/m}$$

5.2. Análisis del momento estabilizante respecto al punto O y la fuerza estabilizante por gravedad (pesos)

Tabla 24

Cálculo del momento estabilizante y la fuerza estabilizante por gravedad. Caso 2

ELEMENTO	VOLUMEN POR 1M	PESO ESPECÍFICO	PESOS i	BRAZO DE PALANCA \bar{X}_1	$M_{estab. i}$
	m ³	Tn/m ³	Tn	m	
Pared izq. del canal	$H_{T_{izq.}} * e_{izq.} * 1m = 0.065 \text{ m}^3$	2.40 tn/m ³	0.156 tn	$\bar{X}_1 = \frac{e_{izq.}}{2} = 0.065 \text{ m}$	0.010 Tn-m
Pared der. del canal	$H_{T_{der.}} * e_{der.} * 1m = 0.065 \text{ m}^3$	2.40 tn/m ³	0.156 tn	$\bar{X}_2 = B - \frac{e_{der.}}{2} = 0.635 \text{ m}$	0.099 Tn-m
Base del canal	$e_{base} * B * 1m = 0.140 \text{ m}^3$	2.40 tn/m ³	0.336 tn	$\bar{X}_3 = \frac{B}{2} = 0.350 \text{ m}$	0.118 Tn-m
Peso del agua	$H_{agua} = H_{const.}$ $H_{agua} * b * 1m = 0.220 \text{ m}^3$	1.00 tn/m ³	0.220 tn	$\bar{X}_4 = e_{izq.} + \frac{B}{2} = 0.480 \text{ m}$	0.106 Tn-m
	$H_{agua} = \bar{Y}$ $H_{agua} * b * 1m = 0.185 \text{ m}^3$	1.00 tn/m ³	0.185 tn	$\bar{X}_4 = e_{izq.} + \frac{B}{2} = 0.480 \text{ m}$	0.089 Tn-m
	$H_{agua} = 0$ $H_{agua} * b * 1m = 0.000 \text{ m}^3$	1.00 tn/m ³	0.000 tn	$\bar{X}_4 = e_{izq.} + \frac{B}{2} = 0.480 \text{ m}$	0.000 Tn-m
Empuje Activo Vertical		$E_{V_a} * 1m$	0.000 tn	$\bar{X}_5 = B = 0.700 \text{ m}$	0.000 Tn-m

CASO 01:	$\sum F_{vi} = 0.868$	$\sum M_{estab.i} = 0.332 \text{ tn-m}$
CASO 02:	$\sum F_{vi} = 0.833$	$\sum M_{estab.i} = 0.316 \text{ tn-m}$
CASO 03:	$\sum F_{vi} = 0.648$	$\sum M_{estab.i} = 0.227 \text{ tn-m}$

Nota: Se muestra las fuerzas y momentos estabilizantes para los 3 casos en estudio.

5.3. Determinar el momento pasivo respecto al punto O y la fuerza lateral pasiva (generada por el suelo y líquido)

Tabla 25

Cálculo del momento y la fuerza lateral pasiva. Caso 2

Elemento del Empuje Pasivo	Fuerza lateral pasiva (Tn)	Brazo de Palanca m	$Mp_{estab.i}$ Tn-m
Emp. Pas. del Suelo (Componente horizontal)	$E_p * 1m = 1.123 \text{ Tn}$	$\bar{Y}_1 = \frac{\sum \bar{Y}_i * A_i}{\sum A_i} = 0.233 \text{ m}$	0.262 Tn-m
Empuje Pasivo del líquido	$H_{agua} = H_{const.}$ $E_{agua} * 1m = 0.125 \text{ Tn}$	$\bar{Y}_2 = \frac{H_{agua}}{3} + e_{base} = 0.367 \text{ m}$	0.046 Tn-m
	$H_{agua} = \bar{Y}$ $E_{agua} * 1m = 0.088 \text{ Tn}$	$\bar{Y}_2 = \frac{H_{agua}}{3} + e_{base} = 0.340 \text{ m}$	0.030 Tn-m
	$H_{agua} = 0$ $E_{agua} * 1m = 0.000 \text{ Tn}$	$\bar{Y}_2 = \frac{H_{agua}}{3} + e_{base} = 0.200 \text{ m}$	0.000 Tn-m

CASO 01:	$\sum F_{pH}i = 1.248 \text{ tn}$	$\sum Mp_{estab.i} = 0.308 \text{ tn-m}$
CASO 02:	$\sum F_{pH}i = 1.211 \text{ tn}$	$\sum Mp_{estab.i} = 0.292 \text{ tn-m}$
CASO 03:	$\sum F_{pH}i = 1.123 \text{ tn}$	$\sum Mp_{estab.i} = 0.262 \text{ tn-m}$

Nota: Se muestra las fuerzas laterales y momentos pasivos para los 3 casos en estudio.

5.4. Determinar el momento activo respecto al punto O y la fuerza lateral activa (generada por el suelo y líquido)

Tabla 26

Cálculo del momento y la fuerza lateral activa. Caso 2

Efecto del Empuje Activo	Fuerza lateral activa	Brazo de palanca	$M_{act.i}$ Tn-m
	Tn	m	
Emp. Act. del Suelo (Comp. Horizontal)	$E_{a_s} * \cos\alpha * 1m = 0.113 \text{ Tn}$	$\bar{Y}_1 = \frac{H_{Total}}{3} = 0.233 \text{ m}$	0.026 Tn-m
Emp. Act. del líquido (Canal)	$E_{agua} * 1m = 0.125 \text{ Tn}$	$\bar{Y}_2 = \frac{H_{agua}}{3} + e_{base} = 0.367 \text{ m}$	0.046 Tn-m
Emp. Act. del líquido (Napa freática)	$E_{agua} * 1m = 0.125 \text{ Tn}$	$\bar{Y}_2 = \frac{H_{agua}}{3} + e_{base} = 0.367 \text{ m}$	0.046 Tn-m
$\sum F_{H.ACT.i} = 0.363 \text{ tn}$		$\sum M_{act.i} = 0.118 \text{ tn-m}$	

Nota: Se muestra las fuerzas laterales y momentos activos para los 3 casos en estudio.

5.5. Factor de seguridad al deslizamiento

CASO 01: $F_{SDesli.} = \frac{f * (\sum F_v i) + H * (\sum F_{pH} i)}{\sum F_{H.ACT.i}} \geq 2; F_{SDesli.} = 2.626 \text{ (Aceptable)}$

CASO 02: $F_{SDesli.} = \frac{f * (\sum F_v i) + H * (\sum F_{pH} i)}{\sum F_{H.ACT.i}} \geq 2; F_{SDesli.} = 2.538 \text{ (Aceptable)}$

CASO 03: $F_{SDesli.} = \frac{f * (\sum F_v i) + H * (\sum F_{pH} i)}{\sum F_{H.ACT.i}} \geq 2; F_{SDesli.} = 2.224 \text{ (Aceptable)}$

5.6. Factor de seguridad al volteo

CASO 01: $F_{SVolteo.} = \frac{\sum M_{estab.i}}{\sum M_{act.i}} \geq 1.5; F_{SVolteo.} = 2.815 \text{ (Aceptable)}$

CASO 02: $F_{SVolteo.} = \frac{\sum M_{estab.i}}{\sum M_{act.i}} \geq 1.5; F_{SVolteo.} = 2.672 \text{ (Aceptable)}$

CASO 03: $F_{SVolteo.} = \frac{\sum M_{estab.i}}{\sum M_{act.i}} \geq 1.5; F_{SVolteo.} = 1.921 \text{ (Aceptable)}$

5.7. Factor de seguridad para la capacidad de carga

Considerar:

$$\frac{B}{6} = 0.117 \text{ m}$$

(Ver figura 37).

*Posición, con respecto al punto O, de la fuerza resultante vertical:

$$X' = \frac{\sum M_{estab.i} - \sum M_{act.i}}{\sum F_v i}$$

Donde: $X' = 0.247 \text{ m}$

*Cálculo de la excentricidad:

$$e = \frac{B}{2} - X' \rightarrow e = 0.105 \text{ m} < B/6$$

* Determinar la Base del canal modificado:

$$\text{Si } e > B/6 \rightarrow B = 6 * (e) = 0.000 \text{ m}$$

$B = 0.00\text{m}$ (Como cumple, no es necesario modificar la base del canal)

*Cálculo de los esfuerzos del terreno:

$$\sigma_{terreno} > \sigma_i \quad ; \quad \sigma_{terreno} = 17.100 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{\sum F_v i}{1 * B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \rightarrow \sigma_1 = 1.144 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} < \sigma_{terreno}$$

(Aceptable)

$$\sigma_2 = \frac{\sum F_v i}{1 * B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \rightarrow \sigma_2 = 0.071 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} < \sigma_{terreno}$$

(Ver figura 38).

PASO 06: Para hallar un factor de seguridad, se verificó la estabilidad del talud teniendo en cuenta toda la información obtenida del Estudio de Mecánica del Suelo y del diseño geométrico del canal. Este análisis se realiza en caso de que el deslizamiento del talud provoque el fallo del canal de riego.

6. Comprobación de la estabilidad al volteo y deslizamiento del canal

Para visualizar con mayor detalle el diagrama de dovelas y el diagrama de su sección, ver las figuras 39 y 40.

Donde se tiene lo siguiente:

Reacción normal de la Dovela i: $N_i = W_{i-total} * (\cos \theta_i)$

Longitud del Arco de la Dovela i: $\Delta L_i = \frac{b_i}{\cos \theta_i}$

Esfuerzo normal de la Dovela i: $\sigma_{ni} = \frac{N_i}{\Delta L_i}$

Resistencia al Esfuerzo cortante de la Dovela i: $S_i = c + \sigma_{ni} * (\tan \phi_i)$

Tabla 27

Comprobación de la estabilidad al volteo y deslizamiento del canal. Caso 2

*CUANDO SOLO SE PRESENTA UN SOLO TIPO DE SUELO										MOMENTO RESISTENTE				MOMENTO MOTOR		
N° de Dovela	Θ_i	ϕ_i	c	γ_i	bi	Ai	Wi (Est.)	Wi - dovela	Wi - total	Ni	ΔL_i	σ_{ni}	Si	Si* ΔL_i	Sen (Θ_i)	Wi*Sen (Θ_i)
Di	(°)	(°)	Tn/m ²	Tn/m ³	mts	m ²	Tn/m	Tn/m	Tn/m	Tn/m	mts	Tn/m ²	Tn/m ²	Tn/m		Tn/m
D-1	66.0	32.7	0.030	1.669	0.49	0.75		1.252	1.252	0.509	1.205	0.423	0.301	0.363	0.914	1.144
D-2	49.0	32.7	0.030	1.669	0.50	1.06		1.769	1.769	1.161	0.762	1.523	1.008	0.768	0.755	1.335
D-3	37.0	32.7	0.030	1.669	0.50	1.19		1.986	1.986	1.586	0.626	2.534	1.657	1.037	0.602	1.195
D-4	26.0	32.7	0.030	1.669	0.50	1.13		1.886	1.886	1.695	0.556	3.047	1.986	1.105	0.438	0.827
D-5	17.0	32.7	0.030	1.669	0.45	0.49	0.463	0.818	1.280	1.224	0.471	2.602	1.700	0.800	0.292	0.374
D-6	8.0	32.7	0.030	1.669	0.45	0.54	0.463	0.901	1.364	1.350	0.454	2.972	1.938	0.881	0.139	0.190
D-7	0.0	32.7	0.030	1.669	0.50	1.06		1.769	1.769	1.769	0.500	3.538	2.302	1.151	0.000	0.000
D-8	-10.0	32.7	0.030	1.669	0.50	1.00		1.669	1.669	1.644	0.508	3.237	2.108	1.070	-0.174	-0.290
D-9	-19.0	32.7	0.030	1.669	0.50	0.74		1.235	1.235	1.168	0.529	2.208	1.448	0.766	-0.326	-0.402
D-10	-29.0	32.7	0.030	1.669	0.50	0.49		0.818	0.818	0.715	0.572	1.251	0.833	0.476	-0.485	-0.396
D-11	-40.0	32.7	0.030	1.669	0.49	0.17		0.284	0.284	0.217	0.640	0.340	0.248	0.159	-0.643	-0.182
D-12								0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
D-13								0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
D-14								0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
D-15								0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
D-16								0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
D-17								0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
D-18								0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
D-19								0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
D-20								0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

$$\sum (S_i * \Delta L_i) = 8.576 \quad \sum (W_i * \sin \theta_i) = 8.794$$

Nota: Resultado de la sumatoria de los momentos motor y resistente de las dovelas analizadas.

Tener en cuenta lo siguiente:

Momento motor (desestabilizante): $M_{motor-i} = W_i * (\text{sen } \theta_i) * R$

Momento resistente (estabilizante): $M_{estabilizante-i} = (S_i * \Delta L_i) * R$

Cálculo del factor de seguridad a la estabilidad del talud:

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (M_{estabilizante-i})}{\sum_{i=1}^{i=n} (M_{motor-i})} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} (S_i * \Delta L_i)}{\sum_{i=1}^{i=n} (W_i * \sin \theta_i)} \geq 1.5$$

Por lo tanto: $F_s = 2.107$ (**Cumple**)

PASO 07: Por último, se completó el diseño de hormigón armado de los muros del canal y los cimientos. Se consultó el documento RNE E-060 (Concreto armado) para determinar las distancias máximas y mínimas, y se tuvo en cuenta el valor mínimo de la armadura como cantidad mínima. Del mismo modo, la geometría del canal y los refuerzos se tuvieron muy en cuenta durante todo el proceso de construcción.

7. Canal de riego, diseño en concreto armado

7.1. Cálculo del refuerzo del canal, en la pared del lado derecho

El detalle del diagrama de fuerza cortante y momento flector de la pared derecha del canal se visualiza en la figura 41.

Datos:

Altura hidráulica del canal de riego y drenaje:	$H_{CONST.} = 0.50$ m
Ancho de diseño:	$b_{DISEÑO} = 0.70$ m
Ángulo de inclinación del talud:	$\alpha = 0.000^\circ$
Peso Específico del suelo:	$\gamma_{SUEL.} = 1.455$ tn/m ³
Peralte efectivo de la pared derecha del canal:	$d_{PDER.} = 5.524$ cm
Recubrimiento mínimo frente al contacto del suelo:	$r_{suelo} = 7.00$ cm
Coefficiente activo:	$K_a = 0.317$
Resistencia a la compresión del concreto:	$f_c = 210$ kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200$ kg/cm ²

$$\sigma'_{aSU} = 1.7 * \gamma_S * K_a * H_{CONST.} = 0.393 \text{ tn/m}^2$$

$$E'_{a_{SU}} = \sigma'_{a_{SU}} * \frac{H_{CONST.}}{2} = 0.098 \text{ tn/m}$$

$$E'_{a_{H-SU}} = E'_{a_{SU}} * \cos \alpha = 0.098 \text{ tn/m}$$

$$F'_{a_{H-SU}} = E'_{a_{H-SU}} * 1\text{m} = 0.098 \text{ tn}$$

$$\bar{Y} = \frac{H_{CONST.}}{3} = 0.167 \text{ m}$$

*Cálculo de la Cortante último:

$$V_U = F'_{a_{H-SU}} \longrightarrow V_U = 0.098 \text{ tn}$$

*Cálculo del Momento último:

$$M_u = 1.7 * \left(\gamma_S * K_a * \frac{H_{CONST.}^3}{6} * 1\text{m} \right) * \cos \alpha \longrightarrow M_U = 0.016 \text{ tn} - \text{m}$$

7.1.1. Verificación por cortante

De la base de la pared del lado derecho del canal a una distancia d_{PDER} se ejecutará la verificación por cortante.

Debe cumplirse la siguiente condición: $V_{U \rightarrow d_{PDER.}} < \emptyset * V_C$

Factor de reducción por cortante: $\emptyset = 0.75$

Entonces:

$$\text{A. } V_{U \rightarrow d_{PDER.}} = 1.7 * \left(\gamma_S * K_a * \frac{(H_{CONST.} - d_{PDER.})^2}{2} * 1\text{m} \right) * \cos \alpha$$

$$V_{U \rightarrow d_{PDER.}} = 0.078 \text{ tn}$$

$$\text{B. } V_C = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_{DISEÑO} * d_{PDER.} * 10$$

$$V_C = 2.970 \text{ tn} \longrightarrow \emptyset * V_C = 2.227 \text{ tn}$$

7.1.2. Verificación por flexión

Factor de reducción por flexión: $\emptyset = 0.90$

Momento último: $M_U = 0.016 \text{ tn} - \text{m}$

A. Refuerzo vertical

*Determinar el Parámetro: R_U

$$R_U = \frac{M_U * 10^5}{b_{DISEÑO} * (d_{PDER.})^2} \longrightarrow R_U = 0.766 \text{ kg/cm}^2$$

*Determinar la cuantía de acero calculada (ρ_{CAL})

$$\rho_{CAL} = \frac{(\phi * fy) - \sqrt{(\phi * fy)^2 - 4 \left(R_U (fy)^2 * \frac{0.59\phi}{f'c} \right)}}{2 \left(0.59\phi * \frac{(fy)^2}{f'c} \right)} \longrightarrow \rho_{CAL} = 0.000203$$

*Determinar área del acero vertical calculada: $As_{V_{CAL}}$.

$$As_{V_{CAL}} = \rho_{CAL} * b_{DISEÑO} * d_{P_{DER}} \longrightarrow As_{V_{CAL}} = 0.079 \text{ cm}^2$$

*Determinar área mínima del acero vertical: $As_{V_{MIN}}$.

De acuerdo con el RNE: E-060 (Concreto Armado);

$$\rho_{MIN.} = 0.22 * \left(\frac{\sqrt{f'c/10.197}}{fy/10.197} \right) \longrightarrow \rho_{MIN.} = 0.002424$$

De acuerdo con el ACI 318 - 08; $\rho_{MIN.} = 0.0012$

Entonces: $\rho_{MIN.} = 0.002424$

Por lo tanto:

$$As_{V_{MIN}} = \rho_{MIN.} * b_{DISEÑO} * d_{P_{DER}} \longrightarrow As_{V_{MIN}} = 0.937 \text{ cm}^2$$

*Determinar área del acero vertical de diseño: $As_{V_{DISEÑO}}$.

Se considera el mayor valor entre: $As_{V_{CAL}}$ y $As_{V_{MIN}}$.

$$As_{V_{DISEÑO}} = 0.937 \text{ cm}^2$$

B. Refuerzo Horizontal

*Determinar la cuantía mínima del acero horizontal $\rho_{MIN.}$

Datos: $\phi_v = 5/8 \text{ pulg}$ $fy \geq 4200 \text{ kg/cm}^2$

Entonces: $\rho_{MIN.} = 0.0020$; Según el RNE: E-060

*Determinar el área de acero horizontal: $As_{H_{INT}}$.

$$As_H = \rho_{MIN.} * H_{agua} * d_{P_{IZQ.-T}} = 0.662 \text{ cm}^2$$

$$As_{H_{INT}} = \frac{1}{3} * As_H \longrightarrow As_{H_{INT}} = 0.221 \text{ cm}^2$$

*Determinar el espaciamiento del acero horizontal interno (S')

De acuerdo con el RNE: E-060; $S'_{MIN} = 2.540 \text{ cm}$; $S'_{MAX} = 40.00 \text{ cm}$

Donde: $S' = b_{DISEÑO} * \left(\frac{As_{\phi_v}}{As_{H_{INTERIOR}}} \right)$

Diámetro de la varilla: $\phi_v = 1/4 \text{ pulg} = 6.35 \text{ mm}$

Área del acero de la varilla que se va a usar

$$As_{\phi_v} = 0.317 \text{ cm}^2$$

Reemplazando en ecuación

$$S' = 100.431 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se utilizará

$$\phi_v = 1/4 \text{ pulg @ } 40.00 \text{ cm}$$

7.2. Cálculo del refuerzo del canal, en la pared del lado izquierdo

El detalle del esquema del momento flector y fuerza cortante de la pared izquierda del canal se visualiza en la figura 42.

Datos:

Altura hidráulica del canal de riego y drenaje: $H_{CONST.} = 0.50 \text{ m}$

Ancho de diseño: $b_{DISEÑO} = 0.70 \text{ m}$

Peso Específico del agua: $\gamma_{agua} = 1000 \text{ kg/m}^3$

Peralte efectivo de la pared derecha del canal: $d_{P_{IZQ.}} = 8.524 \text{ cm}$

Recubrimiento mínimo frente al contacto del suelo: $r_{agua} = 4.00 \text{ cm}$

Resistencia a la compresión del concreto: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo de fluencia del acero: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_{a_{AGUA-U}} = 1.4 * \gamma_{AGUA} * H_{CONST.} = 0.700 \text{ tn/m}^2$$

$$E_{a_{AGUA-U}} = \sigma_{a_{AGUA-U}} * \frac{H_{CONST.}}{2} = 0.175 \text{ tn/m}$$

$$F_{a_{AGUA-U}} = E_{a_{AGUA-U}} * 1 \text{ m} = 0.175 \text{ tn}$$

$$\bar{Y} = \frac{H_{CONST.}}{3} = 0.167 \text{ m}$$

*Cálculo de la Cortante último:

$$V_U = F_{a_{AGUA-U}} \longrightarrow V_U = 0.175 \text{ tn}$$

*Cálculo del Momento último:

$$M_u = 1.4 * \left(\gamma_{agua} * \frac{H_{CONST.}^3}{6} * 1m \right) \rightarrow M_u = 0.029 \text{ tn} - m$$

7.2.1. Verificación por cortante

De la base de la pared del lado derecho del canal a una distancia $d_{P_{IZQ}}$ se ejecutará la verificación por cortante.

