

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**PREFACTIBILIDAD DE LA PEQUEÑA CENTRAL
HIDROELECTRICA TANTAMAYO**
Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR

Luis Miguel Prieto Miranda

ASESOR:

Ing. José Hernán Cabrera Winkelried

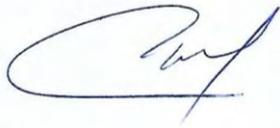
Lima, Febrero, 2023

Informe de Similitud

Yo, JOSE HERNAN CABRERA WINKELRIED, docente de la Facultad de CIENCIAS E INGENIERÍA de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis/el trabajo de investigación titulado PREFACTIBILIDAD DE LA PEQUEÑA CENTRAL HIDROELECTRICA TANTAMAYO, del/de la autor(a)/ de los(as) autores(as) LUIS MIGUEL PRIETO MIRANDA, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 15 %. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 21/03/2023.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: LIMA, 27 de marzo del 2023

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: CABRERA WINKELRIED, JOSE HERNAN Paterno Materno, Nombre1 Nombre 2	
DNI: 06648814	Firma
ORCID: 0009-0006-7632-3983	

Resumen

En las últimas dos décadas ha existido un creciente incremento de la demanda energética en el Perú, la misma que viene sostenida por el incremento de inversiones, el crecimiento económico y los nuevos hábitos de consumo dados por el desarrollo. El crecimiento productivo en distintos sectores (construcción, comercial, industrial y minero), son los que más demandan energía eléctrica. Dado esto, la estadística nacional del subsector eléctrico indica que en el 2015 se alcanzó una demanda máxima de 6244 MW. y se prevé una demanda entre 13000 y 14000 MW de potencia instalada para el 2024, según cifras del Ministerio de Energía y Minas (MEM).

Frente a estas crecientes necesidades y al hecho de mantener un desarrollo sostenido y amigable al medio ambiente, se propone que al incrementar la inversión en pequeñas y medianas centrales hidroeléctricas e integrándolas al sistema interconectado nacional (SEIN), se dará estabilidad a las redes en distintas poblaciones cuyo coste de energía es muy elevado, siendo esta estabilización significativa para la reducción de costos de energía y a su vez para que aquellas zonas de población aun sin energía, puedan acceder a este servicio básico.

Se tomará como caso de estudio el poder desarrollar una Minicentral en el distrito de Tantamayo, provincia de Huamalíes, departamento de Huánuco.

Para ello se realizarán los estudios para poder ver la prefactibilidad de la construcción de una Minicentral (*small hydro*) en la zona. El río Tantamayo será el que proveerá del agua necesaria para generar la energía en la zona.

La presente tesis se divide en cinco partes, primeramente, se hará una descripción detallada de la zona de estudio, seguidamente se verán la hidrología en la zona, obteniendo el caudal de diseño a usar para el dimensionamiento de los componentes en la siguiente sección y que finalmente servirán para la estimación de costos de la pequeña central hidroeléctrica y su posterior evaluación de atractividad para la inversión.

Dedicatoria

Este trabajo de tesis fue largo, pero al final de todas formas muy satisfactorio, es un fin a una etapa muy linda que fue la universidad, dedico este trabajo primeramente a mis padres Miguel y Guadalupe por siempre estar ahí.

A mis amigos incondicionales Daniel, Mijail, Karlita y Wulz, por presionarme a terminar con esta etapa y por siempre estar ahí.

A todas esas increíbles personas que conocí a lo largo de la carrera, a los Adictivos, a cada persona que me motivo a buscar más, y en especial a mis amigos del alma, de aventuras, de confesiones, y sobre todo de amanecidas de estudio Manuel, Rodrigo y Kenny siempre los llevo presente, y les deseo lo mejor del mundo.

Al Ing. José Cabrera, por tenerme tanta paciencia, y apoyarme en cada una de mis dudas, y en las decisiones que tome en mi carrera.

Al Ing. Richard Pehovaz, por tomarse el tiempo para la revisión de mi tesis, por las charlas sobre mi futuro y por apoyarme en varios momentos de indecisión.

A Vladimir y Frank que me apoyaron cuando estaba fuera y dentro del país, gracias por estar ahí.

A mi futuro yo, que estoy seguro volverás a ver a atrás para sacar fuerzas, recuerda que tu puedes con lo que te propongas.

ÍNDICE

Resumen	3
Dedicatoria	4
ÍNDICE	5
LISTA DE TABLAS	7
LISTA DE FIGURAS	8
CAPITULO 1. Introducción.....	11
1.1 Relevancia	11
1.2 Introducción al tema de centrales hidroeléctricas	11
1.2.1. Principales componentes de una central hidroeléctrica típica.....	13
1.2.2. Principales definiciones asociadas a un proyecto hidroeléctrico	14
CAPITULO 2. Caracterización de la zona de estudio	16
2.1 Descripción general de la zona de estudio	16
2.1.1 Ubicación de la zona de estudio	16
2.1.2 Accesibilidad y vías de comunicación	16
2.1.3 Aspectos socioeconómicos	16
2.1.4 Aspectos ecológicos	17
2.1.5 Información básica.....	18
2.1.6 Aspectos geológicos.....	21
2.1.7 Aspectos geotécnicos.....	21
2.1.8 Topografía y relieve	22
2.1.9 Cobertura de vegetación.....	23
2.2 Descripción del mercado eléctrico.....	23
2.2.1 Antecedentes	23
2.2.2 Mercado Eléctrico Peruano.....	25
2.2.3 El recurso hídrico y su potencial	28
CAPITULO 3. Aspectos Hidrológicos.....	31
3.1 Descripción general de la cuenca y curso principal de agua	31
3.1.1 Propuestas de trazado	31
3.1.2 Geomorfología de la Cuenca.....	32
3.2 Análisis y tratamiento de información hidrometeorológica.....	35
3.2.1 Metodología Aplicada	35
3.2.2 Análisis de Variables Meteorológicas	36
3.2.3 Análisis de Precipitaciones.....	37

3.2.4	Análisis de Caudales	42
3.2.5	Generación de Caudales usando el software WEAP (Water Evaluación and Planning) 42	
3.2.6	Análisis de máximas avenidas	48
3.2.7	Caudal de diseño para las obras civiles.....	49
CAPITULO 4. Diseño de Obras Civiles.....		50
4.1	Elección de alternativa de captación	50
4.2	Balance Hídrico de la Alternativa Seleccionada.....	50
4.3	Opciones de trazado con la alternativa seleccionada.....	52
4.4	Diseño de obra de captación	52
4.4.1	Diseño del Azud.....	53
4.4.2	Diseño del canal de limpia	55
4.4.3	Diseño de la toma de agua.....	57
4.5	Diseño del desarenador	66
4.6	Diseño de la conducción	68
4.6.1	Túnel de conducción	68
4.7	Diseño del túnel	70
4.7.1	Geología presente en el trazado del túnel.....	70
4.8	Diseño de la cámara de carga	71
4.9	Diseño de la tubería forzada	78
4.9.1	Diámetro económico de la tubería forzada	78
4.10	Dimensionamiento de los Bloques de Apoyo	83
4.11	Dimensionamiento de los Anclajes en la Tubería Forzada	85
4.12	Electromecánica presente en la PCH Tantamayo	86
4.13	Dimensiones de la Casa de Máquinas.....	86
4.14	Selección de Turbina Hidráulica.....	87
4.15	Generador	89
CAPITULO 5. Análisis Económico de la PCH		90
5.1	Estudio de Energía	90
5.2	Evaluación Económica.....	92
5.2.1	Análisis beneficio/costo basado en supuestos	92
5.2.2	Costos y presupuestos	95
COMENTARIOS.....		97
CONCLUSIONES.....		98

Aspectos hidrológicos	98
Diseño de hidráulico y elección de componentes electromecánicos	98
Análisis económico.....	99
TRABAJO FUTURO	99
BIBLIOGRAFIA.....	101
ANEXO A: Evaluación hidrológica	1
A.1 Registro histórico de datos	1
A.2 Tratamiento de la información y data completada y extendida	6
ANEXO B: Diseño hidráulico de estructuras	15
B.1 Diseño de la Estructura de Captación	15
B.2 Diseño hidráulico del desarenador	18
B.3 Diseño del Canal de Conducción.....	20
B.4 Diseño de la cámara de carga	21
B.5 Diseño de la Tubería Forzada.....	23
B.6: Diseño de Apoyos y Anclajes en la Tubería Forzada	26
ANEXO C: Componentes Electromecánicos	70
C.1 Producción de Energía en el Proyecto	70
C.2 Elección de la Turbina y Generador	76
ANEXO D: Expediente Técnico Referencial.....	78
D.1 Presupuesto referencial del proyecto	78
D.2 Planos esquemáticos de los componentes de la PCH	82

LISTA DE TABLAS

<i>Tabla 1-1: Clasificación de PCH.</i>	12
<i>Tabla 1-2: Clasificación de PCH.</i>	12
<i>Tabla 2-1: Vías de acceso hacia la zona de estudio.</i>	16
<i>Tabla 2-2: Población por tipo de género.....</i>	17
<i>Tabla 2-3: Pisos Ecológicos de la cuenca.</i>	17
<i>Tabla 2-4: Estación hidrométrica Tingo Chico.</i>	18
<i>Tabla 2-5: Información pluviométrica.</i>	19
<i>Tabla 2-6: Temperatura en la zona del proyecto (°C).</i>	20
<i>Tabla 2-7: Humedad relativa en la zona de estudio (%).</i>	20
<i>Tabla 2-8: Velocidad del viento en la zona del proyecto (m/s).</i>	21
<i>Tabla 2-9: Perfil estratigráfico a 1882.65 msnm, punto de muestreo.</i>	21
<i>Tabla 2-10: Perfil estratigráfico a 2008.70 msnm, punto de muestreo.</i>	22
<i>Tabla 2-11: Ensayos de laboratorio, suelo orgánico.</i>	22
<i>Tabla 2-12: Rango de pendientes.....</i>	23
<i>Tabla 2-13: Áreas de influencia de la cobertura vegetal.</i>	23
<i>Tabla 2-14: Proyección del consumo final de energía (TJ).</i>	25

<i>Tabla 2-15: Generación Eléctrica en el Perú 2015.</i>	25
<i>Tabla 2-16: Capacidad Eléctrica Instalada en el Perú 2017(MW).</i>	26
<i>Tabla 2-17: Potencial Teórico en cada vertiente (MW).</i>	28
<i>Tabla 3-1: Puntos de Captación a ser evaluados.</i>	32
<i>Tabla 3-2: Punto de descarga propuesto.</i>	32
<i>Tabla 3-3: Caída en metros para cada opción.</i>	32
<i>Tabla 3-4: Áreas de aprovechamiento para cada captación.</i>	34
<i>Tabla 3-5: Parámetros de forma.</i>	35
<i>Tabla 3-6: Sectores de influencia por polígonos de Thiessen.</i>	36
<i>Tabla 3-7: Análisis de doble masa / Estaciones agrupadas.</i>	38
<i>Tabla 3-8: Periodo de análisis 1965-2009.</i>	40
<i>Tabla 3-9: Precipitación histórica completada y extendida.</i>	41
<i>Tabla 3-10: Resultados de la simulación de caudales.</i>	44
<i>Tabla 3-11: Caudales alternativa A.</i>	46
<i>Tabla 3-12: Caudales alternativa B.</i>	47
<i>Tabla 3-13: Caudales alternativa C.</i>	47
<i>Tabla 3-14: Caudales de máxima avenida (m³/s).</i>	49
<i>Tabla 3-15: Caudales de diseños seleccionados para cada alternativa.</i>	49
<i>Tabla 4-1: Caída bruta de cada una de las alternativas.</i>	50
<i>Tabla 4-2: Balance Hídrico Sin Proyecto.</i>	51
<i>Tabla 4-3: Balance Hídrico Con Proyecto.</i>	51
<i>Tabla 4-4: Descripción geométrica de la solera.</i>	54
<i>Tabla 4-5: Descripción detalla de la geometría de la solera.</i>	55
<i>Tabla 4-6: Diámetros de partícula de acuerdo con la altura de caída.</i>	66
<i>Tabla 4-7: Valores de "a" de acuerdo con el diámetro de partícula.</i>	67
<i>Tabla 4-8: Velocidad de Sedimentación por distintos métodos.</i>	67
<i>Tabla 4-9: Datos de entrada para el diseño del túnel de conducción.</i>	68
<i>Tabla 4-10: Resultados túnel de conducción.</i>	69
<i>Tabla 4-11: Calidad de macizos rocosos en relación al índice RMR.</i>	70
<i>Tabla 4-12: Longitudes de asentamiento de acuerdo a la profundidad.</i>	73
<i>Tabla 4-13: Iteración de diámetros.</i>	79
<i>Tabla 4-14: Iteración de diámetros.</i>	79
<i>Tabla 4-15: Costo total en dólares.</i>	83
<i>Tabla 4-16: Fuerzas a considerar en el análisis del apoyo.</i>	84
<i>Tabla 4-17: Fuerzas a considerar en el análisis del anclaje.</i>	85
<i>Tabla 4-18: Velocidad específica de acuerdo con el tipo de turbina.</i>	88
<i>Tabla 5-1: Supuestos iniciales para el análisis beneficio/costo.</i>	92
<i>Tabla 5-2: Resumen costos basado en los supuestos.</i>	93
<i>Tabla 5-3: Beneficios basado en los supuestos.</i>	94
<i>Tabla 5-4: Usando herramienta de costos para estimación de presupuesto de instalación de la PCH.</i>	94
<i>Tabla 5-5: Beneficios basado en herramientas de estimación de costos.</i>	95
<i>Tabla 5-6: Resumen de Costos de Obras Civiles del Proyecto.</i>	95
<i>Tabla 5-7: Resumen costos considerando el presupuesto de obras civiles.</i>	96

LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 1-1: Ubicación de la zona de estudio.</i>	11
<i>Figura 1-2: Forma de un gráfico Potencia vs tiempo.</i>	15
<i>Figura 2-1: Cuenca de calibración generada por la estación Tingo Chico.</i>	18
<i>Figura 2-2: Estaciones pluviométricas consideradas para el análisis.</i>	19
<i>Figura 2-3: Proyección del consumo final de energía con medidas de eficiencia energética (TJ).</i>	24
<i>Figura 2-4: Evolución de la producción de energía eléctrica nacional.</i>	25

Figura 2-5: Producción de electricidad por fuente (Escenario PBI 4.5%).	26
Figura 2-6: Producción de electricidad por fuente (Escenario PBI 6.5%).	27
Figura 2-7: Proyección de la Máxima Demanda.	27
Figura 2-8: Zona del proyecto dentro de Intercuenca Atlántico V (Vertiente Atlántico).	29
Figura 2-9: Zona del proyecto dentro de Intercuenca Atlántico V (Vertiente Atlántico).	29
Figura 2-10: Monumentos Arqueológicos en la zona.	30
Figura 3-1: Opciones de captación a evaluar para el desarrollo del proyecto.	31
Figura 3-2: Chanel Network caracterizado en el programa SagaGis mostrando punto de captación.	33
Figura 3-3: Cuenca encontrada para el punto de captación en el programa QGIS.	34
Figura 3-4: Chanel Network caracterizado en el programa SagaGis mostrando punto de captación.	34
Figura 3-5: Metodología para la estimación hidrológica.	35
Figura 3-6: Áreas de influencia de los polígonos de Thiessen en la cuenca de calibración.	36
Figura 3-7: Histograma de precipitación, estación Chavín.	37
Figura 3-8: Histograma de precipitación, estación Llata.	38
Figura 3-9: Histograma de precipitación, estación Jacas Chico.	38
Figura 3-10: Histograma de precipitación, estación Huallanca.	38
Figura 3-11: Curva de doble acumulación. Grupo 1: Periodo 1965 a 1977.	39
Figura 3-12: Curva de doble acumulación Grupo 2: Periodo 1981 a 2009.	39
Figura 3-13: Metodología para la consistencia de la información.	40
Figura 3-14: Precipitación - Altitud.	41
Figura 3-15: Metodología seguida para la generación de caudales.	42
Figura 3-16: Esquema de modelación WEAP.	43
Figura 3-17: Variación de caudales mensuales observados y simulados, periodo 1976-1980.	44
Figura 3-18: Variación de caudales mensuales mínimos observados y simulados, periodo 1976-1980.	44
Figura 3-19: Variación de caudales medios anuales observados y simulados. Est. Tingo Chico.	45
Figura 3-20: Curva de Persistencias para la alternativa A.	46
Figura 3-21: Curva de Persistencias para la alternativa B.	46
Figura 3-22: Curva de Persistencias para la alternativa C.	47
Figura 4-1: Balance hídrico con proyecto.	51
Figura 4-2: Esquema Pequeña Central Hidroeléctrica.	52
Figura 4-3: Esquema de la toma convencional.	52
Figura 4-4: Solera espesa tipo WES, geometría en función a carga de dimensionamiento.	54
Figura 4-5: Solera espesa tipo WES, detalle de la geometría. Fuente: US Army Corps	55
Figura 4-6: Canal de limpia.	56
Figura 4-7: Definición de cotas en el azud/barraje.	58
Figura 4-8: Sección del dissipador de energía.	60
Figura 4-9: Perfil del barraje.	61
Figura 4-10: Parámetros hidráulicos.	62
Figura 4-11: Distribución típica de un desarenador.	64
Figura 4-12: Enrocado de protección.	65
Figura 4-13: Distribución típica de un desarenador.	66
Figura 4-14 Sección Típica del Túnel de Conducción.	68
Figura 4-15 Tirante en la Sección del Túnel de Conducción.	69
Figura 4-16: Geología en la zona del proyecto.	70
Figura 4-17: Tipo de sostenimiento tipo I y II.	71
Figura 4-18: Poza en la Cámara de Carga.	72
Figura 4-19: Calculo del volumen de transición.	75
Figura 4-20: Dimensiones para la Cámara de Carga.	76

<i>Figura 4-21: Sobre flujo en la Cámara de Carga.....</i>	<i>77</i>
<i>Figura 4-22: Determinación del diámetro óptimo de la tubería.....</i>	<i>80</i>
<i>Figura 4-23: Diámetro económico de la tubería.....</i>	<i>83</i>
<i>Figura 4-24: Apoyo Típico en la Tubería Forzada.</i>	<i>84</i>
<i>Figura 4-25: Anclaje Típico en la Tubería Forzada.</i>	<i>86</i>
<i>Figura 4-26: Dimensiones Típicas para la Casa de Maquinas.....</i>	<i>87</i>
<i>Figura 4-27: Velocidad específica (N_q). Fuente: (Kramer, Görtz, & Terheiden, 2017)</i>	<i>88</i>
<i>Figura 4-20: Gráfico de selección de la turbina.</i>	<i>89</i>
<i>Figura 5-1: Caudales generados promedio en el periodo de análisis 1965-2009.....</i>	<i>90</i>
<i>Figura 5-2: Potencias y energía instalada promedio en el periodo de análisis 1965-2009... ..</i>	<i>91</i>



CAPITULO 1. INTRODUCCION

En este capítulo se verá la relevancia de la construcción de nuevas minicentrales, se dará una breve descripción de los tipos de centrales existentes y de proyectos o investigaciones similares que se hayan hecho considerando las minicentrales como alternativas de generación y estabilización de la red eléctrica.

1.1 Relevancia

El distrito de Tantomayo, ubicado en la provincia de Huamalíes, en el departamento de Huánuco. Es una zona con una población aproximada de 2888 personas. En la zona de estudio se tiene como actividades económicas principales la agricultura y el comercio interno. Al ser una población alejada del sistema interconectado se sabe que los problemas recurrentes de apagones e intermitencia del servicio eléctrico en el distrito es un problema constante. Es por ello que el poder generar una minicentral en la zona ayudaría a la estabilización de la red.

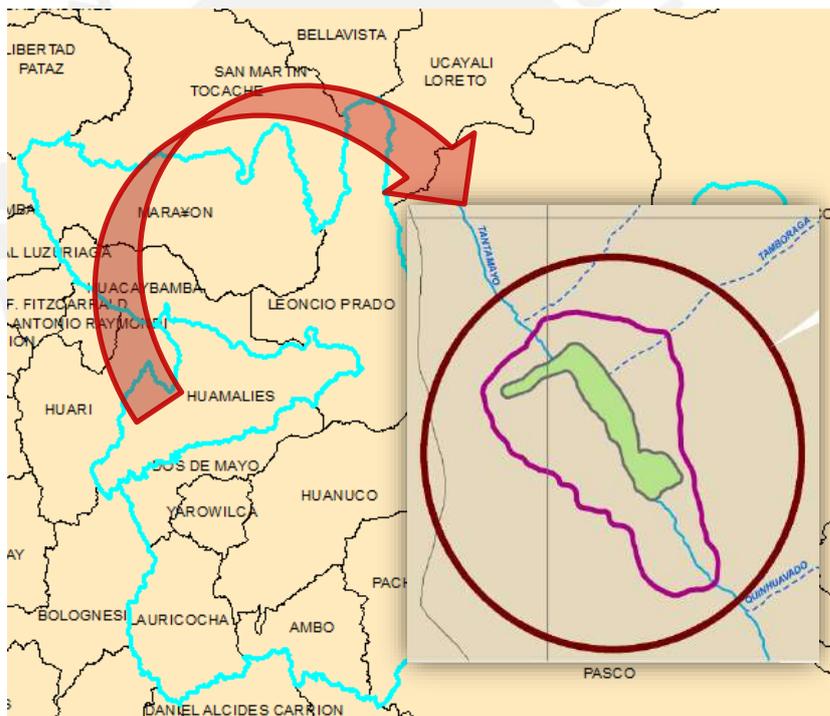


Figura 1-1: Ubicación de la zona de estudio. Fuente: Propia

1.2 Introducción al tema de centrales hidroeléctricas

Al referirnos a la posible inclusión de nuevas minicentrales para estabilizar la red eléctrica en poblaciones lejanas como la de la zona de estudio, se dará una breve explicación primeramente de los tipos de minicentrales, y más generalmente de los tipos de centrales hidroeléctricas.

De acuerdo a la naturaleza de la minicentral:

- PCH aislada: Si se da el caso de tener una pequeña central aislada el aprovechamiento hidro energético deberá cubrir durante toda la vida útil del proyecto la demanda máxima proyectada $P_{max}(T)$. A su vez que el caudal del aprovechamiento deberá de cubrir la energía demandada anualmente $EE(\text{año})$ durante la vida útil del proyecto.(Ortiz Flórez, 2001)

$$P_{PCH} > P_{m\acute{a}x}(T)$$

- PCH interconectada: Al tener una pequeña central interconectada, la demanda por potencia y por energía puede ser cubierta por el sistema que la respalda y, a través de la línea de interconexión, podrá transmitir sus excedentes de potencia y energía al sistema.(Ortiz Flórez, 2001)

De acuerdo con la potencia:

- Se dan tres tipos principalmente al clasificarse a las PCH por su potencia.

