

**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA
LA MOLINA**

FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA



**“ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE UNA PRESA DE TIERRA CON
FINES DE RIEGO EN EL DISTRITO DE ACAS, OCROS - ANCASH”**

**TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL
PARA OPTAR EL TÍTULO DE
INGENIERO AGRÍCOLA**

RANDY AGUIRRE NAVARRETE

LIMA – PERÚ

2022

Document Information

Analyzed document	TSP-AGUIRRE RANDY.docx (D150632428)
Submitted	2022-11-22 23:08:00
Submitted by	Teresa Velasquez Bejarano
Submitter email	tvelasquez@lamolina.edu.pe
Similarity	3%
Analysis address	tvelasquez.unalm@analysis.urkund.com

Sources included in the report

SA	35a4aa85777b6b5133bc96f9d5c2693423982a0b.html Document 35a4aa85777b6b5133bc96f9d5c2693423982a0b.html (D115332183)	 1
SA	TESIS CORONEL VALLEJOS.docx Document TESIS CORONEL VALLEJOS.docx (D54392769)	 1
SA	1424234588_992__PRESAS-DE-TIERRA_GRUPO-C.pptx Document 1424234588_992__PRESAS-DE-TIERRA_GRUPO-C.pptx (D13958760)	 5
SA	1474121905_EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES DE LA PRESA "EL AZÚCAR" MEDIANTE EL MÉTODO PSEUDOESTÁTICO Y NEWMARK DE DESPLAZAMIENTOS EN CONDICIÓN SÍSMICA.docx Document 1474121905_EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES DE LA PRESA "EL AZÚCAR" MEDIANTE EL MÉTODO PSEUDOESTÁTICO Y NEWMARK DE DESPLAZAMIENTOS EN CONDICIÓN SÍSMICA.docx (D21816719)	 3
SA	tarea3.pdf Document tarea3.pdf (D94369967)	 1
SA	Trabajo EstTaluDES 2021 - Yesa.pdf Document Trabajo EstTaluDES 2021 - Yesa.pdf (D108822551)	 2
SA	1149-Cabrera Huaman, Jainor_.pdf Document 1149-Cabrera Huaman, Jainor_.pdf (D31995474)	 1
SA	Diseño de Obras Hidrotécnicas.pdf Document Diseño de Obras Hidrotécnicas.pdf (D38222767)	 1
SA	Diseño de Obras Hidrotécnicas.pdf Document Diseño de Obras Hidrotécnicas.pdf (D38222938)	 3
SA	TAPIA_UTH1.pdf Document TAPIA_UTH1.pdf (D39804013)	 1
SA	Tesis Juan José Valdivia Carbajal.pdf Document Tesis Juan José Valdivia Carbajal.pdf (D144705596)	 1

UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA
FACULTAD DE INGENIERIA AGRICOLA

**“ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE UNA PRESA DE TIERRA CON
FINES DE RIEGO EN EL DISTRITO DE ACAS, OCROS - ANCASH”**

TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL PARA OPTAR EL TITULO DE:
INGENIERO AGRÍCOLA

Presentado por:

RANDY AGUIRRE NAVARRETE

Sustentado y aprobado por el siguiente jurado:

Mg. Sc. Cayo Leonidas Ramos Taipe
Presidente

Mg. Sc. Ricardo Apaella Nalvarte
Miembro

Mg. Sc. Liz Margot Palomino Zegarra
Miembro

Mg. Sc. Teresa Olinda Velásquez Bejarano
Asesor

LIMA – PERU

2022

DEDICATORIA

A mi madre por siempre brindarme su apoyo e inculcarme el deseo de superación, competitividad y profesionalismo.

A mi abuelita Betsabeth por ser un ejemplo de madre, docente y haberme inculcado el amor por los estudios, el apego a las normas, el respeto, el amor a dios y la familia.

A mi abuelito José Aguirre que se encuentra en el cielo, por sus chistes, anécdotas y por enseñarme que lo mejor que tiene la vida es la sonrisa y la felicidad.

AGRADECIMIENTOS

Agradecer a mí asesora Ing. Mg. Sc. Teresa Olinda Velásquez Bejarano por el constante apoyo y asesoramiento en la formulación de mi Tesis y TSP e inspirarme a seguir su ejemplo en el área de los recursos hídricos.

A mis tíos Merly, Nery, Iván, Narcés y Marco por brindarme su apoyo en mis momentos más difíciles de mi infancia y enseñarme que la vida es una lucha constante si deseamos ser algo que enorgullezca a la familia.

A mi novia Pamela por su apoyo, respaldo, motivación y empuje constante

Al esposo de mi madre Luis de la Cruz y mis hermanos Héctor, Fiorella y Omar por su consideración y apoyo constante.

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	ix
ABSTRACT	x
I. INTRODUCCIÓN	1
1.1. PROBLEMÁTICA	1
1.2. OBJETIVOS	3
1.2.1. Objetivo general	3
1.2.2. Objetivos específicos	3
II. REVISIÓN DE LITERATURA	4
2.1. CUENCA HIDROGRÁFICA.....	4
2.1.1. ESCURRIMIENTO EN UNA CUENCA	5
2.2. EVAPORACIÓN Y TRANSPIRACIÓN.....	6
2.2.1. Evaporación	6
2.2.2. Transpiración	6
2.2.3. Evapotranspiración del cultivo	7
2.2.4. Coeficiente de cultivo (Kc).....	8
2.3. COMPONENTES DE UN VASO DE ALMACENAMIENTO	9
2.3.1. Estimación del volumen útil	11
2.4. PRESAS Y SU CLASIFICACIÓN	11
2.4.1. Utilización	12
2.4.2. Características hidráulicas	12
2.4.3. Materiales de construcción	13
2.5. ELECCIÓN DEL TIPO DE PRESA	14
2.5.1. Topografía	14
2.5.2. Geología.....	14
2.5.3. Materiales disponibles	15
2.5.4. Hidrología	15
2.5.5. Sismicidad	15
2.5.6. Aliviaderos.....	15
2.6. FUERZAS ACTUANTES SOBRE UNA PRESA.....	16
2.6.1. Peso propio	16
2.6.2. Empuje hidrostático.....	16

2.6.3. Presión interna del agua.....	17
2.6.4. Sismos.....	17
2.6.5. Empuje de sedimentos	18
2.6.6. Oleaje.....	18
2.6.7. Empuje del hielo.....	19
2.7. PRESAS DE TIERRA Y SU CLASIFICACIÓN	19
2.7.1. De pantalla.....	20
2.7.2. De tipo homogéneo.....	20
2.7.3. De tipo heterogéneo.....	22
2.8. DISEÑO DE PRESAS DE TIERRA.....	23
2.8.1. Altura preliminar de presa	23
2.8.2. Ancho de corona.....	24
2.8.3. Borde libre	25
2.8.4. Drenaje.....	25
2.8.5. Filtros.....	28
2.8.6. Taludes.....	28
2.8.7. Protección de los paramentos	29
2.8.8. Resguardo y peralte	30
2.8.9. Pantalla de impermeabilización.....	30
2.9. ESTABILIDAD DE UNA PRESA DE TIERRA.....	31
2.9.1. Estabilidad de taludes	33
2.9.2. Factor de seguridad.....	33
2.9.3. Método de dovelas o rebanadas.....	35
2.9.4. Software Slide.....	37
III. DESARROLLO DEL TRABAJO	39
3.1. LUGAR DEL TRABAJO.....	39
3.2. UBICACIÓN GEOGRÁFICA	39
3.3. UBICACIÓN POLÍTICA.....	39
3.4. VÍAS DE ACCESO.....	40
3.5. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ZONA DE ESTUDIO	42
3.6. PLANTEAMIENTO HIDRÁULICO.....	43
3.7. INFORMACIÓN RECOPIADA EN CAMPO	44
3.7.1. Estudio de topografía.....	44
3.7.2. Estudio de geotecnia.....	46

3.7.3. Estudio de hidrología.....	47
3.7.4. Cedula de cultivo	50
3.8. INFORMACIÓN RECOPIADA DE GABINETE	51
3.8.1. Oferta hídrica.....	51
3.8.2. Demanda hídrica del proyecto	57
3.8.3. Balance hídrico	60
3.8.4. Hidrología de la presa.....	62
3.8.5. Geotecnia de la presa.....	65
IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	69
4.1. DISEÑO GEOMÉTRICO DE LA PRESA	69
4.1.1. Borde libre	69
4.1.2. Profundidad de desplante.....	70
4.1.3. Altura de presa.....	70
4.1.4. Selección de tipo de presa	71
4.1.5. Ancho de corona.....	71
4.1.6. Taludes.....	72
4.1.7. Ancho de base.....	73
4.2. ESTABILIDAD DE LA PRESA.....	73
4.2.1. Análisis de filtraciones	73
4.2.2. Análisis de estabilidad	75
4.3. RESUMEN	83
4.4. DISCUSIONES	84
V. CONCLUSIONES	85
VI. RECOMENDACIONES.....	86
VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	88
VIII. ANEXOS	90

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Vías de acceso hacia la localidad de Acas	41
Tabla 2: Precipitación generada (mm), en la microcuenca aportante.....	55
Tabla 3: Generación de caudales medios mensuales para el año promedio	56
Tabla 4: Caudales medios mensuales generados (m ³ /s) en la m. aportante.....	57
Tabla 5: Caudales Generados en el tránsito de avenidas.....	57
Tabla 6: Cédula de cultivo.....	58
Tabla 7: Coeficiente de cultivo K _c	58
Tabla 8: Evapotranspiración potencial de las áreas bajo riego en Acas	59
Tabla 9: Demanda hídrica de la cedula de cultivo y caudal máximo demandado.....	60
Tabla 10: Área - Volumen, microcuenca de embalse Tillishcocha.....	63
Tabla 11: Altura preliminar de presa.....	64
Tabla 12: Características de las calicatas en la zona de cierre de la Presa	65
Tabla 13: Resultados de los Ensayos de Corte Directo en la Presa Tillishcocha.....	65
Tabla 14: Resultados del Ensayo Triaxial en la Presa Tillishcocha	66
Tabla 15: Coeficiente permeabilidad a diferentes estratos por perforación	67
Tabla 16: Ubicación de las canteras para el cuerpo de presa	68
Tabla 17: Ángulos de Fricción Interna y Cohesión de la cantera.....	68
Tabla 18: Propiedades Básicas de la Cantera	68
Tabla 19: Principales propiedades de la Cantera.....	68
Tabla 20: Longitud Promedio.....	74
Tabla 21: Volumen Infiltrado Anual	74
Tabla 22: Resultados obtenidos del diseño geométrico de la presa	83
Tabla 23: Resultados del análisis de estabilidad aguas arriba de la presa.....	83
Tabla 24: Resultados del análisis de estabilidad aguas debajo de la presa.....	83

INDICE DE FIGURAS

Figura 1: Tipos de cuencas superficiales	4
Figura 2: Cuenca hidrográfica exorreica con corriente de orden 4	5
Figura 3: Factores que afectan la evapotranspiración con referencia a conceptos de ET	7
Figura 4: Curva generalizada del coeficiente del cultivo	9
Figura 5: Principales componentes de un vaso de almacenamiento.....	10
Figura 6: Empuje hidrostático y sus componentes vertical y horizontal que actúan directamente en el paramento aguas arriba de una presa.....	16
Figura 7: Línea de Saturación, líneas de corriente o flujo y líneas equipotenciales en una presa de materiales sueltos	17
Figura 8: Máxima altura de ola (m) en función de la velocidad del viento (km/h), su duración (h) y la línea de apara (km).....	19
Figura 9: Filtración a través de una presa homogénea	21
Figura 10: Filtración a través de una presa homogénea	21
Figura 11: Construcción de las curvas Cota- Área- Volumen de un embalse.....	24
Figura 12: Borde libre en función del Fetch.....	25
Figura 13: Líneas equipotenciales en una presa de tierra	26
Figura 14: Tipos de drenajes paralelos en presas de tierra	27
Figura 15: Tipos de drenes verticales en presas de tierra	27
Figura 16: Permeabilidad de una pantalla inyectada en una presa	30
Figura 17: Superficies a, b y c de posible deslizamiento en una presa.....	32
Figura 18: Falla de talud.....	33
Figura 19: Análisis de estabilidad por el método ordinario de dovelas superficie de la prueba de falla	36
Figura 20: Fuerzas actuantes en la n-ésima dovela de la superficie de falla.....	36
Figura 21: Ubicación del distrito de Acas, que forma parte de la provincia de Ocros en el departamento de Ancash.....	40
Figura 22: Mapa Vial de la provincia de Ocros.....	41
Figura 23: Imagen satelital de las lagunas Condorcocha y Tillishcocha.....	43
Figura 24: Dique existente con filtraciones en la presa.....	44
Figura 25: Topografía del vaso de la presa Tillishcocha.....	45
Figura 26: Topografía en la zona de emplazamiento	45

Figura 27: Calicata en el centro del eje de la presa (zona de cierre)	46
Figura 28: Evaluación y muestreo de las principales fuentes de aguas superficiales.....	47
Figura 29: Inventariado de infraestructura hidráulica en la zona del proyecto	48
Figura 30: Aforos de la red hidráulica en la zona del proyecto.....	49
Figura 31: Parcelas de riego en la zona de proyecto	50
Figura 32: Parámetros geomorfológicos de la microcuenca Tillishcocha.....	53
Figura 33: Evapotranspiración potencial promedio a través de los metodos de Hargreaves III y Thornwaite.....	54
Figura 34: Balance hídrico entre las presas Tillishcocha y Condorcocha para la obtención del volumen de la presa en estudio	61
Figura 35: Grafico Área – Volumen, microcuenca de embalse Tillishcocha.....	63
Figura 36: Ubicación de las perforaciones en el nuevo eje de presa proyectado	66
Figura 37: Taludes recomendables en presas zonificadas	73
Figura 38: Líneas equipotenciales de la red de flujo al interior de la presa	74
Figura 39: Mapa de Zonas Sísmicas.....	77
Figura 40: Mapa de Zonificación del Coeficiente Sísmico en el Perú	78
Figura 41: Presa Llena – Aguas Arriba – Bishop – Sin Sismo.....	79
Figura 42: Presa Llena – Aguas Arriba – Spencer – Sin Sismo	79
Figura 43: Presa Llena – Aguas Arriba – Bishop – Con Sismo	80
Figura 44: Presa Llena – Aguas Arriba – Spencer – Con Sismo.....	80
Figura 45: Presa Llena – Aguas Abajo – Bishop – Sin Sismo	81
Figura 46: Presa Llena – Aguas Abajo – Spencer – Sin Sismo.....	81
Figura 47: Presa Llena – Aguas Abajo – Bishop – Con Sismo.....	82
Figura 48: Presa Llena – Aguas Abajo – Spencer – Con Sismo	82
Figura 49: Equipo de trabajo de campo.....	91
Figura 50: Levantamiento topográfico de la presa y proyección del nuevo eje de presa....	91
Figura 51: Fin de construcción – aguas arriba sin sismo – Bishop – Sin Sismo	92
Figura 52: Fin de construcción – aguas arriba sin sismo – Spencer – Sin Sismo	92
Figura 53: Fin de construcción – aguas arriba sin sismo – Bishop – Con Sismo.....	93
Figura 54: Fin de construcción – aguas arriba sin sismo – Spencer – Con Sismo	93
Figura 55: Fin De Construcción – Aguas Abajo – Bishop – Sin Sismo.....	94
Figura 56: Fin De Construcción – Aguas Abajo – Spencer – Sin Sismo	94
Figura 57: Fin De Construcción – Aguas Abajo – Bishop – Con Sismo	95
Figura 58: Fin De Construcción – Aguas Abajo – Spencer – Con Sismo.....	95

Figura 59: Rápido Desembalse – Aguas Arriba – Bishop – Sin Sismo	96
Figura 60: Rápido Desembalse – Aguas Arriba – Spencer – Sin Sismo.....	96
Figura 61: Rápido Desembalse – Aguas Arriba – Bishop – Con Sismo	97
Figura 62: Rápido Desembalse – Aguas Arriba – Spencer – Con Sismo.....	97
Figura 63: Rápido Desembalse – Aguas Abajo – Bishop – Sin Sismo	98
Figura 64: Rápido Desembalse – Aguas Abajo – Spencer –Sin Sismo.....	98
Figura 65: Rápido Desembalse – Aguas Abajo – Bishop – Con Sismo.....	99
Figura 66: Rápido Desembalse – Aguas Abajo – Spencer – Con Sismo	99

INDICE DE ANEXOS

Anexo 1: Fotografías en campo.....	91
Anexo 2: Análisis Fin De La Construcción - Embalse Vacío.....	92
Anexo 3: Análisis a Desembalse Rápido.....	96
Anexo 4: Ensayo Triaxial CU-Laboratorio de Mecánica de suelos de la UNALM.....	100
Anexo 5: Mapa de ubicación del proyecto	103
Anexo 6: Mapa de las microcuencas aportantes.....	104
Anexo 7: Mapa de áreas beneficiarias del riego.....	105
Anexo 8: Mapa de planteamiento hidráulico del proyecto	106
Anexo 9: Plano de canteras para el cuerpo de la presa y accesos	107
Anexo 10: Vista de planta de la presa tillishcocha.....	108
Anexo 11: Plano del diseño final de la presa, cortes y detalles.....	109

RESUMEN

Del estudio de hidrología se obtuvo los datos de entrada para comenzar con el diseño físico de la presa, como la altura de presa, niveles de operación del embalse (Namin, Namino, Namo, Name) y los volúmenes de almacenamiento. La presa está conformada por tres materiales diferentes, el cuerpo en general (núcleo) compuesto por un suelo GM con arena, compactado y con buena impermeabilidad (alcanzando una permeabilidad de $K=10^{-4}$ a 10^{-5} cm/seg), una pantalla impermeable de geomembrana y geotextil, una capa de material compactado al 95% proctor de material de préstamo (arcilla de baja plasticidad) y un enrocado de 10"-15" como capa final, un ancho de corona de 5 m, borde libre de 0.9m, taludes de 2:1, ancho de base de 79m y profundidad de desplante de 1m. Obtenido el diseño físico se procedió a realizar el análisis de filtraciones en la presa a través del método de elementos finitos por intermedio de software Slide 6.0, con el fin de verificar el estado de la red de flujo y la velocidad de descarga al interior de la presa. Luego se pasó a realizar el análisis de estabilidad de la estructura con la finalidad de asegurar que el cuerpo de la presa, en especial los taludes, se mantengan estables ante las cargas a las que serán sometidos durante las operaciones del embalse; para ello se ha utilizado el criterio de equilibrio límite mediante los métodos clásicos de Bishop Simplificado y Spencer donde las superficies de deslizamiento son definidas por familias circulares y planas llamadas dovelas. Finalmente, se procedió a calcular los factores de seguridad para el estado estático y pseudoestático tomando como factor de seguridad mínimo 1.5 para el estado estático y 1 para el estado pseudoestático.

Palabras clave: Estabilidad, Equilibrio limite, Red de flujo, Factor de seguridad, Slide, Presa de tierra.

ABSTRACT

From the hydrology study, the input data was obtained to begin with the physical design of the dam, such as the height of the dam, reservoir operating levels (Namin, Namino, Namo, Name) and storage volumes. The dam is made up of three different materials, the body in general (core) made up of a GM soil with sand, compacted and with good impermeability (reaching a permeability of $K=10^{-4}$ at 10^{-5} cm/sec), a screen waterproofing of geomembrane and geotextile, a layer of compacted material at 95% proctor of borrow material (low plasticity clay) and a 10''-15'' riprap as final layer, a crown width of 5 m, free edge of 0.9 m, slopes of 2:1, base width of 79m and sloping depth of 1m. Once the physical design was obtained, the analysis of filtrations in the dam was carried out through the finite element method using Slide 6.0 software, in order to verify the state of the flow network and the discharge rate inside the dam. prey. Then, the stability analysis of the structure was carried out in order to ensure that the body of the dam, especially the slopes, remain stable in the face of the loads to which they will be subjected during the operations of the reservoir; For this, the limit equilibrium criterion has been used through the classic Simplified Bishop and Spencer methods where the slip surfaces are defined by circular and flat families called voussoirs. Finally, we proceeded to calculate the safety factors for the static and pseudo-static state in different cases, such as: full reservoir, empty reservoir and rapid unloading; taking as a minimum safety factor 1.5 for the static state and 1 for the pseudo-static state.

Keywords: Stability, Limit balance, Flow net, Security factor, Slide, Earth dam.

I. INTRODUCCIÓN

1.1. PROBLEMÁTICA

En el Perú, existe la necesidad del almacenamiento y distribución del recurso hídrico con fines de riego; esencialmente, en nuestro país, la población rural en épocas de estiaje se ve afectada ya que no cuentan con agua para regar sus cultivos. Considerando que la agricultura es su principal fuente de ingreso, el déficit hídrico reduce la producción y rendimiento de estos. Es por ello, que hace falta que se realicen proyectos que cubran la necesidad del desabastecimiento mediante presas, canales y cualquier obra hidráulica necesaria para garantizar el afianzamiento hídrico, afín de mejorar la calidad de vida de aquellas personas. Es por ello que, se realizará un proyecto de desarrollo rural en la localidad de Acas, provincia de Ocros en el departamento de Ancash y servirá para irrigar 281 hectáreas de terrenos agrícolas de Santo Toribio, Garbanzo Pampa, Acas, Pueblo viejo, Tunaspampa y Mancapa. El proyecto pretende afianzar el recurso hídrico mediante la ampliación y mejoramiento de la capacidad de embalse de las presas Condorcocha y Tillishcocha, las cuales almacenan agua de lluvia y escorrentía de sus respectivas cuencas.

Como planteamiento hidráulico se pretende que la conducción de la descarga de ambas presas, se realizará de manera natural por la quebrada Tillishcocha, donde se unirá al caudal proveniente de la quebrada Cauragin; este caudal será interceptado aguas abajo por una bocatoma ya existente llamada Santo Toribio, que será mejorada y desviará el caudal captado mediante un canal de sección rectangular que irrigará las localidades de Acas, Santo Toribio, Garbanzo Pampa y Pueblo viejo, para luego seguir su trayecto a través de un canal entubado de HDPE que irrigará las localidades de Tunaspampa y Mancapa.

Debido a que las presas son estructuras excepcionales en captación y regulación, se vio conveniente, enfocar el trabajo de suficiencia profesional (TSP) en el análisis de estabilidad de la presa de tierra Tillishcocha. A fin de garantizar la duración y resistencia de la misma a través de su vida útil.

Actualmente el sistema de embalse en la Laguna Tillishcocha, consta de un dique existente construido a base de mampostería de piedra, asentada en concreto $F_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$, de 124m de luz, 4 m de alto y 5.96 m de ancho de corona; este fue proyectado para fines de regulación, que aporta al sistema de riego en épocas de estiaje un caudal de 60 lps; la capacidad actual de la represa es de 0.148 MMC/año y no es suficiente como para cubrir la demanda existente. Por su estado situacional, al día de hoy la presa se encuentra en malas condiciones ya que cumplió con su tiempo de vida útil. Es por ello que se necesita proyectar una nueva presa que garantice el abastecimiento y cubra la necesidad hídrica de la población beneficiaria.

El tipo de estructura que se analizará, será una presa de tierra, debido a las características topográficas y geológicas de la zona de emplazamiento, además, como se sabe estas estructuras son más económicas que las presas de concreto, ya que, la disponibilidad de sus materiales se encuentra presentes en el medio de forma natural.

La estabilidad de una presa depende de las características físico-mecánicas de los suelos que constituyen los diferentes elementos de su estructura, especialmente, de la inclinación de los taludes y de las condiciones de filtración a través del cuerpo de la presa sumados al movimiento sísmico (Cánovas, 1998).

Existen muchos métodos y softwares para modelar y realizar el análisis de estabilidad de una presa; sin embargo, en este TSP se utilizará el software SLIDE 6.0. En este análisis se aplicará el método de equilibrio límite a través de las dovelas utilizadas por Bishop y Janbu y se realizará un análisis profundo para el estado estático y el análisis sísmico reemplazado por un estado pseudoestático.

A través de esta represa se busca embalsar gran parte del recurso hídrico de la microcuenca Tillishcocha para posteriormente derivarla y así satisfacer la demanda de agua para riego en la localidad de Acas; de esta forma se logrará que los beneficiarios del riego mejoren su producción y rendimiento agrícola de productos como papa, alfalfa, trigo, maíz, quinua, etc; así como también se mejorará su economía, calidad y estilo de vida.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo general

Analizar la estabilidad de la presa de Tierra Tillishcocha, con fines de riego en la localidad de Acas, provincia de Ocros, departamento de Ancash.

1.2.2. Objetivos específicos

Realizar el diseño y dimensionamiento de la sección, forma, taludes y cuerpo de la presa, afín de garantizar una correcta estabilidad.

Realizar el modelamiento de filtración de agua al interior de la presa, a través del software Slide 6.0.

Calcular los factores de seguridad utilizando el método de equilibrio límite para el estado estático y pseudoestático a través del software Slide 6.0.

II. REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. CUENCA HIDROGRÁFICA

Una cuenca es una zona de la superficie terrestre en donde las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida (Aparicio, 1992).

Desde el punto de vista de su salida, existen fundamentalmente dos tipos de cuencas: endorreicas y exorreicas. En las primeras el punto de salida está dentro de los límites de la cuenca y generalmente es un lago; en las segundas, el punto de salida se encuentra en los límites de la cuenca y está en otra corriente o en el mar (Ver Figura 1).

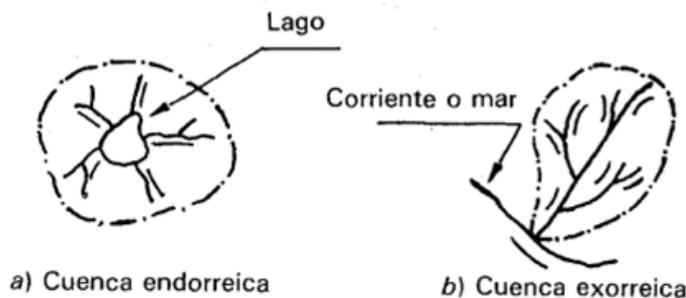


Figura 1: Tipos de cuencas superficiales

FUENTE. (Aparicio, 1992).

El parteaguas es una línea imaginaria formada por los puntos de mayor nivel topográfico y que separa la cuenca de las cuencas vecinas. El área de la cuenca se define como la superficie, en proyección horizontal, delimitada por el parteaguas (Ver Figura 2).

La corriente principal de una cuenca exorreica es la corriente que pasa por la salida de la misma. Las demás corrientes de una cuenca de este tipo se denominan corrientes tributarias.

Todo punto de cualquier corriente tiene una cuenca de aportación, toda cuenca tiene una y sólo una corriente principal. Las cuencas correspondientes a las corrientes tributarias o a los puntos de salida se llaman cuencas tributarias o subcuencas.

El orden de corrientes se determina como se muestra en la figura 2. Una corriente de orden 1 es un tributario sin ramificaciones, una de orden 2 tiene sólo tributarios de primer orden, etc. Dos corrientes de orden 1 forman una de orden 2, dos corrientes de orden 3 forman una de orden 4, etc., pero, por ejemplo, una corriente de orden 2 y una de orden 3 forman otra de orden 3. El orden de una cuenca es el mismo que el de la corriente principal en su salida; así, por ejemplo, el orden de la cuenca de la figura 2 es 4. Nótese que el orden de una cuenca depende en mucho de la escala del plano utilizado para su determinación; en este sentido, las comparaciones entre una cuenca y otra deben hacerse con cuidado, especialmente cuando los planos correspondientes no están a la misma escala o están editados por diferentes organismos.

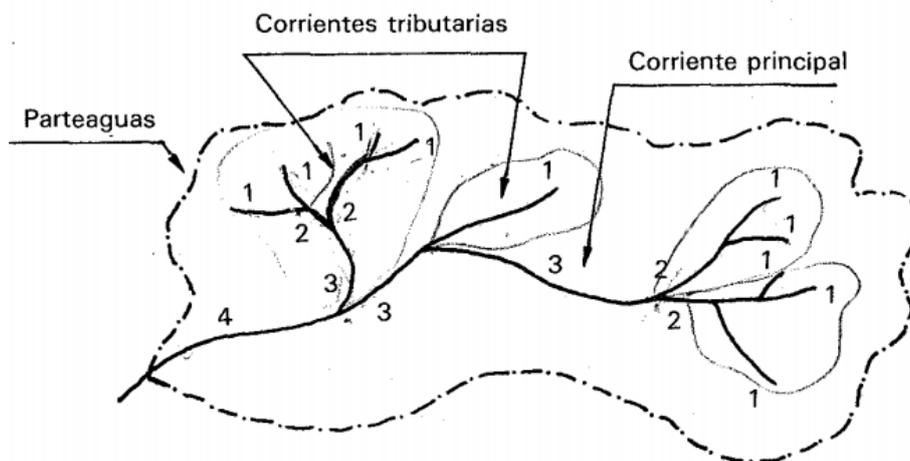


Figura 2: Cuenca hidrográfica exorreica con corriente de orden 4

FUENTE. (Aparicio, 1992).

2.1.1. Esguerrimiento en una cuenca

El esguerrimiento se define como el agua proveniente de la precipitación que circula sobre o bajo la superficie terrestre y que llega a una corriente para finalmente ser drenada hasta la salida de la cuenca.

Una vez que la precipitación alcanza la superficie del suelo, se infiltra hasta que las capas superiores del mismo se saturan. Posteriormente, se comienzan a llenar las depresiones del

terreno y, al mismo tiempo, el agua comienza a escurrir sobre su superficie. Este escurrimiento, llamado flujo en la superficie del terreno, se produce mientras el agua no llegue a cauces bien definidos de lo contrario se convierte en escurrimiento en corrientes. El flujo sobre el terreno, junto con el escurrimiento en corrientes, forma el escurrimiento superficial.

Una parte del agua de precipitación que se infiltra escurre cerca de la superficie del suelo y más o menos paralelamente a él. A esta parte del escurrimiento se le llama escurrimiento subsuperficial; la otra parte, que se infiltra hasta niveles inferiores al freático, se denomina escurrimiento subterráneo.

De los tres tipos de escurrimiento, el superficial es el que llega más rápido a la salida de una cuenca. Por ello está relacionado directamente con una tormenta particular y entonces se dice que proviene de la precipitación en exceso o efectiva y que constituye el escurrimiento directo.

2.2. EVAPORACIÓN Y TRANSPIRACIÓN

2.2.1. Evaporación

La evaporación es el proceso por el cual el agua líquida se convierte en vapor de agua (vaporización) y se retira de la superficie evaporante (remoción de vapor). El agua se evapora de una variedad de superficies, tales como lagos, ríos, caminos, suelos y la vegetación mojada. Los factores climatológicos que intervienen en la evaporación son; la radiación, la temperatura del aire, la humedad atmosférica y la velocidad del viento (FAO, 1990).

2.2.2. Transpiración

La transpiración consiste en la vaporización del agua líquida contenida en los tejidos de la planta y su posterior remoción hacia la atmósfera. Los cultivos pierden agua predominantemente a través de los estomas. Estos son pequeñas aberturas en la hoja de la planta a través de las cuales atraviesan los gases y el vapor de agua de la planta hacia la atmósfera (FAO, 1990).

Entonces la evapotranspiración surge de la unión de estos dos procesos y los factores que la determinan son el clima, las características del cultivo, el manejo y el medio de desarrollo. Los principales parámetros climáticos que afectan la evapotranspiración son la radiación, la temperatura del aire, la humedad atmosférica y la velocidad del viento.

El tipo de cultivo, la variedad y la etapa de desarrollo, así como los factores tales como la salinidad o baja fertilidad del suelo, uso limitado de fertilizantes, presencia de horizontes duros o impenetrables en el suelo, ausencia de control de enfermedades y de parásitos y el mal manejo del suelo pueden limitar el desarrollo del cultivo y reducir la evapotranspiración.

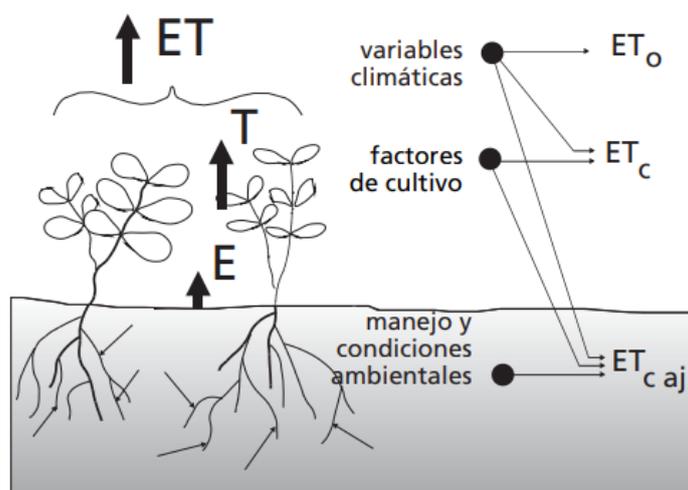


Figura 3: Factores que afectan la evapotranspiración con referencia a conceptos de ET

FUENTE: (FAO, 1990).

La evapotranspiración no es simple de medir. Para determinarla experimentalmente se requieren aparatos específicos y mediciones precisas de varios parámetros físicos o el balance del agua del suelo en lisímetros.

2.2.3. Evapotranspiración del cultivo

Las condiciones estándar de los cultivos son: que se desarrollen en campos extensos, bajo condiciones agronómicas excelentes y sin limitaciones de humedad en el suelo. La evapotranspiración de un cultivo será diferente a la del cultivo de referencia (ET_o) en la medida en que sus características de cobertura del suelo, propiedades de la vegetación y

resistencia aerodinámica difieran de las correspondientes al pasto. Los efectos de las características que distinguen al cultivo del pasto están incorporadas en el coeficiente del cultivo (K_c) (FAO, 1990).

De acuerdo al enfoque del coeficiente del cultivo, la evapotranspiración del cultivo ET_c se calcula como el producto de la evapotranspiración del cultivo de referencia, ET_o y el coeficiente del cultivo K_c :

$$ET_c = K_c ET_o \quad (1)$$

Donde:

ET_c = Evapotranspiración del cultivo [$mm\ d^{-1}$]

K_c = Coeficiente del cultivo [adimensional]

ET_o = Evapotranspiración del cultivo de referencia [$mm\ d^{-1}$].

2.2.4. Coeficiente de cultivo (K_c)

El coeficiente del cultivo integra los efectos de las características que distinguen a un cultivo típico de campo del pasto de referencia, el cual posee una apariencia uniforme y cubre completamente la superficie del suelo. En consecuencia, distintos cultivos poseerán distintos valores de coeficiente del cultivo. Por otra parte, las características del cultivo que varían durante el crecimiento del mismo también afectarán al valor del coeficiente K_c . Por último, debido a que la evaporación es un componente de la evapotranspiración del cultivo, los factores que afectan la evaporación en el suelo también afectarán al valor de K_c (FAO, 1990).

En el enfoque del coeficiente único del cultivo, los efectos de la transpiración del cultivo y la evaporación del suelo son combinados en un coeficiente K_c único. Este coeficiente integra las diferencias en la evaporación en el suelo y en la tasa de transpiración del cultivo, entre el cultivo y la superficie del pasto de referencia. Como la evaporación en el suelo puede fluctuar diariamente como resultado de la lluvia o el riego, el coeficiente único del cultivo es solamente una expresión de los efectos promedios en el tiempo (múltiples días), de la evapotranspiración del cultivo.

