

**UNIVERSIDAD DE HUANUCO**  
**FACULTAD DE INGENIERIA**  
**PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA CIVIL**



**UDH**  
UNIVERSIDAD DE HUANUCO  
<http://www.udh.edu.pe>

**TESIS**

---

**“Evaluación y análisis para el diseño de juntas en canales de sección rectangular en el sistema de riego Canchan Lindero – Tomaykichwa, Provincia de Ambo - 2022”**

---

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

**AUTOR: Obregon Valdivieso, Brayan**

**ASESOR: Guarniz Flores, Joel Luis**

**HUÁNUCO – PERÚ**

**2023**

# 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): 77161454

### DATOS DEL ASESOR:

Documento Nacional de Identidad (DNI): 46064394

Grado/Título: Maestro en ingeniería, con mención en: gestión ambiental y desarrollo sostenible

Código ORCID: 0000-0003-1651-8683

### DATOS DE LOS JURADOS:

N°	APELLIDOS Y NOMBRES	GRADO	DNI	Código ORCID
1	Jacha Rojas, Johnny Prudencio	Maestro en ingeniería de sistemas e informática con mención en: gerencia de sistemas y tecnologías de información	40895 876	0000-0001-7920-1304
2	Trujillo Ariza, Yelen Lisseth	Maestro en medio ambiente y desarrollo sostenible, mención en gestión ambiental	70502 371	0000-0002-5650-3745
3	Dávila Herrera, Percy Mello	Ingeniero civil	41050949	0000-0001-5484-6982

# 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 martes 25 del mes de julio del año 2023, en el Auditorio de la Facultad de Ingeniería, en cumplimiento de lo señalado en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad de Huánuco, se reunieron el **Jurado Calificador** integrado por los docentes:

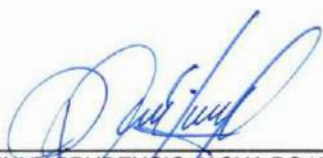
MG. JOHNNY PRUDENCIO JACHA ROJAS	(PRESIDENTE)
MG. YELEN LISSETH TRUJILLO ARIZA	(SECRETARIO)
ING. PERCY MELLO DÁVILA HERRERA	(VOCAL)

Nombrados mediante la RESOLUCIÓN N° 1612-2023-D-FI-UDH, para evaluar la **Tesis** intitulada: **"EVALUACION Y ANALISIS PARA EL DISEÑO DE JUNTAS EN CANALES DE SECCION RECTANGULAR EN EL SISTEMA DE RIEGO CANCHAN LINDERO – TOMAYKICHWA, PROVINCIA DE AMBO - 2022"**, presentado por el (la) Bach. Brayan OBREGON VALDIVIESO, 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 15 y cualitativo de Bueno (Art. 47)

Siendo las 16:55 horas del día 25 del mes de Julio del año 2023, los miembros del Jurado Calificador firman la presente Acta en señal de conformidad.



MG. JOHNNY PRUDENCIO JACHA ROJAS  
ORCID: 0000-0001-7920-1304  
**PRESIDENTE**



MG. YELEN LISSETH TRUJILLO ARIZA  
ORCID: 0000-0002-7346-9542  
**SECRETARIO**



ING. PERCY MELLO DÁVILA HERRERA  
ORCID: 0000-0003-3299-4655  
**VOCAL**



## CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD

Yo, ..BERTHA LUCILA CAMPOS RIOS..... ,  
asesor(a) del PA Ingeniería Civil..... y designado(a)  
mediante documento ..RESOLUCIÓN N.º 1255-2022-D-FI-UDH..... del (los)  
estudiante(s) ..... **OBREGON VALDIVIESO, BRAYAN**.....  
....., de  
la investigación titulada:

.....  
**EVALUACIÓN Y ANÁLISIS PARA EL DISEÑO DE JUNTAS EN CANALES DE**  
**SECCIÓN RECTANGULAR EN EL SISTEMA DE RIEGO CANCHAN LINDERO -**  
.....  
**TOMAYKICHTWA, PROVINCIA DE AMBO - 2022**  
.....  
.....

Puedo constar que la misma tiene un índice de similitud del .....<sup>16</sup> %  
verificable en el reporte final del análisis de originalidad mediante el  
Software Antiplagio 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, 09... de Setiembre de 2023.

---

Mg. Campos Ríos, Bertha Lucila  
DNI: 19939411  
ORCID. 0000-0002-5662-554X

## Informe final de tesis pos sustentación

### INFORME DE ORIGINALIDAD

16%

INDICE DE SIMILITUD

15%

FUENTES DE INTERNET

12%

PUBLICACIONES

13%

TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

### FUENTES PRIMARIAS

1

[workingincaes.inl.gov](http://workingincaes.inl.gov)

Fuente de Internet

2%

2

[finansdanmark.dk](http://finansdanmark.dk)

Fuente de Internet

1%

3

[repository.usergioarboleda.edu.co](http://repository.usergioarboleda.edu.co)

Fuente de Internet

1%

4

[www.politicacriminal.gov.co](http://www.politicacriminal.gov.co)

Fuente de Internet

1%

5

[ddd.uab.cat](http://ddd.uab.cat)

Fuente de Internet

1%

6

[libreria.unellez.edu.ve](http://libreria.unellez.edu.ve)

Fuente de Internet

1%

7

[zaguan.unizar.es](http://zaguan.unizar.es)

Fuente de Internet

1%

8

[repository.unab.edu.co](http://repository.unab.edu.co)

Fuente de Internet

1%

9

[www.repositorio.poli.ufrj.br](http://www.repositorio.poli.ufrj.br)

Fuente de Internet

1%

Mg. Campos Ríos, Bertha Lucila  
DNI: 19939411  
ORCID. 0000-0002-5662-554X

## **DEDICATORIA**

Agradezco al señor de Burgos por estar conmigo en los altibajos de mi vida, dándome salud y fortaleza para alcanzar mis metas y misiones.

A mi madre Doris Valdivieso Espinoza, por haber estado apoyándome en cada momento de mi vida, con sus consejos y ser una fuente de motivación e inspiración para superarme cada día y luchar por un mejor futuro, a mi padre Guillermo Obregon Guerra, por el apoyo que me brinda aun estando lejos, a mis abuelitos quienes siempre estuvieron conmigo alentándome en todo, y a mi familia que siempre me apoyo a seguir.

## **AGRADECIMIENTO**

Al final de un difícil trabajo como el desarrollo de una tesis, inevitablemente experimentarás un humano egocentrismo lo que hará que te concentres en la mayor parte de los créditos. Sin embargo, un análisis objetivo muestra de inmediato que el valor de la contribución no hubiera sido posible sin las personas que facilitaron este trabajo, por eso, es verdaderamente grato de usar este espacio para expresar mis agradecimientos.

De una manera muy especial también a mi docente el Ing. Percy Dávila Mello por su apoyo y confianza en mi trabajo, por su experiencia técnica en la Ingeniería Hidráulica y su capacidad de guiar mis ideas, siempre se ha distinguido por su dirección y seriedad, que es la clave para desarrollar un buen trabajo de investigación.

A mi asesor Mg. Joel Luis Guarniz Flores, por su conocimiento, tiempo y dedicación en la realización de esta investigación.

A mis compañeros de la universidad, por sus aportes a mi tesis.

# ÍNDICE

DEDICATORIA .....	II
AGRADECIMIENTO .....	III
ÍNDICE.....	IV
ÍNDICE DE TABLAS .....	IX
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XI
RESUMEN .....	XV
ABSTRACT.....	XVI
INTRODUCCIÓN .....	XVII
CAPITULO I.....	19
PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN .....	19
1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.....	19
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA .....	19
1.2.1. PROBLEMA GENERAL .....	19
1.2.2. PROBLEMA ESPECIFICO .....	20
1.3. OBJETIVOS.....	20
1.3.1. OBJETIVO GENERAL.....	20
1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	20
1.4. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN .....	20
1.4.1. JUSTIFICACIÓN TEÓRICA .....	21
1.4.2. JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA .....	21
1.4.3. JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA .....	21
1.5 LIMITACIONES .....	21
1.6 VIABILIDAD DE LA INVESTIGACIÓN.....	21
CAPÍTULO II.....	23
MARCO TEÓRICO .....	23
2.1. ANTECEDENTES DE INVESTIGACIÓN.....	23



2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES.....	23
2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES .....	25
2.1.3. ANTECEDENTES LOCALES.....	27
2.2. BASES TEÓRICAS .....	27
2.2.1. ELEMENTOS GEOMÉTRICOS DE LOS CANALES.....	27
2.2.2. RELACIONES GEOMÉTRICAS.....	29
2.2.3. ECUACIÓN DE MANNING.....	30
2.2.4. CLASIFICACIÓN DEL FLUJO.....	31
2.2.5. ESTADO DE FLUJO .....	35
2.2.6. FLUJO SUB CRÍTICO, CRÍTICO Y SUPERCRÍTICO.....	36
2.2.7. REGÍMENES DE FLUJO.....	38
2.2.8. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO.....	39
2.2.9. DISEÑO DE CANALES REVESTIDOS .....	39
2.2.10. ENERGÍA ESPECÍFICA.....	45
2.2.11. HIDROLOGÍA SUPERFICIAL .....	45
2.2.12. CAUDALES MÁXIMOS .....	45
2.2.13. PERIODO DE RETORNO DE UNA AVENIDA.....	46
2.2.14. EFICIENCIA DE CONDUCCIÓN.....	47
2.2.15. MEDICION DE LA EFICIENCIA DE CONDUCCIÓN.....	50
2.2.16. MÉTODOS EMPÍRICOS .....	50
2.2.17. ESTIMACIÓN DEL CAUDAL POR EL MÉTODO DE FLOTADORES .....	59
2.2.18. PRESIÓN LATERAL DEL TALUD.....	60
2.2.19. METODO DE RANKINE EN SUELOS CON COHESIÓN Y FRICCIÓN.....	64
2.2.20. ECUACIÓN PARA ENCONTRAR EL Ø EQUIVALENTE PARA UN SUELO GRANULAR .....	64
2.2.21. DIFERENCIA DE PRESIONES .....	65

2.2.22. ESTABILIDAD DE MUROS DE CONTENCIÓN.....	65
2.2.23. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.....	66
2.2.24 CRITERIOS DE ESTABILIDAD.....	67
2.2.25. METODOS DE DISEÑO.....	76
2.2.26. CARGAS .....	76
2.2.27. REQUISITOS DE RESISTENCIA Y DE SERVICIO .....	76
2.2.28. RESISTENCIA REQUERIDA .....	76
2.2.29. RESISTENCIA DE DISEÑO.....	77
2.2.30. REFUERZO POR CAMBIOS VOLUMÉTRICOS.....	77
2.2.31. REFUERZO MÍNIMO EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN.....	78
2.2.32. RESISTENCIA AL CORTANTE .....	78
2.2.33. REFUERZO MÍNIMO EN MUROS .....	79
2.2.34. LÍMITES DEL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO.....	79
2.2.35. RECUBRIMIENTO DE CONCRETO PARA EL REFUERZO .	80
2.2.36. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	80
2.2.37. DISEÑO ESTRUCTURAL .....	81
2.2.38. TECTÓNICA DE PLACAS Y LA SISMICIDAD EN EL PERÚ.	81
2.2.39. PRINCIPIOS DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE.....	85
2.2.40. ASPECTOS IMPORTANTES EN EL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES E.030-2019.....	85
2.2.41. LOSAS DE CONCRETO .....	89
2.2.42. MUROS EN VOLADIZO .....	90
2.2.43. DISEÑO MUROS EN VOLADIZO .....	90
2.2.44. MÉTODO DE COULOMB; ANÁLISIS ESTÁTICO.....	91
2.2.45. MÉTODO DE MONONOBE – OKABE .....	92
2.3. DEFINICIONES CONCEPTUALES.....	94

2.4. HIPÓTESIS.....	96
2.4.1. FORMULACIÓN DE HIPÓTESIS .....	96
2.5. VARIABLES.....	96
2.5.1. VARIABLE DEPENDIENTE .....	96
2.5.2. VARIABLE INDEPENDIENTE .....	96
2.6. OPERACIONALIZACION DE VARIABLES .....	97
CAPÍTULO III.....	98
METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....	98
3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN .....	98
3.1.1. ENFOQUE.....	98
3.1.2. ALCANCE O NIVEL .....	98
3.1.3. DISEÑO.....	98
3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA.....	99
3.2.1. POBLACIÓN .....	99
3.2.2. MUESTRA.....	99
3.3. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS ...	99
3.4. TÉCNICAS PARA LA RECOLECCION DE DATOS.....	100
3.5. TÉCNICAS PARA EL ANALISIS E INTERPRETACION DE LOS DATOS .....	100
CAPÍTULO IV.....	101
RESULTADOS.....	101
4.1. PROCESAMIENTO DE DATOS .....	101
4.1.1 DEL ESTUDIO HIDRAULICO .....	101
4.2. CONTRASTACION DE LA HIPOTESIS.....	207
CAPÍTULO V.....	211
DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	211
CONCLUSIONES .....	213

RECOMENDACIONES.....	214
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	215
ANEXOS.....	220

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Velocidades maximas .....	41
Tabla 2 Velocidades maximas no erosivas.....	42
Tabla 3 Velocidades maximas no erosivas.....	43
Tabla 4 Velocidades maximas no erosivas.....	43
Tabla 5 Valores del coeficiente “n”.....	44
Tabla 6 Ancho de solera en funcion del caudal .....	45
Tabla 7 Perido de retorno de diseño recomendado para estructuras menores .....	47
Tabla 8 Valores del coeficiente de escorrentia .....	58
Tabla 9 Coeficientes de escorrentia metodo racional .....	59
Tabla 10 Valores de $\phi$ y $\gamma$ para diferentes tipos de suelo .....	64
Tabla 11 Procedimiento para calcular $\Sigma MR$ .....	68
Tabla 12 Zonificacion sismica .....	86
Tabla 13 Clasificacion de los perfiles de suelos.....	87
Tabla 14 Factor de suelo “S”.....	87
Tabla 15 Periodos “TP” y “TL”.....	87
Tabla 16 Sistemas estructurales.....	88
Tabla 17 Limites para la distorsion del entrepiso.....	89
Tabla 18 Operacionalizacion de Variables.....	97
Tabla 19 Periodo de retorno .....	102
Tabla 20 Lluvia Máxima para diferentes duraciones.....	104
Tabla 21 Intensidades Máximas para diferentes duraciones .....	106
Tabla 22 Intensidades Máximas para diferentes duraciones .....	107
Tabla 23 Periodos de Retorno con la fórmula de Weibull .....	107
Tabla 24 Periodo de Retorno en años .....	114
Tabla 25 Curva IDT.....	114

Tabla 26 Intensidad Máxima .....	115
Tabla 27 Cálculo de la Escorrentía .....	115
Tabla 28 Cálculo del tirante .....	118
Tabla 29 Parámetros Hidráulicos.....	120
Tabla 30 Cálculo de fuerza estabilizante y momento estabilizante.....	128
Tabla 31 Cálculo de fuerza lateral pasiva y momento pasivo .....	128
Tabla 32 Cálculo de fuerza lateral activa y momento activo .....	129
Tabla 33 Diagrama de Momentos y desplazamientos .....	147
Tabla 34 Diagrama de Momentos y desplazamientos .....	148
Tabla 35 Diagrama de Momentos y desplazamientos .....	149
Tabla 36 Periodo de Retorno.....	155
Tabla 37 Lluvia Máxima para diferentes duraciones.....	157
Tabla 38 Intensidades Máximas para diferentes duraciones .....	159
Tabla 39 Intensidades Máximas para diferentes duraciones .....	160
Tabla 40 Periodos de Retorno con la fórmula de Weibull .....	160
Tabla 41 Periodo de Retorno en años .....	167
Tabla 42 Curva IDT.....	167
Tabla 43 Intensidad Máxima .....	168
Tabla 44 Cálculo de la Escorrentía .....	168
Tabla 45 Cálculo del tirante .....	171
Tabla 46 Parámetros Hidráulicos.....	173
Tabla 47 Cálculo de fuerza estabilizante y momento estabilizante.....	180
Tabla 48 Cálculo de fuerza lateral pasiva y momento pasivo .....	180
Tabla 49 Cálculo de fuerza lateral activa y momento activo .....	181
Tabla 50 Diagrama de Momentos y desplazamientos .....	199
Tabla 51 Diagrama de Momentos y desplazamientos .....	200
Tabla 52 Diagrama de Momentos y desplazamientos .....	201

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Elementos geometricos mas importantes .....	28
Figura 2 Seccion transversal y longitudinal de un canal rectangular .....	30
Figura 3 Seccion transversal sin recubrimiento .....	30
Figura 4 Flujo uniforme permanente .....	32
Figura 5 Flujo uniforme no permanente .....	33
Figura 6 Flujo rapidamente variado .....	33
Figura 7 Flujo gradualmente variado .....	33
Figura 8 Flujo variado .....	34
Figura 9 Flujo gradualmente acelerado .....	34
Figura 10 Flujo gradualmente retardado .....	35
Figura 11 Canal con flujo gradualmente llamado curva de remanso .....	35
Figura 12 Tipos de flujos.....	36
Figura 13 Tipos de flujos en canales abiertos.....	37
Figura 14 Diagrama de Moody.....	38
Figura 15 Curvas intensidad, duracion y frecuencia para lluvia maxima .....	55
Figura 16 Empuje activo .....	61
Figura 17 Notacion para la presion activas de las ecuaciones .....	62
Figura 18 Empuje pasivo .....	62
Figura 19 Notacion para la presion pasiva de las ecuaciones .....	63
Figura 20 Muro de contencion .....	65
Figura 21 Muro de contencion .....	66
Figura 22 Muro de contencion .....	66
Figura 23 Muro de contencion .....	66
Figura 24 Revision por volteo .....	69
Figura 25 Revision por deslizamiento .....	69

Figura 26 Alternativas para incrementar el factor de seguridad con respecto al deslizamiento .....	71
Figura 27 Revision de falta por capacidad de carga .....	72
Figura 28 Esquema de analisis estructural .....	81
Figura 29 Diseño estructural con el software Sap2000 v.21 .....	81
Figura 30 Esquema de la tectonica de placas .....	82
Figura 31 Zonas sismicas .....	86
Figura 32 Muros en voladizo.....	90
Figura 33 Fuerzas actuantes en un muro en voladizo .....	91
Figura 34 Metodo de Coulomb.....	92
Figura 35 Metodo de Mononobe Okabe .....	93
Figura 36 Pendiente.....	104
Figura 37 Seccion sin recubrimiento.....	118
Figura 38 Empuje del Suelo.....	122
Figura 39 Empuje del liquido .....	123
Figura 40 Empuje pasivo del suelo .....	124
Figura 41 Espesor de la pared derecha del canal.....	125
Figura 42 Espesor de la pared izquierda del canal .....	126
Figura 43 Fuerza resultante respecto a "O" .....	130
Figura 44 Esfuerzos del terreno.....	131
Figura 45 Esfuerzos pared derecha .....	131
Figura 46 Esfuerzos pared izquierda .....	134
Figura 47 Esfuerzos pared izquierda .....	137
Figura 48 Detalle de refuerzos.....	140
Figura 49 Detalle de sección de canal .....	140
Figura 50 Detalle de cargas que actúan en el canal .....	142
Figura 51 Detalle de cargas que actúan en el canal, con longitudes.....	142



Figura 52 Detalle de cargas que actúan en el canal .....	143
Figura 53 Teoría de Coulomb .....	144
Figura 54 Carga triangular .....	145
Figura 55 Asignación de carga triangular, programa Sap2000 .....	145
Figura 56 Diseño del canal .....	150
Figura 57 Vista frontal.....	150
Figura 58 Vista lateral .....	151
Figura 59 Vista en planta de losa.....	151
Figura 60 Zonificación del Perú .....	152
Figura 61 Pendiente.....	157
Figura 62 Sección sin recubrimiento .....	170
Figura 63 Empuje del Suelo.....	174
Figura 64 Empuje del Líquido .....	175
Figura 65 Empuje Pasivo del Suelo .....	176
Figura 66 Espesor de la pared derecha del canal.....	177
Figura 67 Espesor de la pared izquierda del canal .....	178
Figura 68 Fuerza resultante respecto a "O" .....	182
Figura 69 Esfuerzos del terreno.....	183
Figura 70 Esfuerzos pared derecha .....	183
Figura 71 Esfuerzos pared izquierda .....	186
Figura 72 Esfuerzos pared izquierda .....	189
Figura 73 Detalle de refuerzos.....	192
Figura 74 Detalle de sección de canal .....	192
Figura 75 Detalle de cargas que actúan en el canal .....	194
Figura 76 Detalle de cargas que actúan en el canal, con longitudes .....	194
Figura 77 Detalle de cargas que actúan en el canal .....	195
Figura 78 Teoría de Coulomb .....	196

Figura 79 Carga triangular .....	197
Figura 80 Asignación de carga triangular, programa Sap2000 .....	197
Figura 81 Diseño del canal .....	202
Figura 82 Vista frontal .....	202
Figura 83 Vista lateral .....	203
Figura 84 Vista en planta de losa.....	203
Figura 85 Zonificación del Perú .....	204

## RESUMEN

De lo cual se planteó para este trabajo de investigación como tarea mejorar el diseño de un canal de concreto armado de sección rectangular para asegurar el buen diseño estructural y tener la eficiencia adecuada del canal, considerando las fuerzas sísmicas, el empuje del terreno y las presiones; en cuanto a métodos, el estudio es observacional, descriptivo y retrospectivo. El enfoque es cuantitativo, exploratorio y no experimental; la población muestreada es en el Canal de Riego Canchan Lindero – Tomaykichwa de 1.420km de longitud y la muestra constituida por los tramos afectados. Se utilizó una técnica de observación y estudio de la mecánica de suelos mediante calicatas en las zonas afectadas. Para el procesamiento de la información se utilizó Microsoft Excel y el programa estructural Sap2000, donde se descubrió como resultado de la investigación del Canal de Riego Canchan Lindero – Tomaykichwa de 1.420km, donde se encontró 2 tramos afectados, con agrietamientos al costado de las juntas de dilatación. El caudal hidrológico tomando el 75% según ANA Res.007-2015 - Anexo N°22 se obtuvo 1.39 m<sup>3</sup>/s para una intensidad máxima de 584.84 mm/hr con 0.45 de escorrentía en un periodo de 10 años. Del programa Sap2000 se concluyó que según las cargas calculadas por los datos tomados en campo, se dio un resultado de momentos y desplazamientos para el muro voladizo y la losa, donde nos dio en el muro voladizo solo desplazamientos en el eje “y” y en la losa en el eje “z”, también de acuerdo a los momentos resultantes dado por el programa Sap2000 se dio que en el muro voladizo la longitud óptima de juntas para ese tramo, y en la losa se determinó añadir un acero de temperatura en la parte central, porque ahí es donde más momentos se genera. Por lo tanto, se concluyó que si es posible el diseño del canal Canchan Lindero, para poder determinar la longitud óptima de las juntas.

**Palabras Clave:** Juntas de Dilatación, Agrietamiento, Muro Voladizo, Losa, canal de riego.

## ABSTRACT

From which it was proposed for this research work as a task to improve the design of a rectangular section reinforced concrete channel to ensure good structural design and have the adequate efficiency of the channel, considering seismic forces, ground pressure and pressures. ; Regarding methods, the study is observational, descriptive and retrospective. The approach is quantitative, exploratory and non-experimental; The sampled population is in the Canchan Lindero - Tomaykichwa Irrigation Canal, 1,420 km long, and the sample consists of the affected sections. A technique of observation and study of soil mechanics was carried out through test pits in the affected areas. For the processing of the information, Microsoft Excel and the Sap2000 structural program were used, where it was discovered as a result of the investigation of the Canchan Lindero - Tomaykichwa Irrigation Canal of 1,420 km, where 2 affected sections were found, with cracks on the side of the joints. of dilation. The hydrological flow taking 75% according to ANA Res.007-2015 - Annex No. 22 was obtained 1.39 m<sup>3</sup>/s for a maximum intensity of 584.84 mm/hr with 0.45 runoff in a period of 10 years . From the Sap2000 program it was concluded that according to the loads calculated from the data taken in the field, a result of moments and displacements was given for the cantilever wall and the slab, where in the cantilever wall only displacements were given in the "y" axis and in the slab in the "z" axis, also according to the resulting moments given by the Sap2000 program, it was given that in the cantilever wall the optimal length of joints for that section, and in the slab it will be decreased by adding a temperature steel in the central part, because that is where more moments are generated. Therefore, it was concluded that the design of the Canchan Lindero channel is possible, in order to determine the optimal length of the joints.

Keywords: Expansion Joints, Cracking, Cantilever Wall, Slab, irrigation canal.

## INTRODUCCIÓN

Por regla general, las fallas de canales que ocurren en las montañas y otras áreas de diferentes países están relacionadas con fallas por deslizamiento o volteo, desplazamiento y hundimiento de los tramos, el agrietamiento por no considerar fuerzas sísmicas en su diseño, que aun sienta mínimas provoca el agrietamiento en el canal, de lo cual se producen pérdidas y filtraciones, lo que provoca diferentes fallas en la estructura del canal, porque no son diseñadas para estos tipos de ocurrencias.

A razón de esto es lo cual se genera menor eficiencia del canal y el caudal de la captación será menor al caudal de riego por pérdidas que se generan, según la Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación [FAO], la mejora de los proyectos de riego se está volviendo cada vez más costosa debido a la necesidad de corregir fallas de diseño tempranas para utilizar procedimientos de riego adecuados, los cuales se ha presentado esta investigación para mejorar el diseño de canales de riego.

En el Capítulo I, hacemos una breve descripción de los problemas que afecta a los canales de riego, de lo cual se genera nuestra problemática en evaluar y analizar el diseño de juntas de dilatación para mejorar la eficiencia y durabilidad de estos, de lo cual se determina la longitud apropiada para su construcción.

En el Capítulo II, marco teórico se presentó los antecedentes relacionados a la problemática de esta investigación, de lo cual también se presenta las bases teóricas, que son las fórmulas y teorías en el cual se basa los cálculos para poder realizar la evaluación y análisis de los canales de riego, así como la hipótesis de la problemática y sus variables.

En el Capítulo III, se indica el tipo de investigación Observacional, así como el enfoque cuantitativo, alcance investigación explicativa, diseño no experimental transversal y las técnicas para la recolección de datos.

En el Capítulo IV, se ven los resultados obtenidos mediante cálculos conseguidos por la toma de datos en campo, lo cual se expresan en cuadros, figuras que nos indican los resultados de la investigación, y la contrastación

de la hipótesis en este caso de que si se puede mejorar el diseño de canales de riego.

En el Capítulo V, se realizó la discusión de resultados con los antecedentes presentados, viendo si difiere o no de acuerdo a los resultados obtenidos de la investigación, también las conclusiones y recomendaciones para mejorar el diseño de canales.

Por último, se ve las referencias bibliográficas y anexos.

# **CAPÍTULO I**

## **PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN**

### **1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA**

El estudio se basó en identificar un hecho problemático cuando la construcción de canales de drenaje ineficientes genera pérdidas de agua innecesarias; Según la Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación [FAO], la mejora de los proyectos de riego se está volviendo cada vez más costosa debido a la necesidad de corregir fallas de diseño tempranas para utilizar procedimientos de riego adecuados, el problema en la sierra del Perú, con respecto a los canales rectangulares, es que los canales no son diseñados sísmicamente respecto a las juntas que no tienen una normativa propia, generando por las fuerzas sísmicas que se presentan fisuras y desplazamiento en las juntas.

Por otro lado, el estudio se hizo en la zona de canchan lindero – tomaykichwa, provincia de ambo, donde este problema provoco filtraciones excesivas de agua, a la vez que reduce el caudal en los sistemas de riego, además la perdida natural o el colapso de estos. Por esta razón, los canales rectangulares con revestimientos de hormigón ciclópeo son propensos a colapsar porque están diseñados para mejorar la eficiencia del riego y no están diseñados estructural y sísmicamente para resistir deslizamientos de tierra en taludes vulnerables y efectos sísmicos en el suelo.

En tal caso el aporte a la ingeniería del tema dado es poder tener un buen diseño de canales de riego en futuros casos, en los aspectos estructurales y sísmicos, tal caso para que no exista colapsos ni filtraciones por factores externos como los sismos y/o derrumbes.

### **1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA**

#### **1.2.1. PROBLEMA GENERAL**

¿Cómo se podrá evaluar y analizar el diseño de juntas en canales de sección rectangular para mejorar la eficiencia y durabilidad en el sistema de riego Canchan Lindero – Tomaykichwa, provincia de Ambo - 2022?

## **1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS**

- ¿Cuál es la longitud adecuada para el diseño de juntas del sistema de riego Canchan Lindero – Tomaykichwa, provincia de Ambo - 2022?
- ¿Cuál es el diseño estructural adecuado para el sistema de riego Canchan Lindero – Tomaykichwa, provincia de Ambo - 2022?
- ¿Cuál sería el análisis sísmico adecuado según la sección del canal para el sistema de riego Canchan Lindero – Tomaykichwa, provincia de Ambo - 2022?

## **1.3. OBJETIVOS**

### **1.3.1. OBJETIVO GENERAL**

- Evaluar y analizar el diseño de juntas en canales de sección rectangular para mejorar la eficiencia y durabilidad en el sistema de riego de canchan lindero – tomaykichwa, provincia de ambo - 2022.

### **1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Determinar la longitud adecuada para la losa y muro voladizo en el diseño de juntas en canales rectangulares.
- Evaluar estructuralmente el diseño de canales de sección rectangular.
- Analizar sísmicamente el diseño de juntas en canales de sección rectangular.

## **1.4. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN**

El fundamento de este estudio se basa en el hecho de que la exportación e importación de productos del campo ingresan al mercado en condiciones menos competitivas, debido a las pérdidas de canales por infiltración de agua y grietas por las juntas mal diseñadas, lo cual da una menor producción de productos de primera necesidad.

### **1.4.1. JUSTIFICACIÓN TEÓRICA**

El trabajo de investigación está orientado a brindar conocimientos sobre el análisis estructural y sísmico preciso de canales rectangulares en diseño de juntas.



#### **1.4.2. JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA**

El estudio se realizó porque es necesario conocer las longitudes óptimas de las juntas de dilatación para que los canales de riego no tengan filtraciones ni grietas.

#### **1.4.3. JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA**

Debido a la posibilidad de mejorar el diseño del canal de riego, se ha adaptado el método en este estudio utilizando el software de modelado de canales Sap2000 v.21, el cual permite la visualización de momentos, desplazamientos, permitiendo obtener las longitudes resultantes adecuadas para las juntas.

#### **1.5. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACION**

- Falta de bibliografía especializada e investigaciones sobre el diseño de canales rectangulares con diseño estructural y sísmico.
- No se cuenta con una normativa de diseño de juntas para canales de riego.
- No hay inventario de pérdida de canales debido a un mal diseño de juntas.

#### **1.6. VIABILIDAD DE LA INVESTIGACIÓN**

Porque se presenta un mal diseño de juntas a lo largo de la ruta del canal "CANCHAN - LINDERO", se observó fisuramiento y filtraciones el cual acarreará problemas a los agricultores y pérdidas de tramos del canal "CANCHAN - LINDERO", por lo tanto, utilizando los resultados propuestos, se puede encontrar una solución más específica, para evitarse colapsos, filtraciones después de la construcción del canal debido a la falta de estudios de investigación de diseño de canales.

Donde el diseño propuesto añadirá un mejor funcionamiento del canal en caso de sismo para aumentar la capacidad agrícola, y esta alternativa también se puede dar para otro tipo de canal.

Toda la financiación procederá del propio fondo de tesis del alumno y se realizarán aportaciones individuales desde la inicialización hasta la finalización, esto no se creará cualquier beneficio económico personal.

En cuanto a los recursos humanos, este estudio contará con el apoyo de consultoría de actividades de desarrollo relacionadas con este proyecto y otros temas muestra para el experimento.

## CAPÍTULO II

### MARCO TEÓRICO

#### 2.1. ANTECEDENTES DE INVESTIGACIÓN

##### 2.1.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES

**Ahmadi (2009) Optimización de la ubicación de juntas de expansión y contracción revestimiento de canal en concreto.** Este artículo analiza la interacción entre el suelo subyacente y el revestimiento de hormigón de un canal bajo diferentes condiciones de operación utilizando el método de elementos finitos. El análisis se realizó determinando las relaciones esfuerzo-tensión entre el suelo y el pavimento. A partir de los resultados del análisis se determinó el mejor lugar para ubicar las juntas de dilatación de tal manera que se minimice el riesgo de fisuración para cualquier situación de operación de canales de diferentes tamaños. Según los resultados, una junta longitudinal a menos de 1/3 de la profundidad de los canales de tamaño pequeño a mediano eliminaría cualquier posibilidad de agrietamiento al reducir el momento de flexión a 1/10 en comparación con un revestimiento sin juntas. Para generar los resultados, analizamos los efectos de las características del suelo subyacente, como el módulo de elasticidad y la relación de Poisson, sobre la importancia de los momentos de flexión y las deformaciones. Se muestra que los resultados son válidos para todas las características posibles del suelo. Copyright#2008 John Wiley & Sons, Ltd.

**Wang (2021) Efecto de diferentes propiedades del concreto sobre la grieta del cordón de escarcha en el revestimiento y la junta del canal en forma de U.** Debido a estacional escarcha de tierra base, había numerosos revestimientos de canales de hormigón en forma de U que se agrietan o incluso se fracturan en el área de riego del norte de China. Una vez que el revestimiento del canal estuviera agrietado o fracturado, habría filtración y daños en el revestimiento del canal. Esta situación fue adversa para el riego que ahorra agua gravemente. El revestimiento del canal en forma de U incluye dos partes que contienen losas de hormigón prefabricadas y juntas de hormigón fundido en el lugar.

Según las características de la construcción, la caracterización del hormigón incluía fuerza y deformación, tenía una distinción observable entre losa y la junta del revestimiento, lo que resultó en la diferencia en escarcha efecto. En este estudio, la diferencia de grietas entre la losa y la articulación se cuantificó mediante el experimento de observación de grietas en primer lugar. Además, el modelo de simulación numérica con modelo de daño de concreto y enfoque de grieta manchada de la fuerza del tejido de heladas se estableció mediante experimentos del tejido de heladas efectivo y las propiedades mecánicas del concreto. La propagación de grietas El proceso de diferentes losas y juntas de revestimiento de hormigón se analizó bajo el cambio de la fuerza del tejido de las heladas. Al mismo tiempo, la validez del modelo numérico y el enfoque se probaron comparando los resultados con el experimental. El resultado mostró que el aumento de la resistencia del concreto tuvo un efecto significativo en la resistencia del revestimiento del canal en forma de U a la grieta por agitación de heladas. Indicó que la resistencia a la tracción del concreto se incrementó en un 48.28% de C15 a C20, y la fuerza de agitación de las heladas durante el agrietamiento se incrementó en un 21.26%. Las ecuaciones empíricas de la función de potencia podrían usarse para predecir la fuerza del tejido de las heladas de craqueo del revestimiento del canal en forma de U por la fuerza del concreto. El estudio proporcionó una nueva idea para estudiar el proceso de daño por calor de heladas de diferentes tipos de revestimiento de canales.

**Hydrology Research (2023) Evaluación de la eficiencia hidráulica de los canales de riego revestidos: un estudio de caso de Punjab, Pakistán.** El Sistema de Irrigación de la Cuenca del Indo (IBIS) en Pakistán es la columna vertebral de la agricultura en el país. El IBIS brinda apoyo de riego a tierras agrícolas en todo el país; sin embargo, la eficiencia hidráulica del sistema de conducción de agua se ve afectada debido a las pérdidas por filtración. El revestimiento de canales de riego se considera una solución potencial para mejorar la eficiencia hidráulica. Por lo tanto, este estudio explora el impacto del revestimiento de canales en la eficiencia hidráulica de los canales en la provincia de Punjab en Pakistán. En total, se monitorearon 14 canales/distribuidores/menores

(longitud total 226 km) en términos de desempeño hidráulico en diferentes zonas de riego. Los parámetros hidráulicos, geométricos y socioeconómicos del canal/distribuidores/menores, incluidos el coeficiente de rugosidad, los sedimentos, la velocidad del flujo, el parámetro mojado, las brechas, los casos de robo, el lecho, la pendiente lateral, el perfil de la superficie del agua, el radio hidráulico, el rendimiento del cultivo y el área de crecimiento de la vegetación tienen sido observado experimentalmente. Los resultados obtenidos se han comparado con los datos de diseño y pre-revestimiento. Se realizaron diez pruebas de filtración usando el método de entrada-salida y ocho pruebas de filtración usando el método de encharcamiento para estimar las pérdidas por filtración. Los resultados indican que casi todos los parámetros variaron de los valores de diseño. Se ha llevado a cabo una comparación detallada de los parámetros socioeconómicos. Los resultados de las pruebas de filtración muestran una reducción de pérdidas de aproximadamente un 78 %.

### **2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES**

**Curi (2019) Diseño de canal de riego con revestimiento de concreto simple con juntas de polímero para mejorar la eficiencia de conducción en el tramo Km 10+570 al Km 12+570 del canal principal Cumbaza, 2019.** Esta prueba tiene como objetivo desarrollar canales de riego con un recubrimiento particularmente simple con polímeros con los elementos conectados de los canales de riego, así como sus procesos de diseño técnico en el suelo, probando las propiedades hidráulicas, pruebas de suelo y polímeros para su uso en conexiones de construcción; esta investigación tiene un tipo de prueba utilizado como parte de búsqueda de los prácticos problemas que se dan como prueba de la prueba de 2000 km del canal principal y se ha demostrado como un modelo de 500 metros.

A partir de la pérdida de las herramientas estándar utilizadas como campo portátil, las tablas técnicas en las juntas de laboratorio y las tablas de deshidratación se consideran herramientas. Los ensayos obtuvieron una pendiente de 23185, una demanda máxima de agua de 3,70 m<sup>3</sup>/s y una mínima de 0,75 m<sup>3</sup>/s, una rugosidad de 0,017, con los datos de la

geometría de la estructura y las dimensiones del canal en el que se muestra la figura la escalera se desarrollará con suelo con suelo datos de prueba de suelo desarrollado estructura de canal propuesta; El hallazgo de que la disminución de la conductividad en el canal de acoplamiento pupilar se convirtió en una prueba de hipótesis, confirmando que el acoplamiento de polímeros en un canal de riego aumenta la eficiencia.

**Gutierrez (2004) Juntas en estructuras de concreto para obras de riego.** El presente documento tiene como finalidad ser una guía para el diseño de juntas en estructuras de concreto para obras de riego. Para desarrollar el diseño general, se expone la teoría de juntas, su relación con el comportamiento del concreto y la función de los selladores.

Posteriormente se desarrolla el diseño de juntas en obras de riego y se presenta la evaluación del desempeño de las mismas en canales construidos en diferentes zonas del país. De la evaluación se concluye que aun cuando el diseño de juntas haya sido adecuado, el pobre desempeño del sellador ha resultado en una de las principales causas de la pérdida de agua en las obras de riego. Por lo que se comprueba la importancia de elaborar las juntas según el diseño establecido y de seleccionar un sellador elastomérico apropiado; descartando el uso de mezclas asfálticas y realizando la instalación del sellador según las indicaciones del fabricante.

**Dávila (2020) Diseño hidráulico del canal abierto Miguel Checa (km 0+000 – km 2+000) para reducir la pérdida de agua por filtración, Piura, 2020.** La pérdida de agua filtrada genera la reducción del caudal del canal de riego. Con base en los estudios realizados para este estudio, se utilizaron diferentes aspectos de reducción de esta pérdida de caudal.

Antecedentes como método del archivo realizado en el canal piruro hasta innovadoras propuestas como el revestimiento del Canal Granja Potrerillos. El principal objetivo del estudio fue realizar los cálculos hidráulicos del cauce abierto Miguel Checa con el fin de que disminuyan las pérdidas por infiltración. Se han presentado para el diseño hidráulico 2 propuestas. Uno se calcula en base a los criterios definidos por Chow (2014) y el ANA (2010), y el otro lo determina el programa HCANALES, los resultados obtenidos con un error del 0,01% y 0,0 0,09%, los valores

mínimo y máximo respectivamente. Luego, usando HCHANELES para determinar la cantidad de agua perdida en el proceso de filtración, la tasa de pérdida es de 0.07%. Asimismo, las estructuras hidráulicas se modelan en Civil3D. Los datos obtenidos permiten alcanzar los objetivos hipotéticos y confirman las 2 propuestas son viables.

### **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.** Actualmente, su mayor problema en la Sierra con canales rectangulares es lados de canal no pueden soportar las fuerzas provocadas por los deslizamientos, ya que los taludes son vulnerables por la falta de vegetación que los sostenga, la resistencia al desgaste y la inestabilidad del talud, como también materiales sueltos como limo, arcilla y terreno irregular, así como otros elementos naturales. Por otro lado, las pendientes sensibles que ocurren en el sitio de prueba causan deslizamientos de tierra, proporcionan una presión activa insuficiente y también pueden causar el desgaste o colapso del canal. Por esta razón, los canales ciclópeos rectangulares de concreto tienden a colapsar para aumentar la capacidad de riego, y por esta razón, ninguna estructura puede resistir deslizamientos de laderas sensibles. Deslizar o pasar el dedo puede fallar, por lo que se crean entradas confidenciales después de este problema. Debido a los defectos estructurales descritos, los canales se clasifican como direcciones sensibles, pero confieren no solo pérdidas estructurales sino también capacidad de riego, y por tanto una ventaja a favor de la imagenología. El principal beneficio de utilizar los canales es interrumpir la actividad económica de la que dependen.

## **2.2. BASES TEÓRICAS**

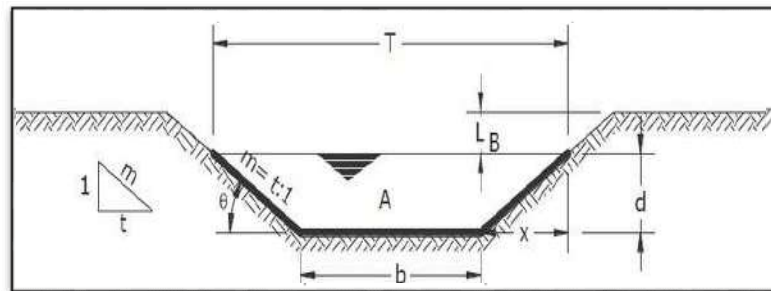
### **2.2.1. ELEMENTOS GEOMÉTRICOS DE LOS CANALES**

Las propiedades de la sección transversal del canal se determinan partir de las longitudes, ángulos de la sección transversal y el tirante. Donde estos son importantes y ampliamente utilizados en los cálculos del

caudal. Para la sección transversal matemáticamente se puede expresar los elementos geométricos como son el tirante, caudal, velocidad, pendiente entre otros. El tipo de canal del conducto es trapezoidal, figura 1, Rodríguez (2008):

Los elementos geométricos más importantes:

**Figura 1**  
Elementos geométricos



Fuente: Rodríguez, 2008

- Tirante de agua “y”:

Esto se puede explicar de dos formas, según el tipo de partición de que se trate. Para la porción normal del canal, esta es la profundidad a lo largo de la dirección normal del flujo, es decir, la altura de la sección. Para secciones verticales, la profundidad desde la base hasta la superficie de agua. Sotelo (1997)

- Ancho superficial “T”:

Superficie expuesta al ambiente Rodríguez (2008).

- Talud “m”:

Esta es la conexión entre los lados horizontal y vertical del canal (también conocida como pendiente lateral del canal). En otras palabras, "m" es la pendiente cuando la proyección vertical es 1, utilizando razones trigonométricas. Es la cotangente del ángulo ( $\theta$ ), es decir  $m = \frac{x}{d}$  y que de acuerdo al tipo del material este depende y poder evitar deslizamientos Rodríguez (2008).

- Coeficiente de rugosidad “n”:

Varía de acuerdo al material del que se construya Rodríguez (2008).

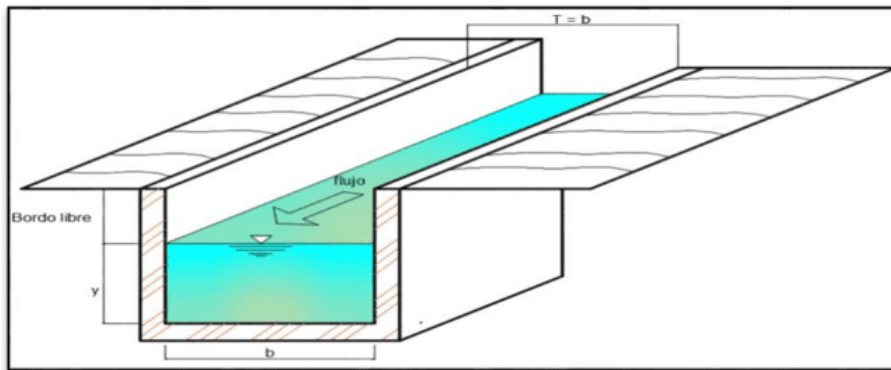


- Pendiente “S”:  
Es la pendiente del canal (mm) Rodríguez (2008).
- Área hidráulica “A”:  
Área delimitada por el líquido dentro del canal Universidad Veracruzana (2013).
- Perímetro mojado “P”:  
El perímetro interno del canal en el que hay contacto de líquido con la pared sin incluir la superficie libre si esta existe Universidad Veracruzana (2013).
- Radio hidráulico “R”:  
Área entre el perímetro Universidad Veracruzana (2013).
- Borde Libre “B.L.”:  
Es la altura entre el extremo superior y la superficie libre de agua Rodríguez (2008).
- Caudal “Q”:  
El la magnitud de agua que pasa por el conducto, ( $m^3/s$ ) Rodríguez (2008).
- Velocidad “V”:  
Relación de espacio recorrido y tiempo del agua, (m/s) Rodríguez (2008).

### **2.2.2. RELACIONES GEOMÉTRICAS**

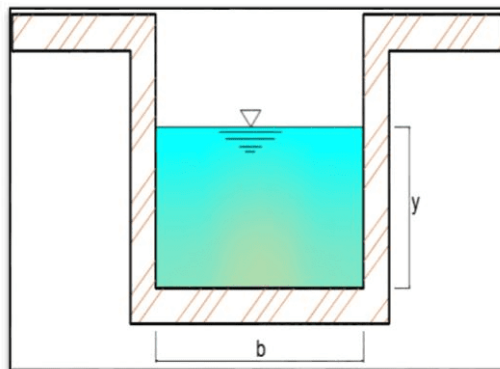
Identifica las relaciones geométricas apropiadas para el área superficial, el perímetro, el nivel freático y el radio hidráulico Villón (2015).

**Figura 2**  
Sección transversal y longitudinal.



- Sección sin recubrimiento:

**Figura 3**  
Sección transversal sin recubrimiento.



### 2.2.3. ECUACIÓN DE MANNING

El coeficiente de Manning “n” varía de acuerdo al material a usar y diferentes factores, donde Cowan analizó una fórmula para determinar el valor exacto de acuerdo a los factores que se podrían presentar, el cual viene dado por:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) * m_5$$

Donde la expresión para el cálculo del caudal con el coeficiente de Manning Villón (2015):

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

Donde:

Q = caudal (m<sup>3</sup>/sg).

A = área, (m<sup>2</sup>).

## 2.2.4. CLASIFICACIÓN DEL FLUJO

Donde el flujo en un canal abierto puede dividirse en distintas categorías y presentarse de diferentes maneras. La clasificación:

- A. Flujo permanente
  - 1. Flujo uniforme
  - 2. Flujo variado
    - a. Flujo gradualmente variado
    - b. Flujo rápidamente variado
- B. Flujo no permanente
  - 1. Flujo uniforme no permanente
  - 2. Flujo variado no permanente
    - a. Flujo gradualmente variado no permanente
    - b. Flujo rápidamente variado no permanente

Adicional se realiza cambiando el área, la profundidad, la velocidad, etc. fluir a través del tiempo y el espacio. El cual mencionó que la clasificación de los arroyos en cauce abierto evoluciona en distintos flujos Rodríguez (2008):

### A) Flujo permanente y flujo no permanente

La descripción del flujo es constante si cumple la (profundidad, velocidad, área, etc.) y estas no difieren con el tiempo, es decir, los elementos de flujo en la sección transversal del canal son siempre constantes o constantes. Matemáticamente se pueden representar Rodríguez (2008):

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

Si los parámetros cambian en flujo viene a ser no permanente:

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

### B) Flujo uniforme y variado.

La distribución se debe al uso de espacios como variables. De acuerdo a los parámetros (profundidad, velocidad, área, etc.) el flujo es uniforme si no cambian espacialmente, es decir, los elementos del flujo

son constantes en cualquier parte del canal. Matemáticamente se pueden representar Rodríguez (2008):

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

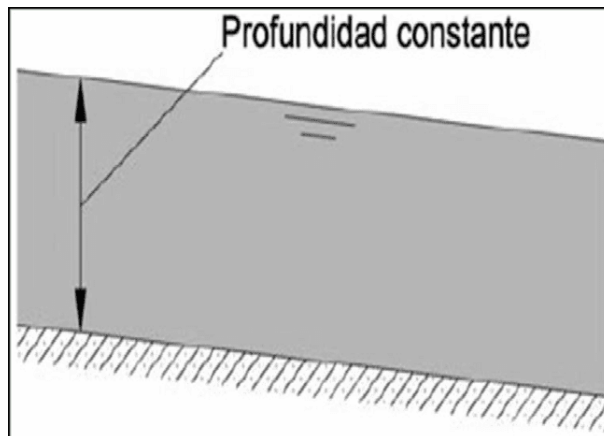
Si varían los parámetros el flujo se torna no uniforme:

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

Un flujo uniforme puede ser permanente o no permanente, si cambia el tirante respecto con el tiempo.

- Flujo Uniforme Permanente:  
Donde la profundidad de flujo no cambia durante el período considerado, que es el principal tipo de flujo considerado en un sistema hidráulico de canal abierto Rodríguez (2008).

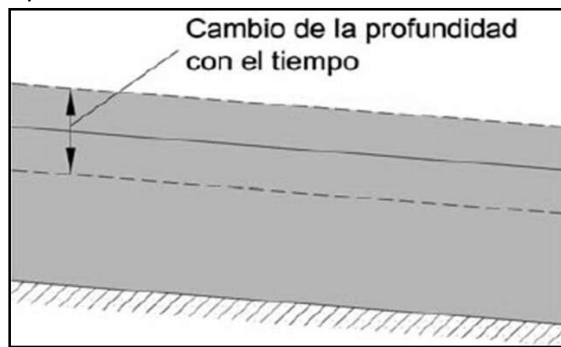
**Figura 4**  
*Flujo uniforme permanente*



Fuente: Rodríguez, 2008

- Flujo Uniforme no Permanente:  
Para establecer un flujo constante, el nivel del agua subterránea debe fluctuar de vez en cuando, pero aún paralelo al fondo de la base, ya que esta es una condición prácticamente imposible, los flujos irregulares son raros (raros) tienen Rodríguez (2008).

**Figura 5**  
*Flujo uniforme no permanente*

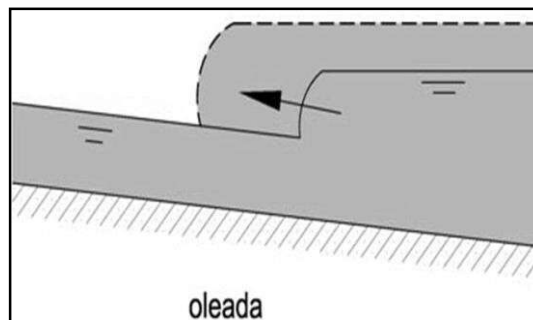


Fuente: Rodríguez, 2008

Se podría clasificar como rápidamente variado:

- Flujo Rápidamente Variado:  
La corriente cambia rápidamente si el tirante tiene un cambio de alturas bruscamente en una relativamente distancia corta, en tal caso como los resaltos hidráulicos Rodríguez (2008):

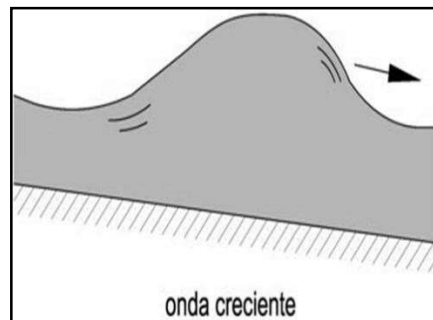
**Figura 6**  
*Flujo rápidamente variado.*



Fuente: Rodríguez, 2008

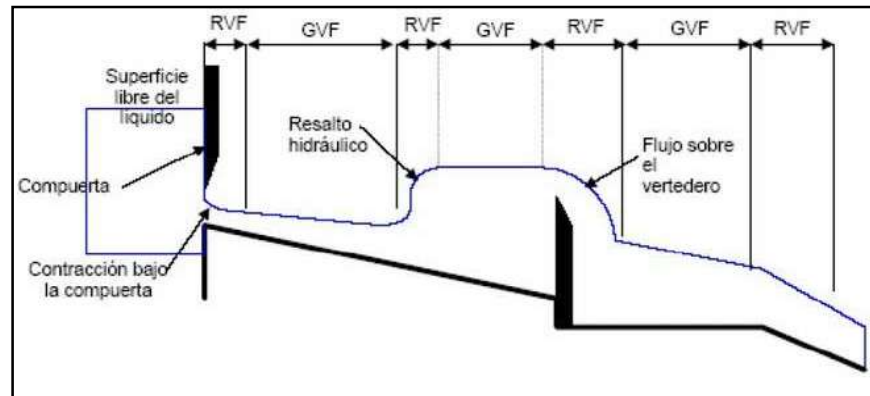
- Flujo Gradualmente Variado:  
Donde los parámetros de flujo varían progresivamente respecto al canal, por ejemplo, una curva de flujo inverso Rodríguez (2008).

**Figura 7**  
*Flujo gradualmente variado.*



Fuente: Rodríguez, 2008

**Figura 8**  
Flujo variado.

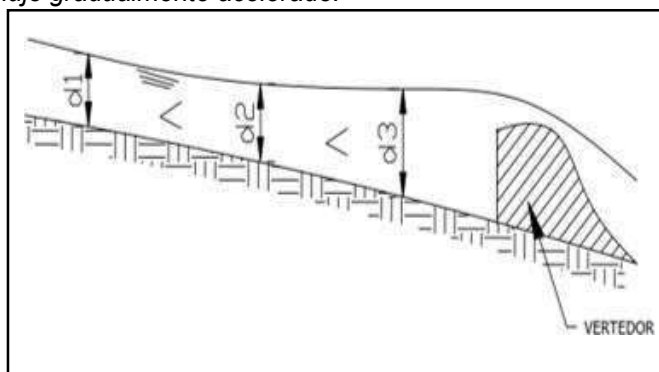


Fuente: Rodríguez, 2008

El flujo de cambio gradual puede acelerarse o ralentizarse. La primera ocurre cuando la profundidad disminuye en la dirección de la corriente (Fig. 9), mientras que el segundo fenómeno, también conocido como estancamiento (figura 10), pasa cuando la profundidad aumenta.

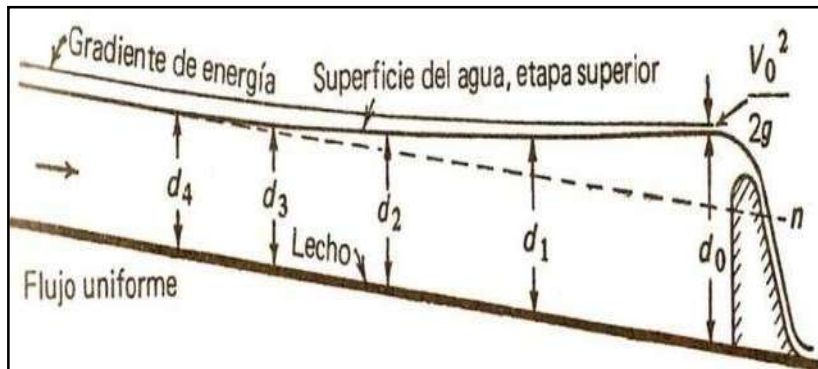
Algo habitual de agua estancada es la que se produce frente a una presa u otro obstáculo similar, como se muestra en la (fig.11) Rodríguez (2008).

**Figura 9**  
Flujo gradualmente acelerado.



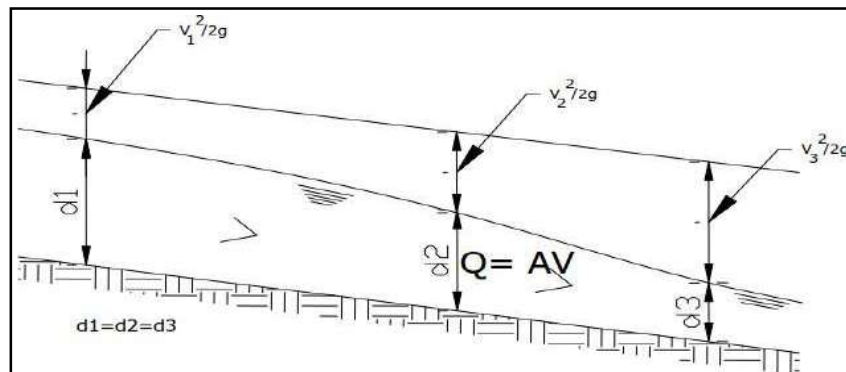
Fuente: Rodríguez, 2008

**Figura 10**  
Flujo gradualmente retardado.



Fuente: Rodríguez, 2008

**Figura 11**  
Curva de remanso.



Fuente: Rodríguez, 2008

## 2.2.5. ESTADO DE FLUJO

### A. Por efectos de la Viscosidad Jiménez (2013)

Flujo laminar: Si las fuerzas viscosas son más fuertes comparadas con la fuerza de inercia Jiménez (2013).

Flujo de transición: Estado intermedio entre laminar y turbulento Jiménez, (2013).

Flujo de turbulento: Si las fuerzas son débiles comparadas con la fuerza de inercia Jiménez (2013).

$$R_e = \frac{VR_h}{\nu}$$

$$R_e < 5000 \text{ laminar}$$

$$500 \leq R_e \leq 12500 \text{ transición}$$

$$R_e > 12500 \text{ turbulento}$$

Re: Numero de Reynolds (adimensional)

V: Velocidad (m/s)

Rh: Radio Hidráulico (m)

V: Viscosidad Cinemática

## 2.2.6. FLUJO SUB CRÍTICO, CRÍTICO Y SUPERCRÍTICO

### A. Por efectos de gravedad (Jiménez, 2013)

En el estado de flujo la influencia de gravedad se expresa como la relación entre la fuerza de inercia y la fuerza de gravedad, misma que se relaciona con los diferentes tipos de regímenes del flujo. El régimen del flujo lo define el valor de numero de Froude Jiménez (2013).

$$F = \frac{V}{\sqrt{gR_h}}$$

$$F < 1 \text{ subcritico}$$

$$F = 1 \text{ critico}$$

$$F > 1 \text{ supercritico}$$

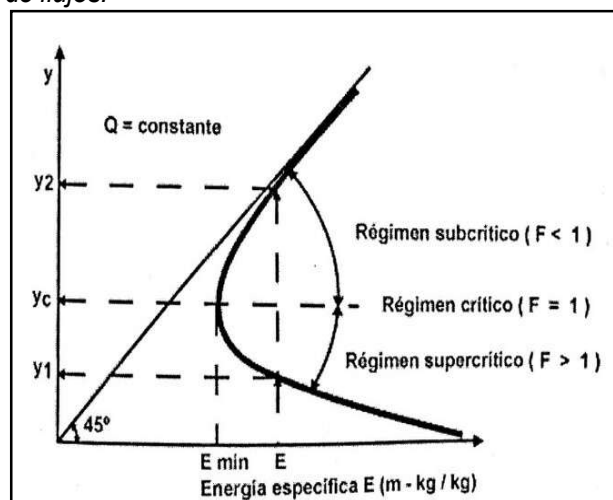
F: Numero de Froude (adimensional)

V: Velocidad (m/s)

Rh: Radio Hidráulico (m)

g: Constante de gravedad (m/s<sup>2</sup>)

**Figura 12**  
Tipos de régimen de flujos.



Fuente: Villon, 2015

De la fig. 12, la región alta de la curva corresponde a la corriente subcrítica ( $y_2 > y_c$ ) y la región inferior a la corriente crítica superior ( $y_1 < y_c$ ). Resumiendo lo observado para el caudal crítico, las formas que se



pueden utilizar para determinar el tipo de caudal en el cauce son las siguientes Villón (2015):

De acuerdo a los tirantes:

Si  $y < y_c$ , el flujo es supercrítico o rápido

Si  $y = y_c$ , el flujo es crítico

Si  $y > y_c$ , el flujo es subcrítico o lento

Para velocidad media:

Si  $V < V_c$ , el flujo es subcrítico o lento

Si  $V = V_c$ , el flujo es crítico

Si  $V > V_c$ , el flujo es supercrítico o rápido

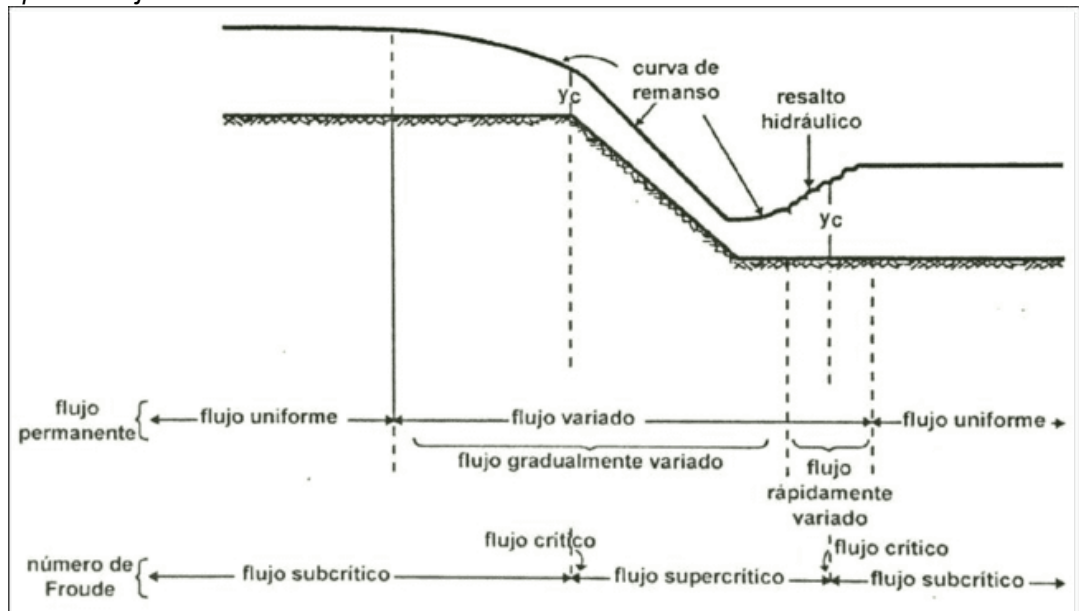
$$F = \frac{V}{\sqrt{g * y}} = \frac{V}{\sqrt{g * \frac{A}{T}}}$$

De acuerdo al Número de Froude, Villón (2015):

- Flujo sub crítico si  $F < 1$ .
- Flujo crítico si  $F = 1$ .
- Flujo supercrítico si  $F > 1$ .

En la fig. 13, diferentes tipos de flujo.