Tabla 1-1: Clasificación de PCH. Fuente: Ortiz Flórez, 2011

Potencia	Tipo
0 – 50 kW	Microcentral
50 – 500 kW	Minicentral
500 – 5000 kW	Pequeña central

De acuerdo con la caída:

- Se dan tres tipos al clasificarse para las PCH por su caída:

Tabla 1-2: Clasificación de PCH.Fuente: Ortiz Flórez, 2011

Caída en metros			
	Baja	Media	Alta
Micro	$H < 15$	$15 < H < 50$	$H > 50$
Mini	$H < 20$	$20 < H < 100$	$H > 100$
Pequeña	$H < 25$	$25 < H < 130$	$H > 130$

1.2.1. Principales componentes de una central hidroeléctrica típica

Entre los elementos principales de pequeña central hidroeléctrica típica, se tienen los siguientes:

Bocatoma: Es la obra civil por medio de la cual se capta el caudal deseado para obtener la potencia de diseño, su construcción es sólida, debiendo soportar las crecidas de río, de acuerdo a (Mansen Valderrama, 2000), se pueden clasificar en:

- a. Toma directa: Toma que capta directamente mediante un canal lateral, que generalmente es un brazo fijo del río, que permite discurrir un caudal mayor que el que se va a captar. La mayor ventaja es que no hay necesidad de construir un barraje o azud (uno de los componentes de mayor costo), y la mayor desventaja es que puede ser obstruida fácilmente en época de crecidas, además de permitir el ingreso de sedimentos hacia el canal de derivación.
- b. Toma mixta o convencional: Toma que realiza la captación mediante el cierre del río con una estructura llamada azud o presa de derivación (fija o móvil). Fija cuando se usa un elemento rígido (generalmente concreto) y móvil cuando se usan compuertas (acero o madera). Captación mediante una ventana que puede funcionar como orificio o vertedero dependiendo del tirante en el río.
- c. Toma móvil: Es aquella toma que para crear la carga hidráulica se vale de un barraje móvil. Los barrajes son compuertas que permiten el paso del caudal de avenida a través de ellos se les conoce como barraje móvil. Su principal ventaja es permitir el paso de materiales de arrastre por encima de la cresta del barraje.
- d. Toma tirolesa o caucasiana: Son tomas cuyas estructuras de captación se encuentran dentro de la sección del azud (un canal interno, protegido por una rejilla que impide el ingreso de materiales gruesos). Tomas no recomendables en ríos donde el arrastre de sedimentos es intenso, ya que podría generarse obstrucción de las rejillas. En el caso del Perú al ser la mayoría de los ríos muy jóvenes hay un gran arrastre de sedimentos en épocas de crecidas, por lo que la construcción de estas tomas debe ser donde las condiciones lo favorezcan.

Desarenador: Son instalaciones que reducen la velocidad del agua con el objeto de que las partículas de arena o piedras se asienten en el fondo. El desarenador desfoga todas estas partículas mediante unas compuertas que las devuelven al cauce del río. Las pozas de decantación de los desarenadores, cuyas formas y tamaños pueden ser muy distintos, son periódicamente evacuadas por medio de purgas y lavados en la misma poza. (Villanueva Ure, 2010)

Obra de conducción: Se encarga de conducir el caudal desde la bocatoma hasta el tanque de presión, posee una pequeña pendiente; comúnmente se da uso de un canal, aunque también puede darse a través de un túnel o una tubería.

Cámara de carga: Principalmente usada en PCH de conducción abierta, ayudándose de la tubería forzada llevan el agua a las turbinas. Tienen por objeto proveer el suficiente volumen para amortiguar las ondas de presión (golpe de ariete), causadas por cierres o aperturas abruptas de las turbinas o válvulas. (Villanueva Ure, 2010)

Chimenea de equilibrio: Usualmente situada en el trayecto de la conducción más cercano a las turbinas. Teniendo por objeto disminuir, al máximo, las consecuencias perjudiciales que originan los golpes de ariete. Evitando las variaciones bruscas de presión. (Villanueva Ure, 2010)

Tubería forzada: Tienen como objetivo el conducir el agua desde un nivel superior a uno inferior, transformando la energía potencial en mecánica. (Villanueva Ure, 2010)

Casa de máquinas: Encontramos dentro de la misma la turbina, encargada de transformar la energía hidráulica en mecánica, la mecánica en eléctrica y, mediante el sistema de transmisión llevarla a cada uno de los usuarios. (Ortiz Flórez, 2001)

1.2.2. Principales definiciones asociadas a un proyecto hidroeléctrico

Potencia: La unidad de medida es el watt (1 J/s). Generalmente la potencia se expresa en kW o MW. La potencia a darse en una central hidroeléctrica cualquiera es la siguiente:

$$P = \rho g Q H \quad (1)$$

Energía: La unidad de medida es el kWh. La energía total anual producida por las C.H usualmente se expresan en MWh o GWh.

Diagrama de Carga: Es la representación gráfica de la demanda de potencia de un centro de consumo, ya que mediante el diagrama de carga se representa la relación

“potencia demandada” vs “tiempo”. El área bajo el diagrama de carga representa la energía total demandada.

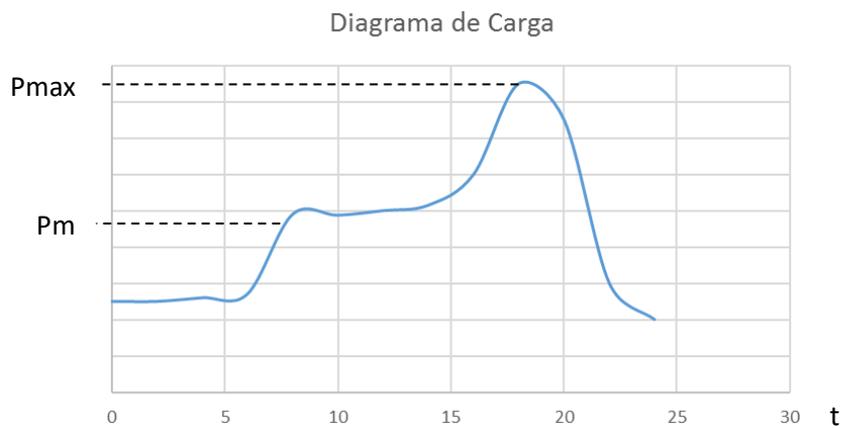


Figura 1-2: Forma de un gráfico Potencia vs tiempo. Fuente: Propia

Factor de Carga: El factor de carga se define como la relación entre la potencia media del diagrama de carga (P_m) y la potencia máxima (P_{max}).

Horas de utilización: Se define el número de horas que la central debe trabajar a carga máxima (P_{max}) constante para generar la energía E bajo el diagrama de carga.

$$d = \frac{E}{P_{max}} \quad (2)$$

Potencia Instalada: Es la suma de las potencias nominales de todos grupos generadores instalados en la central hidroeléctrica.

CAPITULO 2. CARACTERIZACION DE LA ZONA DE ESTUDIO

En el presente capítulo se caracterizará la zona de estudio, primeramente, se hará una descripción general de la zona de estudio, abarcando la ubicación, accesibilidad, los aspectos socioeconómicos, ecológicos, la información básica (precipitación, temperatura, humedad relativa y velocidad de vientos), los aspectos geológicos, geotécnicos y la topografía de la zona. Seguidamente, se describirá el mercado eléctrico peruano, las perspectivas de crecimiento en los distintos tipos de energía, y las proyecciones para los próximos años.

2.1 Descripción general de la zona de estudio

2.1.1 Ubicación de la zona de estudio

Las alternativas para el desarrollo de la pequeña central hidroeléctrica Tantamayo se encuentran localizadas en el departamento de Huánuco, provincia de Huamalíes, distrito de Tantamayo.

2.1.2 Accesibilidad y vías de comunicación

Para acceder hacia la zona de interés de acuerdo a (HPG, 2015), desde Lima se toma la carretera Panamericana Norte hasta la ciudad de Paramonga, aproximadamente hasta el kilómetro 200, donde se toma el desvío hacia la laguna de Conococha, para luego tomar la ruta Conococha-La Unión. Desde la unión se pueden tomar distintos desvíos dependiendo la locación elegida para los puntos de toma y descarga. En la Tabla 2-1, podemos observar el detalle del acceso a la zona, y de los estimados en tiempo hasta llegar a la zona de interés.

Tabla 2-1: Vías de acceso hacia la zona de estudio. Fuente: HPG

Partida	Llegada	Tipo de Vía	Tiempo (Horas)
Lima	Paramonga	Asfaltada	3.00
Paramonga	Conococha	Asfaltada	2.00
Conococha	La Unión	Asfaltada	2.00
La Unión	Tantamayo	Trocha	6.00

2.1.3 Aspectos socioeconómicos

La zona de estudio es el distrito de Tantamayo, más específicamente la provincia de Huamalíes, usando los datos del INEI, en la Tabla 2-2, tendremos un detalle de la distribución de la población en la zona.

Tabla 2-2: Población por tipo de género. Fuente: INEI 2007

P: Tipo de área	Población según Sexo	Población según tipo de área		
Urbano		Urbano	Rural	Total
	Hombre	143	-	143
	Mujer	176	-	176
	Total	319	-	319
Rural		Urbano	Rural	Total
	Hombre	-	1,270	1,270
	Mujer	-	1,299	1,299
	Total	-	2,569	2,569
Total		Urbano	Rural	Total
	Hombre	143	1,270	1,413
	Mujer	176	1,299	1,475
	Total	319	2,569	2,888

2.1.4 Aspectos ecológicos

El concepto de zonas de vida, desarrollado por Leslie Holdridge, es utilizado en el Mapa Ecológico del Perú, clasificando las áreas terrestres según los efectos biológicos de temperatura y precipitación en la vegetación.

Según el mismo, la cuenca del río Tantamayo, presenta 3 zonas de vida, de las 84 existentes en el Perú. La ecología del territorio en mención se ve influenciado por su ubicación geográfica; es una región cuyo territorio se extiende en una zona transicional (ecotono), entre el ecosistema amazónico y andino. Esta es una demostración de la riqueza en diversidad biológica que presenta la zona de estudio, siendo un aspecto de importancia (HPG, 2015).

Tabla 2-3: Pisos Ecológicos de la cuenca. Fuente: HPG

SIMBOLO	PISO ECOLOGICO	AREA Km2	AREA (%)
pp-SaT	páramo pluvial – Subalpino Tropical	105.3	77.1
bh-MT	bosque húmedo – Montano Tropical	1.7	1.3
bmh-MT	bosque muy húmedo – Montano Tropical	29.6	21.6
	TOTAL	136.6	100.0

2.1.5 Información básica

Información hidrológica y pluviométrica

La información usada para el presente trabajo corresponde a registros históricos de estaciones climatológicas e hidrométricas existentes en la zona de estudio y en las proximidades.

1. *Hidrometría:* Con respecto a la cuenca del río Tantomayo no se encuentra con información hidrométrica disponible, se utilizará la información hidrométrica del río Marañón, usando la información recogida de (HPG, 2015), la cual hace referencia a los registros hidrométricos obtenidos del ANA en el “Estudio de Aprovechamiento Hídrico de la CH. Carpa” de la estación Tingo Chico, con periodos disponibles de información de 1976-1980 y 1987-1993, un total de 14 años de registro.

Tabla 2-4: Estación hidrométrica Tingo Chico. Fuente: HPG

Estaciones	Ubicación Geográfica		Altitud m.s.n.m	Caudal medio anual m ³ /s	Periodo registro años	Operador	
	Latitud "S"	Longitud "W"					
1	TINGO CHICO	09°37'00.0	76°42'00.0"	2,950	83.2	1976 - 1993	Electroperu

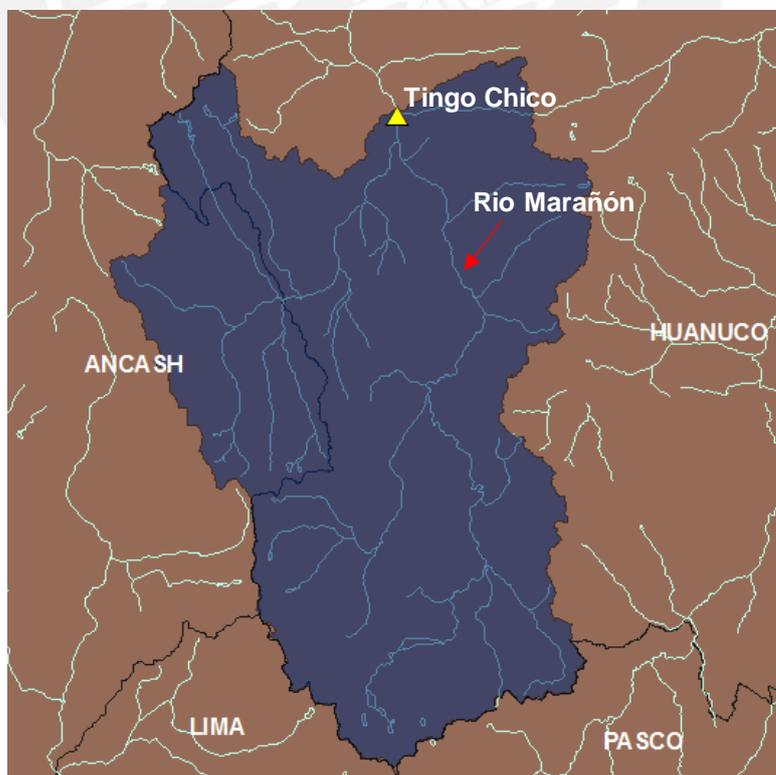


Figura 2-1: Cuenca de calibración generada por la estación Tingo Chico. Fuente: Propia

2. Precipitación:

En las inmediaciones de la cuenca del río Tantamayo, no existe una red de estaciones pluviométricas que permitan la caracterización del comportamiento de la cuenca. Dado lo último, se ha decidido utilizar información de precipitación regional de otras estaciones cercanas a la cuenca de estudio, y a la cuenca alta del río Marañón. La información pluviométrica de las estaciones de la cuenca del río Marañón, ha sido obtenida del Senahmi y de (HPG, 2015).

Tabla 2-5: Información pluviométrica. Fuente: HPG

Estaciones	Ubicación Geográfica		Altitud m.s.n.m.	Precipitación Anual mm	Periodo Registro años	Operador
	Latitud "S"	Longitud "W"				
1 LLATA	09°33'00.0"	76°47'00.0"	3,200	660	1963 - 1980	Senahmi
2 JACAS CHICO	09°53'00.0"	76°30'00.0"	3,700	1,047	1974 - 1993	Senahmi
3 HUALLANCA	09°53'00.0"	76°57'00.0"	3,750	1,000	1963 - 1977	Senahmi
4 CHAVIN/CHAVIN II	09°35'09.7"	77°10'31.0"	3,150	811	1963 - 2009	Senahmi



Figura 2-2: Estaciones pluviométricas consideradas para el análisis. Fuente: Propia

3. Temperatura:

En cuanto se refiera a la caracterización de la temperatura se toman como referencia las mismas estaciones usadas para caracterizar la precipitación en la zona de estudio. Los datos de temperatura fueron extraídos del informe (HPG, 2015), que usa como referencia la información climatológica a nivel regional del CRU (*Climatic Research Unit*). En la Tabla 2-5, podemos observar un detalle de temperaturas medias en cada mes para las estaciones de análisis.

Tabla 2-6: Temperatura en la zona del proyecto (°C). Fuente: HPG

Estación	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic	Media
LLATA *	13.0	12.7	12.8	12.6	12.6	11.6	11.2	12.0	12.5	13.0	13.3	13.2	12.5
JACAS CHICO *	8.2	7.8	7.9	7.7	7.7	7.0	6.6	7.2	7.7	8.2	8.3	8.4	7.7
HUALLANCA *	7.5	7.2	7.4	7.1	7.0	6.3	5.9	6.4	6.9	7.4	7.5	7.6	7.0
CHAVIN **	14.7	14.4	13.7	13.9	14.2	14.0	14.4	14.8	14.8	14.9	14.9	15.2	14.5

4. Humedad relativa:

En cuanto se refiere a la humedad relativa las mismas consideraciones tomadas para la data de precipitación y temperatura son consideradas. En la Tabla 2-7 se ven los porcentajes de humedad relativa.

Tabla 2-7: Humedad relativa en la zona de estudio (%). Fuente: HPG

Estación	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic	Media
LLATA	76.2	78.2	78.8	76.3	70.9	67.5	64.5	63.3	68.3	71.4	69.7	72.5	71.5
JACAS CHICO	76.4	78.4	78.8	75.1	68.8	64.3	60.8	60.5	66.6	69.5	68.5	71.6	69.9
HUALLANCA	76.9	78.7	79.2	75.6	69.4	64.7	61.1	61.1	67.3	69.9	68.9	72.0	70.4
CHAVIN	77.1	79.1	79.5	76.4	70.5	65.9	62.1	61.8	67.8	70.5	69.3	72.4	71.0

5. Viento:

En cuanto se refiere a la velocidad del viento las mismas consideraciones tomadas para la data de precipitación, humedad relativa y temperatura son consideradas. En la Tabla 2-8 se ven los porcentajes de humedad relativa.

Tabla 2-8: Velocidad del viento en la zona del proyecto (m/s). Fuente: HPG

ESTACIÓN	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MEDIA
LLATA	2.2	2.0	2.3	2.0	2.1	2.0	2.2	2.3	2.3	2.3	2.3	2.5	2.2
JACAS CHICO	2.5	2.3	2.5	2.3	2.3	2.3	2.4	2.6	2.6	2.6	2.6	2.8	2.5
HUALLANCA	2.6	2.5	2.6	2.4	2.4	2.4	2.6	2.6	2.7	2.7	2.7	2.9	2.6
CHAVIN	2.6	2.5	2.6	2.4	2.4	2.4	2.6	2.6	2.7	2.7	2.7	2.9	2.6

2.1.6 Aspectos geológicos

No se cuenta con una información detallada de la zona de estudio, lo que se ha recopilado en esta sección, son los estudios a nivel regional suministrados por (GOREHCO, 2016). La misma que indica que los factores geológicos en la zona de estudio están constituidos por rocas metamórficas de filitas y esquitos muy frágiles y deleznable por su profunda erosión y fracturamiento que al ser hidratadas por las lluvias y el riego, con laderas de fuertes pendientes, son fácilmente removidas. A su vez se encuentran rocas intrusivas paleozoicas, rocas sedimentarias arcillosas, calizas y areniscas de mayor estabilidad.

2.1.7 Aspectos geotécnicos

El gobierno regional de Huánuco (GOREHCO, 2016), realizó un estudio geotécnico – geológico a nivel regional, caracterizando gran parte de la región en base al distrito de Churubamba. A un nivel de 1882.65 msnm se realizó una calicata con 4 muestras, presentando el perfil estratigráfico de la Tabla 2-9.

Tabla 2-9: Perfil estratigráfico a 1882.65 msnm, punto de muestreo. Fuente: GOREHCO

Lugar	Estrato	Profundidad (m)	Suelo	Capacidad Portante (Kg/cm ²)
Cascay	1	0.00 a 0.05	Suelo de humus orgánico	0.58
Cascay	2	0.05 a 0.20	Inorgánicas de poca plasticidad (Arcillas)	0.95
Cascay	3	0.20 a 1.50	Arcilla compacta	2.00
Cascay	4	1.50 a 2.75	Limo arcilloso conformado por rocas de esquistos Micáceos	2.50

A un nivel de 2008.70 msnm en el estudio de (GOREHCO, 2016), se realizó una calicata con dos muestras, el perfil estratigráfico de la misma se muestra en la Tabla 2-10.

Tabla 2-10: Perfil estratigráfico a 2008.70 msnm, punto de muestreo. Fuente: GOREHCO

Lugar	Estrato	Profundidad (m)	Suelo	Capacidad Portante (Kg/cm ²)
Cascay	C1	0.00 a 0.05	Suelo de humus orgánico	0.58
Cascay	C2	0.05 a 2.50	Formado por esquistos Micáceos. Pizarrosa, formado por materia de depósitos residuales y aluviales.	3.00

Al ser la muestra C1 un suelo orgánico se realizaron ensayos de plasticidad, los resultados de los ensayos se ven en la Tabla 2-11.

Tabla 2-11: Ensayos de laboratorio, suelo orgánico. Fuente: GOREHCO

Estrato	Granulometría		LL (%)	LP (%)	IP (%)	SUCS
	Gravas y arenas (%)	Finos (%)				
C1-M1	83.25	16.75	32.98	NP	0	GM

2.1.8 Topografía y relieve

La configuración topográfica (con curvas cada 10 metros), obtenida por fotogrametría del estudio (HPG, 2015), del área de estudio es poco accidentada y con algunas zonas de superficie inclinada compuesta por laderas de relieve ondulado, con afloramientos rocosos de relieve accidentado hacia el sureste, también se puede apreciar que gran parte del área del proyecto se encuentra compuesta por vegetación natural y áreas de cultivo, muy cerca al distrito de Huanpoy.

La variación del relieve define la presencia de laderas medias y bajas, la cota más alta del área de influencia del proyecto está aproximadamente en los 2600 msnm hacia el lado norte lugar donde encuentran las laderas medias y la cota más baja se encuentra aproximadamente en los 2400 msnm hacia el lado suroeste muy cerca a la confluencia de los Ríos Contac y Marañón, en general el drenaje presenta un desarrollo dendrítico.

De acuerdo con la clasificación de pendientes de (Darajat & Susilowati, 2018), el área del proyecto se emplaza sobre una topografía con pendientes que se encuentran entre "Ondulado" a "Ondulado a montañoso".

Tabla 2-12: Rango de pendientes. Fuente: Darajat & Susilowati 2018

Termino Descriptivo	Pendiente (%)	Elevación (m)
Plano	0 – 2	<7
Plano a ondulado	3 – 7	7 – 25
Ondulado	8 – 13	25 – 75
Ondulado a montañoso	14 – 20	75 – 200
Montañoso	21 – 55	200 – 500
Empinado montañoso	>55	>500

2.1.9 Cobertura de vegetación

Los archivos de cobertura vegetal fueron obtenidos de (MINAM, 2015), para la cuenca de estudio, se observa que las capas más representativas en la cuenca de estudio son: matorral arbustivo abierto y pradera en zona de clima frío. En las siguientes líneas se tienen breves definiciones de ambas, y en la Tabla 2-13, se ven las áreas de influencia de las capas en porcentaje correspondiente tanto a la cuenca de estudio (río Tantamayo) y a la cuenca del río Marañón.

- Matorral arbustivo abierto: Cobertura que se encuentra en sectores de la porción superior del bosque de montaña altimontano (arriba de los 3500 msnm), en contacto con el pajonal andino.
- Pradera en zona de clima frío: Cantidad significativa de lluvia durante el año.