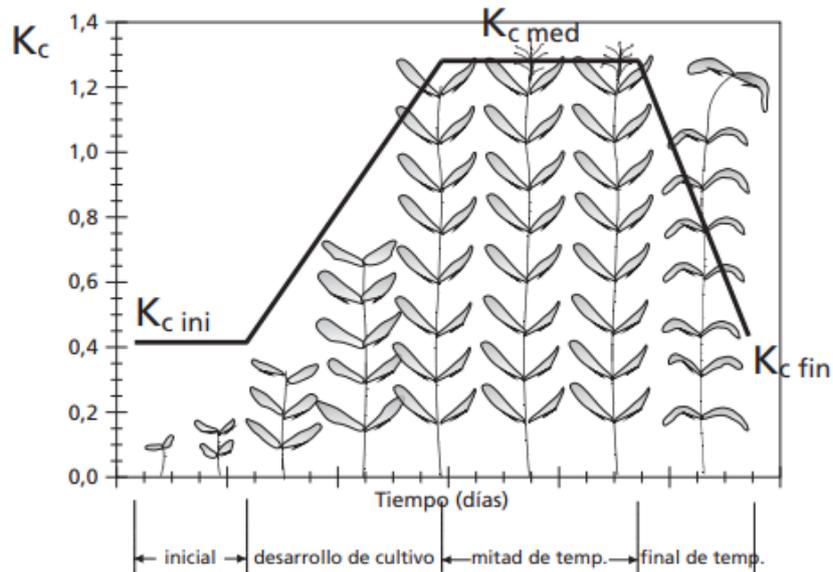


Figura 4: Curva generalizada del coeficiente del cultivo

FUENTE: (FAO, 1990).

2.3. COMPONENTES DE UN VASO DE ALMACENAMIENTO

El NAMINO (nivel de aguas mínimas de operación) es el nivel más bajo con el que puede operar la presa. Cuando ésta es para irrigación y otros usos, el NAMINO (también llamado en este caso NAMIN o nivel de aguas mínimas) coincide con el nivel al que se encuentra la entrada de la obra de toma. En el caso de presas para generación de energía, el NAMINO se fija de acuerdo con la carga mínima necesaria para que las turbinas operen en buenas condiciones.

El volumen muerto es el que queda abajo del NAMINO o NAMIN; es un volumen del que no se puede disponer. El volumen de azolves es el que queda abajo del nivel de la toma y se reserva para recibir el acarreo de sólidos por el río durante la vida útil de la presa. Es conveniente hacer notar que el depósito de sedimentos en una presa no se produce como esta mostrado en la figura siguiente – con un nivel horizontal – si no que los sedimentos se reparten a lo largo del embalse, teniéndose los más gruesos al principio del mismo y los más finos cerca de la cortina. De hecho, en algunos casos existe movimiento de sedimentos depositados dentro del vaso, fenómeno que se conoce como corriente de densidad.

La operación de la presa se lleva a cabo entre el NAMINO o NAMIN y el NAMO (nivel de aguas máximas ordinarias o de operación). El NAMO es el máximo nivel con que puede

operar la presa para satisfacer las demandas; cuando el vertedor de excedencias (estructura que sirve para desalojar los volúmenes excedentes de agua que pueden poner en peligro la seguridad de la obra) no es controlado por compuertas, el NAMO coincide con su cresta o punto más alto del vertedor. En el caso de que la descarga por el vertedor esté controlada, el NAMO puede estar por arriba de la cresta e incluso puede cambiar a lo largo del año. Así, en época de estiaje es posible fijar un NAMO mayor que en época de avenidas, pues la probabilidad de que se presente una avenida en la primera época es menor que en la segunda. El volumen que se almacena entre el NAMO y el NAMIN o NAMINO se llama volumen o capacidad útil y es con el que se satisfacen las demandas de agua (Aparicio, 1992).

El NAME (nivel de aguas máximas extraordinarias) es el nivel más alto que debe alcanzar el agua en el vaso bajo cualquier condición. El volumen que queda entre este nivel y el NAMO, sirve para controlar las avenidas que se presentan cuando el nivel en el vaso está cercano al NAMO. El espacio que queda entre el NAME y la máxima elevación de la cortina (corona) se denomina borde libre y está destinado a contener el oleaje y la marea producidos por el viento, así como a compensar las reducciones en la altura de la cortina provocadas por sus asentamientos.

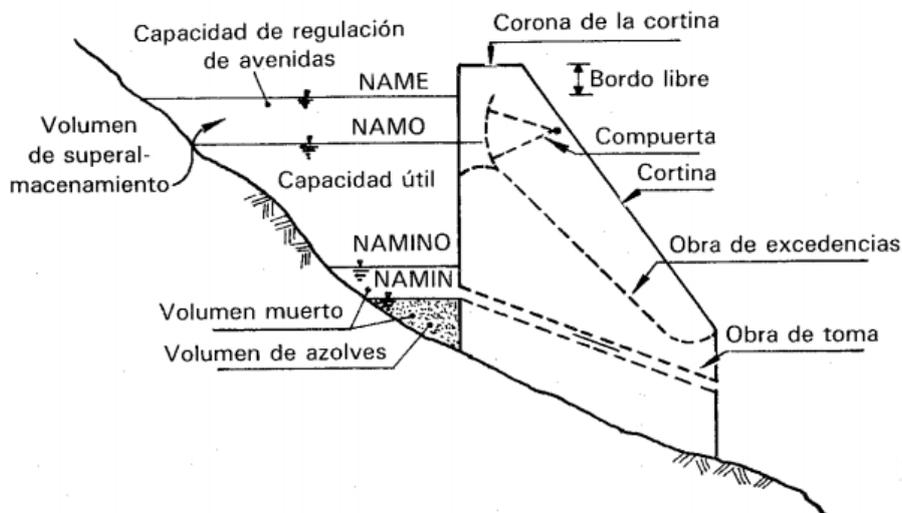


Figura 5: Principales componentes de un vaso de almacenamiento

FUENTE: (Aparicio, 1992).

En resumen, existen cuatro volúmenes principales en toda presa que es necesario determinar para diseñar el vaso: el volumen de azolves, el volumen muerto, el volumen útil y el volumen de super-almacenamiento.

2.3.1. Estimación del volumen útil

Para estimar el volumen útil en un vaso de almacenamiento es importante utilizar los planos topográficos y los registros hidrológicos. Los primeros proporcionan la relación que hay entre los volúmenes, áreas y elevaciones del vaso, y los segundos sirven para estimar los volúmenes o gastos que llegarán al vaso durante su operación (Aparicio, 1992).

Por otra parte, para estimar el volumen útil que se requiere para satisfacer una determinada demanda, se deben tener datos de volúmenes escurridos por el río durante un tiempo relativamente largo. Desde luego, entre mayor sea el lapso de registros, más confiable será la estimación del volumen útil. En general, un registro de 20 años o más proporciona una buena estimación.

Es recomendable determinar el volumen útil de una presa en dos pasos: el primero consiste en hacer una primera estimación usando datos mensuales de aportaciones y demandas e ignorando factores de menor importancia, como la evaporación y precipitación directa en el vaso; el segundo es simular el funcionamiento del vaso para un periodo largo, tomando en cuenta las variaciones mensuales y anuales de aportaciones y demandas y todos los demás factores que intervienen en la cantidad de agua almacenada en un determinado instante.

Cuando se desea hacer una primera estimación del volumen útil se puede usar dos métodos. El primero, llamado de la curva masa o diagrama de Rippl, desarrollado en 1883, es útil cuando las demandas son constantes, y el segundo, conocido como algoritmo del pico secuente, es conveniente cuando las demandas varían en el tiempo.

2.4. PRESAS Y SU CLASIFICACIÓN

La presa es una estructura de tierra o de concreto, que tiene por objeto contener el agua de un cauce natural para elevar su nivel y así poder derivarse o para almacenarla y evacuarla en periodos de escasez (Cánovas, 1998).

Las presas se pueden clasificar en distintas categorías, dependiendo del objeto que persiga la clasificación. Existen tres tipos y son ordenadas en función de su utilización, diseño hidráulico y materiales usados en su construcción (USBR, 1987).

2.4.1. Utilización

Las presas se pueden clasificar de acuerdo a la función que están destinadas en: presas de embalse, derivación y retención (USBR, 1987).

Las presas de embalse se construyen para almacenar agua en periodos de abundancia y utilizarla cuando el suministro sea deficiente. Estas a su vez pueden clasificarse en presas de abastecimiento, recreo, pesca, fauna, producción de energía hidroeléctrica, riego, etc.

Las presas de derivación se construyen normalmente para crear una altura de carga que permita llevar el agua a través de acequias, canales o cualquier otro sistema, hasta el lugar de su utilización.

Las presas de retención se construyen para regular las crecidas y disminuir el efecto de las avenidas. Las presas reguladoras se dividen en dos tipos: de almacenamiento temporal y de almacenamiento por tiempo como sea posible.

2.4.2. Características hidráulicas

En función de sus características hidráulicas las presas pueden clasificarse como vertedero y no vertedero (USBR, 1987).

Se denominan presas vertedero a las que pueden verter por la coronación. Deben construirse con materiales que el agua no erosione cuando vierte como el concreto reforzado y mampostería de piedra.

Las presas no vertedero son aquellas que han sido proyectadas para que no viertan por su coronación. Este tipo de presa permite el empleo en su coronación de tierra y escollera.

2.4.3. Materiales de construcción

2.4.3.1. Presa de tierra

Las presas de tierra son el tipo más común, debido básicamente a que en su construcción se utilizan los materiales en estado natural con un proceso mínimo (USBR, 1987).

2.4.3.2. Presas de escollera

Las Presas de escollera se construyen con rocas de todos los tamaños, de esta forma se logra que la represa asegure su estabilidad y una adecuada estanqueidad (USBR, 1987).

2.4.3.3. Presas de concreto tipo gravedad

Las presas de gravedad son aquellas que dependen de su propio peso para su estabilidad y se adaptan mejor a los lugares en los que se dispone de una cimentación de roca. Las presas de gravedad pueden tener una planta curva o recta; sin embargo, la primera puede proporcionar algunas ventajas en lo que respecta al costo y a la seguridad (USBR, 1987).

2.4.3.4. Presa de concreto tipo arco

Esta tipología se usa para designar una estructura curva, masiva, de concreto o mampostería, con convexidad hacia aguas arriba. Se adaptan a lugares en los que la relación del ancho entre estribos respecto a la altura, no sea grande y donde los estribos sean de roca capaz de resistir el empuje de los arcos. Y se pueden construir en arco simple o en múltiples arcos dependiendo de la localización y cimentación (USBR, 1987).

2.4.3.5. Presas de concreto de contrafuertes

Las presas del tipo de contrafuertes comprenden las de losas y las de arcos. Requieren aproximadamente 60 % menos de concreto que las presas de gravedad y el refuerzo de acero necesario, generalmente contrarrestan las economías en concreto. El diseño y construcción de estas presas se basan en el conocimiento y criterio que se adquiere solamente por la experiencia especializada en este tipo de obras. Las cortinas comprenden dos elementos estructurales principales: una cubierta inclinada que soporta el empuje hidrostático y machones, contrafuertes o muros que soportan la cubierta y transmiten las cargas a la cimentación a lo largo de los planos verticales (Valencia, s.f.).

2.5. ELECCIÓN DEL TIPO DE PRESA

USBR (1987), para la elección del lugar y el tipo de presa debe considerarse cuidadosamente en las primeras etapas de planificación y diseño. Solamente en circunstancias excepcionales, resulta adecuado un solo tipo de presa y estructuras anexas para un emplazamiento dado. Generalmente se necesitan diseños preliminares y estimaciones de varias tipologías de presa y de estructuras anexas antes de encontrar la más adecuada y económica. Para ello es importante comprender que el proyecto puede resultar excesivamente caro a no ser que las decisiones sobre la elección del emplazamiento y del tipo de presa estén basadas en un estudio adecuado.

La elección del tipo de presa requiere cooperación entre expertos en diversas disciplinas (incluyendo ingenieros de planificación, hidrólogos, geotécnicos, hidráulicos, estructurales y geólogos) con el fin de asegurar un diseño adecuado y económicamente viable con las condicionantes físicas como la topografía, geología, materiales disponibles, hidrología y sismicidad.

Otros factores que afectan en el tipo de presa son las descargas del aliviadero, el desvío del cauce, disponibilidad de la mano de obra, la accesibilidad a la obra.

2.5.1. Topografía

Las consideraciones topográficas incluyen el terreno en el emplazamiento del cuerpo de la presa, el área de embalse o vaso, así como la accesibilidad al emplazamiento y materiales de construcción. La topografía determina, a grosso modo, la primera elección del tipo de presa.

2.5.2. Geología

La capacidad de los diversos tipos de rocas y terrenos como cimiento y material de construcción constituyen problemas geológicos que deben ser tenidos en consideración. La condición geológica en el emplazamiento del cuerpo de la presa a menudo determina el tipo de presa adecuado en dicho lugar. La resistencia, espesor e inclinación de los estratos, permeabilidad, fracturación y disposición de las fallas resultan factores importantes en la elección del tipo de presa.

2.5.3. Materiales disponibles

Los materiales de construcción para presas de los que se puede disponer próximos al emplazamiento del proyecto o cerca de él son:

- Roca para pantallas de enrocado y rip rap o escolleras
- Suelo para terraplenes (arena, grava o limo con cierto grado de impermeabilidad)
- Agregados para concreto (grava, arena y piedra chancada)

La eliminación o disminución del flete de los materiales de construcción producirá una considerable reducción en el presupuesto total del proyecto.

2.5.4. Hidrología

Las precipitaciones, el régimen hídrico de aguas superficiales y subterráneas en la zona de represamiento determinan el volumen máximo de almacenamiento en la presa.

Así mismo las características del régimen hídrico y la precipitación pueden afectar apreciablemente el costo de la construcción por su influencia en el tratamiento y desvío del río y así prolongar el tiempo de construcción.

2.5.5. Sismicidad

Si el proyecto se encuentra en una zona sísmica, el proyecto debe prever la carga adicional y el incremento de tensiones que se producen. Para ello se deberá elegir la mejor alternativa entre los diversos tipos de presas.

2.5.6. Aliviaderos

La elección del tipo de aliviadero vendrá condicionada por la magnitud de las avenidas que deban pasar. Así, se tendrá que, en cauces con un régimen de grandes avenidas potenciales, el aliviadero será la estructura principal y la presa puede ser de orden secundario. En algunos casos donde el material excavado para el aliviadero resulta compatible con el cuerpo de la presa es conveniente construir una presa de tierra.

2.6. FUERZAS ACTUANTES SOBRE UNA PRESA

2.6.1. Peso propio

Es el peso propio de toda la estructura, que depende de la forma y dimensiones de la presa y del peso específico de los materiales utilizados para su construcción. En una presa su peso total actúa verticalmente hacia la cimentación y fundamentalmente como estabilizadora de la misma (USBR, 1987).

2.6.2. Empuje hidrostático

Es la fuerza activa fundamental en una presa. En una sección transversal tiene dos componentes, horizontal (H) y vertical (V) y está muy bien definida por las condiciones geométricas de la presa. La presión del agua sobre la superficie de la presa es normal a ella, y su efecto equivale al peso de la columna líquida de sección unidad que gravita sobre cada punto de la superficie. Además, el empuje hidrostático debe computarse siempre hasta el punto más bajo de la cimentación y no hasta la superficie del terreno ya que el agua penetra con toda su presión.

Evidentemente el máximo efecto de empuje hidrostático se da para el nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) y el mínimo cuando el embalse está vacío (Cánovas, 1998).

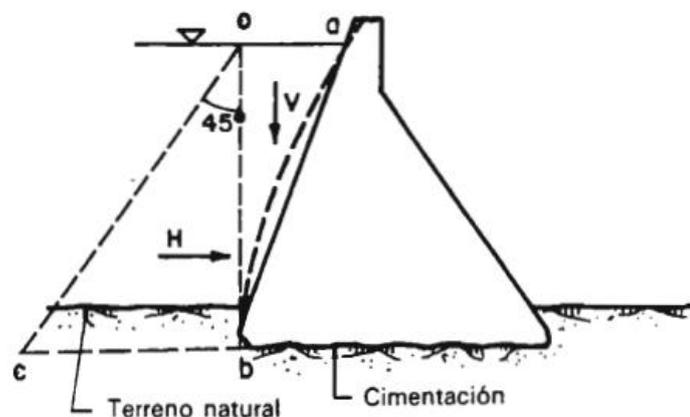


Figura 6: Empuje hidrostático y sus componentes vertical y horizontal que actúan directamente en el paramento aguas arriba de una presa

FUENTE: (Cánovas, 1998).

2.6.3. Presión interna del agua

Las presiones del agua producidas por el agua del embalse y el nivel de aguas abajo se producen dentro de la presa y la cimentación. La distribución de presiones a lo largo de una sección horizontal se asume que varía linealmente de la presión máxima a embalse lleno en la cara aguas arriba a cero o al nivel aguas abajo en la ausencia de drenes.

La presión interior del agua o subpresión actúa reduciendo la tensión normal de compresión en una sección horizontal a través de la presa. Para reducir esta subpresión basta con incluir en los diseños una línea de drenajes verticales dentro de la presa y paralela al paramento aguas arriba.

Las fuerzas de las presiones del agua también ocurren dentro de la cimentación. La fuerza de subpresión en la cimentación disminuye las fuerzas normales ocasionando posibles superficies de deslizamiento. Además, las presiones en las juntas aumentan las fuerzas de deslizamiento en los bloques de la cimentación.

La intensidad de la subpresión puede ser controlada con la construcción de drenes y galerías filtrantes.

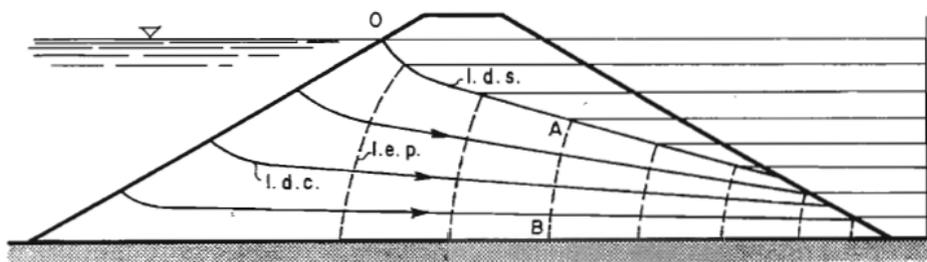


Figura 7: Línea de Saturación, líneas de corriente o flujo y líneas equipotenciales en una presa de materiales sueltos

FUENTE: (Cánovas, 1998).

2.6.4. Sismos

Los terremotos son producidos por el movimiento de la corteza terrestre a lo largo de las fallas geológicas.

Cánovas (1998), un movimiento sísmico produce en la presa tres factores:

- La oscilación del terreno de apoyo se transmite a la base y estribos de la presa y produce en ellas unas tensiones suplementarias.
- Desplazamientos de la presa, producido por la fuerza inercial del movimiento de agua; este empuje actúa sobre el paramento aguas arriba haciendo que el cuerpo de la presa se desplace horizontalmente.
- Aumento de la presión intersticial en suelos saturados.

Según USBR (1987), para determinar las fuerzas totales producidas por un terremoto, es necesario establecer la magnitud del terremoto y la distancia del emplazamiento al epicentro. Al establecer los terremotos de calculo que pueden ser aplicados a las estructuras, se deben considerar las cargas y condiciones de respuesta para tres niveles de terremoto:

- OBE: Las estructuras, sistemas y componentes necesarios para su función de una presa deben diseñarse para permanecer operativos bajo vibración y el movimiento del suelo.
- DBE: La estructura debe diseñarse para soportar el terremoto con daños reparables; sin embargo, las estructuras, sistemas y componentes básicos para la seguridad deben permanecer operativos.
- MCE: Las estructuras del proyecto para descarga del embalse se diseñarán para los esfuerzos del MCE y se exigirá su operatividad sin permitir un desagüe descontrolado del embalse.

2.6.5. Empuje de sedimentos

Al quedar remansada el agua en el embalse, los sólidos en suspensión traídos por el arrastre del agua, se van depositando lentamente en el fondo del vaso de la presa. Estos sedimentos a lo largo de los años pueden alcanzar una altura considerable si es que no se toma las medidas adecuadas para su desfogue. Este material sedimentado da un empuje extra a la presa ya que se suma al empuje hidrostático (Cánovas, 1998).

2.6.6. Oleaje

El viento, al actuar con cierta intensidad y continuidad sobre la superficie del embalse, produce olas de mayor o menor altura, que impactan sobre el paramento. Además, si la altura

de la ola fuera suficiente, podría sobrepasar el nivel de coronación y verter sobre la presa. La altura de la ola depende de la intensidad y continuidad de los vientos y de la longitud sobre la que pueden actuar.

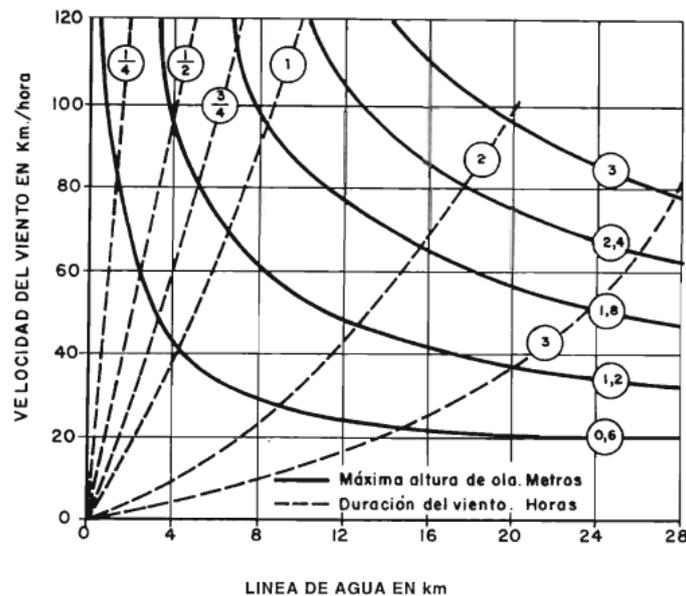


Figura 8: Máxima altura de ola (m) en función de la velocidad del viento (km/h), su duración (h) y la línea de agua (km)

FUENTE: (Cánovas, 1998).

2.6.7. Empuje del hielo

Al solidificarse el agua, aumenta su volumen un 10 %. Si en el embalse llega a formarse una capa continua entre la presa y las orillas, la dilatación coaccionada por éstas dará un empuje sobre la presa. Si el espesor no es suficiente, la compresión producirá el pandeo de la capa y no habrá empuje sobre la presa. Cabe mencionar que esto solo ocurriría en situaciones donde las temperaturas invernales sean tan frías como para producir una capa relativamente gruesa de hielo (Cánovas, 1998).

2.7. PRESAS DE TIERRA Y SU CLASIFICACIÓN

Las presas de tierra son estructuras que se construyen a través de materiales naturales encontrados en el mismo emplazamiento como son las arenas, arcillas, gravas, limos, y rocas.

Los materiales de estas presas se emplean casi tal como se encuentran en la naturaleza, sin más elaboración artificial que una elemental clasificación y un apisonado. Esta simplicidad de empleo, junto con la actual disponibilidad de potentes medios de transporte y compactación y sumado a que son adaptables a cualquier tipo de terreno, hacen que resulten en principio más económicas que las presas de concreto (Cánovas, 1998).

Las presas de tierra pueden ser de tres tipos de pantalla, homogéneas y heterogéneas.

2.7.1. De pantalla

Este tipo de presa se construye con material permeable (arena, grava o roca), asociado de forma colindante a una pantalla de material impermeable que constituye una barrera que impide el paso del agua. La posición de esta pantalla puede variar desde un manto en el paramento de Agua arriba a un núcleo vertical central. La pantalla puede ser de tierra, concreto bituminoso u otros materiales. Si el manto o el núcleo central es de tierra, se considera que es una pantalla si su espesor horizontal a cualquier altura es menor de tres metros o menor que la altura de terraplén que queda por encima. Si la zona de tierra impermeable es igual o mayor que este espesor, la presa se considera del tipo heterogénea (USBR, 1987).

2.7.2. De tipo homogéneo

Una presa de tipo homogéneo puro se compone de material de una sola clase (excluyendo la protección de los taludes). El material que forma la presa debe ser impermeable como para proporcionar una estanqueidad adecuada y los taludes, por exigencias de la estabilidad, deben ser relativamente tendidos. En cualquier caso y para evitar desprendimientos, deben ser suficientemente tendidos, tanto el paramento de aguas arriba, si se estima que puede producirse un desembalse rápido, como el de aguas abajo para resistir los desprendimientos cuando este saturado hasta un nivel alto (USBR, 1987).

Pueden emplearse grandes rocas en el pie de la presa, o si se dispone de materiales con una granulometría adecuada, puede utilizarse una capa horizontal de drenaje. Las capas de drenaje y filtración deben de ser diseñadas para cumplir los requisitos de filtración de los materiales de relleno o de la cimentación.



Figura 9: Filtración a través de una presa homogénea

FUENTE: (USBR, 1987)

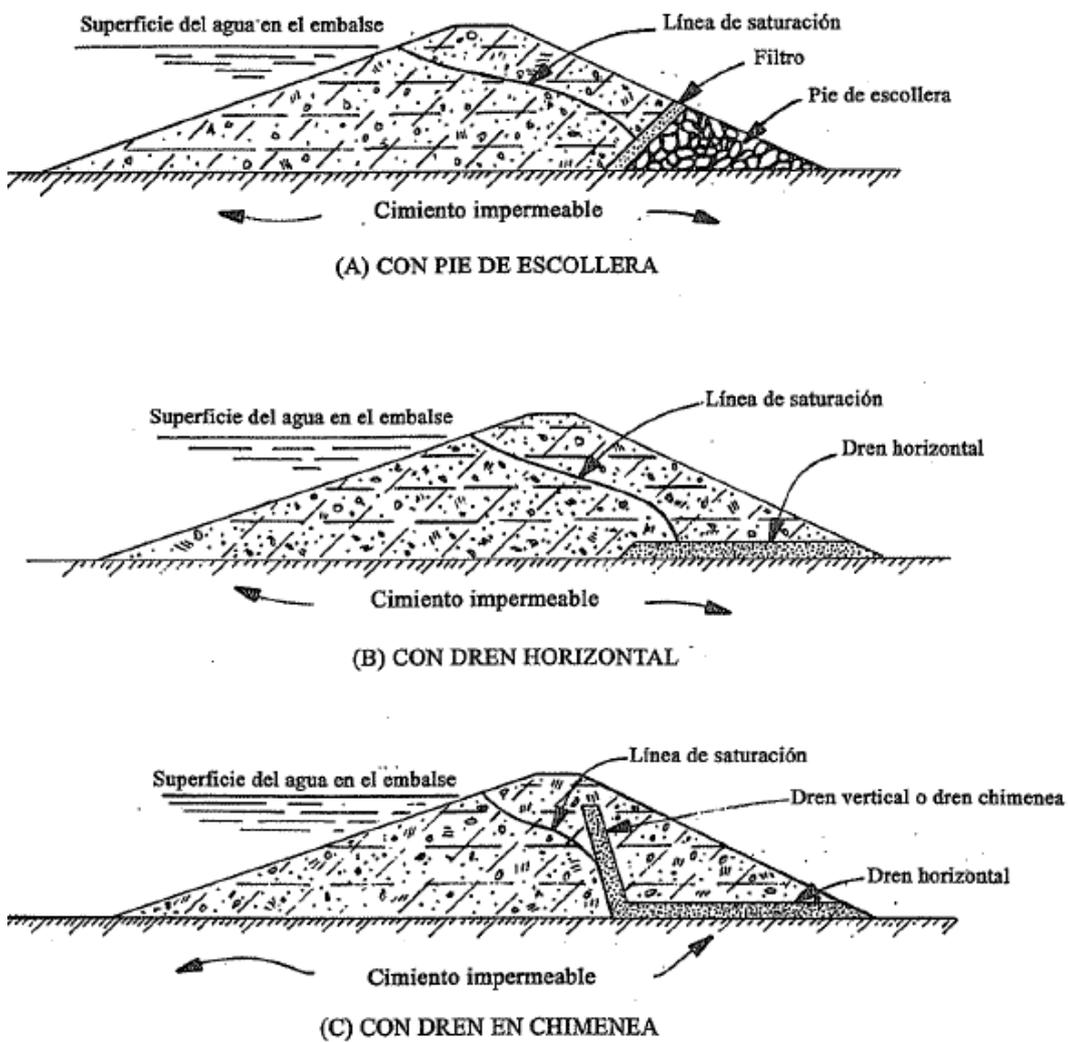


Figura 10: Filtración a través de una presa homogénea

FUENTE: (USBR, 1987)

2.7.3. De tipo heterogéneo

El tipo más común de sección de presa de tierra compactada es aquel que tiene un núcleo central impermeable, cubierto por zonas de materiales considerablemente más permeables. Las zonas permeables cubren, soportan y protegen el núcleo impermeable; la zona permeable del paramento de aguas arriba proporciona estabilidad en los desembalses rápidos; y la zona permeable del paramento de aguas abajo actúa como dren para controlar la filtración y un nivel freático menor. En muchos casos es necesario un filtro entre la zona impermeable y la permeable agua abajo y una capa de drenaje debajo de la capa permeable aguas abajo (USBR, 1987).

Las zonas permeables pueden estar compuestas por arena, grava, cantos rodados o fragmentos de roca, o mezclas de estos materiales. La presa se considera del tipo heterogénea si la anchura horizontal de la zona impermeable, en cualquier punto, es igual o mayor que la altura de terraplén sobre ese punto de la presa, y no menor de tres metros. La anchura máxima de la zona impermeable, vendrá condicionada por criterios de estabilidad y filtración, así como por las disponibilidades de material. Puede decirse, que si se dispone de suelos diferentes la elección del tipo de presa será siempre del tipo heterogénea, puesto que sus inherentes ventajas producen una gran economía en el coste de la construcción (USBR, 1987).

El núcleo impide el paso del agua desde el embalse y divide la presa en dos partes o espaldones: el de aguas arriba, saturado de agua, y el de aguas abajo, en seco o con una línea de saturación baja, según las permeabilidades del núcleo y del espaldón.

La función mecánica de los dos espaldones es por ello distinta: el seco funciona como una presa de gravedad, con el paramento mojado coincidente con el plano aguas arriba del núcleo; y el espaldón aguas arriba, saturado, sirve de sostén a sí mismo y al núcleo. El talud aguas abajo debe ser tal que el espaldón sea estable frente al empuje hidrostático, teniendo en cuenta las presiones intersticiales del núcleo y las residuales que existirán en el propio espaldón por filtración del núcleo; el talud aguas arriba debe ser el necesario para proporcionar la estabilidad al propio espaldón, teniendo en cuenta las presiones intersticiales debidas a su estado de saturación y el empuje del núcleo, también saturado. Estas

condiciones suelen dar taludes relativamente similares en ambos paramentos (Cánovas, 1998).

2.8. DISEÑO DE PRESAS DE TIERRA

2.8.1. Altura preliminar de presa

La altura de una presa se la determina en función de los volúmenes del embalse y la altura de la ola que puede presentarse con los niveles operativo y extremo. La altura de la ola es un valor probabilístico que depende de la velocidad del viento y la longitud de recorrido crítico del viento sobre la superficie libre del embalse. A esta distancia (D) se la denomina Fetch (Washington Ramiro, 2019).

En función del volumen útil calculado en la simulación del embalse y de los planos topográficos se pueden obtener las curvas altura – volumen de almacenamiento y altura – área de espejo de agua; en función a estas curvas podemos obtener la altura ideal de presa. Se calcula el área encerrada por la cota $Z + 1$ (planimetrado) considerando que el punto del lecho del río se encuentra en la cota Z y esta tendrá como área el del espejo de agua a 1 metro de altura o en la cota relativa $Z + 1$; de la misma manera se calcula el área para la cota $Z + 1$ y así sucesivamente hasta llegar a la cota $Z + X$.

Para calcular el volumen en el caso del volumen en cota $Z(V_Z)$, se multiplicará el área de la cota $Z(A_Z)$, por la altura correspondiente; para obtener el volumen en la cota $Z + 1(V_{Z+1})$ se procederá como sigue

$$V_{Z+1} = V_Z + \frac{(A_Z + A_{Z+1})}{2} (\Delta h) \quad (2)$$

Donde:

V_Z = Volumen en la cota Z

A_Z = Área encerrada por la curva de nivel de cota Z

A_{Z+1} = Área encerrada por la curva de nivel de cota $Z + 1$

Δh = Diferencia entre las cotas de A_Z y A_{Z+1}

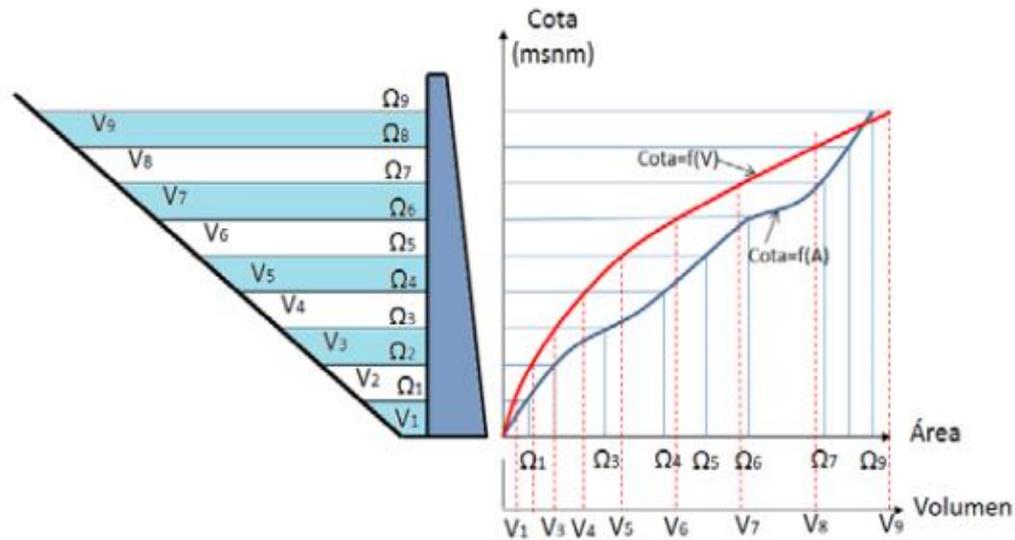


Figura 11: Construcción de las curvas Cota- Área- Volumen de un embalse

FUENTE: (Washington Ramiro, 2019).

2.8.2. Ancho de corona

De acuerdo con el manual para el diseño de presas pequeñas del USBR (1982, pág. 305), el ancho de la corona, en metros, se lo determina con la siguiente fórmula:

$$B_c = 3 + \frac{H}{5} \quad (3)$$

Donde B_c es el ancho de corona y H representa la altura final de presa.

A partir del hecho que la corona sirve como medio para la operación y mantenimiento de la presa, o para una vía pública, considera que el ancho de la corona se lo debe establecer con base en las necesidades viales; pero nunca menor a 3 m; sin embargo, dependiendo del tipo y el objetivo de la presa, en algunos casos de presas pequeñas, este ancho puede ser menor de tres (Washington Ramiro, 2019).

De acuerdo a la instrucción española de presas el ancho de corona AC se calcula:

$$AC = k \left[3 + 1.5(H - 15)^{1/3} \right] \quad (4)$$

Donde H representa la altura de presa.

De acuerdo con el reglamento japonés, el AC se calcula como la ecuación 15.

$$AC = \frac{(1.65H^{0.5}) + (1.1H^{0.5} + 1) + (3.6H^{1/3} - 3)}{3} \quad (5)$$

2.8.3. Borde libre

Para calcular el borde libre de la presa tenemos que analizar la altura H_0 y velocidad V_0 de la ola en función del fetch F ; que viene a ser la distancia máxima en el espejo de agua que puede recorrer una ola.

$$H_0 = 0.76 + 0.34F^{0.5} - 0.26F^{0.25} \quad (6)$$

$$V_0 = 1.52 + 2H_0 \quad (7)$$

$$BL = 0.75H_0 + \frac{V_0^2}{2g} \quad (8)$$

De acuerdo con el manual para el diseño de presas pequeñas USBR, (1987).