**Figura 13**  
Tipos de flujos en canales abiertos



Fuente: Villon, 2015

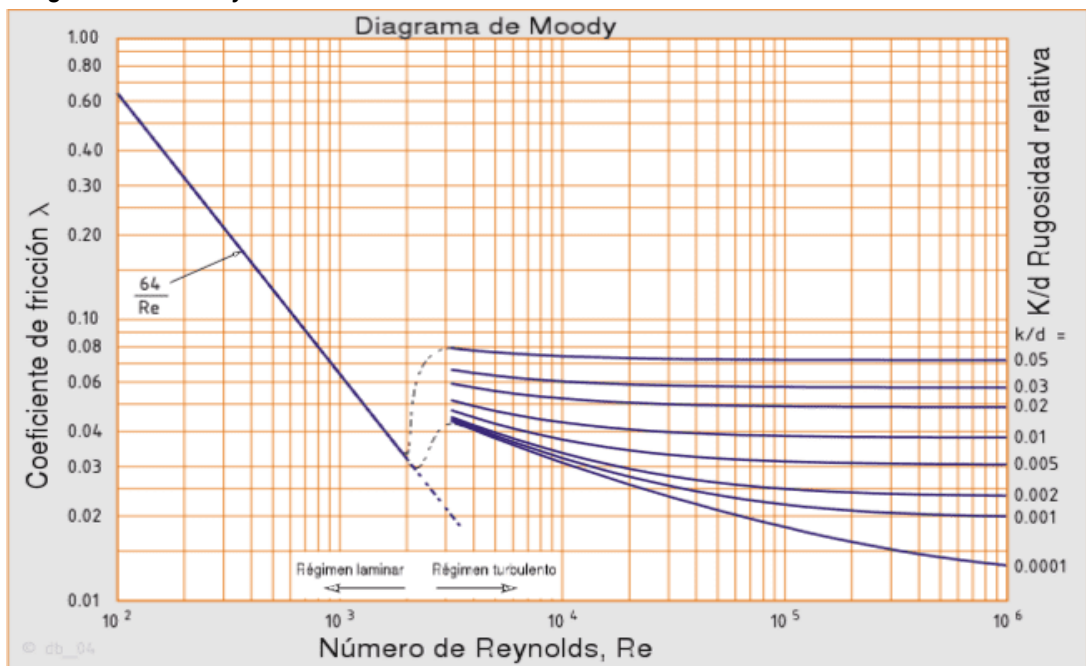
## 2.2.7. REGÍMENES DE FLUJO

El régimen de flujo está determinado por una combinación de la acción de la gravedad y el efecto de la viscosidad. Hay cuatro posibles modos de flujo en canales abiertos Jiménez (2013). Estos son:

- Laminar subcrítico: Cuando el número de Froude es menor 1, y el número de Reynolds está en la zona laminar del diagrama de Moody.
- Laminar supercrítico: Cuando el número de Froude es mayor que 1, el número de Reynolds está en la zona laminar del diagrama de Moody.
- Turbulento supercrítico: Cuando el número de Froude es mayor que 1, y el número de Reynolds está en la zona turbulenta del diagrama de Moody.
- Turbulento subcrítico: Cuando el número de Froude es menor que 1, el número de Reynolds está en la zona turbulenta del diagrama de Moody.

Del factor de fricción en función al número de Reynolds y la rugosidad de la tubería la cual se representa en el diagrama de Moody en un grafica en escala doblemente logarítmica.

**Figura 14**  
*Diagrama de Moody*



Fuente: Chow, 1982

### **2.2.8. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO**

Cuando se diseña un conducto, se suele especificar el caudal  $Q$  a transportar y la pendiente disponible, donde puede variar en ciertos límites. Donde el coeficiente de rugosidad es conocido ( $n$ ), el cual depende recubrimiento del canal Perez (2016).

### **2.2.9. DISEÑO DE CANALES REVESTIDOS (NO EROSIONABLES)**

Los canales hechos por el hombre la mayoría están bien diseñados pueden soportar adecuadamente el paso del tiempo. Los canales hechos por el hombre sin flujo generalmente son susceptibles a la erosión, con la excepción de aquellos excavados en cimientos fuertes como lecho rocoso Rodríguez (2008).

De acuerdo al diseño de canales revestidos las causas tales como la velocidad máx. permitida, presión permitida no se incluyen en los criterios considerados. Donde solo se calcula la geometría del conducto artificial utilizando la ecuación de flujo uniforme, después el tamaño final se da en función del rendimiento hidráulico o la regla empírica para un diseño superior, práctico y económico Rodríguez (2008).

Al diseñar, se tienen en cuenta las siguientes condiciones: el tipo de material del que está hecho la estructura del canal, el coeficiente de rugosidad; velocidad mínima para evitar precipitaciones o escombros durante el movimiento del agua; techo a dos aguas, techo de canalones; borde libre; y la parte más eficiente se determina hidráulica Rodríguez (2008).

#### **a) Material y Revestimiento no Erosionable:**

Establece que se utilizan materiales no destructivos para la carcasa o el cuerpo de la tubería dividida, incluidos acero, hormigón, hierro fundido, plástico, madera, mampostería, vidrio, etc. El cual depende del diseño y costo, y el propósito de su construcción, qué canales se utilizarán. Generalmente, los revestimientos de canales artificiales están destinados evitar que se erosionen y evitar la pérdida del caudal por filtración. En los cauces revestidos artificialmente, no es posible considerar la velocidad máxima admisible, la que no

provoca erosión, hasta que el agua arrastra arena, grava o rocas. Sin embargo, si se utilizan velocidades muy altas en el revestimiento, tenga en cuenta que el agua que fluye muy rápido tiende a desplazar los bloques del revestimiento y sacarlo de su lugar. Por lo tanto, los paneles laterales deben diseñarse teniendo en cuenta estas capacidades Chow (2004).

**b) Caudal (Q):**

El diseño del canal a nivel estructural la entrada del caudal, el cual se puede calcular a partir del módulo de riego (Lt/sg/ha), el área regada (ha) y el caudal. debido a la pérdida de permeabilidad durante la conducción. Si el canal se utiliza para descargar el exceso de aguas pluviales, la esorrentía de diseño se calcula en función de las condiciones hidrológicas. En cada caso, a menudo es necesario encontrar el tamaño de la tubería para proporcionar el caudal que satisfaga las necesidades del proyecto, ya sea de riego, drenaje, energía hidroeléctrica o civil Villón (2015).

**c) Velocidad:**

La tasa de reducción mínima permitida o sin reducción es la tasa más baja que no permite la formación de sedimentos el cual impide que crezcan musgos y plantas acuáticas. Este coeficiente es muy incierto y su valor exacto no es fácil de determinar. Para aguas sin sedimentos y de flujo directo, este factor es de poca importancia, aparte de afectar que las plantas crezcan. Se puede suponer una velocidad promedio de 0,61 a 0,91 m/s la sedimentación es baja, y una velocidad promedio de al menos 0,76 m/s evitará la acumulación de sedimentos, crecimiento de la vegetación, lo que reducir significativamente el flujo del canal Chow (2004).

Donde la velocidad media se puede determinar mediante la fórmula de Manning Villón (2015):

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

También se menciona que en los canales las velocidades varían dentro de los siguientes límites: la velocidad mínima en donde hay más sedimentación y la velocidad máxima a la que no se forman sólidos ni erosión de la estructura. Por encima de los valores máximos permitidos, las velocidades donde cambia la pendiente y provoca déficits en la estructura. Por el contrario, la formación de depósitos en consecuencia a tasas muy bajas conduce al estancamiento y la pérdida de control, así como a mayores costos de mantenimiento.

La tabla 1, nos da un rango de velocidades medias de acuerdo al tipo de material Villón (2015).

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

Características de los suelos	Velocidades máximas (m/sg)
Canales en tierra franca	0,60
Canales en tierra arcillosa	0,90
Canales revestidos con piedra y mezcla simple	1,00
Canales con mampostería de piedra y concreto	2,00
Canales revestidos con concreto	3,00
Canales en roca:	
Pizarra	1,25
Areniscas consolidadas	1,50
Roca dura, granito, etc.	3 a 5

**NOTA:**

Los valores de velocidad no deben especificarse durante el cálculo, pero deben verificarse utilizando la fórmula de Manning o utilizando la ecuación de continuidad para que los resultados obtenidos estén dentro del rango recomendado. Wendor (1993)

Fuente: Wendor, 1993

Según Wendor (1993):

Velocidad mín. (V<sub>min</sub>):

- Canales con revestimiento, para que no haya sedimentación en el canal 0.60 - 0.90 m/sg
- Canales sin revestimiento, para que no crezca vegetación 0.70 - 0.75 m/s

Velocidad máx. (V<sub>máx.</sub>):

En canal con revestimiento este criterio se puede omitir, sin dejar de lado las velocidades demasiado altas (alrededor de 6 m/s), pueden arrastrar rocas o deteriorar el revestimiento. Donde en canales sin revestimiento la velocidad máx. se debe considerar Sviatoslav (1986):

**Tabla 2***Velocidades máximas no erosivas en hormigón en función de su resistencia*

Resistencia en Kg/cm <sup>2</sup>	Profundidad "m"				
	0.5	1	3	5	10
50	9.6	10.6	12.3	13	14.1
75	11.2	12.4	14.3	15.2	16.4
100	12.7	12.7	16	17	18.3
150	14	14	18	19.1	20.6
200	15.6	15.6	20	21.2	22.9

Fuente: Sviatoslav, 1983

**d) Pendiente de Canal:**

Donde el fondo del canal generalmente está determinado por un levantamiento topográfico y la pendiente para que fluya el agua.

Donde esta depende del tipo de canal a diseñarse; como ejem., los que se usan para irrigación, suministro de agua, extracción hidráulica e hidroelectricidad, requieren altos niveles en el punto de distribución. Por lo tanto, es deseable una ligera pendiente para minimizar la pérdida de altura Chow (2004).

Donde la pendiente "S" del canal se muestra de manera diferente. Idealmente, es la relación de la distancia horizontal y la vertical a la que se produce la caída. Para gradientes de corriente pequeños típicos en canales abiertos, es más apropiado usar h/L.

Generalmente la pendiente de cauces y estructuras es muy baja normalmente 0.001 o 0.1%. Dado que  $\text{Sin}\theta = h/L$ , también se puede utilizar el ángulo entre el fondo del canal y la horizontal.

Entonces, una pendiente de 0.001 se puede expresar como Mott (2013):

- La pendiente es de 0.1%.

**e) Borde Libre:**

- UNI, el borde libre es el nombre que se le da a la altura adicional para absorber posibles extremos por encima del flujo del canal de diseño.
- Para canales sin recubrimiento, se debe dejar el borde libre a un tercio del tirante, es decir Villón (2015):

$$B. L. = \frac{y}{3}$$

Sin embargo, para canales con recubrimiento, borde libre puede ser 1/5 del tirante:

$$B. L. = \frac{y}{5}$$

Borde libre criterios que se toman:

- De acuerdo al caudal:

**Tabla 3**

*Borde libre en relación al caudal*

Caudal (m <sup>3</sup> /sg)	Borde Libre (m)
Menor que 0.50	0.30
Mayores que 0.50	0.40

Fuente: Villon, 2015

- De acuerdo al ancho de solera:

**Tabla 4**

*Borde libre en relación al ancho de solera*

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

Fuente: Villon, 2015

**f) Coeficiente de Rugosidad (n):**

Los cuales tomamos de acuerdo a Kutter (tab. 5), se usan en la fórmula de Ganhuillet - Kutter Rocha (2007):

**Tabla 5**

Valores del coeficiente “n” de kutter que generalmente se usa en los diseños

SUPERFICIE	n
Superficie metálica, lisa, sin pintar	0.012
Superficie metálica, lisa, pintada	0.013
Superficie metálica, corrugada	0.025
Cemento liso	0.011
Mortero de cemento	0.013
Madera cepillada	0.012
Madera sin cepillar	0.013
Tablones sin cepillar	0.014
Concreto liso	0.013
Concreto bien acabado, usado	0.014
Concreto frotachado	0.015
Concreto sin terminar	0.017
Gunita (sección bien terminada)	0.019
Gunita (sección ondulada)	0.022
Superficie asfáltica lisa	0.013
Superficie asfáltica rugosa	0.016
Tierra, limpia, sección nueva	0.018
Tierra, limpia, sección antigua	0.022
Tierra gravosa	0.025
Tierra, con poca vegetación	0.027
Tierra, con vegetación	0.035
Tierra, con piedras	0.035
Tierra, con pedrones	0.040
Para secciones circulares (trabajando como canal)	
Metal, liso	0.010
Acero soldado	0.012
Acero riveteado	0.016
Fierro fundido	0.013 - 0.014
Cemento	0.011 - 0.013
Vidrio	0.010

Fuente: Rocha, 2007

**g) Ancho de la Solera (b):**

Preestablecer el ancho del alféizar, la plantilla o la base es útil para los cálculos posteriores, que se manejan fácilmente mediante fórmulas de cálculo de la regla. Para establecer la fórmula adecuada para el ancho de la capa de fondo el cual se da por el flujo y se muestra en la tabla 6 Villón (2015).



**Tabla 6**

*Ancho de solera en función del caudal.*

CAUDAL Q (M3/SG)	ANCHO DE SOLERA b (m)
Menor de 0.100	0,30
Entre 0,100 y 0,200	0,50
Entre 0,200 y 0,400	0,75
Mayor de 0,400	1,00

Fuente: Villon, 2015

**h) Profundidad Total (H):**

Se halla mediante Villón (2015):

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

### 2.2.10 ENERGÍA ESPECÍFICA

Es la energía específica por unidad de volumen de agua en cualquier parte del canal en relación con el fondo del canal Jiménez (2013).

$$E = y \cos \theta + \alpha \left( \frac{V^2}{2g} \right) = y \cos \theta + \alpha \left( \frac{Q^2}{2gA^2} \right)$$

Consideración para canales de baja y alta pendiente. La ecuación de energía específica en el canal tiene una pendiente pequeña y una distribución de velocidad uniforme  $\alpha=1$ , queda:

$$E = y + \left( \frac{Q^2}{2gA^2} \right)$$

## II) Drenaje Superficial

### 2.2.11. HIDROLOGÍA SUPERFICIAL

Mencionar que una de las principales tareas de la hidrología es determinar el valor de escorrentía que se producirá cuando disminuya cierta cantidad de precipitación Sánchez (s.f.).

### 2.2.12. CAUDALES MÁXIMOS

El cual sirve para poder diseñar Villón (2011):

2.2.12.1 Las dimensiones de un cauce

2.2.12.2 Sistema de drenaje.

2.2.12.2.1 Agrícola

2.2.12.2.2 Aeropuerto

2.2.12.2.3 Ciudad

2.2.12.2.4 Carretera

2.2.12.3 Muros de canales para proteger ciudades y plantaciones

2.2.12.4 Alcantarillas

2.2.12.5 Vertedores de demasías

2.2.12.6 Luz en puentes

Es necesario determinar el caudal de diseño, en estos casos el caudal máximo. El valor del caudal estimado depende directamente del plazo de amortización que se le asigne, que a su vez depende del área y la velocidad Villón (2011).

### 2.2.13. PERIODO DE RETORNO DE UNA AVENIDA

El período de retorno se define como el período que puede igual o superar un evento de magnitud “Q” al menos una vez, si un evento igual o mayor a Q ocurre una vez T años, la probabilidad de que ocurra P es 1 en T veces, es decir, Villón (2011):

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

Donde:

P: probabilidad de ocurrencia de un caudal “Q”

T= periodo de retorno

De donde:

- ❖ Probabilidad de que Q no ocurra en algún año; es decir, la probabilidad de flujo < Q

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

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

- ❖ Suponiendo que la no ocurrencia de un evento en un año determinado no depende de su no ocurrencia en años anteriores y

posteriores, entonces la probabilidad de que el evento no ocurra en n años siguientes es igual a:

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

❖ La probabilidad de que un evento ocurra al menos una vez en 'n' años seguidos se llama riesgo o falla R, y se presenta por:

$$R = 1 - \bar{P}^n$$

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \dots \dots \dots (1.4)$$

El parámetro de riesgo se puede utilizar para determinar las consecuencias de elegir un período de recuperación determinado con “n” años de vida útil Villón (2011).

Donde la Tabla 7 muestra el tiempo de recuperación recomendado para estructuras más pequeñas para dar una idea del rango de variación hasta que se aplica la ecu. (1.4) Villón (2011).

**Tabla 7**  
*Periodo de retorno de diseño recomendado para estructuras menores*

Tipo de Estructuras	Periodo de Retorno (años)
Puente sobre carretera importante	50 - 100
Puente sobre carretera menos importante o alcantarillas sobre carretera importante	25
Alcantarillado sobre caminos secundarios	5 - 10.
Drenaje lateral de los pavimentos donde puede tolerarse encharcamiento con lluvia de corta duracion	1 - 2.
Drenaje de aeropuertos	5
Drenaje urbano	2 - 10.
Drenaje agricola	5 - 10.
Muros de encauzamiento	2 - 50*

*Nota: varia si las estructuras están en poblados importantes (aumenta).  
Fuente: Villon, 2015*

### 2.2.14. EFICIENCIA DE CONDUCCIÓN

La eficiencia de la conductividad ayuda a estimar la cantidad de agua perdida en el canal principal desde el punto de toma hasta el final del canal principal Minagri (2015).

$$Efc = \frac{V}{Ve}$$

V = Volumen útil

Ve = Volumen entregado

Los nuevos proyectos de irrigación no solo llevarán agua a niveles de extracción, sino que también se enfocarán en el sistema de distribución interno de la región, lo que conducirá a una mayor eficiencia de irrigación.

En donde cuando más se conozca las pérdidas del caudal, esto mejorará la gestión de la operación y la planificación del riego, ya que esto permitirá cumplir los pedidos en el menor tiempo posible. La pérdida de caudal se puede dar por diferentes formas Valverde (2007):

- Pérdidas por evaporación: se da mediante la temperatura, son mínimas por ende no se considera Valverde (2007).
- Pérdidas por fugas: se dan por el mal estado o falta de mantenimiento del canal, el cual si no le das importancia puede generar otros daños irreversibles Valverde (2007).
- Pérdidas por infiltración: más importante; dependen de la circunferencia mojada, la longitud del canal, la tasa de infiltración y la altura de elevación. A este nivel se reportan pérdidas del 15 al 45% (Grassy, S. 2001). La permeación se define como el movimiento del agua a través y hacia la superficie del suelo debido a las fuerzas de gravedad y capilaridad. Cuando el canal transporta agua durante mucho tiempo y el suelo debajo se satura, las fuerzas capilares disminuyen gradualmente hasta que alcanzan un punto en el que el movimiento del agua se debe únicamente a la gravedad y la tasa de infiltración se vuelve constante Aparicio (1992).

A. Métodos de medición de pérdidas por infiltración:

➤ Métodos directos:

- Método del estanque o endicamiento: Se trata de aislar un tramo de canal del cual se llena y mide las pérdidas para registrarlas a lo largo del tiempo se expresan como  $m^3/m^2/día$ .

Durante la excavación del canal se pueden tomar las mediciones del estanque, inmediatamente después de que cesa el

flujo normal, cuando el perímetro del canal permanece saturado. Un canal de al menos 300 m debe estar aislado por presas temporales; los extremos deben cubrirse con una película de plástico. Durante un periodo de varios días en un intervalo regular, se observa el nivel de agua estancada en el área y la tasa de caída de los niveles de agua después del primer llenado. Donde la evaporación diaria se debe tener en consideración.

Donde los autores proponen una fórmula para los cálculos Kraatz Bhutta (2004).

$$S = \frac{W(d1 - d2) * L}{P/L}$$

Donde S es la infiltración promedio en m<sup>3</sup> por m<sup>2</sup> cada 24 horas, W es el ancho promedio del nivel freático (m), d1 es la profundidad del agua al inicio de la medición (m), d2 es la profundidad del agua después de 24 horas (m), P es la circunferencia de humectación promedio (m) y la longitud del canal L (m).

Las limitaciones principales señaladas por los autores son: imposibilidad de uso con canales de trabajo, diferencias de velocidad y depósitos por condiciones de operación. Por otro lado, esto se aplica a los canales pequeños que su servicio no es continuo. No aplica en todo lo mencionado por lo cual requiere la construcción de presas y es un método invasivo. Otra desventaja es que el material en suspensión puede depositarse sobre la banda húmeda, alterando las condiciones naturales de infiltración Kinzli (2010).

#### - Método de la diferencia de caudales

Incluye el ancho de banda entre las dos partes de la sección del canal. Cuando esto se hace en diferentes partes del canal, también se le conoce como entrada y salida. Los ensayos se realizan durante el funcionamiento del canal.

Anteriormente, determinar la pérdida de canal por el método de entrada y salida era algo difícil. Determinar pérdidas conlleva

demasiado tiempo y se requiere cuidado para obtener resultados precisos Kinzli (2010).

### **2.2.15. MEDICIÓN DE LA EFICIENCIA DE CONDUCCIÓN**

La eficiencia de la conductividad ayuda a estimar la cantidad de pérdida en el canal principal desde el punto de toma hasta el final de la estructura. Hay casos en que las persianas de los canales de distribución laterales L1, L2, L3, ..., Ln, del mismo tipo que se tiene en cuenta al calcular la conductividad, no se pueden cerrar MINAGRI (2015).

$$Ef_c = \frac{\text{Caudal que llega al dinal del canal principal} + \sum \text{caudales de distribucion}}{\text{Caudal de agua que entra al canal principal}} * 100$$

### **2.2.16. MÉTODOS EMPÍRICOS**

Existen muchos métodos empíricos, todos los cuales se derivan en general del método racional. Los métodos empíricos son ampliamente utilizados debido a su simplicidad, estos contienen grandes errores debido a que el análisis de flujo es demasiado complejo para generalizar con una fórmula directa que tenga en cuenta solo el área de descarga y el coeficiente de flujo Villón (2011).

#### ❖ Método racional:

- Esto se refiere a que así se llama la primera y más sencilla aproximación para estimar la esorrentía que provocará la precipitación, Sánchez (s.f.).
- Este método tiene más de 100 años de uso el cual es conocido en todos los continentes. En mayo de 1989 se llevó a cabo una conferencia internacional en la Universidad de Virginia para celebrar el centenario de las fórmulas racionales. Este método se puede aplicar a pequeñas cuencas agrícolas, siempre que no superen las 1300 hectáreas o 13 kilómetros cuadrados. Este deduce que la esorrentía máxima debida a la precipitación es, cuando tiempo de condensación (tc) e igual a su duración. Si sucede esto, toda la cuenca contribuye al flujo en el punto de partida. Si la duración es mayor que tc, entonces toda la cuenca también contribuye, pero en este caso la intensidad de la lluvia es

menor porque su duración es mayor y, por lo tanto, la escorrentía también es menor Villón (2011).

Si el período de lluvia es más corto que  $t_c$ , la intensidad de la lluvia es mayor, pero cuando cesa la precipitación, la escorrentía retrocede en los puntos más lejanos y no llega a la desembocadura del mar; solo una parte de la cuenca contribuye al flujo, por lo que el flujo será menor. En este método, el caudal máximo se calcula mediante la siguiente expresión, que es una fórmula razonable Villón (2011):

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

Donde:

Q= caudal  $m^3/sg$

C= coeficiente de escorrentía.

I= intensidad máxima de precipitación (mm/ hr).

A= área de la cuenca (has).

Cuando el área de la cuenca ( $km^2$ ) la fórmula es:

$$Q = \frac{C * I * A}{3.6}$$

Donde:

**a)** Tiempo de Concentración ( $t_c$ ):

Se define como el tiempo mínimo requerido para que todos los puntos del tanque restablezcan simultáneamente el flujo de agua hasta el punto de descarga, descarga o cierre. Se determina en función del tiempo que se tarda en llevar el agua desde el punto hidrológico más lejano hasta el punto de toma, es decir, el punto donde el caudal es tanto constante como máximo; El punto hidrológico más lejano es el punto donde el aliviadero tarda más en llegar al estuario Universidad politécnica de Valencia (s.f)

Hay varias formas de encontrar la hora de llegada del grupo  $t_c$  Villón (2011), donde:

El Método de KIRPICH

$$t_c = 0.0195 * K^{0.77}$$

Por lo cual:

$$K = \frac{L}{\sqrt{S}}$$

Luego:

$$K = \frac{L * L^{\frac{1}{2}}}{H^{\frac{1}{2}}}$$

$$K = \frac{L^{\frac{3}{2}}}{H^{\frac{1}{2}}}$$

$$t_c = 0.0195 \left( \frac{L^{\frac{3}{2}}}{H^{\frac{1}{2}}} \right)^{0.77}$$

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

Donde:

L =longitud máxima de recorrido (m).

H=diferencia de alturas (m).

#### a) Determinación de la Tormenta de Diseño:

Donde la tormenta de diseño es un patrón de lluvia específico que se puede utilizar como diseño para el sistema hidrológico. Por lo general, la causa es la lluvia de diseño y la escorrentía resultante a través del sistema se calcula utilizando el proceso de flujo de tránsito y desbordamiento. La tormenta calculada se puede determinar a partir de la profundidad de la precipitación en un punto con base en un hietograma calculado que determina la distribución de la precipitación a lo largo del tiempo MTC (2011).

Cuales se basan en información histórica de precipitaciones para un área, o pueden construirse a partir de patrones generales de precipitaciones en áreas vecinas. Su aplicación va desde el aprovechamiento lógico de las lluvias hasta determinar el valor de



caudal máximo en sistemas de drenaje pluvia, vial y drenaje MTC (2011).

Se debería contar con un pluviómetro para determinar la tormenta de diseño, ya que este dispositivo brinda información instantánea, sin embargo, la mayoría de las estaciones pluviométricas solo cuentan con el pluviómetro, las precipitaciones solo reportan valores ambientales.

a.1.-Relaciones Intensidad-Duración-Frecuencia:

Uno de los primeros pasos que se dan en muchos proyectos hidrológicos, como el diseño de sistemas de riego o drenaje urbano, es determinar cuánta precipitación o eventos se pueden aprovechar.

Frecuentemente hacer esto es usar un modelo de tormenta o evento que incluya la relación entre la intensidad o (profundidad) de la precipitación, la duración y la frecuencia, o el tiempo de repetición correspondiente para la tarea, el servicio y la transmisión Chow (1994).

La intensidad o tasa de precipitación en el tiempo o profundidad por unidad de tiempo (mm/h). Esto puede suceder inmediatamente o moderadamente bajo la lluvia. Por lo general, se utiliza una fuerza promedio, que se puede expresar como Chow (1994):

$$i = \frac{P}{T_d}$$

Donde:

P: profundidad de precipitación (mm).

Td: Tiempo de duración (h).

a.2) Curvas Intensidad-Duración-Periodo de Retorno (I-D-T):

Sería antieconómico y poco ético correr el riesgo de que se rompa una presa importante río arriba en una gran ciudad, ya que esto sería catastrófico y, en el caso de un aeropuerto, la falla del aliviadero causaría muchos inconvenientes para el usuario. Sin embargo, de acuerdo a la teoría estadística, no se puede estar 100% seguro de que es poco probable que los efectos indirectos de la

represa sean insuficientes, solo se puede decir que el riesgo es mínimo. Si este es aceptable de acuerdo al equilibrio entre los costos de trabajo y el daño, que puede ser el resultado de un error y determinar el riesgo al enviar los parámetros de diseño del proceso para evaluar los riesgos. El análisis de datos hidrológicos se recopila en el campo de la investigación Aparicio (1992).

Estos datos se dividen principalmente en dos categorías: escorrentía y precipitación. El cual el primero conducirá directamente al parámetro calculado que representa el resultado máximo, y el otro tipo de datos proporcionará los datos necesarios para alimentar el modelo con las relaciones de lluvia y escorrentía para hacer pronósticos del proyecto. En esta sección, solo analizaremos el análisis estadístico de la precipitación con respecto a las curvas de intensidad, duración y retorno, y con respecto a la escorrentía, que no es el enfoque del trabajo Aparicio (1992).

Las curvas de intensidad-tiempo-retorno se dan ya sea por el método de probabilidad o por el método de regresión lineal múltiple.

El intervalo de devolución de datos debe especificarse con anticipación, definido como el período promedio durante el cual es probable que un evento de un tamaño "X" determinado se iguale o promedie Breña y Jacobo (2006).

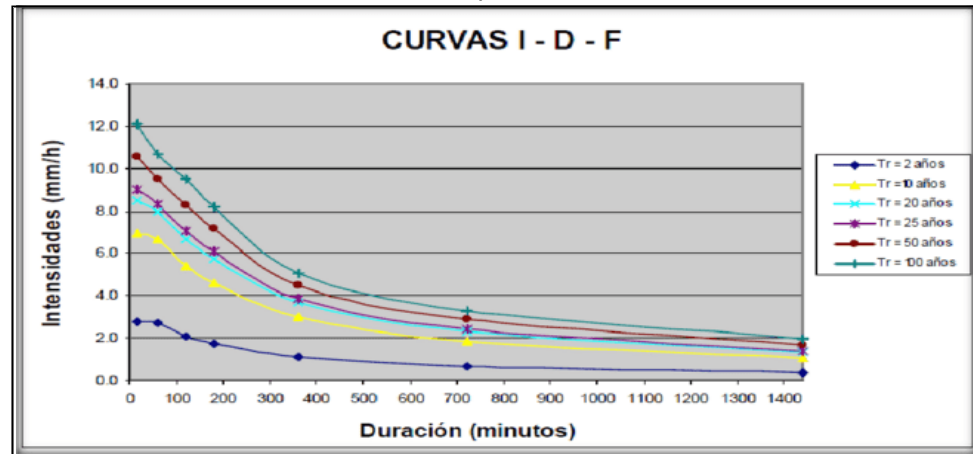
Para obtener estas curvas IDF, es necesario registrar la precipitación en un punto determinado y muestrear el precipitado más pesado en diferentes momentos del año para comprobar la reproducibilidad de cada serie. Con los valores seleccionados se genera una serie anual para cada periodo de tiempo seleccionado.

Estas series de años se generan registrando cada año el valor observado más alto correspondiente a cada período, que es para cada año y para cada período. Cada serie se analiza por frecuencia en base a modelos probabilísticos. De esta forma, de acuerdo a cada a cada punto temporal la intensidad de lluvia, se obtiene una distribución de probabilidad graficada en un gráfico de intensidad versus precipitación. Duración, con parámetro de tiempo de recuperación Chow (1994).

Muestra los datos típicamente presentados gráficamente, con la duración en el eje horizontal y la magnitud en el eje vertical, dada por curvas para cada período de recuperación calculado como se muestra en la Fig.15 Chow (1994).

**Figura 15**

*Curvas intensidad –duración-frecuencia para lluvia máxima*



Fuente: MTC, 2011

- Wendor (1989), menciona:

Intensidad: En la tormenta su valor varia, (mm/h).

Duración: El inicio y fin del tomento su tiempo que transcurre. ( min/h) Wendor (1989).

Periodo de duración: Este es el tiempo de la tormenta. Elija n duraciones de tipos de duración. Por ejemplo: 10, 30, 60, 120, 240 minutos. Como veremos, se busca la máxima magnitud durante estos periodos de tiempo Wendor (1989).

Frecuencia: Hora de tormenta. Elija n duraciones de los tipos de duración. Por ejemplo: 10 minutos, 30 minutos, 60 minutos, 120 minutos, 240 minutos. Como veremos, durante estos periodos se busca el valor máximo Wendor (1989).

a.3.- Métodos para la Determinación de las Curvas I-D-T (método de regresión lineal múltiple):

Las curvas de intensidad, duración y frecuencia también se pueden trazar como ecuaciones para evitar leer la tasa de lluvia calculada en el gráfico. También se menciona de acuerdo a la limitada información sobre precipitaciones, es difícil construir estas curvas. Normalmente, la precipitación máxima cae en 24 horas, por

lo que la precipitación máxima generalmente se estima a partir de la precipitación máxima de 24 horas. Si no se dispone de datos de precipitación máxima, se puede calcular utilizando el método de Dick Peschke (Guevara, 1991) relacionando la duración de la tormenta con la precipitación máxima de 24 horas. Se da por MTC (2011):

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

Donde:

$P_d$  = precipitación total  
(mm).

$d$  = duración en minutos.

$P$  = precipitación máxima en 24 horas (mm).

La intensidad se halla dividiendo la precipitación  $P_d$  entre la duración.

Para derivar las curvas IDF se utiliza el método analítico propuesto por "Aparicio 1997", en el cual el autor propone una alternativa para obtener linealmente la ecuación que genera las curvas IDF por modelo de regresión, para extrapolar la ecuación generada a zonas sin precipitaciones registradas y relativamente cerca uno del otro Aparicio (1997).

$$I = \frac{K * T^m}{D^n} \dots \dots \dots (1.5)$$

Donde: (k, m y n) Constantes propias del área de estudio, calculadas por el método de correlación, donde "T" es el tiempo de regeneración en años, "D" es la duración de la precipitación calculada en minutos correspondiente al tiempo de concentración, e "I" " es la intensidad máxima de lluvia en mm/h, donde la función logarítmica se aplica a lo que se propuso (1.5), obtenemos un modelo de regresión lineal. múltiplos para los cuales el modelo está representado por la ecuación (1.6) Aparicio (1997):

$$\log I = \log k + m \log T - n \log D$$

$$y = a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2 \dots \dots (1.6)$$

$$\begin{array}{ll}
 y = \log I & a_0 = \log k \\
 x_1 = \log T & a_1 = m \\
 x_2 = \log D & a_2 = -n
 \end{array}$$

- Muestra que al ajustar la correlación lineal múltiple de una serie de tres tipos de datos para obtener una ecuación normal del modelo lineal de la ecuación (1.6), similar a las dos variables dependientes  $x_1$  y  $x_2$ , son Aparicio (1997):

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

$$\sum X_1 Y = a_0 \sum(X_1) + a_1 \sum(X_1)^2 + a_2 \sum(x_1 x_2)$$

$$\sum X_2 Y = a_0 \sum(X_2) + a_1 \sum(x_1 x_2) + a_2 \sum(X_1)^2$$

“n” es la cantidad de datos y desconocido es  $a_0$ ,  $a_1$  y  $a_2$ ;  $x_1$ ,  $x_2$  e  $Y$  son un logaritmo de tiempo repetido, el tiempo y la intensidad obtenidos del registro de lluvia. Después de calcular los coeficientes  $A_0$ ,  $A_1$  y  $A_2$ , los parámetros  $K$ ,  $M$  y  $N$  se dan por la ecu. (1.5) Aparicio (1997).

- La curva intensidad-tiempo-frecuencia se calcula por la ecu. (1.5).  
Donde la duración de la precipitación calculada es igual a  $t_c$  para la cuenca considerada, ya que el máximo caudal se produce en el momento de la consolidación, cuando toda el área participa del caudal MTC (2011).
- Dentro de la curva I.D.T. indica que la fórmula más conocida para estimar el tiempo de retorno de los valores hallados por “Weibull (1939)”, la cual se define como Villón(2011):

$$T_r = \frac{n+1}{m} \dots \dots \dots (1.7)$$

Donde:

- $T_r$ : tiempo de retorno (años)
  - $n$ : cantidad de datos (años)
  - $M$ : numero de orden (rango)
- El valor del rango se toma de los datos de altura o intensidad de lluvia se establece de mayor a menor si es un análisis de alta presión luego de obtener valores máximos para cada período de

tiempo y cada cinco, se colocan respectivamente y de mayor a menor, la calificación de valor más alto es 1 y la calificación más baja es n. Después de especificar un rango para cada evento, el intervalo de repetición se evalúa utilizando la expresión (1.7) Breña y Jacobo (2006).

**b) Determinación del Coeficiente de Escorrentía (C):**

- La escorrentía es la cantidad de agua que llega al canal diferencial, es una parte de la precipitación total. Esta parte se denomina coeficiente de flujo, no tiene dimensiones y se denota con la letra C Villón (2011).

**Tabla 8**  
Valores del coeficiente de escorrentía

Tipo de vegetacion	Pendiente %	Textura		
		Franco arenosa	Franco arcilla limosa	Arcillosa
Forestal	0 - 5.	0.10	0.30	0.40
	5 - 10.	0.25	0.35	0.50
	10 - 30.	0.30	0.50	0.60
Praderas	0 - 5.	0.10	0.30	0.40
	5 - 10.	0.15	0.50	0.55
	10 - 30.	0.20	0.40	0.60
Terrenos cultivables	0 - 5.	0.30	0.50	0.60
	5 - 10.	0.40	0.60	0.70
	10 - 30.	0.50	0.70	0.80

Fuente: Villon, 2015

$$C = \frac{V \text{ escorrentia superficial total}}{V \text{ precipitacion total}}$$

El cual varía de acuerdo a factores que se presentan, los cuales son.

- MTC (2011):

**Tabla 9**  
*Coefficientes de escorrentía método racional*

Cobertura Vegetal	Tipo de Suelo	Pendiente del terreno				
		Pronunciada >50 %	Alta >20 %	Media >5 %	Suave >1 %	Despreciable <1 %
Sin vegetacion	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
Patos, vegetacion 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 vegetacion	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

*Fuente: MTC, 2011*

### **2.2.17. ESTIMACIÓN DEL CAUDAL POR EL MÉTODO DE FLOTADORES**

Es un método de campo rápido y simple para hallar la velocidad de flujo de la sección transversal del afluente y/o la descarga de agua. Con este método, las velocidades de flujo superficial en canales o ríos calculadas utilizando materiales simples (flotadores) se pueden visualizar y no se requiere reconstrucción Senamhi (2011).

a) Este método se basa en que el objeto se mueve a la misma velocidad que la velocidad a la que el objeto flota en el agua, por lo que calcular la velocidad de un objeto flotante es medir la velocidad de la corriente de agua en la que el objeto se está moviendo Senamhi (2011).

b) El cual no debe usarse si existe la preocupación de que la medición pueda verse afectada por el viento Senamhi (2011).

Obtención del Caudal:

- 1) Determinación del tiempo promedio "tp" (s)

- Para determinar el tiempo que transcurre del punto A al punto B, es necesario tener calculadora, cronometro y un formato, Senamhi (2011).
- Como mínimo deber lanzarse 3 flotadores, el cual a más flotadores nos proporcionara más precisión de la velocidad de flujo Senamhi (2011).
- Individualmente se debe lanzar cada flotador (f), antes del punto A para que este tenga una velocidad constante y se pueda determinar la velocidad real Senamhi (2011).
- Del cual se tomará el tiempo promedio de acuerdo al número de flotadore, en este caso entre 6 Senamhi (2011).

$$\text{El tiempo Promedio } (tp) = \frac{tf1 + tf2 + tf3 + tf4 + tf5 + tf6}{6}$$

2) Cálculo de la velocidad "V" (m/s):

- Velocidad superficial del flotador: (Vs)

$$V = \frac{d}{tp}$$

V: velocidad (m/s).

d: distancia recorrida del flotador desde A hasta B, (m).

tp: tiempo promedio que recorre los flotadores desde A hasta B (s)

3) Cálculo del caudal: (Q)

- Fórmula del caudal: (m<sup>3</sup> /s)

$$Q = A * V$$

### III) Diseño Estructural y análisis

#### 2.2.18. PRESIÓN LATERAL DEL TALUD

Los muros son estructuras de muros de contención comúnmente utilizadas en las medidas de cimentación y asentamiento. La construcción y el diseño apropiados de estas requieren cálculos más detallados, fuerzas transversales que actúan sobre la estructura. Son causadas por la presión lateral sobre el suelo. En general, las presiones horizontales de la tierra se pueden dividir en 3 categorías principales, las cuales son Braja (2013):

##### 2.2.18.1 Presión de reposo



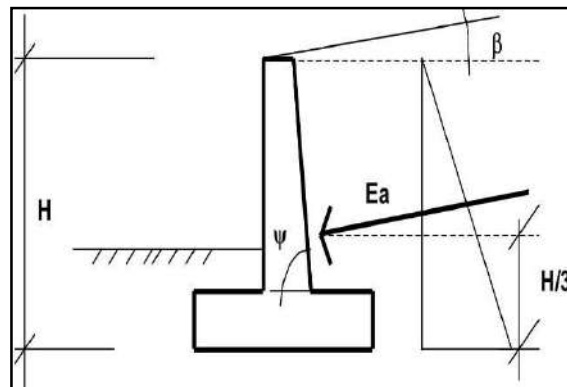
2.2.18.2 Presión activa

2.2.18.3 Presión pasiva

a) Empuje Activo:

Cuando la parte superior del muro se ha movido lo suficiente como para permitir que se desarrolle el equilibrio plástico, la presión estática actuará y producirá una carga total  $E_a$  que actuará en  $1/3$  inferior de la altura Torres (2008):

**Figura 16**  
Empuje activo



Fuente: Torres 2008

- Presión Activa de RANKINE para Terraplén Inclinado:

Suelo granular: Terraplén del muro sin fricción es suelo suelto e inclinado en un ángulo con respecto a la horizontal,  $K_a$  del suelo se expresa como Braja (2006):

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

Donde:

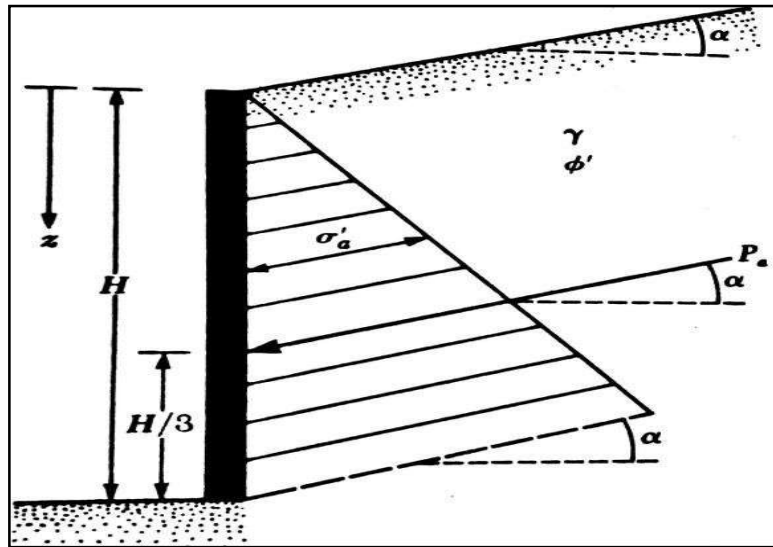
$K_a$ : coeficiente de presión activa

$\phi$ : ángulo de fricción del suelo

A diferente altura, la presión activa de Rankine se expresa como:

$$\sigma'_a = \gamma * z * K_a \dots\dots (1.8)$$

**Figura 17**  
Presión activa de las ecuaciones



Fuente: Braja, 2006

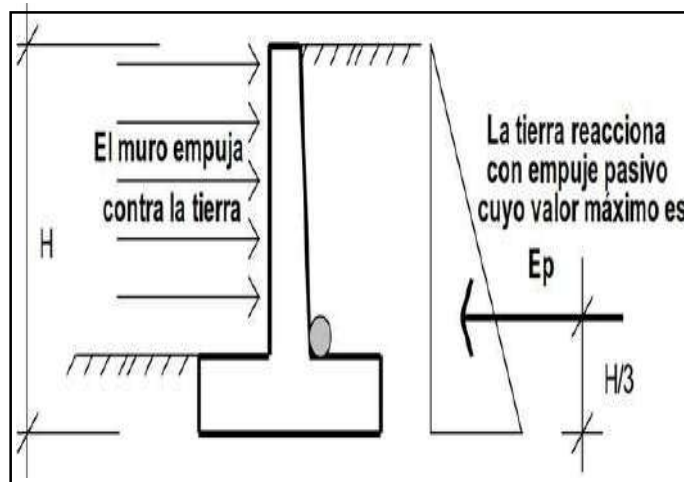
La fuerza total por unidad de longitud del muro es Braja (2006),:

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

**b) Empuje Pasivo:**

Cuando el muro es forzado al suelo, se producirá una reacción denominada presión pasiva  $E_p$ , el suelo se comprime horizontalmente, haciendo que aumente su resistencia hasta llegar al límite superior  $E_p$ , resultado de la reacción el final del  $1/3 \cdot h$ , en la Fig. 17 muestra una pared con un gráfico de respuesta de presión Torres (2008):

**Figura 18**  
Empuje pasivo



Fuente: Torres, 2008

- Presión Pasiva de RANKINE:

Braja (2006):

Suelo granular

Donde en un muro de contención vertical sin fricción (Fig. 18) con un relleno granular ( $c = 0$ ), se determina que la presión de Rankine pasiva a cualquier profundidad es igual a la presión activa Braja (2006):

$$\sigma'_p = \gamma * z * Kp \dots\dots (1.9)$$

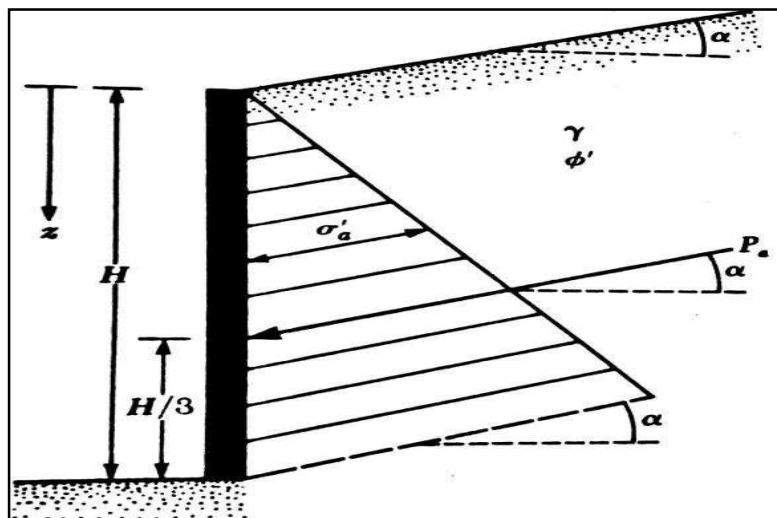
Fuerza pasiva:

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

$$Kp = \cos \alpha * \left( \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}} \right)$$

Al igual que la fuerza activa (de empuje), la fuerza total  $E_p$  está inclinada en un ángulo  $\alpha$  con respecto al horizonte y corta el muro a una distancia  $h/3$  de la base del muro Braja (2006).

**Figura 19**  
Presión pasiva de las ecuaciones



Fuente: Braja, 2006

Se ha demostrado que el ángulo  $\phi$  y la gravedad específica del suelo y no son constantes, depende de varios factores. La Tab. 10 muestra los

valores de  $\phi$  y  $\gamma$  para los diferentes suelos considerados, que pueden no ser iguales, valores que pueden ser adecuados para aplicaciones prácticas Torres (2008).

**Tabla 10**

Valores de  $\phi$  y  $\gamma$  para diferentes tipos de suelos;  $C=0$

Clase de Material	$\phi$	$\gamma$ (Tn/m3)
Tierra de terraplenes, seca	35° a 40°	1.400
Tierra de terraplenes, humeda	45°	1.600
Tierra de terraplenes, saturada	27°	1.800
Arena seca	35°	1.600
Arena humeda	40°	1.800
Arena saturada	25°	2.000
Gravilla seca	35° a 40°	1.850
Gravilla humeda	25°	1.860
Gravilla de cantos vivos	45°	1.800
Cantos rodados	30°	1.800

Fuente: Torres, 2008

### 2.2.19. MÉTODO DE RANKINE EN SUELOS CON COHESIÓN Y FRICCIÓN

Para calcular la presión en suelos cohesivos y friccionales Braja (2006):

a.) Para El Estado Activo:

$$\sigma_a = (\gamma_S * H_T * K_a) - 2C * \sqrt{K_a}$$

b.) Para El Estado Pasivo:

$$\sigma_{ps} = (\gamma_S * H_T * K_p) - 2C * \sqrt{K_p}$$

### 2.2.20. ECUACIÓN PARA ENCONTRAR EL $\phi'$ EQUIVALENTE PARA UN SUELO GRANULAR

Fórmula para hallar el equivalente de  $\phi'$  para suelo granular Ortega (2015):

$$\sigma_a = (\gamma_S * H_T * K_a) - 2C * \sqrt{K_a} = (\gamma_S * H_T * K'_a)$$

$$K'_a = \frac{(\gamma_S * H_T * K_a) - 2C * \sqrt{K_a}}{(\gamma_S * H_T)}$$

$$\phi' = \cos^{-1} \left( \sqrt{(\cos \alpha)^2 - \left( \frac{(\cos \alpha) - K'_a}{\frac{K'_a}{\cos \alpha} + 1} \right)^2} \right)$$

### 2.2.21. DIFERENCIA DE PRESIONES

La diferencia de presión entre dos puntos en un líquido está dada por Giles (2009):

$$P_2 + P_1 = \gamma * (h_2 - h_1)$$

$\gamma =$  peso específico del líquido y  
 $h_2 - h_1 =$  diferencia en elevación

Esto significa que si el punto 1 está sobre la superficie libre del líquido y h es positivo hacia abajo, entonces la ecuación anterior toma la forma Giles (2009):

$$P = \gamma * (h)$$

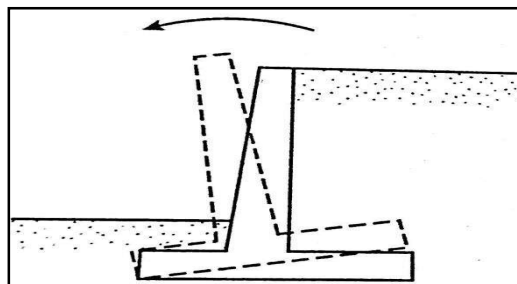
Esta ecuación es válida siempre que los pesos específicos permanezcan constantes (o cambien tan poco con h que no introduzca errores significativos en los resultados) Giles (2009).

### 2.2.22 ESTABILIDAD DE MUROS DE CONTENCIÓN

Fallas de los muros de contención Braja (2006):

2.2.22.1 Volteo respecto a su talón.

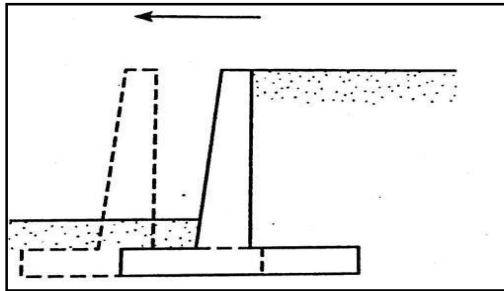
Figura 20



Fuente: Braja, 2006

2.2.22.2 Deslizamiento respecto a su base.

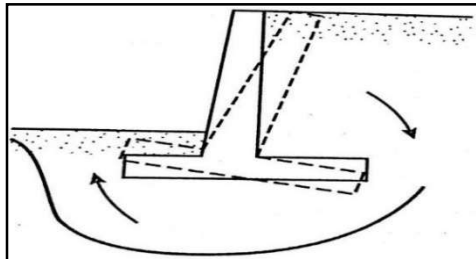
**Figura 21**



*Fuente: Braja, 2006*

2.2.22.3 Falla debido a la pérdida de capacidad del suelo.

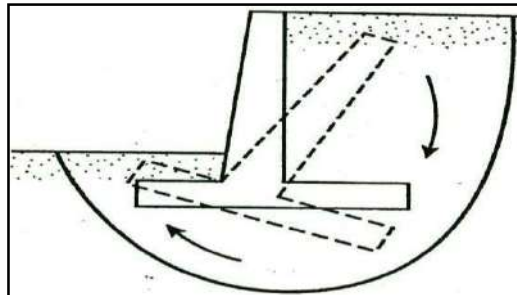
**Figura 22**



*Fuente: Braja, 2006*

2.2.22.4 Falla por cortante por mayor profundidad.

**Figura 23**



*Fuente: Braja, 2006*

### **2.2.23. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES**

El análisis de estabilidad es un proceso físico matemático, implementa efectivamente el proceso de cálculos combinado con el estudio de la cinemática de las fuerzas aplicadas y de tracción. Existen varios métodos de cálculo que se encargan de comprobar el análisis matemático de la estabilidad del talud, indicando si el talud es estable, la amplitud de la estabilidad, que se explica por el factor de seguridad obtenido Chávez (2014).

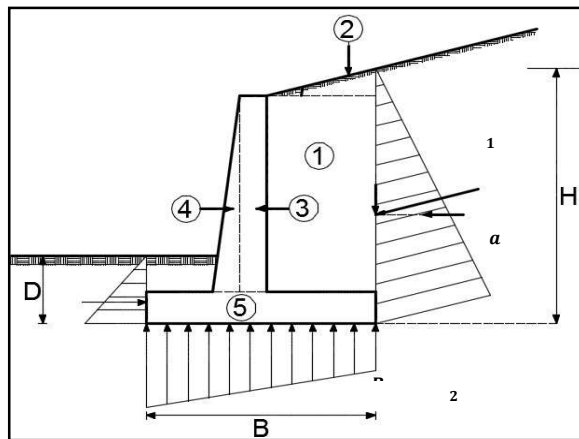
## 2.2.24. CRITERIOS DE ESTABILIDAD

Luego, se dará una descripción general de la resistencia, deslizamiento, vuelco y estabilidad del talud formado por el muro:

### a) Revisión por volteo:

En la Fig. 24, Las fuerzas que se dan sobre el muro en voladizo se muestran suponiendo que la presión activa de Rankine actúa a lo largo del plano vertical AB a través del talón Braja (2006).

**Figura 24**  
Revisión por volteo



Fuente: Braja, 2006

$E_p$ ; presión pasiva de Rankine:

$$E_p = \frac{1}{2} * K_p * \gamma * D^2 + 2C'_2 \sqrt{K_p} * D$$

Donde:

$\gamma_2$  = Peso específico del suelo.

$K_p$  = Coeficiente de presión pasiva de Rankine  $k_p = \tan^2(45 + \frac{\phi'_2}{2})$

$C'_2, \phi'_2$  = Cohesión y ángulo efectivo de fricción del suelo.

El factor de seguridad frente al vuelco con respecto a la cabeza, es decir, con respecto al punto C de la figura anterior, se expresa como Braja (2006):

$$FS_{(volteo)} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O}$$

$\sum M_0$  = La suma de los momentos de las fuerzas que tienden a colapsar el muro alrededor del punto C.

$\sum M_R$  = La suma de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir la inclinación alrededor del punto C.

El momento de volteo es:

$$\sum M_O = E_h * \frac{H'}{3} \dots \dots \dots (1.10)$$

Donde:  $E_h = E_a \cos \alpha$

Donde el momento resistente, despreciando  $P_p$ , se da por la tabla 11 Braja (2006):

**Tabla 11**  
Procedimiento para calcular  $\sum MR$

Seccion (1)	Area (2)	Peso/ unidad de longitud de muro (3)	Brazo del momento medido desde C (4)	Momento con respecto a C (5)
1	A1	$W1=Y1*A1$	X1	M1
2	A2	$W1=Y2*A2$	X2	M2
3	A3	$W1=Yc*A3$	X3	M3
4	A4	$W1=Yc*A4$	X4	M4
5	A5	$W1=Yc*A5$	X5	M5
6	A6	$W1=Yc*A6$	X6	M6
		$E_v$	B	$M_v$
		$\sum V$		$\sum Mr$

Nota :  $Y1$  = peso especifico del relleno

$Yc$  = peso especifico del concreto

Fuente: Braja, 2006

La carga del suelo sobre el talón y la carga del hormigón son las fuerzas que contribuyen al momento de arrastre. Donde  $E_a$  Braja (2006):

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

El momento de la fuerza  $E_v$  respecto a C es Braja (2006):

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

B = ancho de la base.

Donde se tiene la  $\sum M_R$ , el factor de seguridad se halla como:

$$FS_{(volteo)} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6}{E_a * (\text{cos} \alpha) * \left(\frac{H'}{3}\right)}$$

El valor mínimo del factor de seguridad de vuelco es 2 o 3. Este también se puede determinar a partir de la fórmula Braja (2006):



$$FS_{(volteo)} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6}{E_a * (\cos\alpha) * \left(\frac{H'}{3}\right) - M_V}$$

b) Revisión por deslizamiento a lo largo de la base:

El coeficiente de seguridad para el deslizamiento se determina Braja (2006):

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{\sum F_{R'}}{\sum F_d}$$

Donde:

$\sum F_{R'}$  = Suma de las fuerzas horizontales.

$\sum F_d$  = Suma de las fuerzas horizontales de empuje.

En fig. 25. Donde la resistencia cortante del suelo se determina por Braja (2006):

$$S = \sigma' * \tan\delta + C'_a$$

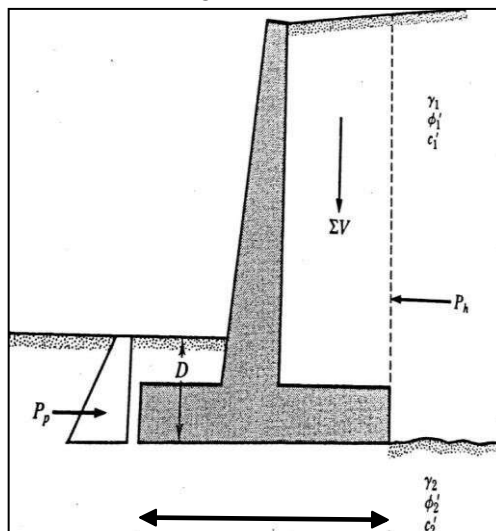
Donde:

$\delta$  = Angulo de fricción.

$C'_a$  = Adhesión entre el suelo y la losa.

**Figura 25**

Revisión por deslizamiento a lo largo de la base.



Fuente: Braja, 2006

Según Braja (2006), Demuestre que la resistencia máxima del suelo por 1 m de del muro a lo largo de la parte inferior de la placa de cimentación es:

$$R' = B * \sigma' * \tan\delta + B * C'_a$$

Por lo tanto:

$$R' = \sum V * \tan\delta + B * C'_a$$

Donde la figura 25, Indica que la reacción  $E_p$  es también la resistencia horizontal. Entonces Braja (2006).

$$\sum F_{R'} = \left(\sum V\right) * \tan\delta + B * C'_a + E_p$$

Una sola fuerza que causa deslizamiento en la pared, que es la componente horizontal de la fuerza aplicada  $P_a$ , se da por Braja (2006):

$$\sum F_d = E_a * \cos\alpha$$

Las dos ecuaciones forman:

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{(\sum V) * \tan\delta + B * C'_a + E_n}{E_a * \cos\alpha}$$

Como regla general, se requiere un coeficiente de deslizamiento mínimo de 1,5. Generalmente, la reacción EP no se tiene en cuenta al calcular el límite de deslizamiento seguro. Donde  $\delta = k_1 * \phi'_2$  y  $C'a = k_2 * C'2$ . Generalmente,  $k_1$  y  $k_2$  están entre 1/2 y 2/3 Braja (2006).

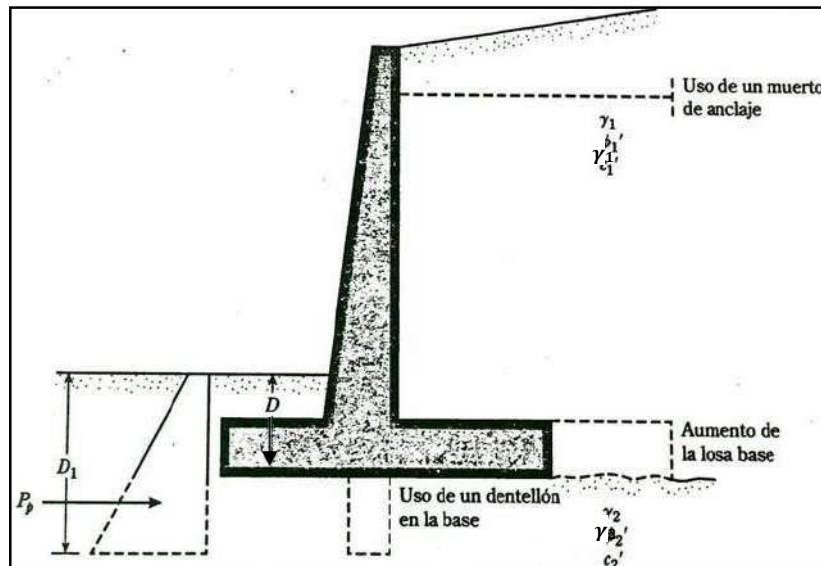
Donde:

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{(\sum V) * \tan(k_1 * \phi'_2) + B * C'_2 + E_p}{E_a * \cos \alpha}$$

Si no se consigue el valor de FS (slip) deseado, se pueden ver varias alternativas (Figura 26) Braja (2006):

**Figura 26**

*Alternativas para incrementar el factor de seguridad con respecto al deslizamiento*



Fuente: Braja, 2006

- Aumentando la longitud de la base.
- Usando el hueco en la placa de cimentación, si se usa, la fuerza de reacción por unidad de longitud de la pared es:

$$E_p = \frac{1}{2} * K_p * \gamma_2 * D_1^2 + 2C'_2 \sqrt{K_p} * D_1$$

Donde:

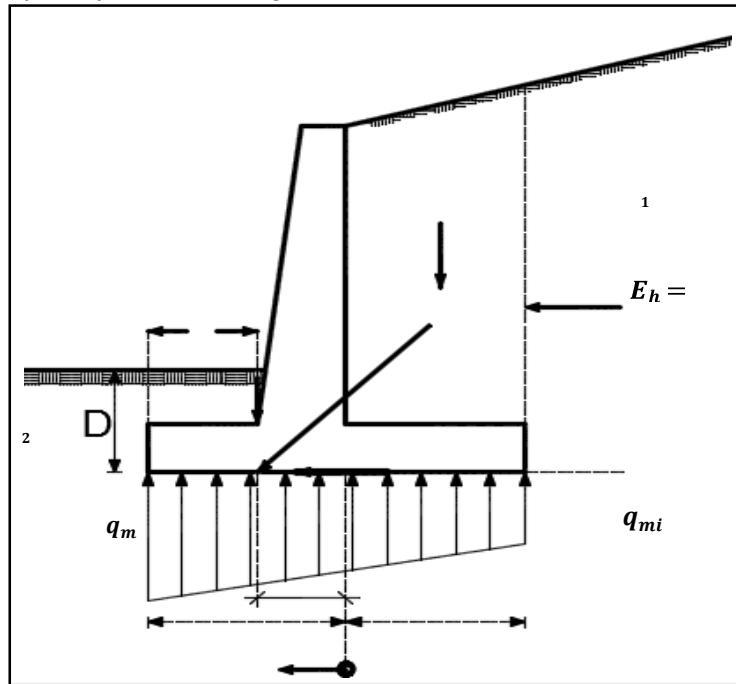
$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'_2}{2}\right)$$

c) Revisión de la falla por capacidad de carga:

La presión vertical transmitida al suelo por la losa de cimentación del muro de contención se comparará con la capacidad portante última del suelo. Se muestra la caracterización del cambio en la presión vertical transmitida a través de la placa de cimentación al suelo Braja (2006):

**Figura 27**

Revisión de falla por capacidad de carga.



Fuente: Braja, 2006

Donde  $q_p$  y  $q_t$  son las presiones máxima y mínima en los dos extremos de la sección transversal. La cantidad de  $q_p$  y  $q_t$  viene dada por la fórmula (Braja, 2006):

Sumatoria de fuerzas longitudinales que actúan sobre la placa es (Tabla 9) y la fuerza transversal  $E_h$  es igual a  $E_a * \cos \alpha$ . Sea "R" fuerza resultante Braja (2006):

$$R = \sum V + E_h$$

La suma de los momentos de estas fuerzas con respecto al punto C en la fig. 1.27 es igual a:

$$M_{neto} = \sum M_R - \sum M_O$$

Tenga en cuenta que los valores para  $\sum M_r$  y  $\sum M_o$  están predefinidos. (Cuadro 11 y ecuación (1.10). Tenga en cuenta que la línea de acción de

la letra "R" da como resultado el corte de la placa en el punto "E" Braja (2006).

Donde la distancia:

$$\overline{CE} = \bar{x} = \frac{M_{neto}}{\sum V} \sum V$$

Por lo tanto, la excentricidad del resultado "R":

$$e = \frac{B}{2} - \overline{CE}$$

La distribución de presión debajo de la placa de cimentación está determinada por:

$$q = \frac{\sum V}{A} \pm \frac{M_{neto} * y}{I}$$

Donde:

$$M_{neto} = \text{Momento} = (\sum V) * e$$

I=Momento de inercia.