Tabla 2-13: Áreas de influencia de la cobertura vegetal. Fuente: MINAM

Cuenca / Cobertura	Matorral arbustivo abierto (%)	Pradera en zona de clima frío (%)	Cultivos/areas intervenidas (%)
Tingo Chico	21.2	78.8	0
Tantamayo	7.0	84.7	8.3

2.2 Descripción del mercado eléctrico

2.2.1 Antecedentes

Dado el crecimiento económico en el Perú en la última década, con un PBI pico de 9.8% anual en el 2008. Se tienen previstas proyecciones de crecimiento de alrededor de 4.7% del PBI, según el BCP. Teniendo como precedente estos datos, la baja inflación, la estabilidad de los precios y prudencia fiscal, nos hacen notar una proyección económica a corto y largo plazo favorable. Estos factores y el creciente incremento de la demanda eléctrica, indica que el Perú necesita desarrollar un

sistema eléctrico a la altura de los nuevos retos que tendrá el país. (Castro & Bustamante Avanzini, 2011)

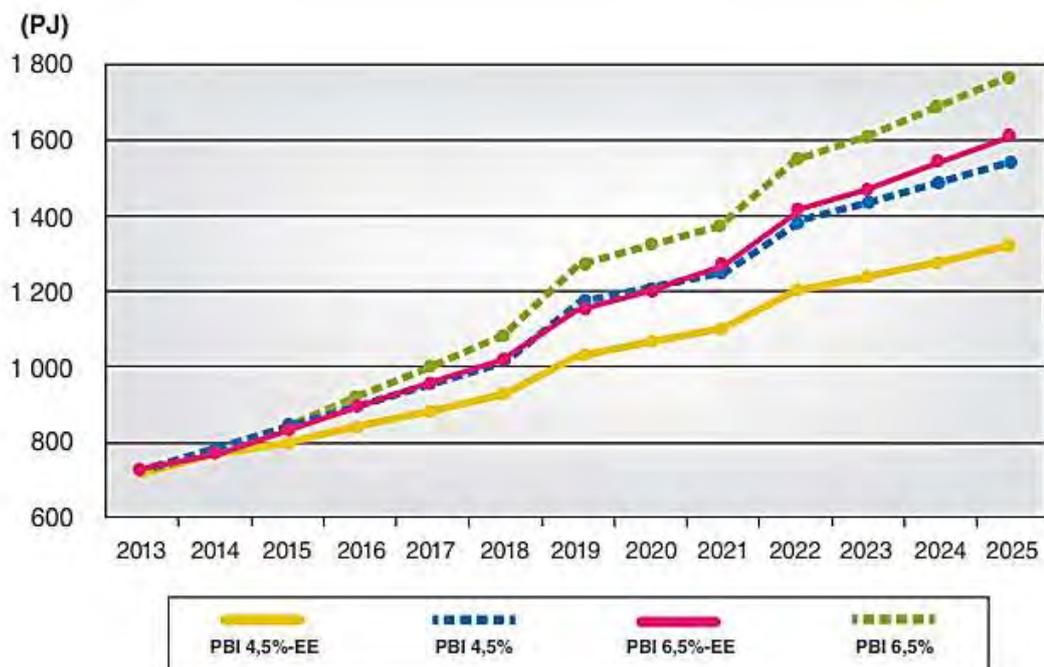


Figura 2-3: Proyección del consumo final de energía con medidas de eficiencia energética 1 (TJ). Fuente: MINEM

La gráfica mostrada anteriormente es parte del estudio realizado dentro de lo que es el plan energético nacional (2014-2025). El mismo espera que el consumo final de energía siga creciendo en función al desarrollo de la economía interna, el aumento de la población urbana y la amplificación de la cobertura energética.

Esta proyección de consumo esperada se divide en distintas fuentes de energía siendo el aporte esperado para el horizonte de tiempo del estudio el evidenciado en la Tabla 2-13. Observándose un crecimiento en el consumo de electricidad teniéndose como premisa que el mismo depende del crecimiento financiero del país.

¹ Eficiencia energética: Práctica que tiene como objeto la reducción del consumo de energía (ahorro de energía). En el caso de la figura 3.1 también se presentan los escenarios al tener eficiencia energética en nuestro medio tanto para el escenario de un pbi de 4.5% como para un pbi de 6.5%.

Tabla 2-14: Proyección del consumo final de energía (TJ). Fuente: MINEM

	2014	2025 - PBI 4,5 %	2025 - PBI 6,5 %
Electricidad	19%	18%	20%
Gas Natural	13%	35%	35%
Diésel	28%	19%	16%
GLP	10%	12%	12%
Gasolina Motor	8%	4%	4%
Turbo	5%	4%	4%
Petróleo Industrial	2%	0%	1%
Carbón Mineral & Deriv.	3%	3%	3%
Bosta & Yareta	1%	1%	0%
Biomasa (*)	11%	4%	3%
Total	100%	100%	100%

2.2.2 Mercado Eléctrico Peruano

Al cierre del año 2015 la producción total de energía eléctrica nacional fue de 48066 GWh significando un incremento de 6% respecto a la energía producida en el 2014. De la producción total, la participación de generación térmica fue de 49.8%, hidráulica 48.5% y las centrales que generan con recursos energéticos renovables (RER) no convencionales (solar y eólica) fue alrededor de 2%.

Tabla 2-15: Generación Eléctrica en el Perú 2015. Fuente: MINEM

TIPO	GW.h	%
Térmica	23932	49.8
Hidráulica	23300	48.5
TOTAL	47232	98.3

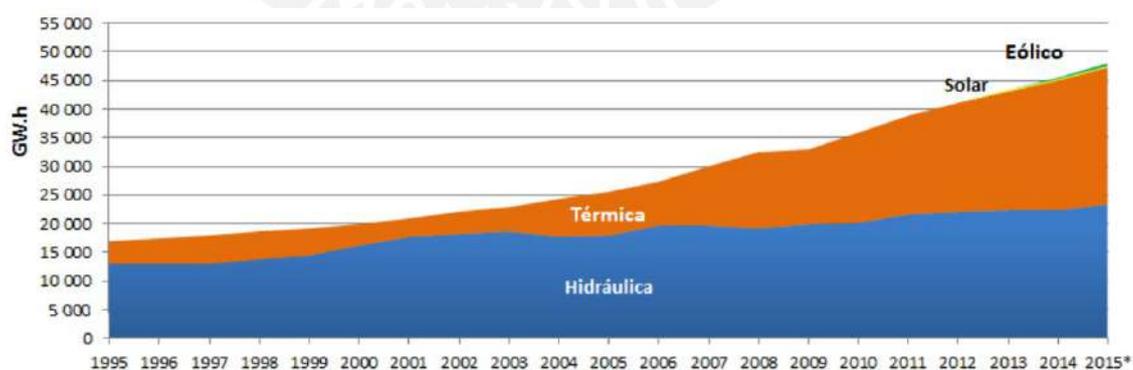


Figura 2-4: Evolución de la producción de energía eléctrica nacional. Fuente: MINEM

Como se aprecia en la Figura 2.2 se ve un constante incremento de la generación térmica, esto debido principalmente a la apertura de la operación comercial del Gas

de Camisea. Asimismo, se prevé que la participación de esta siga en constante crecimiento.

Teniendo en referencia los nuevos proyectos de centrales térmicas e hidroeléctricas se prevé que para el año 2017 se tengan instalados 2.605 MW más en generación hidroeléctrica y 4.046 MW en generación térmica. Para una previsión máxima de potencia en el 2017 de 8.9 MW, y con un consumo anual de energía de 61.5 GWh (Castro & Bustamante Avanzini, 2011).

Tabla 2-16: Capacidad Eléctrica Instalada en el Perú 2017(MW). Fuente: MINEM

TIPO	CAP. INST (MW)	%
Térmica	7982.90	58
Hidráulica	5826.10	42
TOTAL	13809.00	100

Oferta de Energía

El plan energético nacional hacia el 2025, prevé que en la siguiente década la producción de energía eléctrica provendrá en mayor proporción, de la hidroelectricidad, incrementándose a su vez la participación de fuentes renovables no convencionales.

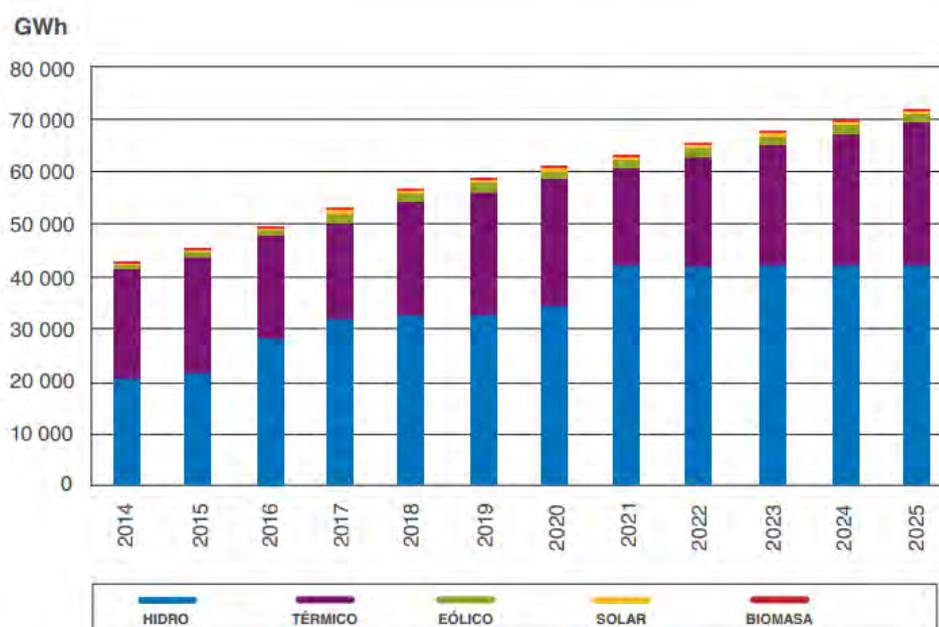


Figura 2-5: Producción de electricidad por fuente (Escenario PBI 4.5%). Fuente: MINEM

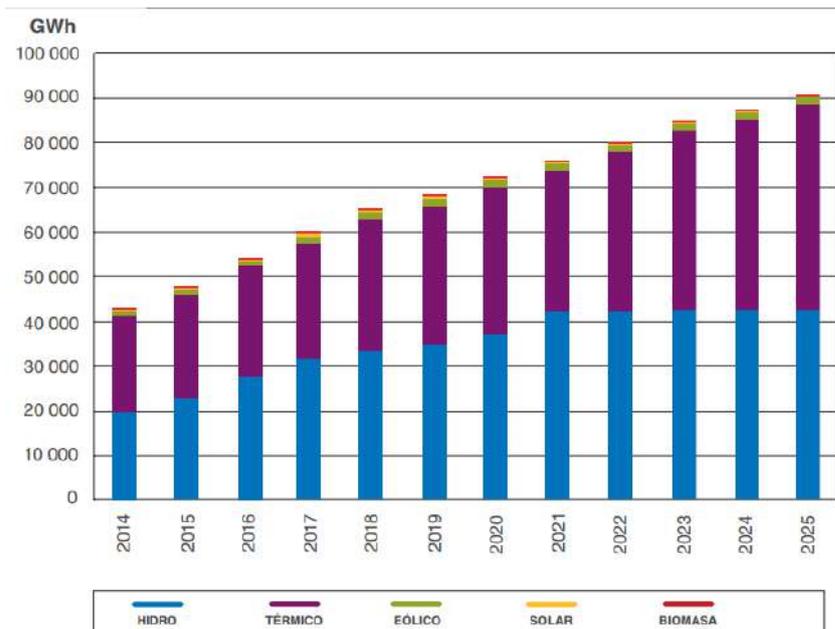


Figura 2-6: Producción de electricidad por fuente (Escenario PBI 6.5%). Fuente: MINEM

Demanda de Energía

Se prevé una creciente tendencia de crecimiento, basado principalmente en el desarrollo de los proyectos mineros e industriales, y en la facilitación de estas inversiones.

La demanda pasara de los actuales 5800 MW a un rango entre 9500 MW y 12300 MW al 2025, dependiendo de los escenarios de crecimiento del PBI de 4.5% y 6.5% respectivamente.

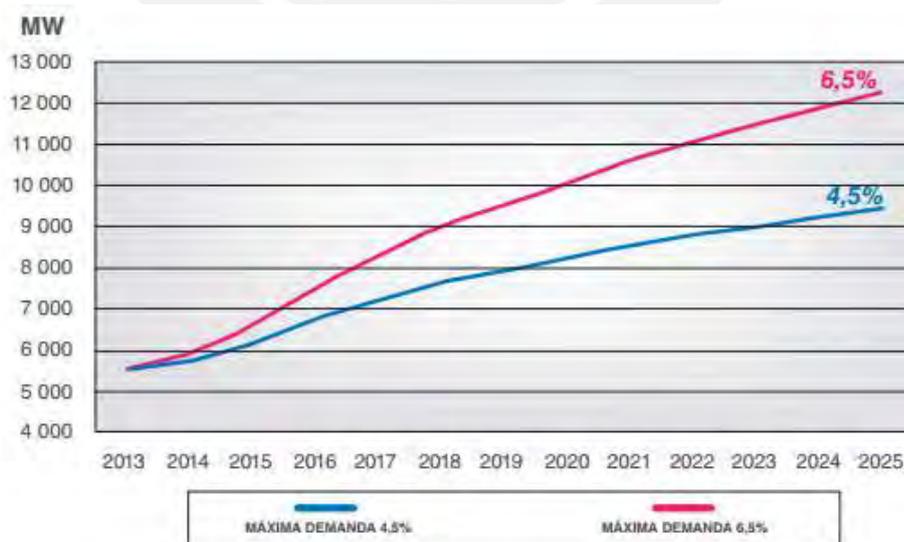


Figura 2-7: Proyección de la Máxima Demanda. Fuente: MINEM

2.2.3 El recurso hídrico y su potencial

Viendo los puntos previamente desarrollados es de conocimiento nuestro la necesidad de invertir en proyectos hidroeléctricos. Dada la gran inversión que significa el desarrollo de este tipo de proyectos, se ve como una atractiva inversión el trabajar con pequeñas centrales hidroeléctricas (con costos de inversión más controlados) y conectarlas al sistema interconectado nacional (SEIN), además de la capacidad de los mismos para poder utilizar distintas tecnologías que hacen aún más atractiva la inversión, y que en el momento no son tan utilizadas en el país.

Potencial Hidroeléctrico:

El Atlas del Potencial Hidroeléctrico del Perú, define el potencial hidroeléctrico teórico como la medida de los recursos disponibles en un sistema fluvial para la producción de energía, considerando que la totalidad de agua que escurre en un curso es capaz de generar electricidad en función del desnivel de este, con un 100% de eficiencia.

De todo el recurso hídrico disponible existe una proporción que ya se encuentra aprovechado por centrales hidroeléctricas existentes y otra proporción de estos recursos forman parte de áreas protegidas del país. Dado esto se definió el Potencial Hidroeléctrico Aprovechable y No Aprovechable.

El Potencial Hidroeléctrico Teórico No Aprovechable es todo aquel potencial que se encuentra en Áreas de Concesión de Centrales Hidroeléctricas, Zonas de Amortiguamiento (Áreas Naturales Protegidas y Áreas Naturales Protegidas de Administración Regional).

El Potencial Hidroeléctrico Teórico Aprovechable es todo aquel potencial que no se encuentra en áreas restringidas ni en áreas de concesiones de centrales hidroeléctricas (MINEM, 2011).

Tabla 2-17: Potencial Teórico en cada vertiente (MW). Fuente: MINEM

Potencial Teórico			
Vertiente	Total (MW)	Excluido (MW)	Aprovechable (MW)
Pacífico	37451	7949	29502
Atlántico	197221	57900	139321
Titicaca	1191	5	1186
Total	235863	65854	170009



Figura 2-8: Zona del proyecto dentro de Intercuenca Atlántico V (Vertiente Atlántico).
Fuente: MINEM

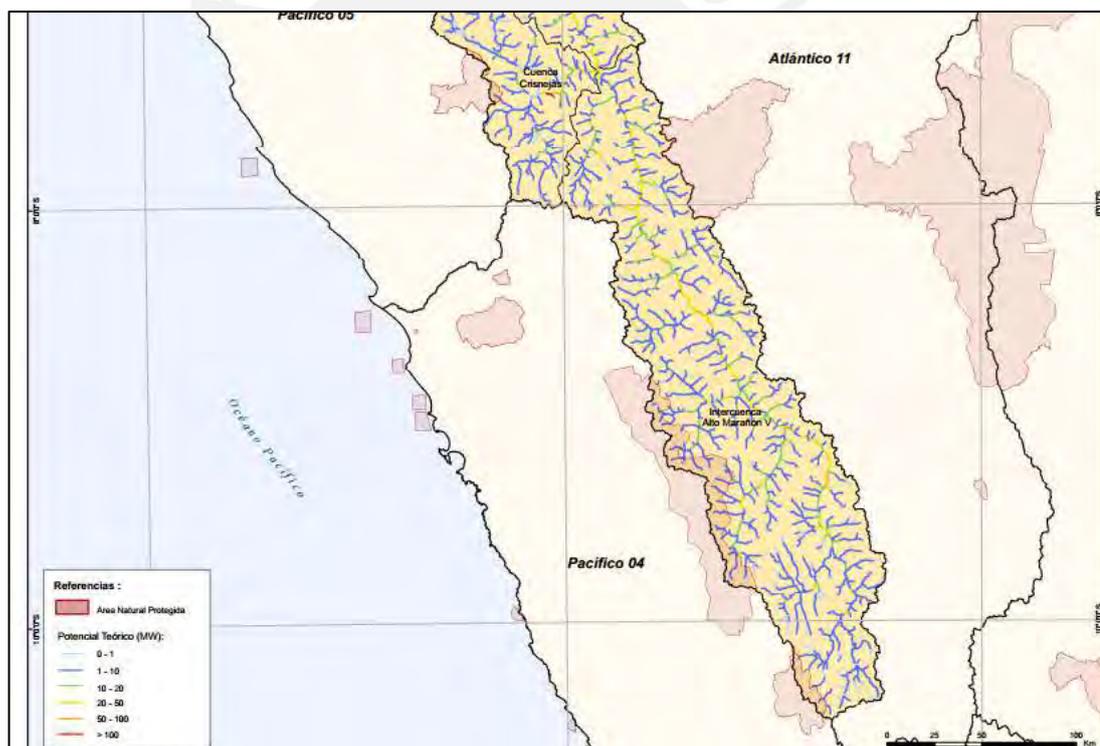


Figura 2-9: Zona del proyecto dentro de Intercuenca Atlántico V (Vertiente Atlántico).
Fuente: MINEM

Viendo la tabla 2-16 y las figuras 2-8 y 2-9, vemos el gran potencial que posee la vertiente del Atlántico, donde se encuentra ubicada nuestra zona de estudio. Teniendo un rango de Potencia Teórica que va de 0 a 100 MW. Siendo el rango de potencia teórica más usual en la zona de 1 a 10 MW, la que a su vez será la probable potencia que nos brindara el río Tantamayo.

Aprovechamiento Hidráulico:

Viendo el potencial teórico probable del río Tantamayo para el desarrollo de nuestra PCH, procederemos a sacar el perfil del río a estudiar y basándonos en la pendiente del mismo y a la ubicación geográfica. Elegiremos posibles puntos de captación para lograr el mayor aprovechamiento hidroeléctrico posible. Ver anexo 3.1 Puntos probables de captación y anexo 3.2 Perfil del Río Tantamayo.

Estos puntos a su vez obedecen al hecho de querer descargar en el río Marañón, siendo la opción más viable en la zona. Dado que en la margen derecha hay evidencia de restos arqueológicos, se optará por la margen izquierda descargando en el río Marañón. Esta opción obliga a q la conducción sea a través de un túnel, cuya viabilidad se verá en capítulos posteriores de acuerdo con las propuestas de trazado y los costos de cada alternativa.



Figura 2-10: Monumentos Arqueológicos en la zona. Fuente: SIGDA

CAPITULO 3. ASPECTOS HIDROLOGICOS

En este capítulo se tiene como objetivo caracterizar la unidad hídrica donde se emplaza los componentes de la PCH Tantamayo, para lo cual se describen las principales características geomorfológicas y regímenes de caudales de cada una de las unidades hidrográficas analizadas.

3.1 Descripción general de la cuenca y curso principal de agua

3.1.1 Propuestas de trazado

Para aprovechar al máximo el potencial hidroeléctrico del río Tantamayo, se proponen tres opciones (ver Figura 3-1), para la estimación del caudal de diseño se tomará como base la estación hidrométrica Tingo Chico. Por tanto, se hará una relación de cuenca – precipitación con cada alternativa propuesta.

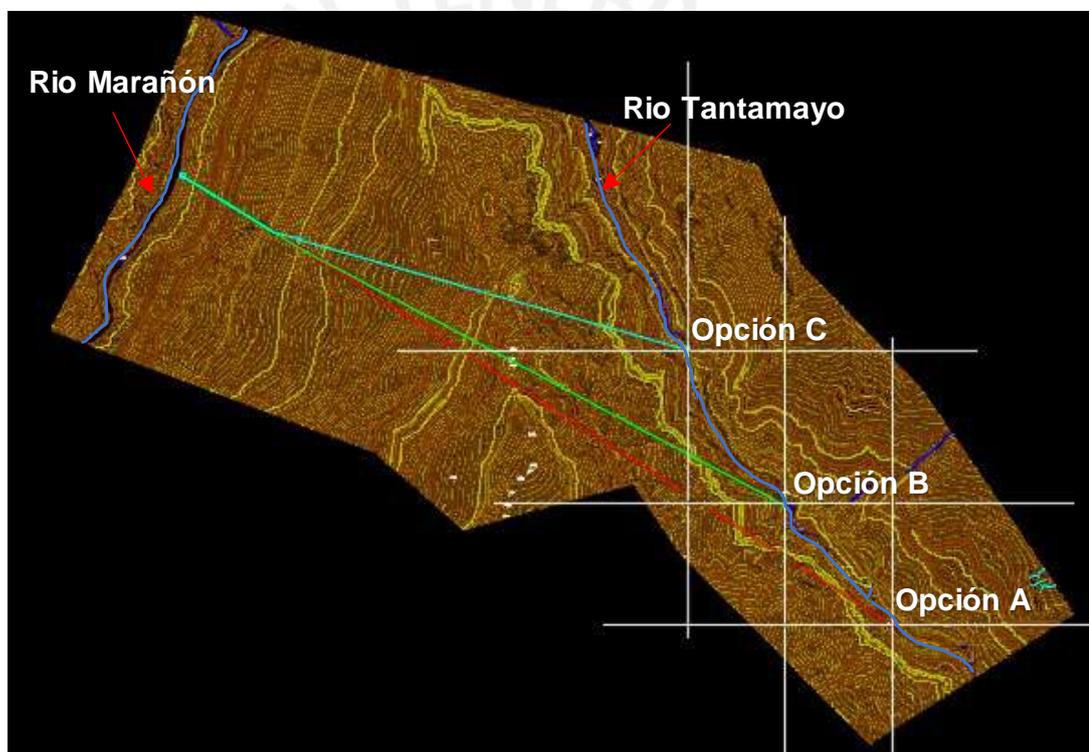


Figura 3-1: Opciones de captación a evaluar para el desarrollo del proyecto. Fuente: Propia

Para la elección de los distintos puntos de captación se toman en cuenta las suposiciones vistas en la sección 2.2.3, además del perfil y pendiente del río, así como su ubicación geográfica (evitando en lo posible puntos cercanos a áreas de cultivo). En la Tabla 3-1, se observa el detalle de la ubicación de las tres alternativas de captación propuestas para la zona de estudio.

Tabla 3-1: Puntos de Captación a ser evaluados. Fuente: Propia

ALTERNATIVAS DE CAPTACION		
OPCION	UTM	
	X	Y
A	309949.602	8963489.197
B	309534.378	8963953.340
C	309166.347	8964544.831

Recapitulando lo señalado en la sección 2.2.3 respecto al “Aprovechamiento Hidráulico”, dada la cantidad de puntos arqueológicos en la margen derecha del río, se optará por la margen izquierda, a su vez se buscarán opciones de conducción subterráneas para el diseño propuesto. Para la locación del punto de descarga se plantea que se encuentre ubicado en el río Marañón, viendo como la zona más propicia para su colocación la presentada en la Tabla 3-2.