Debe cumplirse la siguiente condición: $V_{U \rightarrow d_{P_{DER.}}} < \emptyset * V_C$

Factor de reducción por cortante: $\emptyset = 0.75$

Entonces:

A.
$$V_{U \rightarrow d_{P_{IZQ.}}} = 1.4 * \left(\gamma_{agua} * \frac{(H_{CONST.} - d_{P_{IZQ.}})^2}{2} * 1m \right)$$

$$V_{U \rightarrow d_{P_{IZQ.}}} = 0.120 \text{ tn}$$

B.
$$V_C = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_{DISEÑO} * d_{P_{IZQ.}} * 10$$

$$V_C = 4.583 \text{ tn}$$

$$\emptyset * V_C = 3.437 \text{ tn}$$

Comprobamos si se cumple la condición:

$$V_{U \rightarrow d_{P_{IZQ.}}} < \emptyset * V_C$$

$$0.120 \text{ tn} < 3.437 \text{ tn} \text{ (¡Cumple!)}$$

7.2.2. Verificación por flexión

Factor de reducción por flexión: $\emptyset = 0.90$

Momento último: $M_u = 0.029 \text{ tn} \cdot m$

A. Refuerzo vertical:

*Determinar el Parámetro: R_u

$$R_u = \frac{M_u * 10^5}{b_{DISEÑO} * (d_{P_{DER.}})^2} \rightarrow R_u = 0.573 \text{ kg/cm}^2$$

*Determinar la cuantía de acero calculada (ρ_{CAL})

$$\rho_{CAL} = \frac{(\phi * fy) - \sqrt{(\phi * fy)^2 - 4 \left(R_U (fy)^2 * \frac{0.59\phi}{f'c} \right)}}{2 \left(0.59\phi * \frac{(fy)^2}{f'c} \right)} \rightarrow \rho_{CAL} = 0.000152$$

*Determinar área del acero vertical calculada: $As_{V_{CAL}}$.

$$As_{V_{CAL}} = \rho_{CAL} * b_{DISEÑO} * d_{P_{DER}} \rightarrow As_{V_{CAL}} = 0.091 \text{ cm}^2$$

*Determinar área mínima del acero vertical: $As_{V_{MIN}}$.

De acuerdo con el RNE: E-060 (Concreto Armado);

$$\rho_{MIN.} = 0.22 * \left(\frac{\sqrt{f'c/10.197}}{fy/10.197} \right) \rightarrow \rho_{MIN.} = 0.002424$$

De acuerdo con el ACI 318 - 08; $\rho_{MIN.} = 0.0012$

Entonces: $\rho_{MIN.} = 0.002424$

Por lo tanto:

$$As_{V_{MIN}} = \rho_{MIN.} * b_{DISEÑO} * d_{P_{DER}} \rightarrow As_{V_{MIN}} = 1.446 \text{ cm}^2$$

*Determinar área del acero vertical de diseño: $As_{V_{DISEÑO}}$.

Se considera el mayor valor entre: $As_{V_{CAL}}$ y $As_{V_{MIN}}$.

$$As_{V_{DISEÑO}} = 1.446 \text{ cm}^2$$

*Determinar el espaciamiento del acero horizontal interno (S')

De acuerdo con el RNE: E-060; $S'_{MIN} = 2.540 \text{ cm}$; $S'_{MAX} = 40.00 \text{ cm}$

$$\text{Donde: } S' = b_{DISEÑO} * \left(\frac{As_{\phi_V}}{As_{H_{INTERIOR}}} \right)$$

Diámetro de la varilla: $\phi_v = 3/8 \text{ pulg} = 9.53 \text{ mm}$

Área del acero de la varilla que se va a usar

$$As_{\phi_V} = 0.713 \text{ cm}^2$$

Reemplazando en ecuación

$$S' = 34.494 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se utilizará

$$\phi_v = 3/8 \text{ pulg @ } 35.00 \text{ cm}$$

B. Refuerzo Horizontal

*Determinar la cuantía mínima del acero horizontal: ρ_{MIN} .

Datos: $\phi_v = 5/8 \text{ pulg}$ $f_y \geq 4200 \text{ kg/cm}^2$

Entonces: $\rho_{MIN} = 0.0020$; Según el RNE: E – 060

*Determinar el área de acero horizontal: $AS_{HINT.}$

$$AS_H = \rho_{MIN} * H_{agua} * d_{PIZQ.-T} = 0.773 \text{ cm}^2$$

$$AS_{HINT.} = \frac{1}{3} * AS_H \longrightarrow AS_{HINT.} = 0.258 \text{ cm}^2$$

* Determinar el espaciamiento del acero horizontal interno (S')

De acuerdo con el RNE: E-060; $S'_{MIN} = 2.540 \text{ cm}$; $S'_{MAX} = 40.00 \text{ cm}$

$$\text{Donde: } S' = b_{DISEÑO} * \left(\frac{AS_{\phi_v}}{AS_{HINTERIOR}} \right)$$

Diámetro de la varilla: $\phi_v = 1/4 \text{ pulg} = 6.35 \text{ mm}$

Área del acero de la varilla que se va a usar

$$AS_{\phi_v} = 0.317 \text{ cm}^2$$

Reemplazando en ecuación

$$S' = 86.035 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se utilizará

$$\phi_v = 1/4 \text{ pulg @ } 40.00 \text{ cm}$$

7.3. Determinar el refuerzo en la losa del canal

El detalle del esquema del momento flector y fuerza cortante de la losa del canal se visualiza en la figura 43.

Datos:

Altura hidráulica de la pared izquierda: $H_{CONST.} = 0.50 \text{ m}$

Ancho de diseño: $b_{DISEÑO} = 0.70 \text{ m}$

Base total del canal de riego y drenaje: $B = 0.70 \text{ m}$

Peso Específico del suelo:	$\gamma_{agua.} = 1000 \text{ kg/m}^3$
Peso Específico del concreto armado:	$\gamma_{C^{\circ A^{\circ}}} = 2400 \text{ kg/m}^3$
Espesor de la pared izquierda del canal:	$e_{P_{IZQ.}} = 13.00 \text{ cm}$
Espesor de la pared derecha del canal:	$e_{P_{DER.}} = 13.00 \text{ cm}$
Base hidráulica del canal:	$b = 44.00 \text{ cm}$
Espesor de la losa del canal:	20.00 cm
Peralte efectivo de la losa del canal:	12.524 cm
Recubrimiento mín. al contacto del suelo:	$r_{suelo} = 7.00 \text{ cm}$
Recubrimiento mín. al contacto del agua:	$r_{agua} = 4.00 \text{ cm}$
Peralte efectivo de la pared derecha del canal:	$d_{P_{IZQ.}} = 8.524 \text{ cm}$
Esfuerzo del terreno en condición de servicio:	$q_1 = 1.154 \text{ tn/m}$ $= \sigma_1 * 1m$
Esfuerzo del terreno en condición de servicio:	$q_2 = 0.061 \text{ tn/m}$ $= \sigma_2 * 1m$
	$F_{a_{AGUA-U}} = 0.175 \text{ cm}$
	$\bar{Y} = 0.167 \text{ cm}$
Resistencia a la compresión del concreto:	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de fluencia del acero:	$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$

*Calcular el Momento

$$M_{AGUA-U} = F_{a_{AGUA-U}} * (H_{AGUA}$$

$$M_{AGUA-U} = 0.064 \text{ tn} - m$$

*Calcular la carga del agua

$$W_{AGUA} = 1m * \gamma_{AGUA} * H_{CONST.}$$

$$W_{AGUA} = 0.500 \text{ tn/m}$$

*Calcular el peso propio de la estructura

$$W_{Prop.b} = 1m * \gamma_{C^{\circ A^{\circ}}} * e_b$$

$$W_{Prop.b} = 0.480 \text{ tn/m}$$

*Calcular el peso de la pared izquierda de la estructura

$$W_{P_{IZQ}} = 1m * \gamma_{C^{\circ A^{\circ}}} * H_{CONST.}$$

$$W_{P_{IZQ}} = 1.200 \text{ tn/m}$$

*Calcular el esfuerzo del terreno

$$q'_2 = q_2 + \left(\frac{q_1 - q_2}{B} * e_{P_{DER.}} \right) \longrightarrow q'_2 = 0.270 \text{ tn/m}$$

$$q''_2 = q_2 + \left(\frac{q_1 - q_2}{B} * (e_{P_{DER.}} + d_b) \right) \longrightarrow q''_2 = 0.462 \text{ tn/m}$$

*Calcular la Cortante Último

$$V_U = 1.7 * \left(q'_2 (e_{P_{IZQ.}} + b) + (q_1 - q'_2) \frac{(e_{P_{IZQ.}} + b)}{2} \right) - 1.4 * \left((W_{AGUA} * b) + W_{Prop.b} (e_{P_{IZQ.}} + b) + W_{P_{IZQ.}} (e_{P_{IZQ.}}) \right)$$

$$V_U = -0.224 \text{ tn}$$

*Calcular el Momento Último

$$M_U = 1.7 \left(\frac{q'_2 (e_{P_{IZQ.}} + b)^2}{2} + \frac{(q_1 - q'_2) (e_{P_{IZQ.}} + b)^2}{6} - 1.4 \left(\left(W_{AGUA} * \frac{b^2}{2} \right) + \frac{W_{Prop.b} (e_{P_{IZQ.}} + b)^2}{2} + \left(W_{P_{IZQ.}} (e_{P_{IZQ.}}) \left(\frac{e_{P_{IZQ.}}}{2} + b \right) \right) \right) \right) - M_{AGUA-U}$$

$$M_U = -0.196 \text{ tn}$$

7.3.1. Verificación por cortante

De la base de la pared del lado derecho del canal a una distancia $d_{P_{DER}}$ se ejecutará la verificación por cortante.

Debe cumplirse la siguiente condición: $V_{U \rightarrow d_{P_{DER.}}} < \emptyset * V_C$

Factor de reducción por cortante: $\emptyset = 0.85$

$$X'' = e_{P_{IZQ.}} + b - d_b = 44.476 \text{ cm}$$

Entonces:

$$A. \quad V_{U \rightarrow d_b} = 1.7 * \left(q'_2(X'') + (q_1 - q'_2) \frac{(X'')}{2} \right) - 1.4 \\ * \left((W_{AGUA} * (b - d_b)) + W_{Prop.b}(X'') + W_{PIZQ}(e_{PIZQ.}) \right)$$

$$V_{U \rightarrow d_b} = -0.203 \text{ tn}$$

$$B. \quad V_C = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d_b * 10 \\ V_C = 4.232 \text{ tn}$$

$$\emptyset * V_C = 3.597 \text{ tn}$$

7.3.2. Verificación por flexión

Factor de reducción por flexión: $\emptyset = 0.90$

Momento último: $M_u = 0.197 \text{ tn-m}$

A. Refuerzo inferior

*Determinar el Parámetro: R_u

$$R_u = \frac{M_u * 10^5}{b_{DISEÑO} * (d_{PIZQ.})^2} \longrightarrow R_u = 0.145 \text{ kg/cm}^2$$

*Determinar la cuantía de acero calculada (ρ_{CAL})

$$\rho_{CAL.} = \frac{(\emptyset * f_y) - \sqrt{(\emptyset * f_y)^2 - 4 \left(R_u (f_y)^2 * \frac{0.59\emptyset}{f'c} \right)}}{2 \left(0.59\emptyset * \frac{(f_y)^2}{f'c} \right)} \longrightarrow \rho_{CAL.} = 0.000038$$

*Determinar área del acero vertical calculada: $As_{I_{CAL.}}$

$$As_{I_{CAL.}} = \rho_{CAL.} * b_{DISEÑO} * d_b \longrightarrow As_{I_{CAL.}} = 0.034 \text{ cm}^2$$

*Determinar área mínima del acero inferior: $As_{I_{MIN.}}$

De acuerdo con el RNE: E-060 (Concreto Armado);

$$\rho_{MIN.} = 0.22 * \left(\frac{\sqrt{f'c/10.197}}{f_y/10.197} \right) \longrightarrow \rho_{MIN.} = 0.002424$$

De acuerdo con el ACI 318 - 08; $\rho_{MIN.} = 0.0012$

Entonces: $\rho_{MIN.} = 0.002424$

Por lo tanto:

$$A_{S_{MIN.}} = \rho_{MIN.} * b_{DISEÑO} * d_b \longrightarrow A_{S_{MIN.}} = 2.125 \text{ cm}^2$$

*Determinar área del acero vertical de diseño: $A_{S_{DISEÑO.}}$

Se considera el mayor valor entre: $A_{S_{CAL.}}$ y $A_{S_{MIN.}}$

$$A_{S_{DISEÑO.}} = 2.125 \text{ cm}^2$$

*Determinar el espaciamiento del acero horizontal interno (S')

De acuerdo con el RNE: E-060; $S'_{MIN} = 2.540 \text{ cm}$; $S'_{MAX} = 40.00 \text{ cm}$

Donde: $S' = b_{DISEÑO} * \left(\frac{A_{S_{\phi_V}}}{A_{S_{DISEÑO}}} \right)$

Diámetro de la varilla: $\phi_v = 3/8 \text{ pulg} = 9.53 \text{ mm}$

Área del acero de la varilla que se va a usar

$$A_{S_{\phi_V}} = 0.713 \text{ cm}^2$$

Reemplazando en ecuación

$$S' = 23.472 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se utilizará

$$\phi_v = 3/8 \text{ pulg @ } 23.50 \text{ cm}$$

B. Refuerzo Superior

*Determinar área mínima del acero superior: $A_{S_{SUPERIOR}}$

De acuerdo con el RNE: E-060 (Concreto Armado);

$$\rho_{MIN.} = 0.22 * \left(\frac{\sqrt{f'c/10.197}}{f_y/10.197} \right) \longrightarrow \rho_{MIN.} = 0.002424$$

De acuerdo con el ACI 318 - 08; $\rho_{MIN.} = 0.0012$

Entonces: $\rho_{MIN.} = 0.002424$

Por lo tanto:

$$A_{S_{SUPERIOR}} = \rho_{MIN.} * b_{DISEÑO} \longrightarrow A_{S_{MIN.}} = 1.234 \text{ cm}^2$$

Determinar el espaciamiento del acero superior (S')

De acuerdo con el RNE: E-060; $S'_{MIN} = 2.540 \text{ cm}$; $S'_{MAX} = 40.00 \text{ cm}$

Donde:
$$S' = b_{DISEÑO} * \left(\frac{As_{\phi_v}}{As_{SUPERIOR}} \right)$$

Diámetro de la varilla: $\phi_v = 3/8 \text{ pulg} = 9.53 \text{ mm}$

Área del acero de la varilla que se va a usar:

$$As_{\phi_v} = 0.713 \text{ cm}^2$$

Reemplazando en ecuación:

$$S' = 25.407 \text{ cm}$$

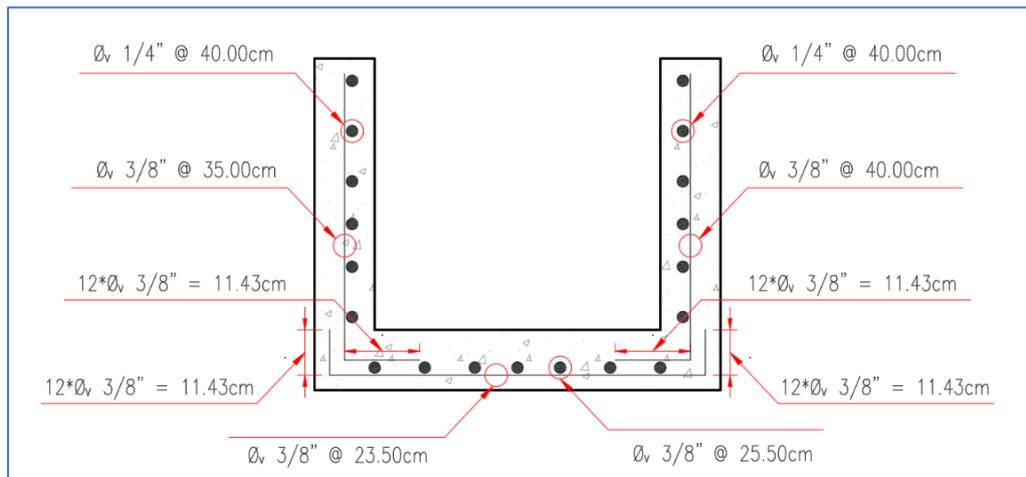
Por lo tanto, se utilizará:

$$\phi_v = 3/8 \text{ pulg @ } 25.50 \text{ cm}$$

7.4. Detalle de los refuerzos del canal

Figura 47

Detalle de los refuerzos del canal, sección típica. Caso 2

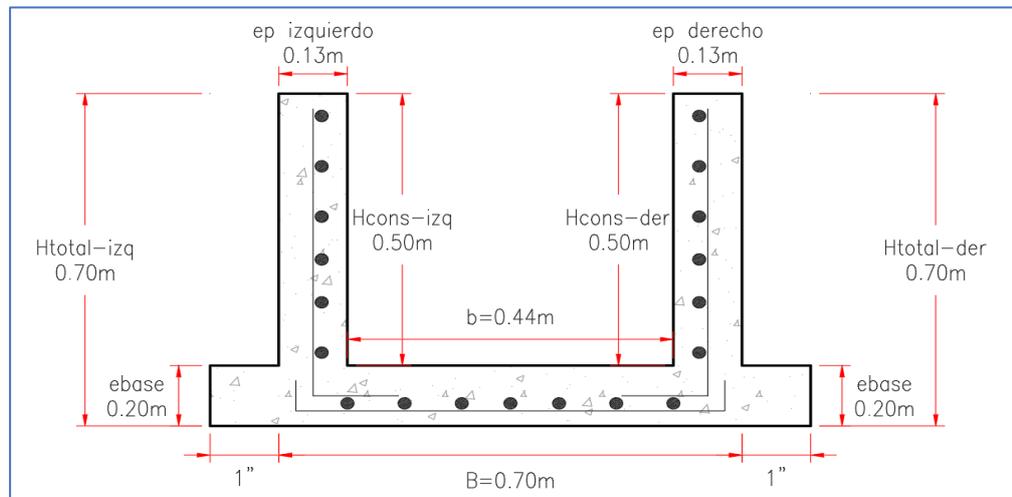


Nota: En el gráfico se muestra las cantidades, dimensiones, diámetro y distribución del acero de refuerzo en la sección típica del canal en estudio.

7.5. Detalle del canal, sección típica, para el proceso constructivo

Figura 48

Detalle del canal, sección típica, para el proceso constructivo. Caso 2



Nota: En el gráfico de la sección típica del canal en estudio, indican sus dimensiones.

CAPÍTULO V

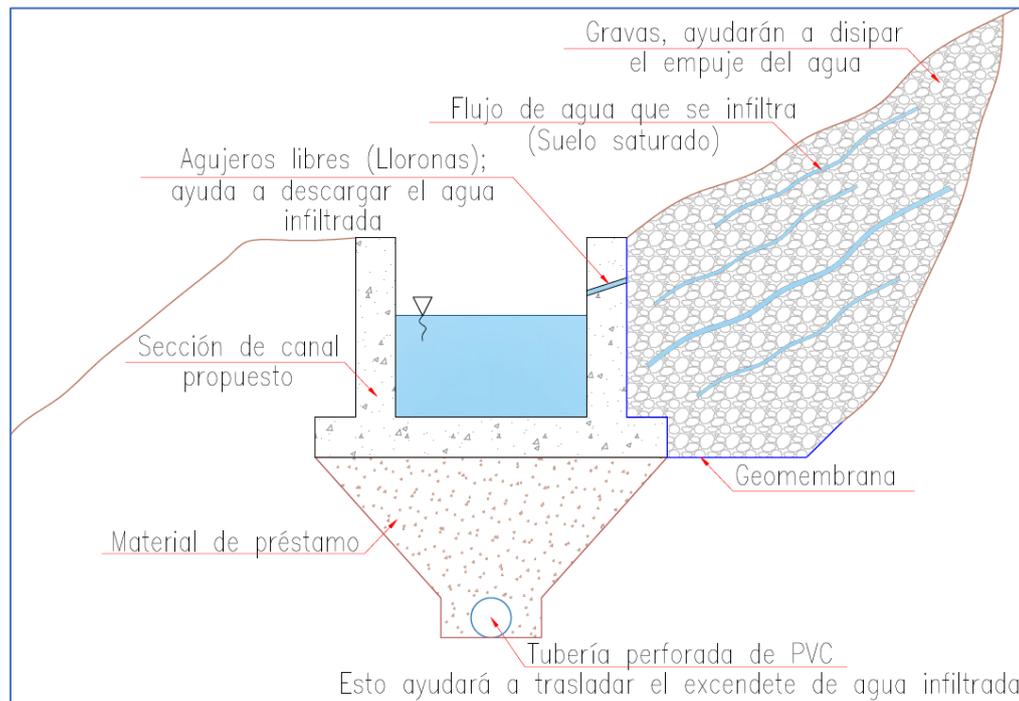
DISCUSIÓN DE RESULTADOS

La idea de que la aplicación de análisis estructurales, hidráulicos e hidrológicos mejorará el comportamiento del canal de riego en suelos saturados pudo demostrarse basándose en los resultados del proyecto de investigación CASO CANAL DE RIEGO CANCHAN LINDERO – TOMAYQUICHUA.