Para las presiones máxima y mínima, el valor de "y" en la ecuación anterior es B/2. Reemplazando en "q", obtenemos Braja (2006):

$$q_{max} = q_{punta} = \frac{\sum V}{B * 1} + \frac{e(\sum V) * \frac{B}{2}}{\frac{1}{12} * B^3} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

Similarmente,

$$q_{min} = q_{talon} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \dots \dots (1.11)$$

Donde en la  $\sum V$  se incluye el peso según tabla 10 y que qmin es negativo para valores de excentricidad "e" mayores a B/6 [Ecuación 1.11].

Por lo tanto, habrá cierta tensión de tracción al final del talón. Esta tensión es indeseable porque la resistencia a la tracción del suelo es muy baja. Si el análisis estructural muestra "e > B/6", entonces se debe rediseñar la estructura y determinar nuevas dimensiones. Esto demuestra que, al calcular la capacidad portante última del suelo, se puede determinar un

factor de seguridad debido a la capacidad portante debido a la superficie Braja (2006):

$$FS_{(capacidad\ de\ carga)} = \frac{q_u}{q_{max}}$$

El factor de seguridad comúnmente requerido es 3. Donde en "Cimentaciones superficiales: capacidad portante crítica" se mostró que la capacidad portante crítica de las cimentaciones ocurre con asentamientos de aproximadamente el 10% del ancho de la cimentación. Para muros de contención, el ancho B extenso. En consecuencia, la carga final ocurrirá con un asentamiento suficientemente grande de la cimentación. Un factor de seguridad de 3 debido a la pérdida de capacidad portante no garantiza el asentamiento dentro de los límites permitidos en todos los casos, se requieren pruebas adicionales Braja (2006).

**d)** Revisión por estabilidad del talud generado por el muro (método de fellenius "ordinario, 1936):

- Superficie de grieta para la cual el método analítico es circular, el análisis de equilibrio se da como fuerza, tampoco considera la fuerza que actúa entre los segmentos sino su peso. Esto significa que las fuerzas consideradas por el método convencional sobre el segmento las cuales son Chávez (2016):
  - La gravedad puede convertirse en tangenciales y perpendiculares a la superficie de la falla.
  - Las fuerzas adhesivas y de fricción actúan tangencialmente a la superficie de fractura.
  - Este método no tiene en cuenta el empuje de tierras ni los esfuerzos cortantes en el muro entre dovelas.
  - Método que se centra en la división de superficies en secciones longitudinales, dando una fuerza y resultado efectivo a cada parte; las soluciones se obtienen directamente mediante ecuaciones simples.
  - Este método proporciona balance de torque, pero no balance de fuerza. Además, la precisión proporcionada por este método disminuye con el aumento de la presión intersticial, por el contrario,

se vuelve más preciso ya que proporciona un margen de seguridad menor en comparación con otros métodos.

- Lo cual se calcula mediante:

Cuando no hay nivel freático:

$$F_S = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} ((c * \Delta L_i) + (W_{i-total} * \cos\theta_i * \tan\phi_i))}{\sum_{i=1}^{i=n} (W_i * \sin\theta_i)} \geq 1.5$$

Cuando existe nivel freático:

$$F_S = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} ((c * \Delta L_i) + \tan\phi_i * ((W_{i-total} * \cos\theta_i) - (U_i * \Delta L_i)))}{\sum_{i=1}^{i=n} (W_{i-total} * \sin\theta_i)} \geq 1.5$$

Donde:

$\theta_i$  ; Angulo de inclinación.

$\phi_i$  ; Angulo de fricción.

$W_{i-total}$  ; Peso total de cada dovela.

$U_i$  ; Presión de poros. =  $H_w * \gamma_w$

$C_i$  ; Cohesión del estrado.

$b_i$  ; Ancho de base de cada dovela.

$\Delta L_i$  ; Longitud de arco de circulo en la base de la dovela.

$H_w$  ; Altura del nivel freático.

$\gamma_w$  ; Peso específico del agua.

De lo cual,  $\Delta L_i$  es aproximadamente igual a  $b_i/\cos\theta_i$  donde:  $b_i$ =ancho de la i-ésima capa. Nótese que el valor de  $\theta_i$  es positivo cuando la pendiente de la curva está en el mismo cuadrante que la pendiente del terreno. Para hallar el margen de seguridad para el círculo crítico, es necesario realizar la prueba variando el centro del círculo de prueba.

Este método a menudo se conoce como el método de segmentación tradicional Braja (2006).

### **2.2.25. MÉTODOS DE DISEÑO**

El diseño por Resistencia para diseñar estructuras de hormigón armado. En este caso, a todas las secciones transversales de los elementos estructurales se les asignará la resistencia de cálculo adecuada ( $R_n$ ), según lo establecido, utilizando factores de sobrecarga (armadura) y factor de reducción de carga. Ensayará el comportamiento de los elementos estructurales en condiciones de operación (flecha, fisuración, vibración, fatiga, etc.) se limita a valores para los que el funcionamiento es satisfactorio RNE E-060 (2019).

### **2.2.26. CARGAS**

Las estructuras deben estar diseñadas para soportar todas las cargas que puedan ejercerse sobre ellas durante su uso RNE E-060 (2019).

### **2.2.27. REQUISITOS DE RESISTENCIA Y DE SERVICIO**

Donde estos se deben diseñar de modo que la resistencia de diseño ( $R_n$ ) alcanzada en todas las secciones no sea inferior a la resistencia requerida ( $R_u$ ) calculada para las cargas y fuerzas aplicadas en la combinación especificada en la norma. Los siguientes pasos deben realizarse en todos los elementos estructurales:

Lo cual deben cumplir según RNE E-060 (2019).

$$\phi R_n \geq R_u$$

### **2.2.28. RESISTENCIA REQUERIDA**

Las combinaciones de carga son RNE E-060 (2019):

- ❖ Si es necesario considerar los efectos del peso del suelo y la presión transversal (CE), el agua contenida en el suelo y el peso de materiales distintos al peso propio y las cargas aplicadas, entonces se requiere la resistencia requerida RNE E-060 (2019):

$$U = 1.4CM + 1.7CV + 1.7CE$$

Si la CV y CM se reduzcan, la carga de empuje se determinará por:



$$U = 0.9CM + 1.7CE$$

- ❖ Si es necesario considerar los efectos de carga y presión (CL) a una densidad bien definida y una altura máxima ajustable, además de los especificados para cargas normales, a través y directamente, la intensidad requerida debe ser al menos RNE E-060 (2019):

$$U = 1.4CM + 1.7CV + 1.4CL$$

### 2.2.29. RESISTENCIA DE DISEÑO

Se expresa como la resistencia nominal según los de la norma, multiplicada por los siguientes coeficientes decrecientes  $\phi$  RNE E-060 (2019).

- ❖ El coeficiente de reducción de la resistencia de los elementos estructurales de hormigón es el siguiente:
  - Flexión sin carga axial..... 0,90
  - Carga axial y carga axial con flexión:
    - Carga axial de tracción con o sin flexión.....0,90
    - Carga axial de compresión con o sin flexión:
      - Elementos con refuerzo en espiral.....0,75
      - Otros elementos..... 0,70
  - Cortante y torsión..... 0,85
  - Aplastamiento en el concreto .....0,70
  - Zonas de anclaje de postensado.....0,85

El coeficiente de reducción de resistencia  $\phi$  para elementos estructurales de hormigón será el siguiente ACI 318-014 (2014):

- a) Momento y fuerza axial combinados.....0.65 a 0.9
- b) Cortante.....0.75
- c) Aplastamiento..... 0.75

### 2.2.30. REFUERZO POR CAMBIOS VOLUMÉTRICOS

En las losas estructurales donde el refuerzo de flexión corre en una dirección, el refuerzo debe ser perpendicular a este para resistir la retracción del concreto y los cambios de temperatura. El refuerzo de retracción y temperatura en las losas debe proporcionar las siguientes

relaciones mínimas del área de refuerzo al área transversal total del concreto, según el tipo de refuerzo utilizado RNE E-060 (2019).

- Barras lisas.....0,0025
- Barras corrugadas con  $f_y < 420$  MPa.....0,0020
- Barras corrugadas o malla de alambre (liso o corrugado) de intersecciones soldadas, con  $f_y \geq 420$  MPa.....0,0018

Las juntas de contracción y temperatura deben ubicarse a una distancia entre los ejes que no exceda tres veces el espesor del tablero, pero no más de 400 mm. En las losas nervados unidireccionales (ligeros) que utilizan bloques macizos de arcilla o de hormigón (baldosas), la distancia máxima de refuerzo perpendicular a las nervaduras se puede aumentar el espesor hasta 5 veces, pero no más de 400 mm. El refuerzo de retracción y temperatura se puede colocar en uno o ambos lados del elemento, dependiendo de su espesor RNE E-060 (2019).

Para espesor mayor o igual a 250 mm de muros, se colocará acero por ambas caras por temperatura y retracción RNE E-060 (2019).

### 2.2.31. REFUERZO MÍNIMO EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

El área mínima de refuerzo a tracción para secciones rectangulares y en T con ala comprimida debe ser al menos RNE E-060 (2019):

$$A_{s_{min}} = \frac{0.22\sqrt{f'c}}{f_y} * b * d$$

### 2.2.32. RESISTENCIA AL CORTANTE

El cálculo de la sección a cortante debe basarse en la siguiente fórmula RNE E-060 (2019):

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde  $V_u$  es el esfuerzo cortante de la armadura en la sección transversal considerada y  $V_n$  es el esfuerzo cortante nominal calculado a partir de la fórmula RNE E-060 (2019):

$$V_n = V_c + V_s$$

De la formula anterior,  $V_c$  es la resistencia nominal al corte del concreto,  $V_s$  es la resistencia nominal al corte RNE E-060 (2019).

### 2.2.33. REFUERZO MÍNIMO EN MUROS

Lo cual va a ser RNE E-060 (2019):

- a) La cuantía de refuerzo horizontal  $> 0,002$ .
- b) La cuantía de refuerzo vertical  $> 0,0015$ .

Los mínimos refuerzos son, ACI 318 - 08 (2008):

- a) La cuantía mínima para refuerzos verticales:
  - 0.0012 barras corrugadas no mayores que N°5 con  $f_y \geq 420 \text{Mpa}$
  - 0.0015 otras barras corrugadas
  - 0.0012 refuerzo electro soldado de alambre (liso o corrugado) no mayor que MW200 o MD200.
- b) La cuantía mínima para refuerzos horizontales es:
  - 0.0020 para barras corrugadas no mayores que N°5 con  $f_y \geq 420 \text{Mpa}$
  - 0.0025 para otras barras corrugadas
  - 0.0020 para refuerzo electro soldado de alambre no mayor que MW200 o MD200.

Los muros de más de 200 mm de espesor, excepto los de sótano, deben tener refuerzo en cada dirección colocado en 2 capas paralelas al borde del muro RNE E-060 (2019).

Especifica lo siguiente ACI 318 - 08 (2008):

- (a) Una capa de no menos de  $2/3$  del refuerzo requerido en cada dirección se colocará a una distancia de no menos de 50 mm y no más de  $1/3$  del espesor de la pared desde el exterior ACI 318 - 08 (2008).
- (b) La siguiente capa, incluido el resto del refuerzo requerido en esa dirección, se colocará a por lo menos 20 mm de la superficie interior y no más de  $1/3$  del espesor de la pared ACI 318 - 08 (2008).

### 2.2.34. LÍMITES DEL ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO

Menciona espaciamientos del acero de refuerzo RNE E-060 (2019):

a) El espaciamiento máximo del refuerzo:

El refuerzo vertical y el horizontal no debe estar espaciados a más de 3 veces el espesor del muro, ni de 40 cm RNE E-060 (2019).

b) Espaciamiento mínimo del refuerzo:

- La distancia libre mínima entre paralelas de la capa debe ser  $d_b$ , pero no inferior a 2.5 cm RNE E-060 (2019).
- En caso de que el refuerzo se disponga en paralelo con dos o más capas, las barras de la capa superior deben colocarse exactamente sobre las barras de la capa inferior, manteniendo la distancia entre las capas al menos 2.5 cm RNE E-060 (2019).

### 2.2.35. RECUBRIMIENTO DE CONCRETO PARA EL REFUERZO

Para concreto vaciado en el lugar (no tensionado), el refuerzo debe tener un recubrimiento de concreto mínimo de la siguiente manera RNE E-060 (2019):

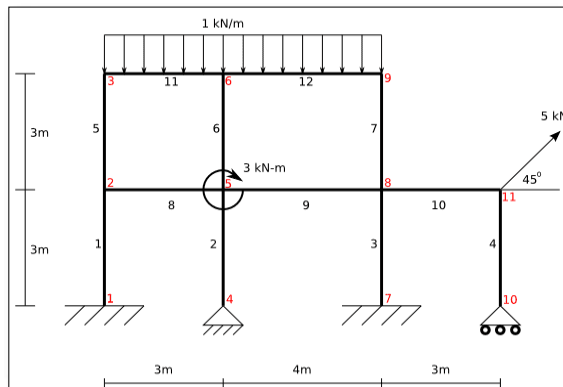
- a) Concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente  
a..... 70 mm
- b) Concreto expuesto:
- Barras de 3/4" <.....50 mm
  - Barras de 5/8" >..... 40 mm

### 2.2.36. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El análisis estructural es el estudio científico de la resistencia, la rigidez, la estabilidad, la durabilidad y la seguridad en el lugar de trabajo.

En textos de análisis estructural generalmente se basan en teoría, lo que dificulta el proceso de aprendizaje ya que las tareas y la investigación conducen a una mejor comprensión del tema Villarreal (2009).

**Figura 28**  
Esquema del análisis estructural



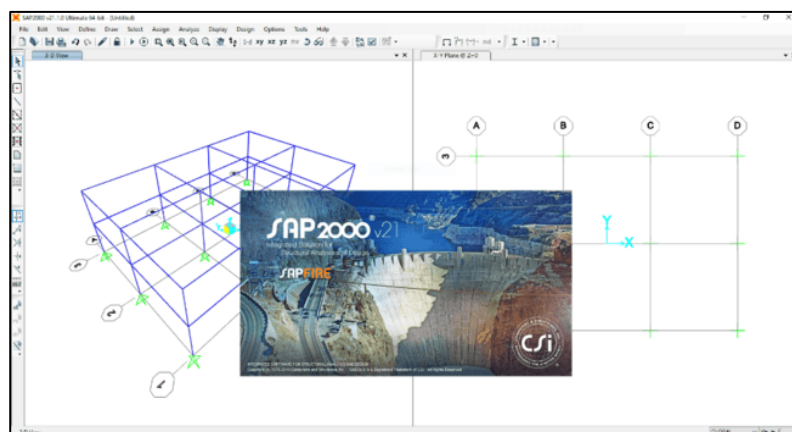
Fuente: Wikispaces

### 2.2.37. DISEÑO ESTRUCTURAL

Lo cual se da por el equilibrio correcto entre las funciones correctas que un material puede realizar en función de sus propiedades específicas, propiedades mecánicas y el menor costo posible. Los costos de construcción siempre deben estar en el nivel más bajo, pero con los mejores resultados del análisis estructural anterior.

El diseño estructural siempre se asegura una relación equilibrada entre el hardware y el plástico de los componentes, ya que en muchos casos exceder cualquiera de estos aspectos puede conducir a fallas estructurales Morrison (2012).

**Figura 29**  
Diseño estructural con el software Sap2000 v.21



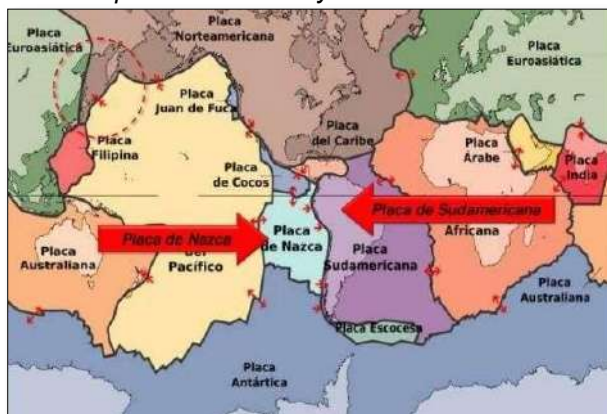
### 2.2.38. TECTÓNICA DE PLACAS Y LA SISMICIDAD EN EL PERÚ

Perú es uno de los países con mayor actividad sísmica en el mundo, la cual es causada principalmente por la subducción de la placa

oceánica (Nazca) en la placa continental (América del Sur). Este proceso conduce a una acumulación continua de energía y a la liberación de energía en forma de terremotos, lo que llevó a muchos investigadores a realizar investigaciones para comprender la geometría de la subducción, así como para ubicar las áreas de cambio de la forma superficial más grande del continente Pomachagua (2000).

**Figura 30**

*Esquema de la tectónica de placas de Nazca y la Sudamericana*



Fuente: Wik ipedia

Los estudios de liberación de energía sísmica se centran en la comprensión de las geometrías de subducción, así como en la identificación de áreas de mayor deformación superficial a lo largo de los márgenes continentales.

Lo cual se da en función de sus zonas morfológicas y tectónicas Pomachagua (2000).

a) Zonificación Morfológica

Lo cual se da mediante regiones morfológicas, cuya descripción se da a continuación Tavera y Bufon (1998):

- ✓ Zona Costera (ZC): El área es una estrecha franja de tierra limitada al oeste por el Océano Pacífico y al este por una enorme estructura de roca ígnea conocida como roca de baño costera. Esta zona tiene un ancho promedio de 150 km al norte y 40 km al sur, alcanzando una elevación promedio de 300 y 100 m sobre el nivel del mar Tavera y Bufon (1998).
- ✓ La Cordillera Occidental (COC): En esta zona se forma el macizo más grande, construido principalmente de granito, las cordilleras en

el norte y en el centro de nuestro país alcanzan una altitud de 5.000 m Tavera y Bufon (1998).

- ✓ El Altiplano: En este tramo, el Altiplano se ubica entre la Cordillera Occidental y la Cordillera Oriental, claramente diferenciadas en las regiones central y sur. Estas áreas están ubicadas en la meseta del Altiplano a una altitud de aproximadamente 3.000 metros sobre el nivel del mar. Altiplano ha desaparecido en su mayoría hacia el norte. En la parte central, el Altiplano tiene un ancho de 10 a 50 km, y en el sur, 120 km a lo largo del lago Titicaca Tavera y Bufon (1998).
- ✓ La Cordillera Oriental (COR): En esta zona, la Cordillera Oriental está claramente marcada de norte a sur, alcanzando una altitud de 3700-4000 m, situada entre el Altiplano y Subandino y formada por pliegues muy amplios donde la estructura se inclina en sentido contrario. a los pliegues Tavera y Bufon (1998).
- ✓ La Zona Sub andina: Corresponde a las estribaciones de los Andes, limitada al oeste por la Cordillera Oriental y al este por el Escudo de Brasil. Esta zona tiene ancho variable, es aquí donde se debilitan las estructuras andinas que forman pliegues de onda larga, los principales sistemas de fallas se ubican en esta zona en NO-SE Tavera y Bufon (1998).

#### b) Clasificación Tectónica

Este ayuda a indicar los diferentes accidentes geográficos que se formaron en el Perú bajo la influencia de la tectónica de placas.

Fue causado por la colisión de las placas de Nazca y Sudamericana. Este contacto de placas también se conoce como subducción. Aplicar todos los efectos de construcción de montañas continentales, incluido el nuestro Tavera y Bufon (1998):

- ✓ Fosa Marina: De norte a sur y paralelo a la costa, es el límite donde se encuentran las placas oceánica y continental. Este límite toma la forma de un gran canal de luz, alcanzando profundidades de hasta 8.000 m Tavera y Bufon (1998).

- ✓ La Cordillera Andina: Se formó por la compresión de placas continentales y oceánicas durante varios procesos tectónicos. Distribuido por todo el país de norte a sur, unos 50 km de ancho en el norte y centro de Vietnam y hasta 300 km en el sur, la dirección promedio es noroeste - sureste, aunque a una altitud de 13° de latitud sur se distribuye uniformemente. Los estudios sísmicos muestran que los Andes tienen 51 km de espesor en la región central Tavera (1993).

Mientras que en la región sur el espesor es de unos 75 km James (1978).

- ✓ Los Sistemas de Falla: Son comunes en el continente, donde se forman por la colisión de placas continentales y oceánicas. Este proceso conduce a la formación de pliegues y grietas en la corteza terrestre James (1978).
- ✓ La Cadena Volcánica: Su formación se debe a la colisión del borde de la placa Sudamericana y la placa de Nazca James (1978).

Los volcanes del sur de Perú se formaron por un proceso especial de subducción en esta parte del país, un patrón de subducción común de pendientes más empinadas, donde el material del manto participa en varios procesos que hacen que el magma ascienda. No hay volcanes en las regiones norte y centro del Perú porque el proceso de subducción en estas áreas es horizontal Udías y Mezcua (1997).

- ✓ Dorsal de Nazca: Esta Cordillera se encuentra en el Océano Pacífico entre los 15° y 19° de latitud sur. Las montañas de Nazca están formadas por roca volcánica con capas de minerales que consisten principalmente en hierro, magnesio, potasio, calcio y sodio, estos minerales son los más abundantes en la corteza terrestre. La estructura de la Cordillera de Nazca es una extensión de la corteza oceánica y se estima que tiene entre 5 y 10 millones de años Marocco (1980).



### **2.2.39. PRINCIPIOS DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE**

- a) La estructura no debe colapsar ni causar pérdidas graves de vidas, aunque puede causar daños importantes debido a sismos clasificados como fuertes para el área de diseño RNE E.030 (2019).
- b) La estructura debe soportar movimientos de suelo clasificados como moderados para el sitio del proyecto y ser capaz de soportar daños reparables dentro de límites aceptables RNE E.030 (2019).
- c) Para los edificios principales identificados en la Tabla N° 5, E.030-2019, se tomarán medidas especiales para garantizar su funcionamiento después de un terremoto importante RNE E.030 (2019).
- d) Los terremotos no matan personas. Los edificios pueden causar la muerte de personas si no están diseñados para resistir daños Piqué (s.f).
- e) En otras palabras, de acuerdo con la filosofía y el principio del diseño sísmico, permitimos que las estructuras se dañen para evitar la pérdida de vidas, que es el objetivo principal del diseño de edificios sísmicos RNE E.030 (2019).

Entonces, con base en los principios de la Norma Sísmica de Perú y muchas otras regulaciones, los edificios deben dañarse para evitar que esta energía llegue a los ocupantes o al equipo dentro del edificio para proteger lo que está adentro. desarrollar o proteger RNE E.030 (2019).

### **2.2.40. ASPECTOS IMPORTANTES EN EL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES E.030-2019**

- a) Zonificación sísmica del territorio peruano

Donde la zonificación cambio de este estándar, es diferente del estándar anterior porque el último estándar (2016) proporciona 4 zonas sísmicas distintas, a diferencia del estándar anterior que tenía 3 zonas sísmicas RNE E.030 (2019).

Las 4 regiones se muestran en función de factores como la distribución espacial de la actividad sísmica observada, su atenuación

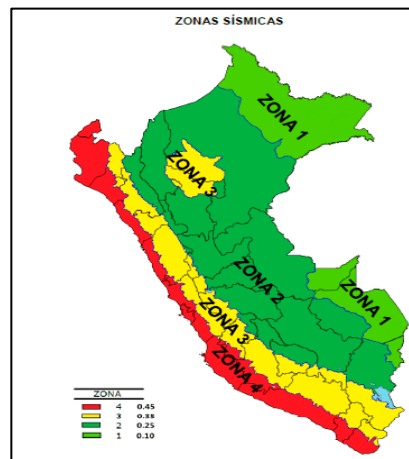
debido a la distancia del epicentro y la información Neotectónica RNE E.030 (2019).

**Tabla 12**  
Zonificación sísmica para el Perú

FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1

Fuente: RNE, 2019

**Figura: 31**  
Zonas sísmicas



Fuente: RNE, 2019

b) Perfiles de Suelo

Donde este es importante para determinar la actividad sísmica de una estructura. Las normas modernas especifican cuatro tipos de suelo, clasificados según características geotécnicas, tales como: velocidad media de onda de corte ( $V_s$ ) o, para suelos granulares, que es el  $N_{60}$  promedio obtenido en la prueba de penetración estándar (SPT) o resistencia promedio ponderada del suelo no drenado. fuerza cortante ( $S_u$ ) para suelo cohesivo RNE E.030 (2019).

Tipos de suelos según RNE:

- Perfil tipo  $S_0$ : Roca Dura.
- Perfil tipo  $S_1$ : Roca o Suelo muy Rígidos.
- Perfil tipo  $S_2$ : Suelos Intermedios.
- Perfil tipo  $S_3$ : Suelos Blandos.
- Perfil tipo  $S_4$ : Condiciones excepcionales.

**Tabla 13**  
Clasificación de los perfiles de suelo

CLASIFICACION DE LOS PERFILES DEL SUELO			
Perfil	Vs	N60	Su
S0	>1500 m/s	-	-
S1	500 m/s a 1500 m/s	>50	>100 kpa
S2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kpa a 100 kpa
S3	<180 m/s	<15	25 kpa a 50 kpa
S4	Clasificación basada en el EMS		

Fuente: RNE, 2019

c) Parámetros de Sitio

Con ayuda de los dos parámetros anteriores se determinan los periodos de oscilación, donde el coeficiente "C" se determina a partir de los periodos "TP" y "TL", los cuales vienen determinados por las características del lugar, forma y terreno. y el periodo "T" es el periodo aproximado de oscilación de la estructura, dependiendo de propiedades como el material y su altura total RNE E.030 (2019).

**Tabla 14**  
Factores de suelo "s"

FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: RNE, 2019

**Tabla 15**  
Periodos TP v TL

PERIODOS "TP" Y "TL"				
	Perfil de Suelo			
	S0	S1	S2	S3
TP (S)	0.30	0.40	0.60	1.00
TL (S)	3.00	2.50	2.00	1.60

Fuente: RNE, 2019

d) Factor de ampliación sísmica (c)

Este factor "C" se interpreta como el aumento de la aceleración de la estructura en relación con la aceleración del suelo RNE E.030 (2019).

$$\begin{aligned}
 T < TP & C = 2.5 \\
 T < T < TP & C = 2.5 * \frac{TP}{T} \\
 T > TL & C = 2.5 * \frac{TP*TL}{T^2}
 \end{aligned}$$

e) Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción de fuerzas sísmicas (Ro)

Si hay más de un arreglo estructural en la dirección del análisis del edificio, se utilizará el "Ro" de menor coeficiente RNE E.030 (2019).

**Tabla 16**  
Sistemas estructurales

<b>SISTEMAS ESTRUCTURALES</b>	
Sistema Estructural	Coeficiente Basico de Reduccion R0
<b>Acero:</b>	
Porticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Porticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Porticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Porticos Especiales Concentricamente Arriostrados (SCBF)	8
Porticos Ordinarios Concentricamente Arriostrados (OCBF)	6
Porticos Excentricamente Arriostrados (EBF)	8
<b>Concreto Armado:</b>	
Porticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
<b>Albañilería Armada o Confinada</b>	<b>3</b>
<b>Madera (Por esfuerzos admisibles)</b>	<b>7</b>

Fuente: RNE, 2019

Estos factores se aplicarán solo a estructuras donde los componentes verticales y horizontales permitan disipar la energía mientras se mantiene la estabilidad estructural. No se aplican a los diseños de péndulo invertido RNE E.030 (2019).

f) Coeficientes de reducción de fuerzas sísmicas "R"

Se define como el producto del coeficiente "Ro" especificado en la Tabla 16 RNE E.030 (2019).

g) Estimación del peso sísmico "p"

Se calcula sumando la carga dinámica o porcentaje de sobrecarga a la carga fija y la carga total del edificio, que se determina de la siguiente manera RNE E.030 (2019):

- a. En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50% de la Carga Viva.
- b. En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25% de la carga viva.
- c. En depósitos, el 80% del peso total que es posible almacenar.
- d. En azoteas y techos en general se tomará el 25% de la carga viva.
- e. En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100% de la carga que puede contener.

h) Determinación de desplazamientos laterales

Para el diseño estándar, el desplazamiento horizontal se calculará por "0.75R" el resultado obtenido del análisis lineal y elástico con los requisitos sísmicos reducidos. Para estructuras de forma irregular, los desplazamientos transversales se calcularán multiplicando por "R" el resultado obtenido del análisis elástico lineal RNE E.030 (2019).

Para asegurar el parámetro de control exigido por la norma, se decidió aplicar los desplazamientos de piso admisibles de acuerdo a la tabla a continuación RNE E.030 (2019).

**Tabla 17**  
*Límites para la distorsión den entrepiso*

<b>LIMITES PARA LA DISTORSION DEL ENTREPISO</b>	
<b>Material Predominante</b>	<b>(<math>\Delta_i / h_i</math>)</b>
Concreto Armado	0.007
Acero	0.01
Albañilería	0.05
Madera	0.01
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

*Fuente: RNE, 2019*

### **2.2.41. LOSAS DE CONCRETO**

Es una superficie plana de la estructura, preferiblemente en entrepisos y techos, dicen que está armada porque consiste en concreto y tipo de red o parrilla llamada parrilla, ambos sentidos difieren de 3/8" hacia una varilla de mayor diámetro, de acuerdo con las características de peso y, por supuesto, desea ahorrar, también pueden tener pliegues de

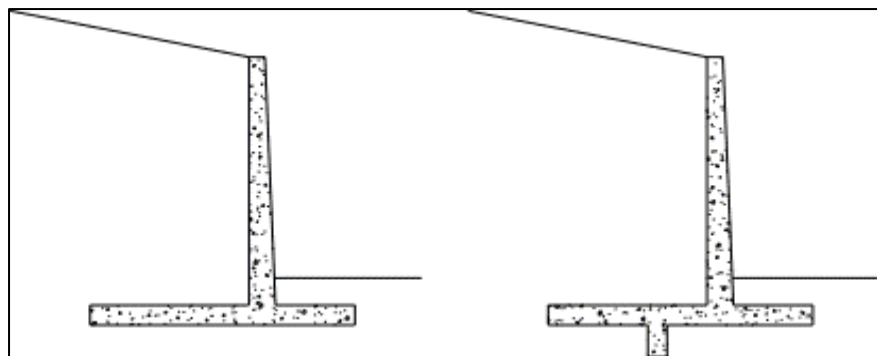
45 ° para lograr una mayor resistencia y distancia entre las barras, es de 5 o 10 cm, mientras que el ancho de la placa o la mejor se llama ancho como un grosor, generalmente de 10 a 15 cm, dependiendo de la distancia que desee cubrir, todo alrededor de la circunferencia o los rayos indirectos, reforzados o las cadenas de concreto reforzadas, que son bloques horizontales, armados uniformemente con Roce, y sus dimensiones dependerán de los cálculos Morales (s.f).

Las placas son elementos de un tipo de estructura, cuyas dimensiones son especialmente grandes en relación con su movimiento de rotación. Las placas se cargan principalmente con cargas perpendiculares a su plano, ya que se utilizan como superficies utilizables horizontales, como techos y tableros de puentes. A veces, además de la carga gravitatoria, también existe una carga contenida en su plano, como en el caso de las placas inclinadas, donde la carga vertical tiene una componente paralela a la placa Serrano (s.f).

#### 2.2.42. MUROS EN VOLADIZO

Se diseñan a una altitud de unos 7 a 8 metros. Si se requiere mayor altura, los momentos en el contacto del casco con la placa de cimentación son tan importantes que por razones de economía y rigidez es necesario pasar refuerzos a través de los apoyos McCorman (2011)

**Figura 32**  
*Muros en voladizo*



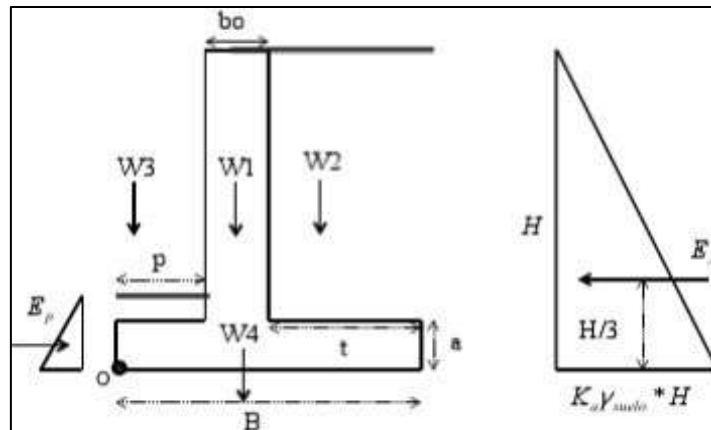
Fuente: Nilson, 2001

#### 2.2.43. DISEÑO MUROS EN VOLADIZO

Establecidas las dimensiones aproximadas de la pared, se puede diseñar en detalle el cuerpo, la cabeza y el talón. Cada uno de estos componentes está diseñado individualmente como un soporte que se

extiende desde el cuerpo central. La parte inicial del proyecto incluía una estimación del tamaño aproximado del muro de contención. Aunque este es realmente un método de prueba y error, los valores obtenidos no son sensibles a pequeñas desviaciones en los valores y uno o dos intentos suelen ser suficientes. Hay algunas reglas para obtener el tamaño original McCormac (2011).

**Figura 33**  
Fuerzas actuantes en un muro en voladizo



Fuente: Vallecilla, 2015

#### 2.2.44. MÉTODO DE COULOMB; ANÁLISIS ESTÁTICO COULOMB (1776)

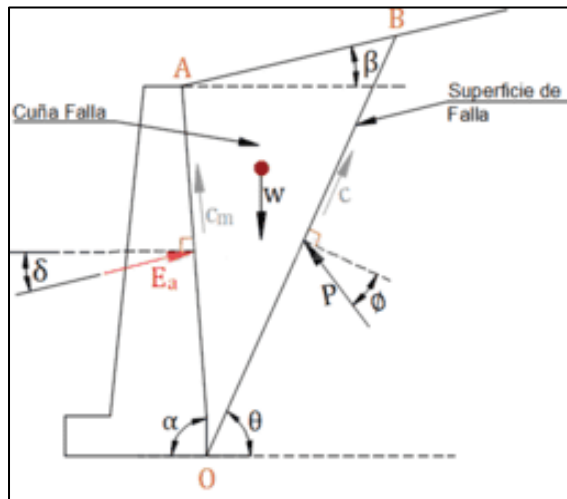
El equilibrio de las fuerzas que actúan sobre la cuña de suelo suelto conduce a la expresión de la presión activa PA Universidad de Pamplona (2012):

$$P_a = \frac{1}{2} K_A * \gamma * H^2$$

Donde  $K_a$  (coeficiente de empuje activo) es definido por:

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cos(\delta + \theta) \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \alpha)}} \right)^2}$$

**Figura 34**  
Método de Coulomb



*Nota: la cuña activa de la tierra (izquierda) y el polígono de fuerza en la cuña del suelo*

*Fuente: Kramer, 1996*

Donde  $\delta$  es el ángulo de fricción durante la interacción entre el suelo y el muro, y los ángulos  $\beta$  y  $\theta$  se muestran en la Fig. 34.

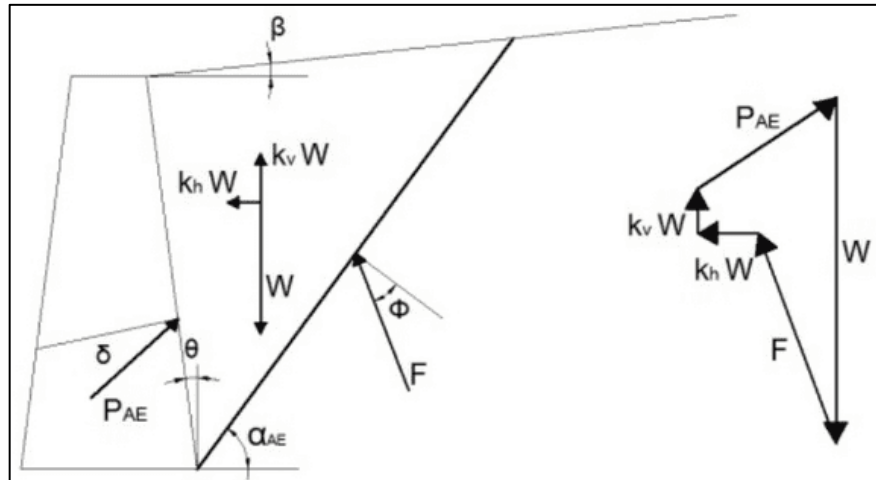
#### 2.2.45. MÉTODO DE MONOBE – OKABE

Universidad de Pamplona (2012); El método pseudoestático consiste en equilibrar las fuerzas estáticas y dinámicas, determinando las fuerzas que actúan sobre el muro y sus puntos de acción para determinar el margen de seguridad durante el movimiento, la inclinación y la rotación en la base, es decir, debajo del muro roto Análisis Dinámico (1929).

El método Mononobe-Okabe (MO) es una extensión de la teoría estática de Coulomb para condiciones pseudoestáticas en las que se aplica una aceleración pseudoestática a una cuña de Coulomb activa (o pasiva). La presión de tierra pseudoestática se obtiene del balance de fuerzas en la cuña de falla, ver Fig. 35 Análisis Dinámico (1929).



**Figura 35**  
Método de Mononobe – Okabe



*Nota: Fuerzas actuando sobre la cuña activa en el análisis M-O, y polígono de fuerzas indicando el equilibrio de fuerzas actuando en la cuña activa.*

*Fuente: Kramer, 1996*

La teoría MO hace suposiciones simplificadas que permiten rellenar el material granular no saturado del subsuelo no saturado, asumiendo que la cuña de tierra es constante y los desplazamientos transversales son triviales. Estas hipótesis, formuladas por Okabe (1926) y posteriormente por Mononobe (1929), dieron lugar a una teoría del comportamiento de una cuña de tierra moviéndose a lo largo del plano de falla y actuando sobre el muro de contención Colgante (1776).

Las fuerzas que actúan sobre la cuña activa de suelo seco y suelto se muestran en la Fig. 35, aceleraciones pseudoestáticas  $a_h = a_h g$  y  $a_v = a$ ; donde  $k_h$  y  $k_v$  son las denominadas aceleraciones sísmicas horizontales y verticales utilizadas en la propulsión activa. Análisis Dinámico (1929):

$$P_{ae} = \frac{k_{ae} ((1 - k_v) - k_a) \cdot \gamma_s \cdot H_s}{\cos^2(\phi - \psi - \alpha)}$$

$$k_{ae} = \frac{\cos \psi \cos^2 \alpha \cos(\psi + \alpha + \delta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \psi - \beta)}{\cos(\delta - \psi - \alpha) \cos(-\beta + \alpha)}}\right)^2}{\cos^2(\phi - \psi - \alpha)}$$

Donde  $\phi - \beta \geq \psi$  con  $\psi = \left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right)$

El empuje estático total se puede expresar como la suma del empuje estático ( $P_A$ ) y el empuje pseudoestático ( $\Delta P_{AE}$ ), es decir:

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE}$$

La componente estática del empuje se aplica a una distancia  $H/3$  de la base del muro y el resultado es una componente pseudoestática Whitman (1970).

### 2.3. DEFINICIONES CONCEPTUALES

- Caudal:

Equivalente a la tasa de flujo volumétrico o volumétrico a través de un área particular en una unidad de tiempo particular Fibras y Normas de Colombia S.A.S (2019).

- Empuje:

Es el empuje del terreno que actúa sobre el muro el que está fuertemente determinado por su capacidad de deformación Calavera (1989).

- Junta de Dilatación:

Estos están diseñados para absorber las dilataciones provocadas por el aumento de la temperatura, evitando empujes no deseados que puedan dañar el pavimento Silva (2018).

- Junta Sísmica:

Una junta sísmica es un espacio especialmente creado para separar bloques de un edificio. Cuando se pusieron en uso, se construyeron para dividir edificios inusualmente planificados en dos o más unidades Suarez (2020).

- Sismo:

Estos son fenómenos que representan la liberación de la energía interna de la Tierra a través del agrietamiento de la corteza terrestre y se manifiestan como movimientos ondulatorios que pueden alcanzar diferentes valores INDECI (2018).

- Muro voladizo:

Estos muros son de hormigón o hormigón armado, las barras delgadas tienen el efecto de soportar y soportar grandes fuerzas de flexión, por lo que deben reforzarse con acero según los cálculos

estructurales. Suelen ser viables en alturas de hasta ocho (8) metros Reyes (2017).

- Drenaje Superficial:

Los sistemas de drenaje, como canales y movimientos de tierra, están diseñados para drenar el exceso de agua superficial de las tierras de cultivo y evitar inundaciones e intrusiones salinas FAO (s.f).

- Grietas:

Las grietas difieren de las grietas de las siguientes maneras; la grieta "no funciona" y si se cierra de alguna forma sencilla, ya no aparecerá. El crack es "si funciona", y para deshacerse de él, es necesario eliminar la causa que lo causó, así como hacer un trabajo especial en su preparación Yugovich (2021).

- Fisuras:

Son fisuras que suelen aparecer en la superficie del hormigón debido a la presencia de tensiones que superan su resistencia Yugovich (2021).

- Drenaje:

Resulta que el drenaje es una medida necesaria para drenar el suelo cuando hay excesos de agua y/o sal Cisneros (2003).

- Escorrentía:

La escorrentía superficial es la porción de precipitación que se suministra para proporcionar escorrentía superficial, ya sea continua o discontinua, en una cuenca Hidrología I (s.f)

- Infiltración:

La penetración de agua a través de la superficie del suelo en el suelo; la filtración es el movimiento del agua en el suelo y los dos están estrechamente relacionados y dado que la filtración y la infiltración no pueden continuar hasta que ocurra la filtración Wendor (1989).

- Eficiencia de riego:

La eficiencia del riego es la cantidad de agua utilizable que queda en el suelo después del riego en relación con la cantidad total de agua utilizada. Suele medirse como porcentaje o litros de agua aprovechable en el suelo por cada 100 litros de fertilizante aplicado. La eficiencia depende en gran medida del método de riego utilizado Cisneros (2003).

- Vulnerabilidad:

La vulnerabilidad es el grado en que un componente o conjunto de componentes es débil o incierto frente a una determinada amenaza natural o provocada por el hombre. Es un objeto como elemento (infraestructura, vivienda) que puede sufrir pérdidas materiales al igual que las personas INDECI (2006).

- Waterstop:

Láminas impermeabilizantes que gracias al componente central es una membrana impermeable, que consta de dos capas de lámina de plástico (EVAC) y una cortina de poliéster no tejido con polipropileno en cada lado GURU-waterproofingproducts (s.f).

## **2.4. HIPÓTESIS**

### **2.4.1. FORMULACIÓN DE HIPÓTESIS**

Ha: La evaluación y análisis para el diseño de juntas en canales de sección rectangular, se podrá mejorar su eficiencia y durabilidad en los tramos del sistema de riego canchan lindero, tomaykichwa.

Ho: La evaluación y análisis para el diseño de juntas en canales de sección rectangular, no podrá mejorar su eficiencia y durabilidad en los tramos críticos del sistema de riego canchan lindero, tomaykichwa.

## **2.5. VARIABLES**

### **2.5.1. VARIABLE DEPENDIENTE**

- Evaluación y análisis para el diseño de juntas.

### **2.5.2. VARIABLE INDEPENDIENTE**

- Mejoramiento de la eficiencia y durabilidad en los tramos críticos

## 2.6. OPERACIONALIZACION DE VARIABLES

**Tabla 18**

*Operacionalizacion de variables*

VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES	MEDICION	RANGO DE VARIABILIDAD
X: Mejoramiento de la eficiencia y durabilidad en los tramos críticos	Perdidas de Eficiencia	Sismo	Newton	Variable de acuerdo al análisis.
	Estudio de Suelos	Empuje	Peso	Variable de acuerdo al análisis.
	Demanda y Diseño Hidráulico	Caudal	m <sup>3</sup> /s	Variable de acuerdo al análisis.
Y: Evaluación y análisis para el diseño de juntas	Topografía	Longitud, desplazamiento	Metro Lineal	Variable de acuerdo al análisis.

## CAPITULO III

### METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

#### 3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN

- Donde la investigación en el fenómeno en estudio, es de carácter observacional, pues se ayuda del uso de técnicas que permiten recoger información a través de una directa observación de las causas. (Müggenburg y Pérez, 2007).
- En cuanto a la profundidad de la búsqueda planificada de conocimiento, a menudo es descriptiva, ya que se han descrito una sola muestra característica. (Müggenburg y Pérez, 2007).
- Incluso la ocurrencia del fenómeno y su registro son retrospectivos, ya que se han estudiado factores ya pasados. (Müggenburg y Pérez, 2007).

##### 3.1.1. ENFOQUE

Investigación cuantitativa

Porque se basa en un enfoque objetivo de la realidad del exterior, para describir, explicar y predecir desde el punto de vista de la causa y el efecto de la verdad y su fenómeno. La recopilación de datos son números, estandarización y cantidad. Por lo tanto, analizar la información e interpretar sus resultados permite probar o contradecir experimentalmente la hipótesis (Muñoz, 2011).

##### 3.1.2. ALCANCE O NIVEL

Investigación Explicativa

Pues en ella vamos a explicar cómo podemos mejorar el diseño de un canal rectangular mediante un análisis estructural.

Investigación explicativa que va más allá de describir o establecer relaciones entre fenómenos, conceptos o variables; distintas a abordar las causas de los acontecimientos y fenómenos de todo tipo Sampieri (2018).

##### 3.1.3. DISEÑO

Diseño no Experimental Transversal

Este es un diseño no experimental porque se realiza sin manipular las variables, es decir, se representan en nuestra realidad a través del análisis y/u observación característica, para obtener información verdadera Suarez (2012)

## **3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA**

### **3.2.1. POBLACIÓN**

La población fue un conjunto de elementos del cual estudiamos, respecto al tema de estudio sobre el análisis y diseño de juntas; la población de estudio, se define como una unidad de objeto que vienen a ser la población constituida por el sistema de riego canchan lindero – tomaykichwa, provincia de Ambo.

### **3.2.2. LA MUESTRA**

Una excelente muestra se generará espontáneamente, ya que la elección de los elementos evidentes quedará a discreción del investigador.

Se tomo como muestra los tramos de canal afectados por el agrietamiento, fisuración, filtración y desplazamiento del mismo tramo del canal, los cuales serán señalados cuando se vaya a sacar los datos para el diseño.

## **3.3. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS**

En la investigación se emplearon las técnicas y la observación pues con esta técnica observamos de cerca los objetos de estudio, a su vez es muy útil pues nos permitió recoger bastante información; y la otra técnica fue el fichaje en esta se registra todos los datos del ensayo del laboratorio como el CBR en nuestro caso.

Dentro de los instrumentos utilizados en recolectar datos se empleó las fichas de laboratorio, estas deben de estar debidamente certificadas por el personal a cargo.

### **3.4. TÉCNICAS PARA LA RECOLECCIÓN DE DATOS**

La técnica de observación se utilizó para generar datos en este estudio de los tramos afectados de canal, y por medio de calicatas se sacó muestras de suelo, para su análisis respectivo.

OBSERVACION DIRECTA. – Esta técnica se utiliza para analizar la situación actual en el sitio de estudio. De esta manera se constará el estado actual del canal.

### **3.5. TÉCNICAS PARA EL ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS DATOS**

RECOLECCIÓN DE DATOS: Los datos conseguidos a través de la medición del canal y por fotos. Obtenidos estos la información será interpretada y analizada, tomada de los tramos afectados.

SOFTWARE. – Se utilizará un software Sap2000 para el diseño de juntas para losa y muro voladizo del canal de riego y Excel para el cálculo de datos.



## CAPITULO IV

### RESULTADOS

A partir de la investigación realizada en el canal CANCHAN LINDERO – TOMAYKICHWA, PROVINCIA DE AMBO de 1+420 km: de los cuales los tramos presentan grietas y desplazamientos, los cuales para el estudio se tomaron el tramo 0+760 km y 1+390, en el cual se encontraron las fallas.

Dentro del cálculo del caudal hidráulico para los dos tramos se obtuvo 0.108 mts<sup>3</sup>/sg y 0.031 mts<sup>3</sup>/sg para el segundo tramo estudiado.

Los resultados del análisis de mecánica de suelos se muestran en los anexos.

Finalmente, con los resultados encontrados mediante el ensayo de corte directo de dos tomas de muestra de los tramos afectados, descrito anteriormente, se halló los factores con el cual se diseñó el canal.

#### 4.1. PROCESAMIENTO DE DATOS

En esta sección se presenta el proceso de datos, los cuales parten de los resultados de laboratorio y campo, por lo que se explica por medio de tablas entre otros los resultados obtenidos, también se considerara en esta sección las pruebas de hipótesis que se ha realizado por medio del programa Sap2000.

##### 4.1.1. DEL ESTUDIO DE HIDRÁULICO

A. Paso 1: Se determinan los intervalos de retorno estimados de las partes afectadas del tramo para determinar el tiempo en que ocurra y no ocurra "Q" en "T" años y la probabilidad de riego o falla, después de donde se alcanza el caudal máximo ( $Q_{hidro}$ .  $Q_{riego}$ ). determinó, según datos recibidos del SENAMHI, la precipitación máxima en 24 horas y los datos obtenidos mediante estudio de cambio por el método de flotadores, finalmente con estos se calculó el caudal máximo.

Tramo 1:

1. Cálculo del caudal hidrológico ( $Q_{max}$  –  $Q_{rie}$ .)

1.1. Estimacion del periodo de retorno de diseño "t", vida útil "n" y la probabilidad "p".

**Tabla 19**  
Periodo de Retorno

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 Drenaje lateral de los pavimentos, don puede tolerarse encharcamiento con lluvia de corta duración.	5 ~ 10 1 ~ 2
Drenaje de aeropuerto	5
Drenaje Urbano	2 ~ 10
<b>Drenaje agricola</b>	<b>5 ~ 10</b>
Muros de encauzamiento	2 ~ 50*

\* puede aumentar si estas obras protegen poblados de importancia.

*Nota: Se tomo el valor de 10 para el periodo de retorno por el motivo que la zona es agricola.*

*Fuente: Senamhi*

T= 10	n= 20
-------	-------

1.1.1.- La probabilidad de ocurrencia de que "q" ocurra en "t" años será:

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

P: Probabilidad de ocurrencia de un caudal "Q"

P = 0.1 ≈ 10%

1.1.2.- La probabilidad de ocurrencia de que "q" no ocurra en cualquier año "t" será:

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

$\bar{P}$ : Probabilidad de ocurrencia de un caudal menor a "Q máximo"

$\bar{P} = 0.9 \approx 90\%$

\*Resumen:

- $P = 10\%$  representa el % de la probabilidad de que un  $Q_{max}$  ocurra en cualquier año "T".
- $\bar{P} = 90\%$  representa el % de la probabilidad de que un caudal  $< Q_{max}$ , o sea de que  $Q_{max}$  no ocurra en cualquier año "T".

1.1.3.- La probabilidad de ocurrencia de que " $q_{max}$ " no ocurra en "n" años sucesivos, será:

$$\bar{P} * \bar{P} \dots \bar{P} = \bar{P}^n = \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$
$$\bar{P}^n = 0.12 \approx 12\%$$

1.1.4.- La probabilidad de ocurrencia de que " $q_{max}$ " ocurra al menos una vez en "n" años sucesivos, será:

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

Donde:

R: conocido como riesgo o falla.

$$R = \bar{P}^n = 0.88 \approx 88\%$$

\*Resumen:

- $12\%$  representa el % de la probabilidad de que un caudal  $< Q_{max}$ , o sea de que  $Q_{max}$  no ocurra en "n" años sucesivos.
- $R = 88\%$  representa el % de la probabilidad de que un  $Q_{max}$  ocurra al menos una vez en "n" años sucesivos. Es decir, es la probabilidad de que la obra falle durante su vida útil.

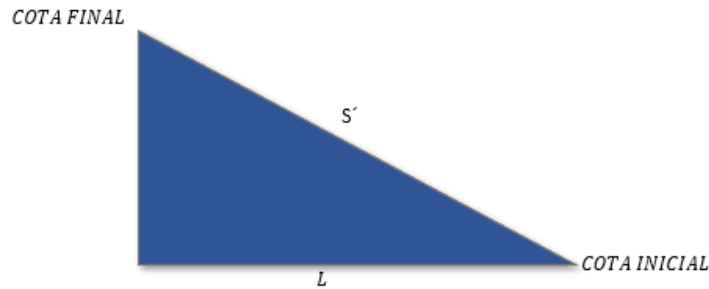
1.2.-Cálculo del caudal máximo

1.2.1.- Cálculo del tiempo de concentración

\* Método Kirpich

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

**Figura 36**  
Pendiente



- Longitud max. de recorrido = 18.00 m
- Tiempo de concentración = 0.57 min
- Pendiente del talud= 4.98%

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:

Consta en descomponer la precipitación de 24horas, en diferentes duraciones.

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

$P_D$  = Precipitación total (mm).

D = Duración en min.

$P_{24h}$  = Precipitación Máxima en 24 horas (mm).

**Tabla 20**  
Lluvia Máxima para diferentes duraciones

Año	Pmax 24h 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

A.2) Cuadro. - Intensidades máximas para diferentes duraciones:

Consta en transformar las lluvias máximas en mm a intensidad en mm/hr descomponer la precipitación de 24horas, en diferentes duraciones.

$$I = \frac{60xP_D}{D}$$

Donde:

I = Intensidad Máxima (mm/hr).

D = Duración en min.

$P_D$  = Precipitación total (mm).

**Tabla 21**  
*Intensidades Máximas para diferentes duraciones*

N °	AÑOS	Intensidad 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: Intensidad calculada mediante las duraciones durante varios años*

A.3) Cuadro. - Intensidades máximas para diferentes duraciones y periodos de retorno:

Consta en ordenar de mayor a menor las  $i_{max}$  y calcular sus periodos de retorno con la fórmula de weibull.

$$T = \frac{n + 1}{m} \quad n = 25 \text{ años}$$

Donde:

T = Periodo de retorno, en años.

N = Número de años

M = Número de orden.

**Tabla 22**  
Intensidades Máximas para diferentes duraciones

° Orden "m"	N (Años)	T	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: Intensidad máxima calculada mediante duraciones durante varios años

**Tabla 23**  
Periodos de Retorno con la fórmula de Weibull

ABREVIATURAS		Y	X1	X2	Y.X1	X1^2	X1.X2	X2.Y	X2^2	
imax (mm/h ora)	T años	D min	LOG(I max)	LOG(T)	LOG(D)	Log(I) og(T)	Log(T) ^2	Log(T)xL og(D)	Log(D)xL og(I)	Log(D) D)^2
50.16	26	20	1.700	1.41	1.30	2.406	2.002	1.841	2.212	1.693
1	0	min		5	1					

2	37.00	26 .0 0	30 min	1.568	1.41 5	1.47 7	2.219	2.002	2.090	2.316	2.182
3	22.00	26 .0 0	60 min	1.342	1.41 5	1.77 8	1.900	2.002	2.516	2.387	3.162
4	13.08	26 .0 0	120 min	1.117	1.41 5	2.07 9	1.580	2.002	2.942	2.322	4.323
5	9.65	26 .0 0	180 min	0.985	1.41 5	2.25 5	1.393	2.002	3.191	2.221	5.086
6	7.78	26 .0 0	240 min	0.891	1.41 5	2.38 0	1.261	2.002	3.368	2.121	5.665
7	39.34	13 .0 0	20 min	1.595	1.11 4	1.30 1	1.777	1.241	1.449	2.075	1.693
8	29.03	13 .0 0	30 min	1.463	1.11 4	1.47 7	1.629	1.241	1.645	2.161	2.182
9	17.26	13 .0 0	60 min	1.237	1.11 4	1.77 8	1.378	1.241	1.981	2.200	3.162
10	10.26	13 .0 0	120 min	1.011	1.11 4	2.07 9	1.126	1.241	2.316	2.103	4.323
11	7.57	13 .0 0	180 min	0.879	1.11 4	2.25 5	0.979	1.241	2.512	1.983	5.086
12	6.10	13 .0 0	240 min	0.785	1.11 4	2.38 0	0.875	1.241	2.651	1.870	5.665
13	37.28	8 67	20 min	1.571	0.93 8	1.30 1	1.474	0.880	1.220	2.045	1.693
14	27.51	8 67	30 min	1.439	0.93 8	1.47 7	1.350	0.880	1.385	2.126	2.182
15	16.36	8 67	60 min	1.214	0.93 8	1.77 8	1.138	0.880	1.668	2.158	3.162
16	9.72	8 67	120 min	0.988	0.93 8	2.07 9	0.926	0.880	1.950	2.054	4.323
17	7.17	8 67	180 min	0.856	0.93 8	2.25 5	0.803	0.880	2.115	1.930	5.086
18	5.78	8 67	240 min	0.762	0.93 8	2.38 0	0.715	0.880	2.232	1.814	5.665
19	34.09	6 50	20 min	1.533	0.81 3	1.30 1	1.246	0.661	1.058	1.994	1.693
20	25.15	6 50	30 min	1.401	0.81 3	1.47 7	1.139	0.661	1.201	2.069	2.182
21	14.95	6 50	60 min	1.175	0.81 3	1.77 8	0.955	0.661	1.445	2.089	3.162
22	8.89	6 50	120 min	0.949	0.81 3	2.07 9	0.771	0.661	1.690	1.973	4.323
23	6.56	6 50	180 min	0.817	0.81 3	2.25 5	0.664	0.661	1.833	1.842	5.086
24	5.29	6 50	240 min	0.723	0.81 3	2.38 0	0.588	0.661	1.935	1.721	5.665
25	33.99	5 20	20 min	1.531	0.71 6	1.30 1	1.096	0.513	0.932	1.992	1.693
26	25.07	5 20	30 min	1.399	0.71 6	1.47 7	1.002	0.513	1.058	2.067	2.182
27	14.91	5 20	60 min	1.173	0.71 6	1.77 8	0.840	0.513	1.273	2.087	3.162
28	8.87	5 20	120 min	0.948	0.71 6	2.07 9	0.679	0.513	1.489	1.970	4.323
29	6.54	5 20	180 min	0.816	0.71 6	2.25 5	0.584	0.513	1.615	1.839	5.086



30	5.27	5.20	240 min	0.722	0.716	2.380	0.517	0.513	1.704	1.718	5.665
31	32.65	4.33	20 min	1.514	0.637	1.301	0.964	0.406	0.829	1.970	1.693
32	24.09	4.33	30 min	1.382	0.637	1.477	0.880	0.406	0.941	2.041	2.182
33	14.32	4.33	60 min	1.156	0.637	1.778	0.736	0.406	1.132	2.056	3.162
34	8.52	4.33	120 min	0.930	0.637	2.079	0.592	0.406	1.324	1.934	4.323
35	6.28	4.33	180 min	0.798	0.637	2.255	0.508	0.406	1.436	1.800	5.086
36	5.06	4.33	240 min	0.704	0.637	2.380	0.449	0.406	1.516	1.677	5.665
37	31.62	3.71	20 min	1.500	0.570	1.301	0.855	0.325	0.741	1.951	1.693
38	23.33	3.71	30 min	1.368	0.570	1.477	0.780	0.325	0.842	2.020	2.182
39	13.87	3.71	60 min	1.142	0.570	1.778	0.651	0.325	1.013	2.031	3.162
40	8.25	3.71	120 min	0.916	0.570	2.079	0.522	0.325	1.185	1.905	4.323
41	6.08	3.71	180 min	0.784	0.570	2.255	0.447	0.325	1.285	1.769	5.086
42	4.90	3.71	240 min	0.691	0.570	2.380	0.394	0.325	1.356	1.644	5.665
43	28.84	3.25	20 min	1.460	0.512	1.301	0.747	0.262	0.666	1.899	1.693
44	21.28	3.25	30 min	1.328	0.512	1.477	0.680	0.262	0.756	1.961	2.182
45	12.65	3.25	60 min	1.102	0.512	1.778	0.564	0.262	0.910	1.960	3.162
46	7.52	3.25	120 min	0.876	0.512	2.079	0.449	0.262	1.064	1.822	4.323
47	5.55	3.25	180 min	0.744	0.512	2.255	0.381	0.262	1.154	1.679	5.086
48	4.47	3.25	240 min	0.651	0.512	2.380	0.333	0.262	1.218	1.548	5.665
49	28.32	2.89	20 min	1.452	0.461	1.301	0.669	0.212	0.599	1.889	1.693
50	20.90	2.89	30 min	1.320	0.461	1.477	0.608	0.212	0.681	1.950	2.182
51	12.42	2.89	60 min	1.094	0.461	1.778	0.504	0.212	0.819	1.946	3.162
52	7.39	2.89	120 min	0.869	0.461	2.079	0.400	0.212	0.958	1.806	4.323
53	5.45	2.89	180 min	0.736	0.461	2.255	0.339	0.212	1.039	1.661	5.086
54	4.39	2.89	240 min	0.643	0.461	2.380	0.296	0.212	1.097	1.530	5.665
55	28.12	2.60	20 min	1.449	0.415	1.301	0.601	0.172	0.540	1.885	1.693
56	20.74	2.60	30 min	1.317	0.415	1.477	0.546	0.172	0.613	1.945	2.182
57	12.33	2.60	60 min	1.091	0.415	1.778	0.453	0.172	0.738	1.940	3.162
58	7.33	2.60	120 min	0.865	0.415	2.079	0.359	0.172	0.863	1.799	4.323
59	5.41	2.60	180 min	0.733	0.415	2.255	0.304	0.172	0.936	1.654	5.086
60	4.36	2.60	240 min	0.640	0.415	2.380	0.265	0.172	0.988	1.522	5.665
61	28.01	2.36	20 min	1.447	0.374	1.301	0.541	0.140	0.486	1.883	1.693
62	20.67	2.36	30 min	1.315	0.374	1.477	0.491	0.140	0.552	1.943	2.182

63	12.29	2.36	60 min	1.090	0.374	1.778	0.407	0.140	0.664	1.937	3.162
64	7.31	2.36	120 min	0.864	0.374	2.079	0.323	0.140	0.777	1.796	4.323
65	5.39	2.36	180 min	0.732	0.374	2.255	0.273	0.140	0.843	1.650	5.086
66	4.34	2.36	240 min	0.638	0.374	2.380	0.238	0.140	0.889	1.519	5.665
67	26.26	2.17	20 min	1.419	0.336	1.301	0.477	0.113	0.437	1.847	1.693
68	19.38	2.17	30 min	1.287	0.336	1.477	0.432	0.113	0.496	1.901	2.182
69	11.52	2.17	60 min	1.061	0.336	1.778	0.356	0.113	0.597	1.887	3.162
70	6.85	2.17	120 min	0.836	0.336	2.079	0.281	0.113	0.698	1.738	4.323
71	5.05	2.17	180 min	0.704	0.336	2.255	0.236	0.113	0.757	1.587	5.086
72	4.07	2.17	240 min	0.610	0.336	2.380	0.205	0.113	0.799	1.452	5.665
73	25.54	2.00	20 min	1.407	0.301	1.301	0.424	0.091	0.392	1.831	1.693
74	18.84	2.00	30 min	1.275	0.301	1.477	0.384	0.091	0.445	1.884	2.182
75	11.20	2.00	60 min	1.049	0.301	1.778	0.316	0.091	0.535	1.866	3.162
76	6.66	2.00	120 min	0.824	0.301	2.079	0.248	0.091	0.626	1.712	4.323
77	4.92	2.00	180 min	0.692	0.301	2.255	0.208	0.091	0.679	1.560	5.086
78	3.96	2.00	240 min	0.598	0.301	2.380	0.180	0.091	0.717	1.423	5.665
79	24.72	1.86	20 min	1.393	0.269	1.301	0.375	0.072	0.350	1.812	1.693
80	18.24	1.86	30 min	1.261	0.269	1.477	0.339	0.072	0.397	1.863	2.182
81	10.84	1.86	60 min	1.035	0.269	1.778	0.278	0.072	0.478	1.841	3.162
82	6.45	1.86	120 min	0.809	0.269	2.079	0.218	0.072	0.559	1.683	4.323
83	4.76	1.86	180 min	0.677	0.269	2.255	0.182	0.072	0.606	1.528	5.086
84	3.83	1.86	240 min	0.584	0.269	2.380	0.157	0.072	0.640	1.389	5.665
85	23.69	1.73	20 min	1.375	0.239	1.301	0.328	0.057	0.311	1.788	1.693
86	17.48	1.73	30 min	1.242	0.239	1.477	0.297	0.057	0.353	1.835	2.182
87	10.39	1.73	60 min	1.017	0.239	1.778	0.243	0.057	0.425	1.808	3.162
88	6.18	1.73	120 min	0.791	0.239	2.079	0.189	0.057	0.497	1.644	4.323
89	4.56	1.73	180 min	0.659	0.239	2.255	0.157	0.057	0.539	1.486	5.086
90	3.67	1.73	240 min	0.565	0.239	2.380	0.135	0.057	0.569	1.345	5.665
91	23.28	1.63	20 min	1.367	0.211	1.301	0.288	0.044	0.274	1.778	1.693
92	17.17	1.63	30 min	1.235	0.211	1.477	0.260	0.044	0.311	1.824	2.182
93	10.21	1.63	60 min	1.009	0.211	1.778	0.213	0.044	0.375	1.794	3.162
94	6.07	1.63	120 min	0.783	0.211	2.079	0.165	0.044	0.438	1.629	4.323
95	4.48	1.63	180 min	0.651	0.211	2.255	0.137	0.044	0.476	1.469	5.086