Tabla 3-2: Punto de descarga propuesto. Fuente: Propia

PUNTO DE DESCARGA	
UTM	
X	Y
307226.055	8965220.764

Dada la ubicación de los puntos propuestos, se obtienen las siguientes diferencias de alturas respecto a cada opción (ver Tabla 3-3).

Tabla 3-3: Caída en metros para cada opción. Fuente: Propia

Opción	Caída en metros
A	512
B	466
C	432

3.1.2 Geomorfología de la Cuenca

a. Descripción de la Unidad Hidrográfica

La zona de estudio contempla el aprovechamiento de las aguas del río Tantamayo, en donde ubicaremos el punto de captación. Al momento se tienen tres configuraciones probables para el desarrollo de la PCH.

El río Tantamayo, nace en las cabeceras de las quebradas Quinhuavado y Jalañ a una altitud aproximada de 4512 msnm, y toma el nombre propiamente en la confluencia con la quebrada Quinhuavado hasta su afluencia al río Marañón.

Asimismo, se han identificado tres lagunas: Guitarra, Maravilla y Tranca, de las cuales la más extensa es la laguna Tranca con un espejo de agua de 1.6 km². Dadas las tres configuraciones propuestas, tenemos tres cuencas diferentes de aprovechamiento, cuyos parámetros serán discutidos en las secciones posteriores.

CONFIGURACIÓN A

Para el análisis de la cuenca se usaron los softwares de libre acceso QGIS y SAGA GIS. La data requerida para la delimitación de la cuenca considera la información topografía (ver sección 2.1.8), que será convertida en un modelo de elevación digital (DEM). Además del archivo DEM o raster se requerirá el cálculo del flujo de acumulación (*flow accumulation*) y la red de drenaje (*drainage network*) usados para la delimitación de las cuencas de acuerdo al punto de captación. Este será el procedimiento seguido para los distintos puntos de captación, existen múltiples ejemplos de este tipo de cálculos, como puede ser visto en (Lata, 2020), en el cual se usa este software para el cálculo de la cuenca en el río Vjosa en Grecia.

En la Figura 3-2, podemos apreciar la red de drenaje en el área de interés, mientras que en la Figura 3-3, podemos observar la delimitación de la cuenca correspondiente al punto de captación A, este procedimiento será similar para las alternativas B y C.

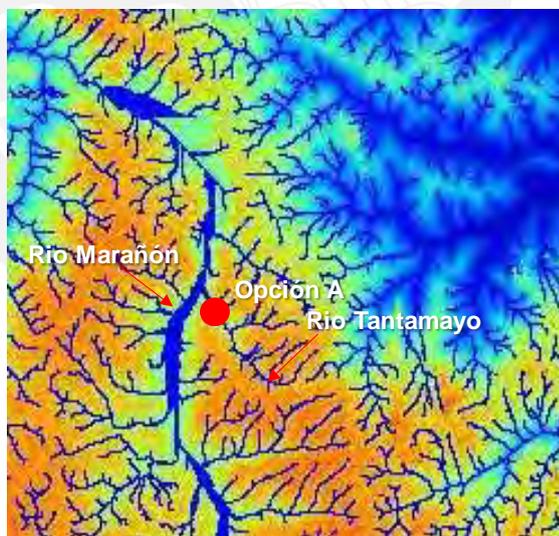


Figura 3-2: Chanel Network caracterizado en el programa SagaGis mostrando punto de captación. Fuente: Propia



Figura 3-3: Cuenca encontrada para el punto de captación en el programa QGis. Fuente: Propia

Una vez encontrada la cuenca relativa a nuestro punto (ver Figura 3-3), procedemos al cálculo del área (155.27 km²).

CONFIGURACIONES B Y C

Para el análisis de las siguientes alternativas de captación, se procede de manera similar, usando los programas QGis y SagaGis para el cálculo del área de cada aprovechamiento de cuenca.

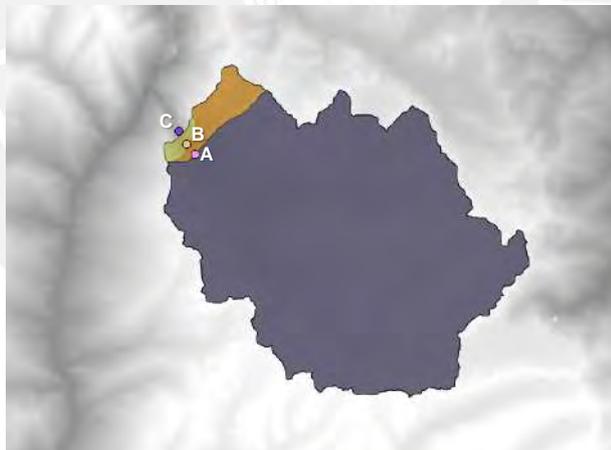


Figura 3-4: Chanel Network caracterizado en el programa SagaGis mostrando punto de captación. Fuente: Propia

En resumen, se tendrán las siguientes áreas de aprovechamiento de cuenca:

Tabla 3-4: Áreas de aprovechamiento para cada captación. Fuente: Propia

Punto	Área (km ²)
A	155.27
B	161.50
C	162.89

b. Parámetros de Forma

El comportamiento hidrológico de las cuencas va de la mano con las características físicas de la misma. Tanto a nivel de las incitaciones como de las respuestas de la cuenca (sistema). En la Tabla 3-5, se presentará un resumen con los parámetros principales para cada uno de los aprovechamientos de cuencas elegidos y para la cuenca definida por la estación hidrométrica Tingo Chico.

Tabla 3-5: Parámetros de forma. Fuente: Propia

Subcuencas	Área Km ²	Perímetro Km	Altitud Media m.s.n.m	Pendiente Media %	Coficiente de Compacidad	Factor de Forma
Tingo Chico	4549.69	419.81	4105	26	1.76	0.50
A	155.27	78.55	4099	23	1.78	0.76
B	161.5	81.49	4099	23	1.81	0.74
C	162.89	81.55	4099	23	1.80	0.69

3.2 Análisis y tratamiento de información hidrometeorológica

3.2.1 Metodología Aplicada

Para la estimación de los caudales correspondientes a cada una de las opciones de trazado, seguimos la metodología mostrada en la Figura 3-5.



Figura 3-5: Metodología para la estimación hidrológica. Fuente: Propia

3.2.2 Análisis de Variables Meteorológicas

Como vimos en la sección 2.1.5, las condiciones climáticas en la cuenca del río Tantamayo son poco variadas y dependen de la elevación que esta aproximadamente en el intervalo de 3400 a 4000 msnm. La parte alta de la cuenca desarrolla características típicas de la sierra, la cual se mantiene hasta la confluencia del río Tantamayo y Marañón. En cuanto a las opciones de captación (ver sección 3.1.2) y descarga, al no contarse con información, se usa la información climatológica regional del CRU (*Climatic Research Unit*), interpolando para generar valores anuales en las estaciones seleccionadas.

A fin de conocer los ámbitos de influencia de las estaciones de referencia, se ha procedido a sectorizar por el método de Thiessen (ver Figura 3-6). En la Tabla 3-6, se aprecian los sectores de influencia por cada estación estudiada.

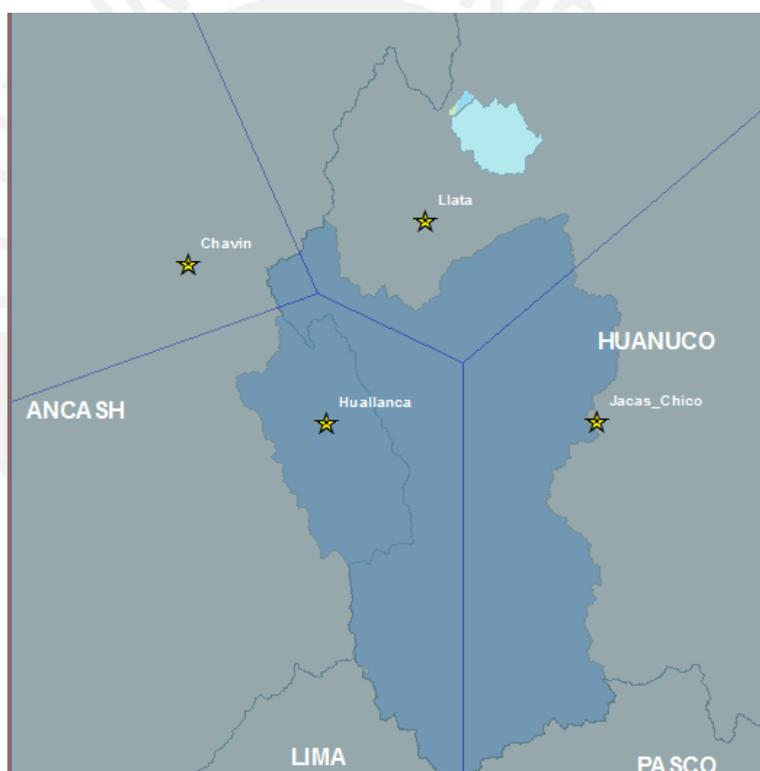


Figura 3-6: Áreas de influencia de los polígonos de Thiessen en la cuenca de calibración.
Fuente: Propia

Tabla 3-6: Sectores de influencia por polígonos de Thiessen. Fuente:

Cuenca/Estación	CHAVIN (%)	LLATA (%)	HUALLANCA (%)	JACAS CHICO (%)
Tingo Chico	1.25	12.29	45.77	40.68
Tantamayo	0	100	0	0

3.2.3 Análisis de Precipitaciones

a) Análisis de la información pluviométrica

La información encontrada para la zona de estudio proviene en primera instancia del SENAMHI y en segunda instancia del ANA (Autoridad Nacional del Agua).

Los registros pluviométricos utilizados corresponden a información histórica del SENAMHI y se presentan en el anexo A.1. El estudio de los datos se da mediante el análisis de doble masa y análisis estadístico para poder realizar la corrección de la información y eliminar los saltos y tendencias que pudieran existir.

b) Análisis de consistencia de información

Se da para verificar la consistencia de los registros de precipitación de las estaciones utilizadas, dado que a partir de las mismas se generarán los datos de caudales del río Tantamayo.

c) Análisis de Histograma de Precipitación

Al ser los histogramas graficas que describen el comportamiento de la precipitación con respecto al tiempo (HPG, 2015). Con el fin de observar los saltos y tendencias de las estaciones que se usaran, se presentan las figuras 3-7 a la 3-10. Se ve que para el periodo de análisis (1965-2009), Chavín es la estación con menos saltos (ver Figura 3-7), a su vez se ve un incremento de las precipitaciones entre los meses de octubre a abril (periodo de lluvia), y una disminución de esta entre los meses de mayo a septiembre (periodo de estiaje). Existiendo un comportamiento similar en las estaciones Llata y Jacas Chico (ver Figura 3-8 y 3-9), respecto a la estación Huallanca se ve también un periodo de estiaje definido de mayo a septiembre, pero con valores de precipitación más altos en mayo y septiembre respecto a los meses de junio a agosto (ver Figura 3-10), comparado con las otras estaciones estudiadas.

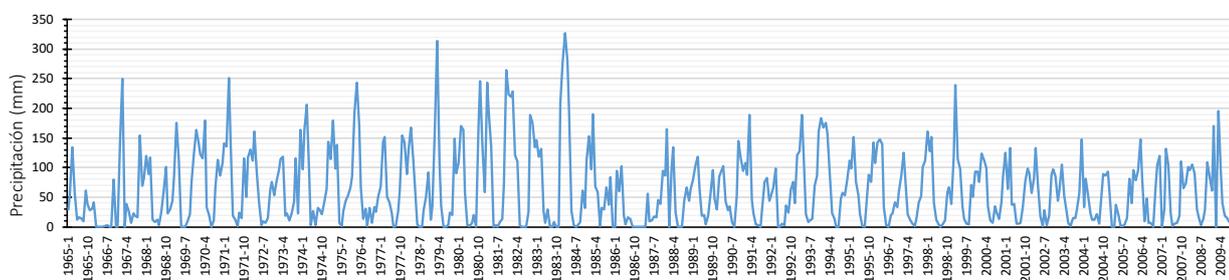


Figura 3-7: Histograma de precipitación, estación Chavín. Fuente: Propia

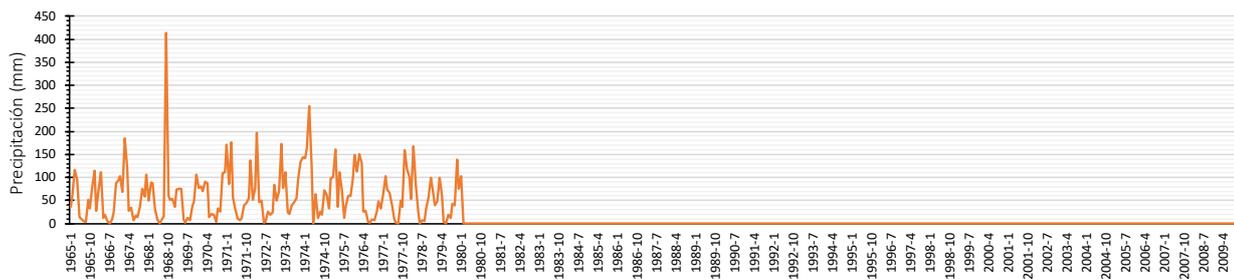


Figura 3-8: Histograma de precipitación, estación Llata. Fuente: Propia

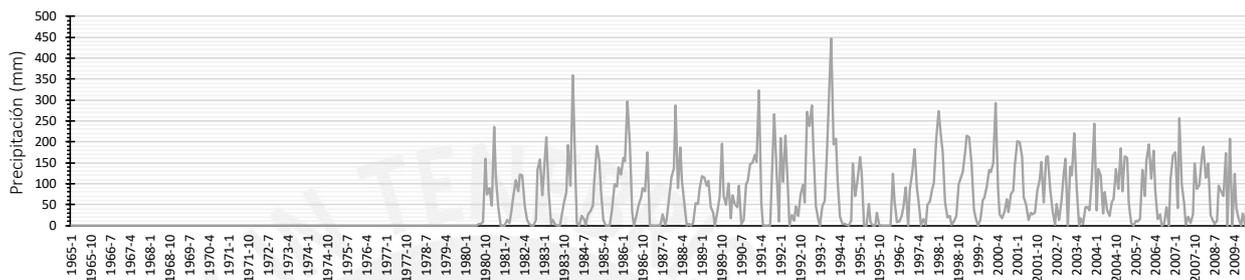


Figura 3-9: Histograma de precipitación, estación Jacas Chico. Fuente: Propia

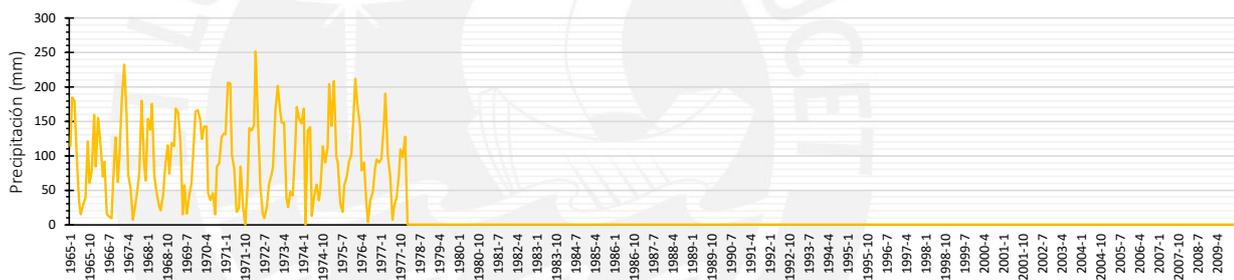


Figura 3-10: Histograma de precipitación, estación Huallanca. Fuente: Propia

d) Análisis de Doble Masa

El análisis de doble masa o de “dobles acumulaciones”, es una herramienta conocida y utilizada en la detección de inconsistencia de datos hidrológicos múltiples, cuando se dispone de 2 o más series de datos en los que respecta a errores que pueden haberse producido durante la obtención de estos (HPG, 2015). El análisis será realizado en los datos de precipitación acumulada versus precipitación total para los mismos años de información. Los grupos de análisis de doble masa se formaron con el criterio de coincidir los años disponibles de cada estación y cercanía (ver Tabla 3-7).

Tabla 3-7: Análisis de doble masa / Estaciones agrupadas. Fuente: Propia

Grupo	Estación
1	Huallanca
	Llata

	Chavin I
2	Chavin II
	Jacas Chico

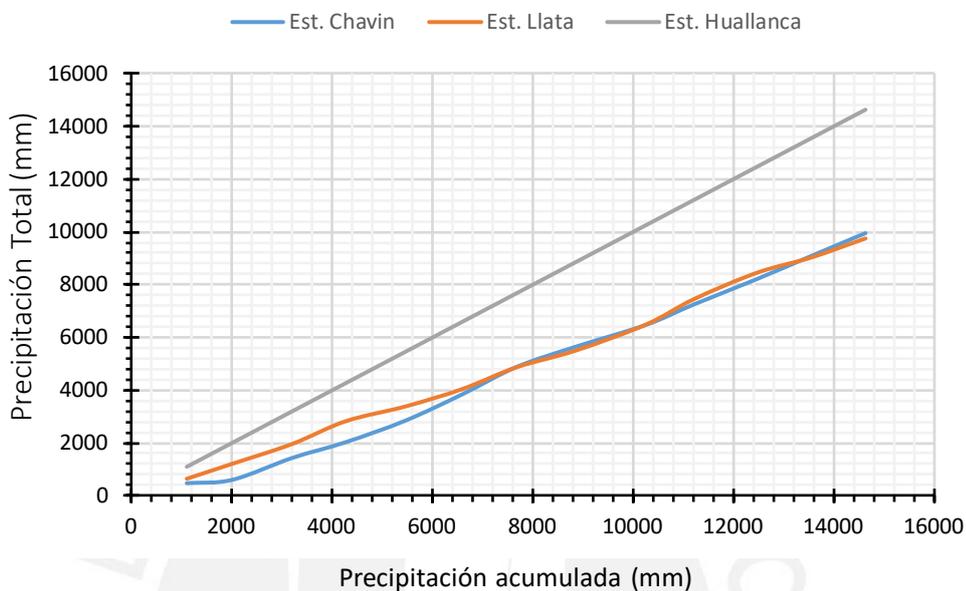


Figura 3-11: Curva de doble acumulación. Grupo 1: Periodo 1965 a 1977. Fuente: Propia

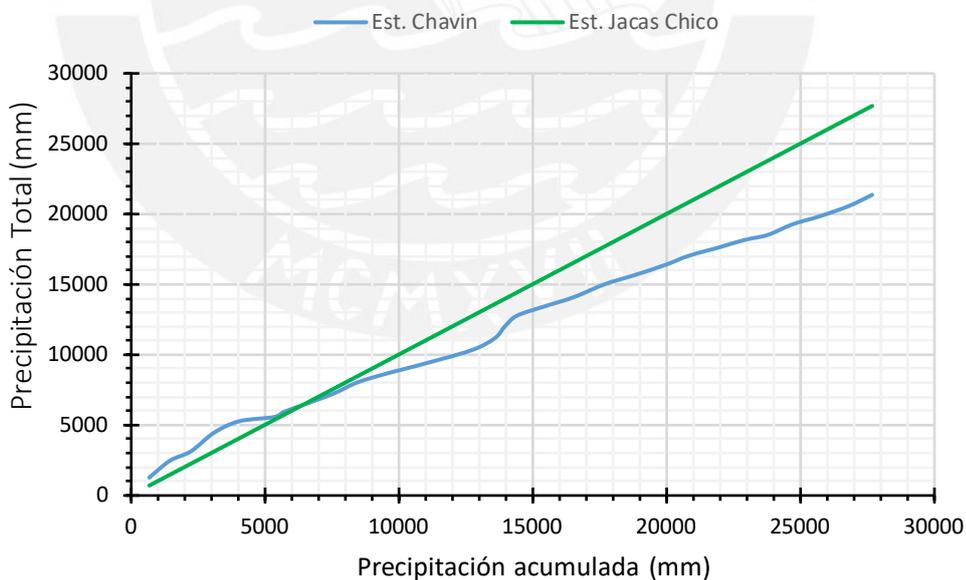


Figura 3-12: Curva de doble acumulación Grupo 2: Periodo 1981 a 2009. Fuente: Propia

En las Figuras 3-11 y 3-12, se presentan las curvas de doble acumulación para los dos grupos de datos seleccionados (basándonos en la cantidad de data disponible por años), no detectándose quiebres visibles en los grupos asumidos. Posteriormente

para comprobar esto último, se hace un análisis de consistencia de datos en las estaciones seleccionadas (ver Figura 3-13), mediante la prueba de medias y la prueba de variancias, más detalles de cómo se da cada uno de los cálculos se pueden observar en el anexo A2.

i Consistencia de la información

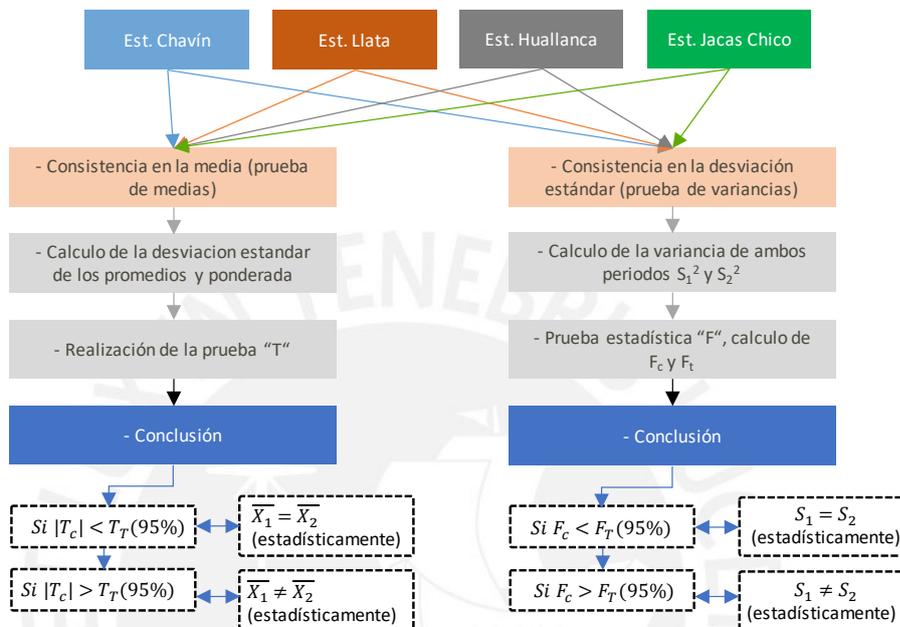


Figura 3-13: Metodología para la consistencia de la información. Fuente: Propia

Comparando la Figura 3-13 con la Tabla 3-8, vemos que los valores de T_c (estadístico) son menores que los de T_t (tabular), y a su misma vez los valores de F_c y F_t cumplen con la siguiente relación:

$$F[(\alpha/2), (N_1 - 1, N_2 - 1)] \leq F \leq F[(1 - \alpha/2), (N_1 - 1, N_2 - 1)] \quad (3)$$

Por lo antes expuesto se ve en la Tabla 3-8 que dada las pruebas estadísticas realizadas en las cuatro estaciones, no presentan saltos en la media y tampoco tendencias significativas en la serie, por lo que no se requiere corrección de la información.