De los resultados obtenidos me muestra las siguientes figuras:

Figura 49

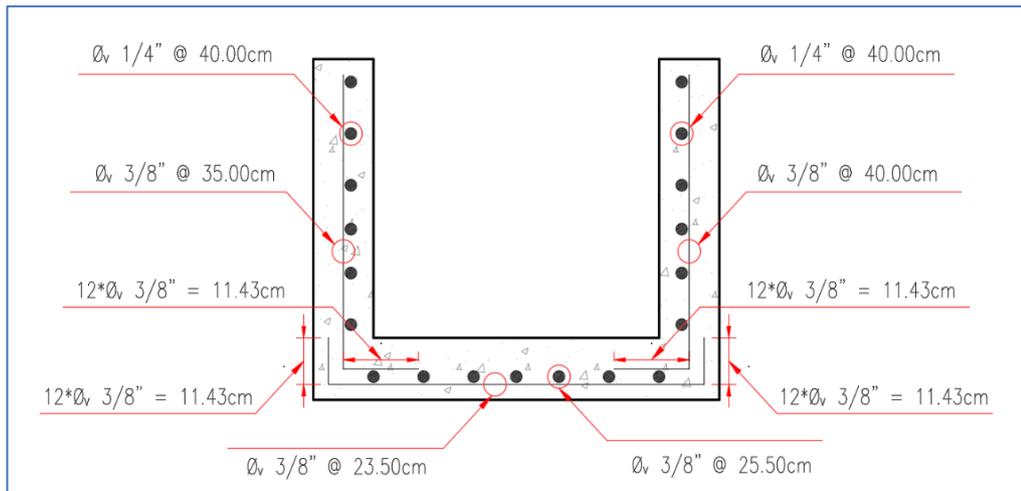
Sección típica para canales de riego en suelo saturado



Nota: El resultado del estudio de investigación, nos da como resultado esta sección típica, para canales de riego que se vean afectados por los suelos saturados. Adicional a ello se consideran una mejora del terreno, haciendo uso del material de préstamo y gravas, con la única finalidad de extender la vida útil para la cual fue diseñada. La grava cumplirá la función de disipar la energía que generaba el agua al estar en contacto directo con la pared lateral del canal de riego.

Figura 50

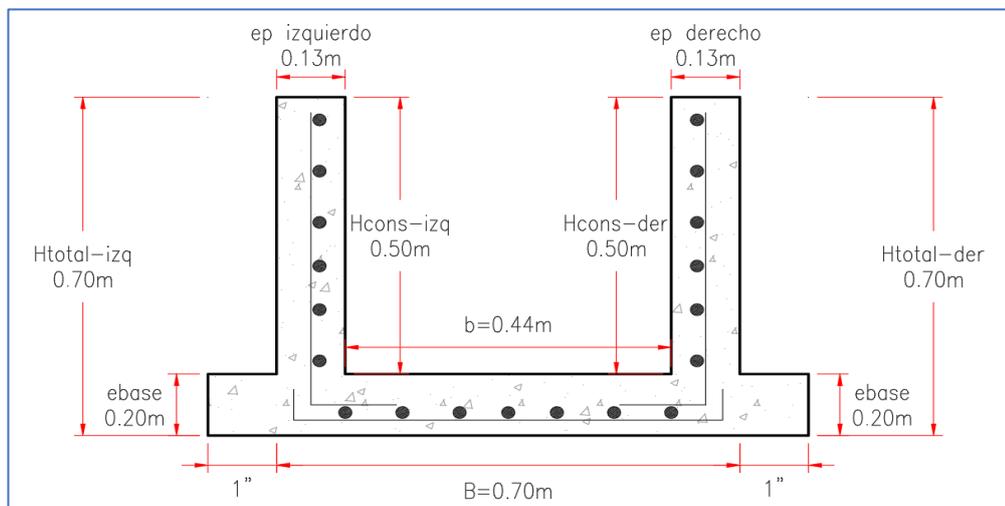
Detalle del refuerzo de acero en la sección típica del canal



Nota: En el gráfico se muestra el resultado del estudio realizado, donde se considera de manera óptima las cantidades, dimensiones, diámetros y distribución del acero de refuerzo en una sección típica del canal en estudio.

Figura 51

Detalle de la sección típica del canal, indicando sus dimensiones



Nota: En el gráfico se observa la sección típica del canal en estudio, indicando las medidas, las cuales serán de mucha utilidad durante el proceso constructivo, complementándose de manera perfecta con la información de la figura 49 y 50.

Por lo tanto el aporte de la presente investigación servirá para; los proyectos hidráulicos de irrigación, donde en su planimetría presente tramos de vulnerabilidad que son los suelos saturados (que pueden ocasionar colapsos para el transporte del caudal de diseño); hacer un análisis estructural, hidrológico e hidráulico, para que la sección hidráulica soporte y sea duradero en el tiempo ante la vulnerabilidad del suelo saturado y a la vez sea eficiente permitiendo aprovechar el recurso hídrico en su totalidad. Esta investigación también se debe tener en cuenta para los proyectos que están en etapa de perfil o en etapa de inversión o para futuros proyectos hidráulicos de irrigación. Es importante mencionar que el estudio detalla una sección típica de un canal de riego en suelo saturado, incluye el análisis estructural, hidráulico e hidrológico que mejora su comportamiento frente a suelos saturados.

Los proyectos con temas de estudio relacionados se utilizaron como referencias para ampliar la discusión de las conclusiones del proyecto de investigación. Se tendrán en cuenta las conclusiones más pertinentes de los siguientes autores:

Rodríguez (2018), en su proyecto investigación que titula: Diseño de un canal de concreto armado de sección rectangular para riego y drenaje, en taludes vulnerables, Conchamarca 2018, propone construir un canal de concreto armado de sección rectangular, este fue el objetivo principal para garantizar que los sistemas de drenaje e irrigación pudieran sobrevivir a los efectos de los taludes propensos a fallar. Como resultado de los ensayos, estudios e investigaciones, es posible prevenir el empuje de taludes en lugares de riesgo mediante el diseño de un canal de irrigación y drenaje de sección rectangular revestido de concreto y con presencia de refuerzo de acero, para el canal artesanal YAURIN - CONCHAMARCA.

Tirado (2018). Realizó su estudio de investigación titulada Sistema de drenaje en suelos saturados para la construcción de las lagunas de estabilización en la localidad de San Pedro de Lloc – Provincia de Pacasmayo Región La Libertad. El objetivo de este proyecto de investigación es utilizar la lógica hidráulica de las galerías filtrantes para bajar el nivel freático en los

arrozales de San Pedro de Lloc, Pacasmayo y La Libertad. Esto permitirá un mejor tratamiento de aguas residuales, gracias a la construcción, gestión y mantenimiento de las lagunas de estabilización.

El autor sugiere la construcción de un sistema de drenaje de galerías filtrantes que recoja, transporte y drene el agua de la capa freática por gravedad hacia un canal existente con el fin de reducir y gestionar el nivel de la capa freática por debajo del fondo de las balsas de estabilización.

Se colocó un emisor con punto de descarga en la acequia de Santa Elena a una cota inferior a la de los tubos y el geotextil. Esto permitió que la gravedad se encargara de la conducción y descarga, ahorrando dinero en electricidad y equipos de bombeo, lo que a su vez se tradujo en menores costes de mantenimiento y explotación de las balsas de estabilización. Siguiendo los cálculos hidráulicos apropiados, se crearon drenajes con un factor de seguridad a lo largo de la periferia de las lagunas de estabilización. Se utilizaron materiales locales (grava o guijarros y arena).

Además de cuidar la salud pública y el medio ambiente, este tipo de drenaje garantizaba que las cuencas estabilizadoras siguieran las directrices de tratamiento del drenaje y permitía un proceso de construcción sin problemas.

CONCLUSIONES

Los resultados del proyecto de estudio llevaron a las siguientes conclusiones, que se ajustan a su objetivo:

- Se evidenció la importancia del refuerzo de este canal. Como resultado del diseño estructural se obtuvo:
 - a) Refuerzo de la pared del lado izquierdo del canal, acero vertical de 1/4" @ 40 cm y acero horizontal de 3/8" @ 35 cm.
 - b) Refuerzo de la pared del lado derecho del canal, acero vertical de 1/4" @ 40 cm y acero horizontal de 3/8" @ 40 cm.
 - c) Refuerzo en la losa del canal, acero superior de 3/8" @ 25.50 cm y acero inferior de 3/8" @ 23.50 cm.

Además, se confirmó la estabilidad del canal frente al deslizamiento y el vuelco. Estos resultados demostraron que el comportamiento estructural del canal de riego en suelos saturados había mejorado.

- Se explicó que este canal de riego está diseñado para un caudal de 1.074 m³/s y para que funcione de manera satisfactoria contiene 4 aliviaderos. De esta manera se mejoró el comportamiento hidráulico del canal de riego en suelos saturados.
- Se probó que, analizar el comportamiento hidrogeológico del canal es importante para considerar la sub presión dentro del diseño del canal de riego en suelos saturados.
- El propósito del estudio de mecánica de suelos fue de determinar la capacidad portante, el peso específico, la cohesión, el ángulo de fricción, la presencia de nivel freático, la presencia de sulfato / cloruro, la permeabilidad y la clasificación del suelo donde se encuentra el canal en estudio.

RECOMENDACIONES

- Este proyecto de investigación es una solución práctica para considerarlo en el diseño de canales de riego en suelos saturados, teniendo en cuenta que son diseñados para incrementar la eficiencia de riego mas no para soportar deslizamiento de taludes y presiones hidráulicas.
- Los criterios técnicos utilizados en esta investigación, dará como resultado un incremento en el costo en la construcción del canal, pero en cuanto a la operación y mantenimiento el costo será menor, lo que garantiza una vida útil favorable del canal de riego.
- Es importante recopilar información meteorológica de la base de datos del SENAMHI, con ello se predimensiona el canal de riego, se determina el caudal en temporadas de lluvia con la finalidad de evitar un exceso de caudal durante el periodo de vida útil del canal y así evitar daños a los cultivos.
- Esta investigación servirá como antecedente para posteriores investigaciones de similares o distintas características de terreno, pero con presencia de suelos saturados.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alvarado, E. (2017). *Manual de Medición de Caudales*. Instituto Privado de Investigación sobre Cambio Climático. <https://icc.org.gt/wp-content/uploads/2018/02/Manual-de-medici%C3%B3n-de-caudales-ICC.pdf>
- Ballester, F., Castro, D. y Gil, M. (2000). Definición, función y clasificación de los geotextiles. *Arte y Cemento* 30/10/00, 1895, 122-130. <https://www.giteco.unican.es/pdf/publicaciones/AYC30-X-2000.pdf>
- Braja, D. (2013). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica* (4a edición). CENGAGE, México. <https://www.geologiaviva.info/wp-content/uploads/2022/01/fundamentos-de-ingenieria-geotecnica-BMD.pdf>
- Chow, V., Maidment, D. y Mays, L. (1994). *Hidrología aplicada*. Editorial McGRAW-HILL, Santafé de Bogotá, Colombia. <https://www.studocu.com/ru/document/omsk-state-agrarian-university/grammar-deutsch/hidrologia-aplicada-ven-te-chow-compress/27795177>
- Collazo, M. y Montaña, J. (2012). *Manual de Agua Subterránea* (1a edición). Ministerio de Ganadería Agricultura y Pesca, Uruguay. https://aquabook.agua.gob.ar/files/upload/contenidos/10_2/Manual-de-agua-subterranea-Uruguay.pdf
- Coyago, M. y Quishpe, A. (2023). *Diagnóstico y propuestas de solución para la rehabilitación del canal de riego Pucará, ubicado en el Cantón Mejía, Provincia de Pichincha*. <http://dspace.ups.edu.ec/handle/123456789/24279>
- Dirección de estudios de proyectos hidráulicos multisectoriales. (2010). *Manual: Criterios de diseños de obras hidráulicas para la formulación de proyectos hidráulicos multisectoriales y de afianzamiento hídrico*.

Autoridad Nacional del Agua, Lima.
<https://repositorio.ana.gob.pe/bitstream/handle/20.500.12543/3135/ANA0001746.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

Duran, X. (2019). *Los canales de regadío, las pérdidas de agua y las soluciones para el futuro*. Iagua. <https://www.iagua.es/blogs/xavi-duran-ramirez/canales-regadio-perdidas-agua-y-soluciones-futuro>

Fonseca, E. (2022). *Análisis de un sistema de riego agrícola para la optimización del recurso hídrico. Recinto Júpida-Daule*. <http://repositorio.ug.edu.ec/handle/redug/62787>

Fundación Centro Internacional de Hidrología Subterránea. (2014). *Tipos de Manantiales*. SCRIBD. <https://es.scribd.com/document/241602683/Tipos-de-Manantiales>

Gutiérrez, L (2021). *Mejoramiento hidráulico de un canal de riego aplicando revestimiento de concreto, Cospán, Cajamarca, 2021* <https://renati.sunedu.gob.pe/handle/sunedu/3044866?locale=es>

Hernández, R. (2014). *Metodología de la Investigación* (6a edición). Mc Graw Hill, México. <https://www.esup.edu.pe/wp-content/uploads/2020/12/2.%20Hernandez,%20Fernandez%20y%20Baptista-Metodolog%C3%ADa%20Investigacion%20Cientifica%206ta%20ed.pdf>

Llerena, F. (2010). *Drenaje Superficial en Terrenos Agrícolas*. SAGARPA, México. https://www.academia.edu/5713500/Drenaje_Superficial_en_Terrenos_Agr%C3%ADcolas_2_DRENAJE_SUPERFICIAL_EN_TERRENOS_AGR%C3%8DCOLAS

Loayza, L y Meza, C. (2022). *Comportamiento hidráulico de flujo de agua en canales de riego en zonas de singularidad – canal Molino, Mito, Junin, 2021*. <https://repositorio.continental.edu.pe/handle/20.500.12394/11467>

- Luquillas, D. (2021). *Drenaje mediante filtro de fibras sintéticas recicladas en suelos parcialmente saturados para la estabilización geotécnica, aplicado a muros de contención año 2019.*
<https://repositorio.uncp.edu.pe/handle/20.500.12894/8477>
- Maravi, G. (2021). *Diseño de geosintéticos para la estabilización de taludes y drenaje en la vía Chupaca - Rocha.*
<https://repositorio.upla.edu.pe/handle/20.500.12848/1853>
- Martínez, P., Martínez, P. y Castaño, S. (2006). *Fundamentos de Hidrogeología.* Mundi-Prensa, Madrid, España.
<https://www.geologiaviva.info/wp-content/uploads/2021/01/Fundamentos-de-Hidrogeologia.pdf>
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2008). *Manual de hidrología, hidráulica y drenaje.* Diario oficial El Peruano.
<https://spij.minjus.gob.pe/Graficos/Peru/2011/Octubre/10/RD-20-2011-MTC-14.pdf>
- Müggenburg, M. y Pérez, I. (2007). Tipos de estudio en el enfoque de investigación cuantitativa. *Enfermería Universitaria*, 4(1), 35-38.
<https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=358741821004>
- Morán, E. (2019). *Guía para la impermeabilización de cimentaciones mediante drenes y geotextiles para construcciones residenciales en zonas de alto nivel freático.*
<https://dspace.udla.edu.ec/handle/33000/11141?mode=full>
- Nina, R. (2018). *Saturado y un suelo sumergido.* SCRIBD.
<https://es.scribd.com/document/378424173/Diferencia-Con-Un-Suelo-Saturado-y-Un-Suelos-Sumergido>
- Rodríguez, P. (2008). *Hidráulica II.* México.
https://www.academia.edu/25000821/Hidr%C3%A1ulica_de_Canales_Pedro_Rodr%C3%ADguez_Ruiz

Rodríguez, C. (2018). *Diseño de un canal de sección rectangular de concreto armado para riego y drenaje, en taludes vulnerables, Conchamarca – 2018* [Tesis de pregrado, Universidad de Huánuco]. Repositorio Institucional UDH. <http://repositorio.udh.edu.pe/handle/123456789/1394>

Senara. (2023). *Drenaje*. Senara. <https://www.senara.or.cr/proyectos/drenaje.aspx>

Torres, R. (2008). *Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado*. Universidad de los Andes, Venezuela. <https://es.slideshare.net/luishtorresp/muros-de-contencin-2008rt-222722184>

Villón, M. (2007). *Hidráulica de Canales* (2da edición). Editorial Villón, Lima, Perú. <https://es.slideshare.net/simonmelgarejo/libro-de-hidraulica-de-canales-maximo-villon>

Werner, J. (1996). *Introducción a la Hidrología* (1era edición). Universidad Autónoma de Nueva León, México. <http://cdigital.dgb.uanl.mx/la/1080066373/1080066373.PDF>

COMO CITAR ESTE TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

Poma Alvino, J. (2024). *Análisis estructural, hidráulico e hidrogeológico para mejorar el comportamiento del canal de riego en suelos saturados - caso canal de riego Canchan Lindero – Tomayquichua – 2019*. [Tesis de pregrado, Universidad de Huánuco]. Repositorio Institucional UDH. <http://...>

ANEXOS

ANEXO 1

MATRIZ DE CONSISTENCIA

ANÁLISIS ESTRUCTURAL, HIDRÁULICO E HIDROGEOLÓGICO PARA MEJORAR EL COMPORTAMIENTO DEL CANAL DE RIEGO EN SUELOS SATURADO – CASO CANAL DE RIEGO CANCHAN LINDERO – TOMAYQUICHUA – 2019

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	DIMENSIÓN	METODOLOGÍA
<p>Problema General ¿Aplicando el análisis estructural, hidráulico e hidrogeológico mejorará el comportamiento del canal de riego en suelos saturados – CASO CANAL DE RIEGO CANCHAN LINDERO – TOMAYQUICHUA – 2019?</p>	<p>Objetivo General Demostrar que el análisis estructural, hidráulico e hidrogeológico mejorará el comportamiento del canal para riego en suelos saturados – CASO CANAL DE RIEGO CANCHAN LINDERO – TOMAYQUICHUA – 2019.</p>	<p>H₁: Si se aplica el análisis estructural, hidráulico e hidrogeológico mejorará el comportamiento del canal de riego en suelos saturados – CASO CANAL DE RIEGO CANCHAN LINDERO – TOMAYQUICHUA – 2019</p>	<p>Variable Independiente: Análisis estructural, hidráulico e hidrogeológico.</p>	<p>- Análisis estructural. - Análisis hidráulico. - Análisis hidrogeológico.</p>	<p>De acuerdo con su tipo: Investigación de tipo predictivo experimental</p>
<p>Problemas específicos</p> <ul style="list-style-type: none"> - ¿Evaluando el diseño mejorará el comportamiento estructural del canal de riego en suelos saturados? - ¿Evaluando el diseño mejorará el comportamiento hidráulico de un canal de riego en suelos saturados? - ¿Evaluando el diseño mejorará el comportamiento hidrogeológico de un canal de riego en suelos saturados? 	<p>Objetivos específicos</p> <ul style="list-style-type: none"> - Determinar el comportamiento estructural en un canal de riego en suelos saturados. - Determinar el comportamiento hidráulico en un canal de riego en suelos saturados. - Determinar el comportamiento hidrogeológico en un canal de riego en suelos saturados. 	<p>H₀: Si se aplica el análisis estructural, hidráulico e hidrogeológico no mejorará el comportamiento del canal de riego en suelos saturados – CASO CANAL DE RIEGO CANCHAN LINDERO – TOMAYQUICHUA – 2019</p>	<p>Variable Dependiente: Comportamiento de un canal de riego en suelos saturados.</p>	<p>- Suelo no saturado - Suelo medianamente saturado - Suelo saturado.</p>	<p>De acuerdo con su enfoque: Investigación de tipo cuantitativa</p> <p>De acuerdo con su alcance o nivel: Investigación de tipo explicativo</p> <p>De acuerdo con el diseño: Experimental tipo preexperimental</p>

ANEXO 2

PLANO DE UBICACIÓN Y LOCALIZACIÓN



ANEXO 3

INVENTARIADO DE SUELOS SATURADOS DEL CANAL DE RIEGO CANCHAN LINDERO – TOMAYQUICHUA

Inventariado de suelos saturados del canal de riego Canchan Lindero – Tomayquichua

- I. TIPO DE SUELO (KM 0+000 al 0+050)
- a. Saturado
 - b. Medianamente saturado
 - c. No saturado
- II. MEDIDA (metros): 50 m
- I. TIPO DE SUELO (KM 0+050 al 0+100)
- a. Saturado
 - b. Medianamente saturado
 - c. No saturado
- II. MEDIDA (metros): 50 m
- I. TIPO DE SUELO (KM 0+100 al 0+150)
- a. Saturado
 - b. Medianamente saturado
 - c. No saturado
- II. MEDIDA (metros): 50 m
- I. TIPO DE SUELO (KM 0+150 al 0+200)
- a. Saturado
 - b. Medianamente saturado
 - c. No saturado
- II. MEDIDA (metros): 50 m
- I. TIPO DE SUELO (KM 0+200 al 0+250)
- a. Saturado
 - b. Medianamente saturado
 - c. No saturado
- II. MEDIDA (metros): 50 m

NOTA: Se realizó el inventariado desde el KM 0+000 al 0+250.


 Mg. Ing. EFER DE JESUS MENDOZA
reg. CIP. N° 177907

ANEXO 4

PANEL FOTOGRÁFICO

Fotografía 1

Captación del canal de riego



Fotografía 2

Canal de riego, se visualiza el funcionamiento normal del canal. En los círculos encerrados se observan las Lloronas, son agujeros que permiten el libre ingreso que agua, de esa manera se reduce la presión hidrostática



Fotografía 3

Se observa la canoa propuesta en el proyecto, esta estructura en época de avenida ayuda a que el agua vaya de manera directa a la quebrada y no afecte al canal de riego



Fotografía 4

Limpieza del área aledaña para realizar las calicatas. Las calicatas fueron realizadas en puntos estratégicos



Fotografía 5

Calicata 01, presencia de agua a menos de 1.50 metros de profundidad. Se realiza Test de percolación



Fotografía 6

Limpeza del área aledaña para realizar las calicatas. Las calicatas fueron realizadas en puntos estratégicos



ANEXO 5

INFORME TÉCNICO Y ESTUDIO DE SUELOS

INFORME TECNICO Y ESTUDIO DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACIÓN



LABORTEC

LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO



PROYECTO:

**“ANÁLISIS ESTRUCTURAL, HIDRÁULICO DE
HIDROGEOLOGICO PARA MEJORAR EL
COMPORTAMIENTO DEL CANAL DE RIEGO EN
SUELOS SATURADOS – CASO CANAL DE RIEGO
CANCHAN LINDERO – TOMAYQUICHUA – 2019”**

PERTENECE:

LOCALIDAD DE CANCHAN LINDERO

SOLICITA:

BACH. JOSEPH WALTHER POMA ALVINO

UBICACIÓN:

**DISTRITO : TOMAYQUICHUA
PROVINCIA : AMBO
REGIÓN : HUANUCO**

EJECUTADO:

LABORTEC E.I.R.L.