96	3.61	1.63	240 min	0.558	0.211	2.380	0.118	0.044	0.502	1.327	5.665
97	20.91	1.53	20 min	1.320	0.185	1.301	0.244	0.034	0.240	1.718	1.693
98	15.42	1.53	30 min	1.188	0.185	1.477	0.219	0.034	0.273	1.755	2.182
99	9.17	1.53	60 min	0.962	0.185	1.778	0.178	0.034	0.328	1.711	3.162
100	5.45	1.53	120 min	0.737	0.185	2.079	0.136	0.034	0.384	1.532	4.323
101	4.02	1.53	180 min	0.605	0.185	2.255	0.112	0.034	0.416	1.364	5.086
102	3.24	1.53	240 min	0.511	0.185	2.380	0.094	0.034	0.439	1.216	5.665
103	20.49	1.44	20 min	1.312	0.160	1.301	0.209	0.026	0.208	1.706	1.693
104	15.12	1.44	30 min	1.180	0.160	1.477	0.188	0.026	0.236	1.742	2.182
105	8.99	1.44	60 min	0.954	0.160	1.778	0.152	0.026	0.284	1.696	3.162
106	5.35	1.44	120 min	0.728	0.160	2.079	0.116	0.026	0.332	1.514	4.323
107	3.94	1.44	180 min	0.596	0.160	2.255	0.095	0.026	0.360	1.344	5.086
108	3.18	1.44	240 min	0.502	0.160	2.380	0.080	0.026	0.380	1.195	5.665
109	20.19	1.37	20 min	1.305	0.136	1.301	0.178	0.019	0.177	1.698	1.693
110	14.89	1.37	30 min	1.173	0.136	1.477	0.160	0.019	0.201	1.733	2.182
111	8.86	1.37	60 min	0.947	0.136	1.778	0.129	0.019	0.242	1.684	3.162
112	5.27	1.37	120 min	0.721	0.136	2.079	0.098	0.019	0.283	1.500	4.323
113	3.88	1.37	180 min	0.589	0.136	2.255	0.080	0.019	0.307	1.329	5.086
114	3.13	1.37	240 min	0.496	0.136	2.380	0.068	0.019	0.324	1.180	5.665
115	19.46	1.30	20 min	1.289	0.114	1.301	0.147	0.013	0.148	1.677	1.693
116	14.36	1.30	30 min	1.157	0.114	1.477	0.132	0.013	0.168	1.709	2.182
117	8.54	1.30	60 min	0.931	0.114	1.778	0.106	0.013	0.203	1.656	3.162
118	5.08	1.30	120 min	0.706	0.114	2.079	0.080	0.013	0.237	1.467	4.323
119	3.75	1.30	180 min	0.574	0.114	2.255	0.065	0.013	0.257	1.294	5.086
120	3.02	1.30	240 min	0.480	0.114	2.380	0.055	0.013	0.271	1.142	5.665
121	18.54	1.24	20 min	1.268	0.093	1.301	0.118	0.009	0.121	1.650	1.693
122	13.68	1.24	30 min	1.136	0.093	1.477	0.105	0.009	0.137	1.678	2.182
123	8.13	1.24	60 min	0.910	0.093	1.778	0.084	0.009	0.165	1.619	3.162
124	4.84	1.24	120 min	0.684	0.093	2.079	0.063	0.009	0.193	1.423	4.323
125	3.57	1.24	180 min	0.552	0.093	2.255	0.051	0.009	0.209	1.246	5.086
126	2.88	1.24	240 min	0.459	0.093	2.380	0.043	0.009	0.221	1.092	5.665
127	18.54	1.18	20 min	1.268	0.073	1.301	0.092	0.005	0.094	1.650	1.693
128	13.68	1.18	30 min	1.136	0.073	1.477	0.082	0.005	0.107	1.678	2.182

129	8.13	1.18	60 min	0.910	0.073	1.778	0.066	0.005	0.129	1.619	3.162
130	4.84	1.18	120 min	0.684	0.073	2.079	0.050	0.005	0.151	1.423	4.323
131	3.57	1.18	180 min	0.552	0.073	2.255	0.040	0.005	0.164	1.246	5.086
132	2.88	1.18	240 min	0.459	0.073	2.380	0.033	0.005	0.173	1.092	5.665
133	18.13	1.13	20 min	1.258	0.053	1.301	0.067	0.003	0.069	1.637	1.693
134	13.37	1.13	30 min	1.126	0.053	1.477	0.060	0.003	0.079	1.664	2.182
135	7.95	1.13	60 min	0.900	0.053	1.778	0.048	0.003	0.095	1.601	3.162
136	4.73	1.13	120 min	0.675	0.053	2.079	0.036	0.003	0.111	1.403	4.323
137	3.49	1.13	180 min	0.543	0.053	2.255	0.029	0.003	0.120	1.224	5.08
138	2.81	1.13	240 min	0.449	0.053	2.380	0.024	0.003	0.127	1.069	5.665
139	17.61	1.08	20 min	1.246	0.035	1.301	0.043	0.001	0.045	1.621	1.693
140	12.99	1.08	30 min	1.114	0.035	1.477	0.039	0.001	0.051	1.645	2.182
141	7.73	1.08	60 min	0.888	0.035	1.778	0.031	0.001	0.062	1.579	3.162
142	4.59	1.08	120 min	0.662	0.035	2.079	0.023	0.001	0.072	1.377	4.323
143	3.39	1.08	180 min	0.530	0.035	2.255	0.018	0.001	0.078	1.196	5.086
144	2.73	1.08	240 min	0.436	0.035	2.380	0.015	0.001	0.083	1.039	5.665
145	11.74	1.04	20 min	1.070	0.017	1.301	0.018	0.000	0.022	1.392	1.693
146	8.66	1.04	30 min	0.938	0.017	1.477	0.016	0.000	0.025	1.385	2.182
147	5.15	1.04	60 min	0.712	0.017	1.778	0.012	0.000	0.030	1.266	3.162
148	3.06	1.04	120 min	0.486	0.017	2.079	0.008	0.000	0.035	1.011	4.323
149	2.26	1.04	180 min	0.354	0.017	2.255	0.006	0.000	0.038	0.798	5.086
150	1.82	1.04	240 min	0.260	0.017	2.380	0.004	0.000	0.041	0.620	5.665
<b>SUMATORIAS</b>				<b>145.334</b>	<b>61.10</b>	<b>281.7</b>	<b>65.835</b>	<b>43.793</b>	<b>114.780</b>	<b>255.411</b>	<b>552.7</b>

#### A.4) Calculo de la ecuación de la intensidad máxima

$$I_{max} = \frac{Kx T^a}{D^b}$$

Donde:

- I<sub>max</sub> = Intensidad máxima en (mm/hr)
- K,a,b = parámetros característicos de la zona de estudio
- T = periodo de retorno en años
- D = duración de la precipitación en minutos

- n = número de tripletas (I<sub>max</sub>, T y D), para este caso serian

$$n = 150$$

\*Los parámetros a estimar son:

$$a_0 = \log(K)$$

$$a_1 = a$$

$$a_2 = b$$

Ecuaciones para determinar:

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

$$145.334 = a_0 \cdot 150.000 + a_1 \cdot 61.102 + a_2 \cdot 281.774$$

$$-(\sum X_1 \cdot Y) = a_0 \cdot \sum X_1 + a_1 \cdot (\sum X_1^2) + a_2 \cdot (\sum X_1 \cdot X_2)$$

$$65.835 = a_0 \cdot 61.102 + a_1 \cdot 43.793 + a_2 \cdot 114.780$$

$$-(\sum X_2 \cdot Y) = a_0 \cdot \sum X_2 + a_1 \cdot (\sum X_1 \cdot X_2) + a_2 \cdot (\sum X_2^2)$$

$$255.411 = a_0 \cdot 281.774 + a_1 \cdot 114.780 + a_2 \cdot 552.776$$

$$\begin{pmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 150 & 61.102 & 281.774 \\ 61.102 & 43.793 & 114.78 \\ 281.77 & 114.78 & 552.77 \end{pmatrix}^{-1} \begin{pmatrix} 145.33 \\ 65.835 \\ 255.41 \end{pmatrix}$$

$$\begin{pmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.1658 & -0.0215 & -0.0800 \\ -0.0215 & 0.0528 & 0.0000 \\ -0.0800 & 0.0000 & 0.0426 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 145.33 \\ 65.835 \\ 255.41 \end{pmatrix}$$

Desarrollando la matriz se obtiene:

$$a_0 = \log(K) = 2.234832988$$

$$K = 171.7247876$$

$$a_1 = a = 0.350886509$$



$$a = 0.351$$

$$a_2 = b = -0.750$$

$$b = 0.750$$

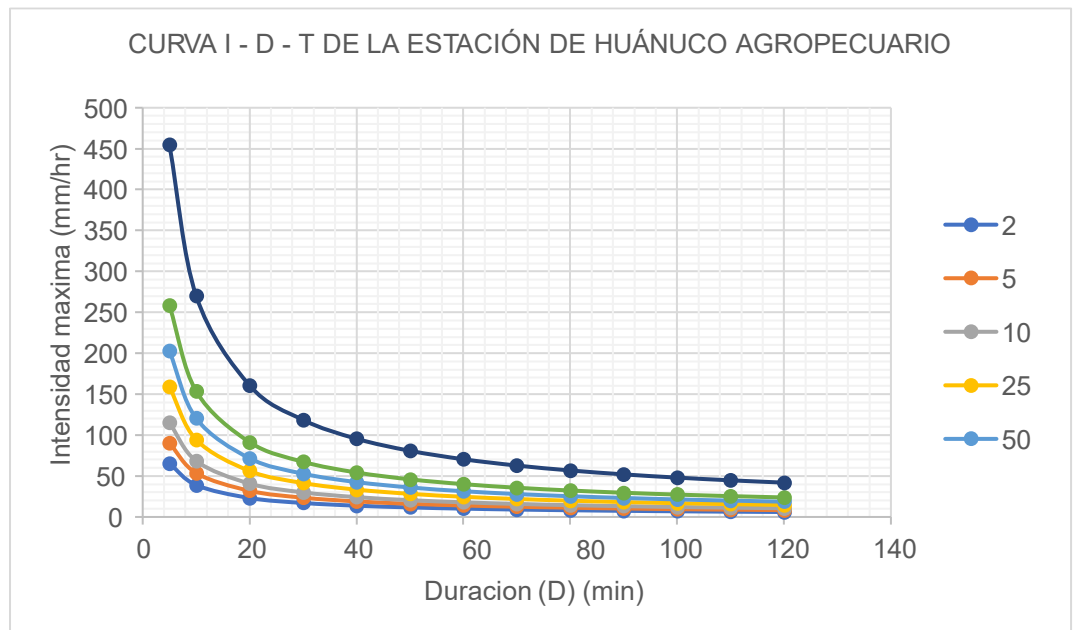
A.5) Curva idt:

$$I_{max} = \frac{171.72 * T^{0.351}}{D^{0.75}}$$

**Tabla 24***Periodo de Retorno en años*

Duración (D) (min)	Periodo de Retorno (T) en años						
	T=2años	T=5años	T=10años	T=25años	T=50años	T=100años	T=500años
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: Periodo de retorno calculado mediante las duraciones para años determinados posteriores*

**Tabla 25***Curva IDT*

*Nota: Curva de la Intensidad, Duración y Periodo de acuerdo a los datos pluviales de la estación de Huánuco*

**Tabla 26**  
*Intensidad Máxima*

PERIODO DE RETORNO (AÑOS)	DURACION D(min)	INTENSIDAD MAXIMA I(mm/hr)
10 años	0.57 min	584.8475415

1.2.3.- Calculo del coeficiente de escorrentía (C)

Pendiente = S = 5%

**Tabla 27**  
*Coefficiente de Escorrentía*

COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				
		PRONUNCIADA	ALTA	MEDIA	SUAVE	DESPRECIABLE
		> 50%	> 20%	> 5%	> 1%	< 1%
Sin vegetacion	Impermeable	0.8	0.75	0.7	0.65	0.6
	Semipermeable	0.7	0.65	0.6	0.55	0.5
	Permeable	0.5	0.45	0.4	0.35	0.3
Cultivos	Impermeable	0.7	0.65	0.6	0.55	0.5
	Semipermeable	0.6	0.55	0.5	0.45	0.4
	Permeable	0.4	0.35	0.3	0.25	0.2
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0.65	0.6	0.55	0.5	0.45
	Semipermeable	0.55	0.5	0.45	0.4	0.35
	Permeable	0.35	0.3	0.25	0.2	0.15
Hierba, grama	Impermeable	0.6	0.55	0.5	0.45	0.4
	Semipermeable	0.5	0.45	0.4	0.35	0.3
	Permeable	0.3	0.25	0.2	0.15	0.1
Bosques, densa vegetación	Impermeable	0.55	0.5	0.45	0.4	0.35
	Semipermeable	0.45	0.4	0.35	0.3	0.25
	Permeable	0.25	0.2	0.15	0.1	0.05

COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PEND. DEL TERRENO	C
Pastos, vegetación ligera	Semipermeable	> 5%	0.45

Fuente: Benitez (1980)

Cálculo del caudal máximo (Q drenaje o Q hidrológico)

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

B = 18.000 m      B; distancia horizontal de drenaje

Ld = 1420.00 m      Ld; Longitud de drenaje del canal

A = 2.556 has      A; Área de drenaje (has)

$$Q_{DRENAJE} = 1.8686 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{DRENAJE} = 1868.5879 \text{ lt/s}$$

2.-Calculo del qr método del flotador:

2.1.- Calculo de la velocidad:

$$v = \frac{d}{t}$$

D= 18.00 m

t1= 10.82 s

t2= 10.17 s

t3= 9.86 s

t4= 9.85 s

t5= 9.73 s

t6= 9.53 s

Donde:

$$v1 = \frac{18.00}{9.99} = 1.80 \text{ m/s}$$

2.2.- Calculo del Área Hidráulica:

A= 0.040 m<sup>2</sup>



### 2.3.- Calculo del Caudal:

$$Q_r = 0.040 * 1.80 = 0.0720 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_r = 72.00 \text{ lt/s}$$

B. Paso 2: Se diseño el diseño hidráulico con los datos obtenidos del caudal de riego y drenaje, del cual se consideró el 75% del  $Q_{\text{HIDROLOGICO}}$  más el  $Q_{\text{riego}}$ , por el cual se obtuvo todos los parámetros hidráulicos, finalmente, se realizó una prueba del sistema de drenaje superficial, calculando el número de aliviaderos que se deben crear para que el sistema funcione correctamente como riego y drenaje.

### 2.- Diseño hidráulico del canal

\*Caudal determinado por el estudio hidrológico.

$$q_{\text{dre}} = 1.686 \text{ m}^3/\text{s}$$

\*Caudal determinado por el método del flotador.

$$Q_{\text{rie}} = 0.0720 \text{ m}^3/\text{s}$$

Datos de entrada:

$$Q. \text{ diseño} = 1.4734 \text{ m}^3/\text{s} = 1473.441 \text{ Lt/sg}$$

$$S = 0.0498 \text{ mm}$$

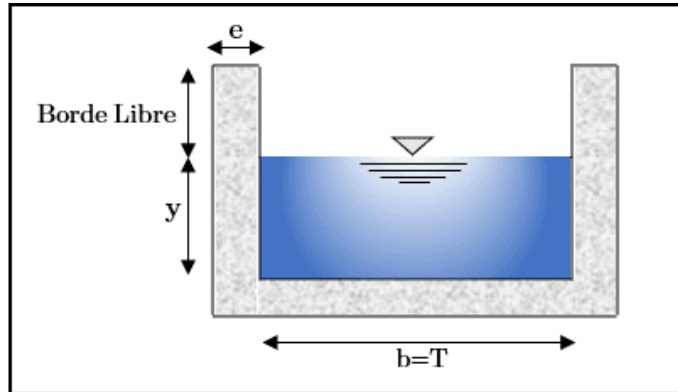
$$N = 0.0130$$

$$b'' = 0.40 \text{ m} \quad \text{base propuesta}$$

$$b' = 0.64 \text{ m} \quad \text{base por diseño estructural}$$

$$b = 0.64 \text{ m} \quad \text{base de diseño}$$

**Figura 37**  
Sección sin recubrimiento



*Nota: Sección de canal rectangular*

-Cálculo de parámetros para la ecuación de Manning:

Area hidráulica ( A ) :  $b * y = 0.64y$

Perímetro Mojado ( P ) :  $b + 2y = 0.64 + 2y$

Radio hidráulico ( R ) :  $\frac{b * y}{b + (2 * y)} = \frac{0.64y}{0.64 + 2y}$

-Cálculo del tirante del canal (y):

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

Reemplazando:

$$\left( \frac{Q * n}{S^{1/2} * \phi} \right) = \left( \frac{b * y}{b + (2 * y)} \right)^{2/3} * (b * y)$$

Por tanteo:

**Tabla 28**  
Cálculo del tirante

y	$\left( \frac{b * y}{b + (2 * y)} \right)^{2/3} * (b * y)$
1.000 m	0.249
0.382 m	0.086
0.100 m	0.012

$\left( \frac{Q * n}{S^{1/2}} \right)$	y	$\left( \frac{b * y}{b + (2 * y)} \right)^{2/3} * (b * y)$
0.086	0.382 m	0.076

*Nota: Cálculo del tirante mediante interpolación*

- Cálculo del borde libre(bl):

$$B.L = y/5$$

$$B.L = 0.0764 \text{ m}$$

- Cálculo de la altura del canal (H):

$$H = y + B.L$$

$$H = 0.458 \text{ m}$$

$$H.con = 0.50 \text{ m}$$

- Recalculo de B.L:

$$B.L = H.con - y$$

$$B.L = 0.12 \text{ m}$$

- Cálculo del área hidráulica (A):

$$A = b * y$$

$$A = 0.640 \text{ m}^2$$

- Cálculo del perímetro mojado (P):

$$P = b + 2*y$$

$$P = 1.4039 \text{ m}$$

- Cálculo del radio Hidráulico (R):

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

$$R = 0.4559 \text{ m}$$

- Cálculo de la velocidad (V):

$$V = [\phi * R^{(2/3)} * S^{(1/2)}] / n$$

$$V = 10.1656 \text{ m/s}$$

- Cálculo del espejo de agua (T):

$$T = b$$

$$T = 0.64 \text{ m}$$

- Cálculo del Número de Froude (F):

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

$$F = 3.2456 \quad \text{Por lo tanto el fluido es: Fluido Supercrítico}$$

- Cálculo de la energía específica (E):

$$E = y + (1/(2 \cdot g)) \cdot (Q/(A))^2$$

$$E = 0.65211 \text{ m-kg/kg}$$

-Resumen de los parámetros hidráulicos del canal:

**Tabla 29**  
*Parámetros Hidráulicos*

Base del canal (m)	0.64 m
Altura constructiva del canal (m)	0.50 m
Área del canal (m <sup>2</sup> )	0.640 m <sup>2</sup>
Perímetro mojado (m)	1.4039 m
Radio Hidráulico (m)	0.4559 m
Tirante hidráulico (m)	0.3820 m
Velocidad de flujo (m/s)	10.1656 m/s
Caudal de diseño (m <sup>3</sup> /s)	1.47 m <sup>3</sup> /s
Borde libre (m)	0.12 m
Coefficiente de rugosidad "n"	0.0130
pendiente del canal (m/m)	0.04978 m/m
Energía específica (kg-m/kg)	0.652 m-kg/kg

*Nota: Resumen de los cálculos realizados del diseño del canal*

C. Paso 3: Se determino los empujes y esfuerzos que actúan sobre el canal, del análisis por corte directo en el estudio de suelos.

### 3.-Diseño geométrico del canal

Datos:

$$\text{Base interior del canal "b"} = 0.64 \text{ m}$$

$$\text{Espesor piso o base " e}_b'' = 0.20 \text{ m}$$

$$\text{Tirante hidráulico "Y"} = 0.38 \text{ m}$$

Borde libre "B. L" = 0.12 m

Altura constructiva del canal "  $H_{Const.}$  " = 0.50 m

Altura total del canal "  $H_{Total}$  " = 0.70 m

Resistencia a la compresión del Concreto (F'c) = 210 kg/cm<sup>2</sup>

Peso Unitario Concreto Armado "  $\gamma_{CA}$  " = 2400 kg/m<sup>3</sup>

Esfuerzo de fluencia del Acero "  $f_y$  " = 4200 kg/cm<sup>2</sup>

Recubrimiento acero "r":

- En contacto directo con el suelo = 0.07 m

-En contacto directo con el agua = 0.04 m

Capacidad admisible del terreno "  $\sigma_T$  " = 1.330 kg/cm<sup>2</sup>

### 3.1.- Cálculo del Empuje Activo del Suelo

$H_{TOTAL-1}$  = 0.70 m *Altura total del canal*

$H_{TOTAL-2}$  = 0.60 m *Altura total del canal real*

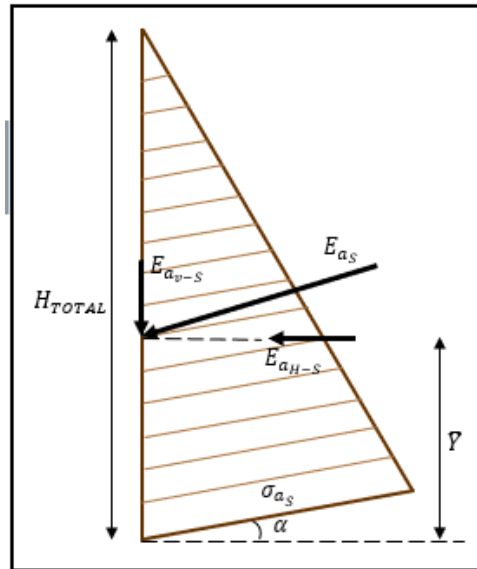
$H_{TOTAL}$  = 0.70 m *Altura total del canal a utilizar*

$\alpha$  = 0.00 ° *Angulo de inclinacion del talud*

$\phi_{SUELO}$  = 21.70 ° *Angulo de friccion interno del suelo*

$\gamma_{SUELO}$  = 1728.00  $\frac{kg}{m^3}$  *Peso unitario del suelo*

**Figura 38**  
Empuje del Suelo



*Nota: Cargas que actúan del suelo hacia la pared del canal*  
*Fuente: Kramer 1996*

$$K_a = \cos \alpha * \frac{\cos \alpha - \sqrt{(\cos \alpha)^2 - (\cos \phi)^2}}{\cos \alpha + \sqrt{(\cos \alpha)^2 - (\cos \phi)^2}} = 0.460$$

$$\sigma_{a_s} = (\gamma_s * H_T * K_a) = 0.557 \text{ Tn/m}^2$$

$$E_{a_s} = \sigma_{a_s} * \frac{H_T}{2} = 0.195 \text{ Tn/m}$$

$$E_{a_{H-s}} = E_{a_s} * \cos \alpha = 0.195 \text{ Tn/m}$$

$$F_{a_{H-s}} = E_{a_{H-s}} * 1\text{m} = 0.195 \text{ Tn}$$

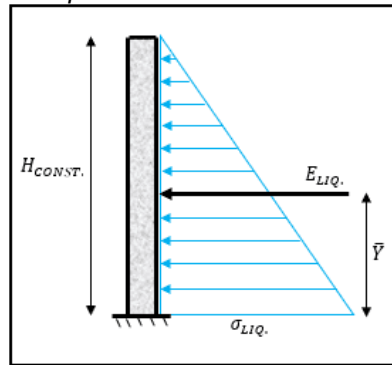
$$\bar{Y} = \frac{H_T}{3} = 0.233 \text{ m}$$

### 3.2.- Cálculo del empuje activo del agua

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

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

**Figura 39**  
Empuje del Liquido



Nota: Carga triangular del empuje de agua hacia la pared del canal.

$$\sigma_{a_{AGUA}} = \gamma_{AGUA} * H_{AGUA} = 0.500 \text{ Tn/m}^2$$

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

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

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

### 3.3.- Cálculo del empuje pasivo del suelo

Datos:

$$H_{Total} = 0.70 \text{ Altura total del canal}$$

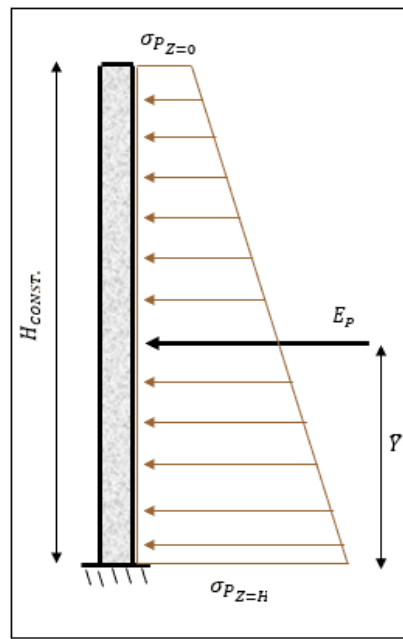
$$\alpha = 0.00^\circ \text{ Angulo de inclinacion del talud}$$

$$\phi_{SUELO} = 21.70^\circ \text{ Angulo de friccion interna del suelo}$$

$$\gamma_{SUELO} = 1728.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \text{ Peso unitario del suelo}$$

$$C_{SUELO} = 230.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \text{ Cohesion del suelo}$$

**Figura 40**  
Empuje Pasivo del Suelo



Nota: Cargas que actúan del suelo hacia la pared del canal

$$K_p = \left( \tan \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \right)^2 = 2.173$$

$$\sigma_{P_s} = (\gamma_s * Z * K_p) + 2C * \sqrt{K_p}$$

$$E_p = (\sigma_{P_{z=0}} + \sigma_{P_{z=H_T}}) * \frac{H_T}{2} = 1.395 \text{ Tn/m}$$

$$F_p = E_p * 1\text{m} = 1.395 \text{ Tn}$$

$$\sigma_{P_{z=0}} = 0.678 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{P_{z=H_T}} = 3.307 \text{ Tn/m}^2$$

$$\bar{Y} = \frac{\sum \bar{Y}_i * A_i}{\sum A_i} = \frac{\sigma_{P_{z=0}} * \left( \frac{H_T^2}{2} \right) + (\sigma_{P_{z=H_T}} - \sigma_{P_{z=0}}) * \left( \frac{H_T^2}{6} \right)}{\sigma_{P_{z=0}} * (H_T) + (\sigma_{P_{z=H_T}} - \sigma_{P_{z=0}}) * \left( \frac{H_T}{2} \right)} = 0.273 \text{ m}$$

3.4.- Cálculo del espesor de la pared izquierda, pared derecha y base del canal

A.- Determinación del espesor de la pared derecha del canal. " $e_{P_{DER.}}$ "

$$H_{Const.} = 0.50 \text{ m Altura total del canal pared derecha}$$

$$b_{DISEÑO} = 1.00 \text{ m Ancho de diseño}$$

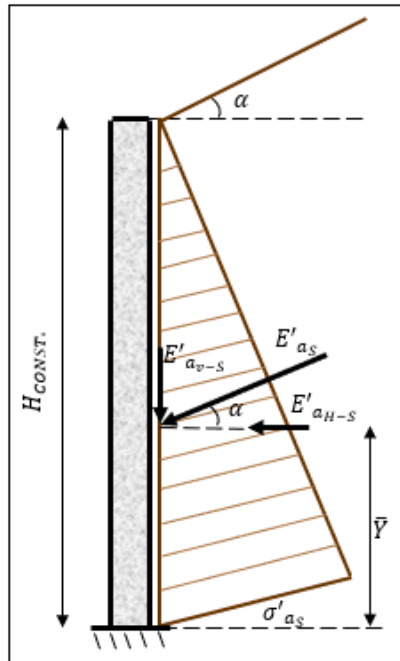
$$\gamma_{SUELO} = 1728.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \text{ Angulo de fricción interna del suelo}$$

$$K_a = 0.460 \text{ Coeficiente activo corregido}$$



**Figura 41**

*Espesor de la pared derecha del canal*



*Nota: Nota: Cargas que actúan del suelo hacia la pared del canal  
Fuente: Kramer 1996*

$$M_u = 1.7 * \left( \gamma_s * K_a * \frac{H_{CONST.}^3}{6} * 1m \right) * \cos \alpha = 0.028 \text{ Tn} - m$$

$$\rho = 0.22 * \left( \frac{\sqrt{\frac{f'c}{10.197}}}{\frac{fy}{10.197}} \right) = 0.0024 \quad \rightarrow \quad \omega = \rho * \frac{fy}{f'c} = 0.048$$

$\phi = 0.90$  Factor de reduccion por deflexion

$$d_p = \sqrt{\frac{M_u}{\phi * f'c * b * \omega * (1 - 0.59\omega)}}$$

$d_{P_{DER.}}$	=	1.779 cm	; Peralte efectivo de la pared izq. del canal
$\phi_v$	=	3/8 pulg	; Diametro de la varilla principal
$\phi_T$	=	1/4 pulg	; Diametro de la varialla transversal
$r_{suelo}$	=	7.000 cm	; Recubrimiento min. frente al contacto del suelo

$$\left. \begin{aligned} e_{P_{DER.-CALCULADO}} &= d_{P_{DER.}} + \frac{\phi_v}{2} + r_{suelo} = 9.25 \text{ cm} \\ e_{P_{DER.-MIN}} &= r_{agua} + \phi_v + \phi_T + r_{suelo} = 12.59 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} e_{P_{DER.-DISEÑO}} &= 12.60 \\ e_{P_{DER.-CONST.}} &= 13.00 \end{aligned}$$

$$e_{P_{DER.}} = 13.00 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad d_{P_{DER.}} = e_{P_{DER.}} - \frac{\phi_v}{2} - r_{suelo} = 5.524 \text{ cm}$$

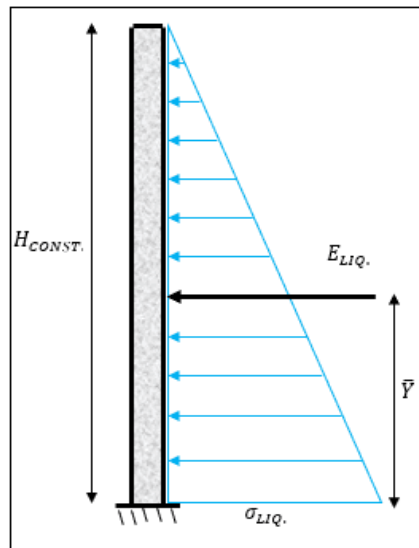
b.-Determinación del espesor de la pared izquierda del canal. " $e_{P_{IZQ.}}$ "

$$H_{CONST.} = 0.50 \text{ m Altura total del canal pared izquierda}$$

$$b_{DISEÑO} = 0.80 \text{ m Ancho de diseño}$$

$$\gamma_{agua.} = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \text{ Peso Unitario del agua}$$

**Figura 42**  
Espesor de la pared izquierda del canal



Nota: Cargas que actúan del suelo hacia la pared del canal

Empuje lateral hidráulico hacia el muro voladizo del canal de riego

$$\rho = 0.22 * \left( \frac{\sqrt{\frac{f'c}{10.197}}}{\frac{fy}{10.197}} \right) = 0.0024 \quad \rightarrow \quad \omega = \rho * \frac{fy}{f'c} = 0.048$$

$\phi = 0.90$  Factor de reducción por deflexión

$$d_p = \sqrt{\frac{Mu}{\phi * f'c * b * \omega * (1 - 0.59\omega)}}$$

$$\begin{aligned} d_{P_{DER.}} &= 2.024 \text{ cm} ; \text{Peralte efectivo de la pared izq. del canal} \\ \phi_v &= 3/8 \text{ pulg} ; \text{Diametro de la varilla principal} \\ \phi_T &= 1/4 \text{ pulg} ; \text{Diametro de la varilla transversal} \\ r_{suelo} &= 4.000 \text{ cm} ; \text{Recubrimiento min. frente al contacto del suelo} \end{aligned}$$

$$\left. \begin{aligned} e_{P_{DER.-CALCULADO}} &= d_{P_{DER.}} + \frac{\phi_v}{2} + r_{suelo} = 96.50 \text{ cm} \\ M_u &= 1.4 * (\gamma_{agua} * 1\text{m} * \frac{H_{CONST.}^3}{6}) = 0.029 \text{ Tn} - \text{m} \\ e_{P_{DER.-MIN}} &= r_{agua} + \phi_v + \phi_T + r_{suelo} = 12.59 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} e_{P_{DER.-DISEÑO}} &= 12.60 \\ e_{P_{DER.-CONST.}} &= 13.00 \end{aligned}$$

$$e_{P_{DER.}} = 13.00 \text{ cm} \rightarrow d_{P_{DER.}} = e_{P_{DER.}} - \frac{\phi_v}{2} - r_{suelo} = 8.524 \text{ cm}$$

**C) Determinación del ancho total de la base del canal**

$$B = e_{P_{IZQ-DISEÑO}} + e_{P_{DER-DISEÑO}} + b = 90.00 \text{ cm}$$

$$e_b = 20.00 \text{ cm} ; \text{Espesor de la base del canal}$$

$$; e_b > r_{liq} + \phi_v + \phi_T + r_{suelo} = 0.129 \text{ m} \dots \text{SI CUMPLE}$$

$$\phi_v = 3/8'' ; \text{Diametro de la varilla principal}$$

$$\phi_T = 3/8'' ; \text{Diametro de la varilla transversal}$$

$$r_{suelo} = 7.00 \text{ cm} ; \text{Recubrimiento min. frente al contacto del suelo}$$

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

D. Paso 4: Se ha probado la estabilidad del canal para determinar su capacidad de volcarse, moverse y carga.

4.-Verificación de la estabilidad al deslizamiento y volteo del canal

Datos:

$$e_{p_{der.}} ; \text{espesor de la pared derecha} = 0.13 \text{ m} \quad \phi_{suelo-fund} = 21.70^\circ$$

$$e_{p_{izq.}} ; \text{espesor de la pared izquierda} = 0.13 \text{ m} \quad \gamma_{suelo-fund.} = 1.728 \text{ Tn/m}^3$$

$$e_{base.} ; \text{espesor de la base del canal} = 0.20 \text{ m} \quad \gamma_{agua} = 1.00 \text{ Tn/m}^3$$

$$\gamma_{C^\circ A^\circ} = 2.4 \text{ Tn/m}^3$$

B; Base del canal pre dimensionado = 0.90 m

B; Base de la canal modificada = 0.90 m

Pared derecha del canal a utilizar = 0.70 m

Pared Izq. Del canal a utilizar = 0.70 m

1ER CASO:  $H_{agua.} = H_{Cons.} = 0.500 \text{ m}$  Cuando el canal se encuentra saturado

2DO CASO:  $H_{agua} = Y = 0.382 \text{ m}$  cuando el canal se encuentra hasta su tirante máximo

3ER CASO:  $H_{agua} = 0.000 \text{ m}$  cuando el canal se encuentra vacío

$$\delta = \frac{2}{3} * \phi = 14.467^\circ \rightarrow f = \tan \delta = 0.258 ; E_{av-s} = E_{as} * \sin \alpha = 0.00 \text{ Tn/m}$$

A) Cálculo de la fuerza estabilizante por gravedad (pesos) y el momento estabilizante respecto al punto "o"

**Tabla 30**  
Cálculo de fuerza estabilizante y momento estabilizante

ELEMENTO	Volumen por 1m m3	Peso especific Pesos i o		Brazo de palanca m	$M_{estab.i}$ $\bar{X}_i$ Tn-m	
		Tn/m3	Tn			
a) Pared izq. Del canal	$H_{const.} * e_{pizq} * 1m$	0.065	2.4	0.156	$\vec{X}_1 = \frac{e_{pizq}}{2} = 0.065$	0.010
b) Pared der. Del canal	$H_{const.} * e_{pder} * 1m$	0.065	2.4	0.156	$\vec{X}_2 = B - \frac{e_{pder}}{2} = 0.835$	0.130
c) Base del canal	$e_{base.} * B * 1m$	0.180	2.4	0.432	$\vec{X}_3 = \frac{B}{2} = 0.450$	0.194
d) peso del Agua	$H_{agua} = H_{cons.}$ $H_{agua} * b * 1m$	0.320	1.0	0.320	$\vec{X}_4 = e_{pizq} + \frac{B}{2} = 0.580$	0.186
	$H_{agua} = \bar{Y}$ $H_{agua} * b * 1m$	0.244	1.0	0.244	$\vec{X}_4 = e_{pizq} + \frac{B}{2} = 0.580$	0.142
	$H_{agua.} = 0$ $H_{agua} * b * 1m$	0.000	1.0	0.000	$\vec{X}_4 = e_{pizq} + \frac{B}{2} = 0.580$	0.000
e) Emp. Act. (Comp. Vert.)	$E_{V_a} * 1m$			0.000	$\vec{X}_5 = B = 0.900$	0.000
1ER CASO	$\sum F_v i =$	1.064 Tn			$\sum M_{estab.i} = 0.520 Tn - m$	
2ER CASO	$\sum F_v i =$	0.988 Tn			$\sum M_{estab.i} = 0.477 Tn - m$	
3ER CASO	$\sum F_v i =$	0.744 Tn			$\sum M_{estab.i} = 0.335 Tn - m$	

B) Cálculo de la fuerza lateral pasiva (generada por el suelo y liquido) y el momento pasivo respecto al punto "o"

**Tabla 31**  
Cálculo de fuerza lateral pasiva y momento pasivo

EFECTO DEL EMPUJE PASIVO	Fuerza lateral pasiva		Brazo de palanca m	$\bar{Y}_i$	$M_{p_{estab.i}}$ Tn-m
	(Tn)				
a) Emp. Pas. Del suelo (Comp. horizontal)	$E_p * 1m = 1.395$		$\bar{Y} = \frac{\sum \bar{Y}_i * A_i}{\sum A_i} = 0.273 m$		0.381 Tn-m
b) Emp. Pasivo Del liquido	$H_{agua} = H_{cons.}$ $E_{agua} * 1m = 0.125$		$\bar{Y}_2 = \frac{H_{agua}}{3} + e_{base} = 0.367 m$		0.046 Tn-m
	$H_{agua} = \bar{Y}$ $E_{agua} * 1m = 0.073$		$\bar{Y}_2 = \frac{H_{agua}}{3} + e_{base} = 0.327 m$		0.024 Tn-m
	$H_{agua.} = 0$ $E_{agua} * 1m = 0.000$		$\bar{Y}_2 = \frac{H_{agua}}{3} + e_{base} = 0.200 m$		0.000 Tn-m
1ER CASO	$\sum F_{p_h i} =$	1.520 Tn			$\sum M_{p_{estab.i}} = 1.441 Tn - m$
2ER CASO	$\sum F_{p_h i} =$	1.468 Tn			$\sum M_{p_{estab.i}} = 1.419 Tn - m$

$$3ER \text{ CASO} \quad \sum F_{p_H i} = 1.395 \text{ Tn} \quad \sum M_{p_{estab. i}} = 1.395 \text{ Tn} - m$$

C) Cálculo de la fuerza lateral activa (generada por el suelo y liquido)  
y el momento activo respecto al punto "o"

**Tabla 32**  
Cálculo de fuerza lateral activa y momento activo

EFEECTO DEL EMPUJE ACTIVO	Fuerza lateral activa (Tn)	Brazo de palanca m	$\bar{Y}_i$	$M_{act. i}$ Tn-m
a) Emp. Act. Del suelo (Comp. horizontal.)	$E_{as} * \cos \alpha * 1m = 0.195 \text{ Tn}$	$\bar{Y}_1 = \frac{H_{Total}}{3} = 0.233 \text{ m}$		0.045 Tn-m
b) Emp. Act. Del liquido	$E_{agua} * 1m = 0.125 \text{ Tn}$	$\bar{Y}_2 = \frac{H_{agua}}{3} + e_{base} = 0.367 \text{ m}$		0.046 Tn-m
$\sum F_{H.ACT. i} = 0.320 \text{ Tn}$		$\sum M_{act. i} = 0.091 \text{ Tn} - m$		

D) Factor de seguridad al deslizamiento

$$1ER \text{ CASO} \quad F_{S_{Desli.}} = \frac{f * \sum F_{v i} + H * \sum F_{p_H i}}{\sum F_{H.ACT. i}} \geq 2 \quad ; \quad F_{S_{Desli.}} = 5.611 \quad \dots \text{ACCEPTABLE}$$

$$2ER \text{ CASO} \quad F_{S_{Desli.}} = \frac{f * (\sum F_{v i}) + H * (\sum F_{p_H i})}{\sum F_{H.ACT. i}} \geq 2 \quad ; \quad F_{S_{Desli.}} = 5.387 \quad \dots \text{ACCEPTABLE}$$

$$1ER \text{ CASO} \quad F_{S_{Desli.}} = \frac{f * (\sum F_{v i}) + H * (\sum F_{p_H i})}{\sum F_{H.ACT. i}} \geq 2 \quad ; \quad F_{S_{Desli.}} = 4.962 \quad \dots \text{ACCEPTABLE}$$

E) Factor de seguridad al volteo

$$1ER \text{ CASO} \quad F_{S_{Volteo.}} = \frac{\sum M_{estab. i}}{\sum M_{act. i}} \geq 1.5 \quad ; \quad F_{S_{Volteo.}} = 5.7007 \quad \dots \text{ACCEPTABLE}$$

$$2ER \text{ CASO} \quad F_{S_{Volteo.}} = \frac{\sum M_{estab. i}}{\sum M_{act. i}} \geq 1.5 \quad ; \quad F_{S_{Volteo.}} = 5.2207 \quad \dots \text{ACCEPTABLE}$$

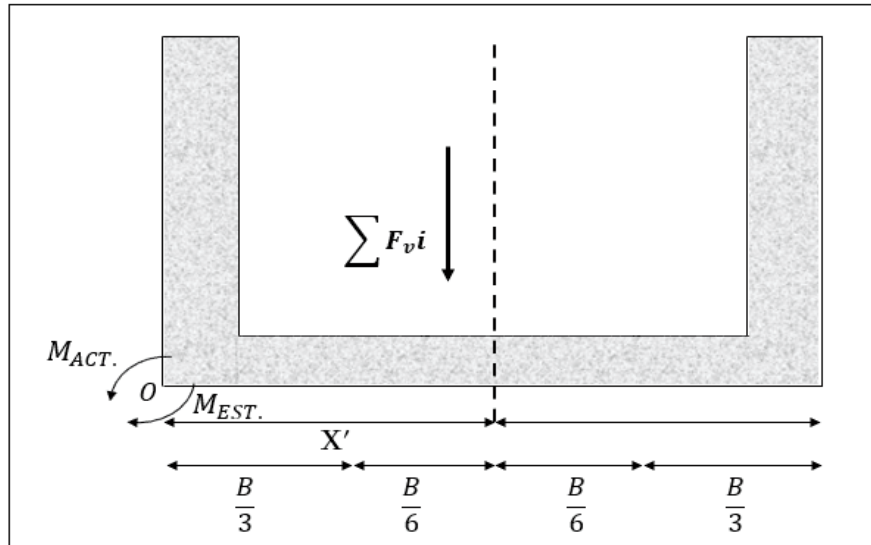
$$1ER \text{ CASO} \quad F_{S_{Volteo.}} = \frac{\sum M_{estab. i}}{\sum M_{act. i}} \geq 1.5 \quad ; \quad F_{S_{Volteo.}} = 3.6675 \quad \dots \text{ACCEPTABLE}$$

F) Factor de seguridad por capacidad de carga

$$\frac{B}{6} = 0.150 \text{ m}$$

**Figura 43**

Fuerza resultante respecto a "O"



Nota: Fuerzas y momentos de acuerdo al punto O en sección de canal de riego

\*Ubicación de la fuerza resultante vertical con respecto al punto "o"

$$X' = \frac{\sum M_{estab.i} - \sum M_{act.i}}{\sum F_v i} = 0.403 \text{ m}$$

\*Cálculo de la excentricidad

$$e = \frac{B}{2} - X' \rightarrow e = 0.047 < \frac{b}{6} \dots \text{ACCEPTABLE}$$

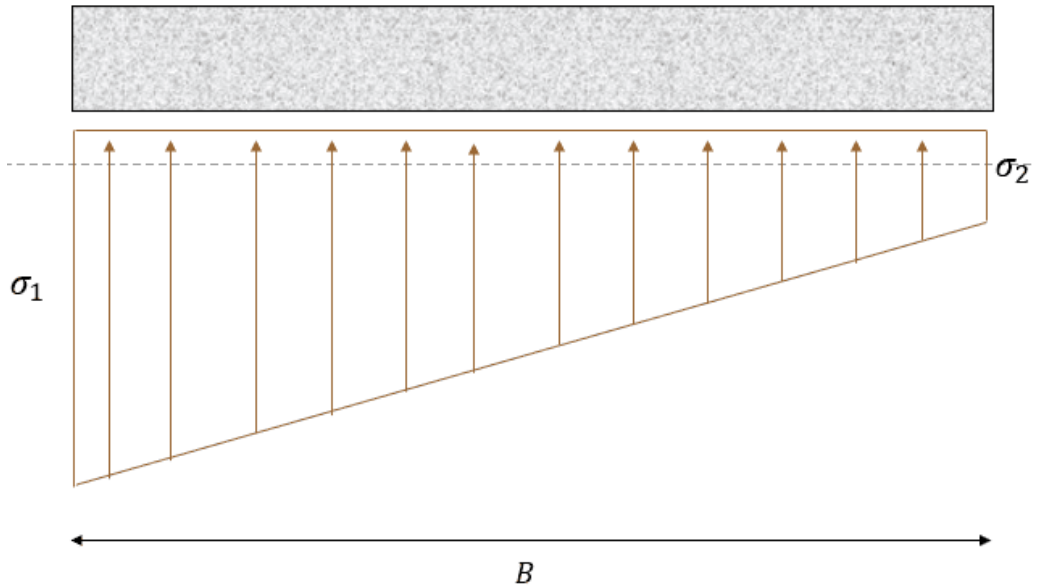
\*Cálculo de los esfuerzos del terreno

$$\sigma_{terreno} > \sigma_i \quad ; \quad \sigma_{terreno} = 13.30 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{\sum F_v i}{1 * B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right) \rightarrow \sigma_1 = 1.550 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} < \sigma_{terreno} \dots \text{ACCEPTABLE}$$

$$\sigma_2 = \frac{\sum F_v i}{1 * B} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right) \rightarrow \sigma_2 = 0.814 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} < \sigma_{terreno} \dots \text{ACCEPTABLE}$$

**Figura 44**  
Esfuerzos del terreno



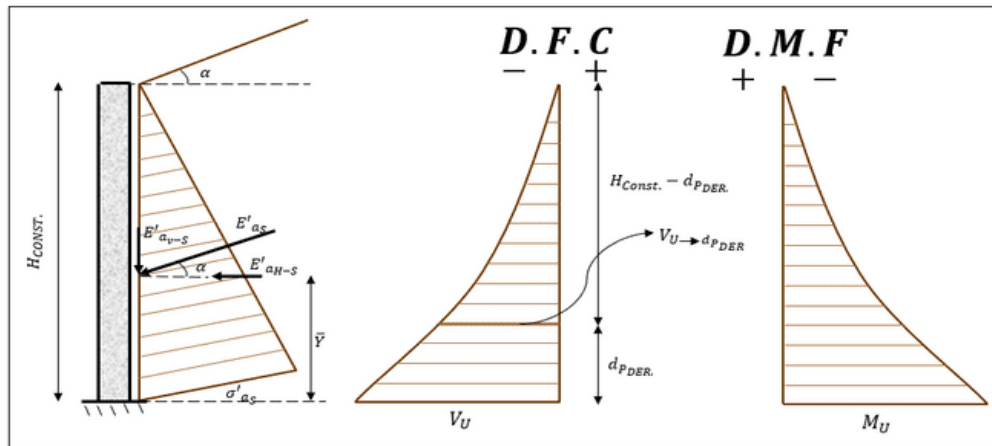
Nota: Empuje del terreno hacia la losa del canal de riego

E. Paso 5: Se realizo el diseño de concreto armado del canal en lo que es diseño de muro voladizo y losa, todo según el RNE-060, del cual finalmente se detalló el refuerzo y la geometría del canal.

5.-Diseño en concreto armado del canal

a) Determinación del refuerzo en la pared derecha del canal.

**Figura 45**  
Esfuerzos pared derecha



Nota: Empuje del terreno hacia la losa del canal de riego y diagrama de momentos y cortantes

Fuente: Kramer 1996

$H_{CONST.} = 0.50 \text{ m}$  ; altura hidraulica del canal de riego y drenje

$b_{DISEÑO} = 1.00 \text{ m}$  ; ancho de diseño

$$\alpha = 0.00^\circ ; \text{angulo de inclinacion del talud}$$

$$\gamma_{SUEL.} = 1728 \frac{kg}{m^3} ; \text{peso especifico del suelo}$$

$$d_{P_{DER.}} = 5.524 \text{ cm} ; \text{peralte efectivo de la pared derecha del canal}$$

$$r_{suelo} = 7.00 \text{ cm} ; \text{recubrimiento min. frente al contacto con el suelo}$$

$$K_a = 0.460 ; \text{coeficiente activo}$$

$$F' C = \frac{210kg}{cm^2} ; \text{resistencia a la compresion del concreto}$$

$$F_y = \frac{4200 \text{ kg}}{cm^2} ; \text{esfuerzo de fluencia del acero}$$

Donde:

$$\sigma'_{a_{SU}} = 1.7 * \gamma_S * K_a * H_{CONST.} = 0.676 \text{ Tn/m}^2$$

$$E'_{a_{SU}} = \sigma'_{a_{SU}} * \frac{H_{CONST.}}{2} = 0.169 \text{ Tn/m}$$

$$E'_{a_{H-SU}} = E'_{a_{SU}} * \cos \alpha = 1.69 \text{ Tn/m}$$

$$F'_{a_{H-SU}} = E'_{a_{H-SU}} * 1m = 0.169 \text{ Tn}$$

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

- Cortante Ultimo:

$$V_U = F'_{a_{H-SU}} = 0.169 \text{ Tn}$$

- Momento Ultimo:

$$* M_u = 1.7 * \left( \gamma_S * K''_a * \frac{H_{CONST.}^3}{6} * 1m \right) * \cos \alpha = 0.028 \text{ Tn} - m$$

**A.1.-** Verificación por cortante: se realizará a una distancia " $d_{P_{DER.}}$ " de la base de la pared derecha

$$\phi = 0.75 ; \text{factor de reduccion por corte}$$

$$V_{U \rightarrow d_{P_{DER.}}} = 1.7 * \left( \gamma_S * K''_a * \frac{(H_{CONST.} - d_{P_{DER.}})^2}{2} * 1m \right) * \cos \alpha = 0.134 \text{ Tn}$$

$$V_C = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_{DISEÑO} * d_{P_{DER.}} * 10 = 4.242 \text{ Tn}$$

Donde:

$$\phi * V_C = 3.182 \rightarrow V_{U \rightarrow d_{P_{DER.}}} < \phi * V_C \quad \dots \text{CUMPLE LA CONDICION}$$

**A.2.-** Diseño por flexión:  $\phi = 0.9 ; \text{factor de reduccion por flexion}$



$$M_U = 0.028 Tn - m$$

#### A.2.1.- Determinación del refuerzo vertical

\* Determinación del parámetro "  $R_U$  "

$$R_U = \frac{M_U * 10^5}{b_{DISEÑO} * (d_{PDER.})^2} = 0.923 \text{ kg/cm}^2$$

\* Determinación de la cuantía de acero calculada "  $\rho_{CAL.}$  "

$$\rho_{CAL.} = \frac{(\phi * fy) - \sqrt{(\phi * fy)^2 - 4 \left( R_U (fy)^2 * \frac{0.59\phi}{f'c} \right)}}{2 \left( 0.59\phi * \frac{(fy)^2}{f'c} \right)} = 0.000245$$

\* Determinación del área de acero vertical calculada  $As_{V_{CAL.}}$

$$As_{V_{CAL.}} = \rho_{CAL.} * b_{DISEÑO} * d_{PDER.} = 0.1 \text{ cm}^2$$

\* Determinación del área de acero mínimo vertical  $As_{V_{MIN.}}$

$$\rho_{MIN.} = 0.22 * \left( \frac{\sqrt{f'c} * c}{fy} \right) = 0.00242$$

Donde:

$$As_{V_{MIN.}} = \rho_{MIN.} * b_{DISEÑO} * d_{PDER.} = 1.3 \text{ cm}^2$$

\* Determinación del área de acero vertical de diseño  $As_{V_{DISEÑO}}$

$$As_{V_{DISEÑO}} = 1.339 \text{ cm}^2$$

\* Determinación del espaciamiento del acero de diseño  $s'$

$$s'_{MIN} = 2.54 \text{ cm} ; s'_{MAX} = 40.00 \text{ cm} \quad ; \text{ Segun E.060}$$

$$As_{\phi_v} = 0.317 \text{ cm}^2 \quad \left. \begin{array}{l} \phi_v = 1/4" = 6.35 \text{ mm} \\ \text{Area de la varilla a utilizar} \end{array} \right\} s' = b_{DISEÑO} * \left( \frac{As_{\phi_v}}{As_{V_{DISEÑO}}} \right) = 23.653 \text{ cm}$$

$\therefore$  USAR:  $\phi_v$  1/4" @ 24.00 cm

#### A.2.2.- Determinación del refuerzo horizontal

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

$$\phi_v \leq 5/8" \quad y \quad fy \geq 4200 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \rho_{MIN.} = 0.0020 ; \text{ Segun RN3 - E.060}$$

\* Determinación del área de acero horizontal interior  $As_{H_{INT.}}$

$$As_H = \rho_{MIN.} * H_{CONT.} * d_{PDER.-T} = 0.978 \text{ cm}^2$$

$$AS_{H_{INT.}} = \frac{1}{3} * AS_H = 0326 \text{ cm}^2$$

\* Determinación del espaciamiento del acero horizontal Int. S'

$$S'_{MIN} = 2.54 \text{ cm} ; S'_{MAX} = 40.00 \text{ cm} \quad ; \text{ Segun E. 060}$$

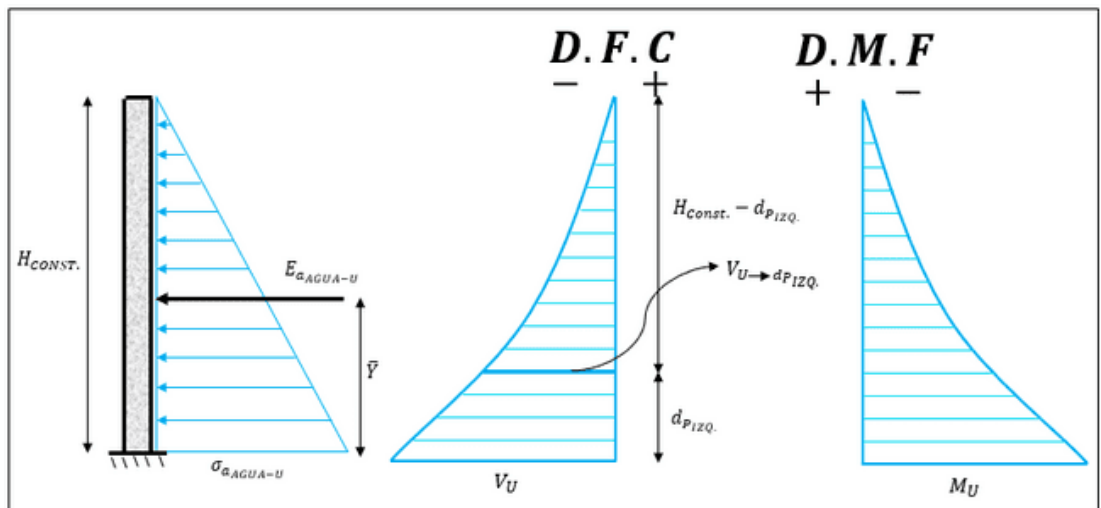
$$AS_{\phi_V} = 0.317 \text{ cm}^2 \quad \text{Area de la varilla a utilizar} \quad \left. \begin{array}{l} \phi_V = 1/4" = 6.35 \text{ mm} \\ \left. \begin{array}{l} S' = b_{DISEÑO} * \left( \frac{AS_{\phi_V}}{AS_{V_{INTERIOR}}} \right) = 97.170 \text{ cm} \end{array} \right\} \end{array} \right.$$

∴ USAR:  $\phi_V$  1/4" @ 40.00 cm

b) Determinación del refuerzo en la pared izquierda del canal.

**Figura 46**

Esfuerzos pared izquierda



Nota: Empuje del terreno hacia la losa del canal de riego y diagrama de momentos y cortantes

$b_{DISEÑO} = 1.00 \text{ m}$  ; ancho de diseño

$H_{AGUA} = 0.50 \text{ m}$  ; altura considerando el tirante maximo

$\gamma_{AGUA} = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$  ; peso especifico del agua

$d_{P_{IZQ.}} = 8.524 \text{ cm}$  ; peralte efectivo de la pared izquierda del canal

$r_{agua} = 0.04 \text{ m}$  ; recubrimiento min. frente al contacto del agua

$F'C = \frac{210 \text{ kg}}{\text{cm}^2}$  ; resistencia a la compresion del concreto

$F_y = \frac{4200 \text{ kg}}{\text{cm}^2}$  ; esfuerzo de fluencia del acero

Donde:

$$\sigma_{a_{AGUA_U}} = 1.4 * \gamma_{agua} * H_{AGUA.} = 0.70 \text{ Tn/m}^2$$

$$E_{a_{agua_U}} = \sigma_{a_{agua_U}} * \frac{H_{agua.}}{2} = 0.175 \text{ Tn/m}$$

$$F_{a_{aguaU}} = E_{a_{aguaU}} * 1m = 0.175 Tn$$

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

- Cortante Ultimo:

$$V_U = F'_{a_{AGUAU}} = 0.175 Tn$$

- Momento Ultimo:

$$* M_u = 1.4 * \left( \gamma_{AGUA.} * \frac{H_{CONST.}^3}{6} * 1m \right) = 0.029 Tn - m$$

B.1.- Verificación por cortante: se realizará a una distancia " $d_{P_{DER.}}$ " de la base de la pared derecha

$$\phi = 0.85 ; \text{factor de reduccion por corte}$$

$$V_{U \rightarrow d_{P_{DER}}} = 1.4 * (\gamma_{AGUA.} * 1m * \frac{(H_{CONST.} - d_{P_{IZQ.}})^2}{2}) = 0.120 Tn$$

$$V_C = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_{DISEÑO} * d_{P_{DER.}} * 10 = 6.547 Tn$$

Donde:

$$\phi * V_C = 5.565 \rightarrow V_{U \rightarrow d_{P_{DER}}} < \phi * V_C \quad \dots \text{CUMPLE LA CONDICION}$$

B.2.- Diseño por flexión:

$$\phi = 0.9 ; \text{factor de reduccion por flexion}$$

$$M_U = 0.029 Tn - m$$

B.2.1.- Determinación del refuerzo vertical

\* Determinación del parámetro " $R_U$ "

$$R_U = \frac{M_U * 10^5}{b_{DISEÑO} * (d_{P_{IZQ.}})^2} = 0.401 kg/cm^2$$

\* Determinación de la cuantía de acero calculada " $\rho_{CAL.}$ "

$$\rho_{CAL.} = \frac{(\phi * fy) - \sqrt{(\phi * fy)^2 - 4 \left( R_U (fy)^2 * \frac{0.59\phi}{f'c} \right)}}{2 \left( 0.59\phi * \frac{(fy)^2}{f'c} \right)} = 0.000106$$

\* Determinación del área de acero vertical calculada  $As_{V_{CAL.}}$

$$As_{V_{CAL.}} = \rho_{CAL.} * b_{DISEÑO} * d_{P_{IZQ.}} = 0.1 cm^2$$

\* Determinación del área de acero mínimo vertical  $As_{V_{MIN.}}$

$$\rho_{MIN.} = 0.22 * \left( \frac{\sqrt{f' \frac{c}{10.197}}}{\frac{fy}{10.197}} \right) = 0.00242$$

Donde:

$$As_{V_{MIN.}} = \rho_{MIN.} * b_{DISEÑO} * d_{PIZQ.} = 2.066 \text{ cm}^2$$

\* Determinación del área de acero vertical de diseño  $As_{V_{DISEÑO}}$

$$As_{V_{DISEÑO}} = 2.066 \text{ cm}^2$$

\* Determinación del espaciamiento del acero de diseño  $s'$

$$s'_{MIN} = 2.54 \text{ cm} ; s'_{MAX} = 40.00 \text{ cm} \quad ; \text{ Segun E. 060}$$

$$As_{\phi_v} = 0.317 \text{ cm}^2 \quad \left. \begin{array}{l} \phi_v = 1/4" = 6.35 \text{ mm} \\ \text{Area de la varilla a utilizar} \end{array} \right\} s' = b_{DISEÑO} * \left( \frac{As_{\phi_v}}{As_{V_{DISEÑO}}} \right) = 15.328 \text{ cm}$$

$\therefore \text{USAR: } \phi_v \text{ 1/4" @ 15.00 cm}$

#### B.2.2.- Determinación del refuerzo horizontal

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

$$\phi_v \leq 5/8" \quad y \quad fy \geq 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad \rightarrow \quad \rho_{MIN.} = 0.0020 ; \text{ Segun RN3 - E. 060}$$

\* Determinación del área de acero horizontal interior  $As_{H_{INT.}}$

$$As_H = \rho_{MIN.} * H_{AGUA.} * d_{PIZQ.-T} = 0.789 \text{ cm}^2$$

$$As_{H_{INT.}} = \frac{1}{3} * As_H = 0.263 \text{ cm}^2$$

\* Determinación del espaciamiento del acero horizontal Int.  $s'$

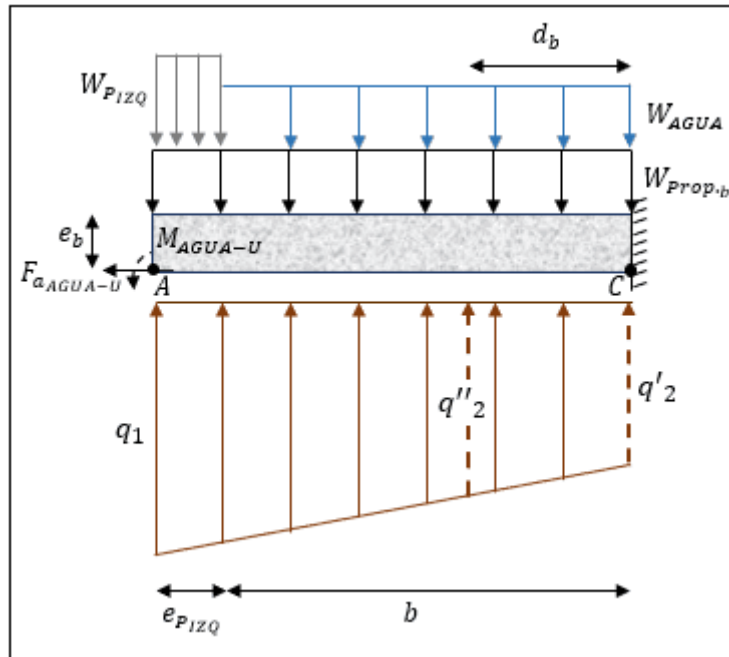
$$s'_{MIN} = 2.54 \text{ cm} ; s'_{MAX} = 40.00 \text{ cm} \quad ; \text{ Segun E. 060}$$

$$As_{\phi_v} = 0.317 \text{ cm}^2 \quad \left. \begin{array}{l} \phi_v = 1/4" = 6.35 \text{ mm} \\ \text{Area de la varilla a utilizar} \end{array} \right\} s' = b_{DISEÑO} * \left( \frac{As_{\phi_v}}{As_{V_{INTERIOR}}} \right) = 120.434 \text{ cm}$$

$\therefore \text{USAR: } \phi_v \text{ 1/4" @ 40.00 cm}$

C) Determinación de refuerzo en la losa del canal.