Tabla 3-8: Periodo de análisis 1965-2009. Fuente: Propia

ESTACION	PERIODO		MEDIA	DESV.EST	N	T_c	T_t	F_c	F_t	Correg
CHAVIN	1965	1983	71.45	69.19	221.00	1.57	1.96	1.58	1.23	No
	1984	2009	62.08	54.86	295.00					
LLATA	1965	1972	53.19	44.43	96.00	1.82	1.97	1.42	1.42	No
	1973	1979	65.93	53.04	84.00					
HUALLANCA	1965	1971	93.14	58.62	95.00	0.83	1.98	1.16	1.48	No
	1972	1977	99.62	60.32	65.00					
JACAS CHICO	1980	1994	83.37	84.30	167.00	0.59	1.97	1.49	1.28	No
	1995	2009	87.05	68.53	162.00					

e) Completado y Extensión de la Información

Después de realizar el análisis de consistencia de la información histórica, se procede al llenado de datos faltantes y extensión de registros a un periodo común 1965 – 2009, que corresponde a 45 años. El llenado y extensión de datos se realizó usando el software HEC4 de la *US Army Corps*. En el anexo A.2 se muestran los registros completados y/o extendidos de las estaciones pluviométricas para las estaciones Llata, Chavín, Jacas Chico y Huallanca, a la misma vez también se detalla una breve explicación de cómo se da el uso del software.

Tabla 3-9: Precipitación histórica completada y extendida. Fuente: Propia

Estación	Periodo de registro	Altitud	Precipitación media anual (mm/año)
LLATA	1965-2009	3200	719
JACAS CHICO	1965-2009	3700	1056
HUALLANCA	1965-2009	3750	1149
CHAVIN	1965-2009	3150	811

f) Curva Precipitación - Altitud

Con la información de precipitación de las estaciones en la zona de estudio se graficó la curva precipitación – altitud. Estimamos la precipitación media de la cuenca de calibración en 1311 mm/año. Usando los porcentajes de participación de cada una de las cuencas, encontradas por los polígonos de Thiessen.

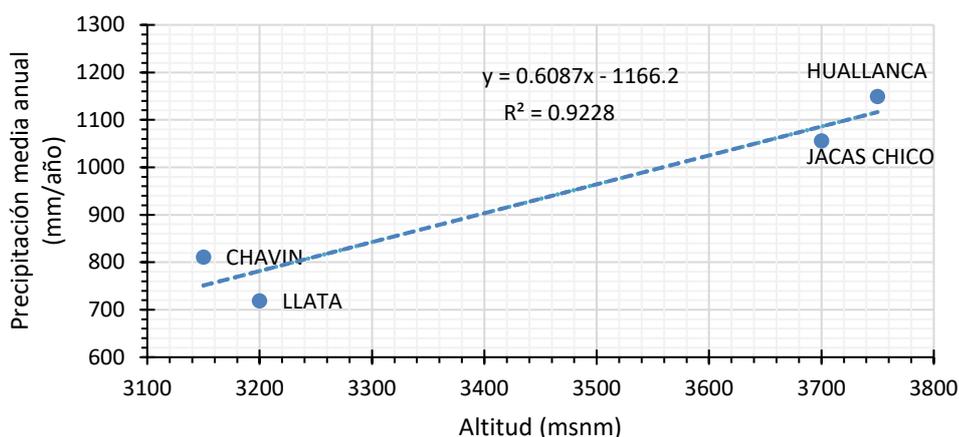


Figura 3-14: Precipitación - Altitud. Fuente: Propia

3.2.4 Análisis de Caudales

La información disponible de caudales corresponde a la estación hidrométrica Tingo Chico, ubicada en el río Marañón. Esta estación será usada como nuestra principal referencia para entender las descargas en el río Tantamayo (que no posee información hidrométrica). La data de esta estación fue obtenida de (HPG, 2015), que a su vez se referencio en el “Estudio de Aprovechamiento Hídrico de la C.H Carpa”. Esta estación cuenta con un periodo de información de 14 años, para el completado y extendido de la información de Tingo Chico, se ha realizado mediante el modelamiento hidrológico precipitación-escorrentía, utilizando la información de las estaciones de precipitación. En el anexo A.1, se ve en detalle los caudales históricos disponibles para la estación Tingo Chico en m³/s.

3.2.5 Generación de Caudales usando el software WEAP (Water Evaluación and Planning)

Es de conocimiento del autor la existencia de otros programas para generación de caudales, la elección de WEAP va por su versatilidad y por la experiencia adquirida en proyectos similares, como es definido en (Sieber & Purkey, 2011), es un programa que puede ser aplicable en sistemas agrícolas, modelos de múltiples subcuencas o complejos sistemas de ríos (en el cual encajaría el análisis realizado).

La metodología seguida para la generación de los caudales tanto en el río Marañón (estación Tingo Chico), como en el río Tantamayo se explica brevemente en la Figura 3-15. En el bloque i, se ve la preparación de la data de entrada para el modelo, en el bloque ii se explican las capas consideradas en el modelo “Soil moisture model”, en el bloque iii se explica cómo se obtienen los caudales del río Marañón (Tingo Chico), se calibraron los resultados para el periodo de datos 1976-1993. La obtención de los caudales en el río Tantamayo se da por ser un afluente del río Marañón, y por las condiciones de ambos sistemas de cuencas, datos definidos en el programa y que tendrán más detalle en las siguientes líneas.

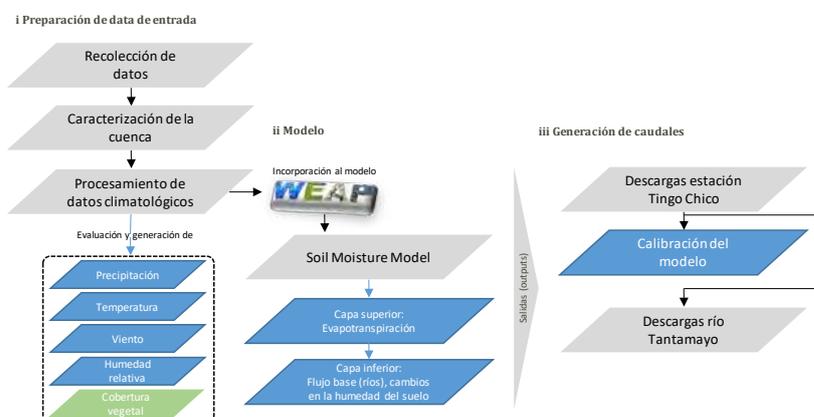


Figura 3-15: Metodología seguida para la generación de caudales. Fuente: Propia

Recordando la sección 3.2.2, las series mensuales de precipitación para las subcuencas se obtuvieron por un proceso de ponderación mediante los polígonos de Thiessen (ver Figura 3.6), se tienen los porcentajes de área de influencia de cada estación sobre las cuencas Tantamayo y Tingo Chico (referencia). A su vez en la sección 2.1.9, se estiman las áreas de influencia de cada una de las capas de cobertura vegetal en las cuencas de estudio y referencia. Es con esta data de entrada que se puede extrapolar el análisis de la cuenca del río Marañón en la cuenca del río Tantamayo.

Método de Generación de Caudales

Para la generación de escorrentía se da uso del modelo “Soil Moisture Model” del WEAP, representando a la cuenca en dos etapas, como se puede observar en el bloque ii en la figura 3-15. Siguiendo esta metodología se generaron descargas en el río Tantamayo y específicamente en el río Marañón (estación Tingo Chico). En la figura 3-16, se muestra el esquema utilizado en el modelo.

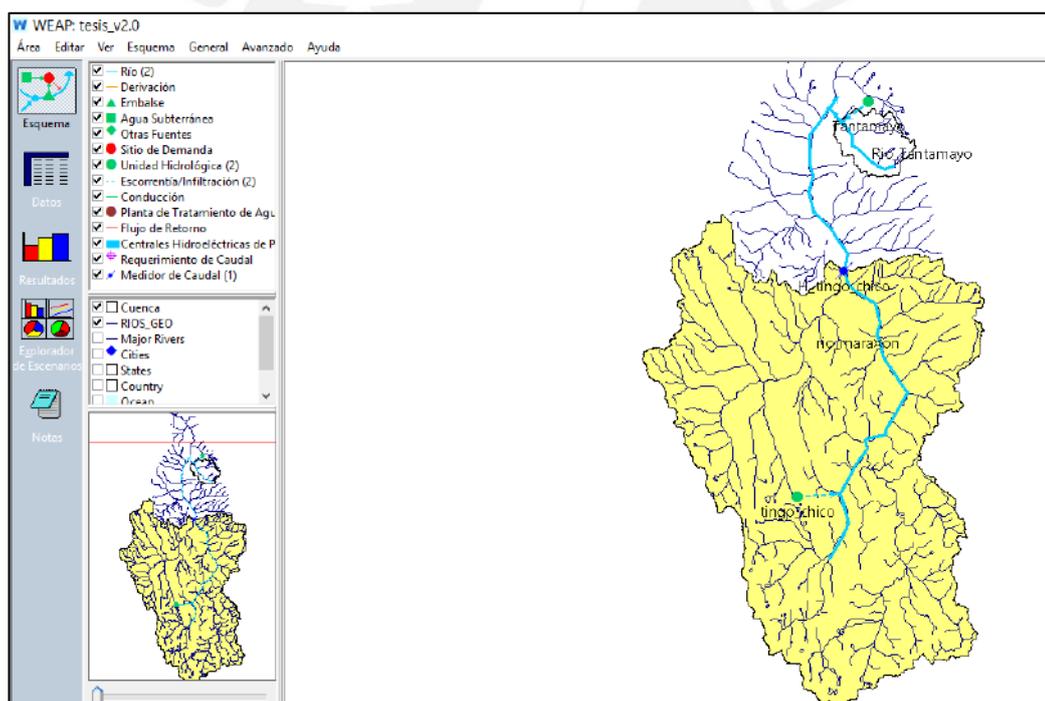


Figura 3-16: Esquema de modelación WEAP. Fuente: Propia

Calibración

Para fines del desarrollo de la tesis se ha considerado los registros hidrométricos de la estación Tingo Chico para el periodo 1976-1993 porque representan las condiciones naturales de los caudales que discurren en los ríos Tantamayo y Tingo Chico.

La calibración del modelo se realizó a nivel mensual a través de la comparación gráfica entre los caudales simulados y aforados en la estación Tingo Chico, la eficiencia que arroja el modelo fue medida con la ecuación Nash-Sutcliffe que arroja un valor de 67%, sin embargo, la eficiencia logarítmica que está determinada por los flujos base (caudales en estiaje) muestra Nash-Sutcliffe de 80% los resultados se muestran en la Figura 3-17 y el Anexo A.2.

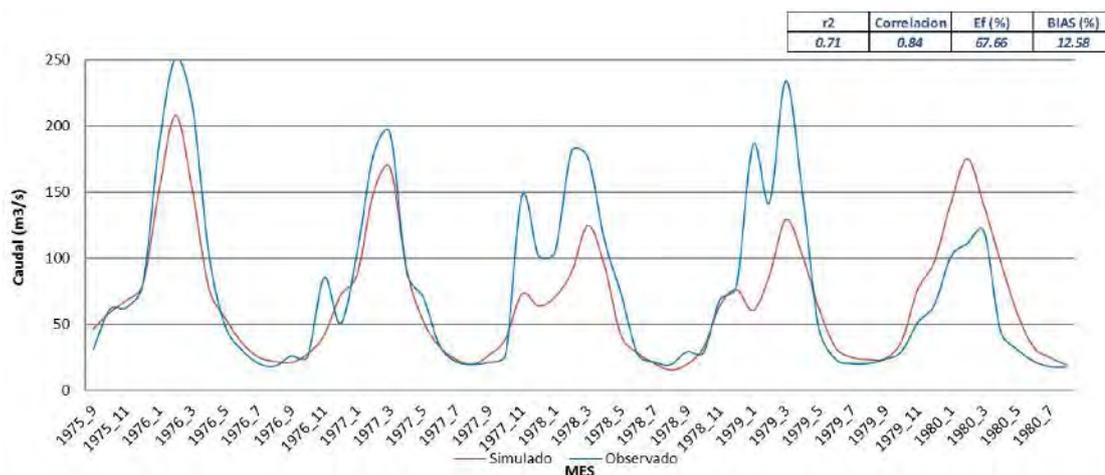


Figura 3-17: Variación de caudales mensuales observados y simulados, periodo 1976-1980. Fuente: Propia

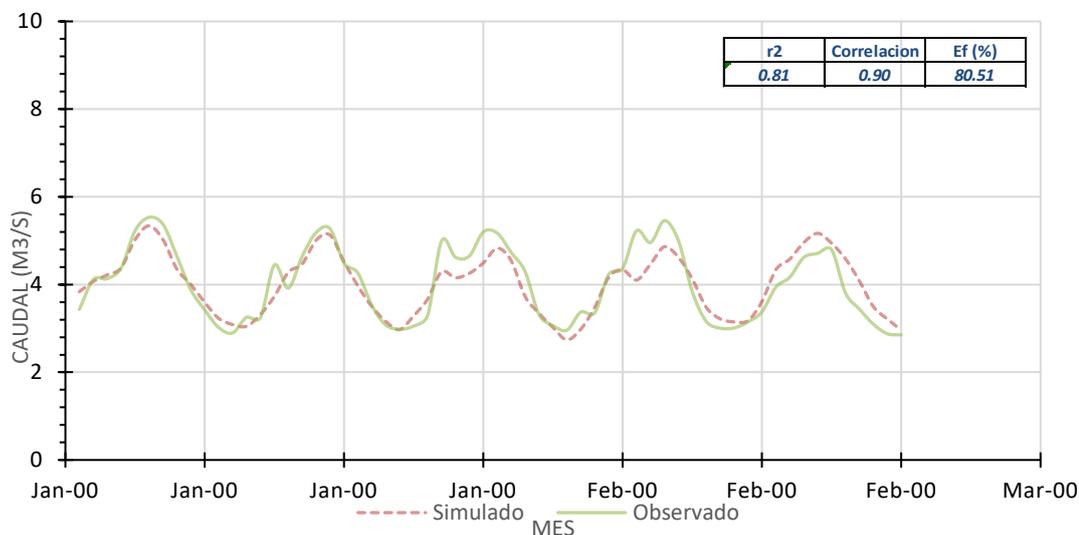


Figura 3-18: Variación de caudales mensuales mínimos observados y simulados, periodo 1976-1980. Fuente: Propia

Tabla 3-10: Resultados de la simulación de caudales. Fuente: Propia

CAUDALES	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.
Simulado	118.1	153.5	153.2	97.4	51.2	31.7	23.6	21.2	26.9	49.7	69.1	87.9
Observado	147.2	165.7	172.2	103.8	57.1	29.5	22.2	20.8	25.5	49.5	80.3	90.1

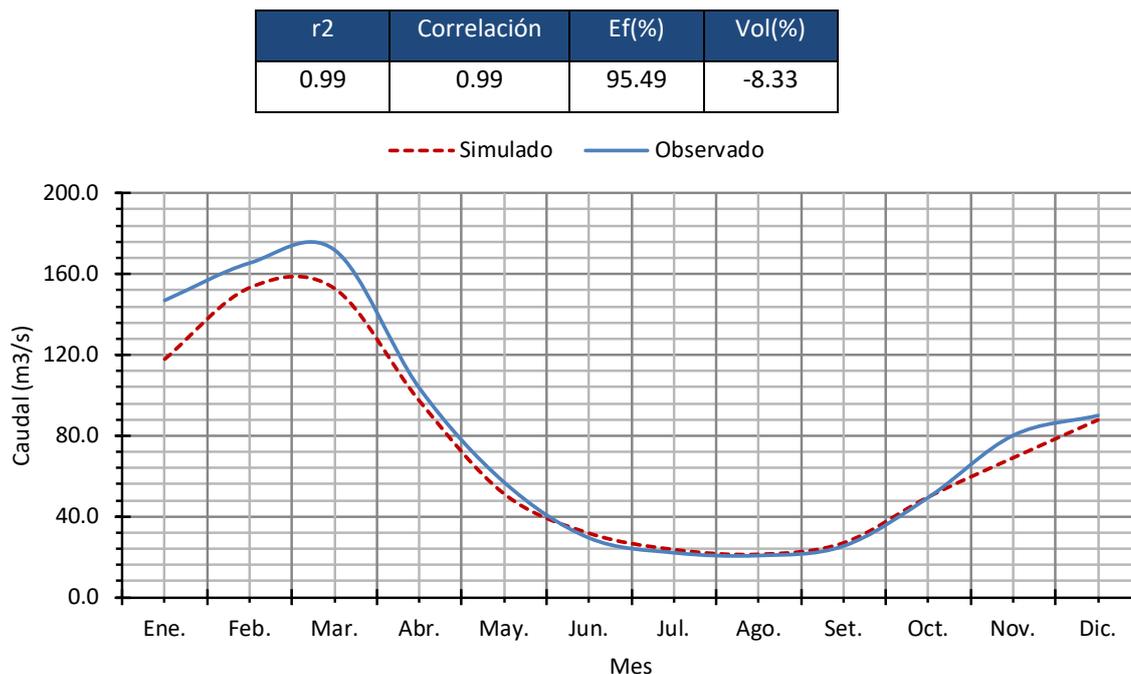


Figura 3-19: Variación de caudales medios anuales observados y simulados. Est. Tingo Chico. Fuente: Propia

Los resultados para el periodo 1966-1970 indican una buena correspondencia entre los caudales observados y simulados, sobre todo en la época de estiaje al verse una menor diferencia entre los valores (ver Figura 3-19). Además de existir un grado alto de correlación de acuerdo con el coeficiente de determinación, que a su vez se encuentra en rangos normales para modelos hidrológicos de tiempo mensual.

- 1) Opción A: Una vez obtenida la simulación de la cuenca de referencia (rio Marañón) y de la cuenca de estudio (rio Tantamayo). Con los valores obtenidos del rio Tantamayo, se procede a usar la siguiente relación (ver ecuación 4), obteniendo las descargas de optar por una captación en el punto A. En la figura 3-20 se observa la curva de persistencias y en la tabla 3-11, los distintos caudales medios y los valores al 50, 75, 80 y 85 % de persistencia. La Autoridad Nacional del Agua (ANA), recomienda un caudal de diseño al 75%.

$$Q_A = Q_B \cdot \frac{P_A A_A}{P_B A_B} \quad (4)$$

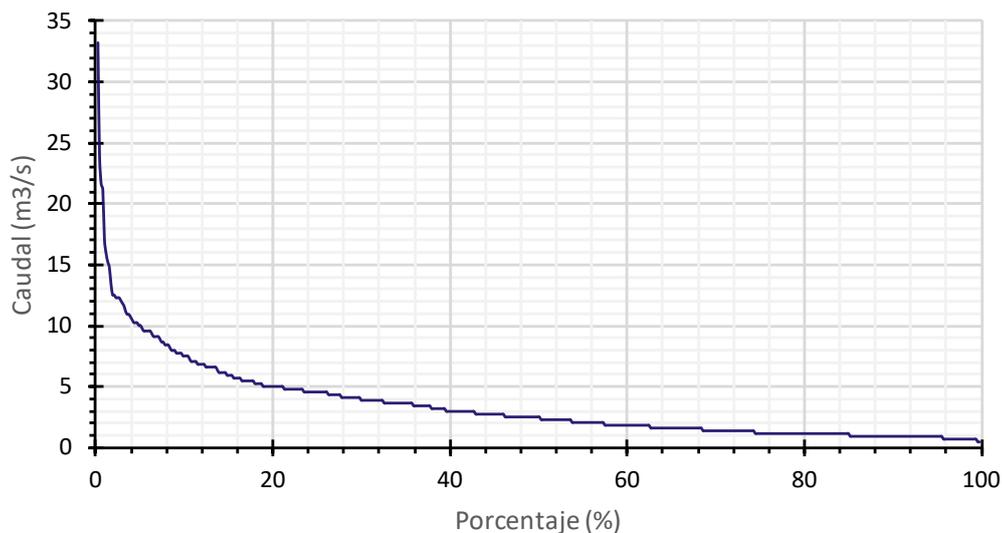


Figura 3-20: Curva de Persistencias para la alternativa A. Fuente: Propia

Tabla 3-11: Caudales alternativa A. Fuente: Propia

CAUDALES MEDIOS MENSUALES - ALTERNATIVA A (m ³ /s.)													
AÑO	ENE.	FEB	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	PROM
PROM.	5.14	5.90	7.76	4.54	2.28	1.59	1.16	0.99	1.20	1.99	4.47	4.77	3.48
Q(50%)	3.41	5.00	7.05	4.32	2.27	1.36	1.14	0.91	1.14	1.59	3.64	4.32	3.01
Q(75%)	2.50	3.64	4.77	3.41	1.82	1.14	0.91	0.68	0.91	1.14	2.50	2.96	2.20
Q(85%)	2.05	2.86	4.46	3.09	1.59	1.05	0.91	0.68	0.91	0.91	2.09	2.41	1.92
Q(95%)	1.82	2.18	3.86	2.55	1.36	0.91	0.68	0.68	0.68	0.91	1.64	1.64	1.58

- 2) Opción B: Se seguirá el mismo procedimiento que para opción A. En la figura 3-21 se observa la curva de persistencias, y en la tabla 3-12, los valores de caudal generados.

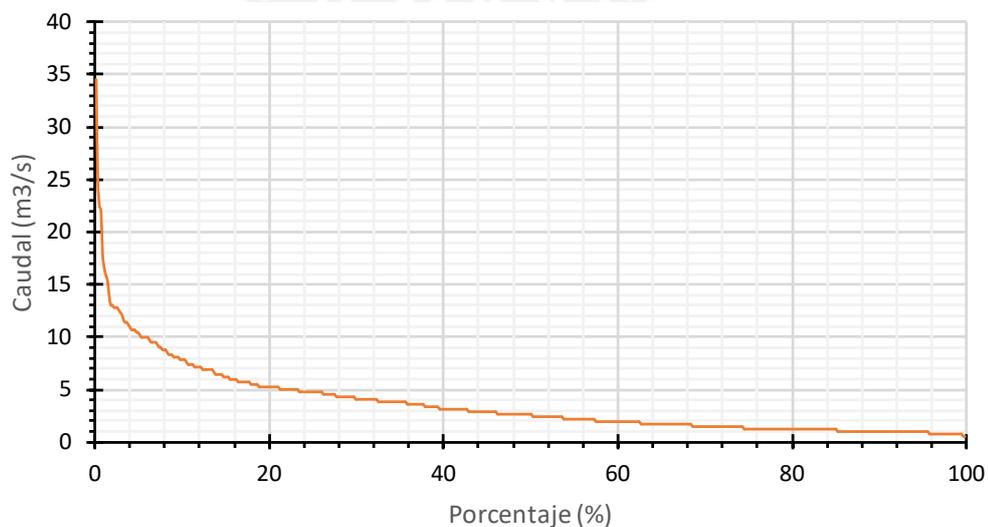


Figura 3-21: Curva de Persistencias para la alternativa B. Fuente: Propia

Tabla 3-12: Caudales alternativa B. Fuente: Propia

CAUDALES MEDIOS MENSUALES - ALTERNATIVA B (m ³ /s.)													
AÑO	ENE.	FEB	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	PROM
PROM.	5.34	6.13	8.08	4.72	2.38	1.65	1.20	1.02	1.25	2.07	4.65	4.97	3.62
Q(50%)	3.55	5.20	7.33	4.49	2.36	1.42	1.18	0.95	1.18	1.66	3.78	4.49	3.13
Q(75%)	2.60	3.78	4.97	3.55	1.89	1.18	0.95	0.71	0.95	1.18	2.60	3.07	2.29
Q(85%)	2.13	2.98	4.63	3.22	1.66	1.09	0.95	0.71	0.95	0.95	2.18	2.51	1.99
Q(95%)	1.89	2.27	4.02	2.65	1.42	0.95	0.71	0.71	0.71	0.95	1.70	1.70	1.64

- 3) Opción C: Se seguirá el mismo procedimiento que para opción A y B. En la figura 3-22 se observa la curva de persistencias, y en la tabla 3-13, los valores de caudal generados.