TECNICO ESPECIALISTA:

ELIO AUGUSTO SAAVEDRA CABRERA

SEPTIEMBRE DEL 2021



LABORTEC
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



CONTENIDO

1.- DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

- 1.1 Introducción
- 1.2 Objetivos
- 1.3 Cartografía utilizada
- 1.4 Metodología
- 1.5 Ubicación
- 1.6 Acceso al Área de estudio
- 1.7 Condición Climática y Altitud de la Zona

2. GEOMORFOLOGIA, GEOLOGIA Y SISMICIDAD

- 2.1 Geomorfología
- 2.2 Geología
 - 2.2.1 Litoestratigrafía
- 2.3 Geodinámica Externa
- 2.4 Geodinámica Interna
- 2.5 Sismicidad

3. GEOTECNIA DEL AREA DE ESTUDIOS

- 3.1 Introducción.
- 3.2 Investigación de campo
 - 3.2.1 Registro de calicatas
 - 3.2.2 Muestreo de suelos
- 3.3 Ensayos de laboratorio
 - 3.3.1 Trabajos en Laboratorio
- 3.4 Perfil Estratigráficos

4. AGUA EN EL SUELOS

- 4.1 Introducción.
- 4.2 Reconocimiento de aguas freáticas

5. ANALISIS DE LA CIMENTACION DE LAS DIVERSAS ESTRUCTURAS

- 5.1 Objetivo del Estudio
- 5.2 Tipo de Cimentación.
- 5.3 Profundidad de Cimentación.
- 5.4 Cálculo y análisis de la capacidad Portante Admisible.
 - 5.4.1 Capacidad Portante Admisible C-01
 - 5.4.2 Capacidad Portante Admisible C-02



LABORTEC
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



6. AGRESION DEL SUELO DE CIMENTACION

7. ENSAYO DE PERMEABILIDAD

7.1 Introducción

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

ANEXOS.



LABORTEC
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

1.1 Introducción

El presente informe de Estudio de Suelos, corresponde al Proyecto: **“ANÁLISIS ESTRUCTURAL, HIDRAULICO DE HIDROGEOLOGICO PARA MEJORAR EL COMPORTAMIENTO DEL CANAL DE RIEGO EN SUELOS SATURADOS – CASO CANAL DE RIEGO CANCHAN LINDERO – TOMAYQUICHUA - 2019.”**. El que se ha desarrollado dentro de los lineamientos que establece los términos de referencia. Están ubicados en la localidad de cancha lindero, distrito de Tomayquichua - provincia de Ambo departamento de Huánuco.

Por la necesidad de contar con una buena infraestructura de servicios básicos y saneamiento, promover mejores oportunidades de ingresos económicos, generación de empleos, que les permita mejorar el nivel y calidad de vida de los pobladores de la localidad de canchan lindero.

1.2 Objetivos

El objetivo general del Estudio de Suelos y análisis de la configuración estratigráfica del proyecto: **“ANÁLISIS ESTRUCTURAL, HIDRAULICO DE HIDROGEOLOGICO PARA MEJORAR EL COMPORTAMIENTO DEL CANAL DE RIEGO EN SUELOS SATURADOS – CASO CANAL DE RIEGO CANCHAN LINDERO – TOMAYQUICHUA - 2019.”**

Es realizar la prospección geológica-geotécnica del área en estudios, a fin de determinar las características físicas mecánicas y químicas de los suelos y la profundidad del nivel freático, también determinar la estratigrafía general del terreno.

Son objetivos específicos del estudio:

- ✓ Inferir el perfil estratigráfico del suelo, con la finalidad de auscultar el tipo de terreno o material; y realizar el muestreo correspondiente.
- ✓ Determinar, en campo y laboratorio, las características físico-mecánicas de las muestras de suelos área del proyecto.
- ✓ Interpretar resultados y recomendar o definir, la capacidad portante de las estructuras a realizar.



Ing. Rider Cajaleón Jaramillo
CIP N° 169667



Elió Augusto Saavedra C.
TÉC. LABORATORIO DE SUELOS DE CONCRETO Y ASFALTO



LABORTEC
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



1.3 Cartografía Utilizada

MAPA N° 01 - MAPA VIAL DEL DEPARTAMENTO DE HUÁNUCO



MAPA N° 02 - MAPA FÍSICO - POLÍTICO DEL DEPARTAMENTO DE HUÁNUCO.



Dirección: Jr. Tarma
Celular : 962
Fono : 062
E-mail : laborte@laborte.com
Importante: La autenticidad de este informe puede ser verificado mediante el código QR



Ing. Rider Cajaleón Jaramillo
CIP N° 169667



Elió Augusto Saavedra C.
REC. LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO



LABORTEC
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



1.4 Metodología

El programa de trabajo consistió en:

- ❖ Recopilación y evaluación de la información existente.
- ❖ Prospección geológica – geotécnica de la zona.
- ❖ Ubicación y ejecución de pozos exploratorios.
- ❖ Toma de muestras alteradas e inalteradas.
- ❖ Realización de ensayos de campo y laboratorio.
- ❖ Análisis y evaluación de la información recopilada - determinación del perfil estratigráfico.
- ❖ Trabajo de gabinete. Elaboración del Informe.

1.5 Ubicación

El distrito de tomayquichua es uno de los ocho que conforman la provincia de Ambo ubicada en el departamento de Huánuco el centro del Perú.

MAPA N° 03 – MAPA DEL DISTRITO DE TOMAYKICHUA



El distrito de Tomayquichua limita por él:

Por el Norte: con la Provincia de Huánuco.

Por el Sur: con el Departamento de Pasco.

Por el Este: con el Distrito de Cayna.

Por el Oeste: con la Provincia de Lauricocha.

Dirección: Jr. Tarma No. 3 Huánuco
Celular 986 260 110
Fono 088 421 115
E-mail: info@labortec.com
Importante: La autenticidad de este informe puede ser verificado mediante el código QR

 
Ing. Rider Cajalón Jaramillo
CIP N° 169667

 
Elio Augusto Saavedra C.
REC. LABORATORIO DE SUELOS DE CONCRETO Y ASFALTO



LABORTEC
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



MAPA N° 04 – MAPA DE LA PROVINCIA DE AMBO



La provincia de Ambo tiene una superficie de 1.581 KM²

IMAGEN N° 01 – Vista satelital del área de Estudio



Ing. Rider Cajaleón Jaramillo
CIP N° 169667



Elio Augusto Saavedra C.
JEC. LABORATORIO DE SUELOS DE CONCRETO Y ASFALTO

Dirección: Jr. Tarma N° 101 - Huánuco
Celular : 962987000
Fono : 062-287145
E-mail : Labortec_eirl@hotmail.com
Importante: La autenticidad de este informe
puede ser verificado mediante el código QR



LABORTEC
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



1.6 Acceso al Área de Estudio:

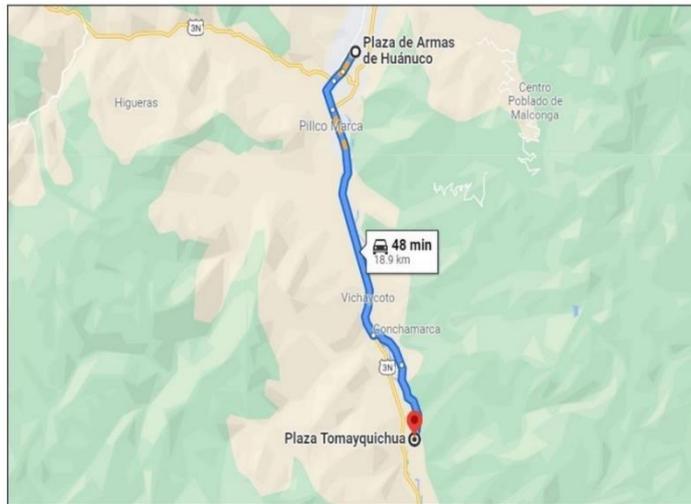
Desde Lima (capital de Perú) a Huánuco (capital del departamento) existe una distancia aproximada de 378 km en automóvil, siguiendo la ruta Lima – Huaral – Huayllay - Huánuco, en un tiempo aproximado de 8 horas con 02 minutos y Vía aérea en un tiempo de 40 minutos.

IMAGEN N° 02 – Recorrido de Lima a Huánuco



El acceso al área en estudios desde la plaza de armas de la ciudad de Huánuco tiene una distancia de 18.9 km, en un tiempo de 48 minutos en aproximadamente.

IMAGEN N° 03 – Recorrido desde la ciudad de Huánuco a Tomayquichua.



Dirección: J. de la Marina N° 01 - Huánuco
Celular: 983 211 111
Fono: 080 211 111
E-mail: info@labortec.com
Importante: La autenticidad de este informe puede ser verificada mediante el código QR N° 169667

LABORTEC

Ina Rider Cajalón Jaramillo

LABORTEC

Elio Augusto Saavedra C.
JEC. LABORATORIO DE SUELOS DE CONCRETO Y ASFALTO



LABORTEC
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



Cuadro 01 – Distancia desde de Lima hasta el distrito de Tomayquichua.

TRAMO	TIPO	DISTANCIA	TIEMPO
Lima - Huánuco	Asfaltada	378.00 Km.	08 h 02 m
Huánuco - Tomayquichua	Asfaltada - Afirmada	18.9 Km.	48 m
TOTAL		396.90 Km	8 h 50 m

1.7 Condición Climática y Altitud de la Zona:

Se caracteriza por ser un clima frío, cuya temperatura media del mes más cálido es superior a 0°C.

IMAGEN N° 04 – Altitud del área de Estudio Fuente Global Mapper



Por lo que su ubicación del distrito de Tomayquichua y el área en estudio según el Dr. Javier Pulgar Vidal, corresponda la región:

Región Quechua.

La región quechua constituye la zona medular de la región andina y se extiende desde los 2300m. Y los 3500 m.s.n.m. El relieve de esta región es escarpado conformado por los valles interandinos y los flancos de suave pendiente. Este relieve por efecto de la obra humana ha sido modificado a través de los siglos mediante sistemas de andenería y terraplenes. Sin embargo, la región se encuentra en los valles interandinos. Esta región es la más poblada de la Sierra, debido a las condiciones que presenta para el poblador andino, que se dedica a la agricultura y a la ganadería extensiva, a tal punto que podemos considerarla como la zona en donde la población peruana se ha adaptado mejor. El clima de esta región es templado-seco, con lluvias periódicas de diciembre a marzo, con variaciones sensibles de temperatura entre



LABORTEC
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

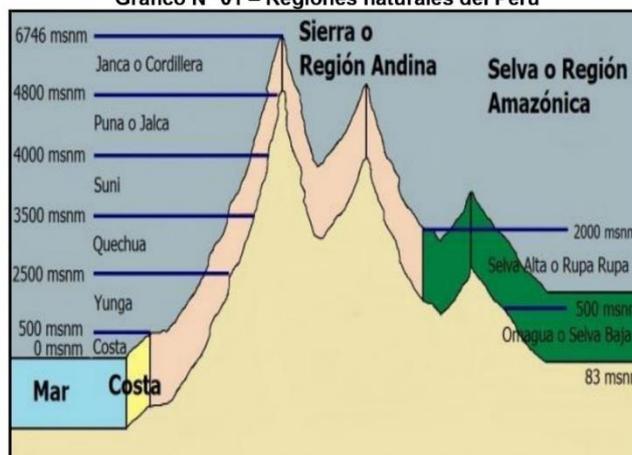


el día y la noche, pero con la moderación apropiada y permisible para la vida humana. Durante los meses que corresponden al invierno y a la primavera se produce una fuerte insolación debido a la transparencia de la atmósfera. De otro lado, durante la noche la temperatura baja súbitamente por la escasa humedad existente en el aire. En consecuencia podemos decir que hay un gran contraste térmico entre el día y la noche, entre las áreas expuestas al sol y la sombra.

Región Suni o Jalca

La región Suni o Jalca se encuentra situada entre los 3500m y los 4000 m.s.n.m. Significa "región alta" con relación a la Quechua. Su relieve se caracteriza por ser rocoso y escarpado, constituido por estrechos valles y por zonas ligeramente ondulantes, llamadas pampas. Además se pueden distinguir zonas abruptas y empinadas donde sobresalen muros escarpados, desfiladeros rocosos y cumbres afiladas; como consecuencia, las tierras agrícolas son escasas. Por su elevada altura la Región Suni viene a ser el límite superior de la actividad agrícola, constituyéndose como la región de la papa, la cebada y la quinua, el olluco. Además es la región donde predomina la minería. El clima de esta región es frío- seco con mayor oscilación que la quechua entre el día y la noche, y entre el sol y la sombra. La temperatura media anual es de 11°C.; la temperatura mínima se registra entre los meses de mayo a junio fluctuando entre -1°C a -16°C. Esta zona se caracteriza por las abundantes precipitaciones estacionales que tienen lugar entre los meses de enero a abril, que llegan a alcanzar un promedio de 800 mm., anuales. La flora típica de la región Suni está constituida por el quinuar, sauco, ñuccho, etc.

Grafico N° 01 – Regiones naturales del Perú



Dirección: Jr. Tarma N° 10 - Huancayo
Celular 962944444
Fono 053 271 7175
E-mail: labortec@btmail.com
Importante: La autenticidad de este informe puede ser verificado mediante el código QR

LABORTEC

Ing. Rider Cajalón Jaramillo
CIP N° 169667

LABORTEC

Elio Augusto Saavedra C.
REC. LABORATORIO DE SUELOS DE CONCRETO Y ASFALTO



LABORTEC
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



2. GEOMORFOLOGIA, GEOLOGIA Y SISMICIDAD

2.1 Geomorfología

La Geomorfología peruana, es el estudio de los relieves que tiene el Perú a lo largo y ancho de su territorio. Geomorfológicamente la forma estructural del área en estudio presenta una topografía plana y moderadamente accidentado.

- **Geomorfología Andina:**

La sierra, conformada por las altitudes del macizo andino es un conjunto de elevaciones que corren alineadas en cadenas paralelas: tres en el norte, tres en el centro, dos en el sur. Los Andes del norte confluyen con los del centro en el Nudo de Pasco y los de centro confluyen con los del sur en el Nudo de Vilcanota.

La región andina del Perú se divide en tres sectores:

Los Andes del norte: son más bajos y más húmedos que el promedio. Ello ha permitido que parte de la humedad y vegetación de la selva norte pueda trasladarse a la costa. Además en los Andes del norte podemos encontrar el punto más bajo de toda la Cordillera Andina: el Abra de Porculla que con 2145 metros permite pasar al otro lado de la vertiente.

Los Andes del centro: son los más altos y empinados y ello hace del centro un lugar de difícil acceso sólo impulsado por la dinámica que la ciudad de Lima genera.

Los Andes del sur: son de mayor espesor que los Andes del norte y del centro. En este paisaje se instalan los pueblos de mayor acervo y tradición de nuestro país. Si hacemos un corte transversal que vaya de Arequipa hasta la frontera con Bolivia, veremos que tenemos más de 500 km. de longitud a una gran altitud que sobrepasa los 4.000 m.

El territorio andino del Perú muestra una gran diversidad de unidades geomorfológicas, siendo los más importantes:

Las montañas: (nevados y volcanes) Ejemplos: Nevado de Huascarán (el más alto del Perú), Jerupaja el segundo más alto, Alpamayo el más bello de los picos del mundo. Coropuna, el volcán más alto del Perú, volcán Ubinas en Moquegua actualmente activo al igual que Sabancaya, que se encuentra en Arequipa.

Las altiplanicies: (mesetas y llanura intramontanas), son extensas llanuras frías, donde se desarrolla la ganadería de ovinos y camélidos. Las más importantes son: Collao en Puno la más extensa, Bon bon en Junín, Parinacochas en Ayacucho y Castrovirreina en Huncavelica.

Las cordilleras: importantes por contener glaciares. Ejemplos: Cordillera Blanca, cordillera de Carabaya, cordillera de La Chila, etc.

Los pasos o abras: son aberturas entre montañas, son valles en forma de U formado por los glaciares y tienen gran importancia para el trazado de redes viales transversalmente a la

Dirección: J. Huancayo 2004 Huánuco
Celular: 9862 3800
Fono: 0800 200000
E-mail: info@labortec.com
Importante: La autenticidad de este informe puede ser verificada mediante el código QR



LABORTEC
ING. RIDER CAJALCÓN JARAMILLO
CIP N° 169667



LABORTEC
ELIO AUGUSTO SAAVEDRA C.
REC. LABORATORIO DE SUELOS DE CONCRETO Y ASFALTO



LABORTEC
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

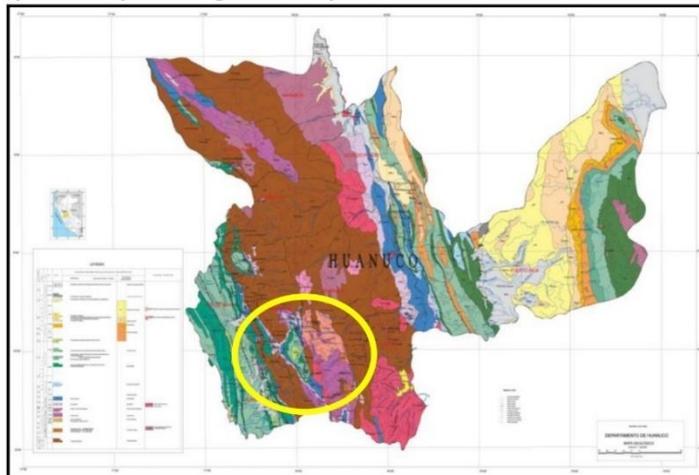


Tabla 01 - LEYENDA DEL MAPA GEOLOGICO - INGEMMET

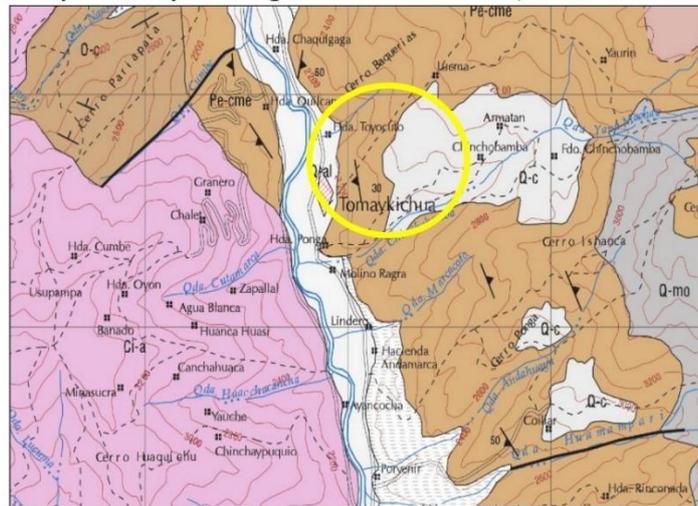
SIMBOLOS	UNIDADES SEDIMENTARIAS VOLCANICAS METAMORFICAS
	REGION ANDINA CORDILLERA OCCIDENTAL Y ORIENTAL
Qr-al	DEPOSITOS ALUVIALES
PE-e	COMPLEJO MARAÑÓN (ESQUISTO)

Leyenda del mapa geológico del Departamento Huánuco -, INGEMMET.

❖ **Mapa 05 - Mapa Geológico del Departamento de Huánuco-, INGEMMET.**



❖ **Mapa 06 - Mapa Geológico - 21 – K – AMBO -, INGEMMET.**



Dirección: Jr. Tarma N° 191 - Huánuco
Celular 982 774 110
Fono 080 822 832
E-mail: ingenieria@labortec.com
Importante: la autenticidad de este Rider Cajalón Jaramillo puede ser verificada mediante el código QR N° 169667

LABORTEC

Elio Augusto Saavedra C.
INGENIERO EN SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

LABORTEC



LABORTEC

LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



Complejo del Marañón (Pe – e)

Afloramientos de rocas asignadas al Neoproterozoico ocurren en la parte Este de los cuadrángulos de La Unión y Yanahuanca. Las rocas que afloran en las ventanas geológicas son pizarras. Esquistos y filitas de colores marrones a grises con miembros arenáceos más macizos de 30cm de espesor aproximadamente, desarrolladas esporádicamente. Muchas venillas pequeñas de cuarzo están presentes, las cuales son probablemente el resultado de segregación de un metamorfismo regional de bajo grado. Los clivajes están bien desarrollados, pero son extremadamente irregulares en su distribución.

(Qp - al) Depósitos Aluviales

En la localidad Ambo, margen derecha del río Huallaga, se observan terrazas con acumulación de varias decenas de metros constituidas por guijarros incluidos en matriz arenosa-limosa, clastos subangulosos a subredondeados semiconsolidados, a veces cortadas por barrancos con flancos verticales y frentes escarpados. El afloramiento tiene continuidad hacia el valle del Huallaga (alrededores de Huánuco). Puede creerse y es lo más verosímil, que se trate de un depósito fluvio-glaciar, no morrénico, pero hecho de materiales arrastrados en buena parte de morrenas y transportados por gravedad, flujos de lodo y deslizamiento lento.

2.3 Geodinámica Externa

Los riesgos geológicos como deslizamientos, derrumbes, desprendimiento de rocas, erosión de laderas, están relacionados a las fuertes pendientes, abundantes precipitaciones, mal uso de las tierras de cultivo y a la ocurrencia de sismos.