**Figura 47**  
Cargas de gravedad en la losa y empuje del terreno



Nota: Cargas distribuidas en la losa del canal

$$H_{CONST.} = 0.50 \text{ m ; altura hidraulica del canal de riego}$$

$$b_{DISEÑO} = 1.00 \text{ m ; ancho de diseño}$$

$$B = 0.90 \text{ m ; base total del canal de riego}$$

$$\gamma_{AGUA} = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} ; \text{ peso especifico del agua}$$

$$\gamma_{C.A} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} ; \text{ peso especifico del concreto armado}$$

$$e_{PIZQ.} = 13.00 \text{ cm ; espesor de la pared izquierda del canal}$$

$$e_{PDER.} = 13.00 \text{ cm ; espesor de la pared derecha del canal}$$

$$b = 64.00 ; \text{ base hidraulica del canal}$$

$$e_b = 20.00 \text{ cm ; espesaro de la losa del canal}$$

$$d_b = 12.524 \text{ cm ; peralte efectivo de la losa del canal}$$

$$r_{suelo} = 7.00 \text{ cm ; recubrimiento min. frente al contacto con el suelo}$$

$$r_{agua} = 0.04 \text{ m ; recubrimiento min. frente al contacto del agua}$$

$$q_1 = \sigma_1 * 1\text{m} = 1.550 \frac{\text{Tn}}{\text{m}} ; \text{ esfuerzo del terreno en condicion de servicio}$$

$$q_2 = \sigma_2 * 1\text{m} = 0.814 \frac{\text{Tn}}{\text{m}} ; \text{ esfuerzo del terreno en condicion de servicio}$$

$$F_{a_{aguaU}} = E_{a_{aguaU}} * 1\text{m} = 0.175 \text{ Tn}$$

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

Donde:

$$M_{AGUA-U} = F_{a_{AGUA-U}} * (H_{AGUA} + e_b) = 0.064 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$W_{AGUA} = 1\text{m} * \gamma_{AGUA} * H_{CONST.} = 0.50 \text{ Tn/m}$$

$$W_{Prop.b} = 1\text{m} * \gamma_{C^{\circ}A^{\circ}} * e_b = 0.480 \text{ Tn/m}$$

$$W_{P_{IZQ}} = 1\text{m} * \gamma_{C^{\circ}A^{\circ}} * H_{CONST.} = 1.20 \text{ Tn/m}$$

$$q'_2 = q_2 + \left( \frac{q_1 - q_2}{B} * e_{P_{DER.}} \right) = 0.921 \text{ Tn/m}$$

$$q''_2 = q_2 + \left( \frac{q_1 - q_2}{B} * (e_{P_{DER.}} + d_b) \right) = 1.023 \text{ Tn/m}$$

• Cortante Ultimo:

$$V_U = 1.7 * \left( q'_2 (e_{P_{IZQ.}} + b) + (q_1 - q'_2) \frac{(e_{P_{IZQ.}} + b)}{2} \right) - 1.4 * \left( (W_{AGUA} * b) + W_{Prop.b} (e_{P_{IZQ.}} + b) + W_{P_{IZQ}} (e_{P_{IZQ.}}) \right) = 0.433 \text{ Tn}$$

• Momento Ultimo:

$$M_U = 1.7 \left( \frac{q'_2 (e_{P_{IZQ.}} + b)^2}{2} + \frac{(q_1 - q'_2) (e_{P_{IZQ.}} + b)^2}{6} \right) - 1.4 \left( \left( W_{AGUA} * \frac{b^2}{2} \right) + \frac{W_{Prop.b} (e_{P_{IZQ.}} + b)^2}{2} + \left( W_{P_{IZQ}} (e_{P_{IZQ.}}) \left( \frac{e_{P_{IZQ.}} + b}{2} \right) \right) \right) - M_{AGUA-U}$$

$$M_U = 0.009 \text{ Tn} - \text{m}$$

C.1.- Verificación por cortante: se realizará a una distancia "  $d_{P_{DER.}}$  " de la base de la pared derecha

$$\phi = 0.85 ; \text{ factor de reduccion por corte}$$

$$X'' = e_{P_{IZQ.}} + b - d_b = 64.476 \text{ cm}$$

$$V_{U \rightarrow d_b} = 1.7 * \left( q'_2 (X'') + (q_1 - q'_2) \frac{(X'')}{2} \right) - 1.4 * \left( (W_{AGUA} * (b - d_b)) + W_{Prop.b} (X'') + W_{P_{IZQ}} (e_{P_{IZQ.}}) \right) = 0.342 \text{ Tn}$$

$$\phi * V_C = 5.233 \text{ Tn} \quad \rightarrow \quad V_{U \rightarrow d_b} < \phi * V_C \quad \dots \text{ CUMPLE LA CONDICION}$$

$$V_C = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_{DISEÑO} * d_b * 10 = 6.156 \text{ Tn}$$

### C.2.1.- Determinación del refuerzo inferior

\* Determinación del parámetro "  $R_U$  "

$$R_U = \frac{M_U * 10^5}{b_{DISEÑO} * (d_b)^2} = 0.057 \text{ kg/cm}^2$$

\* Determinación de la cuantía de acero calculada "  $\rho_{CAL.}$  "

$$\rho_{CAL.} = \frac{(\phi * fy) - \sqrt{(\phi * fy)^2 - 4 \left( R_U (fy)^2 * \frac{0.59\phi}{f'c} \right)}}{2 \left( 0.59\phi * \frac{(fy)^2}{f'c} \right)} = 0.000015$$

\* Determinación del área de acero inferior calculada  $As_{I_{CAL.}}$ .

$$As_{I_{CAL.}} = \rho_{CAL.} * b_{DISEÑO} * d_b = 0.0190 \text{ cm}^2$$

\* Determinación del área de acero mínimo inferior  $As_{I_{MIN.}}$ .

$$\rho_{MIN.} = 0.22 * \left( \frac{\sqrt{f'c} * \frac{c}{10.197}}{fy} \right) = 0.0024$$

Donde:

$$As_I = \rho_{MIN.} * b_{DISEÑO} * d_b = 3.036 \text{ cm}^2$$

\* Determinación del área de acero inferior de diseño  $As_{I_{DISEÑO}}$

$$As_{I_{DISEÑO}} = 3.036 \text{ cm}^2$$

\* Determinación del espaciamiento del acero de diseño  $s'$

$$S'_{MIN} = 2.54 \text{ cm}; S'_{MAX} = 40.00 \text{ cm} \quad ; \text{ Segun E. 060}$$

$$\left. \begin{array}{l} \phi_v = 3/8" = 9.53 \text{ mm} \\ As_{\phi_v} = 0.713 \text{ cm}^2 \quad \text{Area de la varilla a utilizar} \end{array} \right\} S' = b_{DISEÑO} * \left( \frac{As_{\phi_v}}{As_{V_{DISEÑO}}} \right) = 23.473 \text{ cm}$$

$\therefore$  USAR:  $\phi_v$  3/8" @ 23.00 cm

### C.2.2.- Determinación del refuerzo superior

\* Determinación del área de acero mínimo superior  $\rho_{MIN.}$

$$\rho_{MIN.} = 0.22 * \left( \frac{\sqrt{f'c} * \frac{c}{10.197}}{fy} \right) = 0.0024$$

\* Determinación del área de acero superior  $As_{SUPERIOR}$

$$As_{SU} = 1.796 \text{ cm}^2$$

\* Determinación del espaciamiento del acero de diseño  $s'$

$$S'_{MIN} = 2.54 \text{ cm} ; S'_{MAX} = 40.00 \text{ cm} \quad ; \text{Segun E. 060}$$

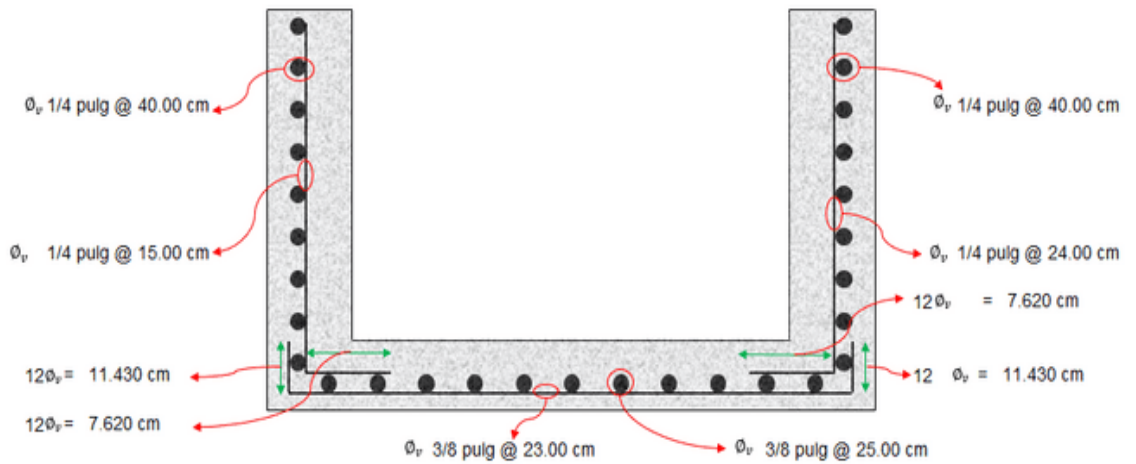
$$\left. \begin{array}{l} \phi_v = 3/8" = 9.53 \text{ mm} \\ A_{s_{\phi_v}} = 0.713 \text{ cm}^2 \quad \text{Area de la varilla a utilizar} \end{array} \right\} S' = b * \left( \frac{A_{s_{\phi_v}}}{A_{s_{SUP}}} \right) = 25.405 \text{ cm}$$

$\therefore$  USAR:  $\phi_v$  3/8" @ 25.00 cm

#### D) DETALLE DE LOS REFUERZOS

**Figura 48**

Detalle de refuerzos

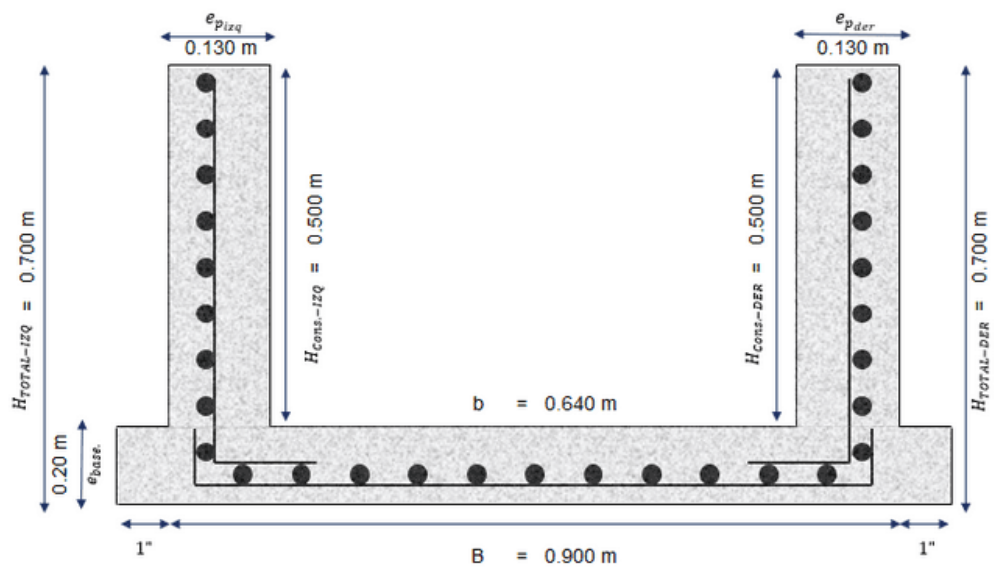


Nota: Detalles de aceros resultantes de acuerdo al diseño del canal

#### E) Detalle de la sección del canal por proceso constructivo

**Figura 49**

Detalle de sección de canal



Nota: Longitudes determinadas por el cálculo del canal de riego



F. Paso 6: Se realizo el cálculo de cargas para la asignación en el programa Sap2000.

6.-Calculo de cargas del canal para el diseño de juntas en el programa SAP2000

Datos:

$$\gamma_s = 1728 \frac{kg}{m^3}; \text{Peso especifico del suelo}$$

$$\gamma_{SAT} = 0 \frac{kg}{m^3}; \text{Peso unitario del material bajo agua}$$

$$\phi = 21.70^\circ; \text{Angulo de friccion interna}$$

$$\sigma_c = 1.33 \frac{kg}{cm^2}; \text{Capacidad portante del terreno seco}$$

$$\sigma_s = 0.00 \frac{kg}{cm^2}; \text{Capacidad portante del terreno saturado}$$

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

$$F'C = \frac{210kg}{cm^2}; \text{resistencia a la compresion del concreto}$$

$$F_y = \frac{4200 kg}{cm^2}; \text{esfuerzo de fluencia del acero}$$

$$\gamma_{C.A} = 2400 \frac{kg}{m^3}; \text{peso especifico del concreto armado}$$

$$r_{suelo} = 7.00 \text{ cm}; \text{recubrimiento min. frente al contacto con el suelo}$$

$$r_{agua} = 0.04 \text{ m}; \text{recubrimiento min. frente al contacto del agua}$$

$$\lambda_n = 1 - \text{Sen}\phi = 0.63; \text{Factor de presion neutral sobre el terreno}$$

$$h = 0.50 \text{ m}; \text{Altura de agua}$$

$$B = 0.90 \text{ m}; \text{Base}$$

$$e_p = 0.20 \text{ m}; \text{Espesor del piso}$$

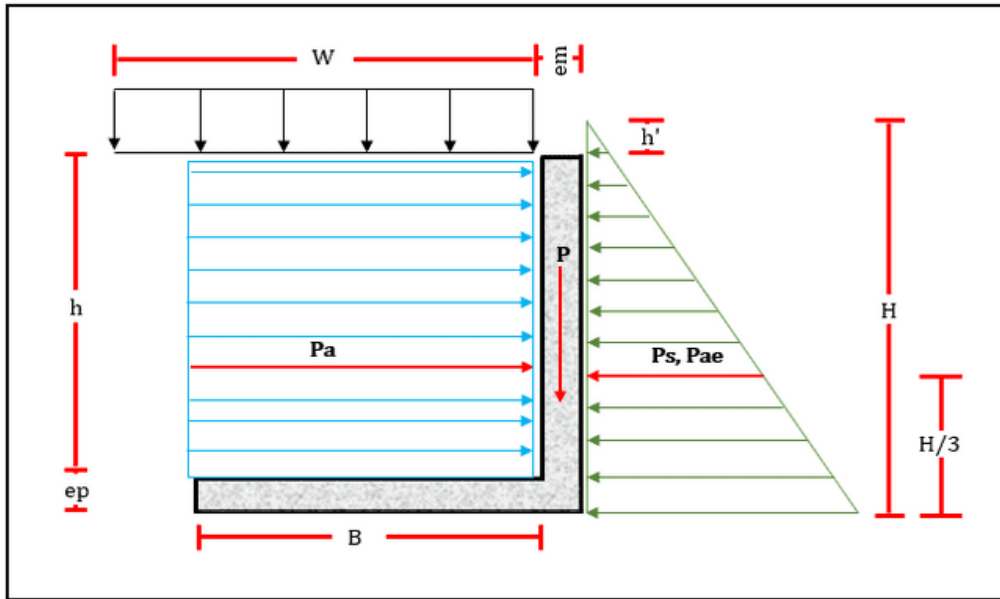
$$e_m = 0.13 \text{ m}; \text{Espesor de pared lateral}$$

$$h' = 0.60 \text{ m}; \text{Altura de sobrecarga}$$

$$H = 1.10 \text{ m}; \text{Altura total}$$

**Figura 50**

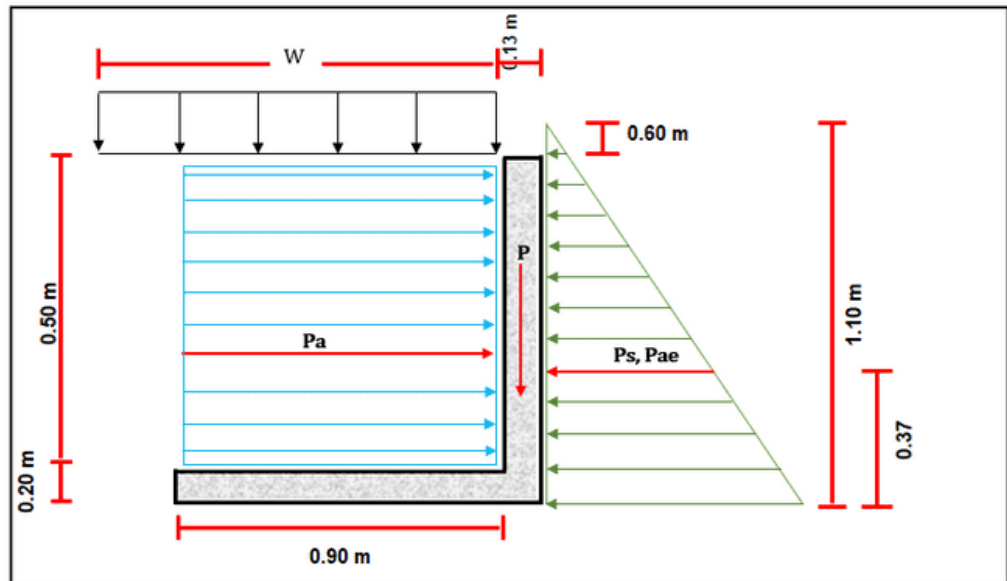
*Detalle de cargas que actúan en el canal*



*Nota: Cargas hidrológicas y empujes del terreno que soporta la pared del canal y la losa*

**Figura 51**

*Detalle de cargas que actúan en el canal, con longitudes*



*Nota: Cargas hidrológicas y empujes del terreno que soporta la pared del canal y la losa*

A) Determinación de las presiones del canal.

$$P_s = 0.5 * \lambda_n * \gamma_s * H^2 = 0.66 \text{ Tn/m}^2$$

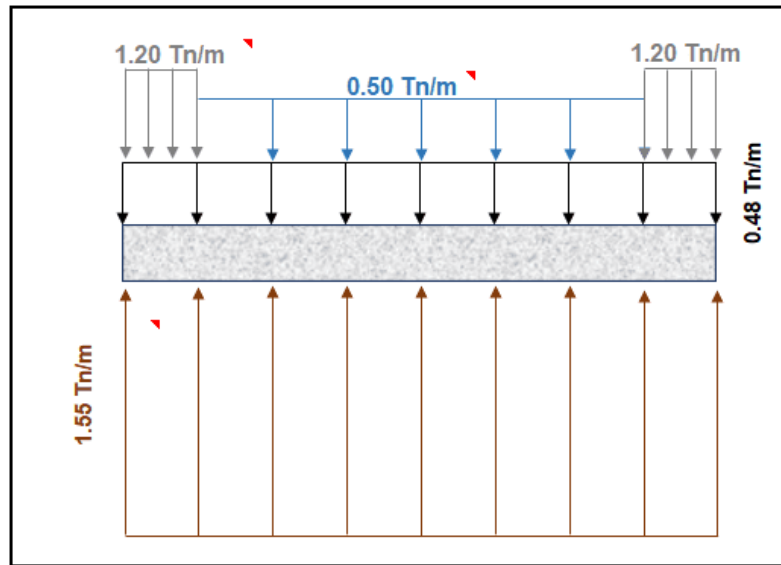
$$P_a = \sigma_{\text{agua-U}} * \frac{H_{\text{agua}}}{2} = 0.18 \text{ Tn/m}^2$$

$$P = e_m * h * \gamma_{c^\circ} = 1.20 \text{ Tn/m}$$

$$W_{AGUA} = 1m * \gamma_{AGUA} * H_{CONST.} = 0.50 \text{ Tn/m}$$

**Figura 52**

Detalle de cargas que actúan en el canal



Nota: Cargas distribuidas en la losa del canal

B) Determinación del empuje dinámico horizontal del suelo sobre el muro (presión sísmica).

Mediante:

$$P_{ae} = k_{ae} \left( (1 - k_v) - k_a \right) * \gamma_s * H_s \quad \text{Metodo Mononobe - Okabe}$$

Donde:

$$k_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \psi - \alpha)}{\cos\psi \cos^2\alpha \cos(\psi + \alpha + \delta) \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \psi - \beta)}{\cos(\delta - \psi - \alpha) \cos(-\beta + \alpha)}} \right)^2} \quad ; \text{ para la presión activa de la tierra}$$

$$k_{pe} = \frac{\cos^2(\phi - \psi + \alpha)}{\cos\psi \cos^2\alpha \cos(\psi - \alpha + \delta) \left( 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \psi + \beta)}{\cos(\delta + \psi - \alpha) \cos(\beta - \alpha)}} \right)^2} \quad ; \text{ para la presión pasiva de la tierra}$$

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cos(\delta + \theta) \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \alpha)}} \right)^2} \quad ; \text{ Coulomb - Empuje en condición estática}$$

$$k_v = \frac{4}{9} * Z * F_a \quad ; \quad \left\{ \begin{array}{l} z = \text{factor de zona} \\ F_a = \text{Factor de Amplificación Sísmica} \end{array} \right.$$

Datos:

$\phi = 27.70^\circ$  ; Angulo de friccion interna del suelo

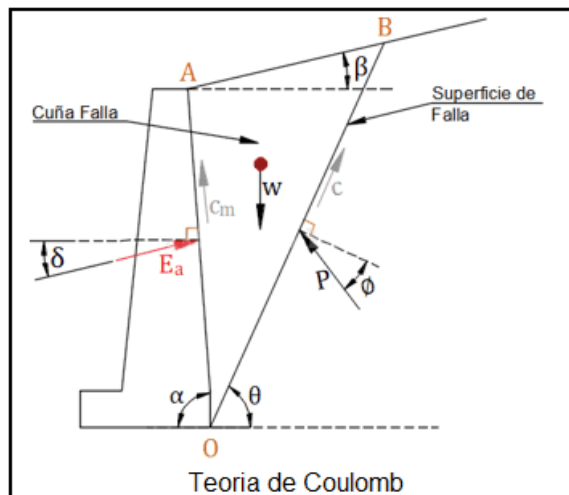
$\delta = 10.85^\circ$  ; Angulo de friccion de la estructura

$\alpha = 45.00^\circ$  ; Inclination de la cara posterior de la estructura

$\beta = 37.00^\circ$  ; Inclination de la pendiente  $\left\{ \begin{array}{l} \psi \leq \phi - \beta ; \text{Si, la presion es activa de la tierra} \\ \psi \leq \phi + \beta ; \text{Si, la presion es pasiva de la tierra} \end{array} \right.$

$\psi = -15.30^\circ$  ; Angulo de inercia sismico

**Figura 53**  
Teoría de Coulomb



Nota: Puntos de Inercia y fuerzas sobre un muro voladizo Fuente: Kramer 1996

Donde:

$$P_A = \frac{1}{2} * K_A * \gamma * H^2 = 0.11 \frac{Tn}{m^2} ; \text{Empuje Activo}$$

$$k_{ae} = 2.6760$$

$$k_a = 0.4885$$

$$k_v = 0.2778$$

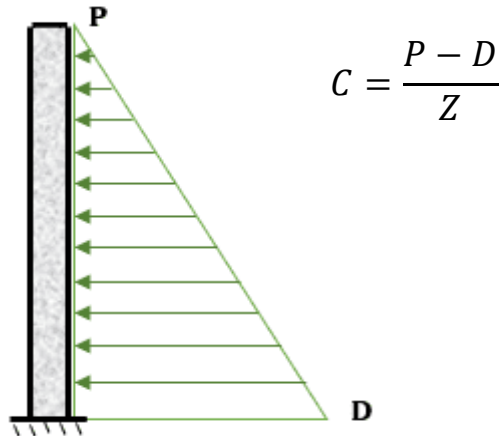
$$P_{ae} = 2.68 * ((1 - 0.28) - 0.49) * 1.73 * 0.50 = 0.54 Tn/m^2$$

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{ae} = 0.65 \frac{Tn}{m^2} = 0.65 Tn/m^2 ; \text{Empuje de Sismo}$$

C) Determinación de patrón de carga triangular para asignación en el muro del programa SAP2000

$$P = AX + BY + CZ + D$$

**Figura 54**  
Carga triangular



Nota: Carga triangular y puntos que se toman para poder asignar la carga triangular en el SAP2000

**Figura 55**  
Asignación de carga triangular, programa Sap2000

Nota: Formato del programa para asignar carga triangular de empuje

Donde:

$$PS = 0.66 \text{ Tn/m}^2 \quad \longrightarrow \quad D = 0.66 \text{ Tn/m}^2$$

$$C = \frac{0 - 0.66}{0.50} = -1.32$$

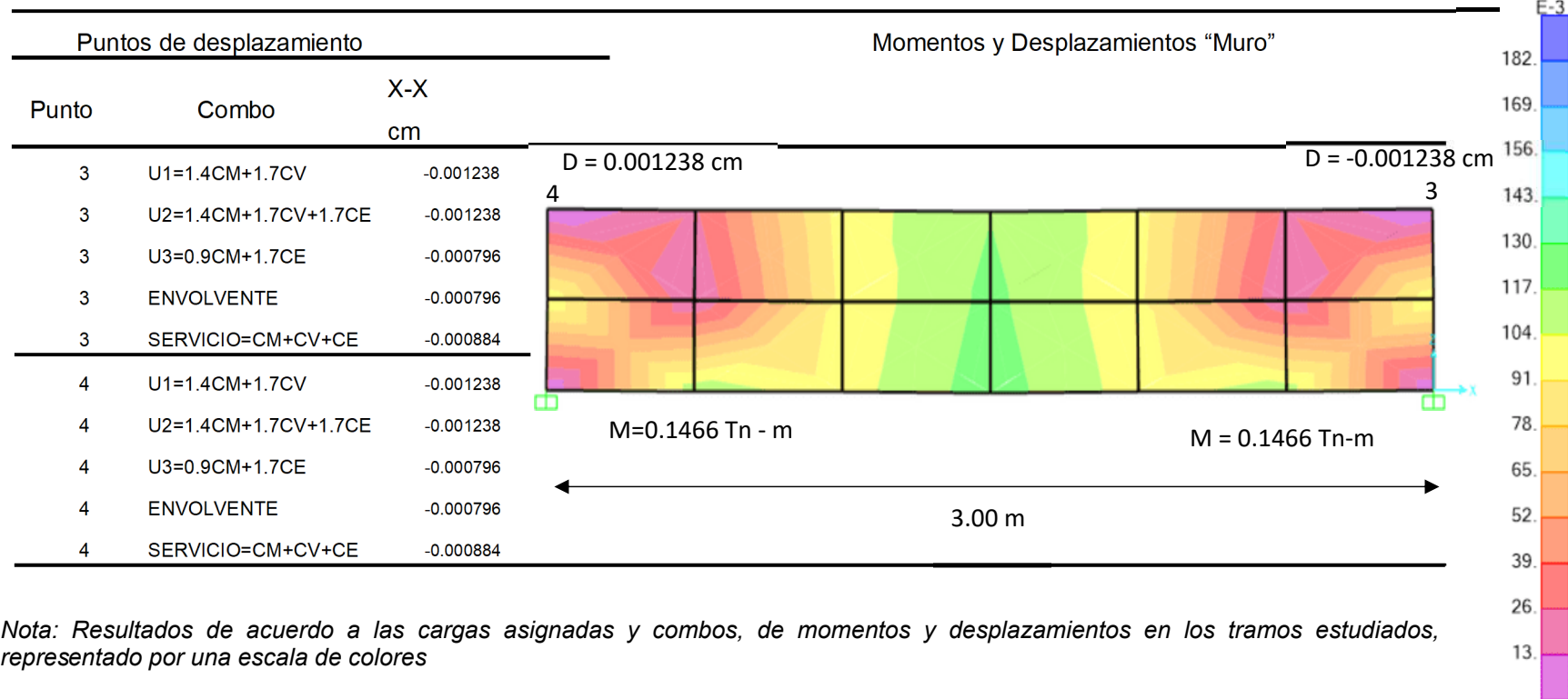
$$Pae = 0.65 \text{ Tn/m}^2 \quad \longrightarrow \quad D = 0.65 \text{ Tn/m}^2$$

$$C = \frac{0 - 0.65}{0.50} = -1.30$$

G. Paso 7: Se demostró de acuerdo a los resultados de los momentos y desplazamientos en cada punto de la estructura que la hipótesis es correcta, según los datos obtenidos del programa sap2000.

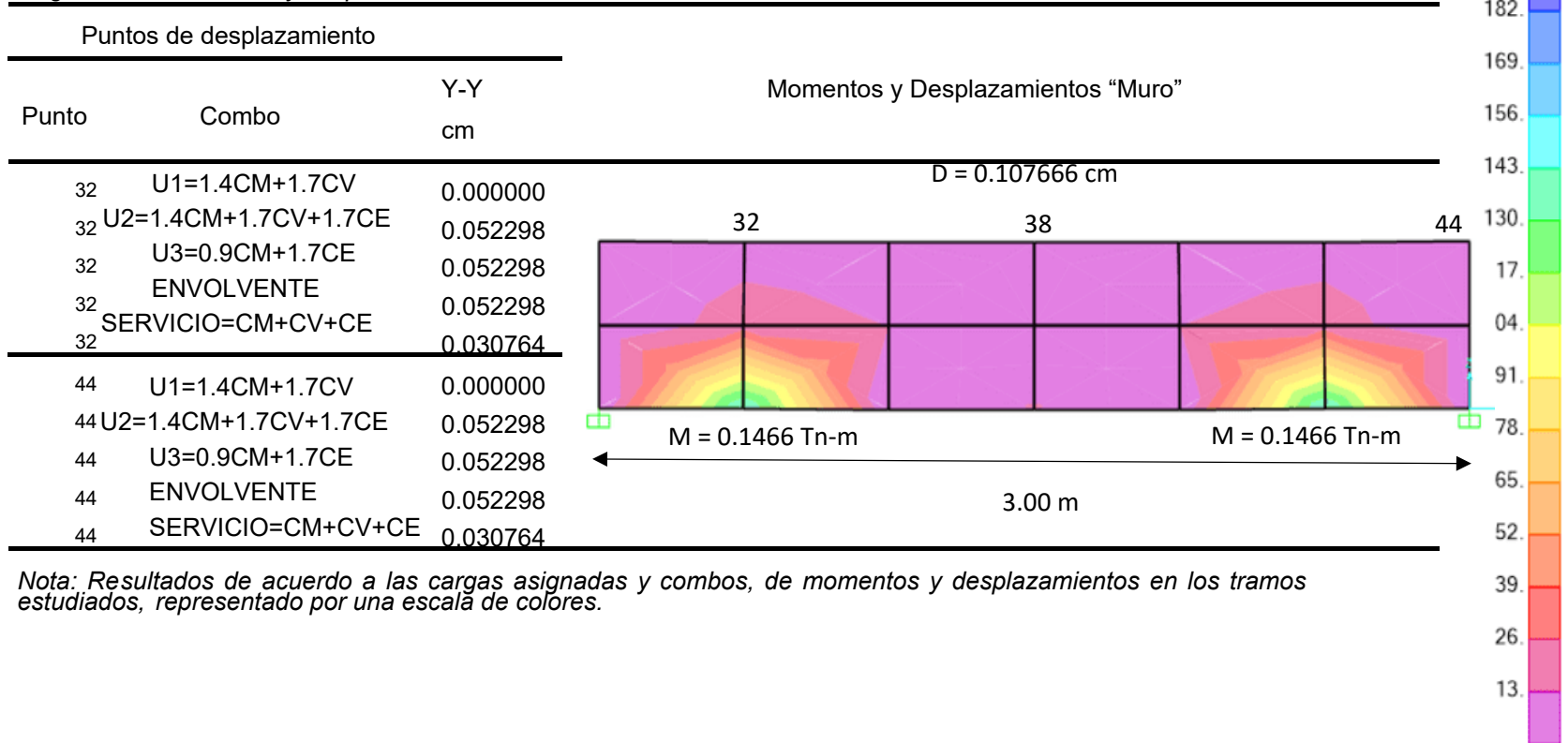
7.Resultados del análisis por el programa SAP2000

**Tabla 33**  
*Diagrama de Momentos y desplazamientos*



*Nota: Resultados de acuerdo a las cargas asignadas y combos, de momentos y desplazamientos en los tramos estudiados, representado por una escala de colores*

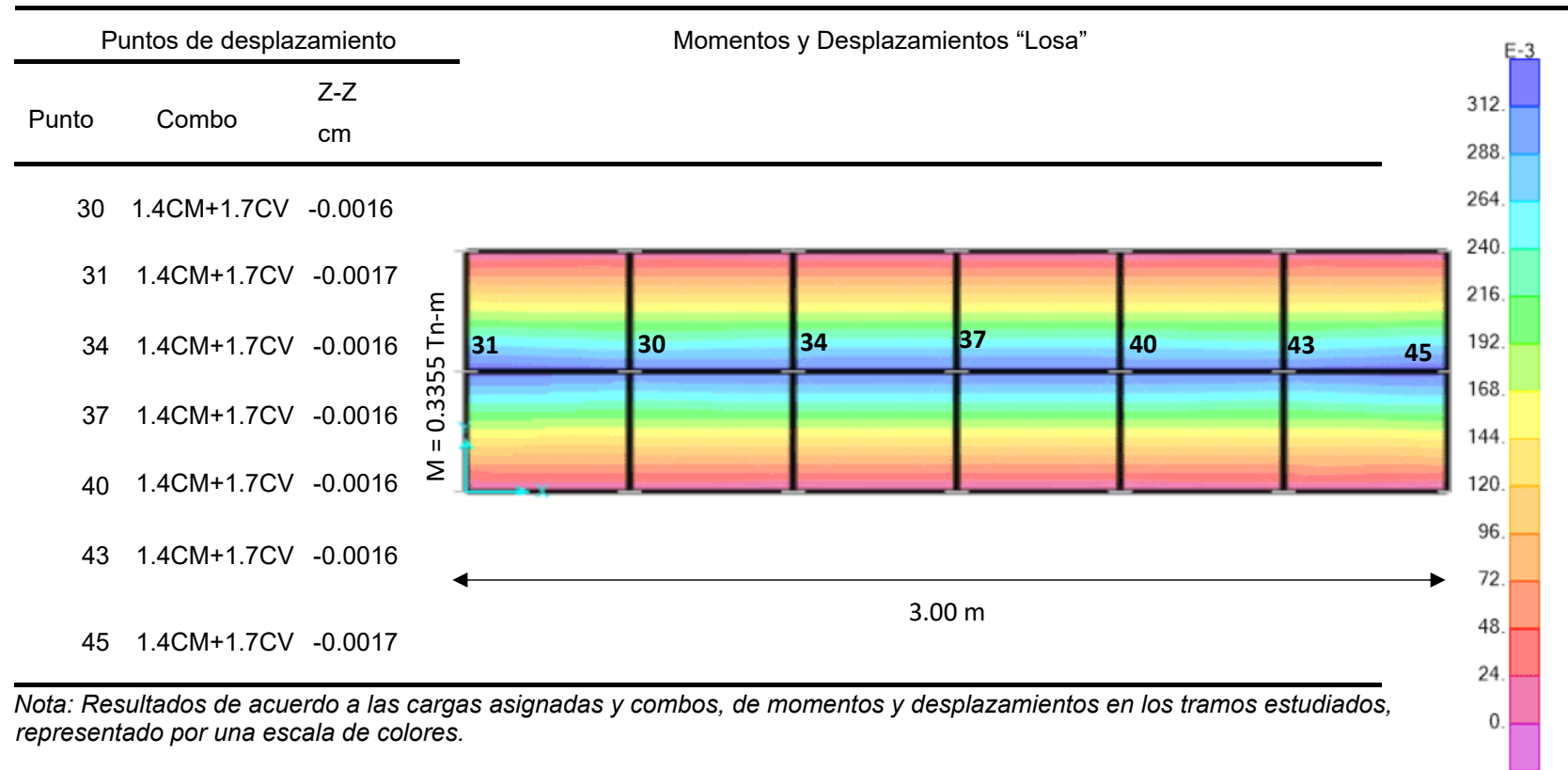
**Tabla 34**  
**Diagrama de Momentos y desplazamientos**



*Nota: Resultados de acuerdo a las cargas asignadas y combos, de momentos y desplazamientos en los tramos estudiados, representado por una escala de colores.*



**Tabla 35**  
*Diagrama de Momentos y desplazamientos*

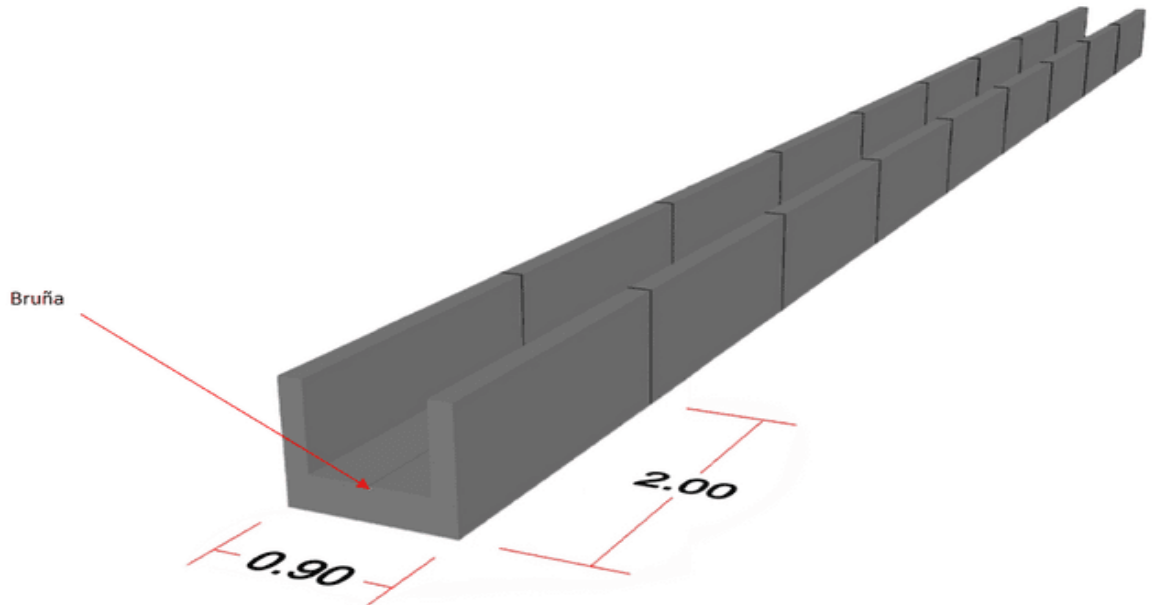


*Nota: Resultados de acuerdo a las cargas asignadas y combos, de momentos y desplazamientos en los tramos estudiados, representado por una escala de colores.*

H. Paso 8: Diseño del canal ya concluido de acuerdo a los datos obtenidos de los cálculos.

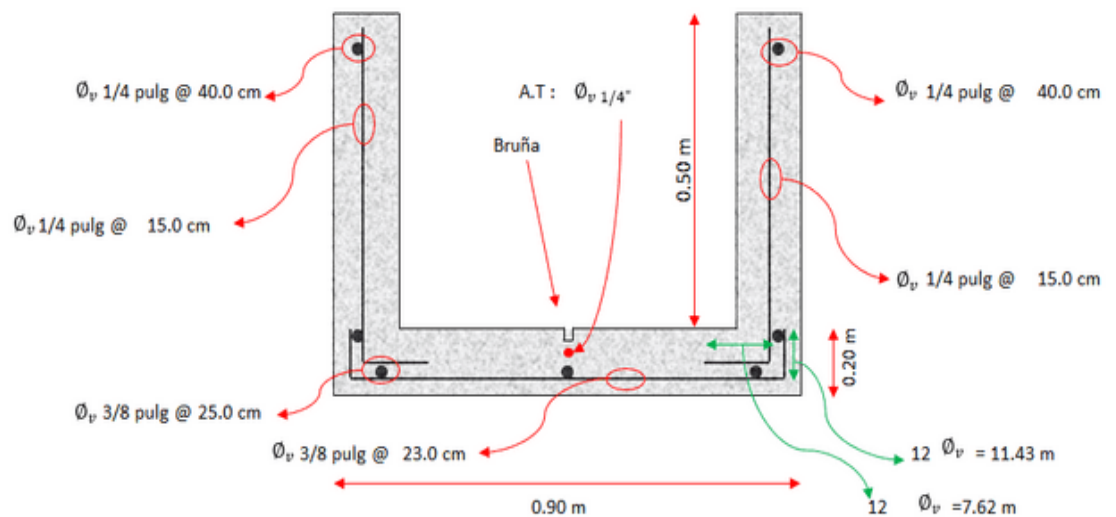
## 8. RESULTADOS

**Figura 56**  
Diseño del canal



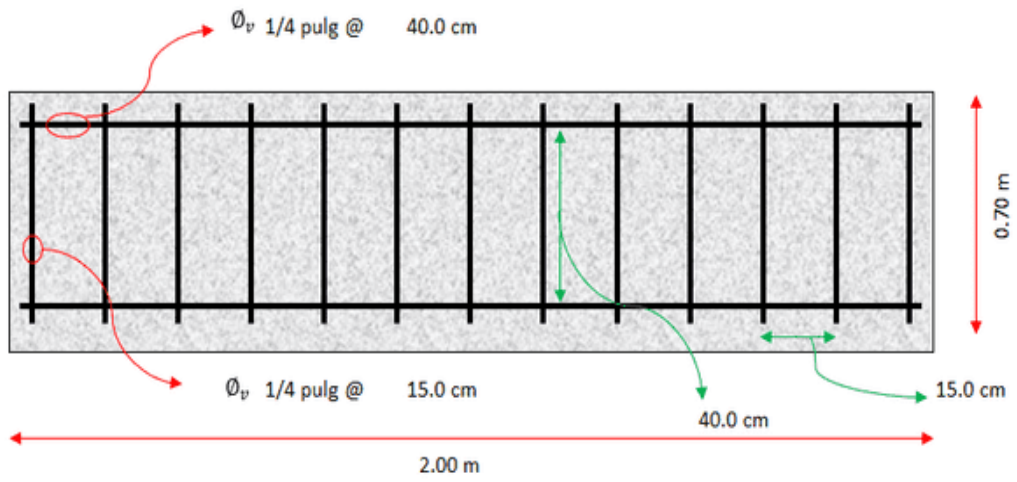
Vista frontal

**Figura 57**  
Vista frontal



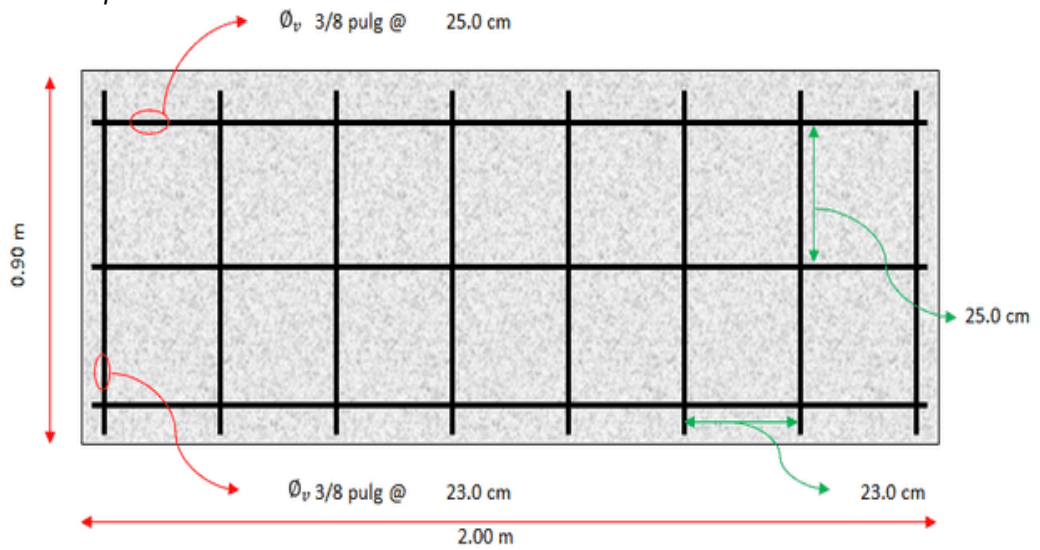
### Vista lateral del Muro

**Figura 58**  
*Vista lateral*



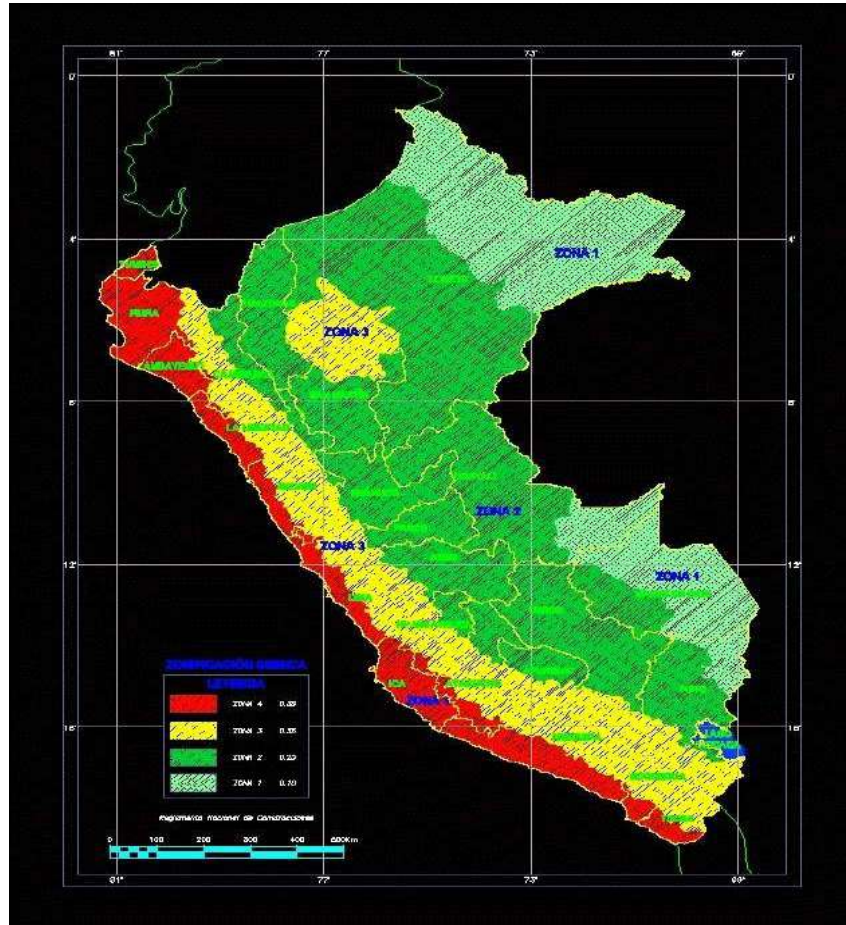
### Vista en planta de la losa

**Figura 59**  
*Vista en planta de losa*



## 9. Datos Sísmicos

**Figura 60**  
Zonificación del Perú



Fuente: RNE, 2019

a. Zonificación E.030

Departamento: Huánuco

Provincia: Ambo

Distrito: Tomayquichua

Zona Sísmica: 2

$Z = 0.25 g$

b. Condiciones Geotécnicas

Perfil de Suelo Tipo: S2 "Suelos intermedios rígidos, arena densa, gruesa a media o grava arenosa medianamente densa, suelo cohesivo compacto.

Tipo = Suelo Intermedio       $V_s = 180 \text{ m/s a } 500 \text{ m/s}$   
 $S = 1.20$                        $N_{60} = 15 \text{ a } 50$   
 $TP = 0.60$                        $S_u = 50 \text{ kpa a } 100 \text{ kpa}$   
 $TL = 2.00$                        $q_u = 1 \text{ kg/cm}^2 \text{ a } 0.5 \text{ kg/cm}^2$

c. Categoría

Categoría de la estructura: C.Comunes "Edificaciones comunes cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.

Tipo de Estructura: C.Otros

$U = 1.0$

d. Sistema Estructural y Restricciones de Irregularidad

Sistema Estructural: Cualquier sistema

Restricciones de Irregularidad: No se permite irregularidades extreas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total.

e. Coeficiente Basico de Reduccion de Fuerzas Sismicas

Material: Concreto Armado

Sistema Estructural: Muros Estructurales

$R_{0X} = 6$

f. Factores de Irregularidad

Irregularidad en Altura  $I_a$ : Regular – Sistema Estructural Continuo

$I_{ax} = 1.00$

Irregularidad en Planta  $I_p$ : Regular – Sistema Estructural Simetrico

$I_{px} = 1.00$

g. Coeficiente de Reduccion de Fuerzas Sismicas

$R_X = R_{0X} * I_{ax} * I_{px} = 6$

#### h. Periodo Fundamental de Vibracion

Elementos Resistentes en la Direccion considerada: Edificios de concreto armado duales, de muros estructurales.

Coeficiente para estimar el periodo fundamental:

$$C_{TX} = 60$$

Altura total de la edificacion:

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

Periodo fundamental de vibracion:

$$T_X = 0.008 \text{ s}$$

Factor de Ampliacion Sismica C:

$$T_P = 0.60 \text{ s}$$

$$T < T_P \quad C = 2,5$$

$$T = 2.00 \text{ s}$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$$

$$T_x = 0.008 \text{ s}$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$$

$$C_x = 2.50$$

Tramo 2:

#### 1. Cálculo del caudal hidrológico (q.max – q.rie.)

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

**Tabla 36**  
*Periodo de Retorno*

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
<b>Drenaje agrícola</b>	<b>5 ~ 10</b>
Muros de encauzamiento	2 ~ 50*

\* puede aumentar si estas obras protegen poblados de importancia.

*Nota: Se tomo el valor de 10 para el periodo de retorno por el motivo que la zona*

*Fuente: Senamhi*

T= 10 AÑOS

n= 20 AÑOS

1.1.1.- La probabilidad de ocurrencia de que "q" ocurra en "t" años será:

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

Siendo:

P: Probabilidad de ocurrencia de un caudal "Q"

$$P = 0.1 \approx 10\%$$

1.1.2.- La probabilidad de ocurrencia de que "q" no ocurra en cualquier año "t" será:

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

Siendo:

$\bar{P}$ : Probabilidad de ocurrencia de un caudal menor a "Q máximo"

$$\bar{P} = 0.9 \approx 90\%$$

\*Resumen:

- $P = 10\%$  representa el % de la probabilidad de que un  $Q_{max}$  ocurra en cualquier año "T".
- $\bar{P} = 90\%$  representa el % de la probabilidad de que un caudal  $< Q_{max}$ , o sea de que  $Q_{max}$  no ocurra en cualquier año "T".

1.1.3.- La probabilidad de ocurrencia de que " $q_{max}$ " no ocurra en "n" años sucesivos, será:

$$\bar{P} * \bar{P} \dots \bar{P} = \bar{P}^n = \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$
$$\bar{P}^n = 0.12 \approx 12\%$$

1.1.4.- LA probabilidad de ocurrencia de que " $q_{max}$ " ocurra al menos una vez en "n" años sucesivos, será:

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

Donde:

R: conocido como riesgo o falla.

$$R = 0.88 \approx 88\%$$

\*Resumen:

- $\bar{P}^n = 12\%$  representa el % de la probabilidad de que un caudal  $< Q_{max}$ , o sea de que  $Q_{max}$  no ocurra en "n" años sucesivos.
- $R = 88\%$  representa el % de la probabilidad de que un  $Q_{max}$  ocurra al menos una vez en "n" años sucesivos. Es decir, es la probabilidad de que la obra falle durante su vida útil.

1.2.- Cálculo del caudal máximo

1.2.1.- Cálculo del tiempo de concentración

\* Método Kirpich

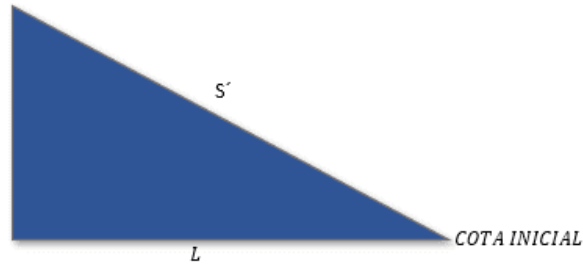
$$t_c = 0.0195 * \left(\frac{L^3}{H}\right)^{0.385}$$



**Figura 61**

*Pendiente*

*COTA FINAL*



Donde:

- Cota inicial = 2083.85 m.s.n.m
- Cota final = 2085.45 m.s.n.m
- Diferencia de elevación = 1.60 m
- Longitud max. de recorrido = 12.50 m
- Tiempo de concentración = 0.30 min
- Pendiente del talud= 12.80%

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:

consta en descomponer la precipitación de 24 horas, en diferentes duraciones

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

$P_D$  = Precipitación total (mm).

D = Duración en min.

$P$  = Precipitación Máxima en 24 horas (mm).

**Tabla 37**

*Lluvia Máxima para diferentes duraciones*

Año	Pmax 24h 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: Duración calculada mediante precipitaciones durante varios años*

A.2) Cuadro. - Intensidades máximas para diferentes duraciones:  
Consta en transformar las lluvias máximas en mm a intensidad en mm/hr  
descomponer la precipitación de 24 horas, en diferentes duraciones.

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

Donde:

I = Intensidad Máxima (mm/hr).

D = Duración en min.

$P_D$  = Precipitación total (mm).

**Tabla 38**  
*Intensidades Máximas para diferentes duraciones*

N°	AÑOS	Intensidad en minutos (l)					
		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: Intensidad calculada mediante las duraciones durante varios años*

A.3) Cuadro. - Intensidades máximas para diferentes duraciones y periodos de retorno:

Consta en ordenar de mayor a menor las  $i_{max}$  y calcular sus periodos de retorno con la fórmula de WEIBULL.

$$T = \frac{n + 1}{m} \quad n = 25 \text{ años}$$

Donde:

T = Periodo de retorno, en años.

N = Número de años

M = Número de orden.