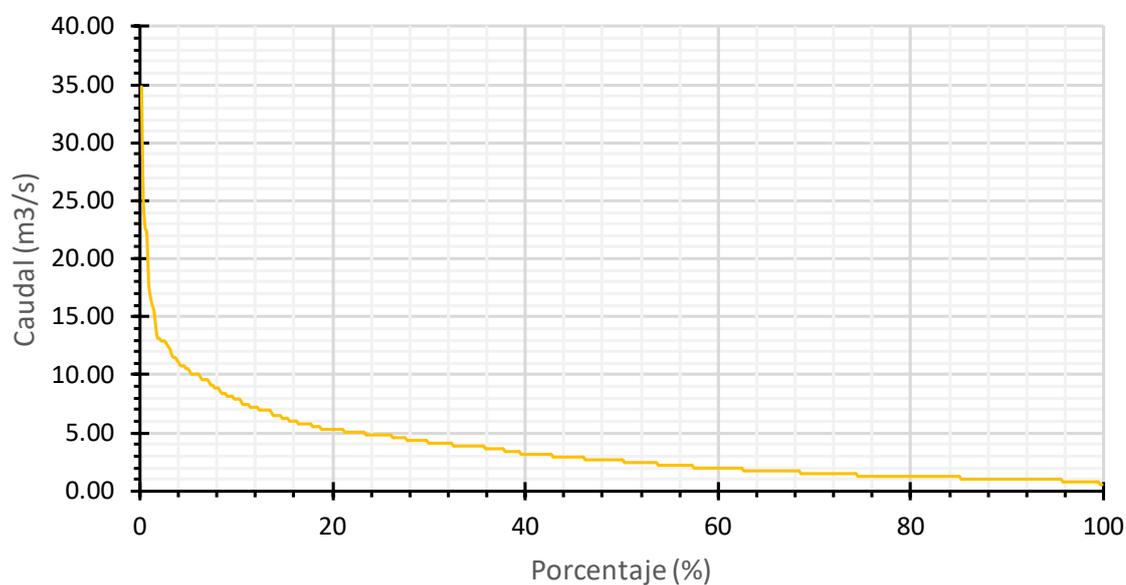


Figura 3-22: Curva de Persistencias para la alternativa C. Fuente: Propia

Tabla 3-13: Caudales alternativa C. Fuente: Propia

CAUDALES MEDIOS MENSUALES - ALTERNATIVA C (m ³ /s.)													
AÑO	ENE.	FEB	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	PROM
PROM.	5.39	6.18	8.15	4.76	2.40	1.66	1.21	1.03	1.26	2.08	4.69	5.01	3.65
Q(50%)	3.58	5.25	7.39	4.53	2.38	1.43	1.19	0.95	1.19	1.67	3.82	4.53	3.16
Q(75%)	2.62	3.82	5.01	3.58	1.91	1.19	0.95	0.72	0.95	1.19	2.62	3.10	2.31
Q(85%)	2.15	3.00	4.67	3.24	1.67	1.10	0.95	0.72	0.95	0.95	2.19	2.53	2.01
Q(95%)	1.91	2.29	4.05	2.67	1.43	0.95	0.72	0.72	0.72	0.95	1.72	1.72	1.65

3.2.6 Análisis de máximas avenidas

La zona de captación no cuenta con información de máximas avenidas o de caudales máximos diarios o instantáneos. Siendo esta la razón principal para la determinación de descargas máximas para diferentes periodos de retorno, utilizando el procedimiento de análisis regional de avenidas en los ríos del Perú (1979), apoyado en las curvas envolventes de Creager (Basado en una serie de observaciones de descargas máximas).

La curva envolvente planteada por W. Creager es la descrita en la ecuación 5, la constante n usada en la misma se presenta en la ecuación 6.

$$Q = 46 \times C \times A^n \quad (5)$$

$$n = 0.894 \times A^{-0.048} \quad (6)$$

Donde:

Q = Descarga máxima en pies³/seg

A = Área de la cuenca en millas²

C = Coeficiente que depende de las características de la cuenca.

En el Perú, dada la ausencia de mediciones hidrométricas en muchas zonas del país, mediante la cooperación energética peruana – alemana y la ONERN, se realizó el estudio “Análisis Regional de las avenidas en los ríos del Perú”, determinando una metodología para el cálculo de avenida en distintos tiempos de retorno, la formula final en función del área de cuenca, se puede observar en la ecuación 7.

$$Q_{max} = (C_1 + C_2) \log(T) A^{mA^{-n}} \quad (7)$$

Donde:

Qmax = Caudal máximo en m³/s

T = Periodo de retorno en años

m,n = Constantes

C₁, C₂ = Constantes

Dada la ubicación de nuestra zona de estudio, tendremos como parámetros, $C1 = 0.27$, $C2 = 1.48$, $m = 1.02$ y $n = 0.04$.

Tabla 3-14: Caudales de máxima avenida (m^3/s). Fuente: Propia

Alternativa	Área km^2	TR (años)				
		10	20	50	100	200
A	155.27	117	153	199	235	270
B	161.50	120	157	205	241	277
C	162.89	121	158	206	242	279

3.2.7 Caudal de diseño para las obras civiles

Normalmente para la elección del caudal de diseño de las obras civiles se toma en cuenta el caudal que dura el 90% para evaluar la potencia disponible y 50% para obtener la potencia adicional con almacenamiento o puede tomarse el caudal que permanece mayor tiempo según la curva de frecuencias (persistencias).

Además, debe de tenerse en cuenta si la PCH es aislada o interconectada. Si la naturaleza de la misma es aislada, el caudal elegido debe de garantizar durante la vida del proyecto la demanda de energía anual y la potencia pico para el último año del proyecto. En el caso de tener una PCH interconectada, como en nuestro caso, se elige el caudal de mayor permanencia en el afluente basándonos en la curva de frecuencias (persistencias). (Ortiz Flórez, 2001)

Para nuestro caso, procederemos a elegir el caudal al 75%, siguiendo la recomendación del ANA, y teniendo como precedente que la PCH es interconectada.

Tabla 3-15: Caudales de diseños seleccionados para cada alternativa. Fuente: Propia

	Alternativa A	Alternativa B	Alternativa C
Qdiseño (m^3/s)	2.20	2.29	2.31

CAPITULO 4. DISEÑO DE OBRAS CIVILES

En el presente capítulo se verá a nivel de prefactibilidad el diseño de los componentes hidráulicos de la pequeña central hidroeléctrica aprovechando el desvío de las aguas del río Tantamayo mediante el uso de elementos convencionales como: presa de derivación, captación, desarenador, canal de conducción, cámara de carga y tubería forzada, para desarrollar un salto bruto promedio de 512 metros.

4.1 Elección de alternativa de captación

Al poseer caudales similares en los puntos de captación, debemos de fijarnos en la caída bruta que tienen cada una de las secciones. Teniendo en cuenta que la casa de Maquinas se encontrara al pie del Marañón con una cota aproximada de 2676 msnm.

Tabla 4-1: Caída bruta de cada una de las alternativas. Fuente: Propia

	Altura (m.s.n.m)	Casa de Máquinas (m.s.n.m)	Caída Bruta (m)
Captación A	3198	2676	522
Captación B	3142	2676	466
Captación C	3106	2676	430

Viendo la Tabla 4-1, se observa que la opción A posee una caída bruta de 522 metros que es mayor a lo encontrado tanto en las opciones B y C. Es por esto último que se opta por elegir esta alternativa pese a contar con un relativo menor caudal con respecto a las otras opciones (diferencia de 4.10% con B y de 4.80% con C). El caudal calculado (ver Tabla 3-15), es de 2.20, se asumirán para fines de los cálculos un caudal de diseño de 2 m³/s.

4.2 Balance Hídrico de la Alternativa Seleccionada

a. Balance Hídrico Sin Proyecto

Para determinar el caudal disponible de la opción A, realizamos el balance hidrológico preliminar, tomando el caudal correspondiente al 75% de persistencia. En cuanto al caudal ecológico, se asumirá para fines prácticos del desarrollo de la tesis el valor de 15% del caudal promedio total tanto en época de avenida como estiaje. Se toma esta asunción siguiendo los lineamientos dados por el memorando 018-2012-ANA-DCPRH-ERH-SUP, el cual define en su punto 9.1, que para cursos de agua con caudales medios anuales menores a 20 m³/s, el caudal ecológico será como mínimo 10% del caudal medio mensual para la época de avenida y para la época de estiaje será de un 15%. En la Tabla 4-2, se determina que el caudal promedio anual disponible para la PCH es de 1.68 m³/s.

Tabla 4-2: Balance Hídrico Sin Proyecto. Fuente: Propia

Descripción	ENE.	FEB	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	PROM
Oferta al 75% m ³ /s	2.50	3.64	4.77	3.41	1.82	1.14	0.91	0.68	0.91	1.14	2.50	2.96	2.20
Demanda Total (Qeco) en m ³ /s	0.77	0.88	1.16	0.68	0.34	0.24	0.17	0.15	0.18	0.30	0.67	0.72	0.52
Disponibilidad para la PCH m ³ /s	1.73	2.75	3.61	2.73	1.48	0.90	0.74	0.53	0.73	0.84	1.83	2.24	1.68

b. Balance Hídrico Con Proyecto

En la Tabla 4-3, se muestra el balance hídrico para la situación futura, para la cual se está considerando como caudal de diseño de la PCH 2 m³/s. En la Figura 4-1, se ve el balance de caudales para el proyecto, todos los puntos encima de la línea de demanda servirán para el llenado de la cámara de carga.

Tabla 4-3: Balance Hídrico Con Proyecto. Fuente: Propia

Descripción	ENE.	FEB	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	PROM
Demanda PCH m ³ /s	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Disponibilidad para la PCH m ³ /s	1.73	2.75	3.61	2.73	1.48	0.90	0.74	0.53	0.73	0.84	1.83	2.24	1.68
Utilización de la PCH m ³ /s	1.73	2.00	2.00	2.00	1.48	0.90	0.74	0.53	0.73	0.84	1.83	2.00	1.68

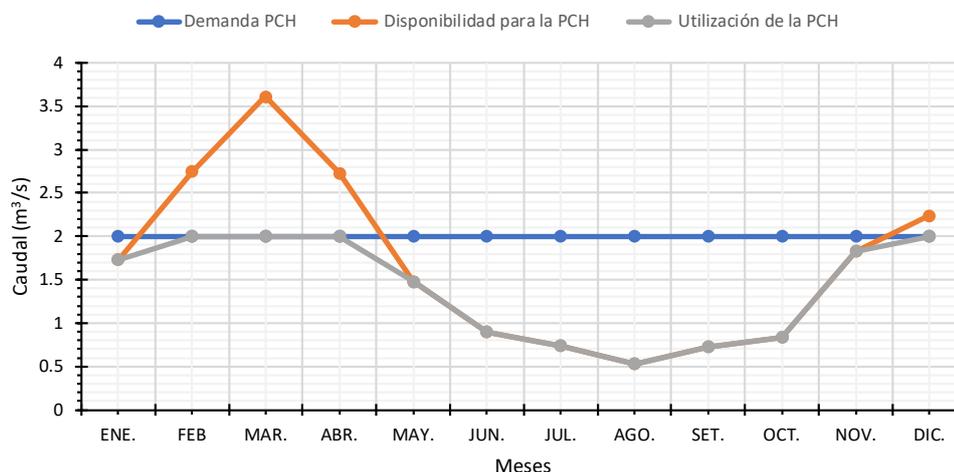


Figura 4-1: Balance hídrico con proyecto. Fuente: Propia

En la Tabla 4-3 se observa que para los meses de diciembre a abril se satisface las necesidades de la PCH en un 90%, mientras que para los meses de mayo a noviembre se satisface en un promedio de 60%. Siendo un ciclo satisfactorio para el desarrollo del proyecto, pudiendo usar la cámara de carga para resguardar caudal en la época de estiaje.

4.3 Opciones de trazado con la alternativa seleccionada

Recordando la Figura 2-10, al tenerse una cantidad importante de restos arqueológicos en la margen derecha, se decide optar por la margen izquierda para el desarrollo de este. Se procederá a plantear la siguiente configuración:

- i) Pequeña central hidroeléctrica de derivación, con uso de túnel, cámara de carga y casa de máquinas: Siendo esta opción una de las más típicas en nuestro medio, usando como medio de transporte de la descarga un canal abierto, que trabajara dentro del túnel solo por gravedad (ver Figura 4-2).

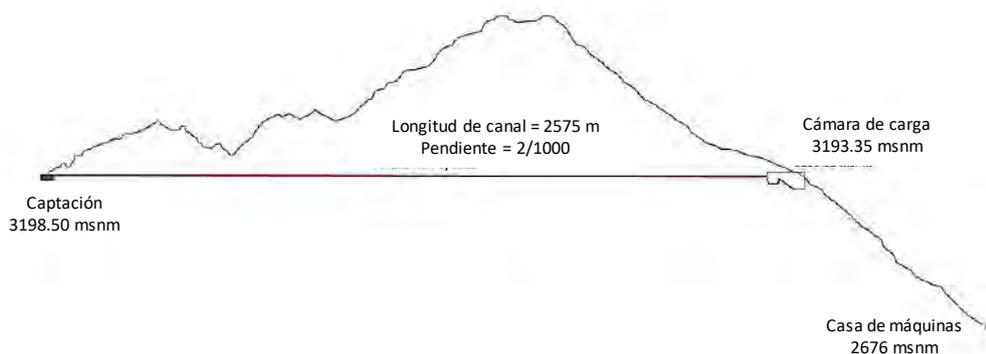


Figura 4-2: Esquema Pequeña Central Hidroeléctrica. Fuente: Propia

4.4 Diseño de obra de captación

Existen diferentes tipos de bocatoma (ver sección 1.2.1), de acuerdo con estas recomendaciones, se optará por el diseño de una toma convencional. En la Figura 4-3, podemos apreciar la distribución de las estructuras que forman parte de esta. La pendiente media del río Tantamayo fue aproximada a 11%.

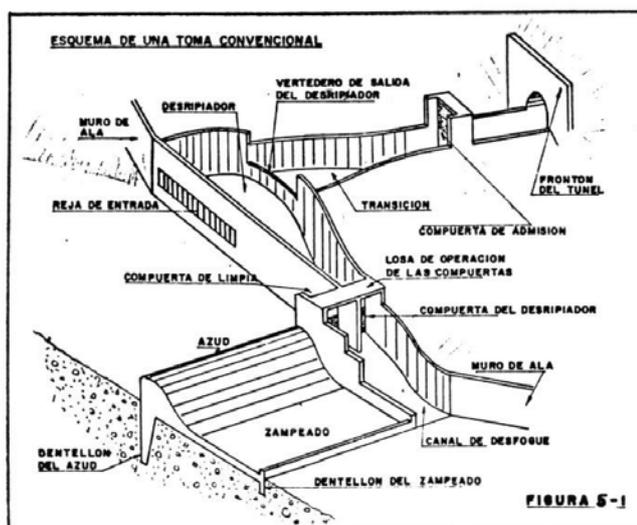


Figura 4-3: Esquema de la toma convencional. Fuente: Sviatoslav 1978

4.4.1 Diseño del Azud

Procedemos al diseño del azud (tipo WES) del manual de diseño dado por US Army Corps:

- Se diseña para un caudal con un periodo de retorno de 100 años, en nuestro caso el caudal para el diseño es de 235 m³/s.
- La relación entre la altura y la carga de diseño debe ser menor a 1.4 ($H / H_d < 1.4$), a fin de evitar cavitación. Como práctica usual dentro de los parámetros dados por la US Army Corps, está como ratio de diseño $H / H_d = 1.33$.

1. Estimación del ancho de encauzamiento:

Para la estimación del ancho de encauzamiento seguiremos la metodología descrita por (Canchaya & Chero, 2019), asumiendo como el ancho del encauzamiento un valor intermedio entre las ecuaciones 8 y 9. Para realizar estos cálculos se toma de la Tabla 3-14 el caudal de máxima avenida a un periodo de retorno de 100 años ($Q = 235 \text{ m}^3/\text{s}$). La constante a es el parámetro que caracteriza el cauce, en nuestro caso asumiremos el valor de 1.

$$B = \frac{a \cdot Q^{1/2}}{s^{1/5}}; \langle \text{Altunin} \rangle \quad (8)$$

$$B = 2.45Q^{1/2}; \langle \text{Petit} \rangle \quad (9)$$

Los resultados tanto de la ecuación 8 (Altunin) como la ecuación 9 (Petit) son 21.94 y 34.56 m, respectivamente. Se asumirá el valor de 24.5 metros un intermedio entre ambos, teniendo en cuenta las condiciones topográficas donde se emplazará la captación.

2. Tirante normal de encauzamiento:

Se calculo el tirante en la zona de encauzamiento tomando en cuenta un coeficiente de Manning por las características del rio de 0.15 de acuerdo a (Chow, 1994), tomando en cuenta lo descrito en al sección 2.1.7, al caracterizarse geotécnicamente la mayoría de los suelos como arcillosos.

$$Q = \frac{1}{n} (B \cdot y_n) \left(\frac{B \cdot y_n}{B + 2y_n} \right)^{2/3} S^{1/2} \quad (10)$$

Con la ecuación 10, e iterando para los valores de caudal de máxima avenida (235 m³/s) y caudal de río (2 m³/s), se obtuvieron los tirantes de 2.60 (avenida) y 0.14 (promedio) metros respectivamente.

3. Cálculo de carga sobre el barraje:

Conociendo el valor del caudal de diseño (avenida) y el ancho de encauzamiento procedemos a reemplazar el mismo en la ecuación 11:

$$Q = \mu \times L_1 \times \sqrt{2 \times g \times H} \times H^{3/2} \quad (11)$$

$$\Leftrightarrow 235 = 0.526 \times 24.5 \times \sqrt{2 \times 9.81 \times H} \times H^{3/2}$$

$$\Leftrightarrow H = 2.57 \text{ m}$$

Asumimos una relación $H/H_d = 1.3$. Por tanto, valor de la carga hidráulica de dimensionamiento será de $H_d = 1.98$ m. Asumimos el tipo 4 de estructura, por recomendaciones de la *US Army Corps*.

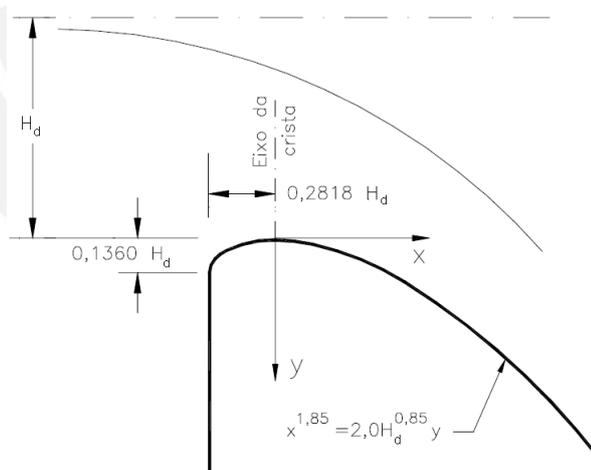


Figura 4-4: Solera espesa tipo WES, geometría en función a carga de dimensionamiento. Fuente: *US Army Corps*

En la Tabla 4-4, presentamos los resultados encontrados para la geometría WES seleccionada. Una descripción detallada de la solera se puede ver en la Figura 4-6, y los resultados de esta en la Tabla 4-5.

Tabla 4-4: Descripción geométrica de la solera. Fuente: Propia

Descripción Geométrica Solera	
$0.1360 H_d =$	0.27
$0.2818 H_d =$	0.56
$x^{1.85} =$	3.57 y

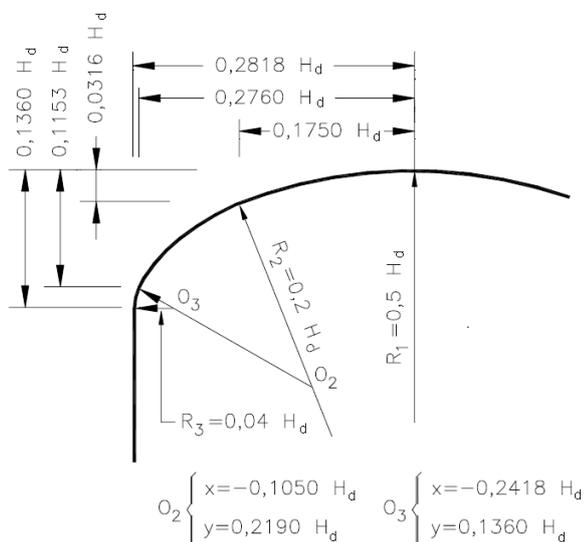


Figura 4-5: Solera espesa tipo WES, detalle de la geometría. Fuente: US Army Corps

A continuación, presentamos los resultados encontrados para la geometría WES seleccionada.

Tabla 4-5: Descripción detallada de la geometría de la solera. Fuente: Propia

Descripción Detallada Geometría Solera		
$0.1360 H_d =$	0.27	m
$0.1153 H_d =$	0.23	m
$0.0316 H_d =$	0.06	m
$0.2818 H_d =$	0.56	m
$0.2760 H_d =$	0.55	m
$0.1750 H_d =$	0.35	m
$R_1 =$	0.99	m
$R_2 =$	0.40	m
$R_3 =$	0.08	m
Coordenadas	X	Y
$O_1 =$	-0.21	0.43
$O_2 =$	-0.48	0.27

4.4.2 Diseño del canal de limpieza

A fin de disminuir la cantidad de sedimentos que podrían ingresar en el canal de conducción y eliminar el material de arrastre que se acumula debajo de la ventana

de captación, se procede al diseño de un canal de limpia (ver Figura 4-6). Para el diseño del canal de limpia seguiremos las recomendaciones dadas en (Canchaya & Chero, 2019) y (Mansen Valderrama, 2000)

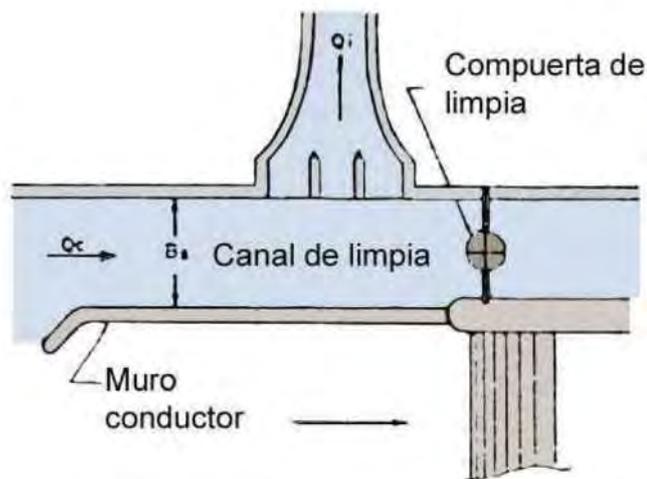


Figura 4-6: Canal de limpia. Fuente: Mansen 2000

1. Velocidad de arrastre:

Para el cálculo de la velocidad de arrastre (V_c), se asume como el diámetro del grano mayor (d) un valor de 0.1 metros, y se asume un coeficiente (c), de 4.5 para la mezcla de grava y arena, el cálculo se da mediante la ecuación 12.

$$V_c = 1.5 \cdot c \cdot d^{1/2} \quad (12)$$

Mediante la ecuación 12, se obtiene 2.13 m/s como velocidad de arrastre, parámetro que será usado en las siguientes secciones.