En la zona de estudio No se observan:

- **Erosión de laderas.**- Se entiende por erosión de laderas todos los procesos que ocasionan el desgaste y traslado de los materiales de superficie (suelo o roca). Ello se produce por el continuo ataque de agentes erosivos tales como: agua de lluvias, escurrimiento superficial, vientos, etc., que tienden a degradar la superficie natural del terreno. El terreno es producto del proceso de intemperización de estas montañas rocosas y al corte realizado en el área en estudio existente. Durante la etapa de exploración, No se ha evidenciado riesgos de esta naturaleza.
- **Deslizamientos.**- Es la ruptura o desplazamiento pendiente abajo y hacia fuera, de pequeñas a grandes masas de suelo, rocas o combinaciones de estos en un talud natural o artificial. Se caracteriza por presentar necesariamente un plano de deslizamiento o falla a lo largo del cual se produce el movimiento que puede ser lento o violento. Durante la etapa de exploración, No se ha evidenciado riesgos de esta naturaleza.
- **Derrumbes.**- Es la caída repentina de una porción de suelo y/o roca por pérdida de la resistencia al esfuerzo cortante, suele estar condicionado por la presencia de

Dirección: Jr. Tarma 100 - Huánuco
Celular
Fono
E-mail
Importante: La autenticidad de este informe
puede ser verificada mediante el código QR



Ing. Rider Cajaleón Jaramillo

CIP N° 169667



Elio Augusto Saavedra C.

JEC. LABORATORIO DE SUELOS DE CONCRETO Y ASFALTO



LABORTEC
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



discontinuidades o grietas. Durante la etapa de exploración, No se ha evidenciado riesgos de esta naturaleza.

- **Huaycos.-** Son avenidas intempestivas de agua turbia y turbulenta, y/o flujos viscosos rápidos, cargados de barro, sólidos de diferentes tamaños provenientes de rocas y suelos aguas arriba de la quebrada, a consecuencia de una fuerte precipitación pluvial de corto periodo. Durante la etapa de exploración, No se ha evidenciado riesgos de esta naturaleza.
- **Inundaciones.-** Una inundación es la ocupación por parte del agua de zonas que habitualmente están libres de esta, por desbordamiento de ríos, ramblas, por lluvias torrenciales, deshielo, por subida de las mareas por encima del nivel habitual, etc. Durante la etapa de exploración, no se ha evidenciado riesgos de esta naturaleza.

2.4 Geodinámica Interna

De acuerdo al análisis sismo tectónico se considera que en la tierra existen dos zonas muy importantes de actividad sísmica conocidas como Círculo Alpino Himalaya y el Círculo Circumpacífico. En esta última zona está localizado nuestro país, considerado como una región de alta actividad sísmica. El área que comprende el Proyecto no se mapeó presencia de estructuras geológicas importantes, tales como fallas geológicas activas o inactivas, discordancias, fracturas y grietas de gran potencia, sin embargo, se debe tener en cuenta la sismicidad de la zona.

2.5 Sismicidad

Por lo expuesto y de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones, los diseños estructurales deberán ser asísmicos. Por estudio de sitio similares a la micro zonificación, este terreno está ubicada en la **Zona 2**, con un factor de zona **Z 0.25**, con el cual serán calculados los parámetros de diseño.

MAPA N° 07 - MAPA - ZONIFICACIÓN SÍSMICA



*Fuente -E-30

Dirección: Jr. Tarma 1000 - Lima
Celular : 98 100 7000
Fono : 01 426 1000
E-mail : LABORTEC@laborotec.com
Importante: La autenticidad de este informe puede ser verificada mediante el código QR



Inge. Rider Cajaleón Jaramillo
CIP N° 169667



Elio Augusto Saavedra C.
ING. LABORATORIO DE SUELOS DE CONCRETO Y ASFALTO



LABORTEC
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



Cuadro Nº 02 - PARÁMETROS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE

FACTORES DE ZONA	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Según los Mapas de Zonificación Sísmicas y Mapa de Máximas Intensidades Sísmicas del Perú y de acuerdo a las Normas Sismo - Resistentes del Reglamento Nacional de Construcciones E - 050 y E - 030, el Distrito de Tomaykichua, Provincia de Ambo Departamento de Huánuco se encuentra comprendida en la Zona 2 correspondiéndole una sismicidad de intensidad fuerte a muy fuerte y grado VI a VII en la escala Mercalli Modificada. Teniendo en cuenta el terreno, clasificaremos a los suelos como tipo S1 Roca o Suelos muy rígidos y S2, Suelos Intermedios correspondiéndole un valor de $S_1 = 1,00$ y $S_2 = 1,20$.

Cuadro Nº 03 - FACTOR DE SUELO "S"

SUELO \ ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

De acuerdo a las Normas Peruanas de Diseño Sismo Resistente, La fuerza sísmica horizontal (V) que debe utilizarse para el diseño de una estructura debe calcularse con la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z * U * S * C}{R} * P$$

Dónde:

Z = Factor de zona

U = Factor de uso

S = Factor de suelo

C = Coeficiente sísmico

P = Peso de la edificación

R = Coeficiente de reducción



Dirección: Jr. Tarma 108 - 109 - Huancayo
Celular : 962987100
Fono : 065223333
E-mail : Labortec_eirl@hotmail.com
Importante: La autenticidad de este informe puede ser verificado mediante el código QR

Ing. Rider Cajaleón Jaramillo
CIP N° 169667



Elio Augusto Saavedra C.
LABORTEC LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



LABORTEC
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



El coeficiente sísmico se debe calcular en función del período de vibración fundamental de la estructura (T), y del período predominante de vibración del perfil del suelo TL(s) = 2.5 y 2.0, recomendándose para este último un valor de TP(s) = 0.4 y 0.6 segundos.

Cuadro N° 04 – PERFIL DE SUELO - PERIODOS “T_P Y T_L”

	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (S)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (S)	3,0	2,5	2,0	1,6

El factor de uso depende de la categoría de la edificación, la cual para nuestro caso se le califica como categoría A (Estructuras Especiales), correspondiéndole un valor de U = 1,5. El factor de suelo depende de las características de los suelos que conforman el perfil estratigráfico.

3. GEOTECNIA DEL ÁREA DE ESTUDIOS

3.1 Introducción

El estudio de los materiales que constituyen los diversos estratos existentes, ha permitido determinar las propiedades físico-mecánicas del terreno. Estas características se establecen a través de ensayos de campo y laboratorio, infiriendo el perfil estratigráfico del lugar mediante pozos de exploración, recolectando muestras y transportándolas al laboratorio para ser ensayadas de acuerdo a las normas vigentes.

3.2 Investigación de Campo

Dada la muy diversa problemática que puede derivarse tanto de la finalidad prevista inicialmente de la investigación, como de las condiciones geotécnicas del terreno, es complicado establecer unas recomendaciones de detalle para cada una de las distintas situaciones que podrían llegar a plantearse para el correcto desarrollo del presente estudio. Motivo por el cual se plantearon tres etapas distintas, la etapa de campo y recopilación de información, la etapa de laboratorio, y la etapa de gabinete.

3.2.1 Registro De Calicatas.

Como parte de la evaluación geotécnica del suelo de sub rasante existente a lo largo del trazo, se llevó a cabo un programa de exploración de campo, mediante la excavación de calicatas a cielo abierto y recolección de muestras para ser ensayadas en el laboratorio.

En total se excavaron ocho (02) calicatas o pozos “a cielo abierto”, a los que se denominó; C-1 C-02, La profundidad máxima que se alcanzó en las excavaciones para las estructuras fue de 1.50 m, En cada ubicación se registró el perfil estratigráfico del suelo de subsuelo clasificando los materiales, mediante el procedimiento de campo, establecido por el sistema de clasificación de suelos (SUCS). Cuando se detectó a presencia de cambios de las

Dirección: Jr. Tarma s/n 01010 Huánuco
Celular 983360000
Fono 081220115
E-mail: laboratorio@orbitalpa.com
Importante: La autenticidad de este informe puede ser verificada a través del código QR

 
Ing. Rider Cajaleón Jaramillo
RIP N° 169667

 
Elio Augusto Saavedra C.
JEC. LABORATORIO SUELOS DE CONCRETO Y ASFALTO



LABORTEC
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



características de los materiales encontrados en la excavación, se tomó una muestra representativa para la evaluación e identificación correspondiente en laboratorio.

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

3.2.2 Muestreo De Suelos

El objetivo del muestreo de suelos es obtener información confiable sobre un suelo específico. Aunque las muestras se colectan para obtener información respecto al cuerpo de suelo más grande denominado "población", tales muestras podrán ser o no representativas de la misma, dependiendo de cómo hayan sido seleccionadas y colectadas. Todos los suelos son naturalmente variables: sus propiedades cambian, horizontalmente, de manera transversal al paisaje y, verticalmente, más abajo del perfil del suelo. Lo primero que hay que consignar en la obtención de una muestra es que ésta sea representativa del terreno. Todo estudio geotécnico debe iniciarse con un reconocimiento detallado del terreno a cargo de personal experimentado. El objetivo de este reconocimiento es contar con antecedentes geotécnicos previos para programar la exploración. El programa de exploración que se elija debe tener suficiente flexibilidad para adaptarse a los imprevistos geotécnicos que se presenten.

No existen un método de reconocimiento o exploración que sea de uso universal, para todos los tipos de suelos existentes y para todas las estructuras u obras que se estudian.

a) Calicatas

Las calicatas permiten la inspección directa del suelo que se desea estudiar y, por lo tanto, es el método de exploración que normalmente entrega la información más confiable y completa. En suelos con grava, la calicata es el único medio de exploración que puede entregar información confiable, y es un medio efectivo para exploración y muestreo de suelos de fundación y materiales de construcción a un costo relativamente bajo. Es necesario registrar la ubicación y elevación de cada pozo, los que son numerados según la ubicación. Si un pozo programado no se ejecuta, es preferible mantener el número de otro lugar, para eliminar confusiones. La profundidad está determinada por las exigencias de la investigación pero esa dada, generalmente por el nivel freático.

b) Muestra alteradas

Se obtienen en general de las paredes de los pozos y comprometen estratos determinados o bien la suma de algunos de ellos, como es el caso de la investigación de yacimientos. Estas

Dirección: Jr. Tarma 7069, San Francisco
Celular : 982 287 143
Fono : 062 287 143
E-mail : labortec@hotmail.com
Importante: La autenticidad de este informe puede ser verificado mediante el código QR




Ing. Rider Cajaleón Jaramillo
CIP N° 169667




Elio Augusto Saavedra C.
REC. LABORATORIO DE SUELOS DE CONCRETO Y ASFALTO



LABORTEC
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



muestras deben guardarse en bolsas impermeables y de resistencia adecuada. Cada bolsa debe identificarse clara e indeleblemente.

Muestras en bolsas: Las muestras en bolsas se toman con pala, barreta o cualquier otra herramienta de mano conveniente y se colocan en bolsas sin tratar de mantener al suelo en forma inalterada.

c) Muestra inalteradas.

Este tipo de muestra se recorta de las paredes de los pozos y compromete estratos bien definidos. Después de cortadas deben revestirse con una capa de parafina sólida aplicada con brocha. Es conveniente agregar alrededor de un 30% de cera virgen a la parafina sólida con el fin de que la capa protectora sea menos rígida. Si la consistencia de la muestra es relativamente blanda, debe rodearse de grasa y recubrir una vez más con parafina sólida y cera. Las muestras sin perturbar deberán tomarse apenas excavadas las calicatas, en especial cuando se trate de suelos cuya estructura se ve afectada por los cambios de humedad. No deben escatimarse esfuerzos en el embalaje adecuado de las muestras, ya que el grado de perturbación que se le ocasione a una muestra no perturbada es irrecuperable y lleva a resultados erróneos. En las calicatas, es posible realizar ensayos en sitio tales como las pruebas de carga con placas, CBR, permeabilidades, medidas de densidad, etc. Las pruebas de carga pueden realizarse contra el fondo de la perforación o las paredes de la misma. Cada vez que sea necesario realizar un ensayo en sitio en una calicata, la excavación deberá realizarse considerando este hecho, dado que este tipo de prueba obliga a tomar medidas especiales que determinan la forma de excavación.

El muestreo es tan importante como el ensayo y se deben tomar las precauciones para obtener muestras que exhiban la naturaleza real y condiciones de los suelos que se representan. Salvo situaciones que exijan determinación de resistencia o consolidación, las muestras necesarias para diseño de superestructura de obras proyectadas. Dentro de los trabajos exploratorios se realiza una prospección visual manual, para obtener algunos parámetros en campo como son:

- **Tamaño:** Los suelos gruesos son aquellos en que más de la mitad de las partículas son visibles. En esta estimación se excluyen las partículas gruesas mayores a 80 mm (3"); sin embargo, tal fracción debe ser estimada visualmente y el porcentaje indicado independientemente del material inferior a 80 mm. La fracción gruesa comprende los tamaños de gravas y arenas, y la fracción fina los limos y arcillas.
- **Olor:** Las muestras recientes de suelos orgánicos tienen un olor distintivo que ayuda a su identificación. El olor puede hacerse manifiesto calentando una muestra húmeda.

Dirección: Jr. Tarma 1001 - Tarma
Celular : 982987700
Fono : 072201414
E-mail : labortec_om@gmail.com
Importante: La autenticidad del presente informe puede ser verificado mediante el código QR



Ing. Rider Cajaleón Jaramillo
CIP N° 169667



Elio Augusto Saavedra C.
JEC LABORATORIO S.A. DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



LABORTEC
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



- **Cementación:** Algunos suelos muestran definida evidencia de cementación en estado inalterado. Esto debe destacarse e indicar el grado de cementación, descrito como débil o fuerte. Verificando con ácido clorhídrico si es debida a carbonatos y su intensidad como ninguna, débil o fuerte.
- **Color:** Se debe indicar el color predominante.
- **Clasificación:** Se debe indicar además la clasificación probable. Pueden usarse clasificaciones dobles cuando un suelo no pertenece claramente a uno de los grupos, pero tiene fuertes características de ambos grupos. Deben colocarse entre paréntesis para indicar que han sido estimadas.
- **Estructura:** Si los materiales presentan capas alternadas de varios tipos o colores se denominará estratificado; si las capas o colores son delgados, inferior a 6 mm, será descrito como laminado; fisurado si presenta grietas definidas; lenticular si presenta inclusión de suelos de textura diferente.
- **Nombre local:** El uso de nombres típicos tales como caliche, maicillo, pumicita, cancagua, etc., además de su designación según el sistema de clasificación de suelo, ayuda a identificar sus condiciones naturales.
- **Humedad:** En las muestras recientes deberá registrarse la humedad. Los materiales secos necesitan una cantidad considerable de agua para obtener un óptimo de compactación. Los mojados necesitan secarse para llegar al óptimo, y los saturados son los suelos ubicados bajo un nivel freático.
- **Densificación:** La compacidad o densidad relativa de suelos sin cohesión puede ser descrita como suelta o densa, dependiendo de la dificultad que oponga a la penetración de una cuña de madera.

3.3 Ensayos de Laboratorio

Las muestras seleccionadas como representativas fueron enviadas al Laboratorio de Mecánica de Suelos, para la realización de los ensayos estándar y ensayos especiales (Corte Directo) para determinar el Angulo de fricción interna de los suelos y la cohesión del mismo, para el cálculo de la capacidad portante.

3.3.1 Trabajos en Laboratorio

Antes de su ingreso al laboratorio para el análisis respectivo, las muestras tienen que ser secadas, molidas, tamizadas, homogenizadas, cuarteadas y correctamente identificadas, según el objetivo que se persiga con ellas. Antes de su ingreso al laboratorio para el análisis respectivo, las muestras tienen que ser secadas, molidas, tamizadas, homogenizadas, cuarteadas y correctamente identificadas, según el objetivo que se persiga con ellas.

Dirección: Jr. Tambores 1000
Celular : 982022710
Fono : 062-287143
E-mail : info@labortec.com
Importante: La autenticidad de este informe puede ser verificado mediante el código QR



Ing. Rider Cajaleón Jaramillo
CIP N° 169667



Elio Augusto Saavedra C.
TEC. LABORATORIO DE SUELOS DE CONCRETO Y ASFALTO



LABORTEC
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



- **Secado**

Las muestras que se piensan almacenar durante algún tiempo antes de concluirlos análisis, se deben secar previamente para evitar cambios químicos que se puedan producir al almacenarlas húmedas durante mucho tiempo. Debido a las rápidas variaciones que se producen en las condiciones químicas del suelo durante la desecación, algunos análisis se recomiendan hacerlos usando muestras húmedas poco después de haber sido tomadas en el campo.

- **Granulometría**

La granulometría se define como la distribución de los diferentes tamaños de las partículas de un suelo, expresado como un porcentaje en relación con el peso total de la muestra seca. Aprenderemos a utilizarla como un instrumento en la clasificación de los materiales, ya que la descripción por tamaño tiene especial interés en la selección de materiales para rellenos de carreteras y presas, los cuales requieren materiales con graduaciones determinadas.

IMAGEN N° 05 – ENSAYO GRANULOMETRICO



- **Distribución Granulométrica;** Se denomina distribución granulométrica de un suelo a la división del mismo en diferentes fracciones, seleccionadas por el tamaño de sus partículas componentes; las partículas de cada fracción se caracterizan porque su tamaño se encuentra comprendido entre un valor máximo y un valor mínimo, en forma correlativa para las distintas fracciones de tal modo que el máximo de una fracción es el mínimo de la que le sigue correlativamente.

Dirección: Jr. Tarma N° 1100 - Tarma
Celular : 962997700
Fono : 062-287143
E-mail : Labortec_eirl@hotmail.com
Importante: La autenticidad de este informe puede ser verificado mediante el código QR

 
Ing. Rider Cajaleón Jaramillo
CIP N° 169667

 
Elio Augusto Saavedra C.
REC. LABORATORIO DE SUELOS DE CONCRETO Y ASFALTO



LABORTEC
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



- **Identificación**

Una vez homogenizadas las muestras se envasan adecuadamente en bolsas de plástico o papel, selladas adecuadamente y se identifican con toda la información necesaria para ser procesado en los ensayos básicos de clasificación de suelos.

- **Clasificación de Suelos**

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) deriva de un sistema desarrollado por A. Casagrande para identificar y agrupar suelos en forma rápida en obras militares durante la guerra. Este sistema divide los suelos primero en dos grandes grupos, de granos gruesos y de granos finos. Los primeros tienen más del 50 por ciento en peso de granos mayores que 0,08 mm; se representan por el símbolo G si más de la mitad, en peso, de las partículas gruesas son retenidas en tamiz 5 mm, y por el símbolo S si más de la mitad pasa por tamiz 5 mm. A la G o a la S se les agrega una segunda letra que describe la graduación: W, buena graduación con poco o ningún fino; P, graduación pobre, uniforme o discontinua con poco o ningún fino; M, que contiene limo o limo y arena; C, que contiene arcilla o arena y arcilla.

Los suelos finos, con más del 50 por ciento bajo tamiz 0,08 mm, se dividen en tres grupos, las arcillas (C), los limos (M) y limos o arcillas orgánicos (O). Estos símbolos están seguidos por una segunda letra que depende de la magnitud del límite líquido e indica la compresibilidad relativa: L, si el límite líquido es menor a 50 y H, si es mayor.

- **Contenido de Humedad**

El proceso de la obtención del contenido de humedad de una muestra se hace en laboratorios, el equipo de trabajo consiste en un horno donde la temperatura pueda ser controlable. Una vez tomada la muestra del sólido en estado natural se introduce al horno. Ahí se calienta el espécimen a una temperatura de más de 100 grados Celsius, para producir la evaporación del agua y su escape a través de ventanillas. Se debe ser cuidadoso de no sobrepasar el límite, para no correr el riesgo de que el suelo quede cremado con la alteración del cociente de la determinación del contenido de humedad. El material debe permanecer un periodo de doce horas en el horno, por esta razón se acostumbra a iniciar el calentamiento de la muestra de suelo al final del día, para que así se deshidrate durante toda la noche. El objetivo del estudio es conocer y determinar el porcentaje de humedad de suelo. Es la proporción porcentual entre la fase líquida (agua) y la parte sólida del suelo (partículas minerales del suelo).

Se muestra en la siguiente expresión:

$$W(\%) = \frac{Ww * 100}{Ws}$$

Dirección: Jr. Tarma N.º 1001
Celular : 962577700
Fono : 062-424000
E-mail : labortecc@comcel.com.pe
Importante: La autenticidad de este informe puede ser verificado mediante el código QR



Ing. Rider Cajalón Jaramillo
CIP N° 169667



Elio Augusto Saavedra C.
ING. LABORATORIO DE SUELOS DE CONCRETO Y ASFALTO



LABORTEC
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



Ww = Peso del agua en la muestra

Ws = Peso del suelo seco

- **Límites de Atterberg (LL, LP, IP)**

Determinación del límite líquido, plástico e índice plástico.

El objetivo del ensayo es determinar el límite líquido, plástico e índice plástico de una muestra de suelo. Una vez realizado el análisis granulométrico el cual nos permite estudiar el tamaño de estas partículas y medir la importancia que tendrán según la fracción de suelo que representen (gruesos, gravas, arenas, limos y arcillas). Si bien un análisis granulométrico es suficiente para gravas y arenas, cuando se trata de arcillas y limos, turbas y margas se debe completar el estudio con ensayos que definan la plasticidad del material.

Límite Líquido LL: es el contenido de humedad por encima del cual la mezcla suelo-agua pasa a un estado líquido. En este estado la mezcla se comporta como un fluido viscoso y fluye bajo su propio peso. Por debajo de éste contenido de humedad la mezcla se encuentra en estado plástico. Cualquier cambio en el contenido de humedad a cualquier lado de LL produce un cambio en el volumen del suelo.

Límite Plástico LP: es el contenido de humedad por encima del cual la mezcla suelo-agua pasa a un estado plástico. En este estado la mezcla se deforma a cualquier forma bajo ligera presión. Por debajo de éste contenido de humedad la mezcla está en un estado semi sólido. Cualquier cambio en el contenido de humedad a cualquier lado de LP produce un cambio en el volumen del suelo.