**Tabla 39**  
Intensidades Máximas para diferentes duraciones

N° Orden "m"	T (Años)	Intensidad 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: Intensidad máxima calculada mediante duraciones durante varios años

**Tabla 40**  
Periodos de Retorno con la fórmula de Weibull

ABREVIATURAS		Y	X1	X2	Y.X1	X1^2	X1.X2	X2.Y	X2^2
Imax (mm/h ora)	T años D min	LOG(I max)	LOG(T)	LOG(D)	Log(I)xLo g(T)	Log(T) ^2	Log(T)xL og(D)	Log(D)xL og(I)	Log(D) ^2
1 50.16	26.0 0 20 min	1.700	1.415	1.301	2.406	2.002	1.841	2.212	1.693
2 37.00	26.0 0 30 min	1.568	1.415	1.477	2.219	2.002	2.090	2.316	2.182
3 22.00	26.0 0 60 min	1.342	1.415	1.778	1.900	2.002	2.516	2.387	3.162

4	13.08	26.0 0	120 min	1.117	1.415	2.079	1.580	2.002	2.942	2.322	4.323
5	9.65	26.0 0	180 min	0.985	1.415	2.255	1.393	2.002	3.191	2.221	5.086
6	7.78	26.0 0	240 min	0.891	1.415	2.380	1.261	2.002	3.368	2.121	5.665
7	39.34	13.0 0	20 min	1.595	1.114	1.301	1.777	1.241	1.449	2.075	1.693
8	29.03	13.0 0	30 min	1.463	1.114	1.477	1.629	1.241	1.645	2.161	2.182
9	17.26	13.0 0	60 min	1.237	1.114	1.778	1.378	1.241	1.981	2.200	3.162
10	10.26	13.0 0	120 min	1.011	1.114	2.079	1.126	1.241	2.316	2.103	4.323
11	7.57	13.0 0	180 min	0.879	1.114	2.255	0.979	1.241	2.512	1.983	5.086
12	6.10	13.0 0	240 min	0.785	1.114	2.380	0.875	1.241	2.651	1.870	5.665
13	37.28	8.67	20 min	1.571	0.938	1.301	1.474	0.880	1.220	2.045	1.693
14	27.51	8.67	30 min	1.439	0.938	1.477	1.350	0.880	1.385	2.126	2.182
15	16.36	8.67	60 min	1.214	0.938	1.778	1.138	0.880	1.668	2.158	3.162
16	9.72	8.67	120 min	0.988	0.938	2.079	0.926	0.880	1.950	2.054	4.323
17	7.17	8.67	180 min	0.856	0.938	2.255	0.803	0.880	2.115	1.930	5.086
18	5.78	8.67	240 min	0.762	0.938	2.380	0.715	0.880	2.232	1.814	5.665
19	34.09	6.50	20 min	1.533	0.813	1.301	1.246	0.661	1.058	1.994	1.693
20	25.15	6.50	30 min	1.401	0.813	1.477	1.139	0.661	1.201	2.069	2.182
21	14.95	6.50	60 min	1.175	0.813	1.778	0.955	0.661	1.445	2.089	3.162
22	8.89	6.50	120 min	0.949	0.813	2.079	0.771	0.661	1.690	1.973	4.323
23	6.56	6.50	180 min	0.817	0.813	2.255	0.664	0.661	1.833	1.842	5.086
24	5.29	6.50	240 min	0.723	0.813	2.380	0.588	0.661	1.935	1.721	5.665
25	33.99	5.20	20 min	1.531	0.716	1.301	1.096	0.513	0.932	1.992	1.693
26	25.07	5.20	30 min	1.399	0.716	1.477	1.002	0.513	1.058	2.067	2.182
27	14.91	5.20	60 min	1.173	0.716	1.778	0.840	0.513	1.273	2.087	3.162
28	8.87	5.20	120 min	0.948	0.716	2.079	0.679	0.513	1.489	1.970	4.323
29	6.54	5.20	180 min	0.816	0.716	2.255	0.584	0.513	1.615	1.839	5.086
30	5.27	5.20	240 min	0.722	0.716	2.380	0.517	0.513	1.704	1.718	5.665
31	32.65	4.33	20 min	1.514	0.637	1.301	0.964	0.406	0.829	1.970	1.693
32	24.09	4.33	30 min	1.382	0.637	1.477	0.880	0.406	0.941	2.041	2.182
33	14.32	4.33	60 min	1.156	0.637	1.778	0.736	0.406	1.132	2.056	3.162

34	8.52	4.33	120 min	0.930	0.637	2.079	0.592	0.406	1.324	1.934	4.323
35	6.28	4.33	180 min	0.798	0.637	2.255	0.508	0.406	1.436	1.800	5.086
36	5.06	4.33	240 min	0.704	0.637	2.380	0.449	0.406	1.516	1.677	5.665
37	31.62	3.71	20 min	1.500	0.570	1.301	0.855	0.325	0.741	1.951	1.693
38	23.33	3.71	30 min	1.368	0.570	1.477	0.780	0.325	0.842	2.020	2.182
39	13.87	3.71	60 min	1.142	0.570	1.778	0.651	0.325	1.013	2.031	3.162
40	8.25	3.71	120 min	0.916	0.570	2.079	0.522	0.325	1.185	1.905	4.323
41	6.08	3.71	180 min	0.784	0.570	2.255	0.447	0.325	1.285	1.769	5.086
42	4.90	3.71	240 min	0.691	0.570	2.380	0.394	0.325	1.356	1.644	5.665
43	28.84	3.25	20 min	1.460	0.512	1.301	0.747	0.262	0.666	1.899	1.693
44	21.28	3.25	30 min	1.328	0.512	1.477	0.680	0.262	0.756	1.961	2.182
45	12.65	3.25	60 min	1.102	0.512	1.778	0.564	0.262	0.910	1.960	3.162
46	7.52	3.25	120 min	0.876	0.512	2.079	0.449	0.262	1.064	1.822	4.323
47	5.55	3.25	180 min	0.744	0.512	2.255	0.381	0.262	1.154	1.679	5.086
48	4.47	3.25	240 min	0.651	0.512	2.380	0.333	0.262	1.218	1.548	5.665
49	28.32	2.89	20 min	1.452	0.461	1.301	0.669	0.212	0.599	1.889	1.693
50	20.90	2.89	30 min	1.320	0.461	1.477	0.608	0.212	0.681	1.950	2.182
51	12.42	2.89	60 min	1.094	0.461	1.778	0.504	0.212	0.819	1.946	3.162
52	7.39	2.89	120 min	0.869	0.461	2.079	0.400	0.212	0.958	1.806	4.323
53	5.45	2.89	180 min	0.736	0.461	2.255	0.339	0.212	1.039	1.661	5.086
54	4.39	2.89	240 min	0.643	0.461	2.380	0.296	0.212	1.097	1.530	5.665
55	28.12	2.60	20 min	1.449	0.415	1.301	0.601	0.172	0.540	1.885	1.693
56	20.74	2.60	30 min	1.317	0.415	1.477	0.546	0.172	0.613	1.945	2.182
57	12.33	2.60	60 min	1.091	0.415	1.778	0.453	0.172	0.738	1.940	3.162
58	7.33	2.60	120 min	0.865	0.415	2.079	0.359	0.172	0.863	1.799	4.323
59	5.41	2.60	180 min	0.733	0.415	2.255	0.304	0.172	0.936	1.654	5.086
60	4.36	2.60	240 min	0.640	0.415	2.380	0.265	0.172	0.988	1.522	5.665
61	28.01	2.36	20 min	1.447	0.374	1.301	0.541	0.140	0.486	1.883	1.693
62	20.67	2.36	30 min	1.315	0.374	1.477	0.491	0.140	0.552	1.943	2.182
63	12.29	2.36	60 min	1.090	0.374	1.778	0.407	0.140	0.664	1.937	3.162

64	7.31	2.36	120 min	0.864	0.374	2.079	0.323	0.140	0.777	1.796	4.323
65	5.39	2.36	180 min	0.732	0.374	2.255	0.273	0.140	0.843	1.650	5.086
66	4.34	2.36	240 min	0.638	0.374	2.380	0.238	0.140	0.889	1.519	5.665
67	26.26	2.17	20 min	1.419	0.336	1.301	0.477	0.113	0.437	1.847	1.693
68	19.38	2.17	30 min	1.287	0.336	1.477	0.432	0.113	0.496	1.901	2.182
69	11.52	2.17	60 min	1.061	0.336	1.778	0.356	0.113	0.597	1.887	3.162
70	6.85	2.17	120 min	0.836	0.336	2.079	0.281	0.113	0.698	1.738	4.323
71	5.05	2.17	180 min	0.704	0.336	2.255	0.236	0.113	0.757	1.587	5.086
72	4.07	2.17	240 min	0.610	0.336	2.380	0.205	0.113	0.799	1.452	5.665
73	25.54	2.00	20 min	1.407	0.301	1.301	0.424	0.091	0.392	1.831	1.693
74	18.84	2.00	30 min	1.275	0.301	1.477	0.384	0.091	0.445	1.884	2.182
75	11.20	2.00	60 min	1.049	0.301	1.778	0.316	0.091	0.535	1.866	3.162
76	6.66	2.00	120 min	0.824	0.301	2.079	0.248	0.091	0.626	1.712	4.323
77	4.92	2.00	180 min	0.692	0.301	2.255	0.208	0.091	0.679	1.560	5.086
78	3.96	2.00	240 min	0.598	0.301	2.380	0.180	0.091	0.717	1.423	5.665
79	24.72	1.86	20 min	1.393	0.269	1.301	0.375	0.072	0.350	1.812	1.693
80	18.24	1.86	30 min	1.261	0.269	1.477	0.339	0.072	0.397	1.863	2.182
81	10.84	1.86	60 min	1.035	0.269	1.778	0.278	0.072	0.478	1.841	3.162
82	6.45	1.86	120 min	0.809	0.269	2.079	0.218	0.072	0.559	1.683	4.323
83	4.76	1.86	180 min	0.677	0.269	2.255	0.182	0.072	0.606	1.528	5.086
84	3.83	1.86	240 min	0.584	0.269	2.380	0.157	0.072	0.640	1.389	5.665
85	23.69	1.73	20 min	1.375	0.239	1.301	0.328	0.057	0.311	1.788	1.693
86	17.48	1.73	30 min	1.242	0.239	1.477	0.297	0.057	0.353	1.835	2.182
87	10.39	1.73	60 min	1.017	0.239	1.778	0.243	0.057	0.425	1.808	3.162
88	6.18	1.73	120 min	0.791	0.239	2.079	0.189	0.057	0.497	1.644	4.323
89	4.56	1.73	180 min	0.659	0.239	2.255	0.157	0.057	0.539	1.486	5.086
90	3.67	1.73	240 min	0.565	0.239	2.380	0.135	0.057	0.569	1.345	5.665
91	23.28	1.63	20 min	1.367	0.211	1.301	0.288	0.044	0.274	1.778	1.693
92	17.17	1.63	30 min	1.235	0.211	1.477	0.260	0.044	0.311	1.824	2.182
93	10.21	1.63	60 min	1.009	0.211	1.778	0.213	0.044	0.375	1.794	3.162

94	6.07	1.63	120 min	0.783	0.211	2.079	0.165	0.044	0.438	1.629	4.323
95	4.48	1.63	180 min	0.651	0.211	2.255	0.137	0.044	0.476	1.469	5.086
96	3.61	1.63	240 min	0.558	0.211	2.380	0.118	0.044	0.502	1.327	5.665
97	20.91	1.53	20 min	1.320	0.185	1.301	0.244	0.034	0.240	1.718	1.693
98	15.42	1.53	30 min	1.188	0.185	1.477	0.219	0.034	0.273	1.755	2.182
99	9.17	1.53	60 min	0.962	0.185	1.778	0.178	0.034	0.328	1.711	3.162
100	5.45	1.53	120 min	0.737	0.185	2.079	0.136	0.034	0.384	1.532	4.323
101	4.02	1.53	180 min	0.605	0.185	2.255	0.112	0.034	0.416	1.364	5.086
102	3.24	1.53	240 min	0.511	0.185	2.380	0.094	0.034	0.439	1.216	5.665
103	20.49	1.44	20 min	1.312	0.160	1.301	0.209	0.026	0.208	1.706	1.693
104	15.12	1.44	30 min	1.180	0.160	1.477	0.188	0.026	0.236	1.742	2.182
105	8.99	1.44	60 min	0.954	0.160	1.778	0.152	0.026	0.284	1.696	3.162
106	5.35	1.44	120 min	0.728	0.160	2.079	0.116	0.026	0.332	1.514	4.323
107	3.94	1.44	180 min	0.596	0.160	2.255	0.095	0.026	0.360	1.344	5.086
108	3.18	1.44	240 min	0.502	0.160	2.380	0.080	0.026	0.380	1.195	5.665
109	20.19	1.37	20 min	1.305	0.136	1.301	0.178	0.019	0.177	1.698	1.693
110	14.89	1.37	30 min	1.173	0.136	1.477	0.160	0.019	0.201	1.733	2.182
111	8.86	1.37	60 min	0.947	0.136	1.778	0.129	0.019	0.242	1.684	3.162
112	5.27	1.37	120 min	0.721	0.136	2.079	0.098	0.019	0.283	1.500	4.323
113	3.88	1.37	180 min	0.589	0.136	2.255	0.080	0.019	0.307	1.329	5.086
114	3.13	1.37	240 min	0.496	0.136	2.380	0.068	0.019	0.324	1.180	5.665
115	19.46	1.30	20 min	1.289	0.114	1.301	0.147	0.013	0.148	1.677	1.693
116	14.36	1.30	30 min	1.157	0.114	1.477	0.132	0.013	0.168	1.709	2.182
117	8.54	1.30	60 min	0.931	0.114	1.778	0.106	0.013	0.203	1.656	3.162
118	5.08	1.30	120 min	0.706	0.114	2.079	0.080	0.013	0.237	1.467	4.323
119	3.75	1.30	180 min	0.574	0.114	2.255	0.065	0.013	0.257	1.294	5.086
120	3.02	1.30	240 min	0.480	0.114	2.380	0.055	0.013	0.271	1.142	5.665
121	18.54	1.24	20 min	1.268	0.093	1.301	0.118	0.009	0.121	1.650	1.693
122	13.68	1.24	30 min	1.136	0.093	1.477	0.105	0.009	0.137	1.678	2.182
123	8.13	1.24	60 min	0.910	0.093	1.778	0.084	0.009	0.165	1.619	3.162



124	4.84	1.24	120 min	0.684	0.093	2.079	0.063	0.009	0.193	1.423	4.323
125	3.57	1.24	180 min	0.552	0.093	2.255	0.051	0.009	0.209	1.246	5.086
126	2.88	1.24	240 min	0.459	0.093	2.380	0.043	0.009	0.221	1.092	5.665
127	18.54	1.18	20 min	1.268	0.073	1.301	0.092	0.005	0.094	1.650	1.693
128	13.68	1.18	30 min	1.136	0.073	1.477	0.082	0.005	0.107	1.678	2.182
129	8.13	1.18	60 min	0.910	0.073	1.778	0.066	0.005	0.129	1.619	3.162
130	4.84	1.18	120 min	0.684	0.073	2.079	0.050	0.005	0.151	1.423	4.323
131	3.57	1.18	180 min	0.552	0.073	2.255	0.040	0.005	0.164	1.246	5.086
132	2.88	1.18	240 min	0.459	0.073	2.380	0.033	0.005	0.173	1.092	5.665
133	18.13	1.13	20 min	1.258	0.053	1.301	0.067	0.003	0.069	1.637	1.693
134	13.37	1.13	30 min	1.126	0.053	1.477	0.060	0.003	0.079	1.664	2.182
135	7.95	1.13	60 min	0.900	0.053	1.778	0.048	0.003	0.095	1.601	3.162
136	4.73	1.13	120 min	0.675	0.053	2.079	0.036	0.003	0.111	1.403	4.323
137	3.49	1.13	180 min	0.543	0.053	2.255	0.029	0.003	0.120	1.224	5.086
138	2.81	1.13	240 min	0.449	0.053	2.380	0.024	0.003	0.127	1.069	5.665
139	17.61	1.08	20 min	1.246	0.035	1.301	0.043	0.001	0.045	1.621	1.693
140	12.99	1.08	30 min	1.114	0.035	1.477	0.039	0.001	0.051	1.645	2.182
141	7.73	1.08	60 min	0.888	0.035	1.778	0.031	0.001	0.062	1.579	3.162
142	4.59	1.08	120 min	0.662	0.035	2.079	0.023	0.001	0.072	1.377	4.323
143	3.39	1.08	180 min	0.530	0.035	2.255	0.018	0.001	0.078	1.196	5.086
144	2.73	1.08	240 min	0.436	0.035	2.380	0.015	0.001	0.083	1.039	5.665
145	11.74	1.04	20 min	1.070	0.017	1.301	0.018	0.000	0.022	1.392	1.693
146	8.66	1.04	30 min	0.938	0.017	1.477	0.016	0.000	0.025	1.385	2.182
147	5.15	1.04	60 min	0.712	0.017	1.778	0.012	0.000	0.030	1.266	3.162
148	3.06	1.04	120 min	0.486	0.017	2.079	0.008	0.000	0.035	1.011	4.323
149	2.26	1.04	180 min	0.354	0.017	2.255	0.006	0.000	0.038	0.798	5.086
150	1.82	1.04	240 min	0.260	0.017	2.380	0.004	0.000	0.041	0.620	5.665
SUMATORIAS				145.334	61.10	281.77	65.83	43.79	114.78	255.41	552.77

#### A.4) Calculo de la ecuación de la intensidad máxima

$$I_{max} = \frac{KxT^a}{D^b}$$

Donde:

- $I_{max}$  = Intensidad máxima en (mm/hr)
- $K, a, b$  = parámetros característicos de la zona de estudio
- $T$  = periodo de retorno en años
- $D$  = duración de la precipitación en minutos
- $n$  = número de tripletas ( $I_{max}, T$  y  $D$ ), para este caso serian

$$n = 150$$

\*Los parámetros a estimar son:

$$a_0 = \log(K)$$

$$a_1 = a \quad a_2 = b$$

Ecuaciones para determinar:

$$\begin{aligned} - \sum Y &= a_0 \cdot n + a_1 \cdot \sum X_1 + a_2 \cdot \sum X_2 = \\ 145.334 &= a_0 \cdot 150.000 + a_1 \cdot 61.102 + a_2 \cdot 281.774 \\ - (\sum X_1 \cdot Y) &= a_0 \cdot \sum X_1 + a_1 \cdot (\sum X_1^2) + a_2 \cdot (\sum X_1 \cdot X_2) \\ 65.835 &= a_0 \cdot 61.102 + a_1 \cdot 43.793 + a_2 \cdot 114.780 \\ - (\sum X_2 \cdot Y) &= a_0 \cdot \sum X_2 + a_1 \cdot (\sum X_1 \cdot X_2) + a_2 \cdot (\sum X_2^2) \\ 255.411 &= a_0 \cdot 281.774 + a_1 \cdot 114.780 + a_2 \cdot 552.776 \end{aligned}$$

$$\begin{pmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 150 & 61.102 & 281.774 \\ 61.102 & 43.793 & 114.78 \\ 281.77 & 114.78 & 552.77 \end{pmatrix}^{-1} \cdot \begin{pmatrix} 145.33 \\ 65.835 \\ 255.41 \end{pmatrix}$$

$$\begin{pmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.1658 & -0.0215 & -0.0800 \\ -0.0215 & 0.0528 & 0.0000 \\ -0.0800 & 0.0000 & 0.0426 \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} 145.33 \\ 65.835 \\ 255.41 \end{pmatrix}$$

Desarrollando la matriz se obtiene:

$$a_0 = \log(K) = 2.234832988 \quad K = 171.7247876$$

$$a_1 = a = 0.350886509 \quad \rightarrow \quad a = 0.351$$

$$a_2 = b = -0.750$$

$$b = 0.750$$

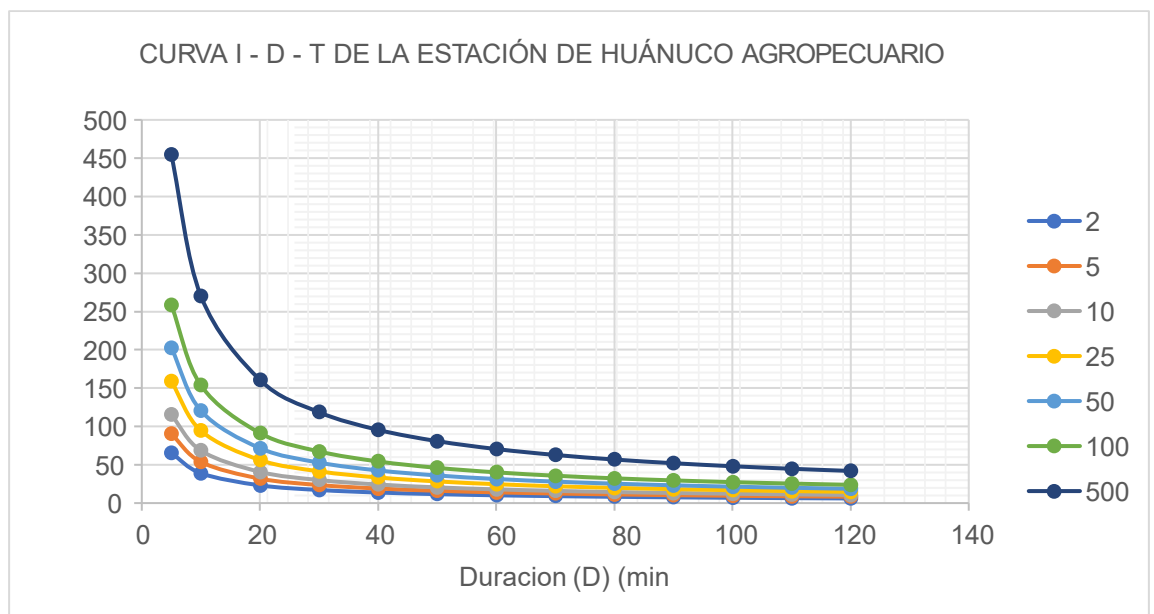
A.5) Curva idt 
$$I_{max} = \frac{171.72 * T^{0.351}}{D^{0.75}}$$

**Tabla 41**  
Periodo de Retorno en años

Duración n (D) (min)	Periodo de Retorno (T) en años						
	T=2años	T=5años	T=10años	T=25años	T=50años	T=100años	T=500años
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: Periodo de retorno calculado mediante las duraciones para años determinados posteriores

**Tabla 42**  
Curva IDT



Nota: Curva de la Intensidad, Duración y Periodo de acuerdo a los datos pluviales

**Tabla 43**  
*Intensidad Máxima*

PERIODO DE RETORNO T (AÑOS)	DURACION D(min)	INTENSIDAD MAXIMA I(mm/hr)
10 años	0.30 min	948.2762741

1.2.3.- Cálculo del coeficiente de escorrentía (c)

$$\text{Pendiente} = S = 13\%$$

**Tabla 44**  
*Coefficiente de Escorrentía*

COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				
		PRONUNCIADA	ALTA	MEDIA	SUAVE	DESPRECIABLE
		> 50%	> 20%	> 5%	> 1%	< 1%
Sin vegetación	Impermeable	0.8	0.75	0.7	0.65	0.6
	Semipermeable	0.7	0.65	0.6	0.55	0.5
	Permeable	0.5	0.45	0.4	0.35	0.3
Cultivos	Impermeable	0.7	0.65	0.6	0.55	0.5
	Semipermeable	0.6	0.55	0.5	0.45	0.4
	Permeable	0.4	0.35	0.3	0.25	0.2
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0.65	0.6	0.55	0.5	0.45
	Semipermeable	0.55	0.5	0.45	0.4	0.35
	Permeable	0.35	0.3	0.25	0.2	0.15
Hierba, grama	Impermeable	0.6	0.55	0.5	0.45	0.4
	Semipermeable	0.5	0.45	0.4	0.35	0.3
	Permeable	0.3	0.25	0.2	0.15	0.1
Bosques, densa vegetación	Impermeable	0.55	0.5	0.45	0.4	0.35
	Semipermeable	0.45	0.4	0.35	0.3	0.25
	Permeable	0.25	0.2	0.15	0.1	0.05

*Fuente: Benitez (1980)*

COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PEND. DEL TERRENO	C
Pastos, vegetación ligera	Semipermeable	> 5%	0.45

Cálculo del caudal máximo (Q drenaje o Q hidrológico)

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

B = 12.500 m      B; distancia horizontal de drenaje

Ld = 1420.00 m      Ld; Longitud de drenaje del canal

A = 1.775 has      A; Área de drenaje (has)

$$Q_{DRENAJE} = 2.1040 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{DRENAJE} = 2103.9880 \text{ lt/s}$$

2.-Calculo del qr método del flotador:

2.1.- Calculo de la velocidad:

$$v = \frac{d}{t}$$

D= 12.50 m

t1= 12.34 s

t2= 12.07 s

t3= 16.46 s

t4= 14.73 s

t5= 12.46 s

t6= 11.68 s

Donde:

$$v1 = \frac{12.50}{13.29} = 0.94 \text{ m/s}$$

2.2.- Calculo del Área Hidráulica:

A= 0.040 m<sup>2</sup>

2.3.- Calculo del Caudal:

Qr = 0.040 \* 0.94 = 0.0380 m<sup>3</sup>/s

Qr = 38.00 lt/s

B. Paso 2: Se diseñó el diseño hidráulico con los datos obtenidos del caudal de riego y drenaje, del cual se consideró el 75% del  $Q_{\text{HIDROLOGICO}}$  más el  $Q_{\text{riego}}$ , por el cual se obtuvo todos los parámetros hidráulicos, finalmente, se realizó una prueba del sistema de drenaje superficial, calculando el número de aliviaderos que se deben crear para que el sistema funcione correctamente como riego y drenaje.

## 2.- Diseño hidráulico del canal

\*Caudal determinado por el estudio hidrológico.

$$Q_{\text{dre}} = 2.1040 \text{ m}^3/\text{s}$$

\*Caudal determinado por el método del flotador.

$$Q_{\text{rie}} = 0.0380 \text{ m}^3/\text{s}$$

Datos de entrada:

$$Q. \text{ diseño} = 1.616 \text{ m}^3/\text{s} = 1615.991 \text{ Lt}/\text{sg}$$

$$S = 0.1280 \text{ mm}$$

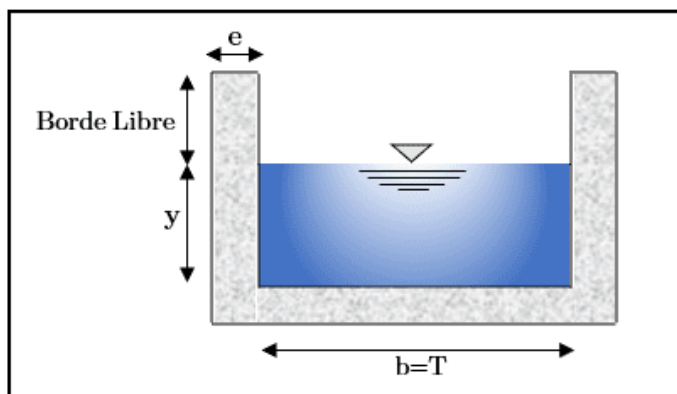
$$n = 0.0130$$

$$b'' = 0.45 \text{ m} \quad \text{base propuesta}$$

$$b' = 0.64 \text{ m} \quad \text{base por diseño estructural}$$

$$b = 0.64 \text{ m} \quad \text{base de diseño}$$

**Figura 62**  
Sección sin recubrimiento



*Nota: Sección del canal de riego*

-Cálculo de parámetros para la ecuación de Manning:

$$\text{Area hidráulica (A)} : \quad b \cdot y = 0.64y$$

$$\text{Perímetro Mojado (P)} : \quad b + 2y = 0.64 + 2y$$

$$\text{Radio hidráulico (R)} : \quad \frac{b \cdot y}{b + (2 \cdot y)} = \frac{0.64y}{0.64 + 2y}$$

-Cálculo del tirante del canal (y):

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

Reemplazando:

$$\left( \frac{Q \cdot n}{s^{1/2} \cdot \emptyset} \right) = \left( \frac{b \cdot y}{b + (2 \cdot y)} \right)^{2/3} \cdot (b \cdot y)$$

Por tanteo:

**Tabla 45**  
Cálculo del tirante

y	$\left( \frac{s \cdot t}{s + (2 \cdot t)} \right)^{2/3} (s \cdot t)$
1.000 m	0.249
0.266 m	0.059
0.060 m	0.005

$\left( \frac{Q \cdot n}{s^{1/2}} \right)$	y	$\left( \frac{s \cdot t}{s + (2 \cdot t)} \right)^{2/3} (s \cdot t)$
0.059	0.266 m	0.047

*Nota: Cálculo del tirante mediante interpolación*

- Cálculo del borde libre(bl):

$$B.L = y/5$$

$$B.L = 0.0533 \text{ m}$$

- Cálculo de la altura del canal (H):

$$H = y + B.L$$

$$H = 0.320 \text{ m}$$

$$H.\text{con} = 0.40 \text{ m}$$

- Recalculo de B.L:

$$B.L = H.\text{con} - y$$

$$B.L = 0.13 \text{ m}$$

- Cálculo del área hidráulica (A):

$$A = b * y$$

$$A = 0.640 \text{ m}^2$$

- Cálculo del perímetro mojado (P):

$$P = b + 2*y$$

$$P = 1.1727 \text{ m}$$

- Cálculo del radio Hidráulico (R):

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

$$R = 0.5457 \text{ m}$$

- Cálculo de la velocidad (V):

$$V = [\phi * R^{(2/3)} * S^{(1/2)}] / n$$

$$V = 18.3791 \text{ m/s}$$

- Cálculo del espejo de agua (T):

$$T = b$$

$$T = 0.64 \text{ m}$$

- Cálculo del Número de Froude (F):

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

$$F = 5.8680 \quad \text{Por lo tanto el fluido es: Fluido Supercrítico}$$

- Cálculo de la energía específica (E):



$$E = y + (1/(2*g)) * (Q/(A))^2$$

$$E = 0.5913 \text{ m-kg/kg}$$

-Resumen de los parámetros hidráulicos del canal:

**Tabla 46**  
*Parámetros Hidráulicos*

Base del canal (m)	0.64 m
Altura constructiva del canal (m)	0.40 m
Área del canal (m <sup>2</sup> )	0.640 m <sup>2</sup>
Perímetro mojado (m)	1.1727 m
Radio Hidráulico (m)	0.5457 m
Tirante hidráulico (m)	0.2663 m
Velocidad de flujo (m/s)	18.3791 m/s
Caudal de diseño (m <sup>3</sup> /s)	1.62 m <sup>3</sup> /s
Borde libre (m)	0.13 m
Coefficiente de rugosidad "n"	0.0130
pendiente del canal (m/m)	0.1280 m/m
Energía específica (kg-m/kg)	0.591 m-kg/kg

*Nota: Resumen de los cálculos realizados del diseño del canal*

C. Paso 3: Se determino los empujes y esfuerzos que actúan sobre el canal, del análisis por corte directo en el estudio de suelos.

### 3.-Diseño geométrico del canal

Datos:

$$\text{Base interior del canal "b"} = 0.64 \text{ m}$$

$$\text{Espesor piso o base " } e_b \text{ " } = 0.20 \text{ m}$$

$$\text{Tirante hidráulico "Y"} = 0.27 \text{ m}$$

$$\text{Borde libre "B. L"} = 0.13 \text{ m}$$

$$\text{Altura constructiva del canal "H}_{Const}\text{."} = 0.40 \text{ m}$$

$$\text{Altura total del canal "H}_{Total}\text{ " } = 0.60 \text{ m}$$

$$\text{Resistencia a la compresión del Concreto (F'c)} = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Peso Unitario Concreto Armado " } \gamma_{CA} \text{ " } = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Esfuerzo de fluencia del Acero " } f_y \text{ " } = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Recubrimiento acero "r":

- En contacto directo con el suelo = 0.07 m

- En contacto directo con el agua = 0.04 m

Capacidad admisible del terreno " $\sigma_T$ " = 1.170 kg/cm<sup>2</sup>

3.1.- Cálculo del empuje activo del suelo

$H_{TOTAL-1}$  = 0.60 m Altura total del canal

$H_{TOTAL-2}$  = 0.65 m Altura total del canal real

$H_{TOTAL}$  = 0.70 m Altura total del canal a utilizar

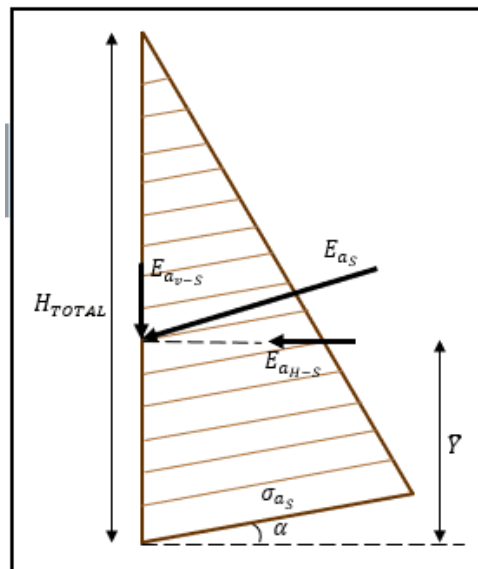
$\alpha$  = 0.00 ° Angulo de inclinacion del talud

$\phi_{SUELO}$  = 22.40 ° Angulo de fricción interno del suelo

$\gamma_{SUELO}$  = 1637.00  $\frac{kg}{m^3}$  Peso unitario del suelo

**Figura 63**

Empuje del Suelo



Nota: Cargas que actúan del suelo hacia la pared del canal

Fuente: Kramer 1996

$$K_a = \cos \alpha * \frac{\cos \alpha - \sqrt{(\cos \alpha)^2 - (\cos \phi)^2}}{\cos \alpha + \sqrt{(\cos \alpha)^2 - (\cos \phi)^2}} = 0.448$$

$$\sigma_{\alpha_s} = (\gamma_s * H_T * K_a) = 0.514 \text{ Tn/m}^2$$

$$E_{\alpha_s} = \sigma_{\alpha_s} * \frac{H_T}{2} = 0.180 \text{ Tn/m}$$

$$E_{\alpha_{H-S}} = E_{\alpha_s} * \cos \alpha = 0.180 \text{ Tn/m}$$

$$F_{\alpha_{H-S}} = E_{\alpha_{H-S}} * 1m = 0.18 \text{ Tn}$$

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

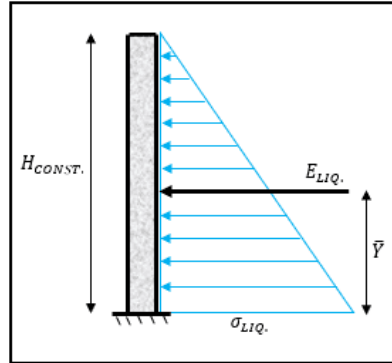
### 3.2.- Cálculo del empuje activo del agua

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

$$H_{AGUA} = 0.40 \text{ m Tirante Maximo}$$

**Figura 64**

*Empuje del liquido*



*Nota: Carga triangular del empuje de agua hacia la pared del canal.*

$$\sigma_{a_{AGUA}} = \gamma_{AGUA} * H_{AGUA} = 0.400 \text{ Tn/m}^2$$

$$E_{a_{AGUA}} = \sigma_{a_{AGUA}} * \frac{H_{AGUA}}{2} = 0.080 \text{ Tn/m}$$

$$F_{a_{AGUA}} = E_{a_{AGUA}} * 1\text{m} = 0.080 \text{ Tn}$$

$$\bar{Y} = \frac{H_{AGUA}}{3} = 0.133 \text{ m}$$

### 3.3.- Cálculo del empuje pasivo del suelo

Datos:

$$H_{Total} = 0.60 \text{ Altura total del canal}$$

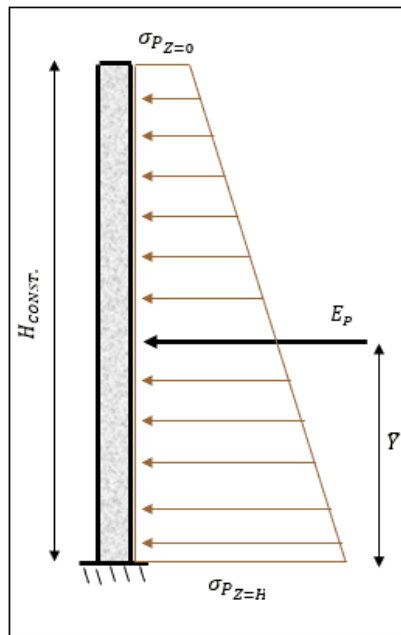
$$\alpha = 0.00^\circ \text{ Angulo de inclinacion del talud}$$

$$\phi_{SUELO} = 22.40^\circ \text{ Angulo de friccion interna del suelo}$$

$$\gamma_{SUELO} = 1637.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \text{ Peso unitario del suelo}$$

$$C_{SUELO} = 460.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \text{ Cohesion del suelo}$$

**Figura 65**  
Empuje Pasivo del Suelo



Nota: Nota: Cargas que actúan del suelo hacia la pared del canal

$$K_p = \left( \tan \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \right)^2 = 2.173$$

$$\sigma_{P_S} = (\gamma_S * Z * K_p) + 2C * \sqrt{K_p} \quad \rightarrow \quad \sigma_{P_{Z=0}} = 1.374 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{P_{Z=H_T}} = 3.566 \text{ Tn/m}^2$$

$$E_P = (\sigma_{P_{Z=0}} + \sigma_{P_{Z=H_T}}) * \frac{H_T}{2} = 1.482 \text{ Tn/m}$$

$$F_P = E_P * 1\text{m} = 1.482 \text{ Tn}$$

$$\bar{Y} = \frac{\sum \bar{Y}_i * A_i}{\sum A_i} = \frac{\sigma_{P_{Z=0}} * \left( \frac{H_T^2}{2} \right) + (\sigma_{P_{Z=H_T}} - \sigma_{P_{Z=0}}) * \left( \frac{H_T^2}{6} \right)}{\sigma_{P_{Z=0}} * (H_T) + (\sigma_{P_{Z=H_T}} - \sigma_{P_{Z=0}}) * \left( \frac{H_T}{2} \right)} = 0.256 \text{ m}$$

3.4.- Cálculo del espesor de la pared izquierda, pared derecha y base del canal

A.- Determinación del espesor de la pared derecha del canal. " $e_{P_{DER.}}$ "

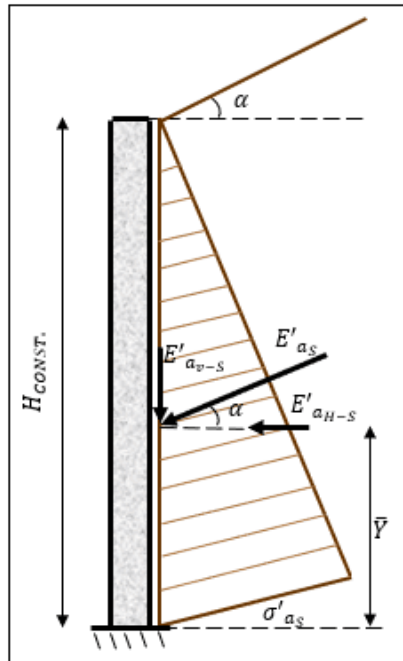
$H_{Const.} = 0.50 \text{ m}$  Altura total del canal pared derecha

$b_{DISEÑO} = 1.00 \text{ m}$  Ancho de diseño

$\gamma_{SUELO} = 1637.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$  Angulo de fricción interna del suelo

$K_a = 0.448$  Coeficiente activo corregido

**Figura 66**  
*Espesor de la pared derecha del canal*



*Nota: Nota: Cargas que actúan del suelo hacia la pared del canal*  
 Fuente: Kramer 1996

$$M_u = 1.7 * \left( \gamma_s * K_a * \frac{H_{CONST.}^3}{6} * 1m \right) * \cos \alpha = 0.026 \text{ Tn} - m$$

$$\rho = 0.22 * \left( \frac{\sqrt{\frac{f'c}{10.197}}}{\frac{fy}{10.197}} \right) = 0.0024 \quad \rightarrow \quad \omega = \rho * \frac{fy}{f'c} = 0.048$$

$\phi = 0.90$  Factor de reduccion por deflexion

$$d_p = \sqrt{\frac{M_u}{\phi * f'c * b * \omega * (1 - 0.59\omega)}}$$

$d_{P_{DER.}}$	1.709 cm	; Peralte efectivo de la pared izq. del canal
$\phi_v$	3/8 pulg	; Diametro de la varilla principal
$\phi_T$	1/4 pulg	; Diametro de la varialla transversal
	7.000 cm	

$$e_{P_{DER.-CALCULADO}} = d_{P_{DER.}} + \frac{\phi_v}{2} + r_{suelo} = 9.18 \text{ cm} \quad \left. \begin{array}{l} e_{P_{DER.-DISEÑO}} = 12.60 \\ e_{P_{DER.-CONST.}} = 13.00 \end{array} \right\}$$

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

$$e_{P_{DER.}} = 13.00 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad d_{P_{DER.}} = e_{P_{DER.}} - \frac{\phi_v}{2} - r_{suelo} = 5.524 \text{ cm}$$

B.-Determinación del espesor de la pared izquierda del canal. " $e_{P_{IZQ.}}$ "

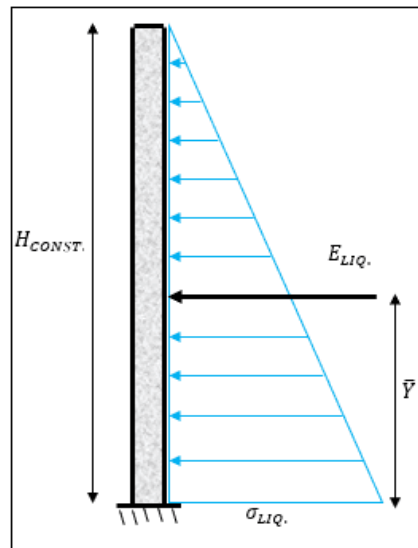
$$H_{CONST.} = 0.40 \text{ m Altura total del canal pared izquierda}$$

$$b_{DISEÑO} = 0.80 \text{ m Ancho de diseño}$$

$$\gamma_{agua.} = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \text{ Peso Unitario del agua}$$

**Figura 67**

Espesor de la pared izquierda del canal



Nota: Cargas que actúan del suelo hacia la pared del canal

$$M_u = 1.4 * (\gamma_{agua} * 1\text{m} * \frac{H_{CONST.}^3}{6}) = 0.015 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$\rho = 0.22 * \left( \frac{\sqrt{\frac{f'c}{10.197}}}{\frac{fy}{10.197}} \right) = 0.0024 \quad \rightarrow \quad \omega = \rho * \frac{fy}{f'c} = 0.048$$

$\phi = 0.90$  Factor de reducción por deflexión

$$d_p = \sqrt{\frac{M_u}{\phi * f'c * b * \omega * (1 - 0.59\omega)}}$$

$d_{P_{DER.}}$ =	1.448 cm	; Peralte efectivo de la pared izq. del canal
$\phi_v$ =	3/8 pulg	; Diametro de la varilla principal
$\phi_T$ =	1/4 pulg	; Diametro de la varilla transversal
$r_{suelo}$ =	4.000 cm	; Recubrimiento min. frente al contacto del suelo

$$e_{P_{DER.-CALCULADO}} = d_{P_{DER.}} + \frac{\phi_v}{2} + r_{suelo} = 5.92 \text{ cm} \quad \left. \begin{array}{l} e_{P_{DER.-DISEÑO}} = 12.60 \\ e_{P_{DER.-CONST.}} = 13.00 \end{array} \right\}$$

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

$$e_{P_{DER.}} = 13.00 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad d_{P_{DER.}} = e_{P_{DER.}} - \frac{\phi_v}{2} - r_{suelo} = 8.524 \text{ cm}$$

**F) Determinación del ancho total de la base del canal**

$$B = e_{P_{IZQ-DISEÑO}} + e_{P_{DER.-DISEÑO}} + b = 90.00 \text{ cm}$$

$$; e_b > r_{liq} + \phi_v + \phi_T + r_{suelo} = 0.129 \text{ m} \dots SI CUMPLE$$

$$e_b = 20.00 \text{ cm} ; \text{Espesor de la base del canal}$$

$$\phi_v = 3/8'' ; \text{Diametro de la varilla principal}$$

$$\phi_T = 3/8'' ; \text{Diametro de la varilla transversal}$$

$$r_{suelo} = 7.00 \text{ cm} ; \text{Recubrimiento min. frente al contacto del suelo}$$

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

D. Paso 4: Se ha probado la estabilidad del canal para determinar su capacidad de volcarse, moverse y carga.

**4.-Verificación de la estabilidad al deslizamiento y volteo del canal**

**Datos:**

$e_{p_{der}} ; \text{espesor de la pared derecha} = 0.13 \text{ m}$	$\phi_{suelo-fund} = 22.40^\circ$
$e_{p_{izq}} ; \text{espesor de la pared izquierda} = 0.13 \text{ m}$	$\gamma_{suelo-fund.} = 1.637 \text{ Tn/m}^3$
$e_{base} ; \text{espesor de la base del canal} = 0.20 \text{ m}$	$\gamma_{agua} = 1.00 \text{ Tn/m}^3$
	$\gamma_{C^{\circ}A^{\circ}} = 2.4 \text{ Tn/m}^3$

B; Base del canal pre dimensionado = 0.90 m

B; Base de la canal modificada = 0.90 m

Pared derecha del canal a utilizar = 0.70 m

Pared Izq. Del canal a utilizar = 0.60 m

1ER CASO:  $H_{agua.} = H_{Cons.} = 0.400 \text{ m}$  Cuando el canal se encuentra saturado

2DO CASO:  $H_{agua} = Y = 0.266 \text{ m}$  cuando el canal se encuentra hasta su tirante máximo

3ER CASO:  $H_{agua} = 0.000 \text{ m}$  cuando el canal se encuentra vacío

$$\delta = \frac{2}{3} * \phi = 14.933^\circ \rightarrow f = \tan \delta = 0.267 ; E_{av-s} = E_{as} * \text{sen } \alpha = 0.00 \text{ Tn/m}$$

**G) Cálculo de la fuerza estabilizante por gravedad (pesos) y el momento estabilizante respecto al punto "O"**

**Tabla 47**  
Cálculo de fuerza estabilizante y momento estabilizante

ELEMENTO	Volumen por 1m		Peso específico	Pesos i	Brazo de palanca	$\vec{X}_i$	$M_{estab.i}$
	m3		Tn/m3	Tn	m		Tn-m
a) Pared izq. Del canal	$H_{const.} * e_{pizq} * 1m$	0.052	2.4	0.125	$\vec{X}_1 = \frac{e_{pizq}}{2}$	0.065	0.008
b) Pared der. Del canal	$H_{const.} * e_{pder} * 1m$	0.065	2.4	0.156	$\vec{X}_2 = B - \frac{e_{pder}}{2}$	0.835	0.130
c) Base del canal	$e_{base.} * B * 1m$	0.180	2.4	0.432	$\vec{X}_3 = \frac{B}{2}$	0.450	0.194
d) peso del Agua	$H_{agua} = H_{Cons.} H_{agua} * b * 1m$	0.256	1.0	0.256	$\vec{X}_4 = e_{pizq} + \frac{B}{2}$	0.580	0.148
	$H_{agua} = \bar{Y} H_{agua} * b * 1m$	0.170	1.0	0.170	$\vec{X}_4 = e_{pizq} + \frac{B}{2}$	0.580	0.099
	$H_{agua.} = 0 H_{agua} * b * 1m$	0.000	1.0	0.000	$\vec{X}_4 = e_{pizq} + \frac{B}{2}$	0.580	0.000
e) Emp. Act. (Comp. Vert.)	$E_{Va} * 1m$			0.000	$\vec{X}_5 = B =$	0.900	0.000
1ER CASO	$\sum F_v i =$		0.969 Tn	$\sum M_{estab.i} =$			0.481 Tn - m
2ER CASO	$\sum F_v i =$		0.883 Tn	$\sum M_{estab.i} =$			0.432 Tn - m
3ER CASO	$\sum F_v i =$		0.713 Tn	$\sum M_{estab.i} =$			0.333 Tn - m

H) Cálculo de la fuerza lateral pasiva (generada por el suelo y liquido) y el momento pasivo respecto al punto "O"

**Tabla 48**  
Cálculo de fuerza lateral pasiva y momento pasivo

EFECTO DEL EMPUJE PASIVO	Fuerza lateral pasiva		Brazo de palanca	$\bar{Y}_i$	$M_{p_{estab.i}}$
	(Tn)		m		Tn-m
a) Emp. Pas. Del suelo (Comp. horizontal.)	$E_P * 1m =$	1.482	$\bar{Y} = \frac{\sum \bar{Y}_i * A_i}{\sum A_i}$	0.256 m	0.379 Tn-m
b) Empuje pasivo del liquido	$H_{agua} = H_{Cons.}$	$E_{agua} * 1m$	$\bar{Y}_2 = \frac{H_{agua}}{3} + e_{base}$	0.333 m	0.027 Tn-m
	$H_{agua} = \bar{Y}$	$E_{agua} * 1m =$	$\bar{Y}_2 = \frac{H_{agua}}{3} + e_{base}$	0.289 m	0.010 Tn-m
	$H_{agua.} = 0$	$E_{agua} * 1m =$	$\bar{Y}_2 = \frac{H_{agua}}{3} + e_{base}$	0.200 m	0.000 Tn-m
1ER CASO	$\sum F_{p_h} i =$	1.562 Tn	$\sum M_{p_{estab.i}} =$		1.509 Tn - m
2ER CASO	$\sum F_{p_h} i =$	1.518 Tn	$\sum M_{p_{estab.i}} =$		1.492 Tn - m
3ER CASO	$\sum F_{p_h} i =$	1.482 Tn	$\sum M_{p_{estab.i}} =$		1.482 Tn - m



I) Cálculo de la fuerza lateral activa (generada por el suelo y liquido)  
y el momento activo respecto al punto "O"

**Tabla 49**  
Cálculo de fuerza lateral activa y momento activo

EFECTO DEL EMPUJE ACTIVO	Fuerza lateral activa	Brazo de palanca	$\bar{Y}_i$	$M_{act.i}$
	(Tn)	m		Tn-m
a) Emp. Act. Del suelo (Comp. horizontal.)	$E_{as} * \cos \alpha * 1m = 0.180 \text{ Tn}$	$\bar{Y}_1 = \frac{H_{Total}}{3} = 0.233 \text{ m}$		0.042 Tn-m
b) Emp. Act. Del liquido	$E_{agua} * 1m = 0.080 \text{ Tn}$	$\bar{Y}_2 = \frac{H_{agua}}{3} + e_{base} = 0.333 \text{ m}$		0.027 Tn-m
$\sum F_{H.ACT.i} = 0.260 \text{ Tn}$		$\sum M_{act.i} = 0.069 \text{ Tn} - m$		

J) Factor de seguridad al deslizamiento

$$1ER \text{ CASO} \quad F_{S_{Desli.}} = \frac{f * (\sum F_v i) + H * (\sum F_{p_H i})}{\sum F_{H.ACT.i}} \geq 2 \quad ; \quad F_{S_{Desli.}} = 7.009 \quad \dots \text{ACEPBAE}$$

$$2ER \text{ CASO} \quad F_{S_{Desli.}} = \frac{f * (\sum F_v i) + H * (\sum F_{p_H i})}{\sum F_{H.ACT.i}} \geq 2 \quad ; \quad F_{S_{Desli.}} = 6.750 \quad \dots \text{ACEPBAE}$$

$$1ER \text{ CASO} \quad F_{S_{Desli.}} = \frac{f * (\sum F_v i) + H * (\sum F_{p_H i})}{\sum F_{H.ACT.i}} \geq 2 \quad ; \quad F_{S_{Desli.}} = 6.438 \quad \dots \text{ACEPBAE}$$

K) Factor de seguridad al volteo

$$1ER \text{ CASO} \quad F_{S_{Volteo.}} = \frac{\sum M_{estab.i}}{\sum M_{act.i}} \geq 1.5 \quad ; \quad F_{S_{Volteo}} = 7.0147 \quad \dots \text{ACCEPTABLE}$$

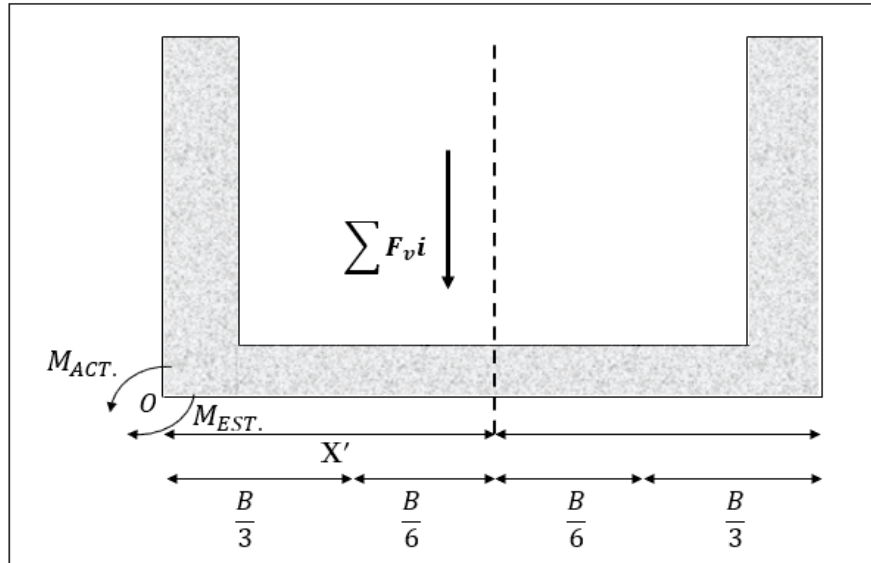
$$2ER \text{ CASO} \quad F_{S_{Volteo.}} = \frac{\sum M_{estab.i}}{\sum M_{act.i}} \geq 1.5 \quad ; \quad F_{S_{Volteo}} = 6.2916 \quad \dots \text{ACCEPTABLE}$$

$$1ER \text{ CASO} \quad F_{S_{Volteo.}} = \frac{\sum M_{estab.i}}{\sum M_{act.i}} \geq 1.5 \quad ; \quad F_{S_{Volteo}} = 4.4505 \quad \dots \text{ACCEPTABLE}$$

L) Factor de seguridad por capacidad de carga

$$\frac{B}{6} = 0.150 \text{ m}$$

**Figura 68**  
Fuerza resultante respecto a "O"



Nota: Fuerzas y momentos de acuerdo al punto O en sección de canal de riego

\*Ubicación de la fuerza resultante vertical con respecto al punto "o"

$$X' = \frac{\sum M_{estab.i} - \sum M_{act.i}}{\sum F_{vi}} = 0.426 \text{ m}$$

\*Cálculo de la excentricidad

$$e = \frac{B}{2} - X' \rightarrow e = 0.024 < \frac{b}{6} \dots \text{ACEPTABLE}$$

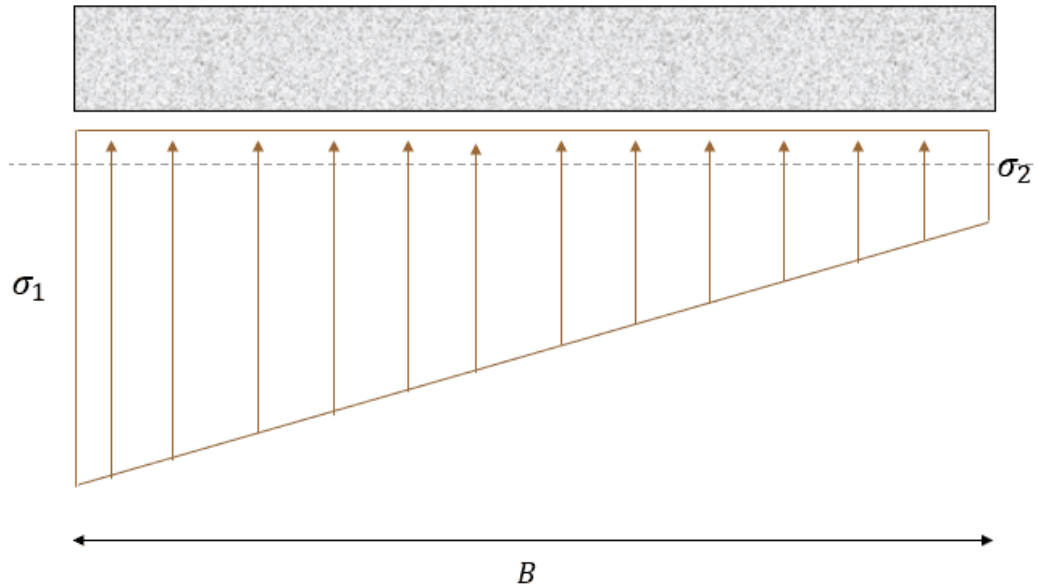
\*Cálculo de los esfuerzos del terreno

$$\sigma_{terreno} > \sigma_i \quad ; \quad \sigma_{terreno} = 11.70 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{\sum F_{vi}}{1 * B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right) \rightarrow \sigma_1 = 1.249 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} < \sigma_{terreno} \dots \text{ACEPTABLE}$$

$$\sigma_2 = \frac{\sum F_{vi}}{1 * B} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right) \rightarrow \sigma_2 = 0.904 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} < \sigma_{terreno} \dots \text{ACEPTABLE}$$

**Figura 69**  
Esfuerzos del terreno



Nota: Empuje del terreno hacia la losa del canal de riego

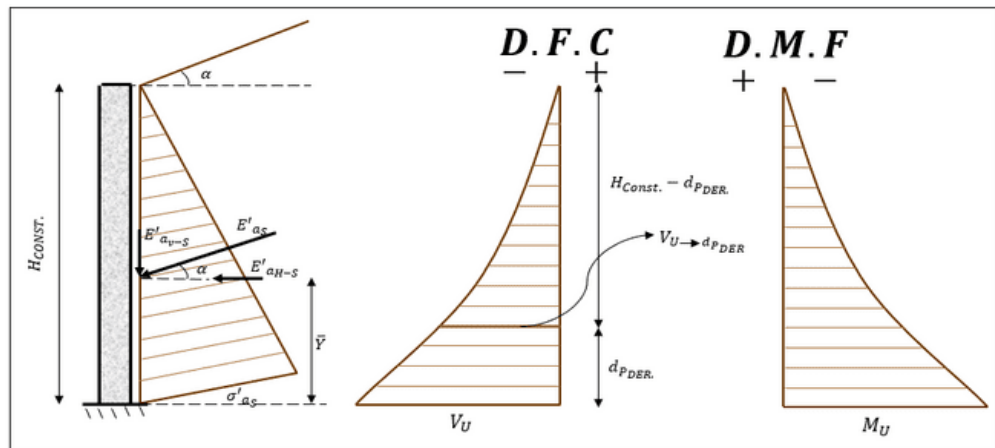
E. Paso 5: Se realizó el diseño de concreto armado del canal en lo que es diseño de muro voladizo y losa, todo según el RNE-060, del cual finalmente se detalló el refuerzo y la geometría del canal.

### 5.-Diseño en concreto armado del canal

#### A) Determinación del refuerzo en la pared derecha del canal.

**Figura 70**

Esfuerzos pared derecha



Nota: Empuje del terreno hacia la losa del canal de riego y diagrama de momentos y cortantes

Fuente: Kramer 1996

$H_{CONST.} = 0.50 \text{ m}$  ; altura hidraulica del canal de riego y drenje

$b_{DISEÑO} = 1.00 \text{ m}$  ; ancho de diseño

$\alpha = 0.00^\circ$  ; angulo de inclinacion del talud

$\gamma_{SUEL.} = 1637 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$  ; peso especifico del suelo

$d_{P_{DER.}} = 5.524 \text{ cm}$  ; *peralte efectivo de la pared derecha del canal*

$r_{suelo} = 7.00 \text{ cm}$  ; *recubrimiento min. frente al contacto con el suelo*

$K_a = 0.448$  ; *coeficiente activo*

$F'C = \frac{210 \text{ kg}}{\text{cm}^2}$  ; *resistencia a la compresión del concreto*

$F_y = \frac{4200 \text{ kg}}{\text{cm}^2}$  ; *esfuerzo de fluencia del acero*

Donde:

$$\sigma'_{a_{SU}} = 1.7 * \gamma_S * K_a * H_{CONST.} = 0.624 \text{ Tn/m}^2$$

$$E'_{a_{SU}} = \sigma'_{a_{SU}} * \frac{H_{CONST.}}{2} = 0.156 \text{ Tn/m}$$

$$E'_{a_{H-SU}} = E'_{a_{SU}} * \cos \alpha = 1.56 \text{ Tn/m}$$

$$F'_{a_{H-SU}} = E'_{a_{H-SU}} * 1 \text{ m} = 0.156 \text{ Tn}$$

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

- Cortante Ultimo:

$$V_U = F'_{a_{H-SU}} = 0.156 \text{ Tn}$$

- Momento Ultimo:

$$* M_u = 1.7 * \left( \gamma_S * K''_a * \frac{H_{CONST.}^3}{6} * 1 \text{ m} \right) * \cos \alpha = 0.026 \text{ Tn} - \text{m}$$

A.1.- Verificación por cortante: se realizará a una distancia " $d_{P_{DER.}}$ " de la base de la pared derecha

$\phi = 0.75$  ; *factor de reducción por corte*

$$V_{U \rightarrow d_{P_{DER.}}} = 1.7 * \left( \gamma_S * K''_a * \frac{(H_{CONST.} - d_{P_{DER.}})^2}{2} * 1 \text{ m} \right) * \cos \alpha = 0.123 \text{ Tn}$$

$$V_C = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_{DISEÑO} * d_{P_{DER.}} * 10 = 4.242 \text{ Tn}$$

Donde:  $\phi * V_C = 3.182 \rightarrow V_{U \rightarrow d_{P_{DER.}}} < \phi * V_C \dots \text{CUMPLE LA CONDICION}$

A.2.- Diseño por flexión:

$\phi = 0.9$  ; *factor de reducción por flexión*

$$M_U = 0.026 \text{ Tn} - \text{m}$$

A.2.1.- Determinación del refuerzo vertical

\* Determinación del parámetro "  $R_U$  "

$$R_U = \frac{M_U * 10^5}{b_{DISEÑO} * (d_{P_{DER.}})^2} = 0.852 \text{ kg/cm}^2$$

\* Determinación de la cuantía de acero calculada "  $\rho_{CAL.}$  "

$$\rho_{CAL.} = \frac{(\phi * fy) - \sqrt{(\phi * fy)^2 - 4 \left( R_U (fy)^2 * \frac{0.59\phi}{f'c} \right)}}{2 \left( 0.59\phi * \frac{(fy)^2}{f'c} \right)} = 0.000226$$

\* Determinación del área de acero vertical calculada  $As_{V_{CAL.}}$

$$As_{V_{CAL.}} = \rho_{CAL.} * b_{DISEÑO} * d_{P_{DER.}} = 0.1 \text{ cm}^2$$

\* Determinación del área de acero mínimo vertical  $As_{V_{MIN.}}$

$$\rho_{MIN.} = 0.22 * \left( \frac{\sqrt{f'c} * \frac{c}{10.197}}{fy} \right) = 0.00242$$

Donde:

$$As_{V_{MIN.}} = \rho_{MIN.} * b_{DISEÑO} * d_{P_{DER.}} = 1.3 \text{ cm}^2$$

\* Determinación del área de acero vertical de diseño  $As_{V_{DISEÑO}}$

$$As_{V_{DISEÑO}} = 1.339 \text{ cm}^2$$

\* Determinación del espaciamiento del acero de diseño  $s'$

$$s'_{MIN} = 2.54 \text{ cm} ; s'_{MAX} = 40.00 \text{ cm} \quad ; \text{ Segun E. 060}$$

$$\left. \begin{array}{l} \phi_v = 1/4" = 6.35 \text{ mm} \\ As_{\phi_v} = 0.317 \text{ cm}^2 \quad \text{Area de la varilla a utilizar} \end{array} \right\} s' = b_{DISEÑO} * \left( \frac{As_{\phi_v}}{As_{V_{DISEÑO}}} \right) = 23.653 \text{ cm}$$

$\therefore$  USAR:  $\phi_v$  1/4" @ 24.00 cm

A.2.2.- Determinación del refuerzo horizontal  $\rho_{MIN.}$

\* Determinación de la cuantía mínima del acero horizontal

$$\phi_v \leq 5/8" \quad y \quad fy \geq 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad \rightarrow \quad \rho_{MIN.} = 0.0020 ; \text{ Segun RN3 - E. 060}$$

\* Determinación del área de acero horizontal interior  $As_{H_{INT.}}$

$$As_H = \rho_{MIN.} * H_{CONT.} * d_{P_{DER.-T}} = 0.978 \text{ cm}^2$$

$$As_{H_{INT.}} = \frac{1}{3} * As_H = 0.326 \text{ cm}^2$$

\* Determinación del espaciamiento del acero horizontal Int. S'

$$S'_{MIN} = 2.54 \text{ cm} ; S'_{MAX} = 40.00 \text{ cm} \quad ; \text{ Segun E. 060}$$

$$\phi_v = 1/4" = 6.35 \text{ mm}$$

$$AS_{\phi_v} = 0.317 \text{ cm}^2 \quad \text{Area de la varilla a utilizar}$$

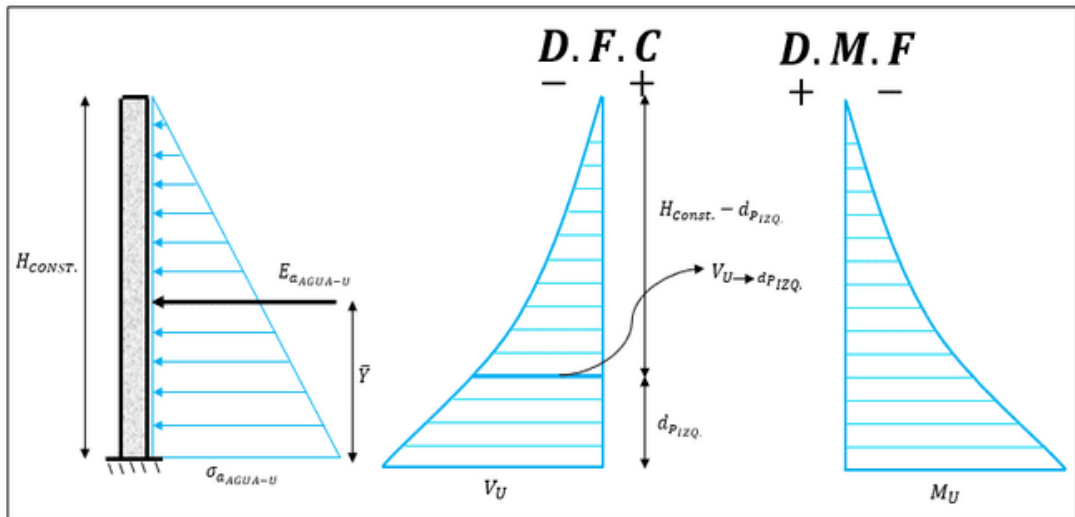
$$S' = b_{DISEÑO} * \left( \frac{AS_{\phi_v}}{AS_{V_{INTERIOR}}} \right) = 97.170 \text{ cm}$$

∴ USAR:  $\phi_v$  1/4" @ 40.00 cm

B) Determinación del refuerzo en la pared izquierda del canal.

**Figura 71**

*Esfuerzos pared izquierda*



*Nota: Empuje del terreno hacia la losa del canal de riego y diagrama de momentos y cortantes*

$$b_{DISEÑO} = 1.00 \text{ m} ; \text{ ancho de diseño}$$

$$\gamma_{AGUA} = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} ; \text{ peso específico del agua}$$

$$d_{P1ZQ} = 8.524 \text{ cm} ; \text{ peralte efectivo de la pared izquierda del canal}$$

$$r_{agua} = 0.04 \text{ m} ; \text{ recubrimiento min. frente al contacto del agua}$$

$$F'C = \frac{210 \text{ kg}}{\text{cm}^2} ; \text{ resistencia a la compresión del concreto}$$

$$F_y = \frac{4200 \text{ kg}}{\text{cm}^2} ; \text{ esfuerzo de fluencia del acero}$$

Donde:

$$\sigma_{a_{AGUAU}} = 1.4 * \gamma_{agua} * H_{AGUA} = 0.56 \text{ Tn/m}^2$$

$$E_{a_{aguaU}} = \sigma_{a_{aguaU}} * \frac{H_{agua}}{2} = 0.112 \text{ Tn/m}$$

$$H_{AGUA} = 0.40 \text{ m} ; \text{ altura considerando el tirante maximo}$$

$$F_{a_{aguaU}} = E_{a_{aguaU}} * 1 \text{ m} = 0.112 \text{ Tn}$$

$$\bar{Y} = \frac{H_{AGUA}}{3} = 0.133 \text{ m}$$

- Cortante Ultimo:

$$V_U = F'_{a_{AGUA_U}} = 0.112 \text{ Tn}$$

- Momento Ultimo:

$$* M_u = 1.4 * \left( \gamma_{AGUA} * \frac{H_{CONST.}^3}{6} * 1m \right) = 0.015 \text{ Tn} - m$$

B.1.- Verificación por cortante: se realizará a una distancia " $d_{P_{DER.}}$ " de la base de la pared derecha

$$\phi = 0.85 ; \text{factor de reduccion por corte}$$

$$V_{U \rightarrow d_{P_{DER}}} = 1.4 * (\gamma_{AGUA} * 1m * \frac{(H_{CONST.} - d_{P_{IZQ.}})^2}{2}) = 0.069 \text{ Tn}$$

$$V_C = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_{DISEÑO} * d_{P_{DER.}} * 10 = 6.547 \text{ Tn}$$

Donde:

$$\phi * V_C = 5.565 \quad \rightarrow \quad V_{U \rightarrow d_{P_{DER}}} < \phi * V_C \quad \dots \text{CUMPLE LA CONDICION}$$

B.2.- Diseño por flexión:

$$\phi = 0.9 ; \text{factor de reduccion por flexion}$$

$$M_U = 0.015 \text{ Tn} - m$$

B.2.1.- Determinación del refuerzo vertical

\* Determinación del parámetro " $R_U$ "

$$R_U = \frac{M_U * 10^5}{b_{DISEÑO} * (d_{P_{IZQ.}})^2} = 0.206 \text{ kg/cm}^2$$

\* Determinación de la cuantía de acero calculada " $\rho_{CAL.}$ "

$$\rho_{CAL.} = \frac{(\phi * fy) - \sqrt{(\phi * fy)^2 - 4 \left( R_U (fy)^2 * \frac{0.59\phi}{f'c} \right)}}{2 \left( 0.59\phi * \frac{(fy)^2}{f'c} \right)} = 0.000054$$

\* Determinación del área de acero vertical calculada  $As_{V_{CAL.}}$

$$As_{V_{CAL.}} = \rho_{CAL.} * b_{DISEÑO} * d_{P_{IZQ.}} = 0.05 \text{ cm}^2$$

\* Determinación del área de acero mínimo vertical  $As_{V_{MIN.}}$

$$\rho_{MIN.} = 0.22 * \left( \frac{\sqrt{f'c}}{fy} \right) = 0.00242$$

Donde:

$$As_{V_{MIN.}} = \rho_{MIN.} * b_{DISEÑO} * d_{PIZQ.} = 2.066 \text{ cm}^2$$

\* Determinación del área de acero vertical de diseño  $As_{V_{DISEÑO}}$

$$As_{V_{DISEÑO}} = 2.066 \text{ cm}^2$$

\* Determinación del espaciamiento del acero de diseño  $s'$

$$s'_{MIN} = 2.54 \text{ cm} ; s'_{MAX} = 40.00 \text{ cm} \quad ; \text{Segun E. 060}$$

$$\left. \begin{array}{l} \phi_v = 1/4" = 6.35 \text{ mm} \\ As_{\phi_v} = 0.317 \text{ cm}^2 \quad \text{Area de la varilla a utilizar} \end{array} \right\} s' = b_{DISEÑO} * \left( \frac{As_{\phi_v}}{As_{V_{DISEÑO}}} \right) = 15.328 \text{ cm}$$

$\therefore \text{USAR: } \phi_v \text{ 1/4" @ 15.00 cm}$

B.2.2.- Determinación del refuerzo horizontal  $\rho_{MIN.}$

\* Determinación de la cuantía mínima del acero horizontal

$$\phi_v \leq 5/8" \quad y \quad fy \geq 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad \rightarrow \quad \rho_{MIN.} = 0.0020 ; \text{Segun RN3 - E. 060}$$

\* Determinación del área de acero horizontal interior  $As_{H_{INT.}}$

$$As_H = \rho_{MIN.} * H_{AGUA.} * d_{PIZQ.-T} = 0.789 \text{ cm}^2$$

$$As_{H_{INT.}} = \frac{1}{3} * As_H = 0.263 \text{ cm}^2$$

\* Determinación del espaciamiento del acero horizontal Int.  $s'$

$$s'_{MIN} = 2.54 \text{ cm} ; s'_{MAX} = 40.00 \text{ cm} \quad ; \text{Segun E. 060}$$

$$\left. \begin{array}{l} \phi_v = 1/4" = 6.35 \text{ mm} \\ As_{\phi_v} = 0.317 \text{ cm}^2 \quad \text{Area de la varilla a utilizar} \end{array} \right\} s' = b_{DISEÑO} * \left( \frac{As_{\phi_v}}{As_{V_{INTERIOR}}} \right) = 120.434 \text{ cm}$$

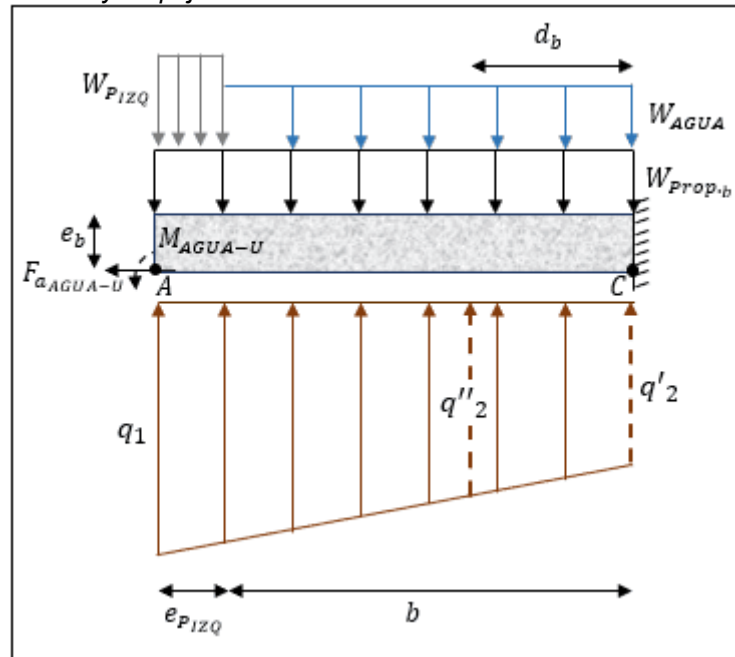
$\therefore \text{USAR: } \phi_v \text{ 1/4" @ 40.00 cm}$



C) Determinación de refuerzo en la losa del canal.