Fetch versus recommended normal and minimum freeboard.		
Fetch, mi	Normal freeboard, ft	Minimum freeboard, ft
<1	4	3
1	5	4
2.5	6	5
5	8	6
10	10	7

Figura 12: Borde libre en función del Fetch

FUENTE: (USBR, 1987).

2.8.4. Drenaje

La red de flujo en una presa está representada por líneas equipotenciales que dependen de la gradiente hidráulica y de la permeabilidad de la presa (ver Figura 3). En el paramento aguas abajo las líneas de corriente salen a la superficie a presión atmosférica, pero en el punto de salida independientemente de la presión hay un potencial definido por la línea equipotencial en ese punto. Por ejemplo, en la siguiente figura; si la línea de saturación sale a una cierta altura en A toda la porción de la presa inmediata a la zona AD del paramento estará sometida a presiones intersticiales definidas por los potenciales 1, 2, 3 y la presión efectiva en un punto

será la que resulte de ese potencial más su posición. Además, si el triángulo BBoC está sometido a un empuje en su cara BBo y a una levitación en la cara BoC; y si el rozamiento y la cohesión son insuficientes para contrarrestar esas fuerzas, la cuña se desprenderá. Este proceso podría degenerar en un deslizamiento más profundo y al colapso de la presa. Es por ello que para el drenaje correcto de una presa, se debe asegurar que las líneas equipotenciales aguas abajo lleguen al pie del talud (Cánovas, 1998).

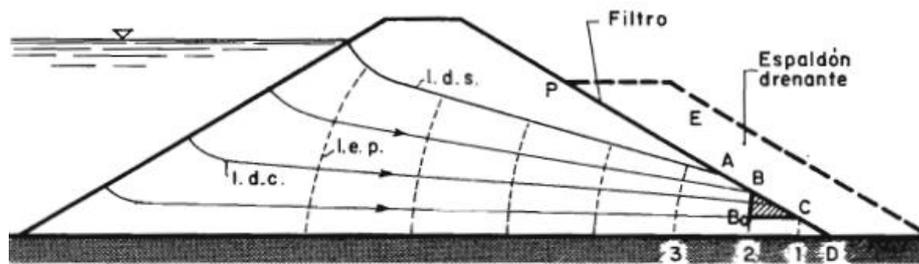


Figura 13: Líneas equipotenciales en una presa de tierra

FUENTE: (Cánovas, 1998).

Para evitar ese riesgo hay que actuar sobre la causa del desequilibrio, que es la saturación de una zona del paramento. Una forma de lograrlo es añadir un espaldón permeable aguas abajo; la red de corriente es la misma, pero el material del dique en la zona AD, en vez de tener la presión atmosférica, estará sometido a la contrapresión debido al peso del espaldón, que podrá restablecer el equilibrio de las presuntas cuñas deslizantes.

Otro procedimiento es provocar el descenso de la línea de saturación de forma que no alcance el paramento libre a través de un dren colocado en la parte inferior del paramento aguas abajo.

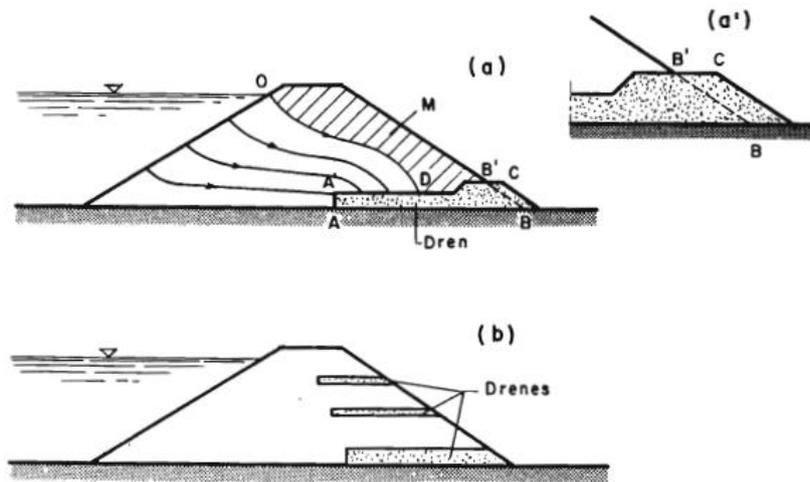


Figura 14: Tipos de drenajes paralelos en presas de tierra

FUENTE: (Cánovas, 1998).

Este efecto puede reforzarse con una serie de capas drenantes paralelas para garantizar que la línea de saturación se aleja francamente del paramento libre. Los drenes superiores adelantan el efecto y acortan el periodo transitorio, además de reforzar el efecto frente a las filtraciones del embalse, pero conforme se multiplican, complican y encarecen la obra.

Más eficaz que los drenes paralelos es el dren chimenea que puede ser vertical o inclinado en uno u otro sentido. La mayor eficacia del dren chimenea se basa en que corta a las líneas de corriente en toda la altura, pero con mayor sencillez y continuidad que los drenes horizontales.

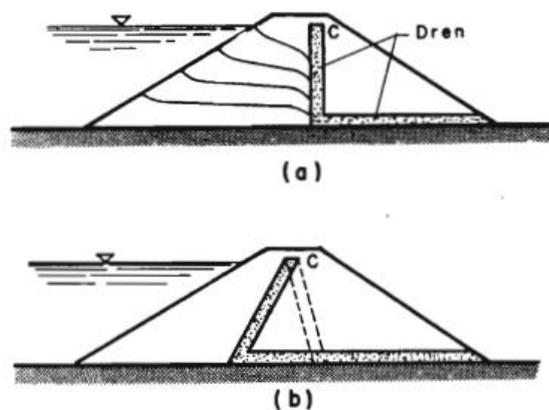


Figura 15: Tipos de drenes verticales en presas de tierra

FUENTE: (Cánovas, 1998).

En general se usan los drenes y no el espaldón estabilizador, pues exige un volumen suplementario. Pero un espaldón suplementario puede ser útil si se trata de reforzar la estabilidad de una presa.

El drenaje en una presa produce los siguientes efectos:

- Baja la línea de saturación, creando una masa M en seco que, con su peso, produce una contrapresión que contiene la posible fuga de finos en el borde de salida.
- Al dejar libre de presiones intersticiales la zona M, se aumenta la estabilidad al deslizamiento.
- Permite medir el caudal filtrado y observar si el agua sale limpia o si arrastra finos.

Las dimensiones y permeabilidad de los drenes deben ser tales que desagüen ampliamente la filtración previsible. Si el dique y su cimiento son bastante impermeables, el dren debe tener una permeabilidad por lo menos 100 veces mayor que la media del dique o del cimiento.

2.8.5. Filtros

Para ser eficaces, los drenes requieren un complemento. En efecto: al poner en contacto dos medios P y D de granulometrías muy diferentes, el agua filtrada hacia el dren puede arrastrar los materiales finos de P. El dren, por esencia, ha de tener unos huecos de suficiente entidad como para que el agua pueda pasar con facilidad a través de ellos; porque solo así se logra hacer una “llamada” a las líneas de corriente y bajar la de saturación. Cabe mencionar que el diámetro de los orificios en los filtros debe ser menores al tamaño de partículas de los finos, para que así no sean arrastrados por la presión (Cánovas, 1998).

Por otra parte, el filtro, que parece ser un elemento útil, pero complementario, resulta fundamental para la estabilidad interna de la presa, que sin el acabaría padeciendo la emigración de sus finos hacia el exterior.

2.8.6. Taludes

Los taludes de una presa de tierra dependen de las características de sus materiales, la posición de elemento impermeabilizador y la resistencia del cimiento, por lo tanto, varían.

Es decir, no se pueden fijar con exactitud, sino que hay que probar y ver cuál en realidad brinda mayor estabilidad a la presa (Cánovas, 1998).

En general las presas con núcleo central tienen ambos taludes iguales o similares, algo más tendidos que los de equilibrio natural con coeficiente 1,2 H: 1,0 V a 1,4: 1,0.

Las presas de tierra tienen taludes más tendidos y entre una amplia gama, dado lo variado de sus materiales y cimentaciones: normalmente entre 2,0 y 4,0 que puede ser más con cimentaciones débiles.

En las presas homogéneas de material coherente, por las mismas razones que se adujeron para las presas de gravedad, los taludes han de ser tanto más suaves cuanto mayor es la altura, porque la resistencia por cohesión es proporcional a la base, mientras que la resistencia al rozamiento es proporcional al volumen, resultando una minoración relativa de la primera al crecer la altura, a menos que se aumenten los taludes (Cánovas, 1998).

2.8.7. Protección de los paramentos

El paramento aguas abajo necesita protección contra las lluvias, viento y hielo. Como protección podría emplearse capas de tepes de hierba que dan una buena protección frente a la lluvia y proporcionan una grata experiencia otro método que se emplea es colocar una capa de piedra gruesa.

En el paramento aguas arriba el efecto más importante es el oleaje. Como protección se usa mampostería de piedra o piedra gruesa acomodada con volquete.

Bajo la capa protectora de piedra gruesa hay que colocar un filtro, no crítico, que sirve de transición entre la piedra y el material del espaldón. Cuando el oleaje erosiona la protección de piedra, puede quedar al descubierto el filtro que es fácilmente erosionable. Sin embargo, ese riesgo es controlable ya que la zona más batida por las olas es la parte superior de la presa que es fácilmente accesible (Cánovas, 1998).

2.8.8. Resguardo y peralte

Desde el máximo nivel normal del embalse hasta la coronación de la presa hay que dejar un margen o resguardo para prever las sobreelevaciones producidas por las crecidas, las olas, los asentos normales o debidos a los seísmos y las ondas singulares que podrían producir estos (Cánovas, 1998).

2.8.9. Pantalla de impermeabilización

Una presa de tierra puede asentarse sobre un cauce de acarreo, pero con la consiguiente impermeabilización. Cuando la profundidad de la capa permeable en el terreno es de pocos metros (no mayor a 10, en principio) la impermeabilización puede lograrse con una prolongación del núcleo hasta empotrarlo en la zona de suficiente impermeabilidad. Pero si la profundidad de esta sobrepasa ese límite, o la presa no tiene núcleo, hay que acudir a otros tratamientos como: tablestacas, pilotes secantes, cortina o pantalla inyectada, trinchera de lodos o zampeados (Cánovas, 1998).

Ningún método consigue una buena impermeabilización, pero si una pérdida de carga en el flujo de filtración localizada en una cierta zona que produce un descenso brusco de las líneas equipotenciales y que, al concentrar el gradiente en esa zona, lo reduce aguas abajo, con la consiguiente disminución de presiones intersticiales, velocidades y caudal filtrante (Cánovas, 1998).

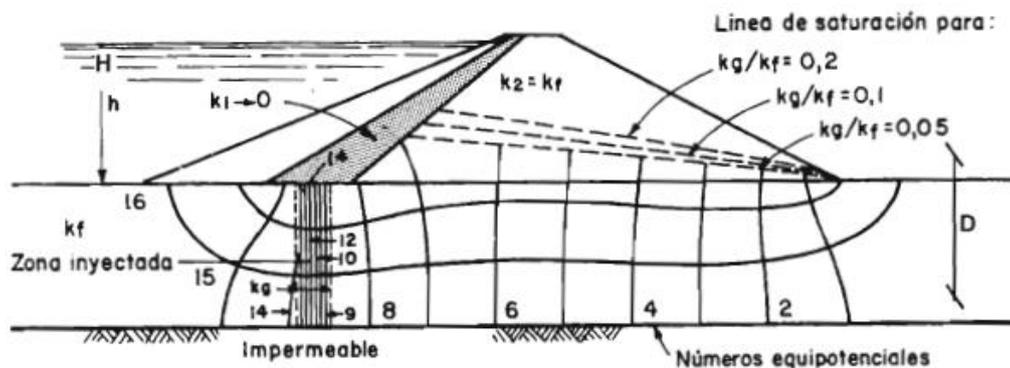


Figura 16: Permeabilidad de una pantalla inyectada en una presa

FUENTE: (Cánovas, 1998).

2.9. ESTABILIDAD DE UNA PRESA DE TIERRA

Como estructura la presa debe ser estable y resistente. Ser estable exige que el sistema de fuerzas a las que está sometida (acciones exteriores y reacciones del terreno) esté en equilibrio. Por otro lado, ser resistente exige que el material sea capaz de soportar, con el coeficiente de seguridad exigible, las máximas tensiones que se produzcan. Es decir, la presa no debe moverse en su conjunto, ni romperse en ningún punto (Cánovas, 1998).

No existe ningún procedimiento que permita determinar directamente el talud y dimensiones de una presa de tierra. Simplemente ha de ser predimensionada sobre la base de reglas aproximadas o precedentes similares y comprobada después con un cierto método de cálculo. Si el resultado es satisfactorio y amplio cabe reducir los taludes y comprobarlos nuevamente hasta obtener el mínimo volumen con el coeficiente de seguridad requerido.

Conocidas las características del terreno y de los materiales disponibles para la presa se decide el tipo más adecuado para ésta, la posición del núcleo o elemento impermeabilizador, los drenajes, etc., y se fijan unos taludes previos, cuya estabilidad hay que comprobar. Para todo esto son muy útiles los datos de otras presas similares, sean de experiencia propia o ajena, esta última accesible a través de publicaciones o libros.

La estabilidad de la presa debe comprobarse con las combinaciones de fuerzas compatibles y para tres situaciones principales:

- En distintas fases del proceso de construcción
- Con embalse lleno
- Para un desembalse rápido

La situación con embalse lleno es la más importante, pues es la normal, para la que se diseñó la presa, y determina en general el talud aguas abajo; en ocasiones, puede haber otro nivel más desfavorable, pero no es lo habitual. Las presiones intersticiales, que juegan un papel decisivo en la estabilidad, se obtienen de la red de filtración, que debe haberse obtenido previamente.

El efecto de un desembalse parcial se refiere también a la presa en su funcionamiento normal, pero su importancia es menor que la del embalse lleno; en primer lugar, cuantitativamente, pero también porque un deslizamiento hacia el embalse no tendría tan graves consecuencias como hacia aguas abajo, y además se trata de una situación circunstancial y de breve duración, en contraste con lo que ocurre con el embalse lleno.

La estabilidad durante la construcción es obviamente la menos grave, pues sus consecuencias, en general, se limitan a la obra parcial y, salvada la seguridad del personal, no suelen tener efectos destructores, salvo que se prevea la formación de un embalse parcial. En cada una de las tres situaciones básicas dichas hay que comprobar la estabilidad de la presa para las combinaciones normales y accidentales de fuerzas. Los coeficientes de seguridad deben estar acordes con la situación y con la accidentalidad de la concurrencia de fuerzas.

Para calcular la estabilidad de una presa de tierra hay que basarse en los métodos del Círculo Sueco, Bishop y Janbu; que suponen una superficie deslizante circular en la que actúan como fuerzas resistentes la cohesión y el rozamiento. La masa presuntamente deslizante se divide en franjas o rebanadas verticales trapeciales o triangulares.

La condición que debe cumplir la superficie deslizante es que sea viable como tal, es decir, que su geometría haga posible el deslizamiento. Es viable la circunferencia (curvatura constante) y cualquier línea de curvatura variable, con tal que ésta sea decreciente (radios crecientes) en el sentido del deslizamiento, para que la masa pueda moverse sin obstáculos.

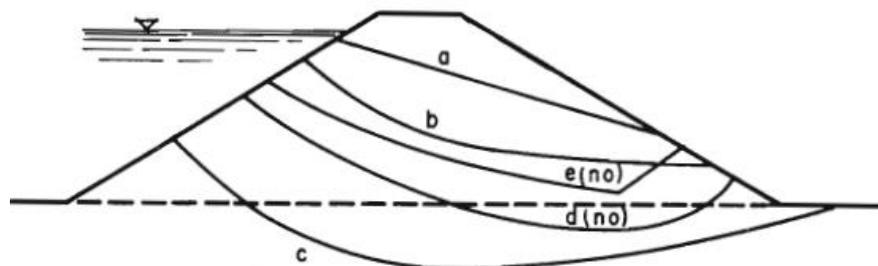


Figura 17: Superficies a, b y c de posible deslizamiento en una presa

FUENTE: (Cánovas, 1998).

Todos los procedimientos de cálculo se basan en dividir la superficie deslizante en rebanadas verticales, y exigen tantear varias superficies hasta obtener la que le dé el mínimo coeficiente de seguridad, que es el de la presa.

2.9.1. Estabilidad de taludes

A una superficie de suelo expuesto que se sitúa en un ángulo con la horizontal se le llama talud sin restricciones. La pendiente puede ser natural o construida. Si la superficie del suelo no es horizontal, un componente de la gravedad hará que el suelo se mueva hacia abajo, como se muestra en la siguiente figura. Si la pendiente es lo suficientemente grande, puede ocurrir falla de la pendiente, es decir, la masa de suelo en la zona abcdea puede deslizarse hacia abajo. La fuerza motriz supera la resistencia del suelo al corte a lo largo de la superficie de ruptura (Braja M., 2013).

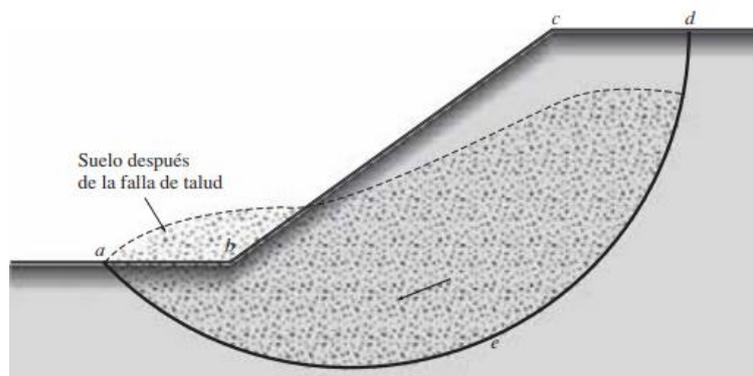


Figura 18: Falla de talud

FUENTE: (Braja M., 2013).

El análisis de la estabilidad de un talud no es una tarea fácil. La evaluación de variables tales como la estratificación del suelo y sus parámetros de resistencia al corte en el lugar puede llegar a ser una tarea formidable. Las filtraciones a través del talud y la elección de una superficie de deslizamiento potencial añaden complejidad al problema.

2.9.2. Factor de seguridad

La tarea de un ingeniero al analizar la estabilidad de un talud es determinar el factor de seguridad. En general, el factor de seguridad se define como:

$$FS_s = \frac{\tau_f}{\tau_d} \quad (9)$$

Donde:

- FS_s = factor de seguridad con respecto a la resistencia
- τ_f = resistencia media del suelo al corte
- τ_d = esfuerzo cortante promedio desarrollado a lo largo de la superficie potencial de falla

La resistencia al corte de un suelo consiste de dos componentes, la cohesión y la fricción, y se puede expresar como:

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (10)$$

Donde:

- c' = cohesión
- ϕ' = ángulo de fricción de drenado
- σ' = esfuerzo normal efectivo en la superficie potencial de falla

De una manera similar, también podemos escribir

$$\tau_d = c'_d + \sigma'_d \tan \phi'_d \quad (11)$$

Donde c'_d y ϕ'_d son, respectivamente, la cohesión eficaz y el ángulo de fricción que se desarrollan a lo largo de la superficie potencial de falla. Sustituyendo las ecuaciones (20) y (21) en la ecuación (19), obtenemos:

$$FS_s = \frac{c' + \sigma' \tan \phi'}{c'_d + \sigma'_d \tan \phi'_d} \quad (12)$$

Ahora podemos introducir algunos otros aspectos del factor de seguridad, es decir, el factor de seguridad con respecto a la cohesión, FS_c' , y el factor de seguridad con respecto a la fricción, FS_{ϕ}' . Éstos se definen como sigue:

$$FS_c' = \frac{c'}{c'_d} \quad (13)$$

$$FS_{\phi}' = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi'_d} \quad (14)$$

Al comparar las ecuaciones (22), (23) y (24), vemos que cuando FS_c' llega a ser igual a FS_{ϕ}' , que es el factor de seguridad con respecto a la resistencia. O, si:

$$\frac{c'}{c'_d} = \frac{\tan\phi'}{\tan\phi'_d} \quad (15)$$

Podemos escribir

$$FS_s = FS_c' = FS_{\phi}' \quad (16)$$

Cuando FS_s es igual a 1, el talud está en un estado de fallo inminente. En general, un valor de 1.5 para el factor de seguridad con respecto a la resistencia es aceptable para el diseño de un talud estable.

2.9.3. Método de dovelas o rebanadas

El análisis de estabilidad utilizando el método de las dovelas o rebanadas puede ser explicado por referencia a la siguiente figura, en la que AC es un arco de un círculo que representa la superficie de la prueba de falla. El suelo por encima de la superficie de la prueba de falla se divide en varias dovelas verticales. La anchura de cada una de éstas no necesita ser la misma. Considerando la longitud unitaria perpendicular a la sección transversal mostrada, las fuerzas que actúan sobre una porción típica (dovela enésima) se muestran en la figura 30. W_n es el peso efectivo de la dovela. Las fuerzas N_r y T_r son las componentes normal y tangencial de la reacción R , respectivamente. P_n y P_{n+1} son las fuerzas normales que actúan sobre los lados de la dovela. Del mismo modo, las fuerzas de corte que actúan sobre los lados de la dovela son T_n y T_{n+1} . Por simplicidad, se supone que la presión de agua intersticial es 0. Las fuerzas P_n , P_{n+1} , T_n y T_{n+1} son difíciles de determinar. Sin embargo, podemos hacer una suposición aproximada de que las resultantes de P_n y T_n son iguales en magnitud a las resultantes de P_{n+1} y T_{n+1} , y también que sus líneas de acción coinciden (Braja M., 2013).

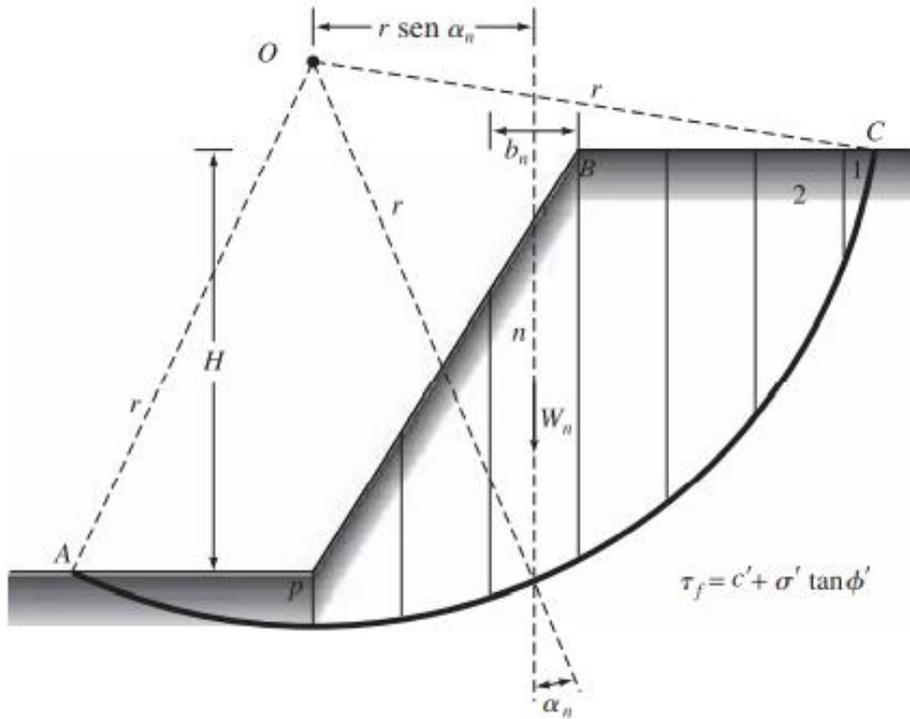


Figura 19: Análisis de estabilidad por el método ordinario de dovelas superficie de la prueba de falla

FUENTE: (Braja M., 2013).

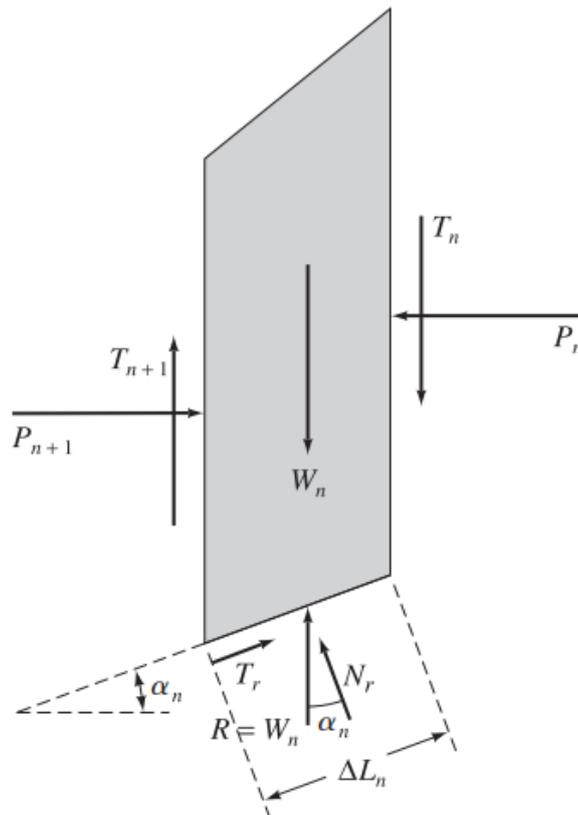


Figura 20: Fuerzas actuantes en la n-ésima dovela de la superficie de falla

FUENTE: (Braja M., 2013).

$$FS_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c' \Delta L_n + W_n \cos \alpha_n \tan \phi')}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin \alpha_n} \quad (17)$$

Nota: ΔL_n en la ecuación (27) es aproximadamente igual a $(b_n / \cos \alpha_n)$, donde b_n = ancho de la dovela n -ésima.

Observe que el valor de α_n puede ser positivo o negativo. El valor de α_n es positivo cuando la pendiente del arco está en el mismo cuadrante que la pendiente del terreno. Para encontrar el factor mínimo de seguridad, es decir, el factor de seguridad para el círculo crítico, deben hacerse pruebas cambiando el centro de la prueba círculo.

La fórmula anterior es aplicable cuando la presión de poros es cero. Sin embargo, para la filtración estacionaria a través de los taludes, que es la situación en muchos casos como las presas, la presión del agua intersticial tiene que ser tomada en consideración cuando se utilizan los parámetros de resistencia al corte efectivos.

$$FS_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} [c' \Delta L_n + (W_n \cos \alpha_n - u_n \Delta L_n)] \tan \phi'}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin \alpha_n} \quad (18)$$

Donde $u_n \Delta L_n$ es fuerza total causada por la presión del agua intersticial en la parte inferior de la dovela n -ésima.

Existen varios métodos para poder desarrollar un análisis sobre la estabilidad de los taludes tales como Fellenius, Bishop, Morgenstern-Price, Spencer, Janbu, Cousins, Michalowski.

2.9.4. Software Slide

Slide es un software utilizado para el análisis de estabilidad de taludes en 2D. Utiliza métodos de equilibrio límite para el cálculo de la estabilidad.

Slide puede analizar la estabilidad ya sea de superficies de desplazamiento circular o no circular (SLIDE, 2002).

Su ámbito de aplicación en minería y obra civil es muy variado, permitiendo evaluar un gran número de problemáticas geotécnicas, tales como estabilidad de terraplenes, presas, taludes

en excavaciones mineras o en edificaciones, efectos de cargas externas, sísmicas, eficiencia de elementos de refuerzo, etc.

En la versión Slide 6.0 cuenta con el análisis de estabilidad de pendientes, análisis de aguas subterráneas para flujo o condiciones transitorias. Los flujos, presiones y gradientes son calculados con valores definidos por el usuario, considerando también las condiciones de contorno hidráulico. El análisis de infiltración está totalmente integrado con el de estabilidad de taludes o puede ser utilizado como un módulo independiente.

III. DESARROLLO DEL TRABAJO

3.1. LUGAR DEL TRABAJO

La toma de datos en campo para la investigación se desarrolló en la localidad de Acas, provincia de Ocros, departamento de Ancash. La zona específica del emplazamiento de la presa tiene las coordenadas UTM 249042 m-E, 8849588 m-N y está ubicada a una altura media de 4625 m.s.n.m.

La realización de los estudios básicos, procesamiento de datos, cálculos, diseños, modelaciones y formulación del expediente técnico se realizó en las oficinas de la empresa ubicadas en Santiago de surco, Lima.

3.2. UBICACIÓN GEOGRÁFICA

El distrito de Acas está situado en la parte Sur de la región Ancash, a $10^{\circ}27'00''$ de Latitud Sur y $77^{\circ}19'01''$ de Longitud Oeste.

3.3. UBICACIÓN POLÍTICA

Región: Ancash. Provincia: Ocros.

Distrito: Acas y Santiago de Chilcas.

Localidades: Acas, Tunaspampa, Mancapac, Pueblo Viejo y Quencha.

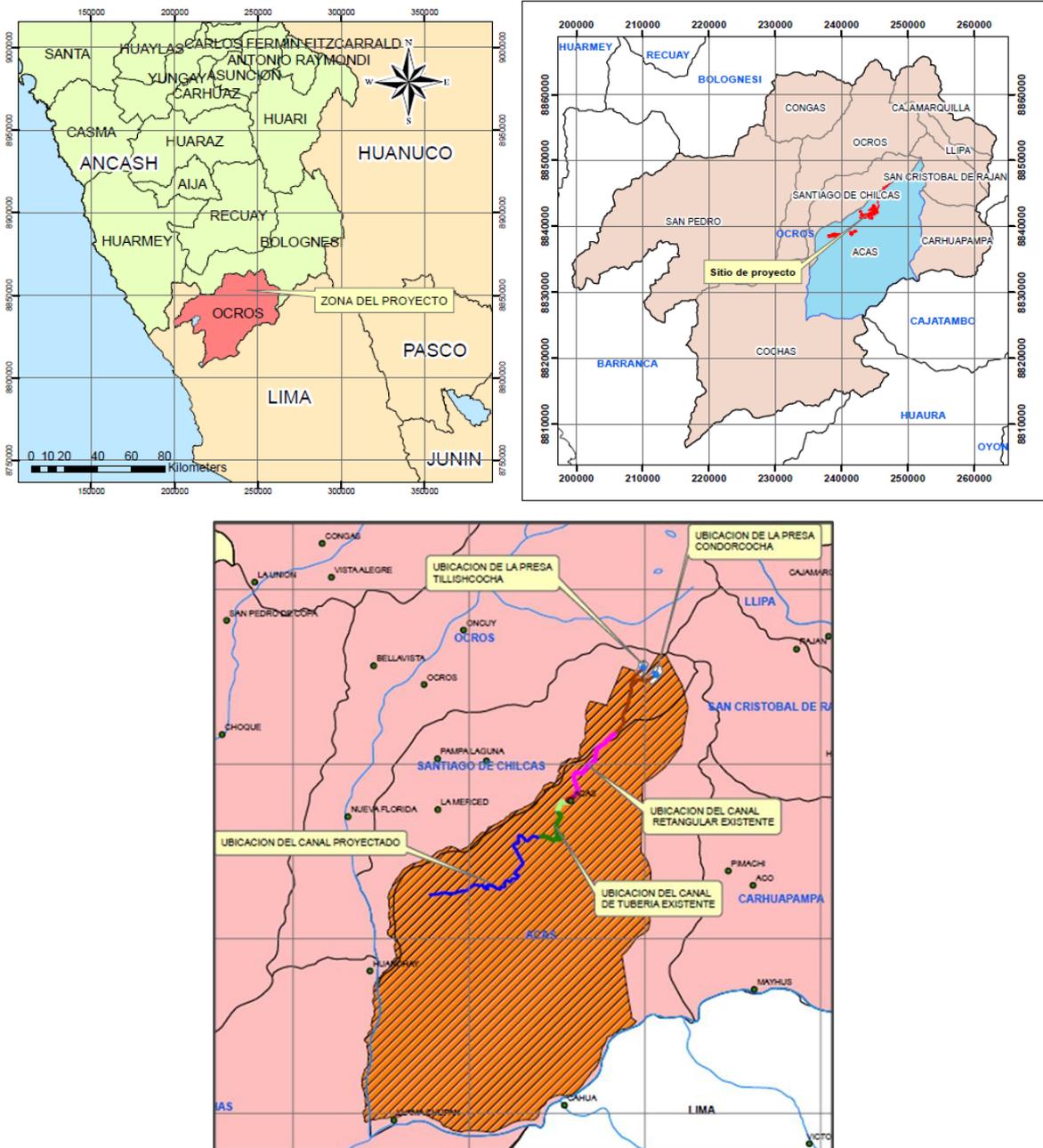


Figura 21: Ubicación del distrito de Acas, que forma parte de la provincia de Ocos en el departamento de Ancash

3.4. VÍAS DE ACCESO

Entre las redes de vías nacionales se encuentra la carretera panamericana, el cual integra la región Ancash con el resto del país y la conecta a países vecinos. El transporte terrestre provincial, presenta vías de articulación como la siguiente:

Vías Transversales, existen dos vías transversales identificadas como:

- Ruta1: Lima – Barranca – Pativilca – Huanchay - Santiago de Chilcas – Aca

Ruta2: Huaraz – Recuay - Conococha - Punta de Chonta – Oncoy – Ocros - Ayar- Santiago de Chilcas- Acas.

Desde Huaraz, el acceso al distrito de Acas es a través de la carretera asfaltada hasta Conococha y de este punto hasta el distrito de Ocros, Chilcas y Acas Mediante una carretera afirmada. El tiempo de viaje desde Lima hasta el distrito de Acas es de 8 horas aproximadamente, siguiendo la Ruta 1.

Tabla 1: Vías de acceso hacia la localidad de Acas

Tramo	Distancia (km)	Tipo de vía	Tiempo
Lima – Pativilca	265.00	Carretera asfaltada	3 horas
Pativilca – Huanchay	50.00	Carretera afirmada	2 horas
Huanchay – Chilca	20	Carretera afirmada	2 horas
Sant. de Chilcas - Acas	10	Trocha carrozable	½ horas

Nota: Ruta desde lima hacia el proyecto, distancia y tiempo en horas por tramo.



Figura 22: Mapa Vial de la provincia de Ocros

FUENTE: https://portal.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas_carreteras/mapa-ruta-provincial.html.

3.5. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ZONA DE ESTUDIO

El clima es variado. En el tiempo de mayo a septiembre "invierno andino" el clima es desértico, con lluvias muy escasas y mal distribuidas, que se incrementan a medida que se avanza en altitud; zonas con clima templado y seco se encuentran en los pisos medio de las vertientes andinas oriental y occidental, presenta; climas fríos y secos en las punas y altas mesetas; y climas polares en las cumbres nevadas. Al este de la Cordillera Blanca y en el fondo del valle formado por el Marañón hay un clima cálido-húmedo, con temperaturas altas durante el día y la noche (Triton, 2019).

El Distrito de Acas, aglutina una población de 1136 habitantes, alberga el 9.09% de la población total de la Provincia de Ocos. Es una población dinámica con buen potencial agrícola y ganadero que sustentan sus ingresos con la venta de productos como papa, maíz amiláceo, frutales y quesos (Triton, 2019).

Los pobladores de la Comunidad de Acas, desarrollan la actividad agrícola como una de sus principales fuentes de ingreso y seguridad alimenticia, Los cultivos principales desarrollados en la zona son papa, maíz, Quinoa, habas, Frijol, trigo, destinados generalmente al autoconsumo, sin embargo en la parte baja del distrito de Acas se localiza el anexo de LLamachupan, donde se desarrolla la fruticultura orgánica 100%, tecnificada sustentable para exportación:50% palta (Hass), 25% de Manzana, 20% de plátano de isla y 5% (cardamo, Uva Italia y kiwi rico en calcio) (Triton, 2019).