Índice de Plasticidad IP: Atterberg definió el índice de plasticidad para describir el rango de contenido de humedad natural sobre el cual el suelo era plástico. El índice de plasticidad IP, es por tanto numéricamente igual a la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico:

$$IP = LL - LP$$

- **Peso Unitario.**

El peso unitario es definido como la masa de una masa por unidad de volumen. El peso unitario del suelo varía de acuerdo al contenido de agua que tenga el suelo, que son: húmedo (no saturado), saturado y seco. El objetivo del ensayo es: determinar el peso unitario saturado y seco, implícitamente mediante relaciones de peso – volumen que involucren el peso unitario húmedo y otros valores conocidos, determinar variaciones entre el peso del suelo y su contenido de humedad y determinar con los datos obtenidos en laboratorio, las relaciones fundamentales del suelo, que son las que nos darían una idea clara del suelo que vamos a utilizar en una obra civil.

Dirección: Jr. Tarma 1000
Celular : 972333110
Fono : 062 287145
E-mail : LABORTEC@gmail.com
Importante: La autenticidad de este informe puede ser verificado mediante el código QR

 
Ing. Rider Cajaleón Jaramillo
CIP N° 169667

 
Elio Augusto Saavedra C.
JEC LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



LABORTEC
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



- **Densidad.**

Es la relación entre la unidad de peso y la unidad de volumen de la fase sólida del suelo, siendo más o menos constante, ya que está determinado por la composición química y mineralógica de la fase sólida. La densidad es una manera de indicar el grado de compactación (compactación) de un suelo y se puede emplear tanto para suelos en estado natural como para rellenos compactados artificialmente. El uso de la densidad es importante en mecánica de suelos debido a la correlación directa que ella tiene con otros parámetros como por ejemplo: el ensayo Proctor, el ensayo C.B.R. y otros relacionados con la capacidad de soporte de un suelo.

IMAGEN N° 06 – ENSAYO DE CORTE DIRECTO



Se realizó dos (02) ensayos de Corte Directo. Los resultados obtenidos se anexan al informe. La finalidad de los ensayos de corte, es determinar la resistencia de una muestra de suelo, sometida a fatigas y/o deformaciones que simulen las que existen o existirán en terreno producto de la aplicación de una carga. Para conocer una de estas resistencias en laboratorio se usa el aparato de corte directo, siendo el más típico una caja de sección cuadrada o circular dividida horizontalmente en dos mitades. Dentro de ella se coloca la muestra de suelo con piedras porosas en ambos extremos, se aplica una carga vertical de confinamiento (P_v) y luego una carga horizontal (P_h) creciente que origina el desplazamiento de la mitad móvil de la caja originando el corte de la muestra.

a. Características Físicas:

Con las muestras de suelos tomadas en el campo se han efectuado los siguientes ensayos, con fines de identificación de suelos:

Dirección: Jr. Tarma N° 1001 - Tarma
Celular : 962 267 110
Fono : 062 267 110
E-mail : laborteccajalon@com.net.pe
Importante: La autenticidad de este informe puede ser verificado mediante el código QR



Ing. Rider Cajalón Jaramillo
CIP N° 169667



Elio Augusto Saavedra C.
ING. LABORATORISTA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



LABORTEC
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



Cuadro N° 05 – ENSAYOS A REALIZAR EN LABORATORIO

Análisis Granulométrico por tamizado	(NTP 339.128)
Límite Líquido	(NTP 339.129)
Límite Plástico	(NTP 339.139)
Contenido de Humedad	(NTP339.127)
Peso volumétrico	(NTP 339.139:1999)
Densidad Natural	(Norma ASTM D1556)4.
Clasificación SUCS.	(NTP 339.134)4.
Ensayo de corte directo	(NTP 339.171:2002)
Sales solubles en los suelos	(NTP 339.152:2002)

3.4 Perfil Estratigráfico

La descripción litológica que se reseña comprende a toda la ruta del estudio y corresponde a una evaluación objetiva y directa de campo desde el punto de vista de la naturaleza de los suelos y su estructura interna, así como a la interpretación de los análisis de laboratorio realizados a las muestras obtenidas de las prospecciones efectuadas a lo largo del área en estudios.

Observándose una intercalación de Depósitos los cuales se detallan y resumen en tabla N° 02.

Tabla N°02

Calicata	Tipo de suelo		Distribución Granulométrica %			Contenido de Humedad %	Límite Líquido %	Límite Plástico %	Índice Plástico %
	SUCS	AASHTO	Grava	Arena	Fino				
C-01	GW - GM	A-1-a	52,3	13,5	6,4	9,17	-	NP	NP
C-02	GW-GM	A-1-a	52,8	13,4	5,8	6,04	-	NP	NP

4. AGUA EN EL SUELO

4.1 Introducción

Después de haber analizado las propiedades más importantes y necesarias para una identificación y clasificación de los suelos, se sigue con el estudio de las propiedades mecánicas relacionadas con una de sus fases, la fase líquida, que generalmente se refiere al agua en sus diferentes formas o estados. Las aguas Freáticas, son entonces las aguas que encontramos cuando el suelo está saturado, y están por debajo de este nivel freático. Este nivel freático es muy variable, y encontramos que en el verano, cuando el calor se hace más intenso, el nivel freático baja, por el proceso de evaporación que genera el calor en el verano.

Así también hasta muy freáticas,


Ing. Rider Cajaleón Jaramillo
CIP N° 169667


Elio Augusto Saavedra C.
JEC LABORATORIO S.A. DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

Dirección: Jr. Tarma 1001
Celular : 95 237 143
Fono : 021 237 143
E-mail : laborte@laborte.com
Importante: La autenticidad de este informe puede ser verificado mediante el código QR


Elio Augusto Saavedra C.
JEC LABORATORIO S.A. DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



LABORTEC
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



4.2 Reconocimiento de Aguas Freáticas

En el campo podemos conocer el nivel del agua freática abriendo un hueco en la tierra, de tal manera que podamos ver dentro del (50 x 50 centímetros), y esperar que el nivel del agua se estabilice.

De esta forma podemos después de una hora más o menos, que el nivel donde tenemos el agua será el nivel freático, para poder saber dónde se encuentra el nivel freático simplemente se toma la distancia de la superficie de la tierra, al punto donde el suelo está saturado, hallamos el Nivel Freático. El punto donde el suelo está saturado de agua, se puede hallar por medio del ensayo de Contenido de Humedad, el cual nos permite saber, que porcentaje de agua hay en los vacíos del suelo, y cuando este porcentaje sea el 70% al 80%, querrá decir que este suelo está saturado, estando dentro de las aguas freáticas. Durante la realización del presente informe se realizaron calicatas en diferentes puntos a fin de determinar la profundidad del nivel freático con respecto a la topografía del terreno y no se detectó la presencia de la misma hasta la profundidad máxima que fue de 1.50 m

Cuadro N° 06 – UBICACIÓN DE NIVEL FREATICO

UBICACIÓN	NIVEL FREATICO	PROFUNDIDAD METROS
C-01	NO	-
C-02	NO	-

Los certificados de los ensayos de laboratorio se anexan.

5. ANALISIS DE LA CIMENTACION DE LAS DIVERSAS ESTRUCTURAS

5.1 Objetivo del Estudio

De acuerdo con la información proporcionada por el solicitante del proyecto: **“ANALISIS ESTRUCTURAL, HIDRAULICO DE HIDROGEOLOGICO PARA MEJORAR EL COMPORTAMIENTO DEL CANAL DE RIEGO EN SUELOS SATURADOS – CASO CANAL DE RIEGO CANCHAN LINDERO – TOMAYQUICHUA - 2019.”**. Se va a construir diferentes estructuras para lo cual se tomaron muestras alteradas e inalteradas en diferentes puntos, para determinar el Angulo de fricción y la cohesión interna de los suelos donde se edificarán dichas estructuras.

5.2 Tipo De Cimentación

En estas estructuras se va emplear un sistema estructural tradicional, que transmite sus cargas al terreno de cimentación mediante una losa o platea de cimentación.

El concepto estructural de la platea de cimentación consiste en que, si tomamos el centro de la losa como punto de giro, los momentos hacia la derecha son iguales a los de la izquierda, de esta manera se consigue que las presiones hacia el terreno sean constantes.

Dirección: Jr. Tarma 1000 - Lima 1
Celular : 982397688
Fono : 0122771715
E-mail : labortec@hot.comail.com
Importante: La autenticidad del presente informe puede ser verificado mediante el código QR



Ing. Rider Cajaleón Jaramillo
CIP N° 169667



Elio Augusto Saavedra C.
JEC LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



LABORTEC
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



5.3 Profundidad de la Cimentación.

Basado en los trabajos de campo, ensayos de laboratorio, perfiles y registros estratigráficos y las condiciones de presencia de nivel freático y las características de las estructuras, se recomienda cimentar a una profundidad:

Df = 2.00 m. Para todas las estructuras

5.4 Cálculo y Análisis de la Capacidad Portante Admisible.

Se ha determinado la capacidad portante admisible del terreno en base a las características del subsuelo y se han propuesto dimensiones recomendables para cimentación. La capacidad de carga se ha determinado en base a la fórmula de Terzaghi y Peck, con los parámetros de Vesic se tomaron los factores adimensionales modificados Nc, Nq, Ny para capacidad de carga cuando la cimentación esta debajo del nivel freático.

De acuerdo a lo verificado In Situ, confirmado en Laboratorio, se han obtenido los siguientes valores.

5.4.1 Capacidad Portante Calicata - 01

De acuerdo a las dimensiones en los sistemas de diseño, se ha considerado un ancho de cimentación de 1.00 m. para losa de cimentación. De acuerdo a lo verificado In Situ, confirmado en Laboratorio, se han obtenido los siguientes valores:

Ángulo de fricción interna: $\phi = 32.7^\circ$ y cohesión $c = 0.03 \text{ kg/cm}^2$

De los ensayos de laboratorio se obtuvieron los siguientes parámetros:

- o Peso volumétrico seco (γ) = 1,669 ton/m³
- o Ángulo de fricción interna (ϕ) = 32,7 ϕ
- o Ángulo de fricción interna (ϕ) = **23,2** ϕ
- o Cohesión (c) = 0,23 ton/m²
- o Ancho de Zapata (B) = 2,00 m.
- o Profundidad de cimentación (Df) = 2,00 m.
- o Presencia de nivel freático = NO
- o Considerando Falla Local = SI
- o Factor de seguridad (Fs) = 3,0
- o Factores de carga adimensionales :

Nc' = 25,27
Nq' = 14,29
Ny' = 12,60

qh = 1,3 * 0,23 * 25,3 + 1,669 * 2,00 * 14,29 + 0,40 * 1,669 * 2,00 * 13

qh = 7,40 + 47,70 + 16,82

qh = 71,93 ton/m²

qh = $\frac{71,93}{3,0}$ ton/m²

qh = 23,976 ton/m²

qh = 2,40 Kg/cm²

Dirección: Jr. Tarma N° 1000
Celular : 962983700
Fono : 062-22245
E-mail : Laborte@cajaleonjaramillo.com
Importante: La autenticidad de este documento puede ser verificado en el sitio web de LABORTEC



Elio Augusto Saavedra C.
Ing. Rider Cajaleón Jaramillo
CIP N° 169667



Elio Augusto Saavedra C.
Elio Augusto Saavedra C.
TEC. LABORATORIO DE SUELOS DE CONCRETO Y ASFALTO



RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION

Tipo de Cimentación:

Losa de cimentación

Estrato de Apoyo de la Cimentación:

GC – Grava arcillosa con arena

Parámetros de diseño:

Df = 2.00 m.
Qadm. = 2.40 Kg. /cm2
F.S. = 3.00

5.4.2 Capacidad Portante Calicata - 02

De acuerdo a las dimensiones las zapatas aisladas empleadas en los sistemas de diseño, se ha considerado un ancho de cimentación de 2.00 m. para la zapatas cuadradas. De acuerdo a lo verificado In Situ, confirmado en Laboratorio, se han obtenido los siguientes valores:

Ángulo de fricción interna: $\phi = 32.7^\circ$ y cohesión $c = 0.01 \text{ kg/cm}^2$

De los ensayos de laboratorio se obtuvieron los siguientes parámetros:

- o Peso volumétrico seco (γ) = 1,455 ton/m3
- o Ángulo de fricción interna (ϕ) = 31,2 ϕ'
- o Ángulo de fricción interna (ϕ) = 22,0 ϕ''
- o Cohesión (c) = 0,08 ton/m2
- o Ancho de Zapata (B) = 2,00 m.
- o Profundiada de cimentacion (Df) = 2,00 m.
- o Presencia de nivel freatico = NO
- o Considerando Falla Local. = SI
- o Factor de seguridad (Fs) = 3,0
- o Factores de carga adimensionales :

Nc' = 23,21
Nq' = 12,63
Ny' = 10,53

$$q_h = 1,3 * 0,08 * 23,2 + 1,455 * 2,00 * 12,63 + 0,40 * 1,455 * 2,00 * 11$$

$$q_h = 2,43 + 36,76 + 12,25$$

$$q_h = 51,45 \text{ ton/m}^2$$

$$q_h = \frac{51,45}{3,0} \text{ ton/m}^2$$

$$q_h = 17,148 \text{ ton/m}^2$$

$$q_h = 1,71 \text{ Kg/cm}^2$$

Dirección: Jr. Tarma N° 1000
Celular : 962500000
Fono : 0625267000
E-mail : Laborte@com.net.pe
Importante: La autenticidad de este informe puede ser verificado mediante el código QR



Rider Cajaleón Jaramillo
CIP N° 169667



Elio Augusto Saavedra C.
PEC LABORATORIO ESPECIALIZADO DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



LABORTEC
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION

Tipo de Cimentación:

Losa de cimentación

Estrato de Apoyo de la Cimentación:

GC – Grava arcillosa con arena.

Parámetros de diseño:

Df = 2.00 m.
Qadm. = 1.71 Kg. /cm²
F.S. = 3.00

6. AGRESIÓN DEL SUELO DE CIMENTACIÓN

La acción química del suelo sobre la estructura puede ocurrir a través del agua subterránea que se filtra; por esta razón se puede presentar un deterioro bajo el nivel freático, zona de ascensión capilar o presencia de agua infiltrado por otra razón (rotura de tuberías, lluvias extraordinarias, inundaciones, etc.).

Los principales elementos químicos a evaluar son los sulfatos y cloruros por su acción química sobre el concreto y acero del cimientto respectivamente.

Cuadro N° 10 – ELEMENTOS NOCIVOS PARA LA CIMENTACION

PRESENCIA EN EL SUELO DE:	P.P.M.	GRADO DE ALTERACION	OBSERVACIONES
*SULFATOS	0-1000	LEVE	OCASIONA UN ATAQUE QUIMICO AL CONCRETO DE LA CIMENTACION
	1000 - 2000	MODERADO	
	2000 - 20,000	SEVERO	
	>20,000	MUY SEVERO	
**CLORUROS	> 6,000	PERJUDICIAL	OCASIONA PROBLEMAS DE CORROSION DE ARMADURAS O ELEMENTOS METALICOS
**SALES SOLUBLES	> 15,000	PERJUDICIAL	OCASIONA PROBLEMAS DE PERDIDA DE RESISTENCIA MECANICA POR PROBLEMA DE LIXIVIACION

*Comité 318-83 ACI
** Experiencia Existente

De los resultados de las muestras obtenidas de las calicatas para efectos de este informe se ha seleccionado de las muestras representativas de las calicatas en donde arroja los siguientes valores:

Dirección: Jr. Tarma
Celular : 982 297 145
Fono : 062 297 145
E-mail : labortec_bln@hotmail.com
Importante: La autenticidad de este informe puede ser verificado mediante el código QR


Ing. Rider Cajaleón Jaramillo
CIP N° 169667


Elio Augusto Saavedra C.
JEC LABORATORIO SADE SUELOS DE CONCRETO Y ASFALTO



LABORTEC
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



CALICATA 01

Reporte de resultados		%	ppm
○ Contenidos de sulfatos	=	0.0928	928.00
○ Contenido de Cloruros	=	0.0819	819.00

CALICATA 02

Reporte de resultados		%	ppm
○ Contenidos de sulfatos	=	0.0966	966.00
○ Contenido de Cloruros	=	0.0805	805.00

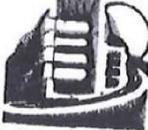
Dichos valores se encuentran por debajo de los límites máximos permisibles de agresividad al concreto y acero, pudiéndose utilizar por lo tanto Cemento Portland tipo I en la fabricación del concreto.

Del Cuadro (resultados de análisis químicos), observamos que la concentración de sales cloruros en las calicatas, se encuentra por debajo de los valores permisibles, siendo el valor máximo obtenido igual a = 819 ppm que corresponde a la calicata C-01, menor que 6000 ppm (valor permisible para cloruros), por lo que no ocasionará un ataque por corrosión del acero del concreto de la cimentación.

De igual manera observamos concentraciones de sales sulfatos por debajo del valor permisible, siendo el valor máximo obtenido igual a = 928 ppm SO₄, que corresponde a la C-01, menor que 1000 ppm SO₄ (valor permisible para sulfatos) por lo que va a ocasionar un ataque insignificante a leve al concreto de la cimentación.

Del Cuadro (resultados de análisis químicos), observamos que la concentración de sales cloruros en las calicatas, se encuentra por debajo de los valores permisibles, siendo el valor máximo obtenido igual a = 805 ppm que corresponde a la calicata C-02, menor que 6000 ppm (valor permisible para cloruros), por lo que no ocasionará un ataque por corrosión del acero del concreto de la cimentación.

De igual manera observamos concentraciones de sales sulfatos por debajo del valor permisible, siendo el valor máximo obtenido igual a = 966 ppm SO₄, que corresponde a la C-02, menor que 1000 ppm SO₄ (valor permisible para sulfatos) por lo que va a ocasionar un ataque insignificante a leve al concreto de la cimentación.


Ing. Rider Cajaleón Jaramillo
CIP N° 169667


Elio Augusto Saavedra C.
TEC. LABORADOR EN SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



LABORTEC
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



7. ENSAYO DE PERMEABILIDAD

7.1 Introducción.

La permeabilidad constituye una de las propiedades más importantes, que modifican el comportamiento del suelo, de allí su estudio. La permeabilidad es la mayor o menor facilidad con que el agua atraviesa el suelo. Depende de varios factores, como: la relación de vacíos, es decir el tamaño de los poros y su forma de las partículas, todo esto está en función de la granulometría.

Es necesario estudiar el flujo de un fluido en medios porosos, y este estudio se estableció mediante la LEY DE DARCY.

$$K = q / (i * A * t) \text{ (cm/seg)}$$

Dónde:

q = cantidad de agua escurrida en un tiempo **t** (cm³)

i = gradiente hidráulico (H/L)

A = área de la sección de muestra ensayada (cm²)

t = tiempo de ensayo (seg.)

No se pudo realizar el Ensayo de Permeabilidad (Test de percolación), porque el terreno presenta nivel freático superficial y se recomienda el sistema de compostera.



Ing. Rider Cajaleón Jaramillo
CIP N° 169667



Elio Augusto Saavedra C.
TEC. LABORATORIO DE SUELOS DE CONCRETO Y ASFALTO

D



8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- a. El área en estudio se ubica en la localidad de Canchan Lindero, distrito de Tomayquichua, provincia de Ambo departamento de Huánuco. El área en estudio se desarrolla sobre terrenos de relieve ondulado y moderadamente accidentado. se ubica a una altitud promedio de 2500 m.s.n.m. a 3000 m.s.n.m.
- b. Para la identificación de la estratigrafía del terreno de fundación se excavaron calicatas a cielo abierto en la zona que conforman el área de estudios.
- c. Las muestras tomadas fueron sometidos a ensayos de laboratorio a efectos de determinar sus características físicas y mecánicas. Los certificados de los ensayos de laboratorio se anexan.
- d. Por todo lo expuesto se concluye usar el cemento tipo I para todas las estructuras que conformaran la cimentación.
- e. Las estructuras evaluadas son de buena a media capacidad de soporte al estar constituido por suelos de naturaleza granular (grava bien graduada con limo).
- f. Los valores obtenidos para la capacidad de carga admisible para el diseño de la cimentación de las diversas estructuras:

CAPACIDAD DE CARGA		
C-01	Qadm	2.40 kg/ cm ²
C-02	Qadm	1.71 kg/ cm ²

- g. Se recomienda cimentar a una profundidad de:
Df = 2.00 m. Para Todas las estructuras.
- h. Con estos valores, no se espera problemas por asentamientos, ya que están por debajo de lo permisible.
- i. En ningún caso la presión de contacto será mayor a la presión admisible del suelo.
- j. Los asentamientos producidos debido a la sollicitación de las cargas actuantes, serán absorbidos por la cimentación propuesta.
- k. Para evitar el posible desplazamiento se recomienda la compactación del área donde descansaran las diversas estructuras.

UBICACIÓN	NIVEL FREÁTICO	PROFUNDIDAD METROS
C-01	NO	-
C-02	NO	-



LABORTEC
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



- l. En las épocas de invierno hay filtración de agua por lo tanto el nivel freático es alto.
- m. De detectarse sectores con suelos saturados durante la ejecución de la obra, estos deberán ser eliminados hasta una profundidad mínima de 0.50 mt. y reemplazados por material granular.
- n. Se realizaron ensayos de pH a los suelos y no se detectaron agentes químicos como sales o sulfatos que sean agresivos para las estructuras a edificar.
- o. Todas las recomendaciones y conclusiones dadas en el presente estudio, deberán ser compatibilizadas con las demás partes del proyecto.