Figura 72

Cargas por gravedad y empuje del terreno hacia la losa



Nota: Cargas distribuidas en la losa del canal

$$H_{CONST.} = 0.50 \text{ m ; altura hidraulica del canal de riego}$$

$$b_{DISEÑO} = 1.00 \text{ m ; ancho de diseño}$$

$$B = 0.90 \text{ m ; base total del canal de riego}$$

$$\gamma_{AGUA} = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} ; \text{ peso especifico del agua}$$

$$\gamma_{C.A} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} ; \text{ peso especifico del concreto armado}$$

$$e_{PIZQ.} = 13.00 \text{ cm ; espesor de la pared izquierda del canal}$$

$$e_{PDER.} = 13.00 \text{ cm ; espesor de la pared derecha del canal}$$

$$b = 64.00 ; \text{ base hidraulica del canal}$$

$$e_b = 20.00 \text{ cm ; espesaro de la losa del canal}$$

$$d_b = 12.524 \text{ cm ; peralte efectivo de la losa del canal}$$

$$r_{suelo} = 7.00 \text{ cm ; recubrimiento min. frente al contacto con el suelo}$$

$$r_{agua} = 0.04 \text{ m ; recubrimiento min. frente al contacto del agua}$$

$$q_1 = \sigma_1 * 1\text{m} = 1.402 \frac{\text{Tn}}{\text{m}} ; \text{ esfuerzo del terreno en condicion de servicio}$$

$$q_2 = \sigma_2 * 1\text{m} = 0.962 \frac{\text{Tn}}{\text{m}} ; \text{ esfuerzo del terreno en condicion de servicio}$$

$$F_{a_{aguaU}} = E_{a_{aguaU}} * 1\text{m} = 0.175 \text{ Tn}$$

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

Donde:

$$M_{AGUA-U} = F_{a_{AGUA-U}} * (H_{AGUA} + e_b) = 0.064 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$W_{AGUA} = 1\text{m} * \gamma_{AGUA} * H_{CONST.} = 0.50 \text{ Tn/m}$$

$$W_{Prop.b} = 1\text{m} * \gamma_{C^{\circ}A^{\circ}} * e_b = 0.480 \text{ Tn/m}$$

$$W_{P_{IZQ}} = 1\text{m} * \gamma_{C^{\circ}A^{\circ}} * H_{CONST.} = 1.20 \text{ Tn/m}$$

$$q'_2 = q_2 + \left( \frac{q_1 - q_2}{B} * e_{P_{DER.}} \right) = 1.026 \text{ Tn/m}$$

$$q''_2 = q_2 + \left( \frac{q_1 - q_2}{B} * (e_{P_{DER.}} + d_b) \right) = 1.087 \text{ Tn/m}$$

• Cortante Ultimo:

$$V_U = 1.7 * \left( q'_2 (e_{P_{IZQ.}} + b) + (q_1 - q'_2) \frac{(e_{P_{IZQ.}} + b)}{2} \right) - 1.4 * \left( (W_{AGUA} * b) + W_{Prop.b} (e_{P_{IZQ.}} + b) + W_{P_{IZQ}} (e_{P_{IZQ.}}) \right) \\ = 0.405 \text{ Tn}$$

• Momento Ultimo:

$$M_U = 1.7 \left( \frac{q'_2 (e_{P_{IZQ.}} + b)^2}{2} + \frac{(q_1 - q'_2) (e_{P_{IZQ.}} + b)^2}{6} \right) - \\ 1.4 \left( \left( W_{AGUA} * \frac{b^2}{2} \right) + \frac{W_{Prop.b} (e_{P_{IZQ.}} + b)^2}{2} + \left( W_{P_{IZQ}} (e_{P_{IZQ.}}) \left( \frac{e_{P_{IZQ.}}}{2} + b \right) \right) \right) - M_{AGUA-U}$$

$$M_u = 0.019 \text{ Tn} - \text{m}$$

C.1.- Verificación por cortante: se realizará a una distancia " $d_{P_{DER.}}$ " de la base de la pared derecha

$$\phi = 0.85 ; \text{ factor de reduccion por corte}$$

$$X'' = e_{P_{IZQ.}} + b - d_b = 64.476 \text{ cm}$$

$$V_{U \rightarrow d_b} = 1.7 * \left( q'_2 (X'') + (q_1 - q'_2) \frac{(X'')}{2} \right) - 1.4 * \left( (W_{AGUA} * (b - d_b)) + W_{Prop.b} (X'') + W_{P_{IZQ}} (e_{P_{IZQ.}}) \right) = 0.319 \text{ Tn}$$

$$V_C = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_{DISEÑO} * d_b * 10 = 6.156 \text{ Tn}$$

$$\phi * V_C = 5.233 \text{ Tn} \rightarrow V_{U \rightarrow d_b} < \phi * V_C \dots \text{ CUMPLE LA CONDICION}$$

C.2.1.- Determinación del refuerzo inferior

\* Determinación del parámetro "  $R_U$  "

$$R_U = \frac{M_U * 10^5}{b_{DISEÑO} * (d_b)^2} = 0.124 \text{ kg/cm}^2$$

\* Determinación de la cuantía de acero calculada "  $\rho_{CAL.}$  "

$$\rho_{CAL.} = \frac{(\phi * fy) - \sqrt{(\phi * fy)^2 - 4 \left( R_U (fy)^2 * \frac{0.59\phi}{f'c} \right)}}{2 \left( 0.59\phi * \frac{(fy)^2}{f'c} \right)} = 0.000033$$

\* Determinación del área de acero inferior calculada  $As_{I_{CAL.}}$

$$As_{I_{CAL.}} = \rho_{CAL.} * b_{DISEÑO} * d_b = 0.0412 \text{ cm}^2$$

\* Determinación del área de acero mínimo inferior  $As_{I_{MIN.}}$

$$\rho_{MIN.} = 0.22 * \left( \frac{\sqrt{f'c * \frac{c}{10.197}}}{fy} \right) = 0.0024$$

Donde:

$$As_I = \rho_{MIN.} * b_{DISEÑO} * d_b = 3.036 \text{ cm}^2$$

\* Determinación del área de acero inferior de diseño  $As_{I_{DISEÑO}}$

$$As_{I_{DISEÑO}} = 3.036 \text{ cm}^2$$

\* Determinación del espaciamiento del acero de diseño  $s'$

$$s'_{MIN} = 2.54 \text{ cm}; s'_{MAX} = 40.00 \text{ cm} \quad ; \text{ Segun E.060}$$

$$\left. \begin{array}{l} \phi_v = 3/8" = 9.53 \text{ mm} \\ As_{\phi_v} = 0.713 \text{ cm}^2 \quad \text{Area de la varilla a utilizar} \end{array} \right\} s' = b_{DISEÑO} * \left( \frac{As_{\phi_v}}{As_{V_{DISEÑO}}} \right) = 23.473 \text{ cm}$$

$\therefore$  USAR:  $\phi_v$  3/8" @ 23.00 cm

### C.2.2.- Determinación del refuerzo superior

\* Determinación del área de acero mínimo superior  $\rho_{MIN.}$

$$\rho_{MIN.} = 0.22 * \left( \frac{\sqrt{f'c * \frac{c}{10.197}}}{fy} \right) = 0.0024$$

\* Determinación del área de acero superior  $As_{SUPERIOR}$

$$As_{SU} = 1.795 \text{ cm}^2$$

\* Determinación del espaciamiento del acero de diseño  $s'$

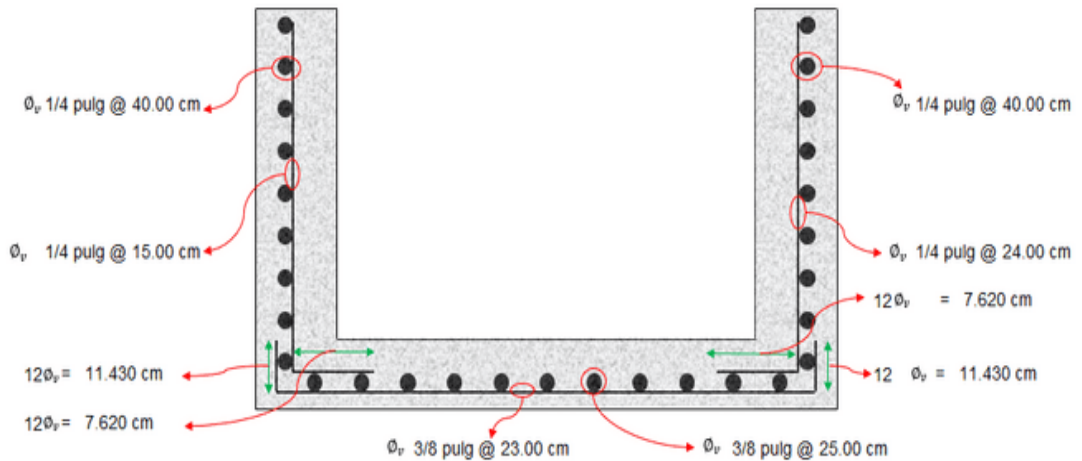
$$s'_{MIN} = 2.54 \text{ cm}; s'_{MAX} = 40.00 \text{ cm} \quad ; \text{ Segun E.060}$$

$$\left. \begin{aligned} \phi_v &= 3/8" = 9.53 \text{ mm} \\ A_{s\phi_v} &= 0.713 \text{ cm}^2 \quad \text{Area de la varilla a utilizar} \end{aligned} \right\} S' = b * \left( \frac{A_{s\phi_v}}{A_{s_{SUP}}} \right) = 25.405 \text{ cm}$$

$\therefore$  USAR:  $\phi_v$  3/8" @ 25.00 cm

### G) Detalle de los refuerzos

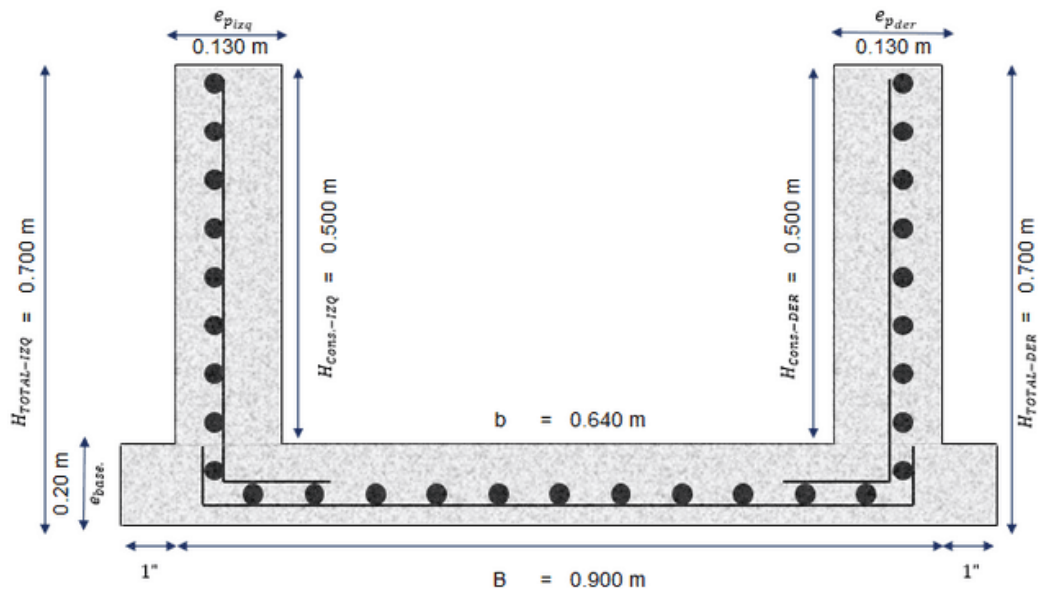
**Figura 73**  
Detalle de refuerzos



*Nota: Detalles de aceros resultantes de acuerdo al diseño del canal*

### H) Detalle de la sección del canal por proceso constructivo

**Figura 74**  
Detalle de sección de canal



*Nota: Longitudes determinadas por el cálculo del canal de riego*

**F. Paso 6:** Se realizó el cálculo de cargas para la asignación en el programa Sap2000.

6.-Calculo de cargas del canal para el diseño de juntas en el programa SAP2000

$$\gamma_s = 17367 \frac{kg}{m^3}; \text{Peso específico del suelo}$$

Datos:

$$\gamma_{SAT} = 0 \frac{kg}{m^3}; \text{Peso unitario del material bajo agua}$$

$$\phi = 2240^\circ; \text{Angulo de fricción interna}$$

$$\sigma_c = 1.17 \frac{kg}{cm^2}; \text{Capacidad portante del terreno seco}$$

$$\sigma_s = 0.00 \frac{kg}{cm^2}; \text{Capacidad portante del terreno saturado}$$

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

$$F'C = \frac{210kg}{cm^2}; \text{resistencia a la compresión del concreto}$$

$$F_y = \frac{4200 kg}{cm^2}; \text{esfuerzo de fluencia del acero}$$

$$\gamma_{C.A} = 2400 \frac{kg}{m^3}; \text{peso específico del concreto armado}$$

$$r_{agua} = 0.04 m; \text{recubrimiento min. frente al contacto del agua}$$

$$r_{suelo} = 7.00 cm; \text{recubrimiento min. frente al contacto con el suelo}$$

$$\lambda_n = 1 - \text{Sen}\phi = 0.62; \text{Factor de presión neutra sobre el terreno}$$

$$h = 0.50 m; \text{Altura de agua}$$

$$B = 0.90 m; \text{Base}$$

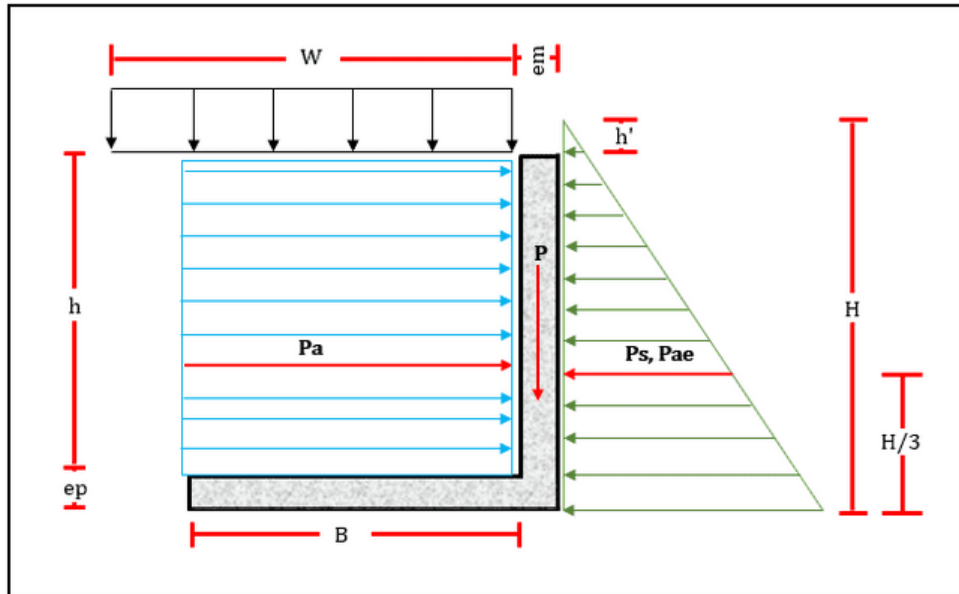
$$e_p = 0.20 m; \text{Espesor del piso}$$

$$e_m = 0.13 m; \text{Espesor de pared lateral}$$

$$h' = 0.60 m; \text{Altura de sobrecarga}$$

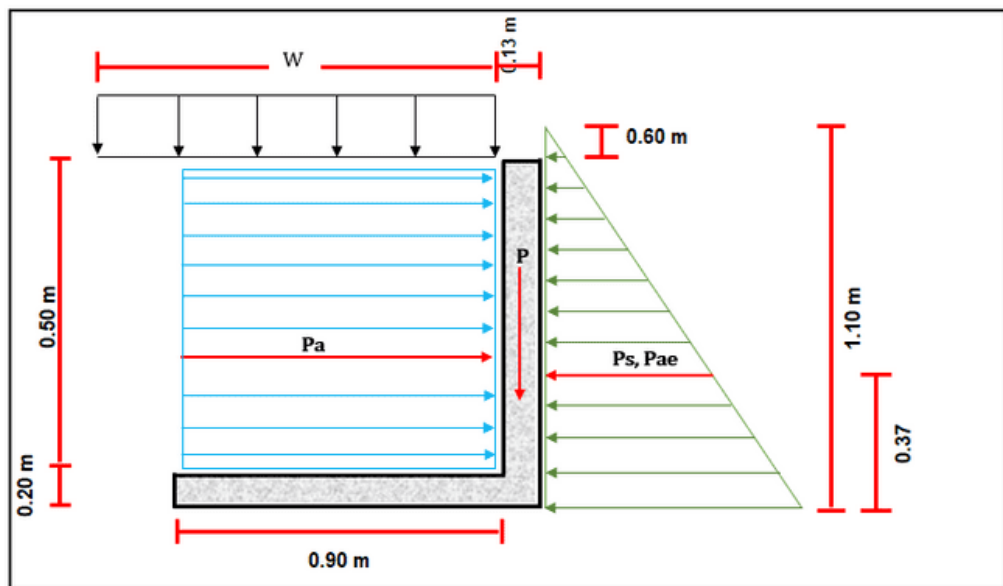
$$H = 1.10 m; \text{Altura total}$$

**Figura 75**  
Detalle de cargas que actúan en el canal



*Nota: Cargas hidrológicas y empujes del terreno que soporta la pared del canal y la losa*

**Figura 76**  
Detalle de cargas que actúan en el canal, con longitudes



*Nota: Cargas hidrológicas y empujes del terreno que soporta la pared del canal y la losa*

B) Determinación de las presiones del canal.

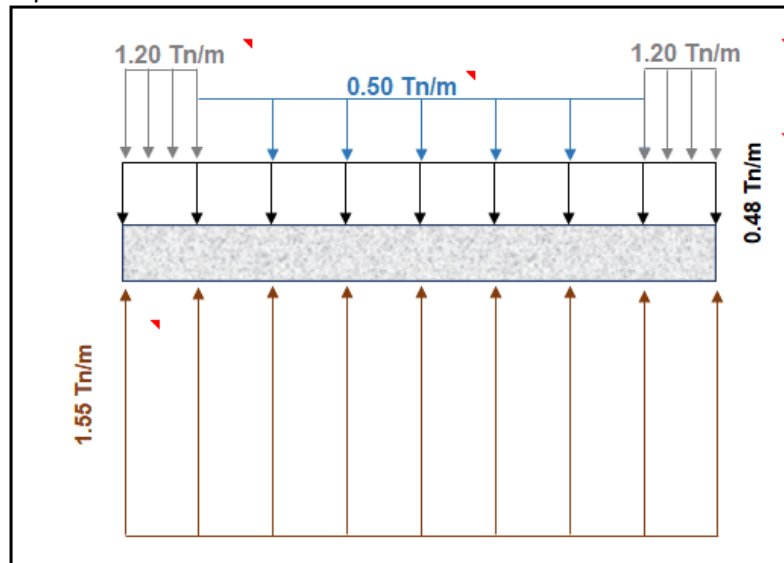
$$P_s = 0.5 * \lambda_n * \gamma_s * H^2 = 0.61 \text{ Tn/m}^2$$

$$P_a = \sigma_{a_{agua-u}} * \frac{H_{agua}}{2} = 0.18 \text{ Tn/m}^2$$

$$P = e_m * h * \gamma_c = 1.20 \text{ Tn/m}$$

$$W_{AGUA} = 1m * \gamma_{AGUA} * H_{CONST.} = 0.50 \text{ Tn/m}$$

**Figura 77**  
Detalle de cargas que actúan en el canal



Nota: Cargas distribuidas en la losa del canal

B) Determinación del empuje dinámico horizontal del suelo sobre el muro (presión sísmica).

Mediante:

$$P_{ae} = k_{ae} \left( (1 - k_v) - k_a \right) * \gamma_s * H_s \quad \text{Metodo Mononobe - Okabe}$$

Donde:

$$k_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \psi - \alpha)}{\cos\psi \cos^2\alpha \cos(\psi + \alpha + \delta) \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \psi - \beta)}{\cos(\delta - \psi - \alpha) \cos(-\beta + \alpha)}} \right)^2} \quad ; \text{ para la presión activa de la tierra}$$

$$k_{pe} = \frac{\cos^2(\phi - \psi + \alpha)}{\cos\psi \cos^2\alpha \cos(\psi - \alpha + \delta) \left( 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \psi + \beta)}{\cos(\delta + \psi - \alpha) \cos(\beta - \alpha)}} \right)^2} \quad ; \text{ para la presión pasiva de la tierra}$$

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cos(\delta + \theta) \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \alpha)}} \right)^2} \quad ; \text{ Coulomb - Empuje en condición estática}$$

$$k_v = \frac{4}{9} * Z * F_a \quad ; \left\{ \begin{array}{l} z = \text{factor de zona} \\ F_a = \text{Factor de Amplificación Sísmica} \end{array} \right.$$

Datos:

$\phi = 22.40^\circ$  ; Angulo de friccion interna del suelo

$\delta = 11.20^\circ$  ; Angulo de friccion de la estructura

$\alpha = 45.00^\circ$  ; Inclination de la cara posterior de la estructura

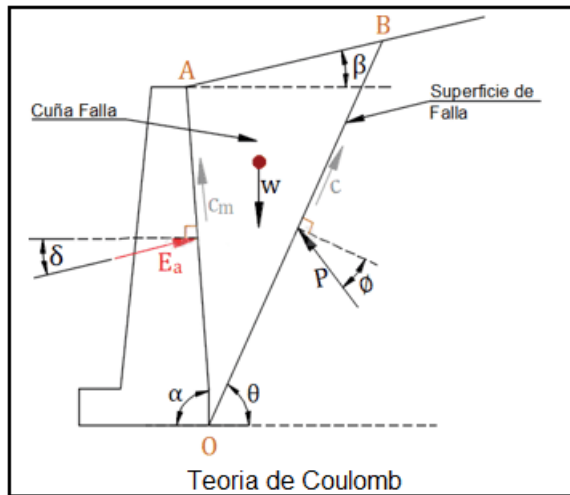
$\beta = 37.00^\circ$  ; Inclination de la pendiente  $\psi \leq \phi - \beta$  ; Si, la presion es activa de la tierra

$\psi = -14.60^\circ$  ; Angulo de inercia sismico

$\psi \leq \phi + \beta$  ; Si, la presion es pasiva de la tierra

**Figura 78**

Teoría de Coulomb



Nota: Puntos de Inercia y fuerzas sobre un muro voladizo

Fuente: Kramer 1996

Donde:

$$P_A = \frac{1}{2} * K_A * \gamma * H^2 = 0.10 \frac{Tn}{m^2} ; \text{Empuje Activo}$$

$$k_{ae} = 2.7102$$

$$k_a = 0.4839$$

$$k_v = 0.2778$$

$$P_{ae} = 2.68 * ((1 - 0.28) - 0.49) * 1.73 * 0.50 = 0.53 \text{ Tn/m}^2$$

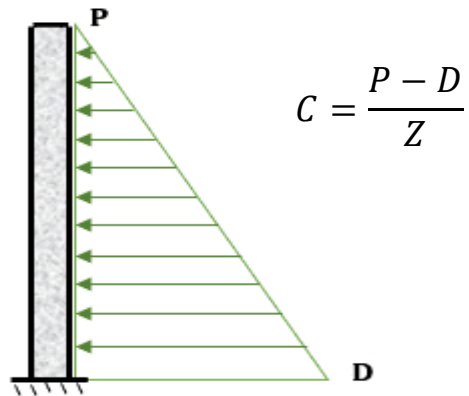
$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{ae} = 0.65 \frac{Tn}{m^2} = 0.63 \text{ Tn/m}^2 ; \text{Empuje de Sismo}$$

C) Determinación de patrón de carga triangular para asignación en el muro del programa SAP2000

$$P = AX + BY + CZ + D$$

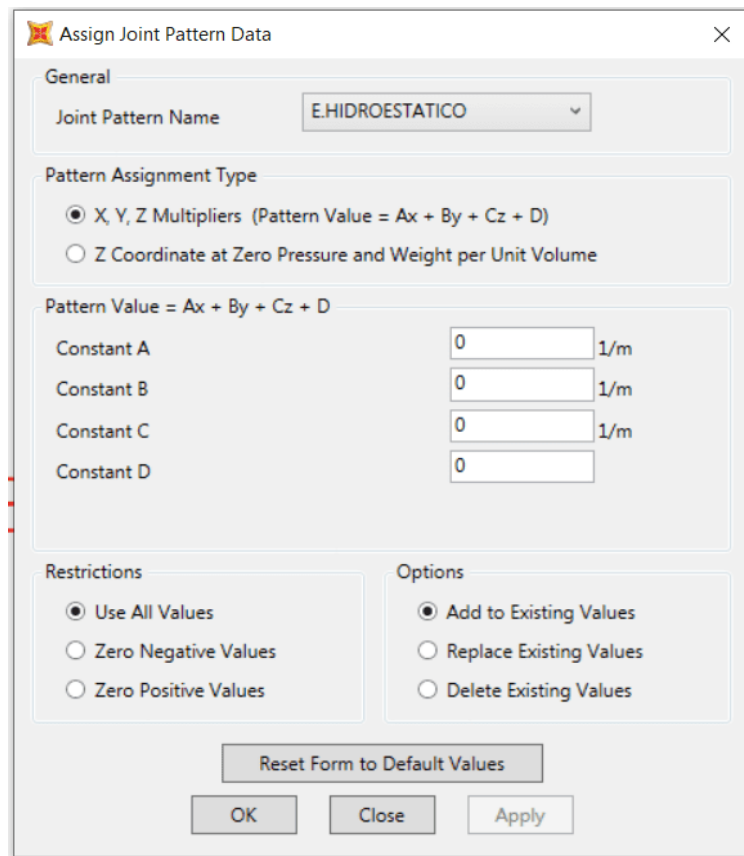


**Figura 79**  
Carga triangular



Nota: Carga triangular y puntos que se toman para poder asignar la carga

**Figura 80**  
Asignación de carga triangular, programa Sap2000



Nota: Formato del programa para asignar carga triangular de empuje

Donde:

$$PS = 0.61 \text{ Tn/m}^2 \quad \longrightarrow \quad D = 0.61 \text{ Tn/m}^2$$

$$C = \frac{0 - 0.61}{0.50} = -1.23$$

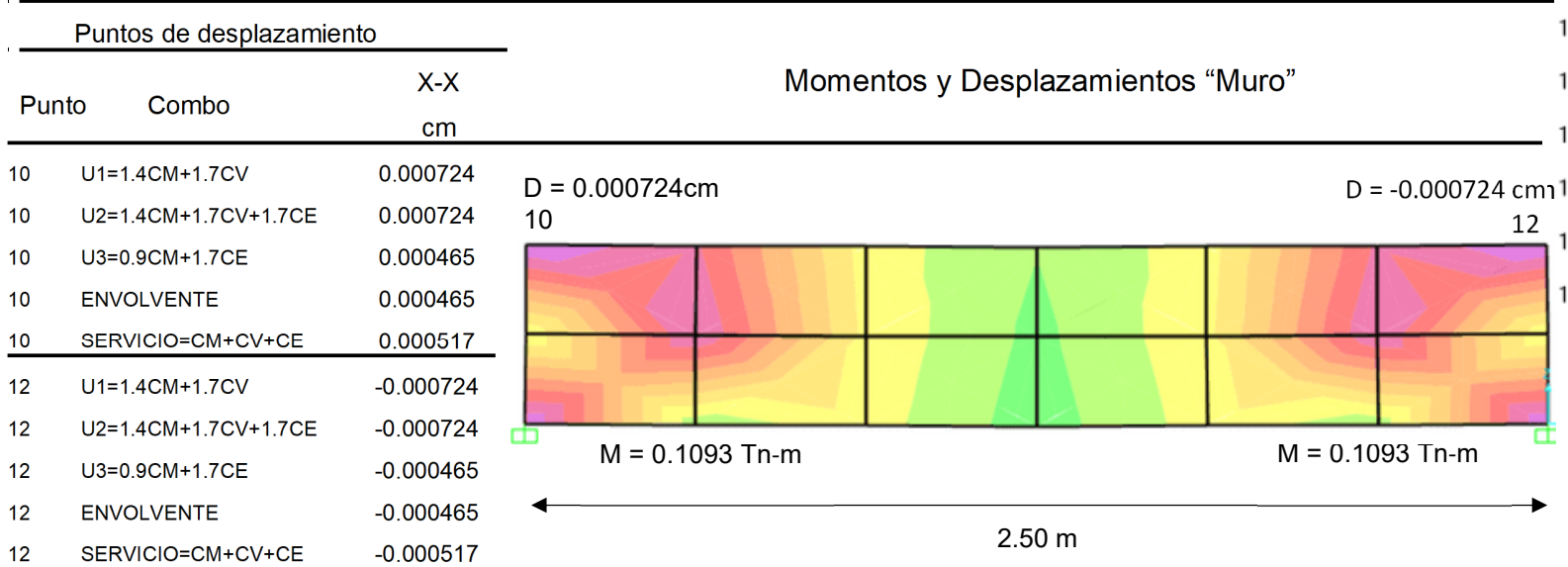
$$Pae = 0.63 \text{ Tn/m}^2 \quad \longrightarrow \quad D = 0.65 \text{ Tn/m}^2$$

$$C = \frac{0 - 0.63}{0.50} = -1.26$$

G. Paso 7: Se demostró de acuerdo a los resultados de los momentos y desplazamientos en cada punto de la estructura que la hipótesis es correcta, según los datos obtenidos del programa sap2000.

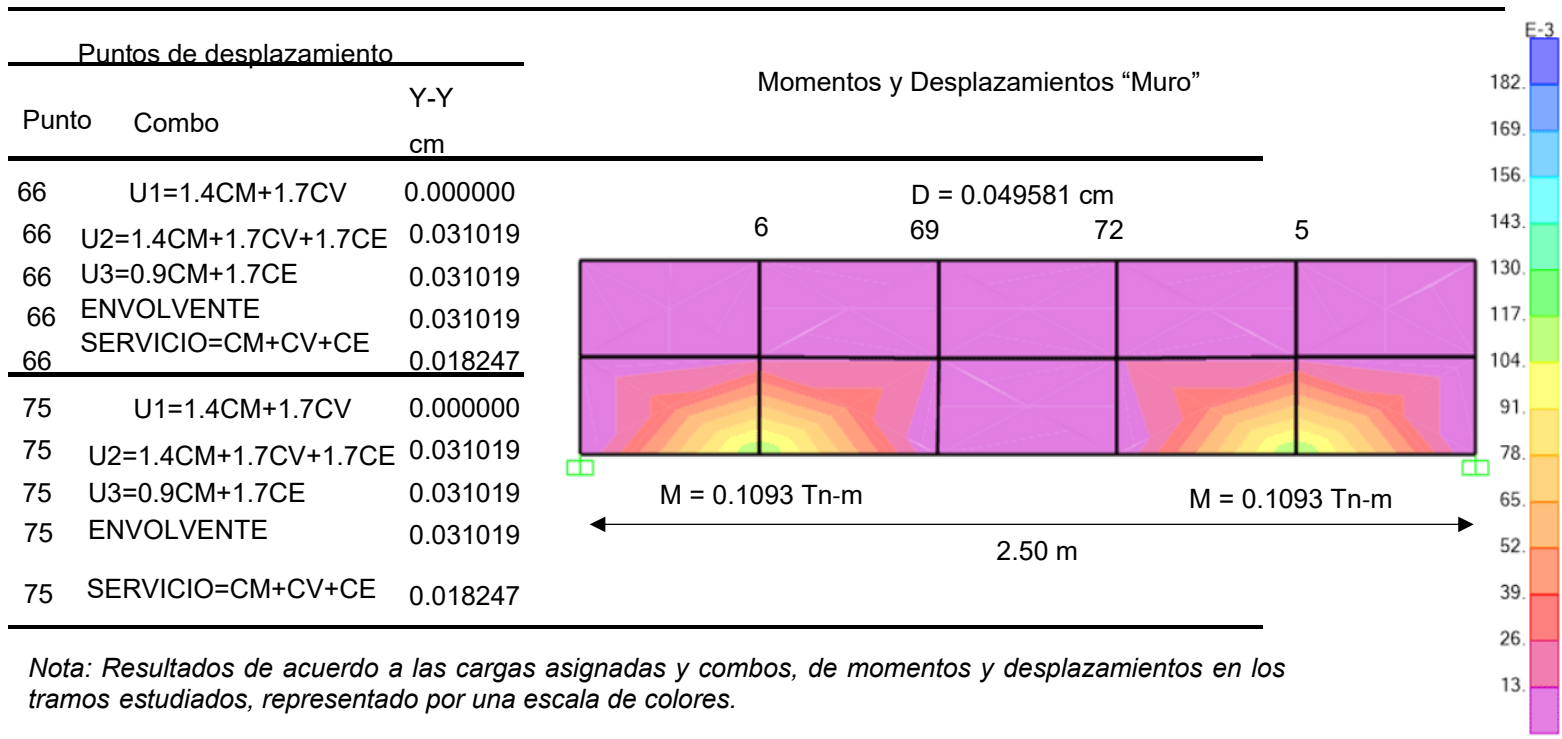
7.Resultados del análisis por el programa SAP2000

**Tabla 50**  
**Diagrama de Momentos y desplazamientos**



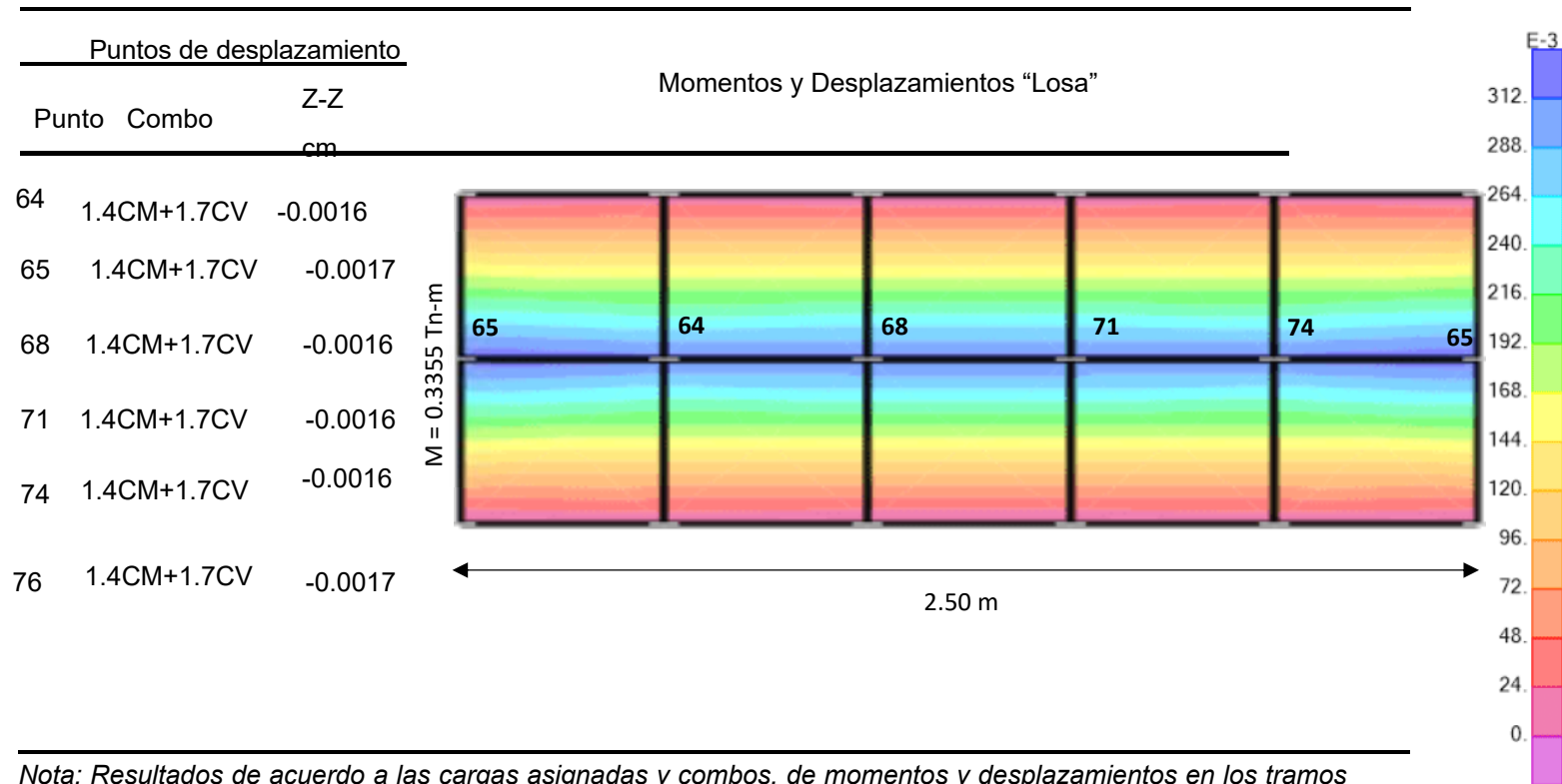
*Nota: Resultados de acuerdo a las cargas asignadas y combos, de momentos y desplazamientos en los tramos estudiados, representado por una escala de colores.*

**Tabla 51**  
*Diagrama de Momentos y desplazamientos*



*Nota: Resultados de acuerdo a las cargas asignadas y combos, de momentos y desplazamientos en los tramos estudiados, representado por una escala de colores.*

**Tabla 52**  
*Diagrama de Momentos y desplazamientos*

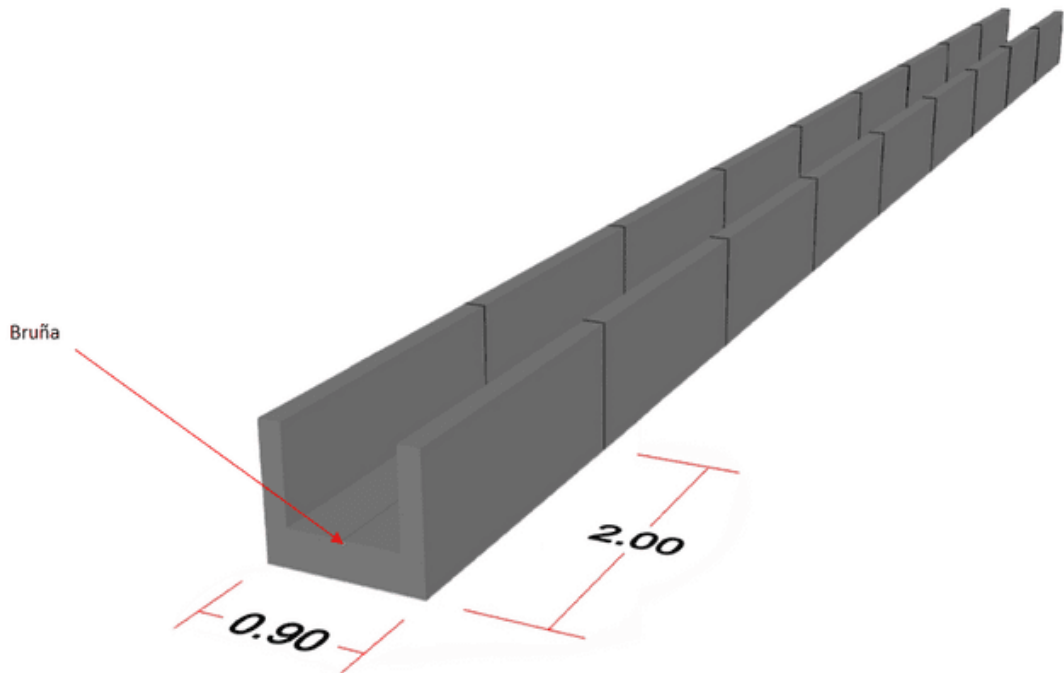


*Nota: Resultados de acuerdo a las cargas asignadas y combos, de momentos y desplazamientos en los tramos estudiados, representado por una escala de colores.*

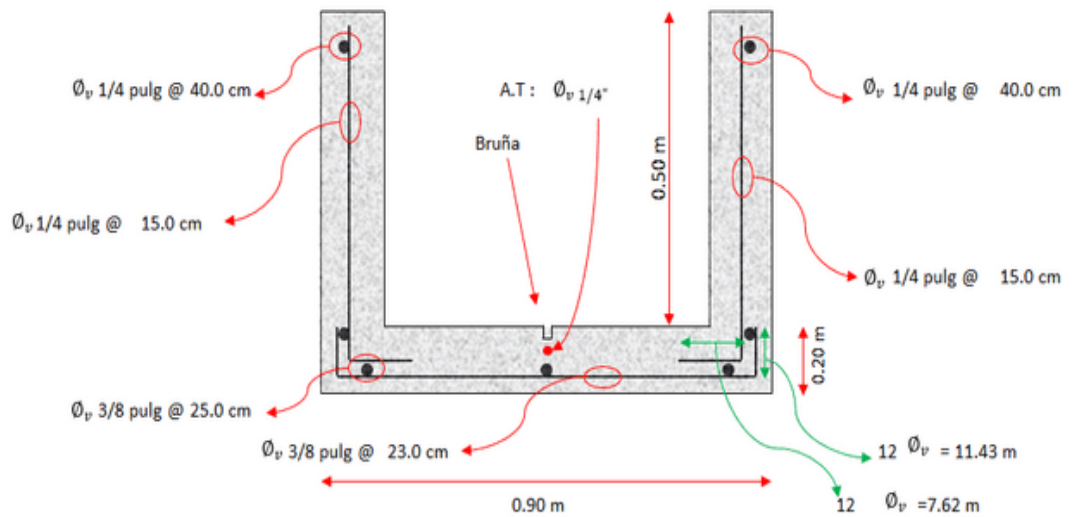
H. Paso 8: Diseño del canal ya concluido de acuerdo a los datos obtenidos de los cálculos.

## 8. RESULTADOS

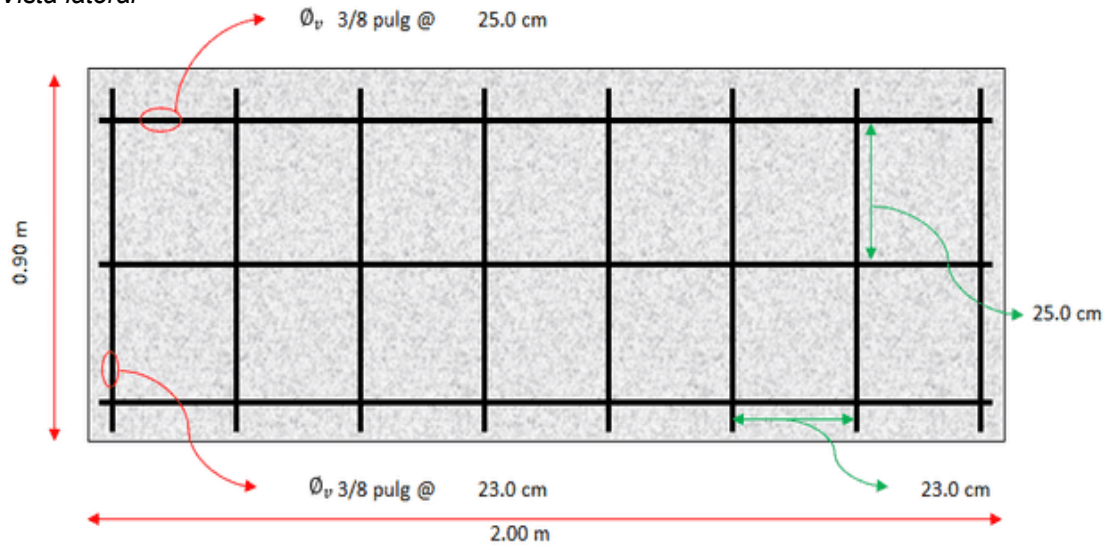
**Figura 81**  
*Diseño del canal*



**Figura 82**  
*Vista frontal*

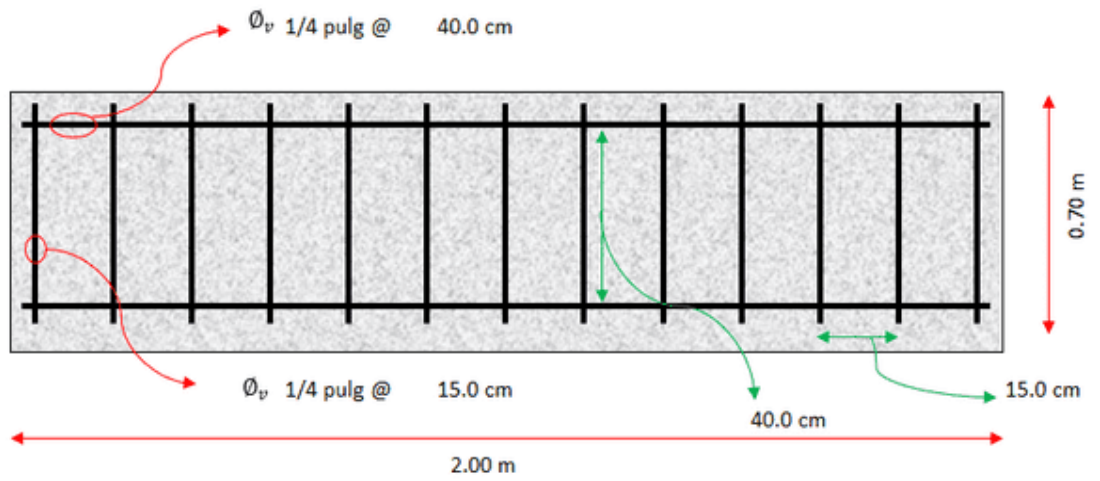


**Figura 83**  
*Vista lateral*



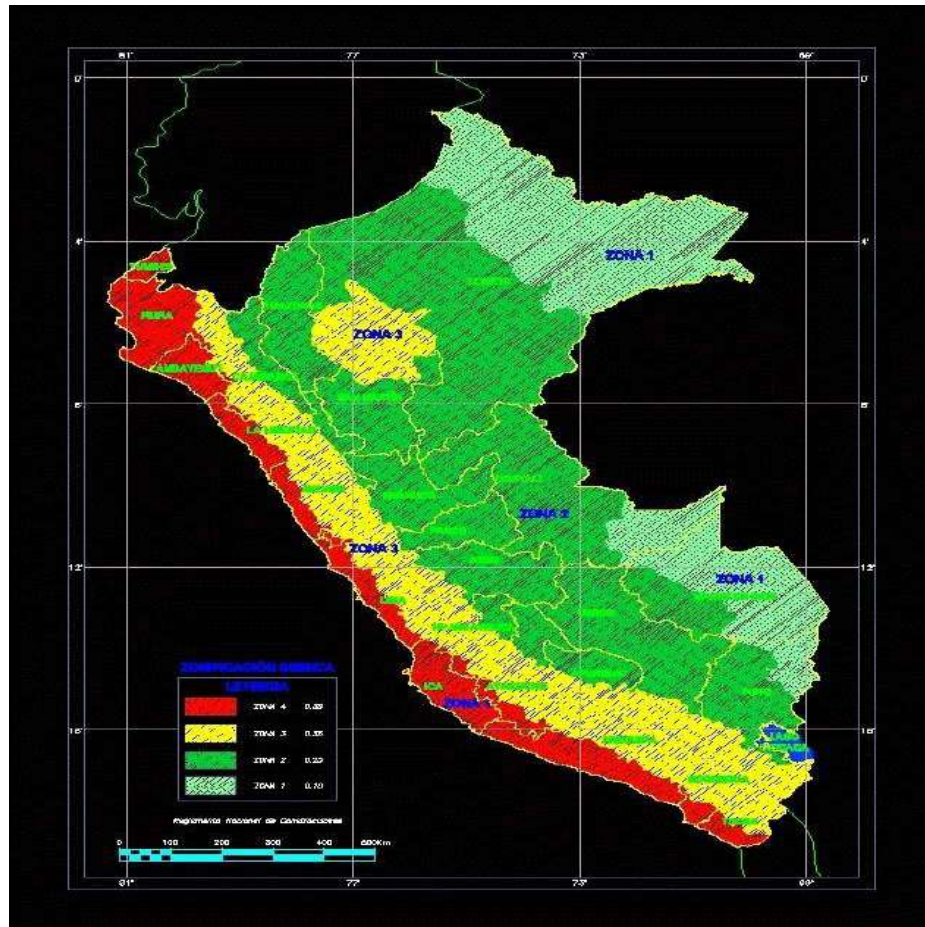
Vista en planta de la losa

**Figura 84**  
*Vista en planta de losa*



## 9. Datos Sismicos

**Figura 85**  
Zonificación del Perú



Fuente: RNE, 2019

a. Zonificación E.030

Departamento: Huánuco

Provincia: Ambo

Distrito: Tomayquichua

Zona Sísmica: 2

$Z = 0.25 g$

b. Condiciones Geotécnicas

Perfil de Suelo Tipo: S2 "Suelos intermedios rígidos, arena densa, gruesa a media o grava arenosa medianamente densa, suelo cohesivo compacto.



Tipo = Suelo Intermedio       $V_s = 180 \text{ m/s a } 500 \text{ m/s}$   
 $S = 1.20$                        $N_{60} = 15 \text{ a } 50$   
 $TP = 0.60$                        $S_u = 50 \text{ kpa a } 100 \text{ kpa}$   
 $TL = 2.00$                        $q_u = 1 \text{ kg/cm}^2 \text{ a } 0.5 \text{ kg/cm}^2$

c. Categoría

Categoría de la estructura: C.Comunes "Edificaciones comunes cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.

Tipo de Estructura: C.Otros

$U = 1.0$

d. Sistema Estructural y Restricciones de Irregularidad

Sistema Estructural: Cualquier sistema

Restricciones de Irregularidad: No se permite irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total.

e. Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas

Material: Concreto Armado

Sistema Estructural: Muros Estructurales

$R_{0X} = 6$

f. Factores de Irregularidad

Irregularidad en Altura  $I_a$ : Regular – Sistema Estructural Continuo

$I_{ax} = 1.00$

Irregularidad en Planta  $I_p$ : Regular – Sistema Estructural Simétrico

$I_{px} = 1.00$

g. Coeficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas

$R_X = R_{0X} * I_{ax} * I_{px} = 6$

#### h. Periodo Fundamental de Vibracion

Elementos Resistentes en la Direccion considerada: Edificios de concreto armado duales, de muros estructurales.

Coeficiente para estimar el periodo fundamental:

$$CTX = 60$$

Altura total de la edificacion:

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

Periodo fundamental de vibracion:

$$TX = 0.008 \text{ s}$$

Factor de Ampliacion Sismica C:

$$TP = 0.60 \text{ s}$$

$$T < T_p \quad C = 2,5$$

$$T = 2.00 \text{ s}$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T_x = 0.008 \text{ s}$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$$

$$C_x = 2.50$$

## 4.2 CONTRASTACION DE HIPOTESIS

Ha: La evaluación y análisis para el diseño de juntas en canales de sección rectangular, se podrá mejorar su eficiencia y durabilidad en los tramos del sistema de riego canchan lindero, tomaykichwa.

La evaluación y análisis de los tramos críticos, en el cual se encontraron fisuración por la falta de diseño estructural del canal, nos dio como resultado los momentos y desplazamientos, lo cual nos permitió mejorar el diseño de juntas para su durabilidad y eficiencia de este, según el diagrama de esfuerzos que nos da el programa SAP2000 donde podemos determinar los puntos críticos donde se deben hacer las juntas de dilatación, para su buena trabajabilidad en casos de movimientos sísmicos.

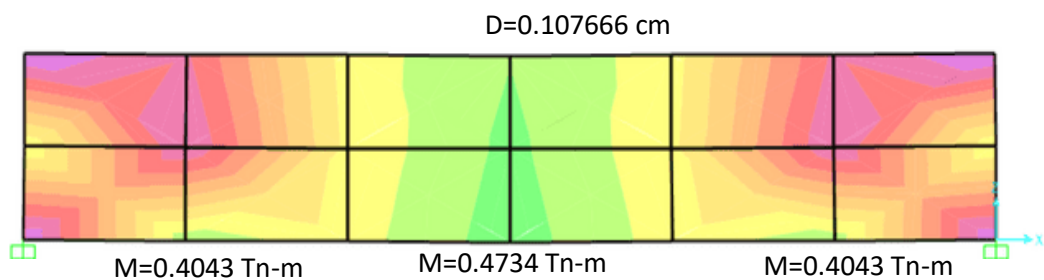
Según análisis hecho de acuerdo a los datos tomados en campo, el resultado nos dio:

Tramo 1:

Eje Y-Y (Muro Voladizo - 3 m)



Eje X-X (Muro Voladizo - 3 m)

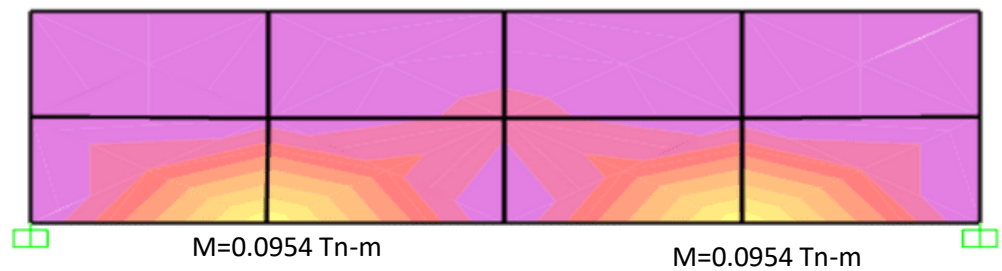


De los diagramas se puede observar los momentos actuantes en el muro, en donde se observa de color verde los puntos críticos en diferentes ejes.

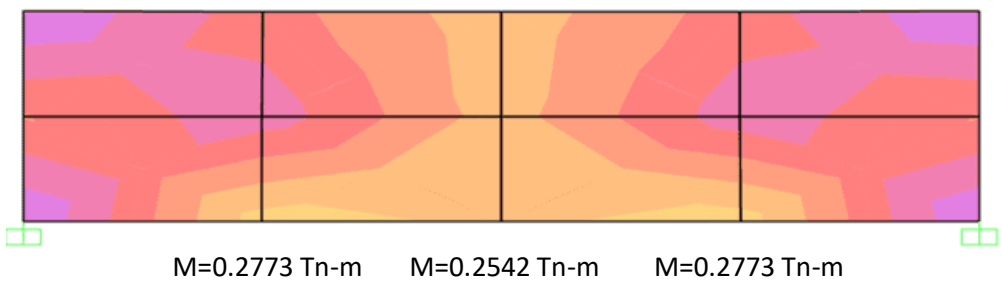
En la siguiente figura se observa el tramo de 2 metros propuesto con las mismas cargas halladas, lo cual nos hace ver la disminución de momentos y longitud de los puntos críticos, donde aproximadamente está a 1/3 de

longitud la ubicación de los momentos de acuerdo al análisis del tramo investigado, en las losas por motivo que en este solo se tiene cargas por gravedad, donde su desplazamiento solo sería en el eje "Z", lo cual para mejorar su diseño se optó añadirle un acero de temperatura en el punto donde se generan más momento y también una bruña al medio para evitar las fallas por dilatación del concreto, por ende, se mejora el diseño de canales rectangulares mediante una evaluación y análisis estructural.

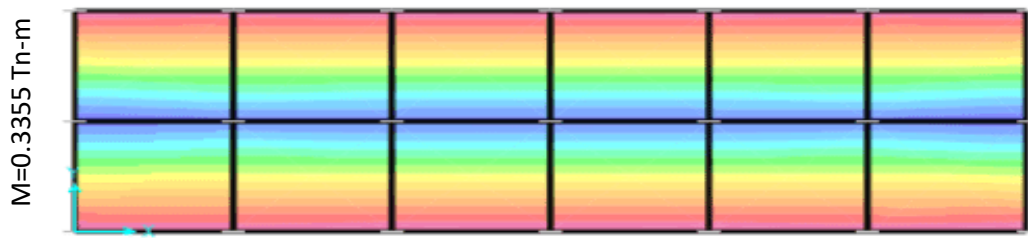
Eje Y-Y (Muro Voladizo - 2 m)



Eje X-X (Muro Voladizo - 2 m)

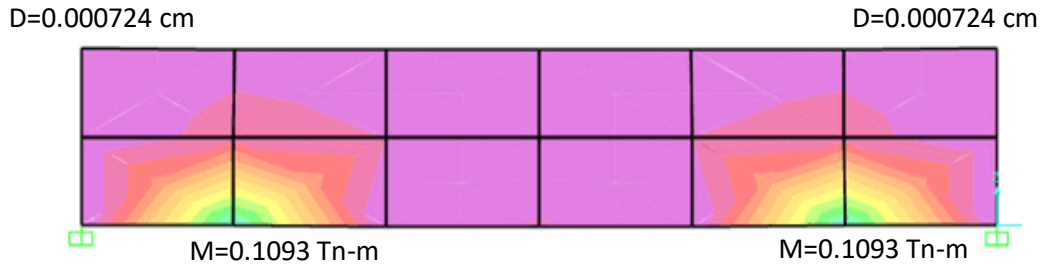


Eje Z-Z (Loza - 2 m)

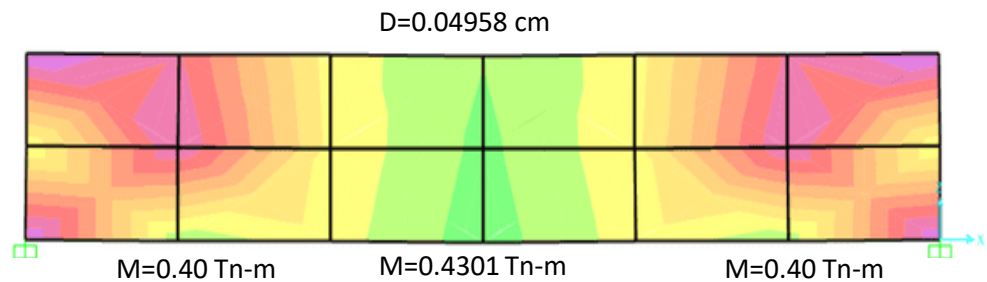


Tramo 2:

Eje Y-Y (Muro Voladizo - 3 m)



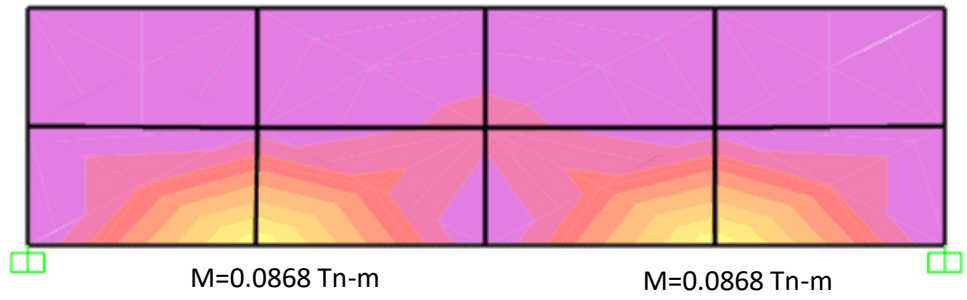
Eje X-X (Muro Voladizo - 3 m)



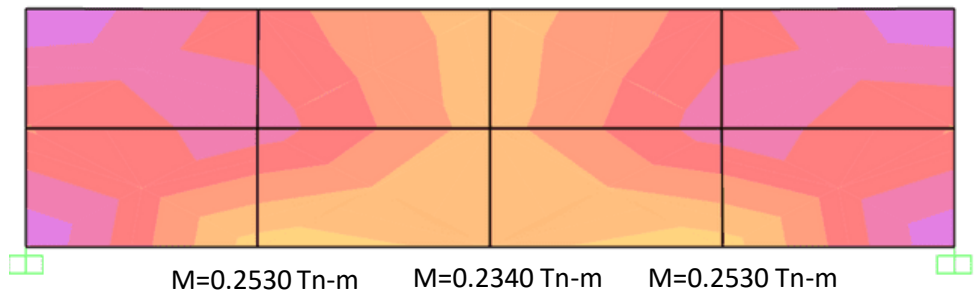
De los diagramas se puede observar los momentos actuantes en el muro, en donde se observa de color verde los puntos críticos en diferentes ejes.

En la siguiente figura se observa el tramo de 2 metros propuesto con las mismas cargas halladas, lo cual nos hace ver la disminución de momentos y longitud de los puntos críticos, donde aproximadamente está a  $1/3$  de la longitud la ubicación de los momentos de acuerdo al análisis del tramo investigado, en las losas por motivo que en este solo se tiene cargas por gravedad, donde su desplazamiento solo sería en el eje "Z", lo cual para mejorar su diseño se optó añadirle un acero de temperatura en el punto donde se generan más momento y también una bruña al medio para evitar las fallas por dilatación del concreto, por ende, se mejora el diseño de canales rectangulares mediante una evaluación y análisis estructural.