La zona de estudio tiene una superficie de 224.50 km² correspondiente al Distrito de Ocos. A nivel regional sobresalen la unidad geomorfológica de la Cordillera Occidental de los Andes, la Altiplanicie y Valles

La laguna Tillishcocha se encuentra ubicada en la parte alta del distrito de Acas y colinda por el sur-este con la laguna Condorcocha. Estas lagunas se forman por la precipitación y la escorrentía en sus respectivas microcuencas. Es decir, la red hidrográfica corresponde al drenaje natural, permanente y temporal, por el que fluyen las aguas de los escurrimientos superficiales, hipodérmicos y subterráneos de las microcuencas.



Figura 23: Imagen satelital de las lagunas Condorcocha y Tillishcocha

3.6. PLANTEAMIENTO HIDRÁULICO

El proyecto plantea el mejoramiento y ampliación de los servicios de agua para el sistema de riego en los sectores de Acas, Tunaspampa y Mancapa, distrito Acas, provincia de Ocros, Región Ancash, mediante el mejoramiento y ampliación de la capacidad de embalse de las presas Condorcocha y Tillishcocha, las cuales almacenan agua de lluvia y escorrentía de sus respectivas cuencas.

El diseño del planteamiento hidráulico establece que la descarga de ambas presas (Condorcocha y Tillishcocha) escurrirá de manera natural por la quebrada Tillishcocha donde se unirá al caudal proveniente de la quebrada Cauragin. Este caudal será interceptado por la Bocatoma existente Santo Toribio la cual será mejorada y desviaré el caudal captado de 143 l/seg a través del canal de sección trapezoidal hasta un desarenador y posteriormente a un aforador Parshall. Posteriormente el flujo de agua seguirá su trayecto a través del canal Santo Toribio-Acas el cual será ampliado en 10.9564 Km.

Para irrigar los sectores de: Santo Toribio, Garbanzo Pampa, Acas, Pueblo Viejo, Tunaspampa, Mancapa. donde se afianzará el riego de 281.34 hectáreas en tres campañas.

Las obras que integran el esquema hidráulico a ejecutar son:

- Presa Tillishcocha y obras conexas
- Presa Condorcocha y obras conexas

- Bocatoma, Desarenador y Parshall
- Canal de conducción con sus respectivas obras de arte.

Para el desarrollo de esta investigación esencialmente nos enfocaremos en diseño geométrico y el análisis de estabilidad de la presa Tillishcocha.

3.7. INFORMACIÓN RECOPIADA EN CAMPO

La presa Tillishcocha actualmente se encuentra construida de mampostería de piedra asentada en concreto $F_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$, de 181m de luz, 4 m de alto y 1.5 m de ancho de corona, ya cumplió su vida útil, por lo cual, de acuerdo al planteamiento hidráulico se construirá un nuevo eje de Presa.



Figura 24: Dique existente con filtraciones en la presa

Con el fin de obtener los datos de entrada necesarios para realizar un correcto diseño geométrico de la presa y su respectivo análisis de estabilidad, se analizó la información de los estudios de topografía, hidrología, geotecnia y cedula de cultivo en la zona de proyecto.

3.7.1. Estudio de topografía

El principal objetivo del levantamiento topográfico efectuado consiste en la realización de los trabajos en campo que nos permiten obtención de coordenadas de los puntos de la superficie con el propósito de representarlas visualmente. Estas coordenadas serán referidas al sistema universal de Transverse Mercator Grid UTM WGS 84 Zona 18 SUR. Bajo el

apoyo de una poligonal de control establecido en la zona de presa.



Figura 25: Topografía del vaso de la presa Tillishcocha

Se ha construido una serie de bases topográficas definidas en puntos específicos sobre el suelo y marcados con pintura, BM's (Bench Mark), que servirán en el proceso de replanteo y proporcionarán la información para los estudios.

Se instaló puntos geodésicos de orden "C" cumpliendo con la normativa establecidos por el IGN, el trabajo se realizó con un equipo GNSS (GPS diferencial South Galaxy G1) el cual transmitió durante 3 horas o 900 épocas según norma. Por consiguiente, se procedió al levantamiento topográfico con la utilización de una estación total de marca Topcon y con 4 prismas.



Figura 26: Topografía en la zona de emplazamiento

Concluido el trabajo de campo, se ha procedido a realizar el vaciado de datos de la estación total al programa “EXCEL”, el cual incluye las coordenadas UTM de todos los puntos tomados en campo. Posteriormente se ha realizado la visualización de los puntos y creación de superficies de terreno con ayuda del software civil CAD 3d.

3.7.2. Estudio de geotecnia

Con respecto a la geotecnia del Proyecto, las actividades desarrolladas han consistido en la ejecución de los trabajos de campo con excavaciones manuales (calicatas), con extracción de muestras alteradas e inalteradas.

Los ensayos han sido realizados en el Laboratorio de Suelos de la Universidad Nacional Agraria La Molina, una Institución de alto prestigio.

Se realizaron un total de 16 ensayos en la Presa Tillishcocha (06 en la zona de cierre y 10 en el vaso).

Se realizaron ensayos de corte directo para 3 muestras en el centro del eje, estribo izquierdo y estribo derecho de la presa.



Figura 27: Calicata en el centro del eje de la presa (zona de cierre)

Se realizó 1 ensayo Triaxial CU (no drenado) en la Presa Tillishcocha en el centro de la zona de cierre.

3.7.3. Estudio de hidrología

Se evaluó la fuente del Recurso Hídrico de las microcuencas Tillishcocha, Condorcocha, y Caurajín, existente en la zona del Proyecto como fuente para el uso de agua con fines riego, para un total de áreas agrícolas de 281.34 ha, las cuales abarcan los sectores de riego Santo Toribio, Garbanzo Pampas, Acas, Pueblo Viejo, Tunas Pampa, y Mancapa.



Figura 28: Evaluación y muestreo de las principales fuentes de aguas superficiales

El objetivo del estudio, es proporcionar los elementos de juicio hidrológicos necesarios, para la toma de decisiones para el mejor aprovechamiento de los recursos hídricos superficiales, dentro del marco del desarrollo sustentable de los recursos hídricos, y considerar evaluar, cuantificar y simular el comportamiento de los recursos hídricos en cantidad y oportunidad de las fuentes de agua en estudio, establecer el balance hídrico, y de esta manera, ejecutar y controlar la política de desarrollo en todos los sectores que estén directa o indirectamente relacionados con el uso y aprovechamiento del recurso hídrico.



Figura 29: Inventariado de infraestructura hidráulica en la zona del proyecto

Considerando que el punto de represamiento carece de información hidrométrica, se está utilizando datos hidrometeorológicos de estaciones próximas a la microcuenca en estudio, por lo cual se ha procedido a recopilar y procesar la información disponible a fin de determinar la disponibilidad hídrica en el punto de embalse mediante modelos de precipitación - escorrentía.

Para realizar el estudio de hidrología se realizaron visitas de campo. Desarrollando labores de reconocimiento y mediciones que consistieron en las siguientes actividades:

- Reconocimiento de la cuenca y afluentes principales, de la información satelital y otros medios de diagnóstico.
- Reconocimiento de las características físicas de la cuenca, cobertura vegetal entre otros.
- Diagnóstico general del sistema hidrográfico de la cuenca, en cuanto a: red de drenaje, características principales de las fuentes hídricas superficiales, disponibilidad hídrica superficial (ríos, quebradas, manantiales y otros).
- Aforos en los principales puntos de interés en las microcuencas; y aforos de sólidos (transporte de sedimentos) en puntos de interés.



Figura 30: Aforos de la red hidráulica en la zona del proyecto

Así mismo se recopiló toda la información y se procesó en las oficinas de la empresa. Básicamente las actividades desarrolladas fueron:

- Revisión de estudios antecedentes relacionados con la evaluación del recurso hídrico en la microcuenca analizada.
- Procesamiento de información cartográfica y delimitación de unidades hidrográficas, con datos del Instituto Geográfico Nacional (IGN) a escala 1:100,000; y el Modelo Digital de Elevación (DEM) a 12,5 m de resolución.
- Procesamiento y sistematización de la información de cuerpos de agua.
- Descripción general de las unidades hidrográficas, esquemas hidráulicos de uso y evaluación del agua, que complementen el balance hídrico.
- Caracterización morfológica y fisiográfica de las microcuencas estudiadas.
- Descripción de aspectos físico-ambientales (geomorfología, suelos, geología, cobertura vegetal y ecología).
- Elaboración de mapas temáticos.
- Evaluación climatológica, describiendo las diferentes variables climáticas: precipitación, temperatura, humedad relativa, evaporación, horas de sol, velocidad y dirección del viento, en base a la información meteorológica disponible. Asimismo, la correspondiente clasificación climática.
- Tratamiento de la información hidrometeorológica a fin de que esta sea consistente, homogénea, completa y confiable.

- Regionalización de parámetros hidrometeorológicos, a fin de determinar la caracterización climática del área de estudio.
- Generación y análisis de caudales medios mensuales en el área de estudio.
- Determinación de la disponibilidad del recurso hídrico superficial a distintos niveles de persistencia.
- Determinación de las demandas de agua para los diferentes usos actuales (agrícola) el caudal ecológico, información que servirá de base para la elaboración del balance hídrico.
- Balance hídrico para determinar los superávits y déficits de agua en el área de estudio y la tasa de infiltración preliminar.
- Evaluación de los eventos hidrológicos extremos (máximas avenidas) de acuerdo a la información disponible.

3.7.4. Cedula de cultivo

Se realizó el estudio para las 281.33 has de terrenos agrícolas beneficiarios en el distrito de Acas.



Figura 31: Parcelas de riego en la zona de proyecto

Estos estudios abarcan temáticas como la descripción de los perfiles de Suelos, las clases de tierras en base a su capacidad de uso, recomendaciones sobre el uso potencial de las mismas, y las diferentes prácticas de manejo y conservación de suelos a ser implementadas que tiene como objetivo determinar las características edafológicas de los suelos y la Clase de

Capacidad de Uso y aptitud de riego, para cada sector en los que se instalaran pastos cultivados y cultivos adecuados a las condiciones climáticas del área del proyecto.

Con el fin de obtener la información necesaria de las características de los suelos y cultivos en la zona se realizaron las siguientes actividades:

- Recopilación y mapeo de la vegetación en la zona para representación de mapas que servirán para definir las unidades edáficas, aptitud de riego y capacidad de uso mayor de suelos.
- Recopilación y procesamiento del material temático existente sobre todo de carácter edáfico y de cultivos.
- Procesamiento del material cartográfico, necesario para la elaboración del mapa fisiográfico.
- Se realizaron perforaciones “calicatas” con profundidades variables hasta 1.50 m. con el fin de obtener las características físico-químicas de los suelos y calcular las necesidades hídricas de los cultivos. La ubicación de las perforaciones fue determinada de acuerdo a los paisajes identificadas en la zona y plasmadas en el Mapa Fisiográfico de Suelos.

3.8. INFORMACIÓN RECOPIADA DE GABINETE

3.8.1. Oferta hídrica

Para realizar dicho análisis se contó con las precipitaciones medias mensuales de 31 años de 3 estaciones aledañas al proyecto, datos climatológicos y características geomorfológicas de la cuenca, se estimaron los parámetros morfométricos de la cuenca; descargas medias mensuales; precipitaciones efectivas mensuales; evapotranspiración potencial media mensual y avenidas máximas probables para diferentes periodos de retorno. Los cuales se resumen a continuación.

3.8.1.1. Parámetros de la cuenca

La unidad hidrográfica de la laguna Tillishcocha es una microcuenca de embalse que cuenta con un área de 1.224 km². La forma de la microcuenca aportante laguna Tillishcocha es de oval oblonga a rectangular de acuerdo al Índice de Compacidad (1.256) con tendencia media

a las crecidas. El factor de forma (0.547) nos indica que la microcuenca de control tiene forma ensanchada favoreciendo medianamente a los flujos rápidos. La relación de elongación (0.835) nos muestra que el relieve es pronunciado. En consecuencia, la morfología de esta microcuenca se intensifica medianamente en las crecidas del río.

Los parámetros e índices de forma de la microcuenca de control Tillishcocha nos indican que se esperan crecidas bajas y de velocidad alta.

Respecto al relieve, la curva hipsométrica de la microcuenca de control Tillishcocha nos indica que esta posee un bajo potencial erosivo, la altitud media es de 4,799.5 msnm. La pendiente media de la microcuenca es de 32.93% y la del cauce principal es de 19.39% lo que nos indica que los flujos tendrán mediana velocidad en laderas y mediana a baja capacidad erosiva. El Índice de pendiente (0.000389) clasifica al relieve de la microcuenca de control Tillishcocha como fuerte. El coeficiente de masividad (3,920.46) nos indica que la microcuenca analizada tiene grandes desniveles comparados con su área, y utilizado en la fórmula de pérdida de suelo de Fournier, nos indica que el relieve se puede considerar como acentuado y es de mediano riesgo erosivo.

En cuanto al régimen la microcuenca aportante Tillishcocha, puede caracterizarse como permanente ya que cuenta con agua durante todo el año, debido principalmente al flujo base proveniente de la laguna Tillishcocha, cuya fuente se abastece del deshielo de los glaciares en sus cumbres, y algunos bofedales cerca de la laguna.

La densidad de drenaje (6.07) nos muestra que la microcuenca cuenta con un normal drenaje, predominando el flujo en ladera por sobre el flujo en cauce con pequeños volúmenes de escurrimiento. De acuerdo con Morisawa (1985), la microcuenca Tillishcocha presentaría mediana a baja capacidad de infiltración, con cobertura vegetal poco densa y suelo rocoso resistente presumiblemente.

CUADRO RESUMEN - PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS				
Parámetros de forma de la cuenca	Parámetros		Unidad de Medida	Microcuenca
				Tillishcocha
	Área (A)		km ²	1.224
	Perímetro (P)		km	4.925
	Longitud de río principal (Lc)		km	1.495
	Centroide	Este X	m	248896.76
		Norte Y	m	8850450.34
		Altitud Z	m	4807.40
	Ancho promedio de cuenca (Ap)		km	0.819
	Índice de compacidad (Kc)		–	1.256
	Factor de forma (Ff)		–	0.547
	Rect. Equivalente	Lado mayor (L)	km	1.802
		Lado menor (l)	km	0.680
	Relación de elongación		–	0.835
Parámetros de relieve de la cuenca	Parámetros		Unidad de Medida	Microcuenca
				Tillishcocha
	Curva hipsométrica y Polígono de frecuencias		–	SÍ
	Altitudes de cuenca	Altitud máxima (Hmax)	m.s.n.m.	4939.0
		Altitud mínima (Hmin)	m.s.n.m.	4649.0
		Altitud media (Hmed)	m.s.n.m.	4799.50
		Altitud más frecuente	m.s.n.m.	4867.3
		Altitud de frecuencia media	m.s.n.m.	4809.7
	Pendiente promedio de cuenca (Pm)		%	32.93
	Pendiente promedio del cauce principal (Sm)		%	19.39
	Pendiente promedio de la red hídrica (Sm)		%	2.97
Extensión media de escurrimiento superficial		km	0.0412	
Coeficiente de masividad (Cm)		m/Km ²	3920.46	
Coeficiente orográfico (Co)		–	18816237.0	
Índice de la pendiente		–	0.000389	
Parámetros de la red de drenaje	Parámetros		Unidad de Medida	Microcuenca
				Tillishcocha
	Longitud Total de Ríos		km	7.44
	Orden de Corriente		–	4
	Longitud de Ríos Orden 1		km	4.06
	Longitud de Ríos Orden 2		km	2.35
	Longitud de Ríos Orden 3		km	0.83
	Longitud de Ríos Orden 4		km	0.20
	Longitud de Ríos Orden 5		km	–
	Extensión media de escurrimiento superficial		km	0.0412
	Densidad de Drenaje (Dd)		km/km ²	6.07
Coeficiente de torrencialidad (Ct)		ríos/Km ²	26.14	
Tiempo de Concentración (Tc)		hr	0.17	

Figura 32: Parámetros geomorfológicos de la microcuenca Tillishcocha

FUENTE: (Triton, 2019).

3.8.1.2. Evapotranspiración potencial

Se determinó la evapotranspiración potencial en la microcuenca Tillishcocha a través de los métodos de Hargreaves III y Thornwaite y se calculó el promedio de ambas.

EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL - MICROCUENCA TILLISHCOCHA													
MÉTODO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	ANUAL
HARGREAVE III	93.37	83.84	88.90	76.29	71.47	63.39	66.78	74.29	78.86	89.55	89.08	91.93	967.73
THORWHITE	48.57	43.63	49.01	41.71	43.07	38.45	37.97	41.56	40.46	46.36	46.79	48.23	525.82
ETP PROMEDIO	70.97	63.74	68.96	59.00	57.27	50.92	52.37	57.92	59.66	67.96	67.93	70.08	746.78

Figura 33: Evapotranspiración potencial promedio a través de los metodos de Hargreaves III y Thornwaite

FUENTE: (Triton, 2019).

3.8.1.3. Precipitación a nivel de presa

La precipitación se define como toda forma de humedad (lluvia, garúas, granizos y nevadas), que cae sobre una determinada superficie de terreno, y cuya principal fuente la constituye la evaporación desde la superficie de los océanos, de los grandes espejos de agua (Ríos, Lagos, lagunas), entre otras. La precipitación en la zona en estudio, es muy variable cada año, caracterizándose períodos o años de escasa lluvia y abundancia de la misma.

Para el estudio de la precipitación en la zona, se empleó la información registrada en 03 estaciones de tipo convencional; la estación de Ocos, Cajatambo y Laguna Surasaca. Escogidas debido a su cercanía en el área de interés y altura próxima. Esta data se obtuvo del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI). Así mismo ante la falta de datos e inconsistencia de la información pluviométrica se corrigió la información aplicando ciertos criterios estadísticos, para finalmente proyectarlos a la zona de represamiento.

Tabla 2: Precipitación generada (mm), en la microcuenca aportante

PRECIPITACIÓN GENERADA

PROYECTO: PRESA YANACOCCHA DE ACAS

ESTACION: TILLISHCOCHA

LAT: 10° 23' 27.60" S DPTO: ANCASH

**LUGAR: Microcuenca Aportante
Tillishcocha**

LONG: 77° 17' 36.27" W PROV: OCROS

ALT: 4800 msnm (Alt. Media) DIST: STGO. DE CHILCAS

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1988	199.7	140.0	182.5	96.2	36.4	4.0	2.2	4.7	16.7	42.0	44.6	120.8	889.7
1989	300.9	298.0	268.3	73.1	22.0	4.8	2.7	5.8	18.1	53.8	44.6	81.7	1,173.8
1990	127.9	93.6	221.5	50.9	24.8	3.6	2.0	4.4	16.0	58.9	63.9	127.3	794.8
1991	95.9	115.1	269.0	75.4	19.3	4.0	2.2	4.8	16.6	84.7	99.3	90.3	876.6
1992	89.0	102.5	188.5	60.7	18.0	3.5	1.9	4.2	15.9	65.5	44.6	141.8	736.2
1993	140.8	133.9	338.8	56.4	21.3	4.4	2.4	8.0	17.7	74.2	107.7	152.6	1,058.4
1994	243.4	248.7	246.7	99.7	13.3	3.6	2.2	4.7	18.3	41.2	41.8	121.6	1,085.3
1995	115.2	103.3	137.2	67.5	14.7	2.7	1.7	3.3	12.2	31.2	72.9	149.9	711.9
1996	175.7	188.3	224.2	67.9	11.7	0.0	0.0	5.2	6.2	36.0	29.4	88.3	832.9
1997	138.3	228.6	94.0	52.1	21.6	3.0	2.7	5.9	40.0	47.0	118.4	326.3	1,077.8
1998	323.2	330.9	320.1	57.1	5.4	6.6	0.0	7.5	18.2	81.4	29.2	72.7	1,252.2
1999	167.6	429.5	149.0	105.7	64.4	12.2	1.2	1.1	28.7	60.3	52.0	130.0	1,201.7
2000	213.5	244.7	179.9	99.4	41.0	3.4	5.0	15.5	22.0	67.8	44.2	193.4	1,129.8
2001	280.4	234.1	318.4	100.5	20.5	10.0	3.8	0.0	32.6	50.5	128.0	81.0	1,259.8
2002	122.5	159.1	231.0	118.8	15.1	14.0	0.8	0.0	24.8	84.0	98.9	117.3	986.3
2003	144.4	149.0	201.2	68.9	18.4	0.0	1.9	6.9	8.5	30.2	24.5	209.1	862.9
2004	63.5	237.8	124.0	50.7	7.5	14.6	2.6	1.5	44.7	90.8	92.6	133.3	863.5
2005	101.7	94.8	144.2	58.2	10.2	0.0	0.0	9.7	7.3	50.4	22.4	137.3	636.3
2006	146.1	186.2	288.9	125.0	3.6	5.5	2.0	6.9	14.9	53.1	82.0	149.4	1,063.7
2007	140.6	104.3	285.4	108.9	37.9	1.8	0.0	0.2	4.4	79.6	47.5	45.3	855.8
2008	192.3	207.1	215.9	56.9	2.9	3.7	4.6	3.6	11.7	63.9	64.0	98.3	924.8
2009	273.0	307.2	343.3	121.2	31.1	0.0	10.1	11.9	15.6	90.3	101.0	176.1	1,480.8
2010	134.4	135.6	182.4	49.3	2.0	0.3	0.0	0.2	44.0	28.8	75.5	247.9	900.5
2011	220.0	142.2	212.7	106.8	18.4	0.4	1.8	6.3	18.0	27.0	110.2	220.2	1,084.0
2012	131.7	269.1	268.0	173.7	17.4	0.1	4.2	0.0	46.6	87.2	101.5	137.3	1,236.7
2013	94.0	272.5	280.0	36.3	26.0	0.0	0.7	7.4	8.4	107.5	63.8	120.3	1,016.7
2014	173.4	189.3	237.1	67.1	31.2	0.0	5.3	8.8	31.3	49.5	82.7	166.0	1,041.6
2015	186.0	158.5	293.5	108.9	35.1	1.7	0.1	4.3	7.6	46.1	74.8	170.3	1,086.9
2016	52.4	187.1	153.8	83.1	10.1	7.0	3.9	1.1	41.3	33.7	1.5	135.1	710.1
2017	296.9	333.8	483.9	110.7	43.8	1.0	0.0	2.3	12.3	61.0	38.1	85.2	1,469.0
2018	208.6	122.1	246.4	142.1	26.3	9.3	2.7	6.2	14.2	60.8	54.1	84.5	977.3
Media	170.7	198.3	236.4	85.5	21.7	4.0	2.3	4.9	20.5	59.3	66.3	139.0	1,009.0
Máxima	323.2	429.5	483.9	173.7	64.4	14.6	10.1	15.5	46.6	107.5	128.0	326.3	1,480.8
Mínima	52.4	93.6	94.0	36.3	2.0	0.0	0.0	0.0	4.4	27.0	1.5	45.3	636.3
D.S	71.6	84.1	79.6	32.1	13.8	4.2	2.1	3.7	12.2	21.3	32.0	57.4	208.3
C.V	0.4	0.4	0.3	0.4	0.6	1.0	0.9	0.7	0.6	0.4	0.5	0.4	0.2

Nota: precipitación mensual de 31 años generada y proyectada a través de criterios estadísticos hacia la zona de represamiento

FUENTE: (Triton, 2019).

3.8.1.4. Generación de caudales

Las Microcuencas Tillishcocha, no cuentan con información hidrométrica (caudales), siendo necesario disponer de información pluviométrica para aplicar un modelo de precipitación-escorrentía. En ese sentido muchos estudios hidrológicos recurren a relaciones área – precipitación entre la cuenca del punto de interés y mediciones hidrométricas.

Tabla 3: Generación de caudales medios mensuales para el año promedio

MES	N°	PRECIPITACION MENSUAL				CONTRIBUCION DE LA RETENCION				CAUDALES GENERADOS	
		P Total mm/mes	Efectiva			Gasto		Abastecimiento		mm/mes	m3/s
			PE II mm/mes	PE III mm/mes	PE mm/mes	bi	Gi mm/mes	ai	Ai mm/mes		
ENE	31	170.744	84.344	111.044	136.517			0.300	33.125	103.392	0.0472
FEB	28	198.283	111.883	138.583	164.056			0.350	38.645	125.411	0.0635
MAR	31	236.438	150.038	176.738	202.211			0.150	16.562	185.649	0.0848
ABR	30	85.456	16.811	28.238	39.140	0.413	66.387			105.527	0.0498
MAY	31	21.651	2.264	4.598	6.824	0.161	25.837			32.661	0.0149
JUN	30	4.041	0.493	1.022	1.527	0.070	11.314			12.842	0.0061
JUL	31	2.279	0.277	0.579	0.868	0.026	4.151			5.019	0.0023
AGO	31	4.914	0.596	1.234	1.842	0.010	1.664			3.506	0.0016
SEP	30	20.481	2.155	4.388	6.518	0.005	0.796			7.314	0.0035
OCT	31	59.305	7.863	13.921	19.700	0.002	0.267			19.967	0.0091
NOV	30	66.317	9.737	16.922	23.776			0.050	5.521	18.255	0.0086
DIC	31	139.050	53.552	79.350	103.962			0.150	16.562	87.400	0.0399
Año		977.693	1008.960	440.013	576.617	706.943	0.687	110.4	1.000	110.4	706.943
Coefficientes		0.728	0.701	-0.954	1.954	1.000					

Nota: muestra los parámetros más importantes que intervienen en la generación de caudales para el año promedio de la microcuenca Tillishcocha, mostrando así, el comportamiento del caudal mensual en dicho periodo. Se observa una variación durante el año de 0.0016 a 0.0848 m³/s, para los meses de agosto y marzo, respectivamente

FUENTE (Triton, 2019).

Con los caudales generados, validados para el año promedio, se calculará los parámetros de regresión lineal múltiples necesarios en el cálculo de los caudales mensuales para los periodos extendidos de la microcuenca Tillishcocha.

Tabla 4: Caudales medios mensuales generados (m³/s) en la m. aportante

ESTACION	TILLISHCOCHA												TOTAL
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	
MAX.	0.121	0.144	0.172	0.089	0.038	0.015	0.006	0.003	0.008	0.022	0.031	0.093	0.048
MED.	0.055	0.075	0.083	0.049	0.020	0.008	0.003	0.001	0.002	0.011	0.016	0.037	0.030
MIN.	0.026	0.034	0.042	0.024	0.010	0.004	0.001	0.000	0.000	0.003	0.002	0.011	0.017
PP50%	0.051	0.069	0.080	0.049	0.019	0.008	0.003	0.001	0.002	0.010	0.015	0.034	0.342
PP75%	0.037	0.052	0.065	0.037	0.014	0.006	0.002	0.001	0.001	0.006	0.010	0.027	0.258
PP95%	0.030	0.036	0.044	0.027	0.011	0.005	0.002	0.000	0.000	0.004	0.003	0.017	0.179

Nota: En la presa proyectada Tillishcocha, alcanza un caudal medio anual de 0.03 m³/s, un máximo de 0.05 m³/s, un mínimo de 0.02 m³/s. y a través de la fórmula de weibull se ha realizado el análisis de persistencia para los niveles del 50%, 75% y 95%

FUENTE: (Triton, 2019).

3.8.1.5. Caudal máximo de diseño

A través de la precipitación máxima 24hr para las estaciones de referencia se procedió a calcular la precipitación máxima para diferentes periodos de retorno aplicando criterios estadísticos; así mismo, se procedió a calcular el caudal máximo de diseño para un período de retorno TR=500 años y vida útil de 75 años a través de un modelo de transformación de lluvia-escorrentía y aplicando el método del hidrograma unitario facilitado por el software HEC-HMS.

Tabla 5: Caudales Generados en el tránsito de avenidas

Tiempo de retorno-años	Tillishcocha	
	Qentrada (m ³ /s)	Qsalida (m ³ /s)
100	0.397	0.356
500	0.551	0.494

Nota: caudales máximos de entrada y salida para un periodo de retorno de 100 y 500 años

FUENTE: (Triton, 2019).

3.8.2. Demanda hídrica del proyecto

Se buscó dimensionar los alcances del proyecto de riego, basados en la disponibilidad de los recursos hídricos que permitan garantizar un nivel adecuado para satisfacer las demandas de agua para el riego de las áreas agrícolas.

El funcionamiento hidráulico del proyecto ha previsto utilizar las aguas de las microcuencas de embalse Tillishcocha y Condorcocha, y en la quebrada Caurajín con descarga en la captación Santo Toribio, bocatoma, a fin de derivar las aguas al canal de conducción y poder irrigar a los sectores de riego. Asimismo, se dispondrá de agua procedente de las lluvias en el área de riego que serán considerados en el balance hidrológico. El desarrollo del cálculo de la demanda de agua agrícola se realizó mediante la metodología, que permite el cálculo de la evapotranspiración Potencial, mediante datos climáticos. La Demanda Neta o necesidades hídricas, con información de coeficientes de cultivo promedio (kc), la eficiencia de riego y el número de áreas de riego.

Tabla 6: Cédula de cultivo

CULTIVOS	AREA		MESES DEL AÑO											
	Ha	%	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
Papa	55.0	19.6%	55.0	55.0	55.0	55.0							55.0	55.0
Pastos-Alfalfa	38.5	13.7%	38.5	38.5	38.5	38.5	38.5	38.5	38.5	38.5	38.5	38.5	38.5	38.5
Trigo	24.4	8.7%	24.4	24.4	24.4	24.4	24.4							24.4
Maiz Amilaceo	48.0	17.1%	48.0	48.0	48.0	48.0								48.0
Quinua	22.9	8.2%	22.9	22.9	22.9	22.9							22.9	22.9
Palta	29.3	10.4%	29.3	29.3	29.3	29.3	29.3	29.3	29.3	29.3	29.3	29.3	29.3	29.3
Melocoton	35.8	12.7%	35.8	35.8	35.8	35.8	35.8	35.8	35.8	35.8	35.8	35.8	35.8	35.8
Manzana	27.4	9.7%	27.4	27.4	27.4	27.4	27.4	27.4	27.4	27.4	27.4	27.4	27.4	27.4
Area Total	281.3	100%	281.3	281.3	281.3	281.3	155.4	131.0	131.0	131.0	131.0	131.0	208.9	281.3

Nota: área de terreno agrícola proyectado bajo riego por cultivo en la zona; logrando así un área total de 281 ha

FUENTE: (Triton, 2019).

Tabla 7: Coeficiente de cultivo Kc

CULTIVOS	MESES											
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
PAPA	0.9	1.0	0.7	0.5							0.2	0.7
PASTOS-ALFALFA	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.9	0.9
TRIGO	0.8	0.9	1.2	0.8	0.3							0.4
MAIZ AMILACEO	0.6	0.8	1.0	0.6								0.4
QUINUA	0.8	0.8	1.0	0.7							0.5	0.7
PALTA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.7			0.7	0.7	0.8	0.8
MELOCOTON	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9				0.6	0.6	0.9	0.9
MANZANA	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9				0.6	0.6	0.9	0.9

Nota: Para la determinación de los coeficientes del cultivo se ha tenido en consideración las etapas de crecimiento de los cultivos de acuerdo al documento bibliográfico

FUENTE: (FAO, 1990).

El cálculo de la evapotranspiración potencial para el área bajo riego aguas abajo de las represas Tillishcocha y Condorcocha, se ha estimado en base a los datos de las estaciones Picoy, Paton y Oyon, los cuales presenta cercanía a las áreas bajo riego, y altitud similar; De acuerdo con los registros de los parámetros que se tienen se aplicara el método de Hargreaves (temperaturas mensuales medias), validado por la FAO.

Tabla 8: Evapotranspiración potencial de las áreas bajo riego en Acas

Parámetro de Cálculo	Unidad	Meses											
		Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
ETP - Evapotranspiración Potencial	mm/día	3.73	3.60	3.33	3.30	3.20	3.24	3.46	3.94	4.35	4.43	4.39	4.08

Nota: la evapotranspiración en la cedula de cultivo varía desde un valor mínimo 3.20mm en el mes de mayo a 4.43 en el mes de octubre

FUENTE: (Triton, 2019).

Para calcular la demanda bruta de agua de riego, que viene a ser la demanda de agua del proyecto, se ha determinado en campo la eficiencia de conducción, eficiencia de distribución y eficiencia de aplicación. La eficiencia de conducción se ha estimado para la dependiendo del sector de riego entre 90% a 87% asumiendo que se va disponer de estructuras de riego mejoradas. En la eficiencia de distribución se ha estimado un valor de 80% asumiendo que los canales de distribución cuentan con estructuras en buenas condiciones (toma lateral y obras de arte mejoradas). Por último, la eficiencia de aplicación (referida a la relación existente entre el volumen de agua de riego almacenado en la zona de raíces y el volumen de agua entregado a la parcela) esta eficiencia se ha estimado en 51% para riego por gravedad.

Se procedió al cálculo de los requerimientos netos de agua de los cultivos en las 281.34 ha a beneficiar en total. El total del volumen demandado para los sectores de riego Santo Toribio, Garbanzo Pampas, Acas, Pueblo Viejo, Tunas Pampa, y Mancapa es de 2'277,813 m³; y cuyo caudal máximo demandado es de 143.3 l/seg en el mes de noviembre.

Tabla 9: Demanda hídrica de la cedula de cultivo y caudal máximo demandado

MES	DEMANDA (M3)						Total	LT/SEG
	Sto Toribio	Garbanzo	Acas	P. Viejo	TunasPampa	Mancapa		
Ene	929	10,250	7,940	2,184	5,772	92,771	119,846	44.7
Feb	0	0	0	0	0	46,241	46,241	19.1
Mar	0	0	0	0	0	24,788	24,788	9.3
Abr	9,152	20,858	84,544	11,258	32,567	121,282	279,660	107.9
May	10,785	19,904	67,926	18,075	51,662	166,863	335,216	125.2
Jun	7,976	14,453	48,802	19,063	11,035	47,829	149,159	57.5
Jul	8,931	16,157	54,554	0	0	0	79,643	29.7
Ago	10,038	18,186	61,406	0	0	0	89,630	33.5
Set	9,780	17,901	60,444	16,951	48,423	163,077	316,576	122.1
Oct	7,839	14,877	50,230	13,386	38,229	146,044	270,605	101.0
Nov	10,825	22,335	68,469	19,392	55,420	194,900	371,341	143.3
Dic	3,844	13,918	12,657	7,987	22,274	134,427	195,108	72.8
Total (m ³):	80,099	168,840	516,972	108,296	265,382	1,138,223	2,277,813	143.3

Nota: determinación del requerimiento hídrico mensual por zona de riego y obtención del caudal máximo de diseño

FUENTE: (Triton, 2019).

3.8.3. Balance hídrico

El Balance hídrico se ha realizado al compatibilizar la serie hidrológica de la microcuenca de embalse de la quebrada Caurajín, relacionada a las descargas medias mensuales en el periodo 1988/2018 (31 años), la demanda hídrica total del proyecto, que corresponde finalmente solo a la demanda agrícola y el caudal ecológico que asegura la situación más desfavorable. En la situación sin operación, se puede apreciar que existe una brecha o demanda no satisfecha de 1'161,499.5 metros cúbicos anuales entre los meses de mayo a noviembre, al considerar con proyecto las 281.34 ha a regar en los sectores de riego ya mencionados.