2. Caudal del canal de limpia:

Para el cálculo del caudal de limpia procederemos con las ecuaciones 13 y 14:

$$q = \frac{(V_c^3)}{g} \quad (13)$$

$$B = \frac{(Q_c)}{q} \quad (14)$$

Donde:

B : ancho del canal de limpia, en metros

Q_c : caudal a discurrir en el canal de limpia para eliminar el material de arrastre, en m^3/s .

q : caudal por unidad de ancho, en $m^3/s/m$.

g : gravedad, en m/s^2 .

Se fija un ancho de canal (B) de 4.5 metros, y usando la velocidad de arrastre de la sección anterior se obtiene un caudal (Q_c) de 4.46 m^3/s .

3. Pendiente del canal de limpia:

Para el calculo de la pendiente del canal de limpia, usaremos la ecuación 15

$$I_c = n^2 g^{10/9} q^{2/9} \quad (15)$$

Dónde:

I_c : pendiente critica.

n : coeficiente de rugosidad de Manning.

q : descarga por unidad de ancho (caudal unitario), en m^2/s .

El caudal unitario (q) es el mismo usado en la sección anterior, se asume un coeficiente de Manning de 0.15, con estos valores se obtiene una pendiente (I_c) de 0.28, que resulta mayor a la del rio ($S_{rio} = 0.11$).

4.4.3 Diseño de la toma de agua

La altura del barraje esta orientada a elevar o mantener un nivel de agua en el rio, que se pueda derivar un caudal hacia el canal principal o canal de derivación. De acuerdo a (Mansen Valderrama, 2000), definimos las siguientes cotas a usar en el azud, que servirán de referencia para la colocación de la toma o ventana de captación (ver Figura 4-7).

$$C_c = C_o + h_o + h + 0.20 \text{ (en metros)} \quad (16)$$

En la ecuación 16 y la Figura 4-6, vemos la cresta del barraje (C_c), la cota del lecho detrás del barraje del vertedero (C_o), la altura necesaria para evitar el ingreso de material de arrastre (h_o), el valor mínimo es de 0.60 metros, y la altura necesaria para poder captar el caudal de derivación (h).

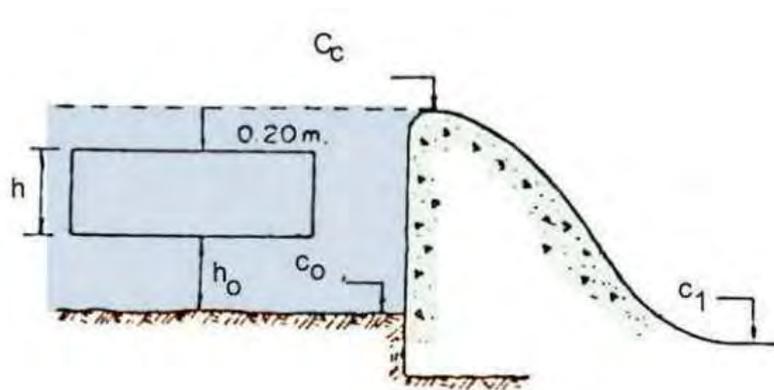


Figura 4-7: Definición de cotas en el azud/barraje. Fuente: Mansen 2000

i. Altura de la ventana de captación:

El caudal que ingresa por la ventana de captación se distribuye en dos tipos de caudales, caudal captado (Q_{cap}) y caudal de exceso (Q_{exc}). Como datos de entrada para el cálculo de estos caudales tomamos en cuenta un coeficiente de descarga (C_d) de 0.3, una altura de nivel de aguas (h_o) de 0.60 metros (se toma el mínimo) y se asume una velocidad entre los barrotes (V_b) de 0.2 m/s.

$$An = \frac{Q_{PCH}}{0.9V_b} \quad (17)$$

$$Q_{cap} = C_d(An\sqrt{2gh_o}) \quad (18)$$

$$Q_{exc} = Q_{cap} - Q_{PCH} \quad (19)$$

De las ecuaciones 17, 18 y 19 obtenemos los valores de 11.1 (m^2) para An , 5.5 m^3/s para Q_{cap} y 3.5 m^3/s para Q_{exc} . Se asume una longitud de 4 metros para la ventana de captación y un coeficiente c_v de 1.827 (de acuerdo con Fteley y Stearms).

$$h = \frac{Q_{cap}}{c_v.L} \quad (20)$$

De la ecuación 20, obtenemos el valor de 0.75 metros como el valor de la altura de la ventana de captación.

ii. Diseño del desripiador

El canal desripiador se diseñó para lavado constante, a modo de generar una velocidad que asegure el arrastre del material decantado, fijamos los valores de pendiente en 8/100 con un ancho de 1 metro, con lo que obtenemos una altura de 0.82, una velocidad de 4.3 m/s, para una descarga de 3.5 m^3/s .

iii. Longitud de transición:

Para el cálculo de la longitud de transición (L_{tr}), se tomó en cuenta el ancho del canal de conducción (B_2) de 4 metros, el ancho de la ventana de captación (B_1) de 2.5 metros, dentro de la ecuación 21.

$$L_{tr} = \frac{B_2 - B_1}{2 \tan 12.5^\circ} (m) \quad (21)$$

Con los valores anteriormente señalados se obtiene una longitud de transición de 3.38 metros.

iv. Compuerta de regulación:

Su principal función es regular la cantidad de caudal que pasa a la estructura de disipación para que seguidamente llegue al canal de derivación. Se pre dimensiona considerando una velocidad entre 2 y 2.5 m/s de acuerdo a (Mansen Valderrama, 2000). Para el cálculo del caudal se tomará en cuenta la ecuación 22.

$$Q = C.A.\sqrt{2gh} = C.A.V \quad (m^3/s) \quad (22)$$

Dónde:

C: coeficiente de descarga, su valor es entre 0.6 y 0.8

A: área de abertura de la compuerta (m^2)

g: gravedad (m/s^2)

h: diferencia de niveles aguas arriba y debajo de la compuerta (m)

Considerando un coeficiente de descarga de 0.7, asumiendo una velocidad de 2.5 m/s, a su vez un área de 2 m^2 , tendremos una abertura de 2.5 metros.

v. Estructura de disipación

Para el dimensionamiento de la estructura de disipación, buscamos el balance de energía, como puede observarse en la Figura 4-8.

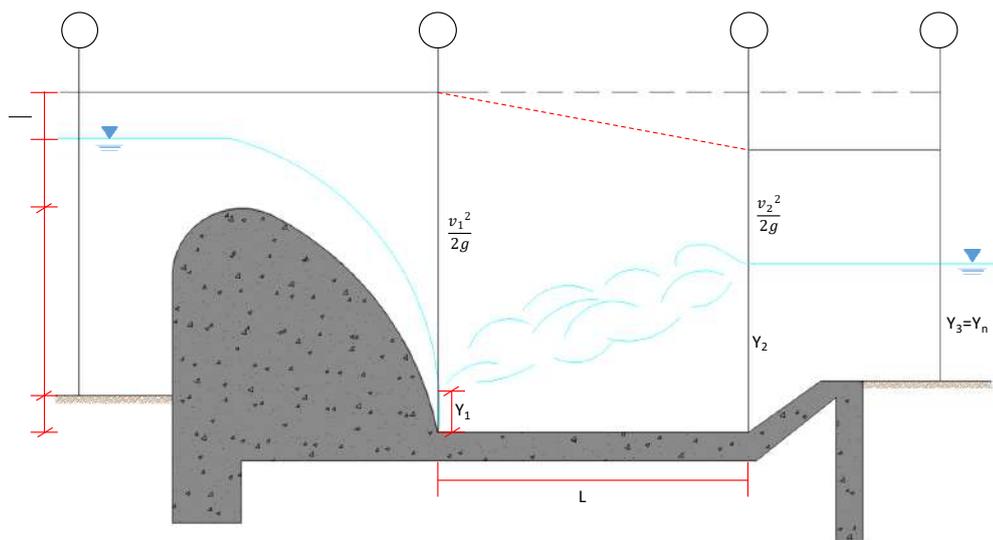


Figura 4-8: Sección del dissipador de energía. Fuente: Propia

A fin de realizar los cálculos asumimos los siguientes valores, r (0.4 m), y_1 (0.3 m), B (0.8 m), y usamos el mismo ancho del canal de regulación de 2.5 metros. Para encontrar la velocidad en la poza (V_{poza}), usamos la ecuación de continuidad encontrando un valor de 4.7 m/s. Seguidamente realizamos un balance de energía entre los puntos 0 y 1, teniendo las ecuaciones 23 y 24.

$$E_0 = r + B + H \quad (23)$$

$$E_1 = y_1 + \frac{V_{poza}^2}{2g} \quad (24)$$

Al igualar las ecuaciones 23 y 24, obtenemos el valor de 0.21 metros para H . Seguidamente buscaremos encontrar el valor de y_2 , para un tirante de 0.6 metros en el canal de derivación (y_n), para esto igualaremos los valores de energía entre los puntos 2 y 3, llegando a obtener la ecuación 25.

$$y_2 = -\frac{y_1}{2} + \sqrt{\frac{y_1^2}{4} + \frac{2V_{poza}^2 \cdot y_1}{g}} \quad (25)$$

$$r = y_2 - y_n \quad (26)$$

Con la ecuación 25, obtenemos el valor de 1 metro para y_2 , y comprobamos el valor de 0.4 metros asumido al inicio con la ecuación 26, obteniendo valores similares. Finalmente procedemos a calcular la longitud de la poza con la ecuación 27 del *U.S. Bureau of Reclamation*.

$$L = 4y_2 \text{ (m)} \quad (27)$$

vi. Perfil del barrage

El diseño del barrage se hace de acuerdo con USCE (*United States Corps of Engineers*). Calculando la cresta del barrage con las ecuaciones 28,29 y 30.

$$L_{tot} = L_0 + L_1 \text{ (m)} \quad (28)$$

$$L_0 = 0.27H_B \text{ (m)} \quad (29)$$

$$L_1 = (2 \cdot W \cdot H_B^{0.85})^{1/1.85} \text{ (m)} \quad (30)$$

Donde:

H_B : Carga sobre el barrage (m)

W : Altura del barrage (m)

Recordando lo visto en la sección 4.4.1, tenemos como valor de carga sobre el barrage 2.7 metros, y asumimos como valor de altura del barrage el tirante a máxima avenida mas 0.20 metros como borde libre (2.8 metros). Obteniendo una longitud de cresta de 4.70 metros. Con esta distancia se procede a calcular la forma de la cresta por tabulación variando el eje "x" de 0 a 4.7, y siguiendo la ecuación de la Figura 4-4.

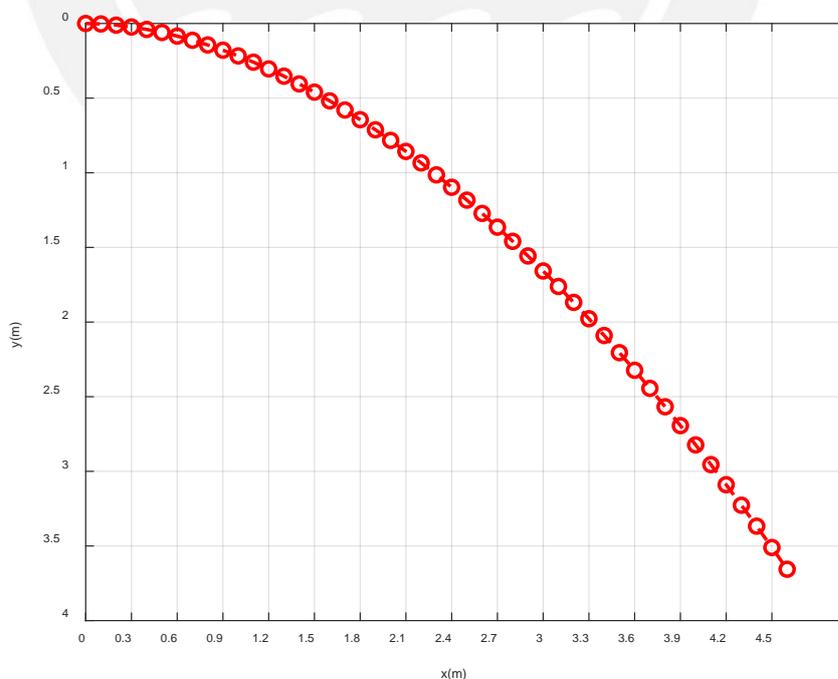


Figura 4-9: Perfil del barrage. Fuente: Propia

vii. Tirante a pie de barraje y conjugado

Dada la colocación del barraje en el cauce del río se genera un incremento de la energía potencial, que al momento de verter por encima del barraje se transforma en energía cinética que puede llegar a causar erosión en la estructura, razón de la construcción de las estructuras de disipación, como: solados (*apron*), colchón disipador (*stilling basin*), etc. (Mansen Valderrama, 2000)

El perfil hidráulico que se tiene en el azud se ve reflejado en la Figura 4-10, en las siguientes líneas calcularemos cada uno de los parámetros, realizando un balance de energía entre los distintos puntos.

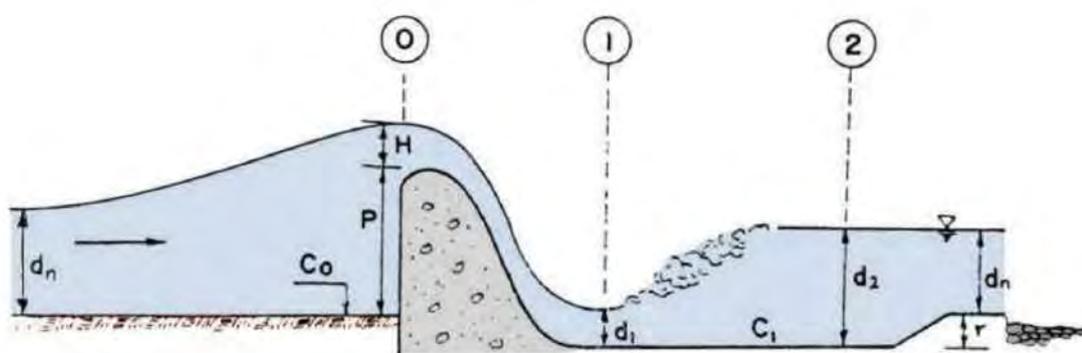


Figura 4-10: Parámetros hidráulicos. Fuente: Mansen 2000

De este esquema obtenemos la ecuación 31, donde C_0 es la cota del terreno, C_1 la cota del colchón disipador, P (m) es la altura del barraje, H (m) la altura de lámina vertical, d_1 (m) el tirante del río al pie del talud, hf_{0-1} (m) perdida por fricción entre 0 y 1, V_H (m/s) es la velocidad de la cresta del barraje y V_1 (m/s) es la velocidad al pie del talud.

$$V_1 = 2g \sqrt{C_0 - C_1 + P + H + d_1 + \frac{V_H^2}{2g} - hf_{0-1}} \quad [m/s] \quad (31)$$

Para resolver la ecuación asumimos los siguientes valores:

$r = 1.5$ m, diferencia entre C_0 y C_1 .

$hf_{0-1} = 0.1 V_H^2/2g$

$d_1 = 0.60$ m.

Con lo que se obtiene la ecuación 32.

$$V_1 = 2g \sqrt{r + P + H + d1 + 0.9 \frac{V_H^2}{2g}} \quad [m/s] \quad (32)$$

Se comprueba el valor supuesto de $d1=0.60$ metros, con la siguiente relación (ver ecuación 33)

$$d1 = q1/V1 \quad (33)$$

Al comprobar el valor de $d1$ obtenemos el valor de 0.68 metros, valor cercano al asumido. Con este valor procedemos a calcular el valor del tirante conjugado $d2$ con la ecuación 34.

$$d2 = -\frac{d1}{2} + \sqrt{\left(\frac{d1^2}{4} + 2 \frac{V_1^2}{g} d1\right)} \quad (34)$$

Estimando $d2$ en un valor de 3.68 metros, y comprobándolo finalmente con la ecuación 35.

$$dn + r = 1.15 d2 \quad (35)$$

Obteniendo un valor de 3.57 metros para $d2$, siendo un valor cercano y comprobando los supuestos iniciales.

viii. Longitud del colchón disipador

Una vez obtenidos los valores de d_1 y d_2 de la sección anterior, encontramos el valor de la longitud del colchón, eligiendo el mayor valor obtenido de las ecuaciones 36, 37, 38, 39, 40 y 41, teniendo también en cuenta el factor económico.

$$L = (5 \text{ a } 6) \times (d_2 - d_1) \quad (\text{Schoklitsch}) \quad (36)$$

$$L = 6 d_1 \cdot F_1 \quad (\text{Safranez}) \quad (37)$$

$$\text{siendo } F_1 = V_1 / \sqrt{g \times d} \quad (38)$$

$$L = 4 d_2 \quad (\text{U.S. Bureau of Reclamation}) \quad (39)$$

$$L = 5(d_2 - d_1) \quad (\text{Baklmnetev - Martzke}) \quad (40)$$

$$L = 2.5(1.4d_2 - d_1) \quad (\text{Pavloski}) \quad (41)$$

Después de realizar todos los cálculos, tomamos como valor de la longitud del colchón disipador 14.5 metros.

ix. Espesor del solado o colchon disipador

Para resistir el efecto de subpresión es recomendable que el colchón disipador tenga un espesor suficiente que soporte el empuje (Mansen Valderrama, 2000), como puede verse en la Figura 4-11.

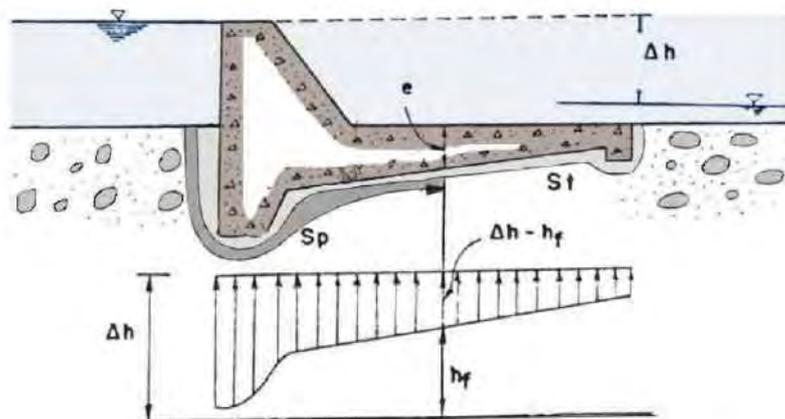


Figura 4-11: Distribución típica de un desarenador. Fuente: Mansen 2000

Dada la importancia de esta, asumiremos un valor de espesor de 1 metro, siendo el mínimo recomendable 0.9 metros, se asume este valor dado que para el cálculo se necesitan parámetros específicos del suelo, que deben de ser ensayados in-situ.

x. Enrocado de protección o escollera

Finalizando el colchón disipador es necesario colocar un enrocado (rip-rap), con el fin de reducir el efecto erosivo y contrarrestar el arrastre del material fino por acción de la filtración. (Mansen Valderrama, 2000). En la Figura 4-12, podemos observar un perfil con las variables a usar para el calculo de la longitud del enrocado (ver ecuación 42).

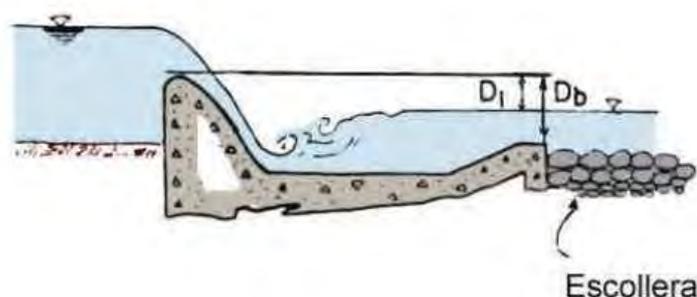


Figura 4-12: Enrocado de protección. Fuente: Mansen 2000

$$L_s = 0.6CD_1^{1/2} \left(1.12 \sqrt{q \cdot \frac{D_b}{D_1} - 1} \right) \quad (42)$$

Donde:

Db: altura comprendida entre la cota del extremo aguas abajo del colchón disipador y la cota de la cresta del barraje vertedero, en m.

D1: altura comprendida entre el nivel de agua en el extremo aguas abajo del colchón disipador y la cota de la cresta del barraje vertedero, en m.

q: avenida de diseño por unidad de longitud del vertedero. C

C: coeficiente de Bligh.

Con la ecuación 42, y tomando como valores para Db un valor de 2.6 m, para D1 un valor de 0.50 m, para C un valor de 6 (mix de grava y arena), y q el caudal de avenida por ancho de presa 7.65 m³/s/m. Obtenemos un valor de 15.40 metros de longitud de enrocado.

4.5 Diseño del desarenador

Al ser el desarenador una estructura de concreto armado que permite la retención de partículas en suspensión, que podrían llegar a causar colmatación (problemas de sedimentación) en la estructura de conducción. El esquema planteado por Krochim para el diseño es el siguiente:

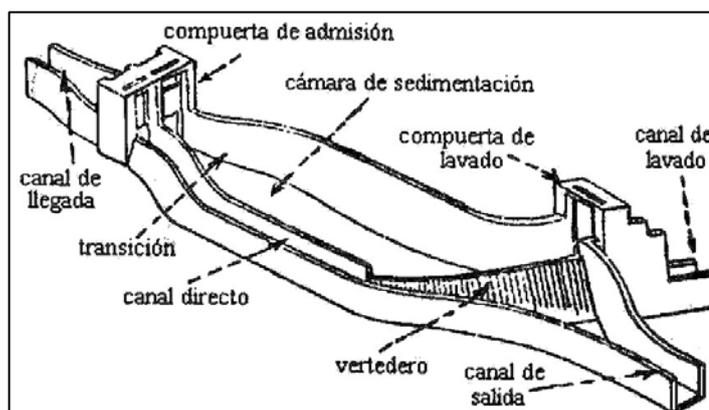


Figura 4-13: Distribución típica de un desarenador. Fuente: Krochim

- Cámara de sedimentación: En la misma las partículas sólidas decantan debido a la disminución de la velocidad de flujo producida por el aumento de la sección transversal. (ANA, 2010)

Para la selección del **diámetro de diseño** garantizamos que el tamaño de la partícula sea mayor que el retenido de por la nave de desarenación. Una regla práctica para el diseño de desarenadores para centrales se da por la altura de caída (ver Tabla 4-6).