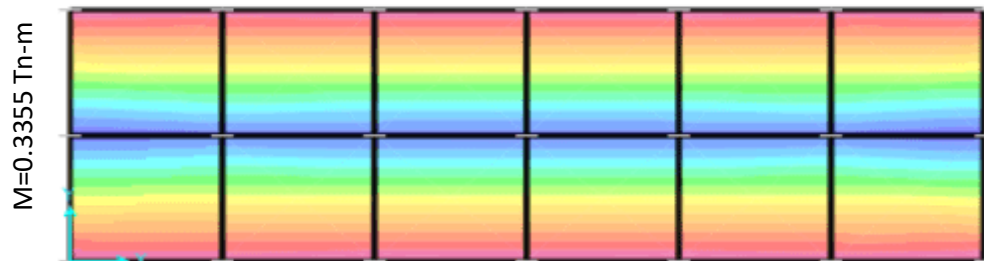
Eje Y-Y (Muro Voladizo - 2 m)



Eje X-X (Muro Voladizo - 2 m)



Eje Z-Z (Loza - 2 m)



## CAPITULO V

### DISCUSIÓN DE RESULTADOS

De acuerdo con los resultados analíticos presentados en este estudio, en concordancia se pudo validar la hipótesis “La evaluación y análisis para el diseño de juntas en canales de sección rectangular, se podrá mejorar el diseño de las juntas en canales para su durabilidad y eficiencia en los tramos del sistema de riego canchan lindero, tomaykichwa” y los objetivos que se propusieron.

De acuerdo al análisis dado por Ahmadi (2009) en su investigación de Optimización de la ubicación de las juntas de contracción e expansión en el revestimiento de canales de hormigón; el cual es un artículo de investigación indica mediante sus análisis utilizando modelos de elementos finitos, para determinar la mejor ubicación para proporcionar juntas de expansión de contracción, se determinó que la junta longitudinal debe estar a 1/3 en los canales pequeños a medianos, eliminaría cualquier posibilidad de agrietamiento al reducir el momento de flexión a 1/10; por ende en nuestro análisis nos salió que los momentos se generan en 1/3 de la longitud aproximadamente en donde se generaría más esfuerzos por ende en esos puntos se agrietarían, por lo cual la tesis coincide con el artículo de investigación.

De acuerdo al análisis dado por Wang (2021) en su investigación del efecto de diferentes propiedades del concreto sobre la grieta del cordón de escarcha en el revestimiento y la junta del canal en forma de U; el cual es un artículo de investigación indica que por motivos de un clima frío, hubo agrietamientos en el canal de riego, en este caso para poder realizar el estudio se dio por observación directa, como en nuestro caso, y mediante una simulación numérica con el modelo de daño de concreto y enfoque de grieta realizaron la validez de este, o cual el resultado mostro que el aumento de resistencia del concreto tuvo un efecto significativo en la resistencia al agrietamiento del canal rectangular por agitación de heladas, indicando que la resistencia a la tracción del concreto se incrementó en un 48.28% de C15

a C20 y la fuerza de agitación de las heladas durante el agrietamiento se incrementó en un 21.26%; lo cual en la tesis no se tuvo efectos por heladas, por ende no se pudo determinar el agrietamiento en este tipo de condición, lo cual tampoco se incrementó la resistencia de concreto para poder determinar si en nuestro caso podría mejorar el diseño de canal para no presentar agrietamiento, lo cual difiere a lo investigado.

De acuerdo al análisis dado por Curi (2019) según sus resultados de los ensayos, la inclinación del canal es de 2,3185‰, la máxima demanda de agua es de 3,70 m<sup>3</sup>/s y la mínima de 0,75 m<sup>3</sup>/s, el coeficiente de rugosidad de Manning es de 0,017, según el cual la geometría constructiva del trapecioide ha sido recolectado, además, la estructura del canal propuesta se está desarrollando sobre la base de datos geodésicos; Llegando a la conclusión de que la pérdida de conductividad en la unión asfáltica Kumbaz es de 0,1632 m<sup>3</sup>/s por km y en el cauce del río Ponaza - Página 22 con unión polimérica es de 0,01233 m<sup>3</sup>/s por km, se plantea la hipótesis de que los compuestos poliméricos mejoran la conductividad eléctrica y eficiencia conductiva del canal de riego; de lo cual en la tesis se vio mejorar la eficiencia del canal de riego pudiendo determinar las longitudes óptimas para las juntas de dilatación, pero más no el material el cual podría mejorar aún este proceso, solo se indicó el uso de waterstop para la junta, esto implementa a lo investigado.



## CONCLUSIONES

Según los objetivos planteados de la investigación se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- Se evaluó analizo estructuralmente el diseño propuesto del canal de sección rectangular, mediante el programa Sap2000 de lo cual nos arrojaron varios valores para poder determinar un diseño optimo y eficaz del canal, mejorando la eficiencia y durabilidad de este, evitando perdidas por filtraciones.
- La longitud adecuada para el tramo estudiado debe ser 2 m para su mayor eficiencia, y en el cual no se genere ni agrietamientos no fisuras por fuerzas externas, donde se acepta la hipótesis del investigador.
- El diseño estructural adecuado sería considerando utilizar el programa Sap2000, el cual nos dio desplazamientos y momentos en puntos críticos de acuerdo a la longitud de canal estudiado, se determinó mediante el diagrama de momentos puntos críticos donde se debería realizar la junta para tener un eficiente trabajo de esta; la longitud varía de acuerdo al tipo de tramo que se va a diseñar.
- Se analizo sísmicamente mediante cargas halladas por la teoría de Mononobe Okabe y las cargas hidrostáticas, las cuales insertamos en el programa Sap2000, de donde nos botó un diagrama de momentos y desplazamientos de acuerdo a los ejes, en donde hubo más desplazamiento en el Eje Y-Y, por el motivo que en esa dirección actúan las cargas halladas.

## RECOMENDACIONES

- Para el régimen supercrítico se plantea reducir la energía cinética del flujo, lo cual se podría hacer con disipadores de energía, para que no se produzca erosión en el canal.
- Se recomienda el uso de juntas con Waterstop, para mayor eficiencia del canal.
- Que todos los canales de riego tengan una lista de pérdidas por filtración u otros, para ver cómo resolver este problema y que el caudal que transporta sea el necesario para el riego de los cultivos.
- Se recomienda el uso de riego por goteo subterráneo el cual mejorara la eficiencia para los cultivos y también se verá mínima pérdida de caudal, pérdida del recurso hídrico y que el suelo no se sature debido a el riego por gravedad el cual produce varias desventajas.
- Se recomienda realizar el estudio estructural, y complementar a esta investigación con más aportes para que el diseño y transporte del recuerdo, sea más eficiente y que no genere causas perjudiciales como a pérdidas del canal, mala utilización del recurso entre otros.
- Este informe de investigación puede servir como base para futuros proyectos de investigación relacionados con el diseño de canales de riego.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ahmadi (2009). Optimización de la ubicación de las juntas de contracción – expansión en el revestimiento de canales de hormigón.  
<https://onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/ird.401>
- Aparicio (1992). Fundamentos de la Hidrología de Superficie  
[http://webdelprofesor.ula.ve/ingenieria/adamoren/HIDRO/Fundamentos\\_de\\_hidrologia\\_de\\_superficie\\_-\\_Aparicio.pdf](http://webdelprofesor.ula.ve/ingenieria/adamoren/HIDRO/Fundamentos_de_hidrologia_de_superficie_-_Aparicio.pdf)
- ACI 318 – 08 (2008). América Concrete Institute  
[https://www.academia.edu/19806312/ACI\\_318\\_08\\_Espa%C3%B1ol](https://www.academia.edu/19806312/ACI_318_08_Espa%C3%B1ol)
- Braja (2006). Principios de ingeniería de cimentaciones. 5a ed. México. Editorial Thomson.  
<https://es.scribd.com/document/377182852/Principios-de-Ingenieria-de-Cimentaciones-BRAJA-M-DAS-pdf>
- Breña y Villa (2006). Principios y Fundamentos de la Hidrología  
[https://uamenlinea.uam.mx/materiales/licenciatura/hidrologia/principios\\_fundamentos/libro-PFHS-05.pdf](https://uamenlinea.uam.mx/materiales/licenciatura/hidrologia/principios_fundamentos/libro-PFHS-05.pdf)
- Benitez (1980). Hidrología y Recursos Hidráulicos  
<https://es.scribd.com/doc/220134194/Andres-Benitez-Giron-hidrologia-y-Recursos-Hidraulicos>
- Calavera (1989). Muros de contención y muros de sótanos  
[https://www.academia.edu/7859277/Muros\\_de\\_Contencion\\_Y\\_Muros\\_de\\_Sotano\\_CALAVERA\\_1989](https://www.academia.edu/7859277/Muros_de_Contencion_Y_Muros_de_Sotano_CALAVERA_1989)
- Chow (1994). Hidrología aplicada  
<https://www.hidrosm.com/2021/01/libro-hidrologia-aplicada-ven-te-chow.html>
- Chow (2004). Hidráulica De Canales Abiertos

<https://librosparaestudiantesuniversitarios.blogspot.com/2016/08/hidraulica-de-canales-abiertos-ven-te.html>

Hydrology Research (2023). Evaluación de la eficiencia hidráulica de los canales de riego revestidos: un estudio de caso de Punjab, Pakistán.

<https://iwaponline.com/hr/article/54/4/523/94477/Evaluation-of-hydraulic-efficiency-of-lined>

INDECI (2018). Instituto Nacional de Defensa Civil

<https://www.gob.pe/indeci>

Kramer (1996). Guía de modelación hidrológica

<https://www.forest-trends.org/wp-content/uploads/2022/01/Guia-de-Modelacion-Hidrologica-para-la-IN-2.pdf>

Mott (2013). Mecánica de fluidos; 6ª ed. México: Pearson Educación

<https://avdiaz.files.wordpress.com/2008/10/fluidos-mott-6ed.pdf>

MTC (2011). Manual De Hidrología, Hidráulica y Drenaje

[http://transparencia.mtc.gob.pe/idm\\_docs/P\\_recientes/970.pdf](http://transparencia.mtc.gob.pe/idm_docs/P_recientes/970.pdf)

Müggenburg y Pérez (2007). Tipos de estudio.

[https://www.researchgate.net/publication/330605968\\_Tipos\\_de\\_estudio\\_en\\_el\\_enfoque\\_de\\_investigacion\\_cuantitativa](https://www.researchgate.net/publication/330605968_Tipos_de_estudio_en_el_enfoque_de_investigacion_cuantitativa)

Muñoz (2011). Hidrología Agroforestal

<https://www.paraninfo.es/catalogo/9788484762454/hidrologia-agroforestal>

Mc Cormac (2011). Análisis de Estructuras

<https://www.libreriaingeniero.com/2020/12/analisis-de-estructuras-metodos-clasico-y-matricial-jack-c-mccormac-4ta-edicion.html>

Pomachagua (2000). Características generales de la tectónica y sismicidad de Perú

<http://catalogobiblioteca.ingemmet.gob.pe/cgi-bin/koha/opac-detail.pl?biblionumber=4462>

Perez (2007). Manual de Hidrología

[https://www.academia.edu/19760785/Manual\\_de\\_hidrologia\\_GIOVENE\\_PEREZ\\_CAMPOMANES](https://www.academia.edu/19760785/Manual_de_hidrologia_GIOVENE_PEREZ_CAMPOMANES)

Rocha (2007). Hidráulica de tuberías y canales

<https://luisalderonf.files.wordpress.com/2012/01/hidraulica-de-tuberias-y-canales.pdf>

RNE (2019). Normas del reglamento nacional de edificaciones

<https://www.gob.pe/institucion/sencico/informes-publicaciones/887225-normas-del-reglamento-nacional-de-edificaciones-rne>

Reyes (2017). Hidrología para Ingenieros

<https://es.slideshare.net/jleont/1-marcos-reyes-hidrologia-para-ingenieros>

Suarez (2012). Metodología de la Investigación científica para ingenieros, Chiclayo.

<https://1library.co/document/zlj44mgy-metodologia-de-inv-cientifica-para-ing-civil-doc.html>

Sampieri, R. H., & Lucio, P. B. (2010). Metodología de la Investigación. McGraw-Hill Interamericana de España S.L

Sviatoslav (1986). Diseño Hidráulico

<https://dokumen.tips/documents/diseno-hidraulico-s-krochin.html?page=1>

Serrano (2014). Hidrología ambiental

<https://core.ac.uk/download/pdf/36182091.pdf>

Silva (2018). Hidrología Básica

<https://es.scribd.com/document/412866937/Hidrologia-Basica-Gustavo-a-Silva-Medina-1>

Torres (2008). Investigación en Hidrología general, isotópica y aplicada

<https://repository.unilibre.edu.co/handle/10901/15584>

Tavera y Buforn (1998) Sismicidad y sismo tectónica del Perú

<https://repositorio.igp.gob.pe/handle/20.500.12816/822>

Universidad de Coruña, España (s.f). Hidrología I-ciclo hidrológico.

[http://caminos.udc.es/info/asignaturas/grado\\_itop/415/pdfs/Capitulo%205.pdf](http://caminos.udc.es/info/asignaturas/grado_itop/415/pdfs/Capitulo%205.pdf)

Udias y Mezcuca (1997). Fundamentos de Geofísica

<https://www.ucm.es/geofis-meteo/textos/58403>

Villon (2015). Hidrología

<https://www.hidrosm.com/2021/01/libro-hidrologia-maximo-villon-bejar.html>

Wang (2021), Efecto de diferentes propiedades del concreto sobre la grieta del cordón de escarcha en el revestimiento y la junta del canal en forma de U.

<https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S1474706521000073>

Wendor (1993). Hidrología: para estudiantes de ingeniería civil

<https://repositorio.pucp.edu.pe/index/handle/123456789/28689>

Whitman (1970). Mecánica de Suelos

<https://www.libreriaingeniero.com/2018/09/mecanica-de-suelos-lambe-y-whitman.html>

## **COMO CITAR ESTE TRABAJO DE INVESTIGACIÓN**

Obregon Valdivieso, B. (2023). *Evaluación y análisis para el diseño de juntas en canales de sección rectangular en el sistema de riego cancha lindero – Tomaykichwa, provincia de Ambo – 2022* [Tesis de pregrado, Universidad de Huánuco]. Repositorio institucional UDH. <http://...>

# **ANEXOS**



**ANEXO 1**  
**MATRIZ DE CONSISTENCIA**

Titulo: "EVALUACION Y ANALISIS PARA EL DISEÑO DE JUNTAS EN CANALES DE SECCION RECTANGULAR EN EL SISTEMA DE RIEGO CANCHAN LINDERO – TOMAYKICHWA, PROVINCIA DE AMBO - 2022"					
PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPOTESIS	VARIABLES	INDICADORES	METODOLOGIA
<b>FORMULACION DEL PROBLEMA</b>	<b>OBJETIVO GENERAL</b>	<b>FORMULACION DE LA HIPOTESIS</b>	<b>VARIABLE DEPENDIENTE (Y)</b>	<b>INDICADOR DE LA VARIABLE INDEPENDIENTE</b>	<b>TIPO DE INVESTIGACION</b>
<p><b>PG:</b> ¿Se podrá evaluar y analizar el diseño de juntas en canales de sección rectangular para mejorar la eficiencia y durabilidad en el sistema de riego Canchan Lindero – Tomaykichwa, provincia de Ambo 2022?</p> <p><b>PE1:</b> ¿Cuál es la longitud adecuada para el diseño de juntas del sistema de riego Canchan Lindero – Tomaykichwa, provincia de Ambo 2022?</p> <p><b>PE2:</b> ¿Cuál es el diseño estructural adecuado para el sistema de riego Canchan Lindero – Tomaykichwa, provincia de Ambo 2022?</p> <p><b>PE3:</b> ¿Cuál sería el análisis sísmico adecuado según la sección del canal para el sistema de riego Canchan Lindero – Tomaykichwa, provincia de Ambo 2022?</p>	<p>Evaluar y analizar el diseño de juntas en canales de sección rectangular para mejorar la eficiencia y durabilidad en el sistema de riego de cancha lindero Tomaykichwa, provincia de Ambo 2022.</p> <p style="text-align: center;"><b>OBJETIVO ESPECIFICO</b></p> <p><b>OE1:</b> Determinar la longitud adecuada para la losa y muro voladizo en el diseño de juntas en canales rectangulares.</p> <p><b>OE2:</b> Evaluar estructuralmente el diseño de canales de sección rectangular</p> <p><b>OE3:</b> Analizar sísmicamente el diseño de juntas en canales de sección rectangular.</p>	<p><b>Ho:</b> La evaluación y análisis para el diseño de juntas en canales de sección rectangular, no podrá mejorar el diseño de las juntas en canales para su eficiencia y durabilidad en los tramos del sistema de riego canchan lindero, tomaykichwa.</p> <p><b>Ha:</b> La evaluación y análisis para el diseño de juntas en canales de sección rectangular, se podrá mejorar el diseño de las juntas en canales para su eficiencia y durabilidad en los tramos del sistema de riego canchan lindero, tomaykichwa.</p>	<p>Evaluación y análisis para el diseño de juntas.</p> <p style="text-align: center;"><b>VARIABLE INDEPENDIENTE (X)</b></p> <p>Mejoramiento de la eficiencia y durabilidad en los tramos críticos.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Longitud</li> <li>• Desplazamiento</li> </ul> <p style="text-align: center;"><b>INDICADOR DE LA VARIABLE DEPENDIENTE</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Sismo</li> <li>• Empuje</li> <li>• Caudal</li> </ul>	<p>• De acuerdo a la intervención del investigador sobre el fenómeno estudiado fue Observacional, porque se sustentó con el uso de técnicas que permitieron adquirir información por medio de la observación directa. (Müggenburg y Pérez, 2007).</p> <p><b>ENFOQUE.-</b> Investigación cuantitativa</p> <p><b>ALCANCE O NIVEL.-</b> Investigación Explicativa</p> <p><b>DISEÑO.-</b> Diseño no Experimental Transversal</p> <p style="text-align: center;"><b>POBLACION Y MUESTRA</b></p> <p><b>POBLACION.-</b>  Se define como una unidad de objeto que vienen a ser la población constituida por el sistema de riego canchan lindero – tomaykichwa, provincia de ambo.</p> <p><b>MUESTRA.-</b> En esta ocasión hemos tomado como muestra los tramos de canal afectados por el agrietamiento, fisuración, filtración y desplazamiento del mismo tramo del canal.</p> <p><b>TECNICAS E INSTRUMENTOS</b></p> <p><b>TECNICAS.-</b> Para obtener los datos en el presente estudio fue la observación para determinar los tramos afectados de canal.</p> <p><b>INSTRUMENTOS.</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• FICHAS</li> <li>• COMPUTADORA PORTATIL</li> <li>• SOFTWARE</li> </ul>

## ANEXO 2

### FICHA DE RECOLECCION DE DATOS HIDRAULICOS

### Y OTROS

Ficha para la recolección de datos hidráulicos e información adicional

**1. Generalidades.**

Nombre del canal de riego: **CANCHAN LINDERO – TOMAYKICHWA, PROVINCIA DE AMBO**

**2. Tipo de Canal :** Rectangular 1420.00 m  
n= 0.013

<b>CANALES.REVESTIDOS</b>
Hormigon, acabado paredes lisas

**3. Estado actual:**

Bueno ( )                      Regular ( **X** )                      Malo ( )  
Revestido ( )                      Sin revestir ( )

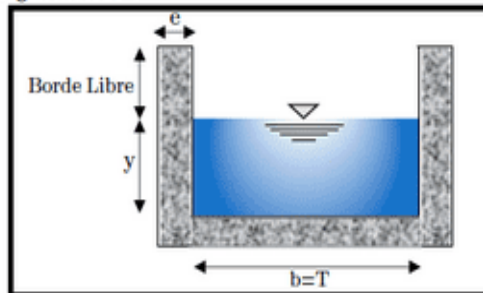
**4. Longitud del canal en tramos afectados:**

Tramo ( **1** ): 18.00 m                      Tramo ( **2** ): 12.50 m

**5. Kilometro del tramo afectado:**

Tramo ( **1** ): 0+760 km                      Tramo ( **2** ): 1+390 km  
2261.31 m.s.n.m - 2260.41 m.s.n.m                      2085.45 m.s.n.m - 2083.85 m.s.n.m

**6. Medición del caudal en el canal según metodo :**



	Long	b	h	yf	Area	Area Mojada	e
Tramo ( <b>1</b> ): 0+760 km	18.00 m	0.40 m	0.40 m	0.10 m	0.16 m <sup>2</sup>	0.040 m <sup>2</sup>	0.10 m
Tramo ( <b>2</b> ): 1+390 km	12.50 m	0.45 m	0.45 m	0.06 m	0.20 m <sup>2</sup>	0.027 m <sup>2</sup>	0.10 m

Datos Meteorológicos a nivel nacional sacados del  
Senahmi - Huánuco

Año	Pmax 24h anual
1993	18.00
1994	24.00
1995	18.90
1996	17.10
1997	11.40
1998	27.50
1999	33.00
2000	20.30
2001	48.70
2002	27.20
2003	23.00
2004	17.60
2005	25.50
2006	28.00
2007	27.30
2008	33.10
2009	19.60
2010	22.60
2011	36.20
2012	30.70
2013	19.90
2014	24.80
2015	31.70
2016	18.00
2017	38.20

Tiempo tomado en campo para hallar la velocidad

Tramo - 1

t1 = 10.82 s      t4 = 10.17 s  
 t2 = 9.86 s      t5 = 9.85 s  
 t3 = 9.73 s      t6 = 9.53 s

Tramo - 2

t1 = 12.34 s      t4 = 14.73 s  
 t2 = 12.07 s      t5 = 12.46 s  
 t3 = 16.46 s      t6 = 11.68 s

Datos de las Calicatas

C-1

qh= 1.33 kg/cm<sup>2</sup>

← Capacidad Portante

C-2

qh= 1.17 kg/cm<sup>2</sup>

C-1

φ' = 21.70

← Angulo de friccion  
interna del suelo

C-2

φ' = 22.40

C-1

Y = 1728.00 kg/m<sup>3</sup>

← Peso unitario del  
suelo

C-2

Y = 1637.00 kg/m<sup>3</sup>

C-1

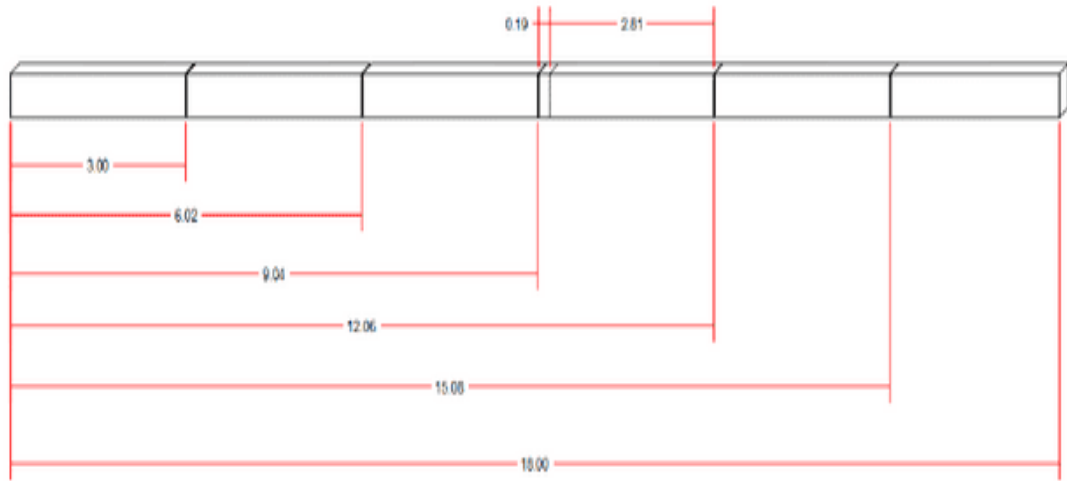
Y = 230.00 kg/m<sup>2</sup>

← Cohesión del suelo

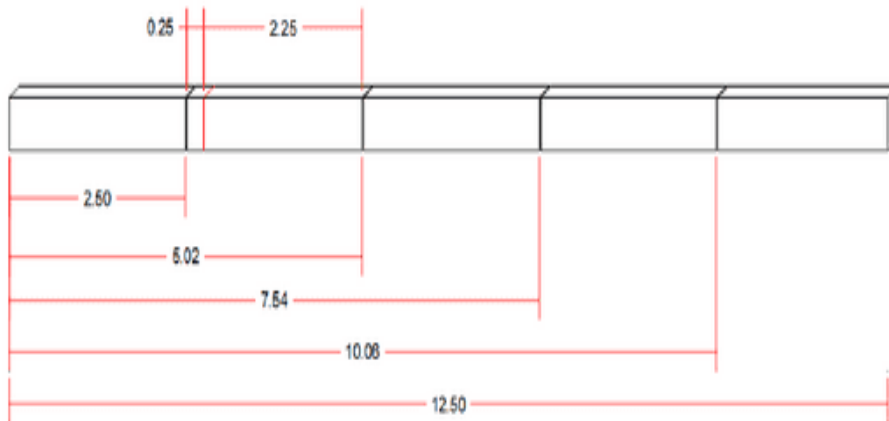
C-2

Y = 460.00 kg/m<sup>2</sup>

Tramo - 1 0+760 km




Tramo - 2 1+390 km



ANEXO 3

AUTORIZACION PARA REALIZAR ESTUDIOS DE SUELOS MUNICIPALIDAD DE TOMAYQUICHUA

 MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE TOMAY-KICHWA  
PROVINCIA DE AMBO - HUÁNUCO

**FORMULARIO UNICO DE TRÁMITE-FUT**


**SOLICITO: PERMISO PARA HACER**  
**DOS CALICATAS EN EL CANAL**  
**CANCHAN-LINDERO**

**SEÑOR ALCALDE DE LA MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE TOMAYKICHEWA**  
Yo, BRAYAN OBREGON VALDIVIESO, identificado(s) con  
DNIN° 77161454, domiciliado en J. HERMILO VALDIVIA  
N° 1000 (referencia de domicilio) COSTADO HOSPITAL H.V., Celular o  
Teléf 950019983, ante Ud. Con el debido respeto me presento y expongo:  
Que, ESTANDO EN EL DESARROLLO DE MI TESIS  
SOLICITO PERMISO PARA REALIZAR DOS CALICATAS  
AN EL CANAL CANCHAN LINDERO, PARA SACAR  
MUESTRA DE SUELO PARA EL ENSAYO DE  
CAPACIDAD PORTANTE

**SOLICITO PERMISO PARA REALIZAR DOS**  
**CALICATAS**

**POR TANTO:** pido a usted trámite mi solicitud conforme a su naturaleza  
**ADJUNTO** (documentos que anexa)  
1.- RESOLUCION N° 1964 - 2022  
2.-  
Otros


Tomay-kichwa, 18 de OCTUBRE del 2022

  
Firma

Ex. de Ingenieros - PASC - Ancash - Exp. Grahuansi - Intermexido - Ambo.  
P.A. 12ML/104

## ANEXO 4

### ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS (C-1)

 <p><b>LABORTEC</b> LABORATORIO DE ANÁLISIS Y OBTENCIÓN DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO</p>	<p><b>NTP 339.171:2002 (revisada el 2017)</b> <b>Título: SUELOS. Método de ensayo normalizado para el corte directo de suelos bajo condiciones consolidadas drenadas V-1</b></p>	
<b>ENSAYO DE CORTE DIRECTO</b>		

PROYECTO	EVALUACIÓN Y ANÁLISIS PARA EL DISEÑO DE JUNTAS EN CANALES DE SECCIÓN RECTANGULAR EN EL SISTEMA DE RIEGO CANCHAN LINDERO- TOMAYQUICHUA		
SOLICITADO	BRAYAN OBREGÓN VALDIVIESO		
UBICACIÓN	CANCHAN-LINDERO, DISTRITO DE TOMAYQUICHUA - PROVINCIA DE AMBO – DEPARTAMENTO DE HUÁNUCO	EJECUTADO	LABORTEC E.I.R.L.
ESPECIALISTA	ING. RIDER CAJALEÓN JAMILLO	FECHA	OCTUBRE DEL 2022
MUESTRA	C - 01 / M - 1	PROF (m)	0.00 - 1.50

CONTENIDO DE HUMEDAD		CARACTERÍSTICAS	
Nº DE RECIPIENTE	(Anillo)	DIÁMETRO (cm.)	6.00
PESO DEL ANILLO+SUELO HÚMEDO (gr.)	168.40	ÁREA (cm <sup>2</sup> )	28.27
PESO DEL ANILLO+SUELO SECO (gr.)	152.68	VOLUMEN (cm <sup>3</sup> )	53.71
PESO DEL AGUA (gr.)	15.72	DENSIDAD HÚMEDA (gr/cm <sup>3</sup> )	2.018
PESO DEL ANILLO (gr.)	60.00	DENSIDAD SECA (gr/cm <sup>3</sup> )	1.725
PESO DEL SUELO SECO (gr.)	92.68	CLASIFICACIÓN SUCS	SM
PORCENTAJE DE HUMEDAD (%)	17.0	FACTOR ANILLO	0.273 + 0.000

ESFUERZO NORMAL : 0,5 Kg/cm<sup>2</sup>

TIEMPO (min.)	EXTENSÓMETRO DE CARGA	DEFORMACIÓN TANGENCIAL (mm)	DEFORMACIÓN NORMAL	FUERZA (Kg)	ESFUERZO DE CORTE (Kg/cm <sup>2</sup> )
0.0	-	0.00		-	0.000
0.5	8.0	0.27		2.184	0.077
1.0	12.3	0.68		3.358	0.119
1.5	13.1	1.04		3.576	0.127
2.0	14.2	1.41		3.877	0.137
2.5	15.7	1.79		4.286	0.152
3.0	18.3	2.17		4.996	0.177
3.5	20.1	2.54		5.487	0.194
4.0	25.4	2.99		6.934	0.245
4.5	23.6	3.30		6.443	0.228



NTP 339.171:2002 (revisada el 2017)  
 Título: SUELOS. Método de ensayo normalizado  
 para el corte directo de suelos  
 bajo condiciones consolidadas drenadas V-1

### ENSAYO DE CORTE DIRECTO

<b>PROYECTO</b>	: EVALUACIÓN Y ANÁLISIS PARA EL DISEÑO DE JUNTAS EN CANALES DE SECCIÓN RECTANGULAR EN EL SISTEMA DE RIEGO CANCHAN LINDERO- TOMAYQUICHUA	<b>EJECUTADO</b>	: LABORTEC E.I.R.L
<b>SOLICITADO</b>	: BRAYAN OBREGÓN VALDIVIESO	<b>FECHA</b>	: OCTUBRE DEL 2022
<b>UBICACIÓN</b>	: CANCHAN-LINDERO, DISTRITO DE TOMAYQUICHUA - PROVINCIA DE AMBO - DEPARTAMENTO DE HUÁNUCO	<b>PROF (m)</b>	: 0.00 - 1.50
<b>ESPECIALISTA</b>	: ING RIDER CAJALEON JAMILLO		
<b>MUESTRA</b>	: C-01 / M-1		

CONTENIDO DE HUMEDAD		CARACTERÍSTICAS	
Nº DE RECIPIENTE	(Anillo)	DIÁMETRO (cm.)	6.00
PESO DEL ANILLO+SUELO HÚMEDO (gr.)	167.60	ÁREA (cm <sup>2</sup> )	28.27
PESO DEL ANILLO+SUELO SECO (gr.)	152.00	VOLUMEN (cm <sup>3</sup> )	53.71
PESO DEL AGUA (gr.)	15.60	DENSIDAD HÚMEDA (gr/cm <sup>3</sup> )	2.003
PESO DEL ANILLO (gr.)	60.00	DENSIDAD SECA (gr/cm <sup>3</sup> )	1.712
PESO DEL SUELO SECO (gr.)	92.00	CLASIFICACIÓN SUCS	SM
PORCENTAJE DE HUMEDAD (%)	17.0	FACTOR ANILLO	0.273 * 0.000

ESFUERZO NORMAL : **1,0** Kg/cm<sup>2</sup>

TIEMPO (min.)	EXTENSÓMETRO DE CARGA	DEFORMACIÓN TANGENCIAL (mm)	DEFORMACIÓN NORMAL	FUERZA (Kg)	ESFUERZO DE CORTE (Kg/cm <sup>3</sup> )
0.0	-	0.00		-	0.000
0.5	7.1	0.30		1.938	0.069
1.0	12.3	0.64		3.358	0.119
1.5	16.5	1.08		4.505	0.159
2.0	25.2	1.41		6.880	0.243
2.5	28.8	1.80		7.862	0.278
3.0	31.0	2.20		8.463	0.299
3.5	34.5	2.57		9.419	0.333
4.0	38.6	2.95		10.538	0.373
4.5	43.3	3.31		11.821	0.418





**LABORTEC**  
LABORATORIO TÉCNICO PROFESIONAL  
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

NTP 339.171:2002 (revisada el 2017)  
Título: SUELOS. Método de ensayo normalizado  
para el corte directo de suelos  
bajo condiciones consolidadas drenadas V-1

### ENSAYO DE CORTE DIRECTO

**PROYECTO** : EVALUACIÓN Y ANÁLISIS PARA EL DISEÑO DE JUNTAS EN CANALES DE SECCIÓN RECTANGULAR EN EL SISTEMA DE RIEGO CANCHAN LINDERO- TOMAYQUICHUA  
**SOLICITADO** : BRAYAN OBREGÓN VALDIVIESO  
**UBICACIÓN** : CANCHAN-LINDERO, DISTRITO DE TOMAYQUICHUA - PROVINCIA DE AMBO – DEPARTAMENTO DE HUÁNUCO  
**ESPECIALISTA:** ING RIDER CAJALEON JAMILLO  
**MUESTRA** : C - 01 / M - 1  
**EJECUTADO** : LABORTEC E.I.R.L.  
**FECHA** : OCTUBRE DEL 2022  
**PROF (m)** : 0.00 - 1.50

CONTENIDO DE HUMEDAD :		CARACTERÍSTICAS	
Nº DE RECIPIENTE	(Anillo)	DIÁMETRO (cm.)	6.00
PESO DEL ANILLO+SUELO HÚMEDO (gr.)	169.70	ÁREA (cm <sup>2</sup> )	28.27
PESO DEL ANILLO+SUELO SECO (gr.)	153.79	VOLUMEN (cm <sup>3</sup> )	53.71
PESO DEL AGUA (gr.)	15.91	DENSIDAD HÚMEDA (gr/cm <sup>3</sup> )	2.042
PESO DEL ANILLO (gr.)	60.00	DENSIDAD SECA (gr/cm <sup>3</sup> )	1.746
PESO DEL SUELO SECO (gr.)	93.79	CLASIFICACIÓN SUCS	SM
PORCENTAJE DE HUMEDAD (%)	17.0	FACTOR ANILLO	0.273 + 0.000

ESFUERZO NORMAL : **2.0** Kg/cm<sup>2</sup>

TIEMPO (min.)	EXTENSÓMETRO DE CARGA	DEFORMACIÓN TANGENCIAL (mm)	DEFORMACIÓN NORMAL	FUERZA (Kg)	ESFUERZO DE CORTE (Kg/cm <sup>3</sup> )
0.0	-	0.00		-	0.000
0.5	5.3	0.24		1.447	0.051
1.0	34.8	0.60		9.500	0.336
1.5	54.3	1.00		14.824	0.524
2.0	68.2	1.36		18.619	0.659
2.5	74.7	1.75		20.393	0.721
3.0	77.9	2.17		21.267	0.752
3.5	83.8	2.54		22.877	0.809
4.0	86.3	2.92		23.560	0.833
4.5	86.8	3.33		23.696	0.838



Ing. Rider Cajaleon Jaramillo  
CIP 10997



Elio Augusto Saavedra C.  
CIP 10997

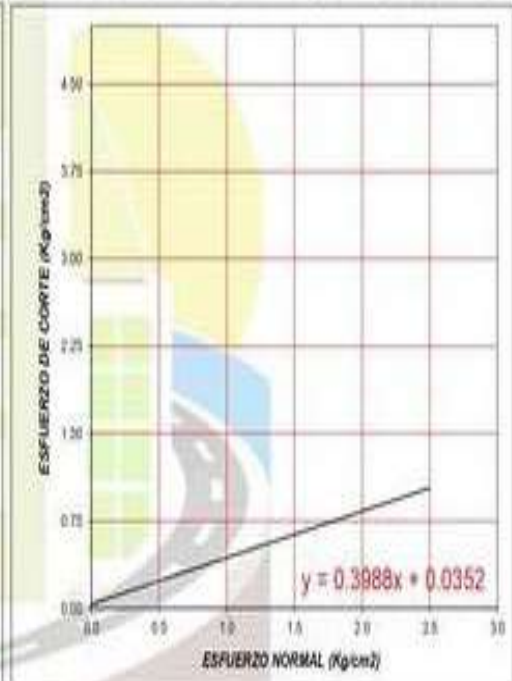
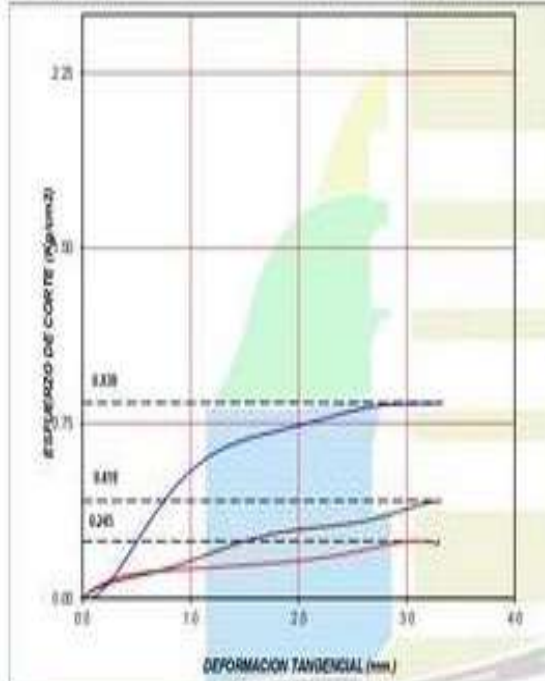




NTP 339.171:2002 (revisada el 2017)  
 Título: SUELOS. Método de ensayo normalizado para el corte directo de suelos  
 bajo condiciones consolidadas drenadas (ASTM D-3080) V-1

**ENSAYO DE CORTE DIRECTO**

PROYECTO		CARACTERÍSTICAS DE LOS ESPECIMENES					
EVALUACIÓN Y ANÁLISIS PARA EL DISEÑO DE ANTAS EN CAVALES DE SECCIÓN RECTANGULAR EN EL SISTEMA DE RIEGO CANALIZADO TUNAYUCHECHA		MUESTRA	DIÁMETRO	ÁREA	CONT. HUM.	DENS. SECA	ESFUERZO NORMAL
UBICACIÓN: CANCHAN LINDERO, DISTRITO DE TUNAYUCHECHA - PROVINCIA DE AYOBACA - DEPARTAMENTO DE URUBU		01	6.0	28.27	17.0	1.725	0.5
SOLICITADO: BRAYAN OBANDO VALDIVIAO		02	6.0	28.27	17.0	1.712	1.0
MUESTRA: C-01 M-1		03	6.0	28.27	17.0	1.746	2.0
EJECUTADO: LABORTEC S.R.L.		CLASIF. SUCC. SM L.L. 84 (P. 16) % MENOR QUE MALLA N° 200 24.1					
PROF. (m): 0.00 - 1.00		FECHA: 1 OCTUBRE DEL 2021					



RESULTADOS DE ENSAYOS			
COHESIÓN (Kg/cm²)	0.04	ÁNGULO DE FRICCIÓN (°)	21.7





**LABORTEC**  
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO  
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA  
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS  
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

**C - 01**

- Peso volumétrico seco ( $\gamma$ ) = 1.728 ton/m<sup>3</sup>
- Ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) = 21.7 °'
- Ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) = 14.9 °"
- Cohesión (c) = 0.23 ton/m<sup>2</sup>
- Ancho de Zapata (B) = 1.40 m.
- Profundidad de cimentación (Df) = 1.80 m.
- Presencia de nivel freático = NO
- Considerando Falla Local = SI
- Factor de seguridad (Fs) = 3.0
- Factores de carga adimensionales :

Nc' = 18.56  
Nq' = 9.058  
Ny' = 6.32

$$q_h = 1.3 * 0.23 * 18.6 + 1.728 * 1.80 * 9.06 + 0.40 * 1.728 * 1.40 * 6.32$$

$$q_h = 5.66 + 28.17 + 6.11$$

$$q_h = 39.94 \text{ ton/m}^2$$

$$q_h = \frac{39.94}{3.0} \text{ ton/m}^2$$

$$q_h = 13.31 \text{ ton/m}^2$$


$$q_h = 1.33 \text{ Kg/cm}^2$$

 *Ing. Walter Espinosa Jaramilla*  
CIP 45 189667

 *Elio Augusto Saavedra C.*  
CIP 45 189667

Dirección: Jr. Tarma N° 101 - Huánuco  
Celular : 962987000  
E-mail : Labortec\_eir@hotmail.com  
Importante: La autenticidad de este informe  
puede ser verificado mediante el código QR.

## ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS (C-2)

 <b>LABORTEC</b> <small>LABORATORIO NACIONAL DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO</small>	<b>NTP 339.171:2002 (revisada el 2017)</b> <b>Título: SUELOS, Método de ensayo normalizado para el corte directo de suelos bajo condiciones consolidadas drenadas V-1</b>	
<b>ENSAYO DE CORTE DIRECTO</b>		

<b>PROYECTO</b> : EVALUACIÓN Y ANALISIS PARA EL DISEÑO DE JUNTAS EN CANALES DE SECCIÓN RECTANGULAR EN EL SISTEMA DE RIEGO CANCHAN LINDERO- TOMAYQUICHUA. <b>SOLICITADO</b> : BRAYAN OBREGÓN VALDIVIESO <b>UBICACIÓN</b> : CANCHAN-LINDERO, DISTRITO DE TOMAYQUICHUA - PROVINCIA DE AMBO - DEPARTAMENTO DE HUÁNUCO <b>ESPECIALISTA</b> : ING. RIDER CAJALEÓN JAMILLO <b>MUESTRA</b> : C - 02 / M - 1	<b>EJECUTADO</b> : LABORTEC E.I.R.L. <b>FECHA</b> : OCTUBRE DEL 2022 <b>PROF (m)</b> : 0.00 - 1.50
---	--

CONTENIDO DE HUMEDAD :		CARACTERÍSTICAS :	
Nº DE RECIPIENTE	(Anillo)	DIAMETRO (cm.)	6.00
PESO DEL ANILLO+SUELO HÚMEDO (gr.)	159.70	ÁREA (cm <sup>2</sup> )	28.27
PESO DEL ANILLO+SUELO SECO (gr.)	146.04	VOLUMEN (cm <sup>3</sup> )	53.71
PESO DEL AGUA (gr.)	11.66	DENSIDAD HÚMEDA (gr/cm <sup>3</sup> )	1.856
PESO DEL ANILLO (gr.)	60.00	DENSIDAD SECA (gr/cm <sup>3</sup> )	1.640
PESO DEL SUELO SECO (gr.)	88.04	CLASIFICACIÓN SUCS	CL
PORCENTAJE DE HUMEDAD (%)	13.2	FACTOR ANILLO	0.273 + 0.000

ESFUERZO NORMAL : 0,5 Kg/cm<sup>2</sup>

TIEMPO (min.)	EXTENSÓMETRO DE CARGA	DEFORMACIÓN TANGENCIAL (mm)	DEFORMACIÓN NORMAL	FUERZA (Kg)	ESFUERZO DE CORTE (Kg/cm <sup>2</sup> )
0.0	-	0.00		-	0.000
0.5	11.6	0.27		3.175	0.112
1.0	15.9	0.68		4.349	0.154
1.5	16.7	1.04		4.567	0.162
2.0	17.8	1.41		4.868	0.172
2.5	19.3	1.79		5.277	0.187
3.0	21.9	2.17		5.987	0.212
3.5	23.7	2.54		6.478	0.229
4.0	29.0	2.99		7.925	0.280
4.5	27.2	3.30		7.434	0.263


  
 Ing. Rider Cajaleón Jaramillo  
CIP-12 189867  
 LABORTEC


  
 Elio Augusto Saavedra  
ING. URBANISTA (M.S.) IN (CENOT)  
 LABORTEC



**LABORTEC**  
LABORATORIO TECNICO ESPECIALIZADO  
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

NTP 339.171:2002 (revisada el 2017)  
Título: SUELOS. Método de ensayo normalizado  
para el corte directo de suelos  
bajo condiciones consolidadas drenadas V-1

### ENSAYO DE CORTE DIRECTO

<b>PROYECTO</b>	: EVALUACIÓN Y ANÁLISIS PARA EL DISEÑO DE JUNTAS EN CANALES DE SECCIÓN RECTANGULAR EN EL SISTEMA DE RIEGO CANCHAN LINDERO- TOMAYQUICHUA	<b>EJECUTADO</b>	: LABORTEC E I R L
<b>SOLICITADO</b>	: BRAYAN OBREGÓN VALDIVIESO	<b>FECHA</b>	: OCTUBRE DEL 2022
<b>UBICACIÓN</b>	: CANCHAN-LINDERO, DISTRITO DE TOMAYQUICHUA - PROVINCIA DE AMBO - DEPARTAMENTO DE HUÁNUCO	<b>PROF (m)</b>	: 0.00 - 1.50
<b>ESPECIALISTA</b>	: ING RIDER CAJALEÓN JAMILLO		
<b>MUESTRA</b>	: C - 02 / M - 1		

CONTENIDO DE HUMEDAD :		CARACTERÍSTICAS :	
Nº DE RECIPIENTE	(Anillo)	DIÁMETRO (cm.)	6.00
PESO DEL ANILLO+SUELO HÚMEDO (gr.)	160.80	ÁREA (cm <sup>2</sup> )	28.27
PESO DEL ANILLO+SUELO SECO (gr.)	149.01	VOLUMEN (cm <sup>3</sup> )	53.71
PESO DEL AGUA (gr.)	11.79	DENSIDAD HÚMEDA (gr/cm <sup>3</sup> )	1.877
PESO DEL ANILLO (gr.)	60.00	DENSIDAD SECA (gr/cm <sup>3</sup> )	1.658
PESO DEL SUELO SECO (gr.)	89.01	CLASIFICACIÓN SUCS	CL
PORCENTAJE DE HUMEDAD (%)	13.2	FACTOR ANILLO	0.273 + 0.000

ESFUERZO NORMAL : **2,0** Kg/cm<sup>2</sup>

TIEMPO (min.)	EXTENSÓMETRO DE CARGA	DEFORMACIÓN TANGENCIAL (mm)	DEFORMACIÓN NORMAL	FUERZA (Kg)	ESFUERZO DE CORTE (Kg/cm <sup>3</sup> )
0.0	-	0.00		-	0.000
0.5	11.3	0.24		3.085	0.109
1.0	40.8	0.60		11.138	0.394
1.5	60.3	1.00		16.462	0.582
2.0	74.2	1.36		20.257	0.717
2.5	80.7	1.75		22.031	0.779
3.0	83.9	2.17		22.905	0.810
3.5	89.8	2.54		24.515	0.867
4.0	92.3	2.92		25.198	0.891
4.5	92.8	3.33		25.334	0.896



Ing. Rider Cajaleón Jaramillo  
Corte 199667



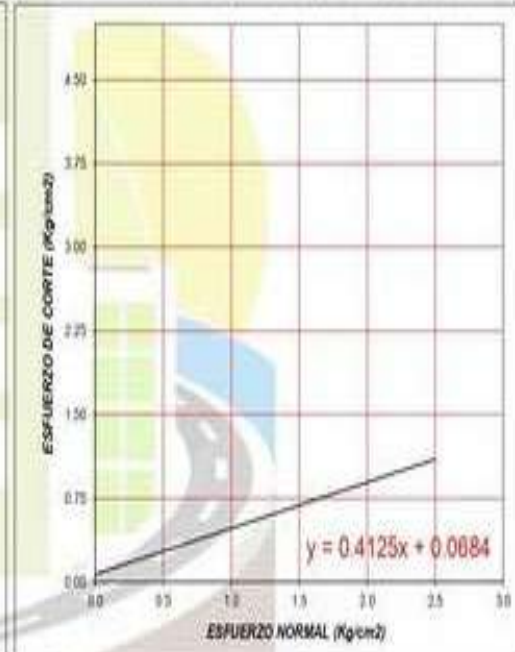
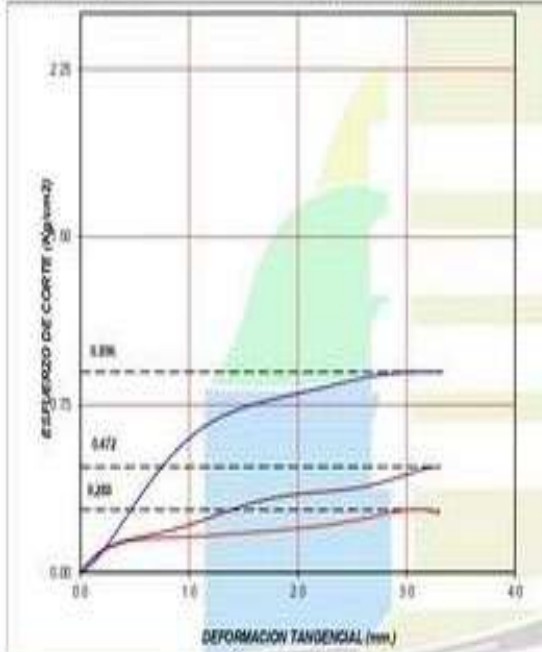
Elio Augusto Saavedra C.  
Ing. 199667



NTP 338.171:2002 (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**

<b>PROYECTO:</b> EVALUACION Y ANALISIS PARA EL DISEÑO DE ATIVAS EN CAVALES DE SECCION RECTANGULAR EN EL SISTEMA DE RIEGO CANCHAY LINDERO - TOMAYUCUCHA <b>UBICACION:</b> CANCHAY LINDERO, DISTRITO DE TOMAYUCUCHA - PROVINCIA DE AMBO - DEPARTAMENTO DE HUANUCO <b>SOLICITADO:</b> BRAYAN OBREGON VALDIVIAO <b>MUESTRA:</b> C-01 (M-1) <b>PROF (m):</b> 0.00 - 1.50	<b>EJECUTADO:</b> LABORTEC S.R.L. <b>FECHA:</b> OCTUBRE DEL 2017	<b>CARACTERISTICAS DE LOS ESPESIMENES</b>																																					
			<table border="1"> <thead> <tr> <th>MUESTRA</th> <th>DIAMETRO (cm)</th> <th>AREA (cm<sup>2</sup>)</th> <th>CONT HUM (%)</th> <th>DENS SECA (g/cm<sup>3</sup>)</th> <th>ESFUERZO NORMAL (kg/cm<sup>2</sup>)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>01</td> <td>6.0</td> <td>28.27</td> <td>13.2</td> <td>1.640</td> <td>0.5</td> </tr> <tr> <td>02</td> <td>6.0</td> <td>28.27</td> <td>13.3</td> <td>1.614</td> <td>1.0</td> </tr> <tr> <td>03</td> <td>6.0</td> <td>28.27</td> <td>13.2</td> <td>1.608</td> <td>2.0</td> </tr> </tbody> </table>	MUESTRA	DIAMETRO (cm)	AREA (cm <sup>2</sup> )	CONT HUM (%)	DENS SECA (g/cm <sup>3</sup> )	ESFUERZO NORMAL (kg/cm <sup>2</sup> )	01	6.0	28.27	13.2	1.640	0.5	02	6.0	28.27	13.3	1.614	1.0	03	6.0	28.27	13.2	1.608	2.0	<table border="1"> <thead> <tr> <th>CLASIF. SUELO</th> <th>CL</th> <th>L.L.</th> <th>U.L.</th> <th>IP</th> <th>% MENOR QUE MALLA N° 200</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>CL</td> <td>CL</td> <td>25</td> <td>25</td> <td>10</td> <td>81.2</td> </tr> </tbody> </table>	CLASIF. SUELO	CL	L.L.	U.L.	IP	% MENOR QUE MALLA N° 200	CL	CL	25	25	10
MUESTRA	DIAMETRO (cm)	AREA (cm <sup>2</sup> )	CONT HUM (%)	DENS SECA (g/cm <sup>3</sup> )	ESFUERZO NORMAL (kg/cm <sup>2</sup> )																																		
01	6.0	28.27	13.2	1.640	0.5																																		
02	6.0	28.27	13.3	1.614	1.0																																		
03	6.0	28.27	13.2	1.608	2.0																																		
CLASIF. SUELO	CL	L.L.	U.L.	IP	% MENOR QUE MALLA N° 200																																		
CL	CL	25	25	10	81.2																																		



RESULTADOS DE ENSAYOS			
COHESIÓN (kg/cm <sup>2</sup> )	0.07	ÁNGULO DE FRICCIÓN (°)	22.4





**LABORTEC**  
LABORATORIO TÉCNICO ESPECIALIZADO  
DE SUELO, CONCRETO Y ASFALTO

EMPRESA ESPECIALIZADA EN CONSULTORÍA  
DE OBRAS CIVILES, CERTIFICACIÓN Y ENSAYOS  
DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

**C - 02**

- Peso volumétrico seco ( $\gamma$ ) = 1.637 ton/m<sup>3</sup>
- Ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) = 22.4 °'
- Ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) = 15.4 °''
- Cohesión (c) = 0.46 ton/m<sup>2</sup>
- Ancho de Zapata (B) = 1.40 m.
- Profundidad de cimentación (Df) = 1.80 m.
- Presencia de nivel freático = NO
- Considerando Falla Local = SI
- Factor de seguridad (Fs) = 3.0
- Factores de carga adimensionales :

$$\begin{aligned} N_c' &= 16.07 \\ N_q' &= 7.268 \\ N_\gamma' &= 4.42 \end{aligned}$$

$$q_h = 1.3 * 0.46 * 16.1 + 1.637 * 1.80 * 7.27 + 0.40 * 1.637 * 1.40 * 4.42$$

$$q_h = 9.53 + 21.42 + 4.05$$

$$q_h = 35.00 \text{ ton/m}^2$$

$$q_h = \frac{35.00}{3.0} \text{ ton/m}^2$$

$$q_h = 11.67 \text{ ton/m}^2$$

$$q_h = 1.17 \text{ Kg/cm}^2$$



Ing. Eider C. Saldívar Jaramilla  
C.R. 18987



Elio Augusto Saavedra C.  
R.C. 18987

Dirección: Jr. Tarma 12<sup>a</sup> 101 - Huánuco  
Celular : 962987000  
E-mail : Labortec\_eel@hotmail.com  
Importante: La autenticidad de este informe  
puede ser verificado mediante el código QR.

## SERIE HISTORIA DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS DE LA ESTACION METEOROLOGICA DE HUÁNUCO

Estación : HUANUCO , Tipo Convencional - Meteorológica														
Departamento : <b>HUANUCO</b>							Latitud : <b>9° 57' 7.24"</b>							
Provincia : <b>HUANUCO</b>							Longitud : <b>76° 14' 54.8"</b>							
Distrito : <b>AMARILIS</b>							Altitud : <b>1947 m</b>							
INFORMACION DE PRECIPITACIONES MAXIMAS DE 24 HORAS														
N°	AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	Pmáx 24h.
1	1993	12.50	18.00	13.70	13.50	6.20	4.70	3.40	3.70	6.00	7.60	16.40	12.30	18.00
2	1994		8.70	10.90	24.00	15.00	0.00	0.00	0.00	20.50	19.00	7.20	20.60	24.00
3	1995	8.00	18.90	17.50	8.90	1.80	0.70	1.20	0.40	3.00	8.90	13.90	12.30	18.90
4	1996	13.50	9.10	15.90	17.10	10.40	0.01	0.10	3.50	1.40	9.30	15.10	8.10	17.10
5	1997	10.50	6.60	11.40	10.60	4.20	1.90	0.00	4.10	5.30	8.30	11.20	7.80	11.40
6	1998	17.90	16.50	27.50	1.00	2.70	1.80	0.00	1.50	3.20	13.40	26.00	7.20	27.50
7	1999	13.10	28.00	15.20	5.40	9.20	8.10	4.70	0.60	33.00	5.60	10.70	13.70	33.00
8	2000	10.80	14.20	14.60	7.70	5.30	7.30	2.40	12.10	4.00	2.80	20.30	19.30	20.30
9	2001	11.30	8.90	10.60	25.70	7.40	0.80	3.20	5.00	2.00	10.00	48.70	10.80	48.70
10	2002	13.00	19.40	14.90	27.20	9.70	2.10	5.20	1.30	2.80	22.90	7.80	5.20	27.20
11	2003	12.30	6.40	9.40	14.90	3.00	0.10	0.10	6.90	4.40	12.50	23.00	18.10	23.00
12	2004	7.60	8.10	11.90	10.50	11.70	1.40	2.10	4.60	11.30	6.40	13.00	17.60	17.60
13	2005	5.90	16.60	25.50	2.40	0.60	0.01	0.80	7.50	3.50	11.00	8.70	20.10	25.50
14	2006	28.00	11.30	18.90	8.30	1.90	3.60	1.60	2.00	7.20	18.90	21.70	18.20	28.00
15	2007	8.70	2.40	12.30	7.50	5.30	1.20	3.30	2.90	2.30	25.80	13.70	27.30	27.30
16	2008	7.90	12.50	16.60	15.80	2.70	1.80	0.10	0.70	14.20	11.70	33.10	30.60	33.10
17	2009	19.60	10.00	19.40	10.60	7.30	9.00	4.00	3.40	2.30	16.80	8.50	9.10	19.60
18	2010	4.90	17.40	22.60	6.80	2.40	1.20	3.80	5.00	9.60	12.00	21.80	19.90	22.60
19	2011	13.60	11.60	35.40	8.00	9.50	1.80	0.90	1.50	11.40	20.40	19.30	36.20	36.20
20	2012	16.30	12.30	11.60	16.30	5.70	1.90	4.70	2.50	2.60	16.20	29.60	30.70	30.70
21	2013	7.90	13.80	14.70	13.60	1.90	4.70	5.50	14.10	2.40	13.40	11.10	19.90	19.90
22	2014	15.40	21.90	20.60	24.80	18.20	3.20	1.30	0.30	11.70	23.20	9.30	14.10	24.80
23	2015	20.10	8.30	12.40	31.70	10.50	1.20	2.20	0.70	1.30	10.50	21.00	6.50	31.70
24	2016	11.20	13.00	18.00	2.80	0.10	0.50	0.20	0.60	1.00	12.90	13.00	14.20	18.00
25	2017	12.50	20.90	15.50	10.60	9.40	2.00	4.30	2.10	5.90	13.30	12.90	38.20	38.20

## ANEXO 5

### PANEL FOTOGRÁFICO



*Nota: Se hace la medición de los tramos afectados en el canal riego Canchan Lindero – Tomaykichwa, Provincia de Ambo.*



*Nota: Se hace la medición de los tramos afectados en el canal riego Canchan Lindero – Tomaykichwa, Provincia de Ambo.*





*Nota: Se hace la medición de la geometría del tramo afectado en el canal riego Canchan Lindero – Tomaykichwa, Provincia de Ambo.*



*Nota: Se hace la medición de los tramos afectados en el canal riego Canchan Lindero – Tomaykichwa, Provincia de Ambo.*



*Nota: Se hace la medición de los tramos afectados en el canal riego Canchan Lindero – Tomaykichwa, Provincia de Ambo.*



*Nota: Se observa el deterioro de la junta de dos tramos, el cual se recomienda el uso de juntas con WaterStop en el canal riego Canchan Lindero.*



*Nota: Se verifica el correcto uso de la junta en el canal riego Canchan Lindero – Tomaykichwa, Provincia de Ambo.*



*Nota: Se verifica el correcto uso de la junta en el canal riego Canchan Lindero – Tomaykichwa, Provincia de Ambo.*



*Nota: Se verifica las grietas por el mal adecuado diseño de juntas en el canal riego Canchan Lindero – Tomaykichwa, Provincia de Ambo.*



*Nota: Se verifica las grietas por el mal adecuado diseño de juntas en el canal riego Canchan Lindero – Tomaykichwa, Provincia de Ambo.*



*Nota: Se verifica las grietas por el mal adecuado diseño de juntas en el canal riego Canchan Lindero – Tomaykichwa, Provincia de Ambo.*



*Nota: Se verifica las grietas por el mal adecuado diseño de juntas en el canal riego Canchan Lindero – Tomaykichwa, Provincia de Ambo.*



*Nota: Se verifica el hundimiento de un tramo debió a las filtraciones por mal diseño de juntas el canal riego Canchan Lindero – Tomaykichwa, Provincia de Ambo.*



*Nota: Se verifica las grietas por el mal adecuado diseño de juntas tramo 2 en el canal riego Canchan Lindero – Tomaykichwa, Provincia de Ambo.*



*Nota: Se observa la bocatoma del canal riego Canchan Lindero – Tomaykichwa, Provincia de Ambo.*



*Nota: Se observa el canal derivador Canchan Lindero – Tomaykichwa, Provincia de Ambo.*



*Nota: Se observa en estado del canal en ciertos tramos, el cual se encuentra con maleza y sedimentos del canal Canchan Lindero – Tomaykichwa, Provincia de Ambo.*



*Nota: Se marca el punto de inicio para el cálculo de tiempos en el canal Canchan Lindero – Tomaykichwa, Provincia de Ambo.*



*Nota: Toma de tiempos del tramo afectado en el canal Canchan Lindero – Tomaykichwa, Provincia de Ambo.*



*Nota: Toma de tiempos según el caudal del canal por el Método del Flotador Canchan Lindero – Tomaykichwa, Provincia de Ambo.*



*Nota: Toma de tiempos según el caudal del canal por el Método del Flotador Canchan Lindero – Tomaykichwa, Provincia de Ambo.*



*Nota: Punto de inicio del tramo afectado para la toma de tiempos por el Método del Flotador Canchan Lindero – Tomaykichwa, Provincia de Ambo.*



*Nota: Inicio de la excavación de la Calicata 1 canal Canchan Lindero – Tomaykichwa, Provincia de Ambo.*



*Nota: Calicata 1 canal Canchan Lindero – Tomaykichwa, Provincia de Ambo.*



*Nota: Toma de muestra canal Canchan Lindero – Tomaykichwa, Provincia de Ambo.*



*Nota: Calicata 1 canal Canchan Lindero – Tomaykichwa, Provincia de Ambo.*





*Nota: Calicata 2 canal Canchan Lindero – Tomaykichwa, Provincia de Ambo.*



*Nota: Toma de muestra Calicata 2 canal Canchan Lindero – Tomaykichwa, Provincia de Ambo.*



*Nota: Preparación de la muestra para el Ensayo de Corte Directo canal Canchan Lindero – Tomaykichwa, Provincia de Ambo.*



*Nota: Preparación de la muestra para el Ensayo de Corte Directo canal Canchan Lindero – Tomaykichwa, Provincia de Ambo.*



*Nota: Toma de datos del Aparato de Corte Directo canal Canchan Lindero – Tomaykichwa, Provincia de Ambo.*



*Nota: Ensayo de Corte Directo canal Canchan Lindero – Tomaykichwa, Provincia de Ambo.*



*Nota: Preparación de la muestra para el Ensayo de Corte Directo canal Canchan Lindero – Tomaykichwa, Provincia de Ambo.*



*Nota: Toma de datos del Aparato de Corte Directo canal Canchan Lindero – Tomaykichwa, Provincia de Ambo.*



*Nota: Ensayo de Corte Directo canal Canchan Lindero – Tomaykichwa, Provincia de Ambo.*