Meses	Und	Demanda con Proyecto	SIN OPERACIÓN			Oferta		CON OPERACIÓN			
			Oferta	Superávit	Déficit	<i>Tillishcocha</i>	<i>Condorcocha</i>	Operación de la presa Tillishcocha		Operación de la presa Condorcocha	
			Quebrada Caurajín 75%					Llenado	Vaciado	Llenado	Vaciado
Ene	MMC	0.12	0.421	0.302		0.099	0.089	0.171		0.154	
Feb	MMC	0.046	0.595	0.548		0.126	0.112	0.297		0.266	
Mar	MMC	0.025	0.784	0.76		0.174	0.153	0.472		0.42	
Abr	MMC	0.28	0.359	0.08		0.097	0.086	0.568		0.506	
May	MMC	0.335	0.101		-0.234	0.038	0.034		0.264	0.54	
Jun	MMC	0.149	0.027		-0.122	0.014	0.013		0.134	0.552	
Jul	MMC	0.08	0.028		-0.052	0.006	0.005		0.056	0.558	
Ago	MMC	0.09	0.015		-0.075	0.002	0.002		0.076	0.560	
Set	MMC	0.317	0.023		-0.293	0.003	0.002		0.102		0.193
Oct	MMC	0.271	0.091		-0.18	0.016	0.016		0.016		0.184
Nov	MMC	0.371	0.166		-0.205	0.026	0.023		0.026		0.196
Dic	MMC	0.195	0.355	0.16		0.072	0.065	0.072		0.065	
TOTAL	MMC	2.278	2.965	185	-1.161	0.673	0.6				

Figura 34: Balance hídrico entre las presas Tillishcocha y Condorcocha para la obtención del volumen de la presa en estudio

FUENTE: (Triton, 2019).

La oferta hídrica total anual de las microcuencas aportantes a nivel de las presas proyectadas de Tillishcocha y Condorcocha es de 673,153.60 m³ y 600,229.62 m³, respectivamente. Por lo expuesto, la demanda puede ser cubierta con el agua represada. Asimismo, el volumen de escorrentía de los 19.18 Km² de área en la microcuenca Caurajín al 75% de persistencia (Descontando el área de las microcuencas de embalse Tillishcocha y Condorcocha), es de 2.965 MMC anuales disponible a nivel de la captación proyectada Santo Toribio, y abastece la demanda agrícola en los meses de la estación de lluvias (diciembre-abril), estos caudales provienen de los bofedales de la cuenca alta noreste Caurajín.

De acuerdo al análisis se tiene que el ciclo anual de ambos embalses, arroja como volumen útil de almacenamiento de 0.568 MMC correspondiente al embalse de Tillishcocha, y 0.560 MMC al embalse de Condorcocha. Donde Tillishcocha deberá empezar su llenado en el mes de diciembre hasta abril; y para el embalse de Condorcocha de diciembre hasta agosto. Esencialmente es este TSP nos enfocaremos al análisis de estabilidad de la presa Tillishcocha en base a su diseño geométrico.

3.8.4. Hidrología de la presa

Asumiendo un tiempo de vida útil del embalse de 75 años, el sólido total acumulado en el vaso durante ese tiempo será de 219,702.45 M³, calculados en los meses de abundante escorrentía (diciembre, enero, febrero y marzo).

Sin embargo, a modo de garantizar la efectividad del volumen útil de almacenamiento el resultado final del volumen muerto asumido es el volumen mínimo que se encuentra en la laguna de esta forma se garantiza que aquel volumen mínimo sea ecológicamente intangible; este volumen es de 340,374.72 m³ y como nivel mínimo ubicado a la cota de 4641.85msnm.

3.8.4.1. Curva área altitud-volumen de la presa

Se construye a partir de información topográfica y batimétrica del área comprendida entre cada curva de nivel del vaso topográfico. Indica la superficie inundada correspondiente a cada elevación. La capacidad del volumen se obtiene mediante la integración de la curva área-elevación. Indica el volumen almacenado correspondiente a cada elevación. Estos valores han sido calculados mediante el software AutoCAD Civil 3D, y los respectivos planos topográficos y batimétricos.

Tabla 10: Área - Volumen, microcuenca de embalse Tillishcocha

Cota (msnm)	Área CN (m ²)	Área CN (Km ²)	Vol. Parcial (m ³)	Vol. Acumulado (m ³)	Vol. Acumulado (HMC)
4641.85	20,421.13	0.02	0.00	0.00	
4,642.0	21,695.78	0.02	3,158.77	3,158.77	0.00
4,643.0	27,294.59	0.03	24,495.19	27,653.95	0.03
4,644.0	31,028.17	0.03	29,161.38	56,815.33	0.06
4,645.0	34,325.00	0.03	32,676.59	89,491.92	0.09
4,646.0	37,235.04	0.04	35,780.02	125,271.94	0.13
4,647.0	40,248.44	0.04	38,741.74	164,013.68	0.16
4,648.0	48,612.11	0.05	44,430.28	208,443.95	0.21
4,649.0	51,780.89	0.05	50,196.50	258,640.46	0.26
4,650.0	54,748.93	0.05	53,264.91	311,905.37	0.31
4,651.0	57,786.51	0.06	56,267.72	368,173.09	0.37
4,652.0	60,969.97	0.06	59,378.24	427,551.33	0.43
4,653.0	64,136.47	0.06	62,553.22	490,104.54	0.49
4,654.0	67,183.68	0.07	65,660.08	555,764.62	0.56
4,655.0	70,282.05	0.07	68,732.87	624,497.48	0.62
4,656.0	71,726.94	0.07	71,004.50	695,501.98	0.70
4,657.0	75,627.29	0.08	73,677.11	769,179.09	0.77
4,658.0	79,024.71	0.08	77,326.00	846,505.09	0.85
4,659.0	82,701.10	0.08	80,862.91	927,368.00	0.93

Nota: datos de entrada que sirven para graficar la curva área- volumen de almacenamiento

FUENTE(Triton, 2019).

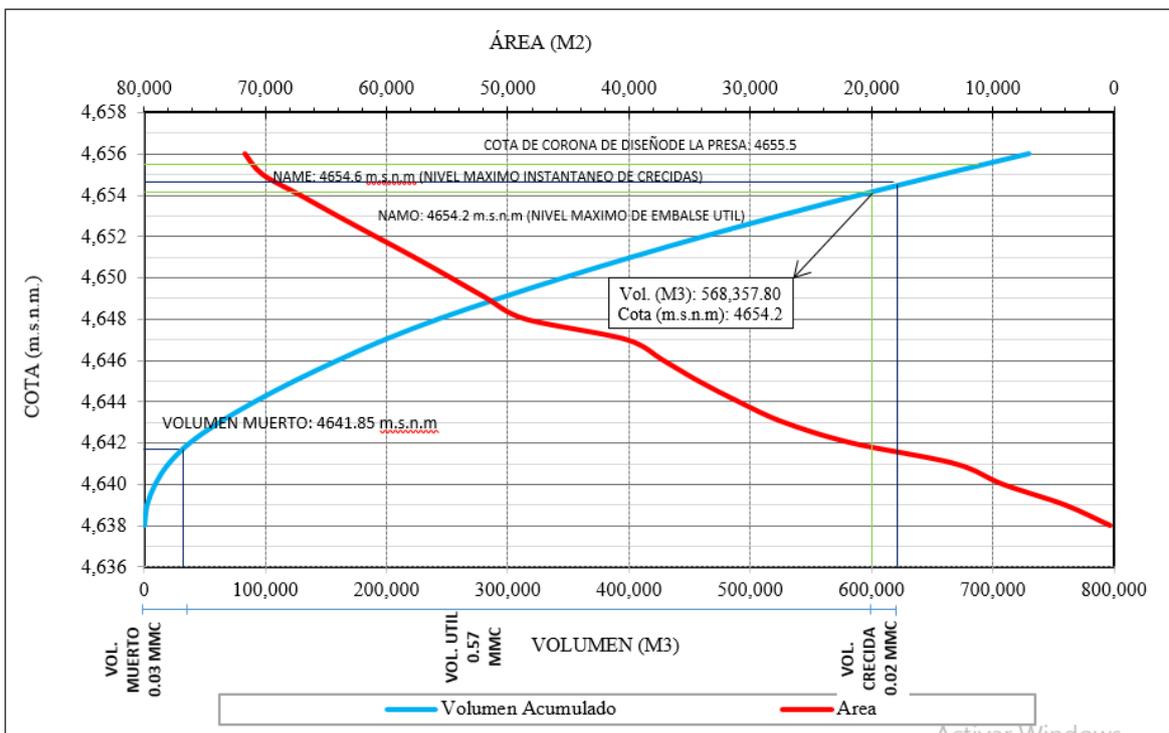


Figura 35: Grafico Área – Volumen, microcuenca de embalse Tillishcocha

3.8.4.2. Altura preliminar de presa

El volumen útil acumulado desde el nivel de aguas mínimas (NAMINO) hasta al nivel de aguas máximas ordinarias o de operación (NAMO) es de 568,357.80 m³ en el embalse de la laguna Tillishcocha. La altura que comprende desde el NAMINO que se encuentra a la cota de 4641.85 msnm hasta el NAME que se encuentra a la cota de 4654.20 msnm es de 12.35m.

Tabla 11: Altura preliminar de presa

Descripciones	Altura diseño - Cuerpo de presa (m)	Cota (m.s.n.m.)	Área (m ²)	Volumen (m ³)	Volumen Acumulado (m ³)
Terreno De Trabajo	0	4640.35	----	----	----
NAMIN	1.50	4641.85	20421.13	----	----
	1.65	4642	21695.78	3158.77	3158.77
	2.65	4643	27294.59	24495.19	27653.95
	3.65	4644	31028.17	29161.38	56815.33
	4.65	4645	34325.00	32676.59	89491.92
	5.65	4646	37235.04	35780.02	125271.94
	6.65	4647	40248.44	38741.74	164013.68
	7.65	4648	48612.11	44430.28	208443.95
	8.65	4649	51780.89	50196.50	258640.46
	9.65	4650	54748.93	53264.91	311905.37
	10.65	4651	57786.51	56267.72	368173.09
	11.65	4652	60969.97	59378.24	427551.33
	12.65	4653	64136.47	62553.22	490104.54
	13.65	4654	67183.68	65660.08	555764.62
NAMO-Vol. Útil	13.85	4654.20	67751.36	12593.18	568357.80
NAME	14.25	4654.60	----	----	597225.60

Nota: Altura preliminar de presa desde el fondo del cauce hasta el NAME.

El nivel más bajo correspondiente al fondo del cauce en el punto de cierre en el eje de presa está ubicado a una cota de 4641.35 m.s.n.m.; 50 cm por debajo del nivel del NAMIN.

Por consiguiente, la presa en ese punto tendría una altura preliminar de 12.85m. así mismo mencionar que en el estudio hidrológico se ha fijado una cota de 4654.60 m.s.n.m. para el nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) para un periodo de retorno de 500 años, 40 cm por encima del NAMO, altura que servirá como tirante de agua sobre el cimacio del aliviadero de demasías.

Entonces desde la cota de terreno en el eje de cierre hasta el nivel del NAME tenemos una altura de 13.25m.

3.8.5. Geotecnia de la presa

3.8.5.1. Vaso y eje de presa

Se realizaron un total de 16 calicatas por cada Presa Tillishcocha (06 en la zona de cierre y 10 en el vaso).

Tabla 12: Características de las calicatas en la zona de cierre de la Presa

CALICATA	%HUMEDAD NATURAL	LÍMITES DE CONSISTENCIA			PESO VOLUMÉTRICO(gr/cm ³)		CLASIFICACIÓN SUCS
		L.L	L.P	I.P	Húmedo	Seco	
AT-01	8.22	NT	NP	-	2.04	1.89	SM con grava
AT-02	12.85	NT	NP	-	2.1	1.86	SM con grava
AT-03	11.87	19.29	NP	-	1.9	1.7	SM con grava
AT-04	10.63	NT	NP	-	1.88	1.7	SM con grava
AT-07	11.11	NT	NP	-	1.92	1.72	GP-GM con arena
AT-08	9.54	40.35	14.99	25.36	1.89	1.73	GP-GC

Nota: se realizaron los ensayos en el laboratorio de mecánica de suelos de la UNALM

De estas muestras se seleccionaron solo 3 para realizar el ensayo de corte directo. Ubicadas en el centro del eje de la presa, estribo izquierdo y estribo derecho.

Tabla 13: Resultados de los Ensayos de Corte Directo en la Presa Tillishcocha

Calicata	Observación	Clasificación SUCS	Cohesión(C)	Ángulo De Fricción Interna(Φ)	Densidad Seca Promedio
AT-01	Centro del Eje	SM con grava	0.09 kg/cm ²	29.30°	1.89 gr/cm ³
AT-03	Estribo Izquierdo	SM con grava	0.08kg/cm ²	28.32°	1.70 gr/cm ³
AT-07	Estribo Derecho	GP-GM con arena	0.08 kg/cm ²	28.32°	1.72 gr/cm ³

Nota: se realizaron los ensayos en el laboratorio de mecánica de suelos de la UNALM.

Se realizó 1 ensayo Triaxial CU (no drenado) en el centro de la zona de cierre de la Presa Tillishcocha.

Tabla 14: Resultados del Ensayo Triaxial en la Presa Tillishcocha

Calicata	Cohesión(C)	Ángulo de Fricción Interna(Φ)	Densidad Seca Promedio
T-01	0.21 kg/cm ²	24.89°	1.58 gr/cm ³

Nota: se realizaron los ensayos en el laboratorio de mecánica de suelos de la UNALM.

Se realizaron perforaciones de diamantina en la zona de cierre de la presa afín de conocer las características físicas del suelo y la permeabilidad hasta una profundidad de 20m.

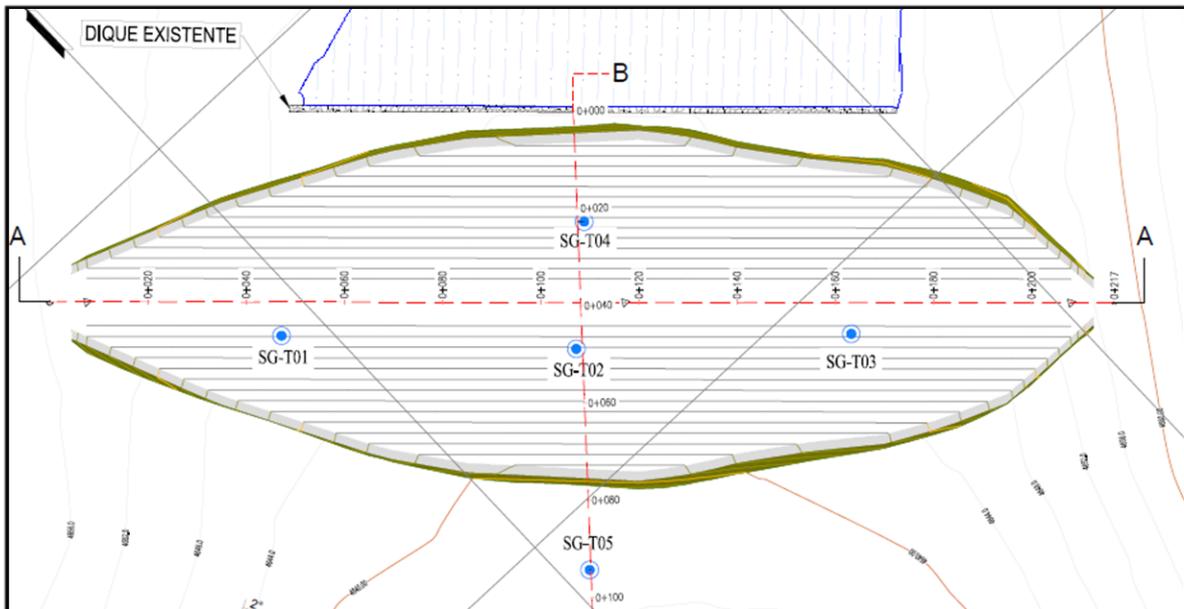


Figura 36: Ubicación de las perforaciones en el nuevo eje de presa proyectado

Tabla 15: Coeficiente permeabilidad a diferentes estratos por perforación

Sondeo	N° De Ensayo Lefranc	Tramo De Ensayo(M)	Carga	K_{prox} (Permeabilidad)
SG-T01	Lf-01	3.00-3.50	Constante	4.63 E-04
	Lf-02	6.00-6.50	Constante	5.57 E-04
	Lf-03	8.50-9.00	Constante	2.93 E-04
	Lf-04	12.00-12.50	Constante	2.83 E-04
	Lf-05	15.00-15.50	Constante	1.34 E-04
	Lf-06	18.00-18.50	Constante	1.27 E-04
SG-T02	Lf-01	3.00-3.50	Variable	3.48 E-05
	Lf-02	6.00-6.50	Variable	2.55 E-05
	Lf-03	9.00-9.50	Variable	5.37 E-05
	Lf-04	12.00-12.50	Variable	1.51 E-04
	Lf-05	14.50-15.00	Variable	6.13 E-05
	Lf-06	18.00-18.50	Variable	2.97 E-04
SG-T03	Lf-01	3.00-3.50	Variable	3.59 E-05
	Lf-02	5.50-6.00	Variable	5.40 E-05
	Lf-03	8.50-9.00	Variable	4.36 E-05
	Lf-04	11.50-12.00	Variable	5.55 E-05
	Lf-05	14.50-15.00	Variable	7.04 E-05
SG-T04	Lf-01	3.00-3.50	Variable	4.80 E-05
	Lf-02	6.00-6.50	Variable	6.67 E-05
	Lf-03	9.00-9.50	Variable	4.84 E-05
	Lf-04	12.00-12.50	Variable	3.15 E-05
	Lf-05	14.50-15.00	Variable	5.29 E-05
	Lf-06	18.00-18.50	Variable	1.53 E-05
SG-T05	Lf-01	2.50-3.00	Variable	9.04 E-05
	Lf-02	5.50-6.00	Variable	8.11 E-05
	Lf-03	9.00-9.50	Variable	4.61 E-05
	Lf-04	12.00-12.50	Variable	8.35 E-05
	Lf-05	14.50-15.00	Variable	6.29 E-05
	Lf-06	17.50-18.00	Variable	6.19 E-05

Nota: Las investigaciones del sub suelo en la zona de cierre de la presa Tillishcocha estuvieron a cargo de la empresa Multiservicios JCG Drilling EIRL.

Como se aprecia en las 5 perforaciones, muestran rangos de permeabilidad por estratos que van desde $10 \text{ E-}04$ hasta $10 \text{ E-}5$, valores definidos como semipermeables.

3.8.5.2. Material de préstamo para el cuerpo de la presa

Se identificaron dos canteras destinadas a proveer materiales de préstamos óptimos para los cuerpos de presa; CC-01 (para la Presa Tillishcocha) y CC-02 (para la Presa Condorcocha);

ambas canteras ubicadas en la zona aledaña a la laguna condorcocha.

Tabla 16: Ubicación de las canteras para el cuerpo de presa

CANTERA	COORDENADAS			PROFUNDIDAD (m)
	E	N	Z	
CC-01	249603	8849501	4645	2.20m
CC-02	249419	8849312	4652	2.10m

Para este análisis nos enfocaremos solamente en la CC-01 ya que es la cantera destinada para el diseño de la presa Tillishcocha. Se realizó solo un ensayo triaxial consolidado no drenado CU a la muestra de esta cantera. Los otros dos tipos de ensayo faltantes como el CD, UU no se realizaron ya que en las bases del proyecto no lo solicitaban. Por consiguiente, se muestran los resultados del ensayo en los cuadros siguientes.

Tabla 17: Ángulos de Fricción Interna y Cohesión de la cantera

CANTERA	Ángulo de fricción Interna(Φ)	Cohesión
CC-01	36.12°	0.23kg/cm ²

Nota: valores obtenidos a una densidad del 95% de proctor modificado.

Tabla 18: Propiedades Básicas de la Cantera

Cantera	% De Humedad Natural	Límites De Consistencia			Peso Volumétrico(Gr/Cm ³)		Granulometría			SUCS
		L.L	L.P	I.P	Húmedo	Seco	G%	S%	Finos	
CC-01	7.78	NT	NP	-	2.04	1.89	45	41	14	GM con arena

Nota: valores obtenidos afín de determinar el talud de la presa.

Tabla 19: Principales propiedades de la Cantera

Cantera	Permeabilidad	Agregado Grueso			Agregado Fino			Densidad Seca Máxima	Humedad Óptima
		Pe SSS	Pe	%A	Pe SSS	Pe	%A		
CC-01	9.69 x 10 ⁻⁶ cm/s	2.50	2.43	3.00	2.66	2.60	2.33	2.04gr/cm ³	10.52%

Nota: Pe SSS: Peso específico saturado en superficie seca, Pe: Peso específico, %A: Porcentaje de absorción.

De aquí se interpreta que la permeabilidad al ser menor a 10⁻⁵, se considera material apto para el cuerpo de la presa Tillishcocha.

IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. DISEÑO GEOMÉTRICO DE LA PRESA

Partiendo de los datos obtenidos por la hidrología pasamos a calcular la altura ideal de presa.

- Nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) = 4654.60 m.s.n.m.
- Nivel de aguas máximas ordinaria o de operación (NAMO) = 4654.20 m.s.n.m.
- Nivel de terreno en el punto de cierre de la presa = 4641.35 m.s.n.m.

4.1.1. Borde libre

El borde libre es la diferencia de cotas entre el nivel máximo de embalse (NAME) y el de la coronación. Este borde se fija en función al oleaje debido al viento y sismos.

La altura máxima de olas generadas por movimientos sísmicos, estimada a partir de los conocimientos actuales, generalmente resulta menor que la del oleaje producido por vientos fuertes, excepto en casos de resonancia cuya probabilidad es siempre incierta. Por dichos motivos y particularmente en este caso por la extensión del vaso y porque topográficamente no es abrigado, es válido estimar el borde libre suponiendo que la altura máxima del oleaje es la correspondiente al viento. Su valor se determina en función del “fetch” y de la velocidad y dirección del mismo sobre las aguas del embalse.

BORDE LIBRE

Knapen

Fetch F= 0.359 km
 Stevenson Ho= 0.76 m
 Gaillard Vo= 3.04 m/s
 BL= 1.04 m

$$Ho = 0.76 + 0.34 * F^{0.5} - 0.26 * F^{0.25}$$

$$Vo = 1.52 + 2 * Ho$$

$$BL = 0.75 * Ho + \frac{Vo^2}{2 * g}$$

Bureau of Reclamation

F= 0.223 mill
 BL= 3.00 pies
 BL= 0.91 m

Fetch versus recommended normal and minimum freeboard.		
Fetch, mi	Normal freeboard, ft	Minimum freeboard, ft
<1	4	3
1	5	4
2.5	6	5
5	8	6
10	10	7

Adoptado

BL= 0.9 m

4.1.2. Profundidad de desplante

Debido a la característica del tipo de suelo del lugar, con presencia de arena limosa y grava limosa, se ha previsto un desplante de 1.00 m de profundidad. Debido a estas condiciones se optó por realizar una limpieza a lo largo de la base de la presa con el fin de extraer material orgánico u otros que dificulten el proceso constructivo.

4.1.3. Altura de presa

Se colocó una protección de enrocado de 0.3 m en la corona a fin de proteger la estructura del tránsito de personas y las lluvias.

Finalmente se calcula la altura ideal de presa.

$$H_{presa} = (N.Name - NT) + PD + BD + P$$

Donde:

N. Name: Nivel de aguas máximas extraordinarias

NT: nivel de terreno en el eje de cierre de la presa

PD: profundidad de desplante

BD: borde libre

P: Protección

$$H_{presa} = (4654.60 - 4641.35) + 1.00 + 0.90 + 0.30$$

$$H_{presa} = 15.45 m$$

4.1.4. Selección de tipo de presa

Dentro de los factores de carácter técnico, básicamente se tienen: las características geológicas y geotécnicas de la cimentación, la conformación y geometría del sitio de cierre, la disponibilidad y acceso a las áreas de préstamo de materiales de construcción y la condición que la obra no provoque variaciones fundamentales en el medio ambiente que la circunda. Los requerimientos propios del diseño respecto a la localización, geometría, disposición y conformación, se han efectuado mediante el análisis de los siguientes aspectos:

- Función de la obra.
- Características topográficas y geológicas de la boquilla.
- Condiciones de la cimentación.
- Calidad y localización de los materiales disponibles.

La estructura de la presa, tiene un desplante cimentado en un suelo con presencia de arena limosa y grava limosa, por lo cual se requerirá realizar una limpieza de toda el área para así poder llegar a la profundidad de desplante de 1.00 m., el cual proporciona la estabilidad a la estructura.

Como se mencionó anteriormente, la elección del tipo de presa será de materiales sueltos, ya que, por lo apartado del proyecto respecto de la zona urbana, resulta económicamente viable trabajar con una presa de tierra, porque los materiales para su diseño y construcción se encuentran en el sitio.

4.1.5. Ancho de corona

El ancho de la corona en una presa depende de varias consideraciones, como son:

- Altura e importancia de la estructura.
- Requerimiento de ancho para proveer masa al terraplén para resistir a los efectos sísmicos.
- Requerimiento de tránsito vehicular.
- Practicidad de construcción.

Se utilizaron varias metodologías para poder calcular el ancho de corona como el reglamento japonés, USBR y la instrucción española de presas; de ello se obtuvo un valor promedio y

se adoptó un valor entero para facilitar la construcción.

ANCHO DE CORONA			
Altura maxima de embalse	h=	12.35 m	
Altura maxima Presa desde cauce	Z=	13.95 m	
Coefficiente sismico	k=	1.3 ---	
Reglamento Japones			
AC1=	5.80 m	$AC1 = 1.65 * h^{0.5}$	
AC2=	5.11 m	$AC2 = 1.1 * Z^{0.5} + 1$	
AC3=	5.67 m	$AC3 = 3.6 * Z^{\frac{1}{3}} - 3$	
Acp=	5.52 m		
Instrucción Española de Presas			
Condición	Z > 15m		
AC=	No Aplica	m	$AC = k * \left(3 + 1.5 * (Z - 15)^{\frac{1}{3}} \right)$
Bureau of Reclamation			
AC=	5.84 m	$AC = \frac{Z}{5} + 3.05$	
Adoptado			
AC=	5.00 m		

El ancho de corona adoptado es de 5 m, dimensión que deviene del promedio de todos los cálculos según diferentes normas técnicas que están en función de la altura de presa, atendándose por tal a la distancia desde su corona hasta su cimentación excluyendo el empotramiento y la pantalla o cortina no estructural. La altura de presa a su vez está ligada a la capacidad total de embalse.

4.1.6. Taludes

Se consideraron dos taludes de 2:1 y 2:1, correspondientes al paramento aguas arriba y aguas abajo respectivamente. El primero se obtuvo como un valor mayor del mínimo recomendado y cumpliendo con la estabilidad de la presa.

Los valores adoptados fueron en base a la clasificación de los materiales de préstamo para la cantera.

Caso	Tipo	Propósito	Desemb. Rápido	Clasificación del Material	Clasificación del Núcleo	Talud aguas arriba	Talud aguas abajo
A	Sección compuesta c/núcleo Mínimo	Regulación o Almacenamiento	No	Relleno de roca, GW, GP, SW(gravoso) SP(gravoso)	GC, GM	2 : 1	2 : 1
					SC, SM		
					CL, ML		
					CH, MH		
B	Sección compuesta c/núcleo Máximo	Almacenamiento	No	Relleno de roca, GW, GP, SW(gravoso) SP(gravoso)	GC, GM	2 : 1	2 : 1
					SC, SM	2 1/4 : 1	2 1/4 : 1
					CL, ML	2 1/2 : 1	2 1/2 : 1
					CH, MH	3 : 1	3 : 1
C	Sección compuesta c/núcleo Máximo	Almacenamiento	Si	Relleno de roca, GW, GP, SW(gravoso) SP(gravoso)	GW, GP, SW, SP	2 1/2 : 1	2 : 1
					GC, GM, SC, SM	2 1/2 : 1	2 1/4 : 1
					CL, ML	3 : 1	2 1/2 : 1
					CH, MH	3 1/2 : 1	3 : 1

Figura 37: Taludes recomendables en presas zonificadas

FUENTE: (Velásquez, 2014).

4.1.7. Ancho de base

El ancho de base máximo que se obtuvo según los parámetros de diseño, como el tipo de material, los taludes considerados, la altura de la presa, etc., fue de 79.00 m con un desplante de 1.00 m.

4.2. ESTABILIDAD DE LA PRESA

Para realizar el análisis de estabilidad de la presa a través del software Slide 6.0 es importante tener los datos de entrada del cuerpo de la presa como: taludes, geometría de la presa, características físicas del material para el cuerpo de la presa y base de la presa, así como la permeabilidad del material para el cuerpo y base de la presa.

4.2.1. Análisis de filtraciones

Para el cálculo de filtraciones se analizará la red de flujo que pasa a través de la malla con el fin de obtener los caudales para cada presa. Cabe resaltar que ambas presas presentan una Geomembrana HDPE de 1mm, la cual impermeabiliza su capa de apoyo. Para el modelo se recurrió a la utilización del software Slide 6.0, con el cual se analizó las filtraciones producidas en la cimentación de la presa, utilizando el método de elementos finitos, verificando sus redes de flujos y velocidad de descarga.

Tabla 20: Longitud Promedio

Sector	Long. Tramo	Long. Promedio
Eje De Presa	221.14m	149.78m
Cauce	78.41m	

Nota: se caculo la longitud del cauce de la red de flujo en la base de la presa y se promedió con la longitud del eje de presa.

Tabla 21: Volumen Infiltrado Anual

Presas	Caudal de Ifil. (M ³ /S)	Long. Promedio (M)	Vol. Infil. Anual	Volumen Útil	% Vol. Infil.
Tillishcocha	1.55*10 ⁻⁶	149.78	7321.12	568357.8	1.29%

Nota: con el caudal obtenido a través de la modelación se calcula el volumen de infiltración anual, que viene hacer el 1.29% del volumen almacenado total en la presa.

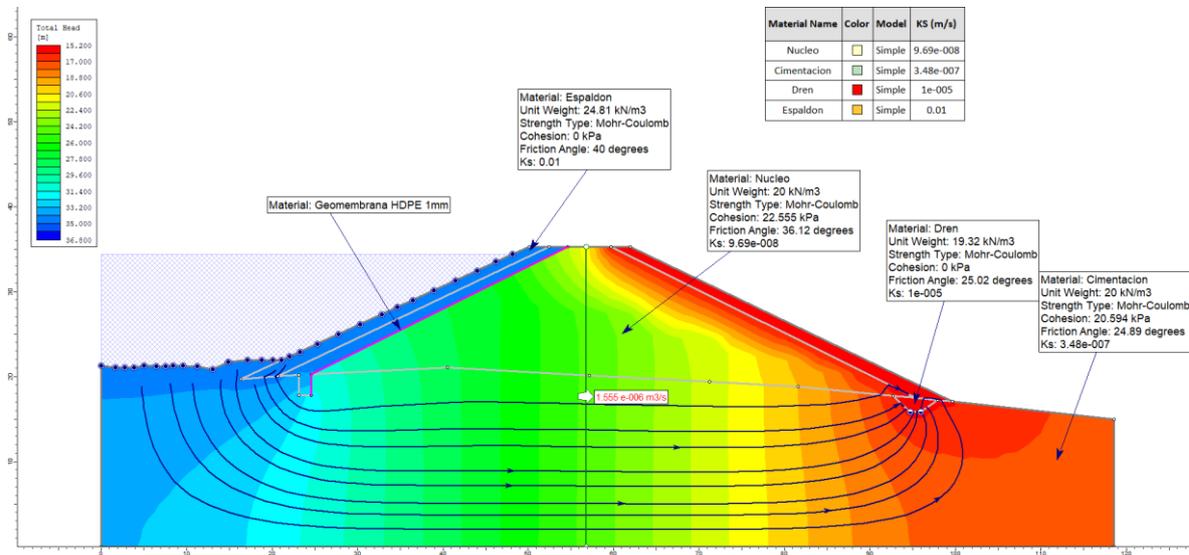


Figura 38: Líneas equipotenciales de la red de flujo al interior de la presa

Cabe mencionar que para mayor seguridad y estabilidad del talud aguas arriba se instaló en el diseño geomembrana de 1mm. Así la red de flujo atraviesa por la base de la presa bordeando la pantalla que tiene aguas arriba y llegando hasta el pie de talud aguas abajo donde se encuentra ubicado el dren.

4.2.2. Análisis de estabilidad

Se realiza con la finalidad de asegurar que el cuerpo de la presa, en especial los taludes, se mantengan estables ante las cargas a las que serán sometidos durante las operaciones del embalse.

Para la verificación de la estabilidad de la presa Tillishcocha se ha utilizado el criterio de equilibrio límite mediante los métodos clásicos de Bishop Simplificado y Spencer, donde las superficies de deslizamiento son definidas por familias (circulares o planas). Hoy en día el análisis se facilita mediante el uso de programas de cómputo que permiten simular problemas con estratigrafías muy complejas y analizar cientos de miles de superficies de falla para obtener un factor de seguridad mínimo o para obtener un análisis paramétrico del factor de seguridad en función de los parámetros de los suelos que componen un corte.

4.2.2.1. Condiciones de cálculo

Se realizó el análisis de estabilidad en la presa para la condición crítica de embalse lleno para los siguientes casos:

- Análisis estático aguas arriba y abajo.
- Análisis pseudoestático aguas arriba y abajo.

Cabe mencionar que solamente se obtuvieron datos de resistencia para un solo ensayo consolidado no drenando CU, ya que a ese nivel el proyecto de inversión no contemplaba gastos económicos para los otros ensayos.

Es por ello que al no contar con información de los ensayos triaxiales CD y UU (consolidado drenado y no consolidado no drenado) se ha visto la necesidad de modelar la presa con los datos obtenidos del ensayo CU afín de demostrar que se conoce la metodología y acciones que se toman para los análisis de embalse vacío y desembalse rápido.

Si en el futuro se procede a realizar los otros ensayos y se llega a modelar la presa; este análisis queda como información valiosa para comparar dichos resultados. Cabe mencionar que el análisis de la modelación a embalse vacío y desembalse rápido queda adjuntada en los anexos afín de demostrar que se realizó dicho análisis.

El factor de seguridad introducido inicialmente por Fellenius es de 1.5, sin embargo, con el tiempo se han adoptado criterios similares para los diferentes estados de operación. Para el presente análisis adoptaremos los criterios dados por (USACE, 1995).

- $FS \geq 1.5$ (Presa llena o en operación, sin sismo)

Análisis Sísmico

Cualquier presa bien construida puede soportar sismos moderados, con aceleraciones máximas de 0.2 g, sin daños. Las presas de material arcilloso con cimentación arcillosa o rocosa pueden soportar sismos fuertes con magnitudes Richter de 8.25 y aceleraciones máximas de 0.35 a 0.8 g, sin daños aparentes.

Para el análisis sísmico nos apoyaremos en el Método pseudo-estático; en este método se emplea el cálculo del factor de seguridad de la estabilidad de taludes por el método de equilibrio límite, adicionando un coeficiente lateral sísmico.

El problema principal de este método es determinar el coeficiente lateral sísmico, que depende de la sismicidad del país. (Ruesta, Díaz, & Alva, 1988) han propuesto valores del coeficiente lateral sísmico para presas de tierra y enrocado en el Perú. (Martínez, Barrera, & Gómez, 2011).

Por otro lado, podemos hallar dicho coeficiente lateral sísmico con la expresión de Saragoni, una expresión basada en los conceptos del artículo de (Martínez, Barrera, & Gómez, 2011) que relaciona la aceleración del suelo y el coeficiente sísmico, esta expresión viene dada de la siguiente manera:

$$k_h = \left\{ 0.3 \frac{a_{\max}}{g}; a_{\max} \leq 0.67 g \right\} \text{ ó } \left\{ 0.2 \left(\frac{a_{\max}}{g} \right)^{0.2}; a_{\max} > 0.67 g \right\}$$

La zona del proyecto se encuentra en la zona 3 por lo cual tiene una aceleración máxima horizontal de 0.35g, y según la ecuación anterior esta a_{\max} horizontal es menor a 0.67 con lo cual procedemos a calcular el k_h .