Los resultados obtenidos en el presente estudio son válidos única y exclusivamente para el proyecto **“ANÁLISIS ESTRUCTURAL, HIDRAULICO DE HIDROGEOLOGICO PARA MEJORAR EL COMPORTAMIENTO DEL CANAL DE RIEGO EN SUELOS SATURADOS - CASO CANAL DE RIEGO CANCHAN LINDERO - TOMAYQUICHUA - 2019.”.**



Ing. Rider Cajaleón Jaramillo
CIP N° 169667



Elio Augusto Saavedra C.
PEC LABORATORIO DE SUELOS DE CONCRETO Y ASFALTO



LABORTEC

LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



ANEXOS



LABORTEC

LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



GRANULOMETRIAS



LABORTEC
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



GRANULOMETRIA C – 01



CLASIFICACIÓN DE SUELOS LABORTEC EIRL
Análisis Granulométrico NTP 339.128 (2014) / Límite Líquido y Límite Plástico NTP 339.129 (2014) / Clasificación SUCS NTP 339.134 (2014) / Clasificación AASHTO NTP 339.135 (2014)



N° de Servicio: LAB - 00204-2021

SOLICITANTE: BACH. JOSEPH WALTHER POMA ALVINO
PROYECTO: "ANÁLISIS ESTRUCTURAL, HIDRAULICO DE HIDROGENO PARA MEJORAR EL COMPORTAMIENTO DEL CANAL DE RIEGO EN SUELOS SATURADOS - CASO CANAL DE RIEGO CANCHAN LINDERO - TOMAYQUICHCHUA - 2019"
UBICACION: DISTRITO DE TOMAYKICHWA, PROVINCIA DE AMBO, DEPARTAMENTO HUANUCO. **FECHA SETIEMBRE DEL 2021**
Sondeo: C-01 **Tipo de Material:** Grava bien graduada con limo y arena
Muestra: M-1 **Condición de la muestra:** HUMEDA
Profundidad: 1,50 m. **Código de Informe y ensayo:** LAB050321624
PERTENESE: BACH. POMA ALVINO JHOSEPH WALTER

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO		
PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA	TAMICES	
	Denominación ASTM	Abertura (mm)
	3 pulg	75.000
	2 pulg	50.000
	1 1/2 pulg	37.500
	1 pulg	25.000
	3/4 pulg	19.000
	3/8 pulg	9.500
	No. 4	4.750
	No. 10	2.000
	No. 20	0.850
	No. 40	0.425
	No. 60	0.250
	No. 140	0.106
	No. 200	0.075

Distribución Granulométrica		
% Grava	Grava Gruesa	52.3 %
	Grava Fina	14.7 %
	AG%	8.8 %
% Arena	AM%	13.5 %
	AF%	4.3 %
	% Finos	6.4 %
Tamaño Máximo de la Grava (pulg)		2
Forma del suelo grueso		Sub-angular
Porcentaje retenido en la 3 pulg		0
Método de lavado Malla No. 200 Según NTP 400.018 (2018)		A
Coefficiente de Curvatura		1.86
Coefficiente de Uniformidad		105.64

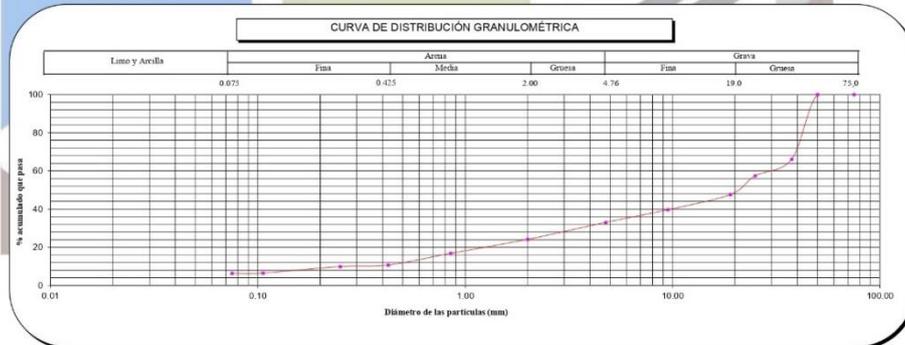
RESULTADOS DEL ENSAYO LÍMITES DE CONSISTENCIA

Límite Líquido:	-
Límite Plástico:	NP
Índice Plástico:	NP



Método de ensayo	Multipunto
Preparación de la muestra	Húmeda
Porcentaje retenido aproximado en tamiz No. 40	89.3
Ranurador utilizado en el Límite Líquido	Plano
Equipo de Rolado en el Límite Plástico	Manual

Clasificación (S.U.C.S.)	
GW - GM	Grava bien graduada con limo y arena
Clasificación (AASHTO)	
A-1-a	Índice de Grupo: 0
Descripción (AASHTO):	BUENO



Observaciones

Tipo de Preparación para ensayo Clasificación: **Via Húmeda**

La muestra ha sido identificada y entregada por el solicitante. Estos datos se aplican solo a las muestras indicadas.

Prohibida la reproducción total o parcial del presente Informe de ensayo sin la autorización escrita de Labortec EIRL.

Los resultados de los ensayos no deben ser utilizados como una certificación de conformidad con normas de productos o como certificado del sistema de calidad de la entidad que lo produce. Los resultados corresponden a los ensayos realizados sobre las muestras proporcionadas por el cliente al Laboratorio.

El Informe de ensayo es un documento "oficial de interés público", su adulteración o uso indebido constituye delito contra la fe pública y se regula por las disposiciones penales y civiles en la materia. Sin perjuicio de lo señalado, dicho uso puede configurar por sus efectos una infracción a las normas de protección al consumidor y las que regulan la competencia.


Ing. Rider Cajalón Jaramillo
 CIP N° 169667


Elio Augusto Saavedra E.
 PEC LABORATORIO DE SUELOS DE CONCRETO Y ASFALTO



CLASIFICACIÓN DE SUELOS LABORTEC EIRL
 Análisis Granulométrico NTP 339.128 (2014) / Límite Líquido y Límite Plástico NTP 339.129 (2014) / Clasificación SUCS NTP 339.134 (2014) /



REGISTRO DE SONDAJE

PROYECTO : "ANÁLISIS ESTRUCTURAL, HIDRÁULICO DE HIDRÓGENO PARA MEJORAR EL COMPORTAMIENTO DEL CANAL DE RIEGO EN SUELOS SATURADOS - CASO CANAL DE RIEGO CANCHAN LINDERO - TOMAYQUICHCHUA - 2019"

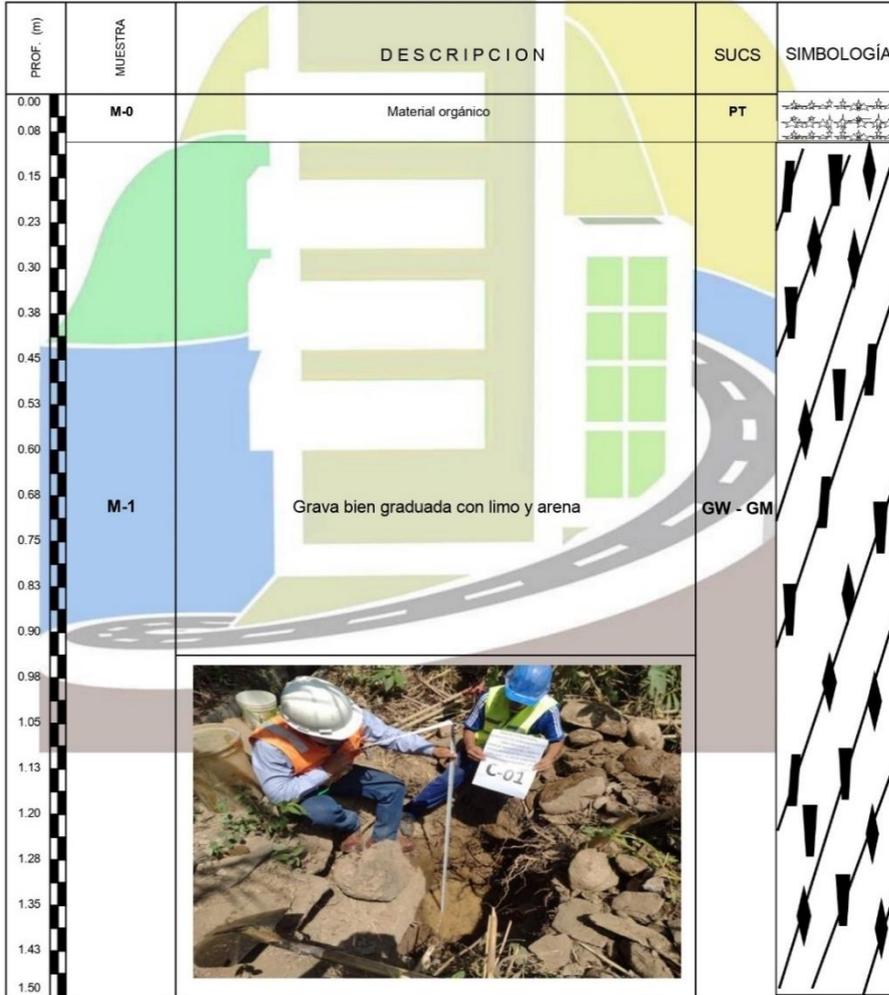
UBICACIÓN : DISTRITO DE TOMAYKICHWA, PROVINCIA DE AMBO, DEPARTAMENTO HUANUCO.

SOLICITANTE : BACH. JOSEPH WALTHER POMA ALVINO

PERTENECE : BACH. POMA ALVINO JOSEPH WALTER

CALICATA N° : C- 01

PROF. (m) : 1,50 m. **NIVEL FREÁTICO** : No se halló **TÉCNICO** : LABORTEC E.I.R.L. **FECHA** : SEPTIEMBRE DEL 2021



Ing. Rider Cajaleón Jaramillo
 CIP N° 169667

Elio Augusto Saavedra C.
 I.E.C. LABORATORIO DE SUELOS DE CONCRETO Y ASFALTO

G



LABORTEC
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



GRANULOMETRIA C – 02



CLASIFICACIÓN DE SUELOS LABORTEC EIRL
Análisis Granulométrico NTP 339.128 (2014) / Límite Líquido y Límite Plástico NTP 339.129 (2014) / Clasificación SUCS NTP 339.134 (2014) / Clasificación AASHTO NTP 339.135 (2014)



N° de Servicio: LAB – 00204-2021

SOLICITANTE: BACH. JOSEPH WALTHER POMA ALVINO

PROYECTO: * ANÁLISIS ESTRUCTURAL, HIDRAULICO DE HIDROGENO PARA MEJORAR EL COMPORTAMIENTO DEL CANAL DE RIEGO EN SUELOS SATURADOS - CASO CANAL DE RIEGO CANCHAN LINDERO - TOMAYQUICHCHUA - 2019*

UBICACION: DISTRITO DE TOMAYKICHWA, PROVINCIA DE AMBO, DEPARTAMENTO HUANUCO. **FECHA SETIEMBRE DEL 2021**

Sondeo: C-02 **Tipo de Material:** Grava bien graduada con limo y arena

Muestra: M-1 **Condición de la muestra:** HUMEDA

Profundidad: 1,50 m. **Código de Informe y ensayo:** LAB050321624

BACH. POMA ALVINO JOSEPH WALTER

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO		
PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA	TAMICES	
	Denominación ASTM	Abertura (mm)
	3 pulg	75.000
	2 pulg	50.000
	1 1/2 pulg	37.500
	1 pulg	25.000
	3/4 pulg	19.000
	3/8 pulg	9.500
	No. 4	4.750
	No. 10	2.000
	No. 20	0.850
	No. 40	0.425
	No. 60	0.250
	No. 140	0.106
	No. 200	0.075

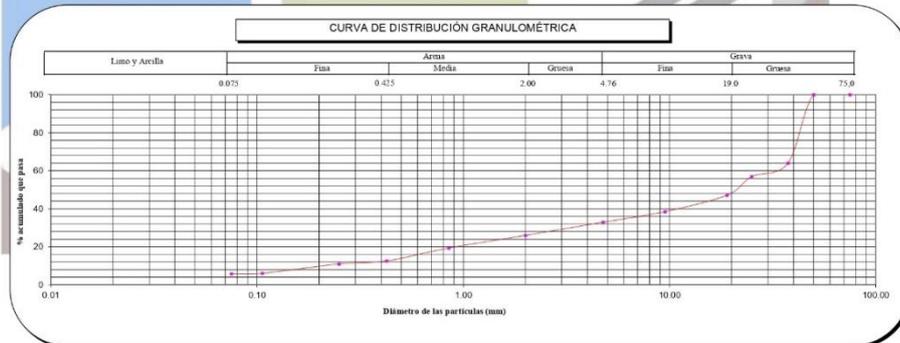
RESULTADOS DEL ENSAYO LÍMITES DE CONSISTENCIA
Límite Líquido: -
Límite Plástico: NP
Índice Plástico: NP



Distribución Granulométrica		
% Grava	Grava Gruesa	52.8 %
	Grava Fina	14.3 %
	AG%	6.9 %
% Arena	AM%	13.4 %
	AF%	6.8 %
	% Finos	5.8 %
Tamaño Máximo de la Grava (pulg)		2
Forma del suelo grueso		Sub-angular
Porcentaje retenido en la 3 pulg		0
Método de lavado Malla No. 200 Según NTP 400.018 (2016)		A
Coefficiente de Curvatura		1.74
Coefficiente de Uniformidad		141.71

Método de ensayo	Multipunto
Preparación de la muestra	Húmeda
Porcentaje retenido aproximado en tamiz No. 40	87.4
Ranurador utilizado en el Límite Líquido	Plano
Equipo de Rolado en el Límite Plástico	Manual

Clasificación (S.U.C.S.)	
GW - GM	Grava bien graduada con limo y arena
Clasificación (AASHTO)	
A-1-a	Índice de Grupo: 0
Descripción (AASHTO):	BUENO



Observaciones

Tipo de Preparación para ensayo Clasificación: Via Húmeda

La muestra ha sido identificada y entregada por el solicitante. Estos datos se aplican solo a las muestras indicadas.
 Prohíbe la reproducción total o parcial del presente informe de ensayo sin la autorización escrita de Labortec EIRL.
 Los resultados de los ensayos no deben ser utilizados como una certificación de conformidad con normas de productos o como certificado del sistema de calidad de la entidad que lo produce. Los resultados corresponden a los ensayos realizados sobre las muestras proporcionadas por el cliente al Laboratorio.
 El informe de ensayo es un documento "oficial de interés público", su adulteración o uso indebido constituye delito contra la fe pública y se regula por las disposiciones penales y civiles en la materia. Sin perjuicio de lo señalado, dicho uso puede configurar por sus efectos una infracción a las normas de protección al consumidor y las que regulan la libre competencia.

Ing. Rider Cajaleón Jaramillo

 CIP N° 169667

Elio Augusto Saavedra C.

 REC. LABORATORIO DE SUELOS DE CONCRETO Y ASFALTO

TG

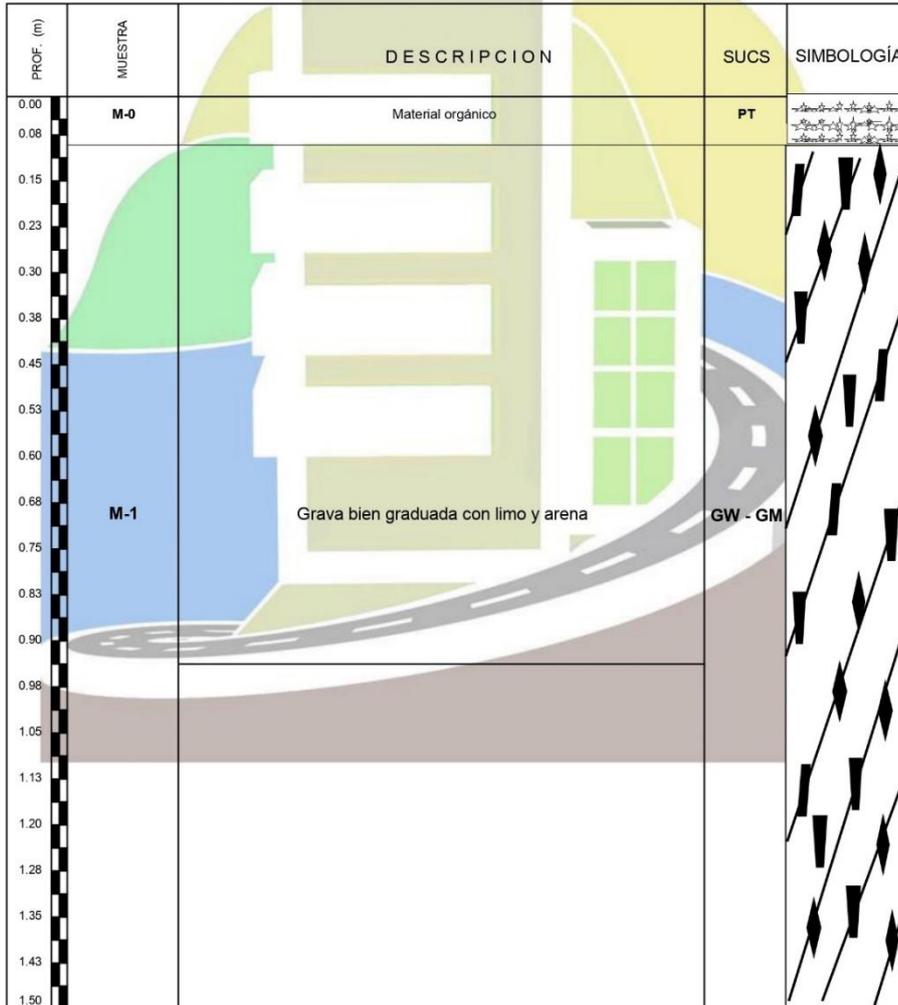


CLASIFICACIÓN DE SUELOS LABORTEC EIRL
 Análisis Granulométrico NTP 339.128 (2014) / Límite Líquido y Límite Plástico NTP 339.129 (2014) / Clasificación SUCS NTP 339.134 (2014) /



REGISTRO DE SONDAJE

PROYECTO : "ANÁLISIS ESTRUCTURAL, HIDRÁULICO DE HIDRÓGENO PARA MEJORAR EL COMPORTAMIENTO DEL CANAL DE RIEGO EN SUELOS SATURADOS - CASO CANAL DE RIEGO CANCHAN LINDERO - TOMAYQUICHCHUA - 2019"
UBICACIÓN : DISTRITO DE TOMAYKICHWA, PROVINCIA DE AMBO, DEPARTAMENTO HUANUCO.
SOLICITANTE : BACH. JOSEPH WALTHER POMA ALVINO
PERTENECE : BACH. POMA ALVINO JOSEPH WALTER
CALICATA N° : C-02
PROF. (m) : 1,50 m. **NIVEL FREÁTICO** : No se halló **TÉCNICO** : LABORTEC E.I.R.L.
FECHA : SETIEMBRE DEL 2021



Ing. Rider Cajaleón Jaramillo
 CIP N° 169667

Elio Augusto Saavedra C.
 JEFE LABORATORIO DE SUELOS DE CONCRETO Y ASFALTO



LABORTEC
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



CORTE DIRECTO

G



LABORTEC

LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



CORTE DIRECTO C – 01

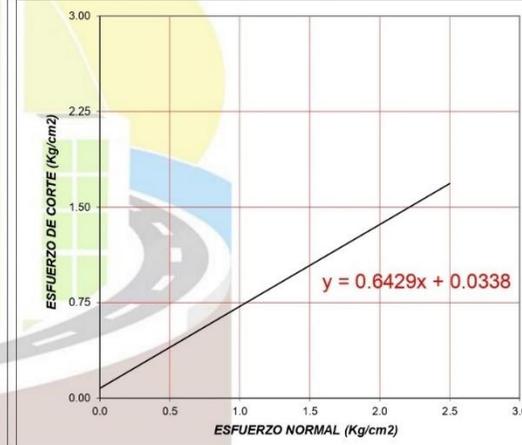
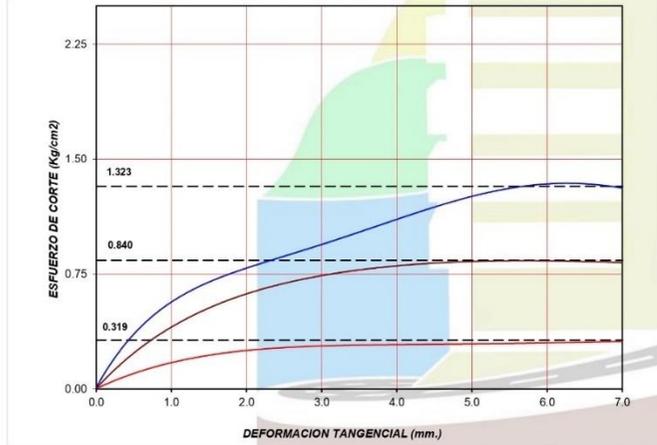


NTP 339.171:2002 (revisada el 2017)
 Título: SUELOS. Método de ensayo normalizado para el corte directo de suelos
 bajo condiciones consolidadas drenadas (ASTM D-3080) V-1



ENSAYO DE CORTE DIRECTO

PROYECTO : ANALISIS ESTRUCTURAL, HIDRAULICO DE HIDROGEOLOGICO PARA MEJORAR EL COMPORTAMIENTO DEL CANAN DE RIEGO EN SUELOS SATURADOS - CASO CANAL DE RIEGO CANCHAN LINDERO - TOMAYQUICHUA - 2019		CARACTERÍSTICAS DE LOS ESPECIMENES			
UBICACIÓN : DISTRITO DE TOMAIKYCHWA, PROVINCIA DE AMBO, DEPARTAMENTO DE HUÁNUCO		MUESTRA N°	DIÁMETRO (cm)	ÁREA (cm²)	CONT. HUM. (%)
MUESTRA : C-01	PERTENECE : 0	01	6.0	28.27	13.1
SOLICITADO : BACH. JOSEPH WALTHER POMA ALVINO	EJECUTADO : LABORTEC E.I.R.L	02	6.0	28.27	9.3
PROF (m) : 0.00 - 1.50	FECHA : SEPTIEMBRE DEL 2021	03	6.0	28.27	13.1
		CLASIF. SUCS : GP-GM	LL : 23	IP : NP	% MENOR QUE MALLA N° 200 : 7.1