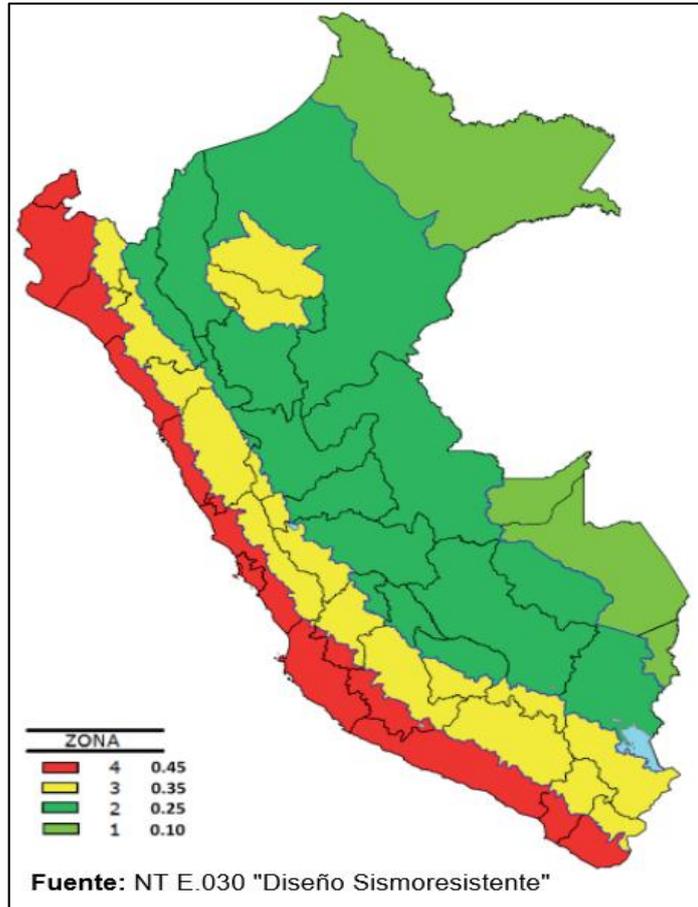


Figura 39: Mapa de Zonas Sísmicas

FUENTE: (Norma Técnica E.030)

$$k_h = 0.3 * \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_h = 0.3 * \frac{0.35g}{g}$$

$$k_h = 0.105$$

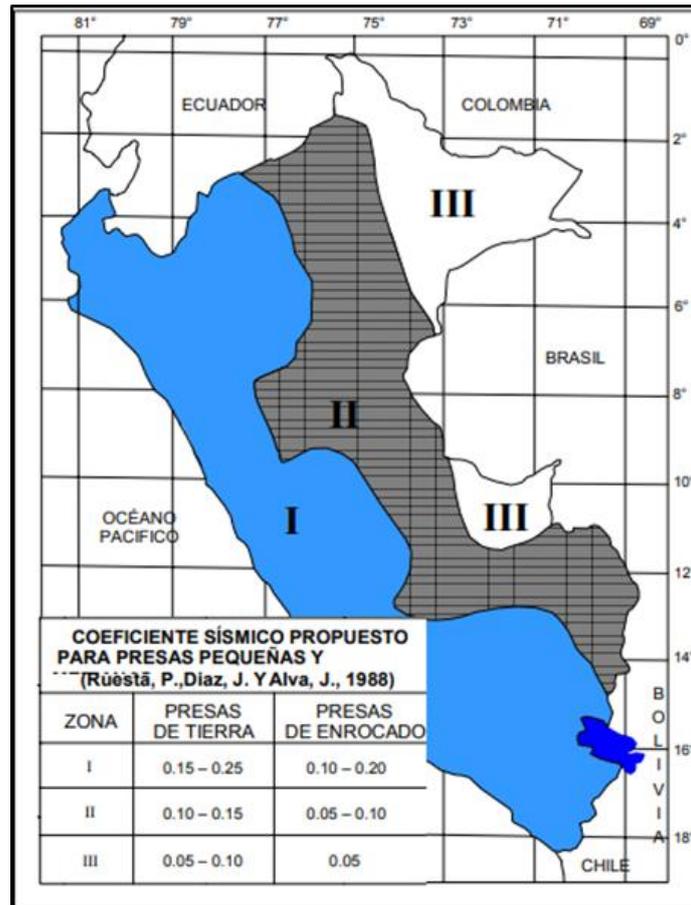


Figura 40: Mapa de Zonificación del Coeficiente Sísmico en el Perú

FUENTE: (Ruesta, Díaz , & Alva, 1988).

Tomando como referencia el mapa de zonificación del C.S, adoptaremos un factor de:

$$k_h = 0.15$$

El coeficiente de seguridad adoptado para el análisis pseudo-estático es que se ha dado por (USACE, 1995).

- $FS \geq 1.0$ (Fin de la construcción, embalse vacío, CON sismo)
- $FS \geq 1.0$ (Presa llena o en operación, CON sismo)
- $FS > 1.0$ (Rápido desembalse, CON sismo)

4.2.2.2. Presa Llena o Máxima Operación

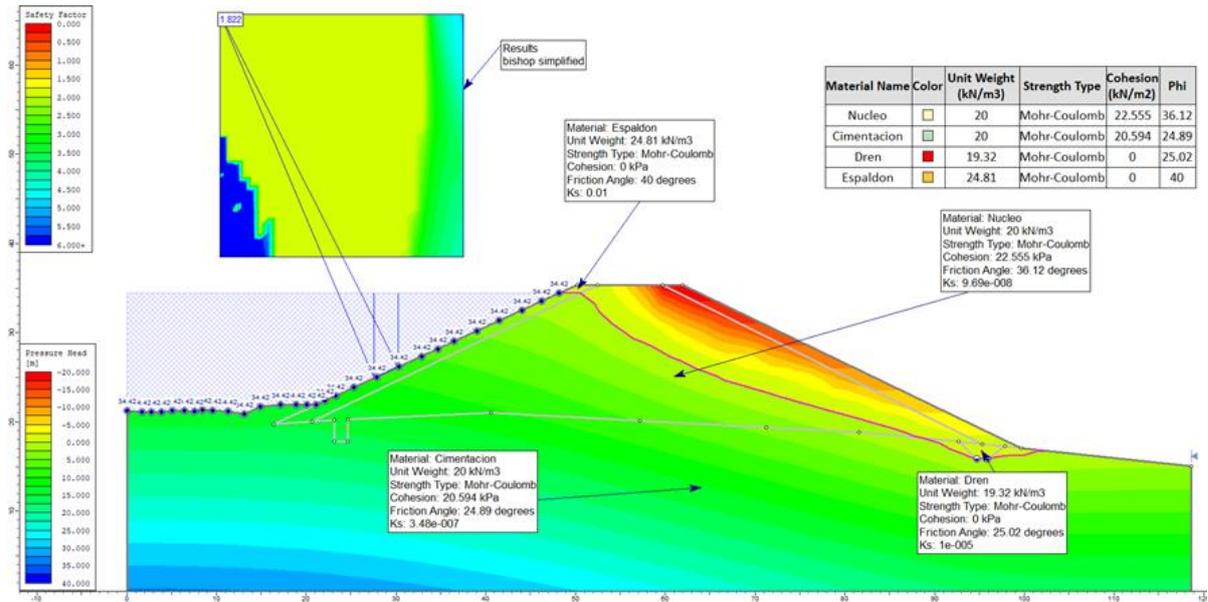


Figura 41: Presa Llena – Aguas Arriba – Bishop – Sin Sismo

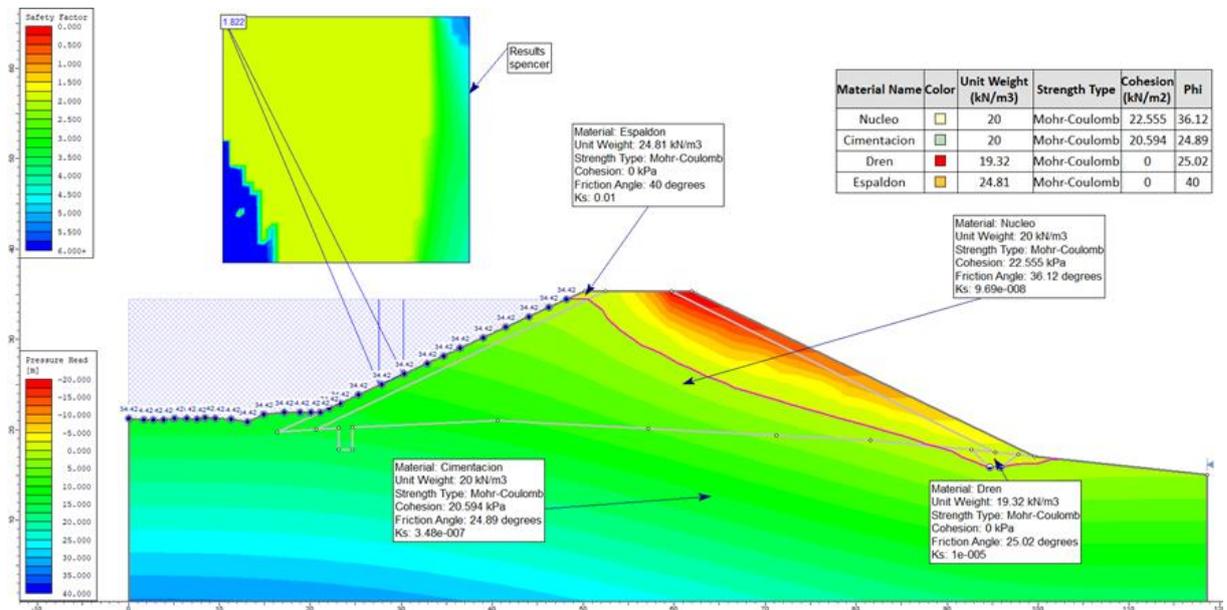


Figura 42: Presa Llena – Aguas Arriba – Spencer – Sin Sismo

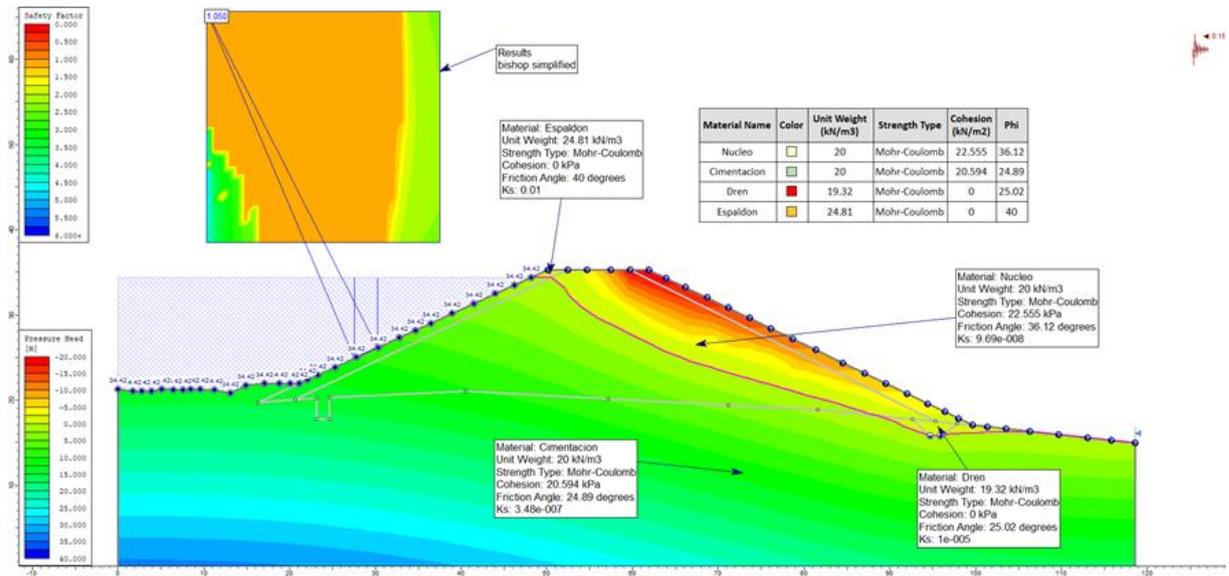


Figura 43: Presa Llena – Aguas Arriba – Bishop – Con Sismo

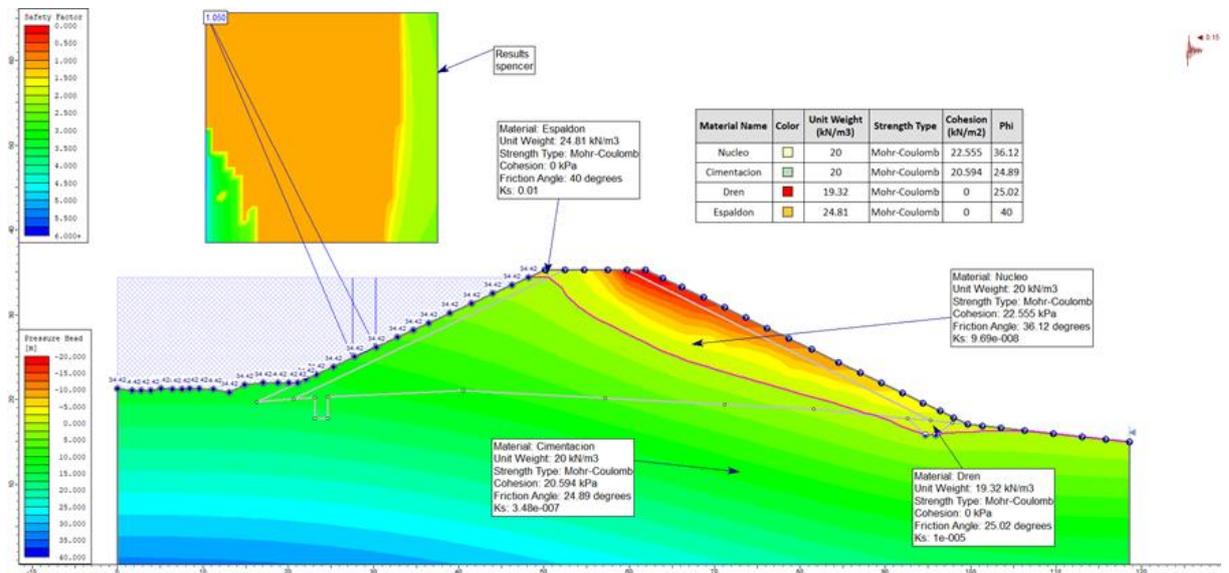


Figura 44: Presa Llena – Aguas Arriba – Spencer – Con Sismo

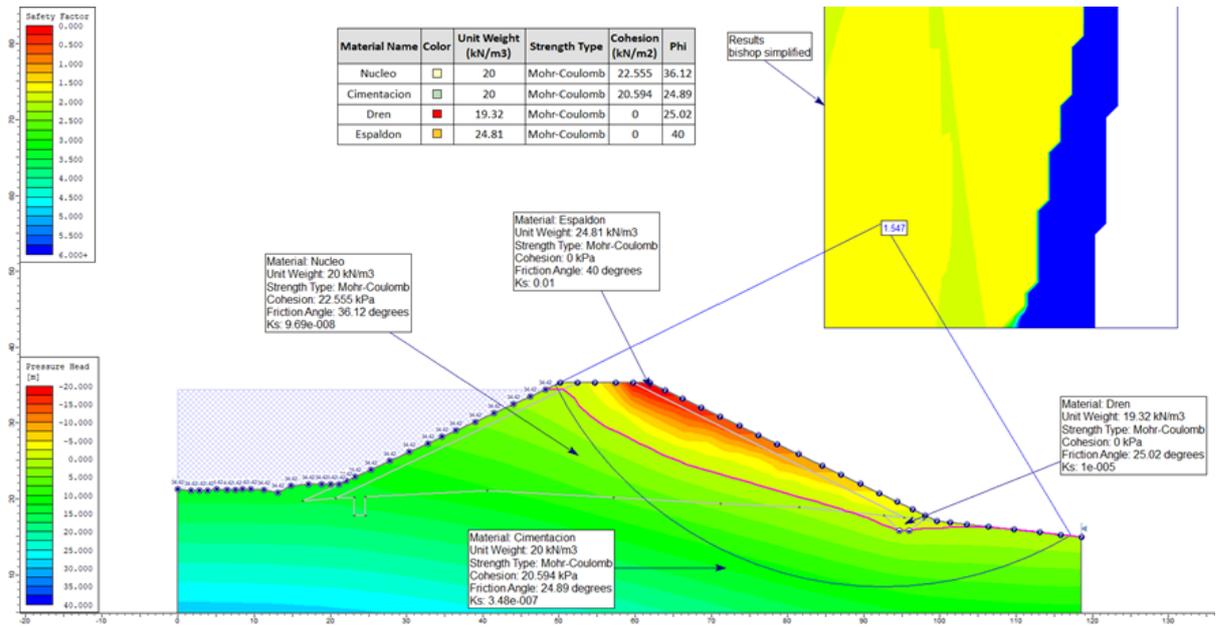


Figura 45: Presa Llena – Aguas Abajo – Bishop – Sin Sismo

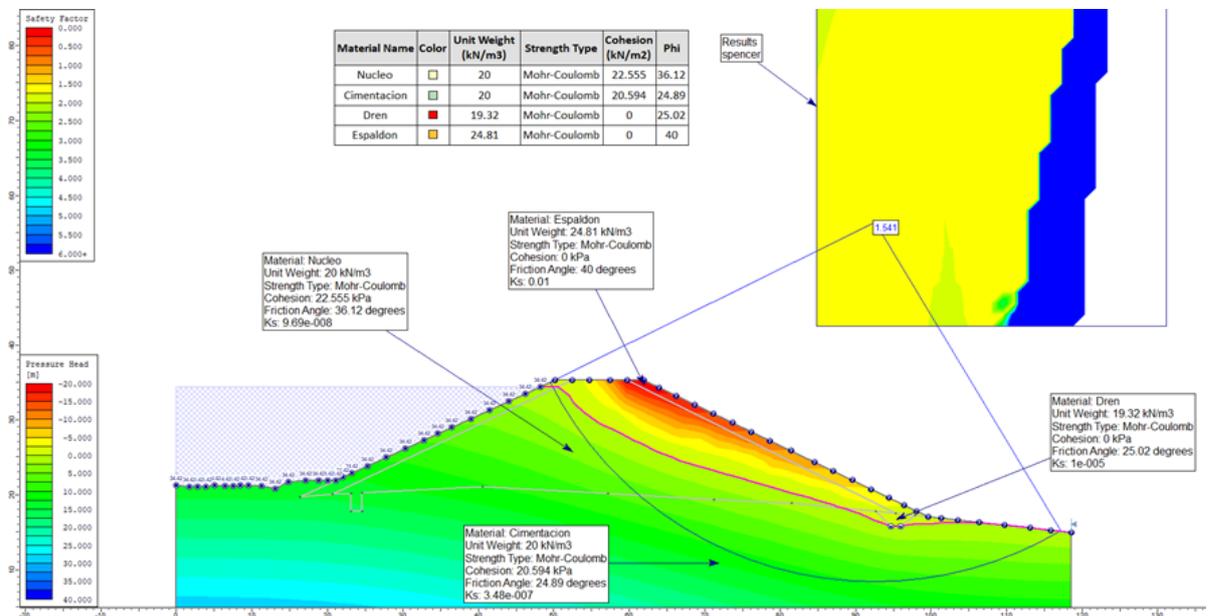


Figura 46: Presa Llena – Aguas Abajo – Spencer – Sin Sismo

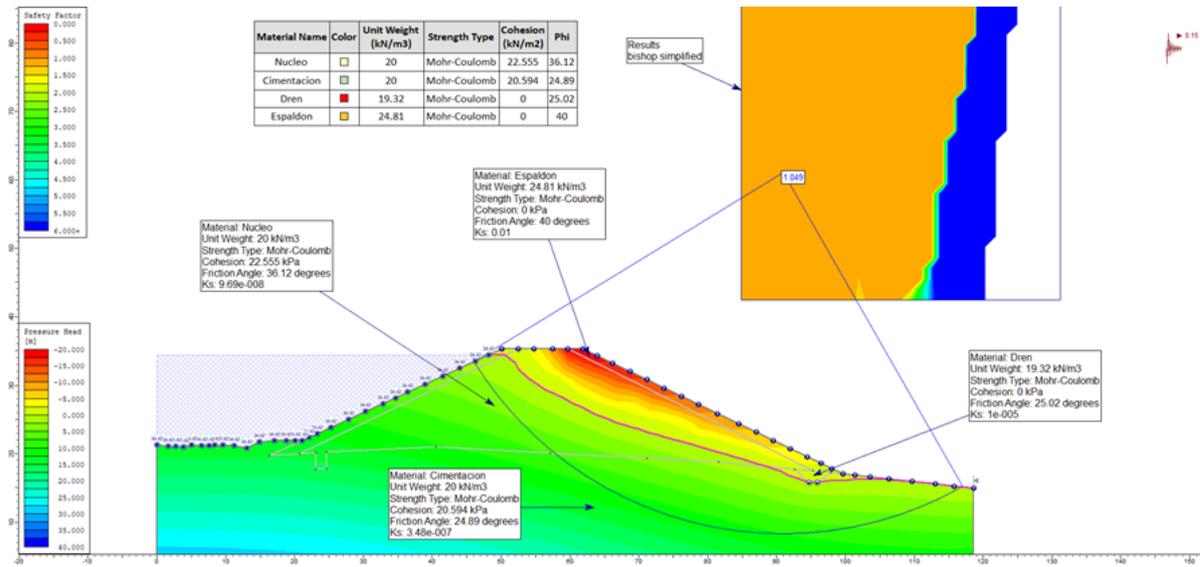


Figura 47: Presa Llena – Aguas Abajo – Bishop – Con Sismo

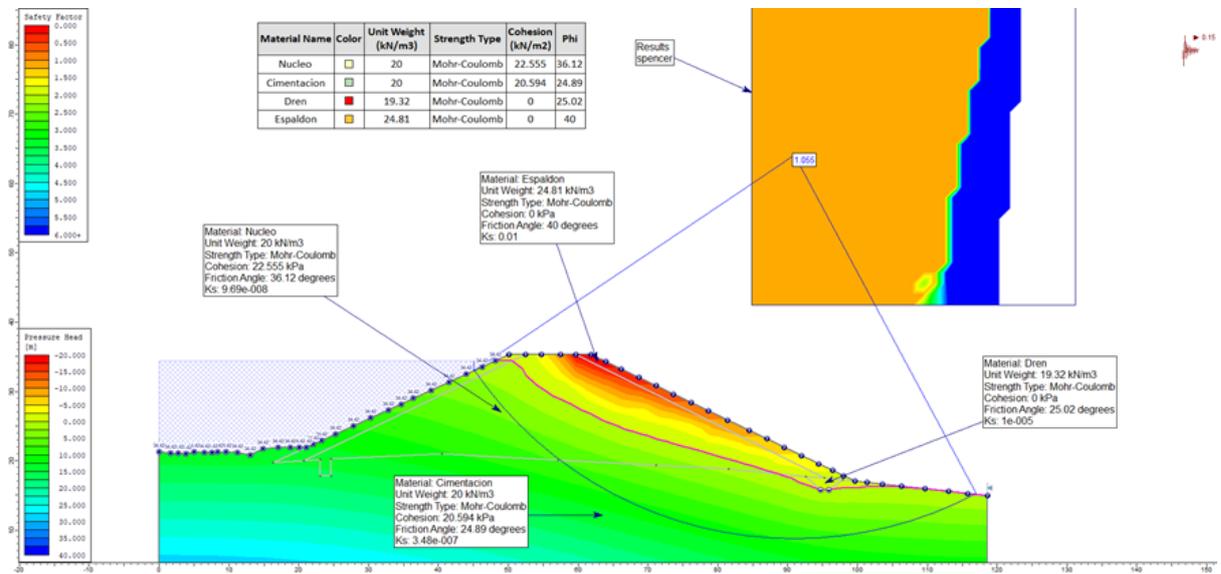


Figura 48: Presa Llena – Aguas Abajo – Spencer – Con Sismo

4.3. RESUMEN

Tabla 22: Resultados obtenidos del diseño geométrico de la presa

PARÁMETROS GEOMÉTRICOS	PRESA TILLISHCOCHA
Altura Preliminar de Presa	13.25 m
Profundidad de Desplante	1.00 m
Borde Libre	0.9 m
Protección de Enrocado	0.3m
Altura final de Presa	15.45 m
Ancho de Corona	5 m
Talud Aguas Arriba	1:2
Talud Aguas Abajo	1:2
Max. Ancho de Base	79 m

Nota: Geometría de la presa necesaria como información de entrada para realizar el análisis de estabilidad a través del software Slide 6.0.

Con la finalidad de ver una comparativa general de todos los resultados; se adjuntó en la tabla siguiente los resultados a embalse lleno y embalse vacío por los métodos de Bishop y Spencer para los criterios estático y pseudoestático.

Tabla 23: Resultados del análisis de estabilidad aguas arriba de la presa

Método	AGUAS ARRIBA			
	Análisis Estático		Análisis Pseudoestático	
	Presa Vacía	Presa Llena	Presa Vacía	Presa Llena
Bishop	1.819	1.822	1.279	1.05
Spencer	1.819	1822	1.278	1.05

Nota: todos estos resultados fueron obtenidos con ayuda del software slide 6.0, software que favorece el cálculo ya que analiza infinidad de superficies de falla por cada condición dada.

Tabla 24: Resultados del análisis de estabilidad aguas debajo de la presa

Método	AGUAS ABAJO			
	Análisis Estático		Análisis Pseudoestático	
	Presa Vacía	Presa Llena	Presa Vacía	Presa Llena
Bishop	1.735	1.547	1.229	1.049
Spencer	1.735	1.541	1.228	1.055

Nota: todos estos resultados fueron obtenidos con ayuda del software slide 6.0, software que favorece el cálculo ya que analiza infinidad de superficies de falla por cada condición dada.

4.4. DISCUSIONES

Como se aprecia en el diseño geométrico de la presa los taludes asumidos de 1:2 aguas arriba y aguas abajo de la presa para ese tipo de material de préstamo de la cantera “GM” coinciden con un buen análisis de estabilidad bajo las condiciones dadas anteriormente. Este talud fue asumido gracias a la información brindada por (Velásquez, 2014).

El análisis de infiltraciones al interior de la presa demuestra que es la correcta ya que el diagrama de las líneas equipotenciales bordean la pantalla aguas arriba y transcurren por la base de la presa hasta brotar al pie del talud aguas abajo donde se encuentra ubicado el filtro o dren, tal cual como describe en su libro (Cánovas, 1998).

Con respecto al análisis de estabilidad de la presa en modo estático y pseudoestático bajo la condición dada los factores de seguridad obtenidos gracias a los métodos aplicados de Bishop y Spencer están por encima de los factores mínimos dados por (USACE, 1995) lo cual garantizan una buena estabilidad de la estructura a través de su vida útil.

V. CONCLUSIONES

Con el fin de recaudar la caudal filtrado a través del cuerpo y base de la presa se implementó un filtro de drenaje a lo largo del pie del talud aguas abajo; esto permitirá controlar la filtración al interior de la presa para así entregarla a la tubería de drenaje con el fin de devolverlo al cauce natural.

El volumen de filtración en el cuerpo de la presa y en la cimentación aplicando la ley de Darcy, es 0.007321 MMC, representando así el 1.29% del volumen útil acumulado anualmente; este volumen es mínimo debido a que la permeabilidad del núcleo y del primer estrado de cimentación es baja, con la cual la presa puede operar sin ningún problema.

Los factores de seguridad calculados en el análisis de estabilidad por equilibrio límite de la presa para la condición dada de embalse lleno en modo estático y pseudoestático son mayores a 1.5 y 1 respectivamente, tanto para el método de Bishop como Spencer. Este análisis garantiza que la estructura será segura y estable en todo su tiempo de vida útil.

La mayoría de las superficies de falla se encuentra sobre el espaldón de protección, por lo que en situaciones críticas que superen las condiciones sísmicas modeladas se tendrá solo un pequeño desprendimiento de esta protección, mas no será causal de falla de la presa.

Finalmente se concluye que la geometría adoptada por la Presa Tillishcocha es segura y estable. Lo que implica que los taludes, ancho de corona, tipo de material y altura de presa son aceptables.

VI. RECOMENDACIONES

Con respecto al diseño de la presa, se recomienda que en su análisis de estabilidad se pueda modelar la estructura con diferentes valores de taludes afín de encontrar la geometría perfecta que garantice una correcta estabilidad y al menor costo económico posible.

Para realizar un correcto análisis de estabilidad se recomienda que se pueda modelar dicha estructura a través de varios métodos como Janbu, Morgenstern-Price y compararlos con los métodos antes calculados como Bishop y Spencer, para así estar seguros que bajo ningún método nuestra estructura presenta factores de seguridad por debajo de los límites estipulados. Así mismo se recomienda que dicho análisis se pueda realizar a través de algún otro software como Geo-Slope o Praxis 2D que analiza la estructura a través de elementos finitos y así poder compararlos afín de garantizar la adecuada estabilidad y seguridad.

Si se requiere que el diseño de la estructura sea segura, estable y por sobre todo económica, se necesita que la recopilación y procesamiento de los datos para los estudios básicos sean correctos. Para ello se recomienda que los profesionales que desarrollen dicha labor tengan un alto grado de expertis y cuenten con los equipos de última generación necesarios para tomar y procesar dichos datos; de esta forma, puedan guiar a los equipos de trabajo en la correcta obtención de muestras para materiales de préstamos para el cuerpo de la presa, afloramientos de aguas superficiales, topografía del vaso y eje de presa, realización del balance hídrico, y simulación de la presa.

Finalmente se recomienda que la empresa pueda capacitar a los ingenieros encargados de la realización de los estudios y diseño de estas estructuras en hidrología, hidráulica, geología, geotécnica, topografía, análisis estructural, impacto ambiental, softwares de modelación, etc. y no que cada uno de los trabajadores por su cuenta se asesore y trate de buscar la forma de cómo solucionar dichos problemas; cabe mencionar que esta falta de capacitaciones ayudó a mi persona a explotar mis conocimientos y habilidades adquiridas en la universidad y

trabajos anteriores, así mismo ayudo a desarrollar una capacidad analítica y toma de decisiones en todos estos campos; pero es necesario implementar un sistema de formación que permita que los profesionales se desarrollen en una área de trabajo que va hacer beneficioso y rentable para la empresa.

VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alva, J. & Infantes, M. (1999). *Diseño Sísmico de Presas de Tierra y Enrocado*. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Aparicio, F. J. (1992). *Fundamentos de Hidrología de Superficie*. México, D.F.: Limusa.
- Braja M., D. (2013). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica - Cuarta Edición*. México, D.F.: Cengage Learning Editores, S.A.
- Cánovas, E. V. (1998). *Tratado Básico de Presas. Tomo I. Cuarta Edición*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
- CHOW, V. (1994). *Hidrología Aplicada - 1era Edición*. (M. E. Suárez R., Ed., & J. G. SALDARRIAGA, Trad.) Santafé de Bogotá, Colombia: McGRAW-HILL.
- FAO, 5. (1990). *Evapotranspiración del Cultivo - Guías para la determinación de los requerimientos de agua de los cultivos*. Fundación de la Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura.
- GEO-SLOPE. (2012). *Stability Modeling with Slope/w*. Canada: GEO-SLOPE International Ltd.
- Martínez, R., Barrera, S., & Gómez, P. (abril de 2011). El Método Seudoestático de Estabilidad en Presas: un Análisis Crítico. *Obras y Proyectos*(9), 30-37.
- Ruesta, P., Díaz, J., & Alva, J. (1988). El Coeficiente Sísmico en el Diseño de Presas de Tierra y Enrocado. *VII Congreso Nacional de Ingeniería Civil* (págs. 5-11). Huaraz: Universidad Nacional de Ingeniería.
- SLIDE. (2002). *2D limit equilibrium slope stability*. Rocscience Inc. . Obtenido de https://www.rocscience.com/downloads/slide/Slide_TutorialManual.pdf
- Triton, C. I. (2019). *Ecpediente Técnico: "Mejoramiento y Ampliación del Servicio de Agua Para Riego en los Sectores de Acas, Tunaspampa y Mancapa, Distrito de Acas – Provincia de Ocros – Región Ancash"*. LIMA.
- U.S. BUREAU OF RECLAMATION (USBR). (1987). *Diseño de Pequeñas Presas. 3 Edición*. Washington DC: Gobierno EE.UU.
- USACE, U. (1995). *Gravity Dam Design*. Washington, DC: Department Of The Army.

- Valencia, E. (s.f.). Diseño de Presas de Concreto. *Tesis de Pregrado*. Universidad Nacional Autónoma De México, México.
- Velásquez, T. O. (2014). *Diseño de Presas de Tierra y Enrocado en el Perú*. Lima: UNALM.
- Washington Ramiro, S. (2019). *Diseño de Obras Hidrotécnicas*. Ecuador: Universidad De Las Fuerzas Armadas ESPE.

VIII. ANEXOS

Anexo 1: Fotografías en campo



Figura 49: Equipo de trabajo de campo



Figura 50: Levantamiento topográfico de la presa y proyección del nuevo eje de presa

Anexo 2: Análisis Fin De La Construcción - Embalse Vacío

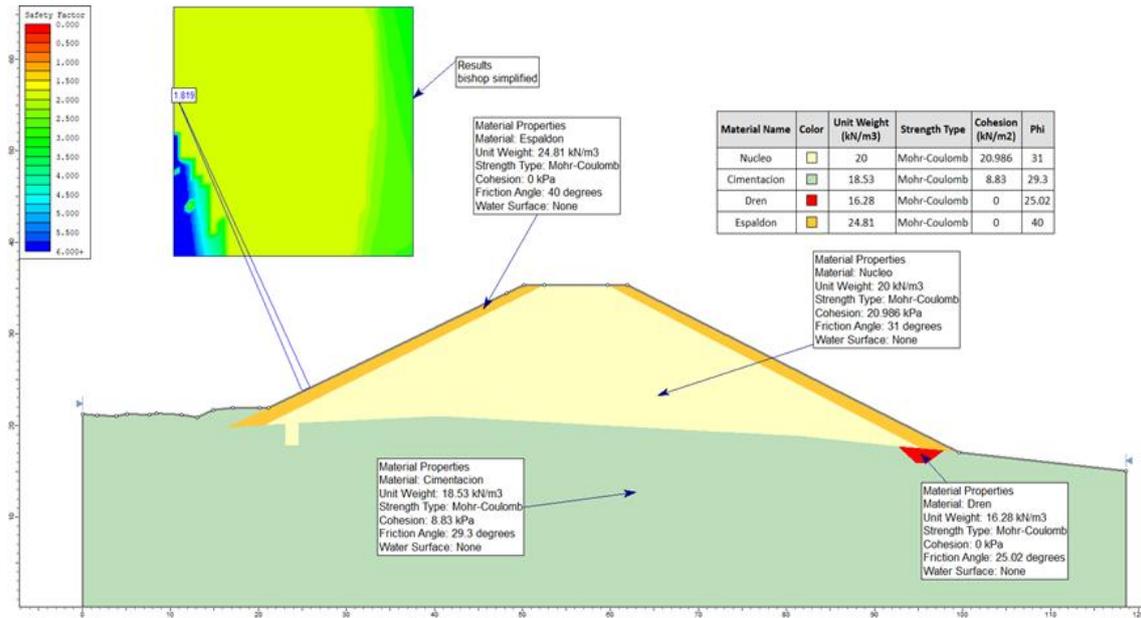


Figura 51: Fin de construcción – aguas arriba sin sismo – Bishop – Sin Sismo

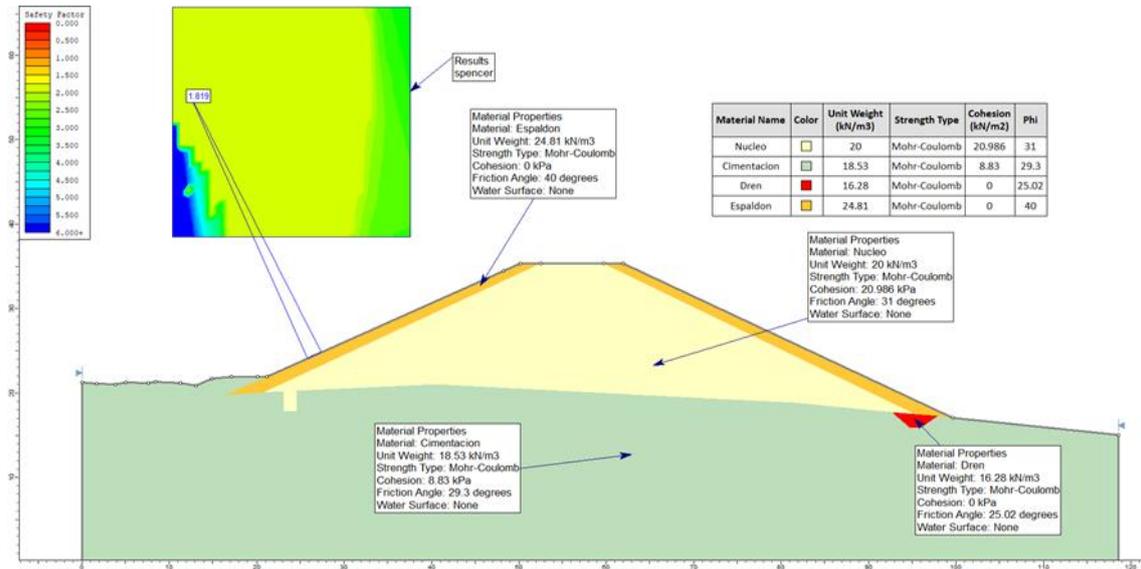


Figura 52: Fin de construcción – aguas arriba sin sismo – Spencer – Sin Sismo

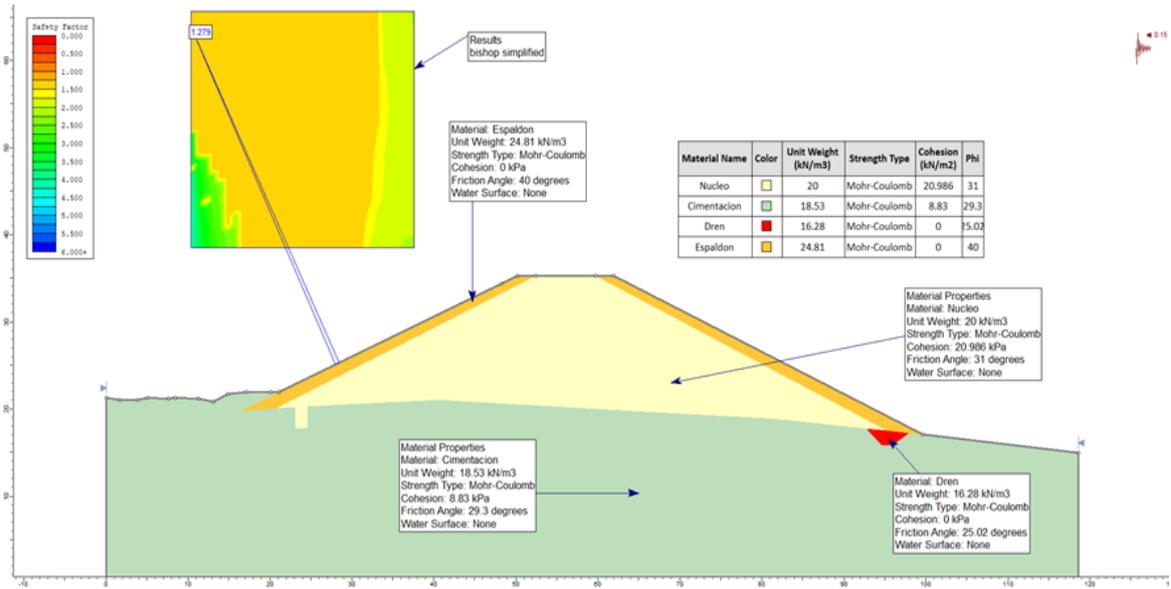


Figura 53: Fin de construcción – aguas arriba sin sismo – Bishop – Con Sismo

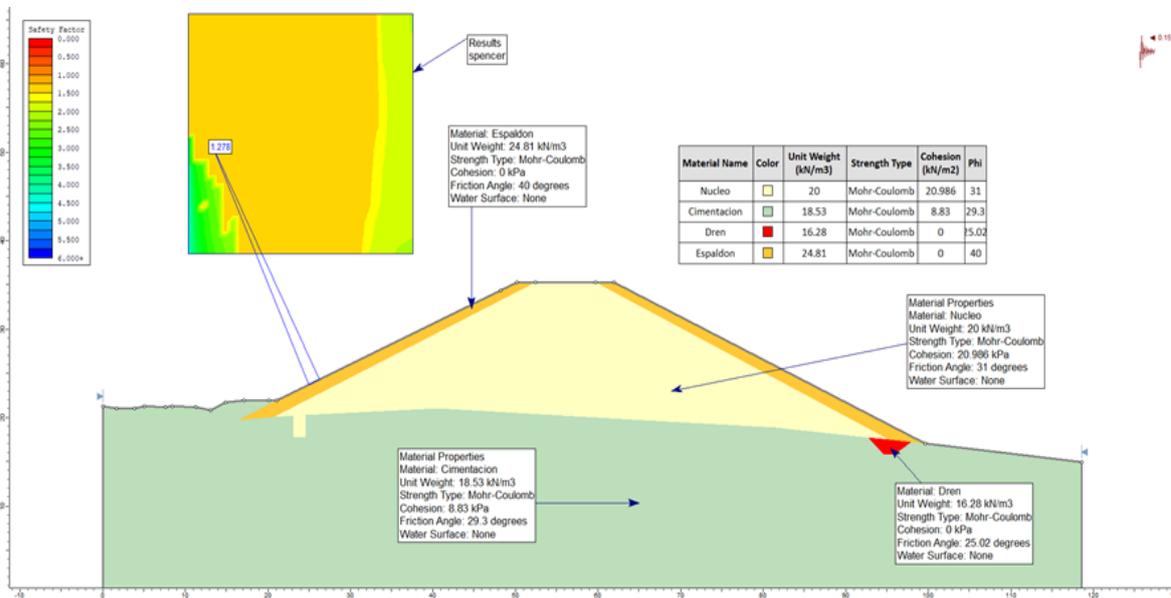


Figura 54: Fin de construcción – aguas arriba sin sismo – Spencer – Con Sismo

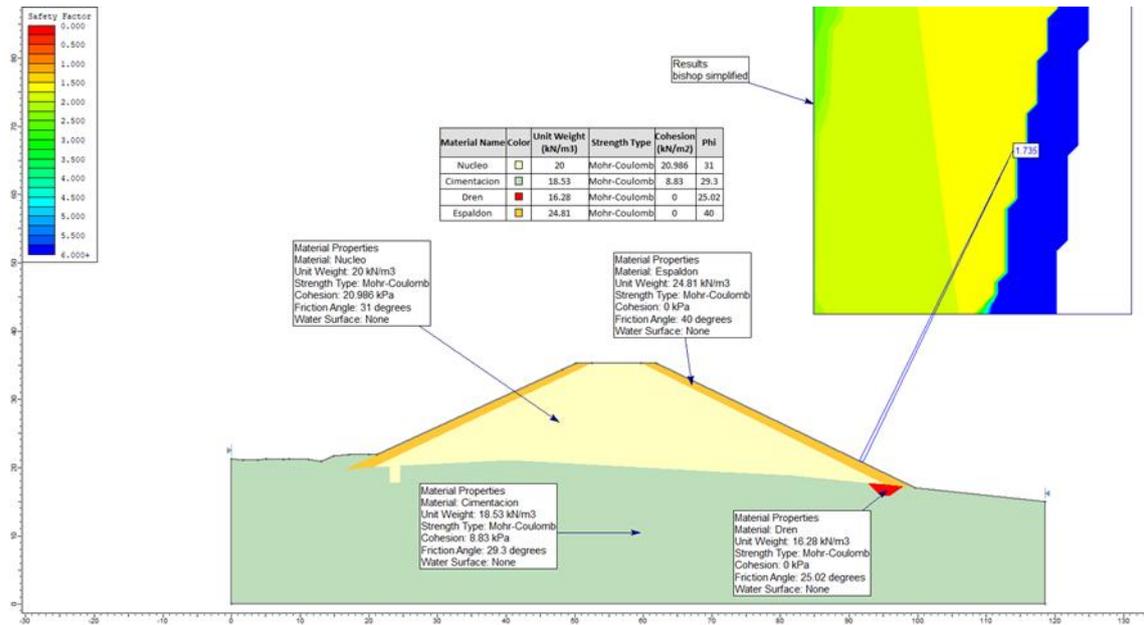


Figura 55: Fin De Construcción – Aguas Abajo – Bishop – Sin Sismo

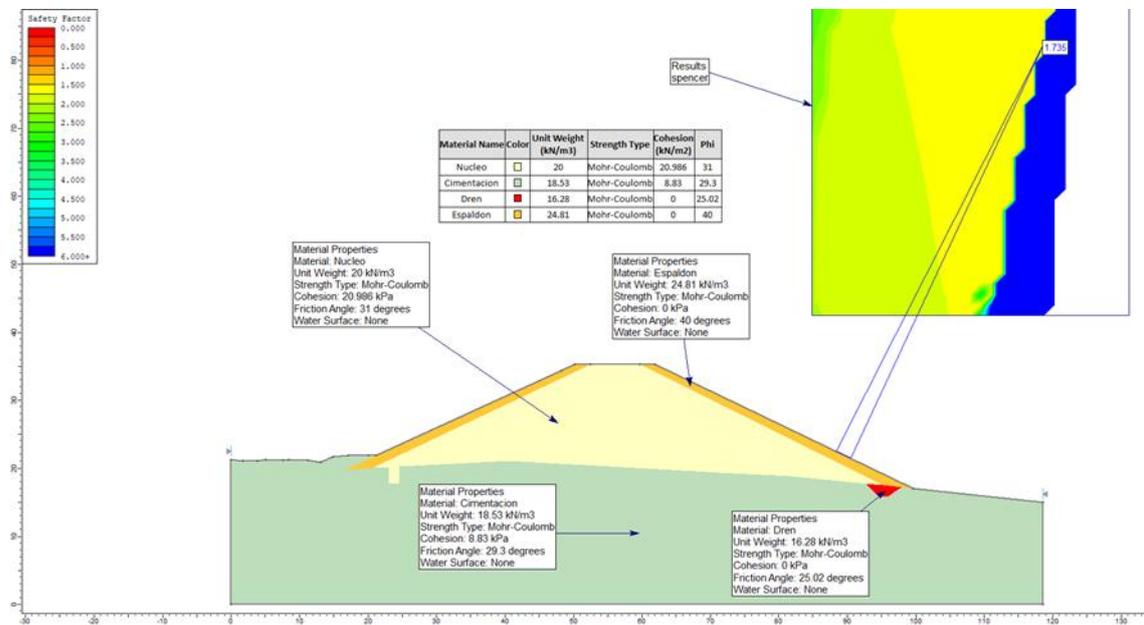


Figura 56: Fin De Construcción – Aguas Abajo – Spencer – Sin Sismo

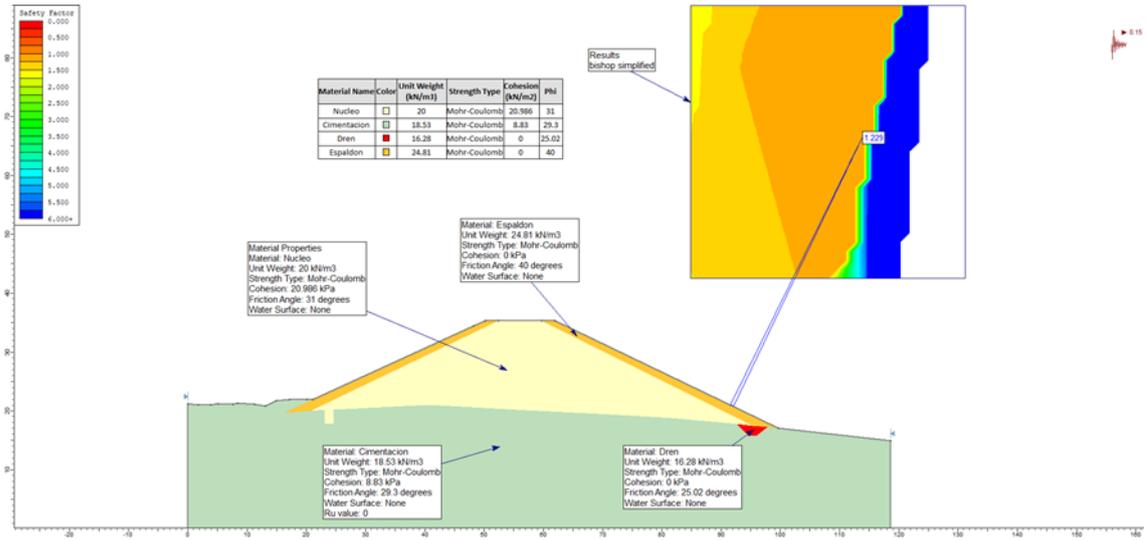


Figura 57: Fin De Construcción – Aguas Abajo – Bishop – Con Sismo

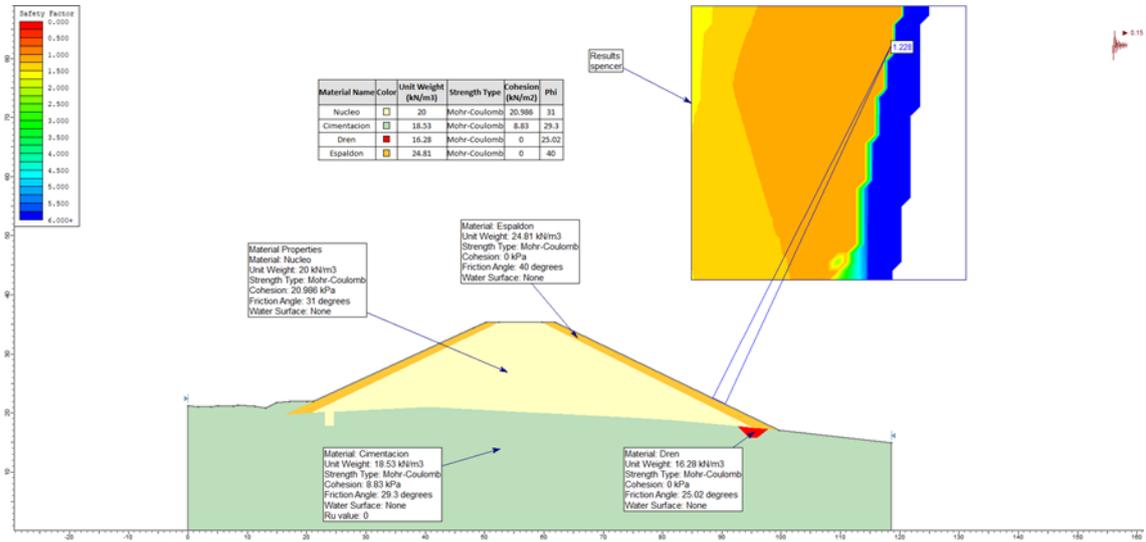


Figura 58: Fin De Construcción – Aguas Abajo – Spencer – Con Sismo

Anexo 3: Análisis a Desembalse Rápido

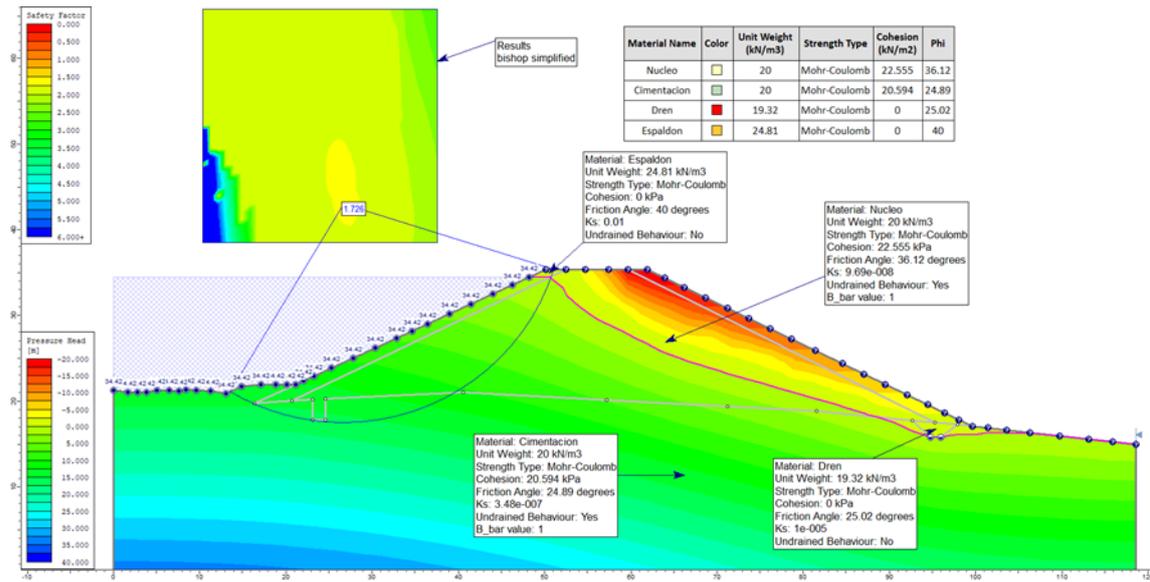


Figura 59: Rápido Desembalse – Aguas Arriba – Bishop – Sin Sismo

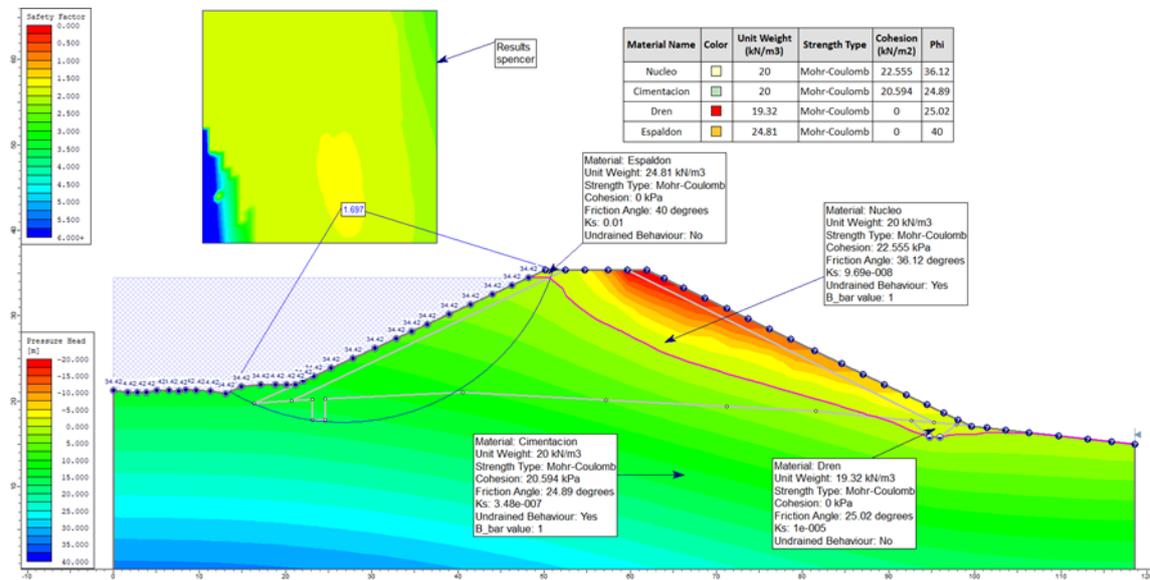


Figura 60: Rápido Desembalse – Aguas Arriba – Spencer – Sin Sismo

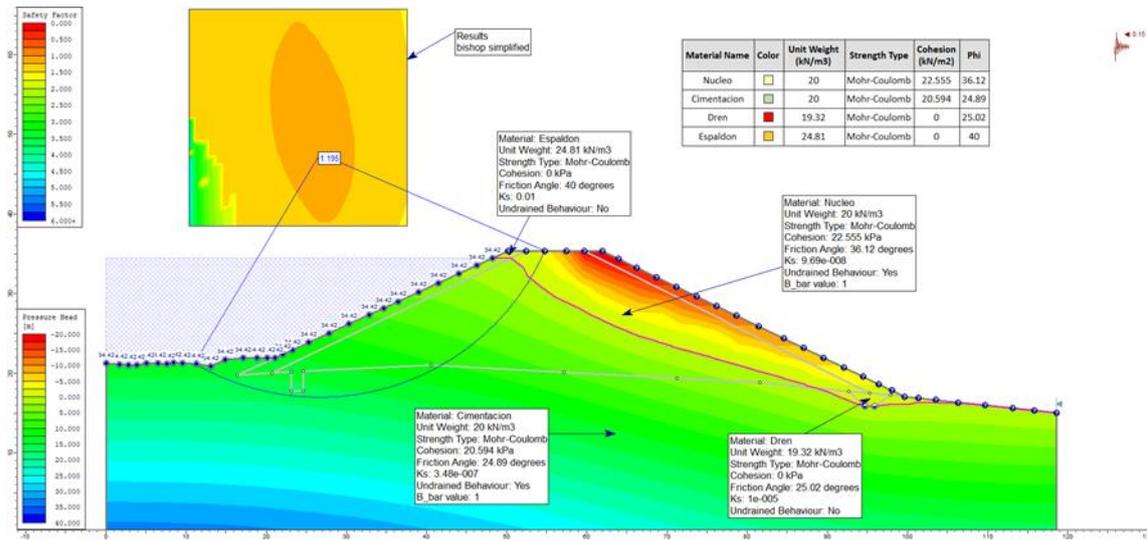


Figura 61: Rápido Desembalse – Aguas Arriba – Bishop – Con Sismo

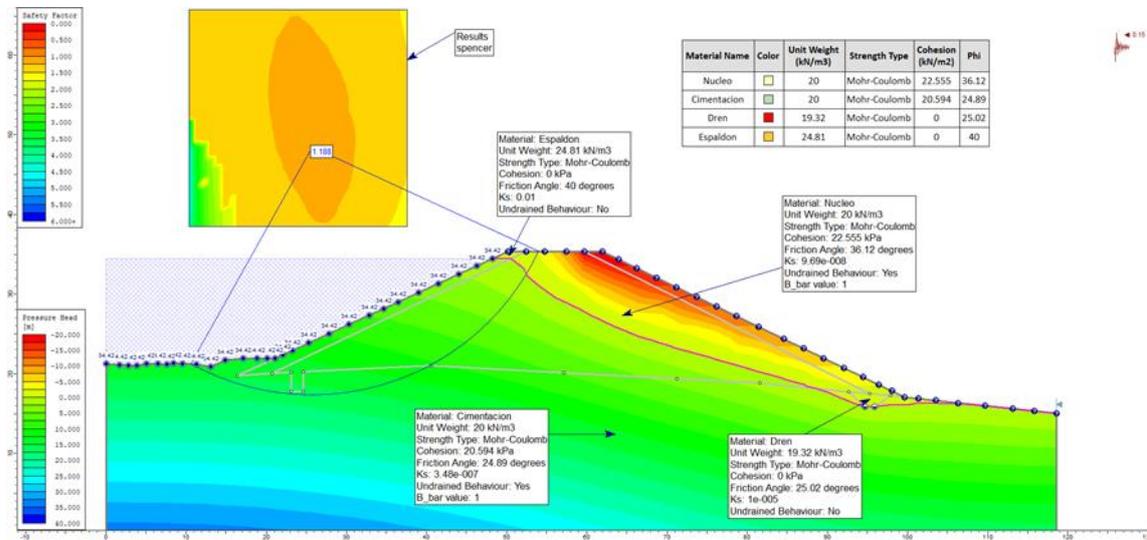


Figura 62: Rápido Desembalse – Aguas Arriba – Spencer – Con Sismo

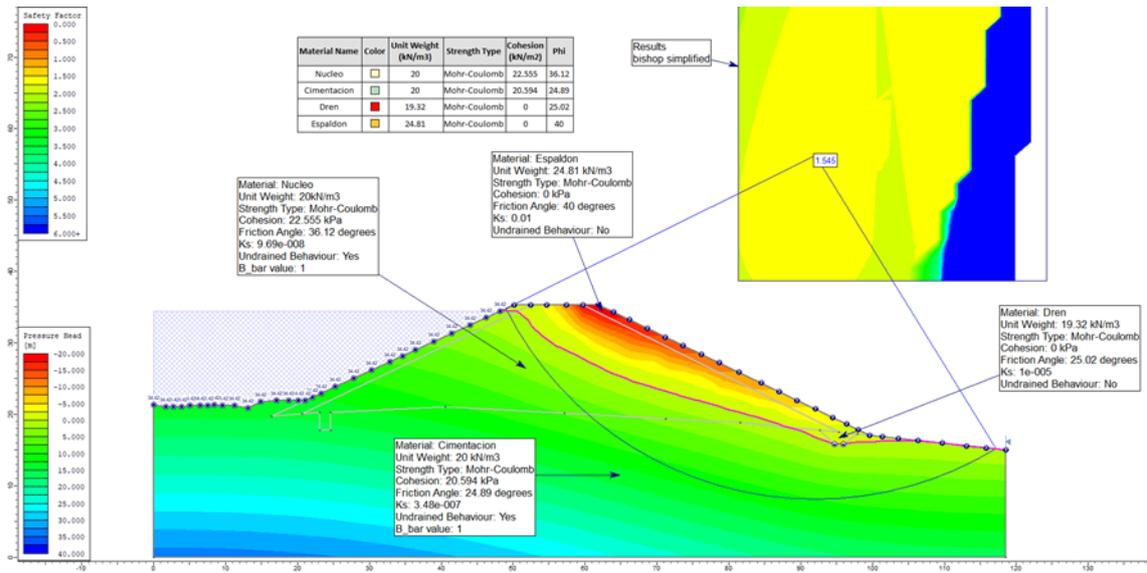


Figura 63: Rápido Desembalse – Aguas Abajo – Bishop – Sin Sismo

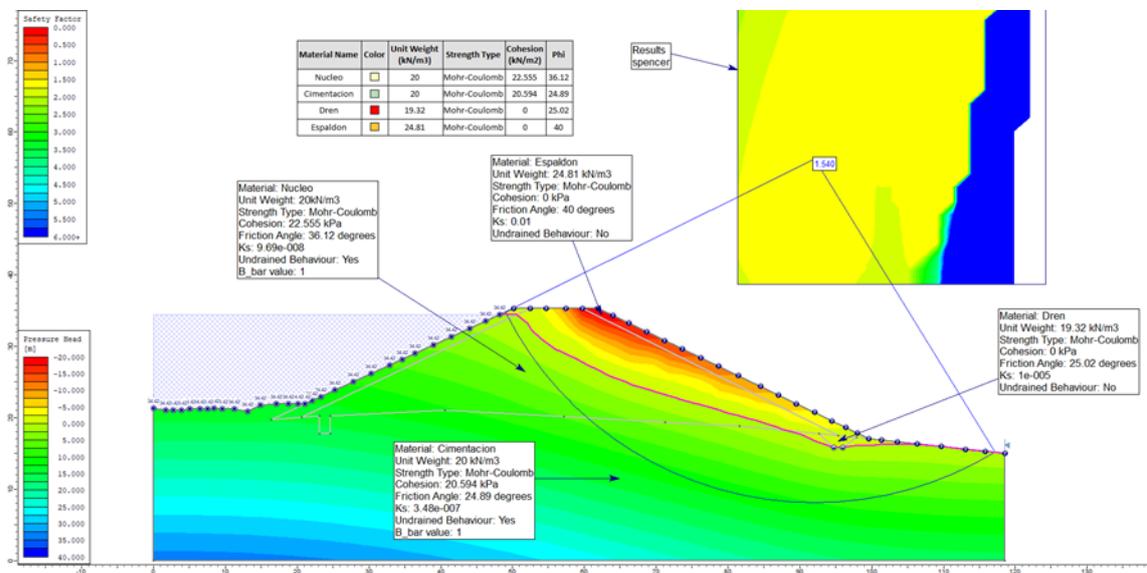


Figura 64: Rápido Desembalse – Aguas Abajo – Spencer – Sin Sismo

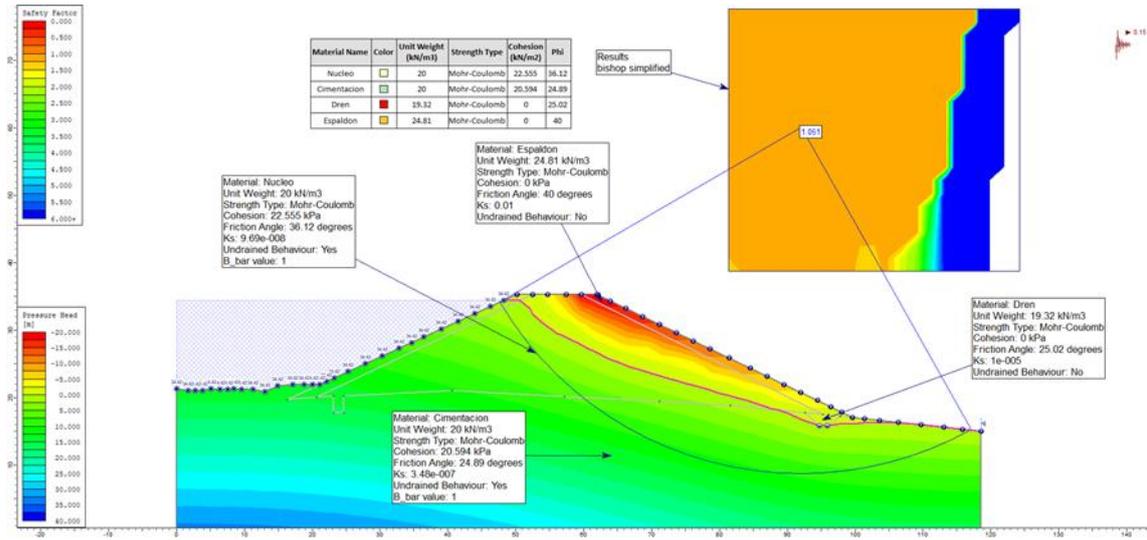


Figura 65: Rápido Desembalse – Aguas Abajo – Bishop – Con Sismo

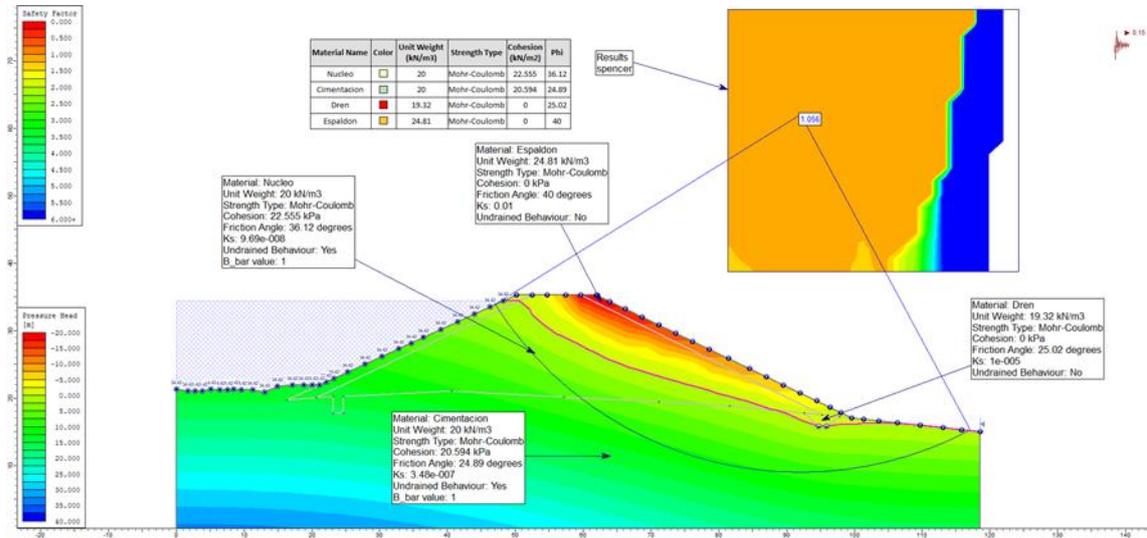
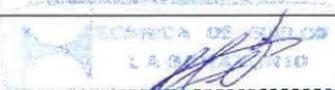
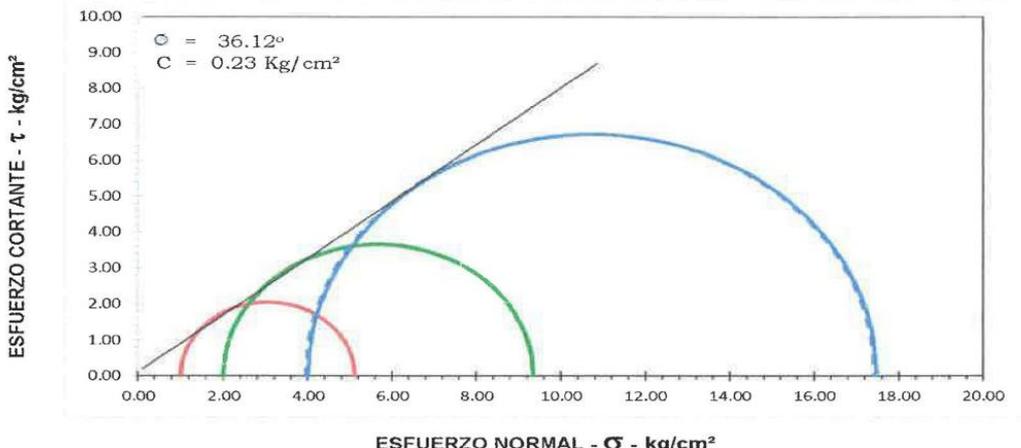


Figura 66: Rápido Desembalse – Aguas Abajo – Spencer – Con Sismo

Anexo 4: Ensayo Triaxial CU-Laboratorio de Mecánica de suelos de la UNALM



UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA
 DEPARTAMENTO DE ORDENAMIENTO TERRITORIAL Y CONSTRUCCIÓN
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS
 ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL CONSOLIDADO - NO DRENADO ASTM D - 4767
 INFORME DOT-C- LMS 164/2019