RESULTADOS DE ENSAYOS		
COHESIÓN (Kg/cm ²)	0.03	ÁNGULO DE FRICCIÓN (°)
		32.7

Ing. Rider Cajaleón Jaramillo
 CIP N° 169667

Elio Augusto Saavedra C.
 T.E.C. LABORATORIO DE SUELOS DE CONCRETO Y ASFALTO



LABORTEC
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



CORTE DIRECTO C – 02

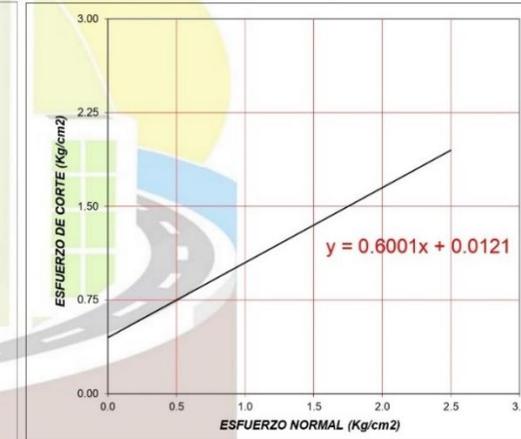
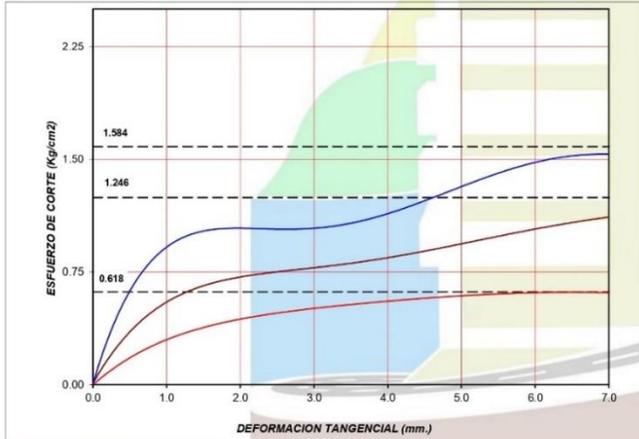


NTP 339.171:2002 (revisada el 2017)
 Título: SUELOS. Método de ensayo normalizado para el corte directo de suelos
 bajo condiciones consolidadas drenadas (ASTM D-3080) V-1



ENSAYO DE CORTE DIRECTO

PROYECTO : ANALISIS ESTRUCTURAL, HIDRAULICO DE HIDROGEOLOGICO PARA MEJORAR EL COMPORTAMIENTO DEL CANAN DE RIEGO EN SUELOS SATURADOS - CASO CANAL DE RIEGO CANCHAN LINDERO - TOMAYQUCHUA - 2019		CARACTERÍSTICAS DE LOS ESPECIMENES			
UBICACIÓN : DISTRITO DE TOMAIKYCHWA, PROVINCIA DE AMBO, DEPARTAMENTO DE HUÁNUCO		MUESTRA N°	DIÁMETRO (cm)	ÁREA (cm²)	CONT. HUM. (%)
MUESTRA : C - 02	PERTENECE : 0	01	6.0	28.27	12.4
SOLICITADO : BACH. JOSEPH WALTHER POMA ALVINO	EJECUTADO : LABORTEC E.I.R.L	02	6.0	28.27	9.3
PROF (m) : 0.00 - 1.50	FECHA : SEPTIEMBRE DEL 2021	03	6.0	28.27	12.4
		CLASIF. SUCS : GW-GM LL : NP IP : NP % MENOR QUE MALLA N° 200 : 5.8			
		DENS. SECA (gr/cm³)	ESFUERZO NORMAL (Kg/cm²)		
		1.431	0.5		
		1.494	1.0		
		1.439	2.0		



RESULTADOS DE ENSAYOS			
COHESIÓN (Kg/cm²)	0.01	ÁNGULO DE FRICCIÓN (°)	31.2


 Ing. Rider Cajaleón Jaramillo
 CIP N° 169667


 Elió Augusto Saavedra C.
 REC. LABORATORIO DE SUELOS DE CONCRETO Y ASFALTO



LABORTEC
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



SALES Y SULFATOS

 LABORTEC <small>LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO</small>	CONTENIDO DE SULFATOS EXPRESADOS COMO IÓN SO ₄ Y CONTENIDO DE CLORUROS EXPRESADOS COMO IÓN CL - (NORMA NTP 400.042, AASHTO T 290, AASHTO T 291)		
	SULFATOS Y CLORUROS		
PROYECTO : "DISEÑO DE MURO ANCLADO E INFLUENCIA EN EL ANALISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD DEL PASAJE MARCOS DURAN MARTEL, HUANUCO - 2021"			
SOLICITA : BACH. JOSEPH WALTHER POMA ALVINO			
RESPONSABLE : LABORTEC E.I.R.L.		FECHA : SETIEMBRE DEL 2021	

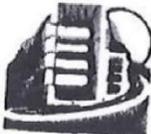
DATOS DE LA MUESTRA	
CALICATA	: C-01
MUESTRA	: M - 1
PROF.	: 0.00 - 2.00 m.

Muestra 01

REPORTE DE RESULTADOS	LIMITES PERMISIBLES	RESULTADOS	
	%	VALOR	UNIDADES
Sulfatos como ión SO ₄	0.06	0.0928	%
Cloruros como ión Cl	0.10	0.0819	%
pH a 15.9°C	>4	7.5	

REPORTE DE RESULTADOS	LIMITES PERMISIBLES	RESULTADOS	
	%	VALOR	UNIDADES
Sulfatos como ión SO ₄	0.06		
Cloruros como ión Cl	0.10		
pH a 15.9°C	>4		

(*) Límites máximos permisibles de concentración de sustancias según ETC-CBVT-2008 MTC



 Ing. Rider Cajaleón Jaramillo
 CIP N° 169667



 Elio Augusto Saavedra C.
TEC. LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

 LABORTEC <small>LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO</small>	CONTENIDO DE SULFATOS EXPRESADOS COMO IÓN SO ₄ Y CONTENIDO DE CLORUROS EXPRESADOS COMO IÓN CL - (NORMA NTP 400.042, AASHTO T 290, AASHTO T 291)	
	SULFATOS Y CLORUROS	
PROYECTO : "DISEÑO DE MURO ANCLADO E INFLUENCIA EN EL ANALISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD DEL PASAJE MARCOS DURAN MARTEL, HUANUCO - 2021" SOLICITA : BACH. JOSEPH WALTHER POMA ALVINO RESPONSABLE: : LABORTEC E.I.R.L. FECHA : SETIEMBRE DEL 2021		

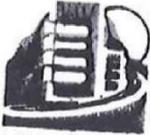
DATOS DE LA MUESTRA	
CALICATA	: C-02
MUESTRA	: M - 1
PROF.	: 0.00 - 2.00 m.

Muestra 01

REPORTE DE RESULTADOS	LIMITES PERMISIBLES	RESULTADOS	
	%	VALOR	UNIDADES
Sulfatos como ión SO ₄	0.06	0.0966	%
Cloruros como ión Cl	0.10	0.0805	%
pH a 15.9°C	>4	8.6	

REPORTE DE RESULTADOS	LIMITES PERMISIBLES	RESULTADOS	
	%	VALOR	UNIDADES
Sulfatos como ión SO ₄	0.06		
Cloruros como ión Cl	0.10		
pH a 15.9°C	>4		

(*) Límites máximos permisibles de concentración de sustancias según ETC-CBVT-2008 MTC





Ing. Rider Cajaleón Jaramillo
 CIP N° 169667





Elio Augusto Saavedra C.
 JEC. LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO



LABORTEC
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



ENSAYO DE PERMEABILIDAD

Dirección: Jr. Tarma N° 101 - Huánuco
Celular : 962987000
Fono : 062-287145
E-mail : Labortec_eirl@hotmail.com
Importante: La autenticidad de este informe
puede ser verificado mediante el código QR

**TEST DE PERCOLACION T-01
PARA DETERMINACION DE UBS REFERENCIA A NORMA TECNICA IS-020**

01.00.- DATOS GENERALES

PROYECTO "ANALISIS ESTRUCTURAL, HIDRAULICO DE HIDROGEOLOGICO PARA MEJORAR EL COMPORTAMIENTO DEL CANAL DE RIEGO EN SUELOS SATURADOS - CASO CANAL DE RIEGO CANCHAN LINDERO - TOMAYQUICHUA - 2019"

UBICACION POLITICA
 REGION: HUANUCO
 PROVINCIA: PROVINCIA DE AMBO
 DISTRITO: TOMAYQUICHUA
 LOCALIDAD: CANCHAN LINDERO

N° PERCOLACION P-01

SOLICITANTE BACH JOSEPH WALTER POMA ALVINO

PROFUNDIDAD 1.50 m

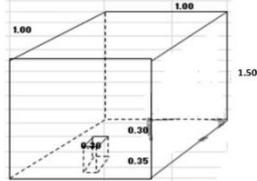
NIVEL FREATICO NO SE ENCONTRÓ

FECHA SETIEMBRE DEL 2021

02.00.- DATOS DE CAMPO

2. PROCEDIMIENTO DEL TEST DE PERCOLACION

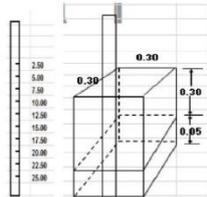
2.1. SE HA REALIZADO LA EXCAVACION MAYOR DE 1.00 x 1.00 x 1.50 MTS. PROFUNDIDAD



2.2. SE HA REALIZADO LA EXCAVACION PEQUEÑA DE 0.30 X 0.30 X 0.35

2.3. SE HA COLOCADO UN TUBO DE Ø 2", L=1.00MTS. EN LA EXCAVACION PEQUEÑA.

2.4. EN LOS ULTIMOS 5.00 CM. SE HA RELLENADO CON ARENA GRUESA



2.5. SE HA COLOCADO UNA REGLA GRADUADA DENTRO DEL TUBO Ø 2"

2.6. SE HA HECHADO AGUA DENTRO DEL TUBO DE Ø 2"

2.7. SE HA PREPARADO EL SIGUIENTE CUADRO:

03.00.- RESULTADO DE TEST DE PERCOLACION

MEDICION	TIEMPO DE PERCOLACION (min)		LAMINA DE PERCOLACION (cm)		VELOCIDAD DE PERCOLACION (cm/min)		VELOCIDAD DE PERCOLACION (cm/hr)	
	Parcial	Acumulado	Instantanea	Acumulada	Instantanea	Acumulada	Instantanea	Acumulada
1	10	10	1.20	1.20	0.120	0.120	7.20	7.20
2	10	20	1.30	2.50	0.130	0.250	7.80	14.85
3	10	30	2.00	4.50	0.200	0.450	12.00	27.00
4	10	40	1.30	5.80	0.130	0.580	7.80	31.00
PROMEDIO	10.00		1.45		0.145		8.70	

Coefficiente de permeabilidad K = 0.150 cm/min = 2.58E-05 m/seg

REGISTRO DE DESCENSO TRAS PERIODO NOCTURNO DE EXPANSION	
Tiempo de reposo	10.00 min
Altura de agua	30.00 cm
Altura de arena	5.00 cm
Altura de agua final	24.20 cm

RESULTADOS	
Diferencia promedio de alturas en 30 minutos	5.80 cm
Tiempo de infiltracion para el descenso de 1cm.	6.90 min
Coefficiente de infiltracion "R"	15.25 Lit/25da

Clase de Terreno	Tiempo de infiltracion para el descenso de 1 cm.
Infiltracion Rapida	de 0 a 4 minutos
Infiltracion Media	de 4 a 8 minutos
Infiltracion lenta	de 8 a 12 minutos



Ing. Rider Cajaleon Jaramillo
CIP N° 169667



Elio Augusto Saavedra C.
JEC. LABORATORIO DE SUELOS DE CONCRETO Y ASFALTO

**TEST DE PERCOLACION T-01
PARA DETERMINACION DE UBS REFERENCIA A NORMA TECNICA IS.020**

01.00.- DATOS GENERALES

PROYECTO "ANÁLISIS ESTRUCTURAL, HIDRÁULICO DE HIDROGEOLÓGICO PARA MEJORAR EL COMPORTAMIENTO DEL CANAL DE RIEGO EN SUELOS SATURADOS - CASO CANAL DE RIEGO CAÑAHAN LINDERO - TOMAYQUICHUA - 2019"



TASA DE INFILTRACION			
$R = 215.5 \frac{(h_1 - h_2)(d_2 + t_1)^2}{t_1^3}$			
$h_1 =$	30.00 cm	$h_1 + h_2 =$	5.90 cm
$h_2 =$	24.20 cm	$d_2 + t_1 =$	10.00 mm
$d_2 =$	20.00 mm		600.00 seg
$t_1 =$	10.00 min		
$R =$	15.25 L/m ² /día		

04.00.- PANEL FOTOGRAFICO



05.00.- CONCLUSIONES

Coefficiente de permeabilidad K = 0.150 cm/min
 Infiltración para desecado de 1 cm = 6.90 min
 Clase de terreno = Semp permeable
 Tasa de infiltración Q = 15.25 L/m²/día


 Ing. Rider Cajaleón Jaramillo
 CIP N° 169667


 Elio Augusto Saavedra C.
 TEC. LABORATOR. SAABE SUELOS DE CONCRETO Y ASFALTO

TEST DE PERCOLACION T-02
PARA DETERMINACION DE UBS REFERENCIA A NORMA TECNICA IS.020

01.00.- DATOS GENERALES

PROYECTO *ANALISIS ESTRUCTURAL, HIDRAULICO DE HIDROGEOLOGICO PARA MEJORAR EL COMPORTAMIENTO DEL CANAL DE RIEGO EN SUELOS SATURADOS - CASO CANAL DE RIEGO CANGHAN LINDERO - TOMAYQUICHUA - 2019*

UBICACION POLITICA
REGION: HUANUCO
PROVINCIA: PROVINCIA DE AMBO
DISTRITO: TOMAYQUICHUA
LOCALIDAD: CANGHAN LINDERO

N° PERCOLACION P-02

SOLICITANTE BACH. JOSEPH WALTER POMA ALVINO

PROFUNDIDAD 1.50 m

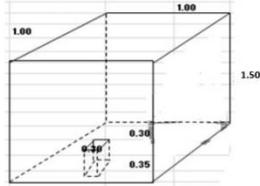
NIVEL FREATICO NO SE ENCONTRO

FECHA SETIEMBRE DEL 2021

02.00.- DATOS DE CAMPO

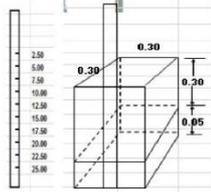
2. PROCEDIMIENTO DEL TEST DE PERCOLACION

2.1. SE HA REALIZADO LA EXCAVACION MAYOR DE 1.00 x 1.00 x 1.50 MTS. PROFUNDIDAD



2.2. SE HA REALIZADO LA EXCAVACION PEQUEÑA DE 0.30 X 0.30 X 0.35

2.3. SE HA COLOCADO UN TUBO DE Ø 2" , L = 1.00MTS. EN LA EXCAVACION PEQUEÑA.



2.4. EN LOS ULTIMOS 5.00 CM. SE HA RELLENADO CON ARENA GRUESA

2.5. SE HA COLOCADO UNA REGLA GRADUADA DENTRO DEL TUBO Ø 2"

2.6. SE HA HECHADO AGUA DENTRO DEL TUBO DE Ø 2"

2.7. SE HA PREPARADO EL SIGUIENTE CUADRO:

03.00.- RESULTADO DE TEST DE PERCOLACION

MEDICION	TIEMPO DE PERCOLACION (min)		LAMINA DE PERCOLACION (cm)		VELOCIDAD DE PERCOLACION (cm/min)		VELOCIDAD DE PERCOLACION (cm/hr)	
	Parcial	Acumulado	Instantanea	Acumulada	Instantanea	Acumulada	Instantanea	Acumulada
1	10	10	1.10	1.10	0.110	0.110	6.60	6.60
2	10	20	0.80	1.90	0.080	0.190	6.79	13.39
3	10	30	1.80	3.70	0.180	0.370	7.16	20.55
4	10	40	1.70	5.40	0.170	0.540	7.70	28.25
PROMEDIO	10.00		1.35		0.135		2.83	

Coefficiente de permeabilidad K = 0.075 cm/min = 1.26E-05 m/seg

REGISTRO DE DESCENSO TRAS PERIODO NOCTURNO DE EXPANSION	
Medio de registro	10.00 min
Medio de agua	30.00 cm
Altura de arena	5.00 cm
Altura de agua final	24.60 cm

RESULTADOS	
Diferencia promedio de alturas en 30 minutos	5.40 cm
Tiempo de infiltración para el descenso de 1cm.	7.41 min
Coefficiente de infiltración "R"	14.20 Litros/día

Clase de Terreno	Tiempo de infiltración para el descenso de 1 cm.
Infiltración Rápida	de 0 a 4 minutos
Infiltración Medía	de 4 a 8 minutos
Infiltración lenta	de 8 a 12 minutos

Ing. Rider Cajaleón Jaramillo
CIP N° 169667

Elio Augusto Saavedra C.
REG. LABORATORIO DE SUELOS DE CONCRETO Y ASFALTO

**TEST DE PERCOLACION T-02
PARA DETERMINACION DE UBS REFERENCIA A NORMA TECNICA IS.020**

01.00.- DATOS GENERALES

PROYECTO: *ANÁLISIS ESTRUCTURAL, HIDRÁULICO DE HIDROGEOLOGICO PARA MEJORAR EL COMPORTAMIENTO DEL CANAL DE RIEGO EN SUELOS SATURADOS - CASO CANAL DE RIEGO GANCHAN LINEERO - TOMAYQUICHUA - 2019*



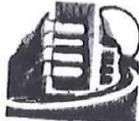
TASA DE INFILTRACION			
$R = 315.5 (p_1^2 h^2 p_2^2 t_1)^{-1/2}$			
$h_1 =$	30.00 cm	$h_1 h_2 =$	5.40 cm
$h_2 =$	24.00 cm	$t_1 t_2 =$	10.00 min
$t_2 =$	20.00 min		= 600.00 seg
$t_1 =$	10.00 min		
$R =$	14.20 Lit/2da		

04.00.- PANEL FOTOGRAFICO



05.00.- CONCLUSIONES

Coefficiente de permeabilidad K = 0.075 cm/min
 Infiltración para drenaje de 1 cm = 7.41 min
 Clase de terreno = Semipermeable
 Tasa de infiltración Q = 14.20 Lit/2da


 Ing. Rider Cajaleón Jaramillo
 CIP N° 169667


 Elio Augusto Saavedra C.
 TEC. LABORATORIA DE SUELOS DE CONCRETO Y ASFALTO



LABORTEC
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



PANEL FOTOGRAFICO



LABORTEC
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



**"ANÁLISIS ESTRUCTURAL, HIDRAULICO DE
HIDROGEOLOGICO PARA MEJORAR EL
COMPORTAMIENTO DEL CANAL DE RIEGO EN
SUELOS SATURADOS - CASO CANAL DE RIEGO
GANCHAN LINDERO - TOMAYQUICHUA - 2019 "**



VISTA FOTOGRAFICA DE LA CALICATA N°01



[Signature]
Ing. Rider Cajaleón Jaramillo
CIP N° 169667



[Signature]
Elio Augusto Saavedra C.
TEC. LABORATORIO DE SUELOS DE CONCRETO Y ASFALTO



LABORTEC
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



**"ANÁLISIS ESTRUCTURAL, HIDRAULICO DE
HIDROGEOLOGICO PARA MEJORAR EL
COMPORTAMIENTO DEL CANAL DE RIEGO EN
SUELOS SATURADOS – CASO CANAL DE RIEGO
CANGHAN LINDERO – TOMAYQUICHUA - 2019 "**



VISTA FOTOGRAFICA DE LA CALICATA N°01



[Signature]
Ing. Rider Cajaleón Jaramillo
CIP N° 169667



[Signature]
Elio Augusto Saavedra C.
JEC LABORATORIO DE SUELOS DE CONCRETO Y ASFALTO



LABORTEC
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



**"ANÁLISIS ESTRUCTURAL, HIDRÁULICO DE
HIDROGEOLOGICO PARA MEJORAR EL
COMPORTAMIENTO DEL CANAL DE RIEGO EN
SUELOS SATURADOS – CASO CANAL DE RIEGO
CANCHAN LINDERO – TOMAYQUICHUA - 2019 "**



VISTA PANORAMICA DE LA CALICATA N°01



Ing. Rider Cajaleón Jaramillo
CIP N° 169667



Elio Augusto Saavedra C.
TEC. LABORATORIO DE SUELOS DE CONCRETO Y ASFALTO



LABORTEC
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



**"ANÁLISIS ESTRUCTURAL, HIDRAULICO DE
HIDROGEOLOGICO PARA MEJORAR EL
COMPORTAMIENTO DEL CANAL DE RIEGO EN
SUELOS SATURADOS - CASO CANAL DE RIEGO
CANGHAN LINDERO - TOMAYQUICHUA - 2019 "**



VISTA FOTOGRAFICA DE LA CALICATA N°02


Ing. Rider Cajaleón Jaramillo
CIP N° 169667


Elio Augusto Saavedra C.
TEC. LABORATORIO DE SUELOS DE CONCRETO Y ASFALTO



LABORTEC
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO



**"ANÁLISIS ESTRUCTURAL, HIDRÁULICO DE
HIDROGEOLOGICO PARA MEJORAR EL
COMPORTAMIENTO DEL CANAL DE RIEGO EN
SUELOS SATURADOS - CASO CANAL DE RIEGO
CANCHAN LINDERO - TOMAYQUICHUA - 2019 "**



VISTA PANORAMICA DE LA CALICATA N°02



[Signature]
Ing. Rider Cajaleón Jaramillo
CIP N° 169667



[Signature]
Elio Augusto Saavedra C.
TEC. LABORATORIO DE SUELOS DE CONCRETO Y ASFALTO