<p>Solicitante : CORPORACIÓN INTERNACIONAL TRITON S.A.C. "Mejoramiento y Ampliación del Servicio de Agua para Proyecto : Riego en los Sectores de Acas, Tunaspampa y Mancapa, Distrito de Acas-Provincia de Ocos-Región de Ancash" Ubicación : REGIÓN ANCASH Calicata : CC-01 ZONA CONDORCOCHA Muestra : Remoldeado Profundidad (m): 2.20m Fecha : La Molina, 16 de Setiembre del 2019</p>	 Ing. Carlos Bravo Aguilar Jefe Laboratorio de Mecánica de Suelos																																																																																																																			
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;">ESPECIMEN</th> <th style="text-align: center;">:</th> <th style="text-align: center;">A</th> <th style="text-align: center;">B</th> <th style="text-align: center;">C</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Peso Suelo</td> <td style="text-align: center;">gr</td> <td style="text-align: center;">1074</td> <td style="text-align: center;">1074</td> <td style="text-align: center;">1074</td> </tr> <tr> <td>Densidad Seca</td> <td style="text-align: center;">gr/cm³</td> <td style="text-align: center;">1.938</td> <td style="text-align: center;">1.938</td> <td style="text-align: center;">1.938</td> </tr> <tr> <td>Contenido de Humedad</td> <td style="text-align: center;">%</td> <td style="text-align: center;">10.52</td> <td style="text-align: center;">10.52</td> <td style="text-align: center;">10.52</td> </tr> <tr> <td colspan="5">Condiciones Iniciales del espécimen</td> </tr> <tr> <td>Esfuerzo Confinante</td> <td style="text-align: center;">Kg/cm²</td> <td style="text-align: center;">1.00</td> <td style="text-align: center;">2.00</td> <td style="text-align: center;">4.00</td> </tr> <tr> <td>Diámetro Promedio</td> <td style="text-align: center;">cm</td> <td style="text-align: center;">7.10</td> <td style="text-align: center;">7.10</td> <td style="text-align: center;">7.10</td> </tr> <tr> <td>Altura</td> <td style="text-align: center;">cm</td> <td style="text-align: center;">14.00</td> <td style="text-align: center;">14.00</td> <td style="text-align: center;">14.00</td> </tr> <tr> <td>Área</td> <td style="text-align: center;">cm²</td> <td style="text-align: center;">39.59</td> <td style="text-align: center;">39.59</td> <td style="text-align: center;">39.59</td> </tr> <tr> <td>Volumen</td> <td style="text-align: center;">cm³</td> <td style="text-align: center;">554.3</td> <td style="text-align: center;">554.3</td> <td style="text-align: center;">554.29</td> </tr> <tr> <td>Peso Especifico de Sólidos</td> <td></td> <td style="text-align: center;">2.713</td> <td style="text-align: center;">2.713</td> <td style="text-align: center;">2.71</td> </tr> <tr> <td>Volumen de Sólidos</td> <td style="text-align: center;">Ws/Gs</td> <td style="text-align: center;">395.87</td> <td style="text-align: center;">395.87</td> <td style="text-align: center;">395.87</td> </tr> <tr> <td>Relación de Vacíos</td> <td style="text-align: center;">(Pe/ $\gamma_{ns nat}$)-1</td> <td style="text-align: center;">0.400</td> <td style="text-align: center;">0.400</td> <td style="text-align: center;">0.40</td> </tr> <tr> <td>Humedad Inicial</td> <td style="text-align: center;">%</td> <td style="text-align: center;">10.52</td> <td style="text-align: center;">10.52</td> <td style="text-align: center;">10.52</td> </tr> <tr> <td colspan="5">Condiciones despues dela Consolidación</td> </tr> <tr> <td>Altura final</td> <td style="text-align: center;">cm</td> <td style="text-align: center;">13.98</td> <td style="text-align: center;">13.96</td> <td style="text-align: center;">13.93</td> </tr> <tr> <td>Cambio de Altura</td> <td style="text-align: center;">cm</td> <td style="text-align: center;">0.02</td> <td style="text-align: center;">0.04</td> <td style="text-align: center;">0.07</td> </tr> <tr> <td>Diámetro final</td> <td style="text-align: center;">cm</td> <td style="text-align: center;">7.05</td> <td style="text-align: center;">7.01</td> <td style="text-align: center;">7.00</td> </tr> <tr> <td>Altura Consolidada</td> <td style="text-align: center;">cm</td> <td style="text-align: center;">13.98</td> <td style="text-align: center;">13.96</td> <td style="text-align: center;">13.93</td> </tr> <tr> <td>Área Consolidada</td> <td style="text-align: center;">cm²</td> <td style="text-align: center;">39.48</td> <td style="text-align: center;">39.37</td> <td style="text-align: center;">39.20</td> </tr> <tr> <td>Volumen Consolidada</td> <td style="text-align: center;">cm³</td> <td style="text-align: center;">551.91</td> <td style="text-align: center;">549.5</td> <td style="text-align: center;">546.00</td> </tr> <tr> <td>Relación de vacíos Consolidada</td> <td></td> <td style="text-align: center;">0.39</td> <td style="text-align: center;">0.39</td> <td style="text-align: center;">0.38</td> </tr> <tr> <td>Densidad Consolidada</td> <td style="text-align: center;">gr/cm³</td> <td style="text-align: center;">1.95</td> <td style="text-align: center;">1.954</td> <td style="text-align: center;">1.97</td> </tr> </tbody> </table>		ESPECIMEN	:	A	B	C	Peso Suelo	gr	1074	1074	1074	Densidad Seca	gr/cm ³	1.938	1.938	1.938	Contenido de Humedad	%	10.52	10.52	10.52	Condiciones Iniciales del espécimen					Esfuerzo Confinante	Kg/cm ²	1.00	2.00	4.00	Diámetro Promedio	cm	7.10	7.10	7.10	Altura	cm	14.00	14.00	14.00	Área	cm ²	39.59	39.59	39.59	Volumen	cm ³	554.3	554.3	554.29	Peso Especifico de Sólidos		2.713	2.713	2.71	Volumen de Sólidos	Ws/Gs	395.87	395.87	395.87	Relación de Vacíos	(Pe/ $\gamma_{ns nat}$)-1	0.400	0.400	0.40	Humedad Inicial	%	10.52	10.52	10.52	Condiciones despues dela Consolidación					Altura final	cm	13.98	13.96	13.93	Cambio de Altura	cm	0.02	0.04	0.07	Diámetro final	cm	7.05	7.01	7.00	Altura Consolidada	cm	13.98	13.96	13.93	Área Consolidada	cm ²	39.48	39.37	39.20	Volumen Consolidada	cm ³	551.91	549.5	546.00	Relación de vacíos Consolidada		0.39	0.39	0.38	Densidad Consolidada	gr/cm ³	1.95	1.954	1.97
ESPECIMEN	:	A	B	C																																																																																																																
Peso Suelo	gr	1074	1074	1074																																																																																																																
Densidad Seca	gr/cm ³	1.938	1.938	1.938																																																																																																																
Contenido de Humedad	%	10.52	10.52	10.52																																																																																																																
Condiciones Iniciales del espécimen																																																																																																																				
Esfuerzo Confinante	Kg/cm ²	1.00	2.00	4.00																																																																																																																
Diámetro Promedio	cm	7.10	7.10	7.10																																																																																																																
Altura	cm	14.00	14.00	14.00																																																																																																																
Área	cm ²	39.59	39.59	39.59																																																																																																																
Volumen	cm ³	554.3	554.3	554.29																																																																																																																
Peso Especifico de Sólidos		2.713	2.713	2.71																																																																																																																
Volumen de Sólidos	Ws/Gs	395.87	395.87	395.87																																																																																																																
Relación de Vacíos	(Pe/ $\gamma_{ns nat}$)-1	0.400	0.400	0.40																																																																																																																
Humedad Inicial	%	10.52	10.52	10.52																																																																																																																
Condiciones despues dela Consolidación																																																																																																																				
Altura final	cm	13.98	13.96	13.93																																																																																																																
Cambio de Altura	cm	0.02	0.04	0.07																																																																																																																
Diámetro final	cm	7.05	7.01	7.00																																																																																																																
Altura Consolidada	cm	13.98	13.96	13.93																																																																																																																
Área Consolidada	cm ²	39.48	39.37	39.20																																																																																																																
Volumen Consolidada	cm ³	551.91	549.5	546.00																																																																																																																
Relación de vacíos Consolidada		0.39	0.39	0.38																																																																																																																
Densidad Consolidada	gr/cm ³	1.95	1.954	1.97																																																																																																																
 <p> $\phi = 36.12^\circ$ $c = 0.23 \text{ Kg/cm}^2$ </p>																																																																																																																				

Observacion: Muestra Remoldeado 95% al Maxima densidad seca del Proctor Modificado



UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA

DEPARTAMENTO DE ORDENAMIENTO TERRITORIAL Y CONSTRUCCIÓN

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

INFORME DOT-C- LMS 164/2019

Solicitante	: CORPORACIÓN INTERNACIONAL TRITON S.A.C.						
Proyecto	: "Mejoramiento y Ampliación del Servicio de Agua para Riego en los Sectores de Acas, Tunaspampa y Mancapa, Distrito de Acas-Provincia de Ocros-Región de Ancash"						
Ubicación	: REGIÓN ANCASH						
Calicata	: CC - 01 ZONA CONDORCOCHA						
Muestra	: Remoldeado	Profundidad (m):	2.20m				
Fecha	: La Molina, 16 de Setiembre del 2019					Téc.Resp.: FMQ	
ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL (C U)							
Especimen	cm	:	A	B	C		
Diámetro	cm	:	7.1	7.10	7.1		
Altura	cm	:	14.00	14.00	14		
Densidad Seca	gr/cm³	:	1.94	1.94	1.94		
Humedad	%	:	10.52	10.52	10.52		
Contra Presión Inicial	kg/cm²	:	-	-	-		
Esfuerzo Efectivo	σ_3 kg/cm²	:	1.00	2.00	4.00		
Deformación unitaria			Esfuerzo	Presión de	Esfuerzo	Presión de	Esfuerzo
(E - %)			Desviador	poros	Desviador	poros	Desviador
			Kg/cm²	Kg/cm²	Kg/cm²	Kg/cm²	Kg/cm²
0.0			0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.5			1.798	-0.005	1.156	0.002	2.388
1.0			3.577	-0.007	4.063	0.033	7.155
2.0			4.123	-0.026	5.843	0.009	9.612
3.0			4.106	-0.040	6.710	0.009	12.243
4.0			4.088	-0.053	7.161	-0.042	13.455
5.0			3.997	-0.067	7.332	-0.056	13.486
6.0			3.906	-0.077	7.351	-0.067	13.368
7.0			3.865	-0.081	7.153	-0.072	13.178
8.0			3.823	-0.086	6.791	-0.074	12.965
9.0			3.782	-0.112	6.624	-0.077	12.824
10.0			3.740	-0.116	6.551	-0.077	12.683
11.0			3.698	-0.116	6.478	-0.077	12.543
12.0			3.657	-0.121	6.405	-0.077	12.402
13.0			3.615	-0.126	6.332	-0.077	12.261
14.0			3.574	-0.128	6.260	-0.077	12.120
15.0			3.532	-0.128	6.187	-0.077	11.979

Ing. Carlos Bravo Aguilar
Jefe Laboratorio de Mecánica de Suelos



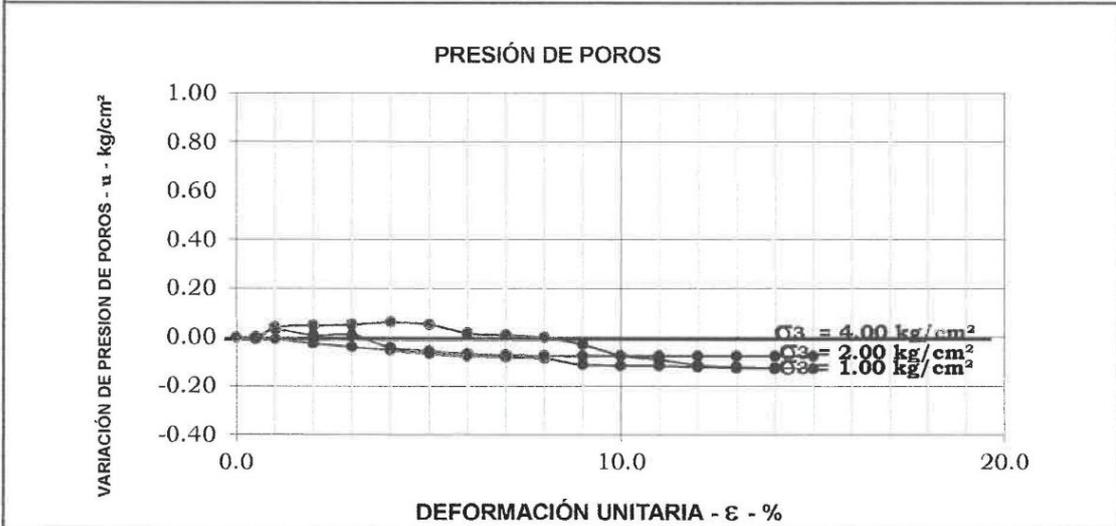
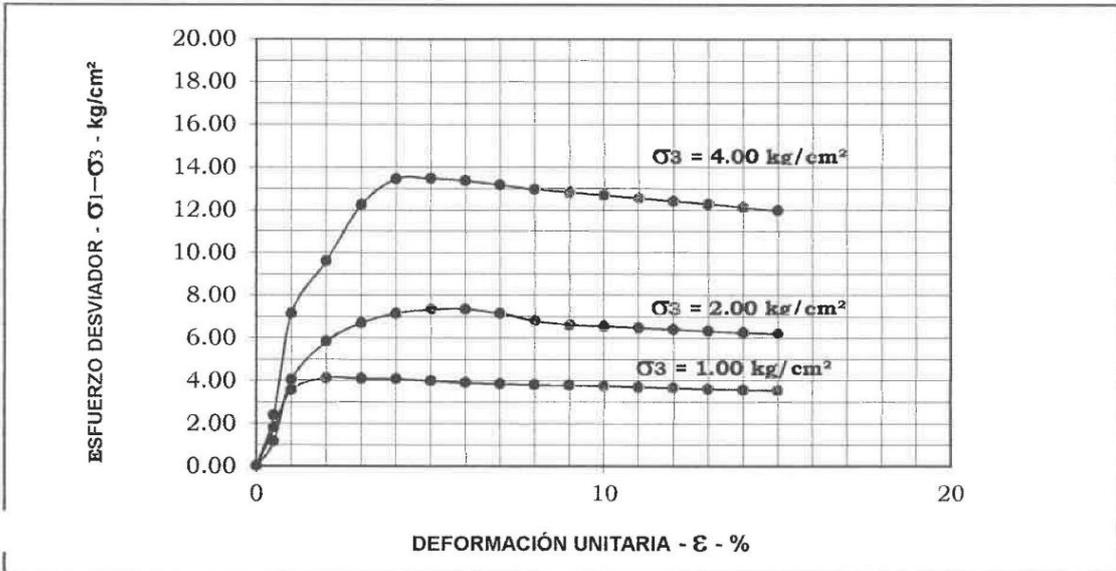
UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA

DEPARTAMENTO DE ORDENAMIENTO TERRITORIAL Y CONSTRUCCIÓN
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS
 ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADO - NO DRENADO ASTM D - 4767
 INFORME DOT-C- LMS 164/2019

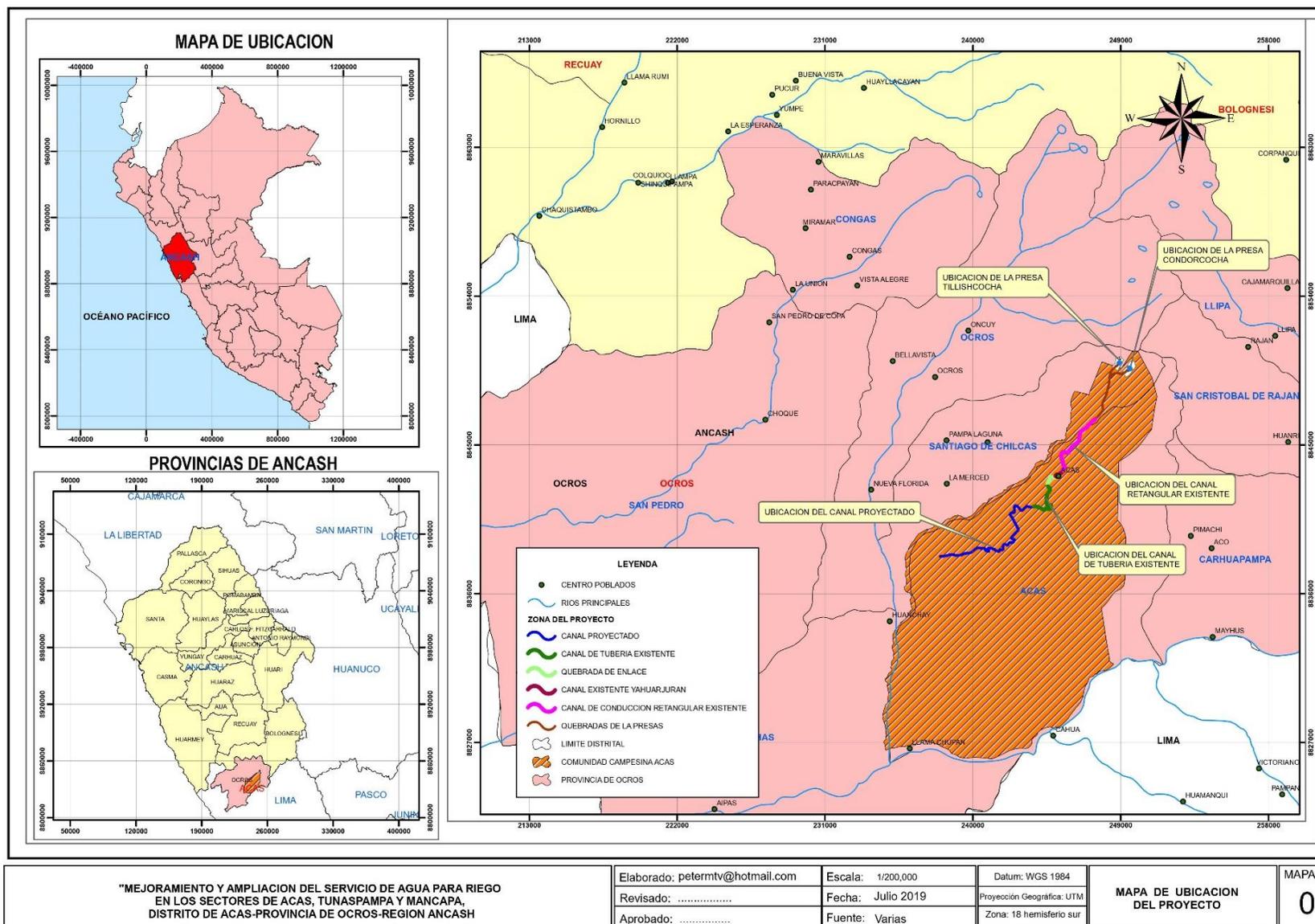
Solicitante : CORPORACIÓN INTERNACIONAL TRITON S.A.C.	
Proyecto : "Mejoramiento y Ampliación del Servicio de Agua para Riego en los Sectores de Acas, Tunaspampa y Mancapa, Distrito de Acas-Provincia de Ocros-Región de Ancash"	
Ubicación : REGIÓN ANCASH	
Calicata : CC- 01 ZONA CONDORCOCHA	Profundidad (m): 2.20m
Fecha : La Molina, 16 de Setiembre del 2019	
Angulo fricción interna de esfuerzo normal	: 36.12 °
Angulo fricción interna de esfuerzo efectivo	: -
Cohesión Aparente de esfuerzo normal	: 0.23 kg/cm ²
Cohesión Aparente de esfuerzo efectivo	: - kg/cm ²
Densidad Promedio (γ_d) Remoldeado	: 1.94 gr/cm ³
Densidad Promedio (γ_d) Consolidada	: 1.96 gr/cm ³
Humedad Remoldeado	: 10.52 %



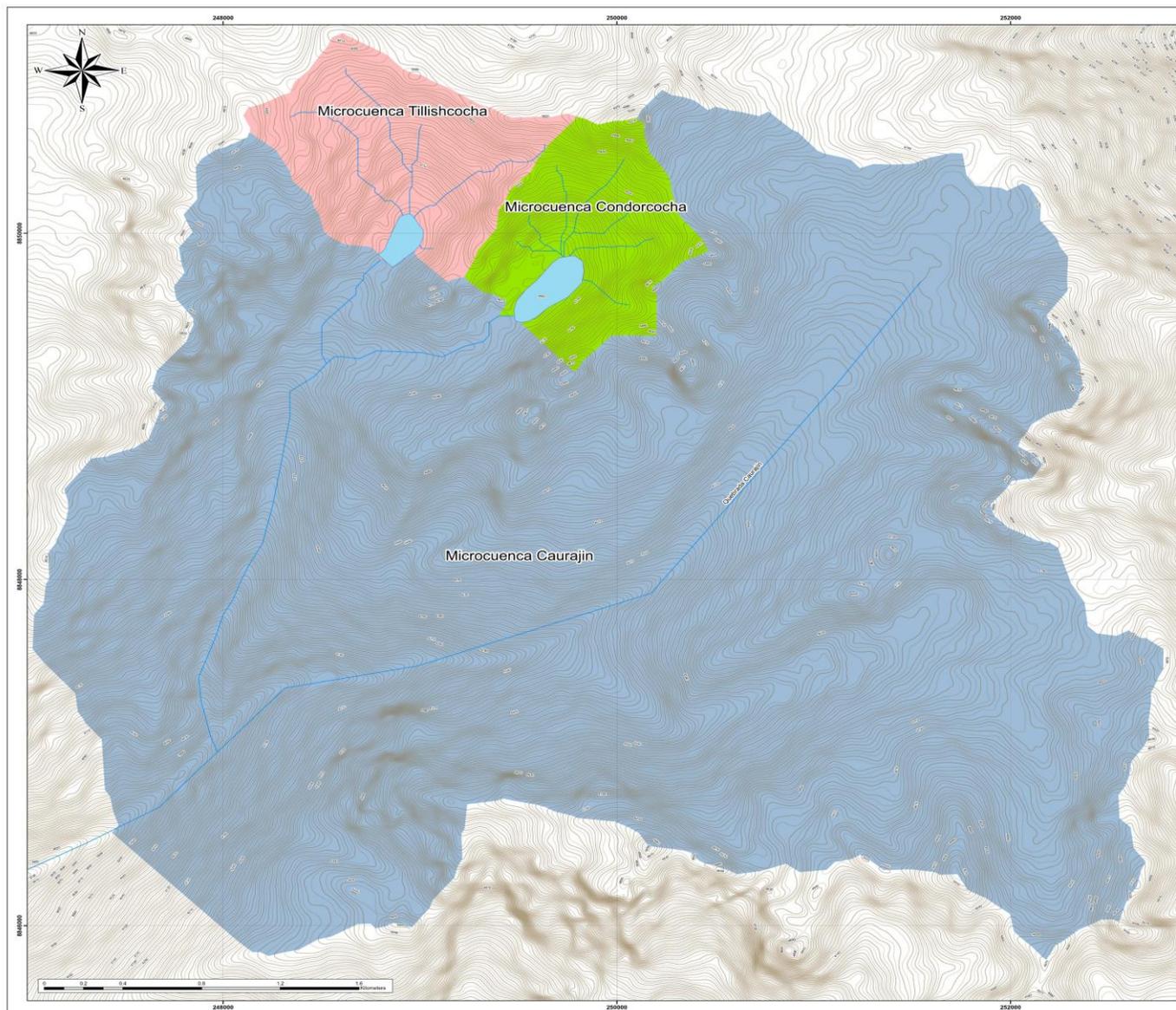
Ing. Carlos Bravo Aguilar
 Jefe Laboratorio de Mecánica de Suelos



Anexo 5: Mapa de ubicación del proyecto



Anexo 6: Mapa de las microcuencas aportantes



MAPA DE UBICACION



CUADRO RESUMEN - PARAMETROS GEOMORFOLOGICOS				
Parametros	Unidad de Medida	Microcuenca	Microcuenca	Microcuenca
		Condorcocha	Tillishcocha	Caurajin
Area (A)	km ²	1 038	1 274	19 184
Perimetro (P)	km	4 336	4 625	23 803
Longitud de rio principal (Lr)	km	1 340	1 495	7 345
Elev. N	m	2685 508	24896 70	2697 74
Centroid	m	884958.015	8850430.34	8848132.05
[Altim Z	m	4848 973	4897 40	4388 29
Ancho promedio de cuenca (Ap)	km	0.974	0.819	2.612
Indice de compactad (Kc)	—	1 200	1 256	1 533
Factor de forma (Ff)	—	0.438	0.547	0.356
Erect	km	1 482	1 502	10 090
Ecuivalente [Lado mayor (L)]	km	0.699	0.680	1.501
Ecuivalente [Lado menor (l)]	km	0.247	0.253	0.673
Relacion de escurrimientos				
Parametros	Unidad de Medida	Microcuenca Condorcocha	Microcuenca Tillishcocha	Microcuenca Caurajin
Curvas hipsometricas y Poligonos de frentes de cuencas				
[Altimetria maxima (Hmax)	m s.n.m.	5016.0	4939.0	5036.0
[Altimetria minima (Hmin)	m s.n.m.	4872.0	4669.0	3863.0
[Altimetria media (Hmed)	m s.n.m.	4848.92	4798.50	4609.03
[Altimetria media frecuente	m s.n.m.	4666.3	4867.3	4743.43
[Altimetria de frentes de cuenca media	m s.n.m.	4823.3	4809.7	4330.67
[Altimetria de frentes de cuenca %	%	30.945	32.93	16.29
Pendiente promedio de cuenca (Pm)	%	23.037	19.39	15.97
Pendiente promedio de la red hidrografica (Pm)	%	2.646	2.97	1.73
Pendiente media de escurrimiento superficial	km	0.0389	0.0412	0.0391
Coefficiente de irregularidad (Ci)	km ²	4071.18	3925.46	248.26
Coefficiente organico (Co)	—	22842210.5	18816237.0	1107364.2
Indice de la pendiente	—	0.000416	0.000389	0.000307
Parametros de la red de drenaje				
Parametros	Unidad de Medida	Microcuenca Condorcocha	Microcuenca Tillishcocha	Microcuenca Caurajin
Longitud Total de Rios	km	6.67	7.44	122.33
Orden de Corriente	—	3	4	6
Longitud de Rios Orden 1	km	4.68	4.06	73.71
Longitud de Rios Orden 2	km	1.38	2.35	26.30
Longitud de Rios Orden 3	km	0.60	0.83	11.87
Longitud de Rios Orden 4	km	—	0.30	5.54
Longitud de Rios Orden 5	km	—	—	4.61
Estimacion media de escurrimiento superficial	km	0.0389	0.0412	0.0391
Demanda de Drenaje (Dd)	km km ²	6.42	6.67	6.387
Coefficiente de tiempo de salida (Ct)	rpm km ²	23.11	26.14	22.14
Tiempo de Concentracion (Tc)	hr	0.16	0.17	0.62

Leyenda

- Curva mayores de 10 metros
- Curvas menores de 5 metros
- Rios
- Lagunas
- Microcuenca Tillishcocha
- Microcuenca Condorcocha
- Microcuenca Caurajin

MINISTERIO DE AGRICULTURA Y RIEGO
PROGRAMA DE DESARROLLO PRODUCTIVO AGRARIO RURAL - AGRO RURAL

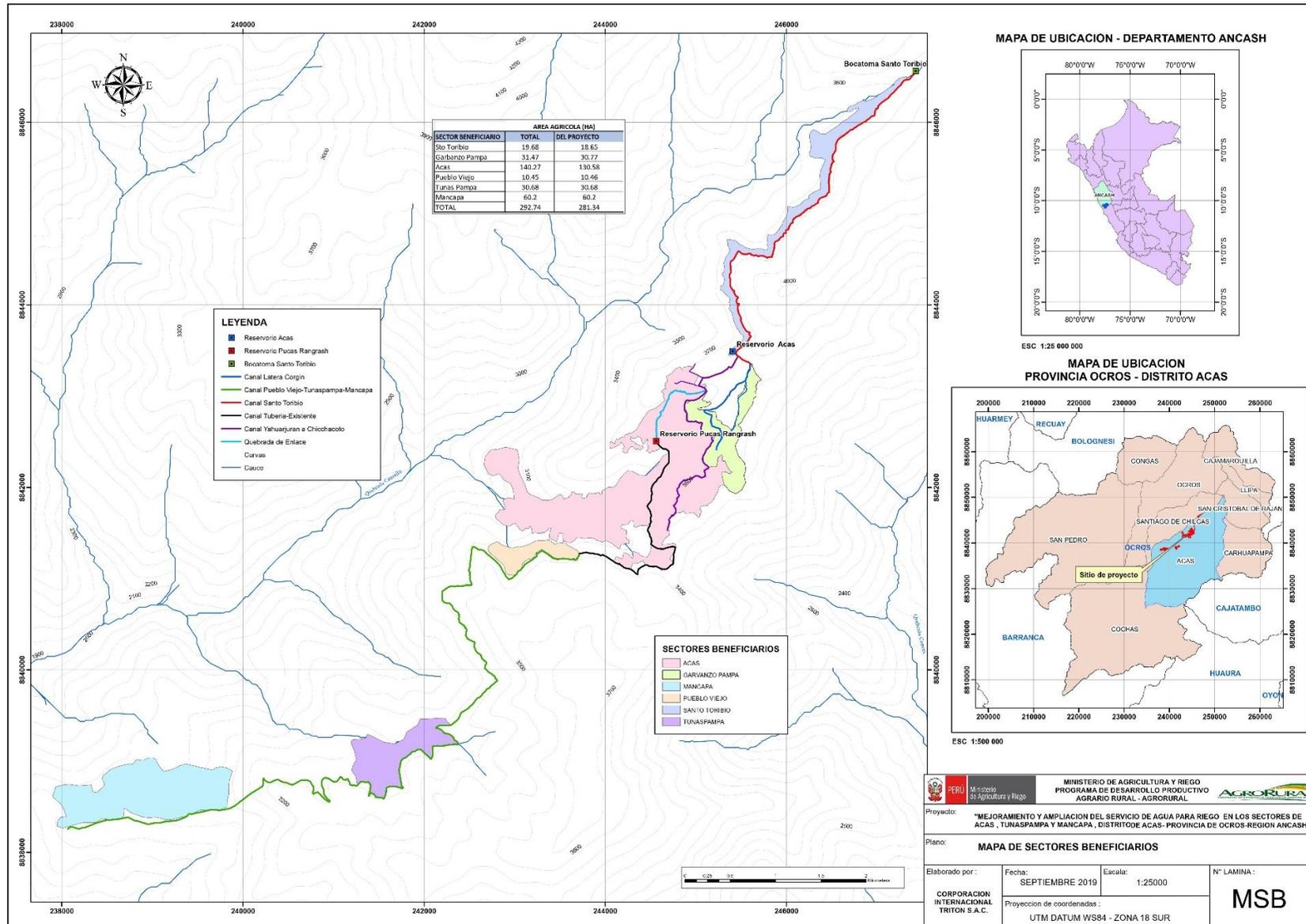
Proyecto: "MEJORAMIENTO Y AMPLIACION DEL SERVICIO DE AGUA PARA RIEGO EN LOS SECTORES DE ACAS, TUNAPAMPA Y MANCAPA, DISTRITO DE ACAS - PROVINCIA DE OROYA - REGION ANCASH"

Mapa: DELIMITACION DE CUENCAS

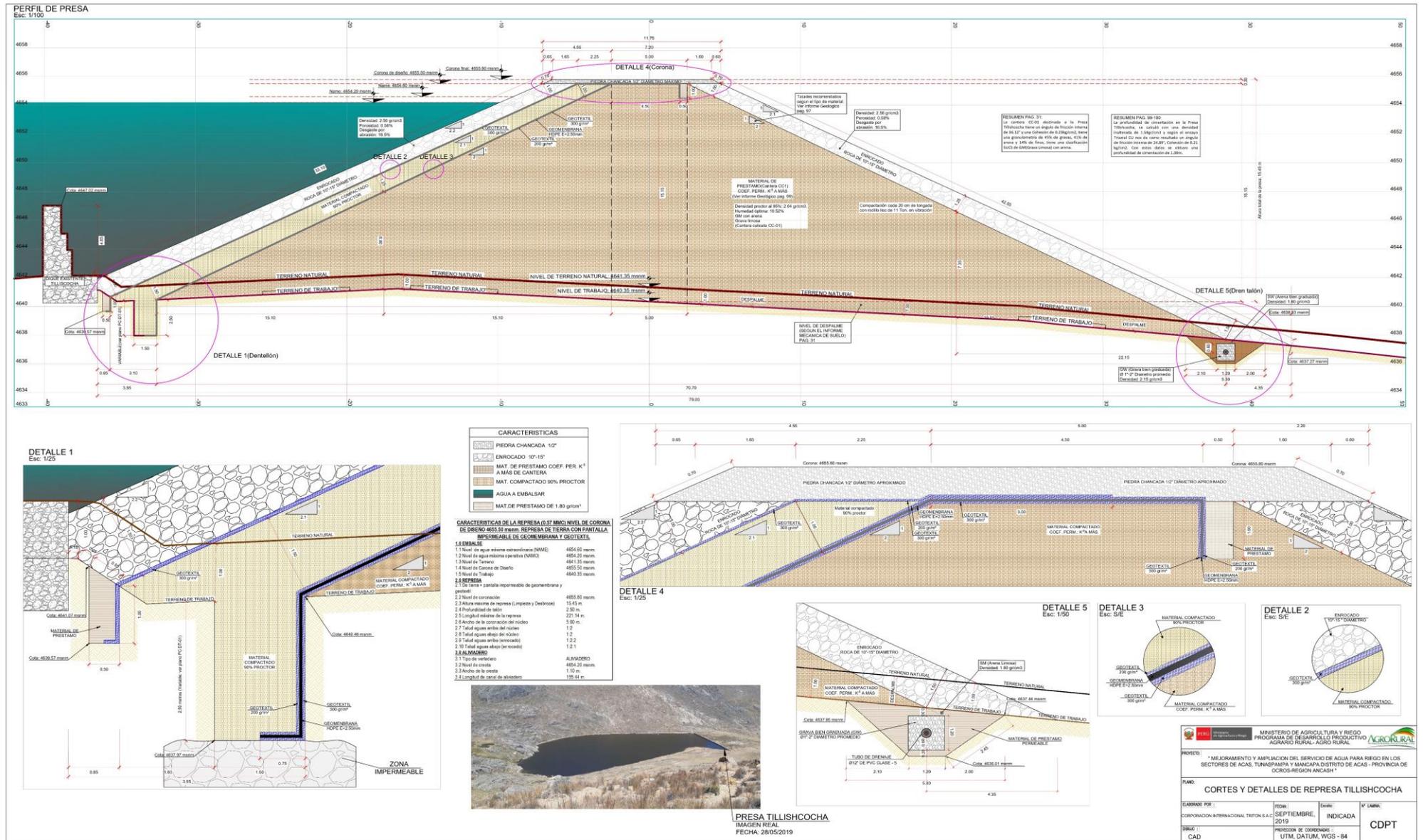
Elaborado por: CORPORACION INTERNACIONAL TRITON SAC
Fecha: MAYO 2010
Escala: 1:10,000
Proyeccion de coordenadas: UTM, DATUM WGS 84 - ZONA 18 SUR

Nº LAMINA: MDC

Anexo 7: Mapa de áreas beneficiarias del riego



Anexo 11: Plano del diseño final de la presa, cortes y detalles



PRESA TILLISHCOCHA
IMAGEN REAL
FECHA: 28/05/2019

PROYECTO: "MEJORAMIENTO Y AMPLIACION DEL SERVICIO DE AGUA PARA RIEGO EN LOS SECTORES DE AGUA, TRANSPARAPA Y MANGAPTA DISTRITO DE AGUA - PROVINCIA DE OCHOSEMIANA REGION ANCASH"			
PLAN: CORTES Y DETALLES DE REPRESA TILLISHCOCHA			
LABORADO POR: CORPORACION INTERNACIONAL TIRTON S.A.S	FECHA: SEPTIEMBRE, 2019	Estado: INDICADA	N° LAMINA: CDPT
DIBAJA: CAD	PROYECTOR DE COORDENADAS: UTM, DATUM, WGS - 84		