Tabla 4-6: Diámetros de partícula de acuerdo con la altura de caída. Fuente: (ANA, 2010)

H (m)	d (mm)
100-200	0.6
200-300	0.5
300-500	0.3
500-1000	0.1
>1000	0.05

Para nuestro caso tendremos asumimos como tamaño de partícula 0.3 mm.

Para el cálculo de la **velocidad de flujo** en el desarenador, asegurando la decantación de la partícula debemos seguir con la ecuación 43.

$$V \left(\frac{cm}{s} \right) = a \sqrt{d(mm)} \quad (43)$$

Los valores de "a" dependen del diámetro de partícula seleccionado, los obtendremos de la Tabla 4-7.

Tabla 4-7: Valores de "a" de acuerdo con el diámetro de partícula. Fuente: (ANA, 2010)

d	a
>1 mm	36
0.1-1 mm	44
<0.1 mm	51

Para el diseño se toma la relación normalmente usada, ancho vs altura (B vs H), para el dimensionamiento de este tipo de estructuras, $B = 2.5 H$. A su vez para facilitar el lavado del concentrado de partículas hacia el centro del desarenador, tendremos una sección transversal con una pendiente de 1:6 (H:V).

Para el cálculo de la **longitud del desarenador**, se debe garantizar la decantación de la partícula de diseño y de aquellas de tamaños superiores, se obtiene a partir de la relación mostrada en la ecuación 44.

$$L = V \cdot H / w \quad (44)$$

donde:

V es la velocidad media de flujo en el desarenador (m/s).

H es la altura útil del desarenador (usualmente $H = 1.5$ a 4 m) (m).

w es la velocidad de sedimentación (m/s).

Para el cálculo de la velocidad de sedimentación existen distintos métodos escogeremos el más crítico. (ver Tabla 4-8)

Tabla 4-8: Velocidad de Sedimentación por distintos métodos. Fuente: Propia

Método	Velocidad de sedimentación (cm/s)
Arkangelski	3.24
Scotti Folglieni	4.571
Albertson	2.5
Owens	0.901

De todos los métodos, seleccionamos el método de Scotti Folglieni, expresado por la ecuación 45:

$$w = 3.8 \sqrt{d} + 8.3 d \quad (45)$$

Donde:

w - velocidad de sedimentación, en m/s

d - diámetro de la partícula, en mm

Para el cálculo de las dimensiones del tanque se asume una altura inicial, y se compara la capacidad del tanque hallada con el volumen de agua conducido para un determinado tiempo de concentración, de cumplir con la establecido las dimensiones seleccionadas serán las correctas. Para los cálculos detallados referirse al Anexo B-2.

4.6 Diseño hidráulico de la conducción

4.6.1 Túnel de conducción

Para el transporte del caudal captado hacia la cámara de carga optamos por una conducción en túnel, trabajando a pelo libre, se opta por una sección poligonal como se presenta en la Figura 4-14, esta será la sección hidráulica típica considerada a lo largo del túnel de conducción.

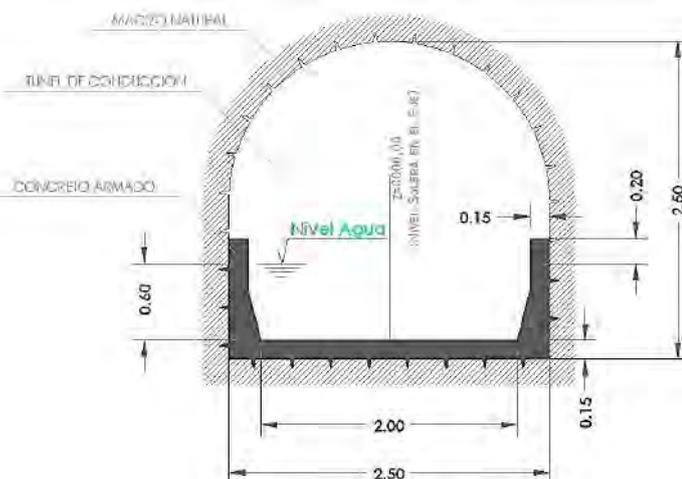


Figura 4-14 Sección Típica del Túnel de Conducción. Fuente: Propia

Tabla 4-9: Datos de entrada para el diseño del túnel de conducción. Fuente: Propia

Q diseño	2 m ³ /s
S	0.2%
Longitud	2575 m
n concreto	0.014

Para el diseño del túnel de conducción, se tomará una pendiente aproximada de 0.2%. Usaremos la ecuación de Manning, para su diseño (ver ecuación 46).

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (46)$$

Donde:

V: Velocidad según Manning (m/s)

n: Coeficiente de rugosidad

R: Radio hidráulico

S: Pendiente en m/m

Con los datos considerados previamente procederemos a usar la extensión Hydraflow de AutoCad Civil 3D para el diseño hidráulico del túnel de conducción teniendo los resultados presentados en la Tabla 4-10.

Tabla 4-10: Resultados túnel de conducción. Fuente: Propia

Tirante (m)	Caudal (m ³ /s)	Área (m ²)	Velocidad (m/s)	Wp (m)	Yc (m)	Energía (m)
0.56	2.00	1.19	1.68	3.15	0.46	1.16

El cálculo hidráulico hecho por Hydraflow es presentado en la Figura 4-15. En cuanto al software, este es usado para facilitar los cálculos de la sección. Además se debe de resaltar su capacidad para resolver otra serie de cálculos hidrológicos como hidráulicos, contando con la capacidad para evaluar redes de tuberías (y sus líneas de energía), diseñar alcantarillas y canales abiertos entre otras tantas aplicaciones, se puede tener un detalle más grande de esta extensión en (Autodesk, 2010).

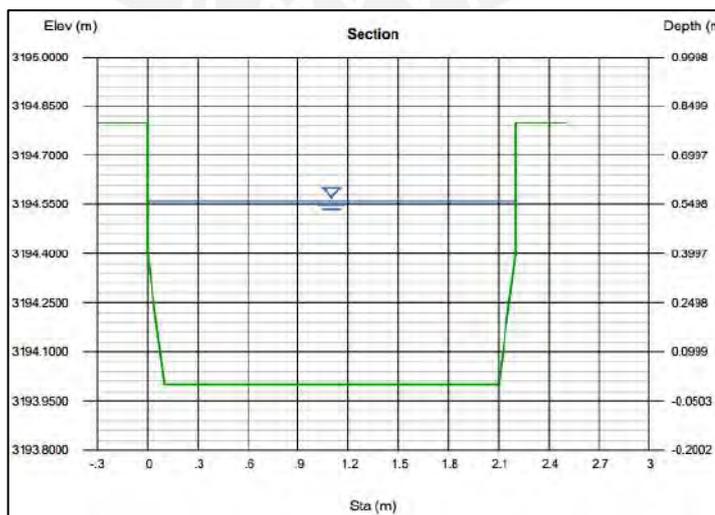


Figura 4-15 Tirante en la Sección del Túnel de Conducción. Fuente: Propia

4.7 Diseño del túnel

4.7.1 Geología presente en el trazado del túnel

Tanto para la alternativa de canal abierto, como para la de canal de conducción es necesario la construcción de un túnel, dado los restos arqueológicos de la zona como pudieron observarse en la sección 2.2.3 y más específicamente en la Figura 2-10.

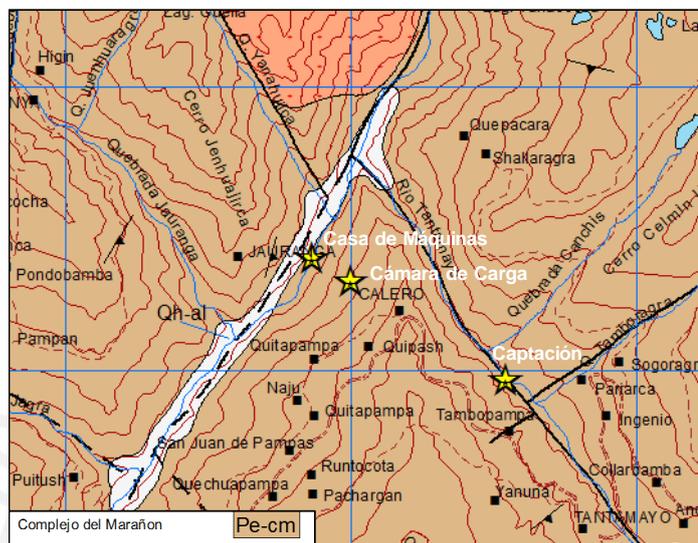


Figura 4-16: Geología en la zona del proyecto. Fuente: Propia

Viendo la carta geológica de INGEMMET 19-j y utilizando las coordenadas UTM de la ubicación de las obras civiles, podemos observar la geología que rodea a la zona de estudio (Figura 4-16). Es la misma que fue definida en el capítulo 2, viendo que es parte del complejo Maraón. Se sabe que la geología presente en el complejo Maraón indica una roca estable por experiencia de proyectos en la zona.

Para el diseño de nuestro túnel, nos guiaremos de la calidad del macizo rocoso en relación con su índice RMR:

Tabla 4-11: Calidad de macizos rocosos en relación al índice RMR. Fuente: (Gonzales de Vallejo et al., 2004)

Clase	Calidad	Valoración RMR	Cohesión
I	Muy Buena	100-81	>4 kg/cm ²
II	Buena	80-61	3-4 kg/cm ²
III	Media	60-41	2-3 kg/cm ²
IV	Mala	40-21	1-2 kg/cm ²
V	Muy Mala	<20	<1 kg/cm ²

Para el diseño del túnel se asume tipos de roca a lo largo del mismo, al tener en el complejo Maraón pizarras, lutitas y demás. No asumiremos en ningún tramo roca

tipo I. Se toma como referencia para los seccionamientos de tipos de roca la Figura 4-2.

- Se asumirá en total 10% de roca tipo V (257.5 metros) distribuidas a ambos costados del túnel, 10% de roca tipo IV (257.5 metros), 45% de roca tipo III (1158.75 metros), y 35% de roca tipo II (901.25 metros) ubicado al medio. Esta asunción es netamente para fines prácticos de la tesis, la misma deberá de ser corroborada en campo. Se tomó como referencia para la distribución de porcentajes un túnel típico usado en (HPG, 2015).
- El tipo de roca solo afectara al tipo de sostenimiento del túnel, evidenciado considerablemente en nuestro presupuesto estimado.
- Nuestro canal diseñado, estará dentro del túnel, se podría tener una conducción tipo baúl, pero esta no será evaluada en la presente tesis.

En la Figura 4-17, vemos un esquema del sostenimiento para los tipos I y II.

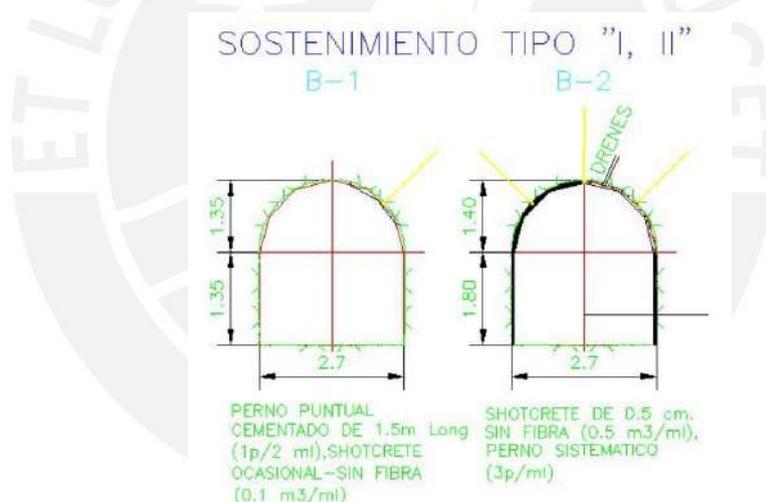


Figura 4-17: Tipo de sostenimiento tipo I y II. Fuente: HPG

4.8 Diseño de la cámara de carga

Para el dimensionamiento de la cámara de carga se cumplirá con los requisitos de parada y arranque de la planta, se seguirán los pazos descritos en (Ardüser & Karcheter, 2009), e implementados en (Canchaya & Chero, 2019).

Primer paso: Teniendo en cuenta los valores de altura bruta (520 metros), una potencia de 9 MW, y asumiendo una eficiencia de 0.9, se encontrará el caudal turbinado $Q_{\text{turbinado}}$, que es el caudal de diseño usado, con un valor de 2 m³/s. A este caudal se le agrega para los instantes de para un caudal adicional (Q_{adi}) asumido en 0.02 m³/s, de acuerdo con las recomendaciones encontradas en la bibliografía.

$$Q_{\text{turbinado}} = \frac{P}{n \cdot 10 \cdot H_{\text{Bruta}}} \quad (47)$$

$$Q_t = Q_{\text{turbinado}} + Q_{\text{adi}} \quad (48)$$

De la ecuación 48, obtenemos un caudal total de 2.02 m³/s, que será usado en cálculos posteriores.

Segundo paso: Las partículas que llegan a la poza tienen dos componentes de velocidad, que pueden ser observadas en la Figura 4-18. La máxima velocidad en la poza es determinada usando la aproximación de la velocidad crítica (ver ecuación 49), tomando en cuenta un tamaño de partícula de 0.3 mm. La velocidad crítica debe ser menor a 0.6 m/s.

$$v_{\text{crit}} = 0.44\sqrt{d} < 0.6[\text{m/s}] \quad (49)$$

De la ecuación 49, obtenemos el valor de 0.24 m/s. Seguidamente con la ecuación 50 encontramos la velocidad de asentamiento de la partícula.

$$w_o = \frac{100}{9 \cdot d} \cdot (\sqrt{1 + 1.57 \cdot 10^2 \cdot d^3} - 1) \quad (50)$$

De la ecuación 50 obtenemos el valor de 47.74 mm/s.

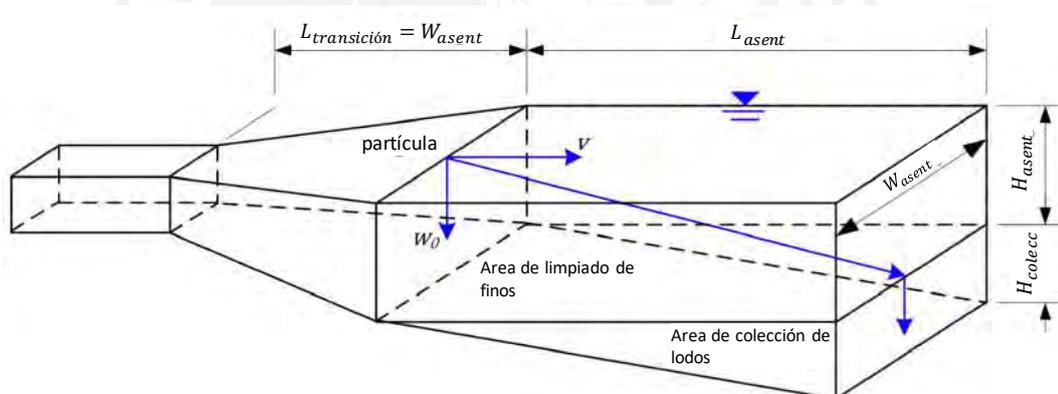


Figura 4-18: Poza en la Cámara de Carga. Fuente: (Ardüser & Karcheter, 2009)

Seguidamente se definen las dimensiones del área de la poza, esta debe ser lo más estrecha posible, para el ancho de la poza se toma como referencia el ancho del canal (2 a 15 veces el ancho de este). En nuestro caso tomaremos un valor de 3.5 veces el ancho del canal, teniendo un valor de 8.75 metros. (ver ecuación 51)

$$w_{\text{asent}} = 3.5 w_{\text{canal}} \quad (51)$$

Con los valores encontrados anteriormente, calculamos la altura mínima de la poza, obteniendo un valor de 0.95 metros. (ver ecuación 52)

$$H_{min} = \frac{Q_t}{w_{asent} \cdot v_{crit}} \quad (52)$$

Seguidamente realizamos un proceso iterativo para encontrar la velocidad de asentamiento en aguas en movimiento, y a su vez encontrar la velocidad longitudinal, usando ambos parámetros al final para encontrar la longitud de asentamiento. Ver ecuaciones 53,54, y 55.

$$v = \frac{Q_t}{w_{asent} \cdot h_{asent}} \quad [m/s] \quad (53)$$

$$w = w_o - \left(v \cdot \frac{0.132}{\sqrt{h_{asent}}} \right) \quad [m/s] \quad (54)$$

$$L_{asent} = H_{asent} \frac{v}{w} \quad [m] \quad (55)$$

Con las ecuaciones 53,54 (valor debe ser mayor a cero), y 55 iteramos encontrando lo presentado en la Tabla 4-12. Los valores seleccionados son una profundidad de 1.20 metros, y una longitud de 9.22 m, redondeada a 9.30 metros.

Tabla 4-12: Longitudes de asentamiento de acuerdo a la profundidad. Fuente: Propia

m	m/s	m/s	m
h_{asent}	v(m/s)	w(m/s)	L_{asent} (m)
0.95	0.24	0.02	15.17
1.00	0.23	0.02	13.01
1.20	0.19	0.02	9.22
1.40	0.16	0.03	7.74
1.60	0.14	0.03	6.96
1.80	0.13	0.04	6.49
2.00	0.11	0.04	6.17
2.20	0.10	0.04	5.94
2.40	0.10	0.04	5.77
2.60	0.09	0.04	5.64
2.80	0.08	0.04	5.53
3.00	0.08	0.04	5.45
3.20	0.07	0.04	5.38
3.40	0.07	0.04	5.33
3.60	0.06	0.04	5.28
3.80	0.06	0.04	5.23
4.00	0.06	0.04	5.20

Ahora que las dimensiones de la poza están determinadas, encontramos el volumen mínimo de la zona de colección. (ver ecuación 56)

$$V_{\text{area de colección}} = \frac{V_{\text{asent}}}{4} = \frac{w_{\text{asent}} \cdot h_{\text{asent}} \cdot L_{\text{asent}}}{4} \quad (56)$$

Seguidamente encontramos la altura del área de colección de lodos. (ver ecuaciones 57, 58 y 59).

$$V_{\text{area de colección}} = V_{\text{colección}} \quad (57)$$

$$V_{\text{colección}} = \frac{w_{\text{asent}} \cdot h_{\text{asent}} \cdot L_{\text{asent}}}{2} \quad (58)$$

$$h_{\text{colecc}} = \frac{2 \cdot V_{\text{collec}}}{w_{\text{asent}} \cdot L_{\text{asent}}} \quad (59)$$

De las ecuaciones 56, 57, 58 y 59, encontramos los valores de 0.6 m (h_{colecc}) y 24.67 m³ ($V_{\text{colección}}$).

Tercer paso: Para encontrar el volumen necesario para la cámara, se hallará el volumen balanceado a modo de que pueda compensar las fluctuaciones en los niveles de agua.

$$V_{\text{camara}} = 75 \cdot Q_{\text{turbinado}} \quad (60)$$

De la ecuación 60, se tiene que el volumen para la cámara de carga es de 151.5 m³. A partir de este dato se plantean las siguientes ecuaciones, tomando como principal punto la igualdad entre el volumen de cámara y el volumen balanceado.

$$V_{\text{camara}} = V_{\text{balanceado}} \quad (61)$$

$$V_{\text{balanceado}} = V_{\text{transición}} + V_{\text{asent}} + V_{\text{tanque}} \quad (62)$$

De la ecuación 62, empezaremos calculando el volumen en la zona de transición, para el cálculo de la misma tomaremos como referencia el volumen de una pirámide truncada (ver Figura 4-19), y usaremos la ecuación 63.

$$V_{\text{transición}} = \frac{L_{\text{transición}}}{3} \cdot (A_1 + A_2 + \sqrt{A_1 \cdot A_2}) \quad (63)$$

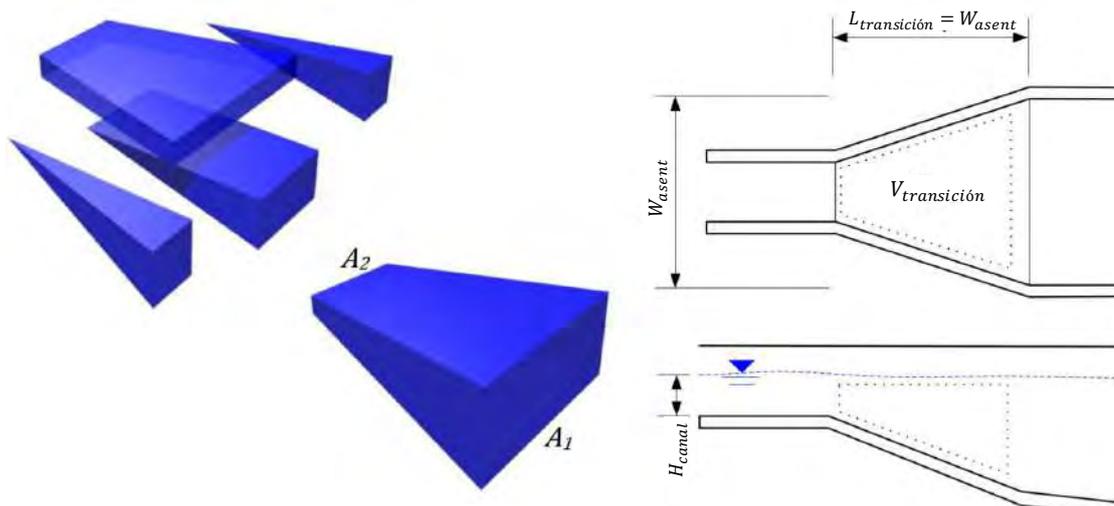


Figura 4-19: Cálculo del volumen de transición. Fuente: (Ardüser & Karcheter, 2009)

Partiendo por un ancho de canal de 2.5 metros, y una altura de este de 0.8 metros. Además de una longitud de transición idéntica al ancho de la poza de sedimentación.

$$L_{transición} = w_{asent} = 2.5 \text{ m} \quad (64)$$

$$A_1 = w_{asent} \cdot h_{asent} \quad (65)$$

$$A_2 = w_{canal} \cdot h_{canal} \quad (66)$$

$$V_{transición} = \frac{2.5}{3} \cdot (10.5 + 2 + \sqrt{10.5 \times 2}) = 46.8 \text{ m}^3 \quad (67)$$

El volumen de agua para la poza será encontrado con la ecuación 68.

$$V_{asent} = L_{asent} \cdot w_{asent} \cdot h_{asent} \quad (68)$$

De la ecuación 68 obtenemos el valor de 98.70 m³, ahora retornamos a la ecuación 62, para encontrar el volumen del tanque de presión, que tiene el valor de 6 m³.

A partir de este punto podemos encontrar las medidas del tanque de presión. Se debe tener en cuenta la instalación de la tubería forzada debajo del nivel de agua, a una distancia aproximada de cuatro veces su diámetro. Para encontrar la altura del tanque de presión usaremos un diámetro de 0.7 m, que será explicado en la siguiente sección.

$$h_{tanque} = 4 \cdot D_{tubería\ forzada} + \frac{1}{2} D_{tubería\ forzada} \quad (69)$$

De la ecuación 69, encontramos el valor de la altura del tanque de 3.2 metros, en la Figura 4-20 tenemos un esquema de la distribución en la cámara de carga.

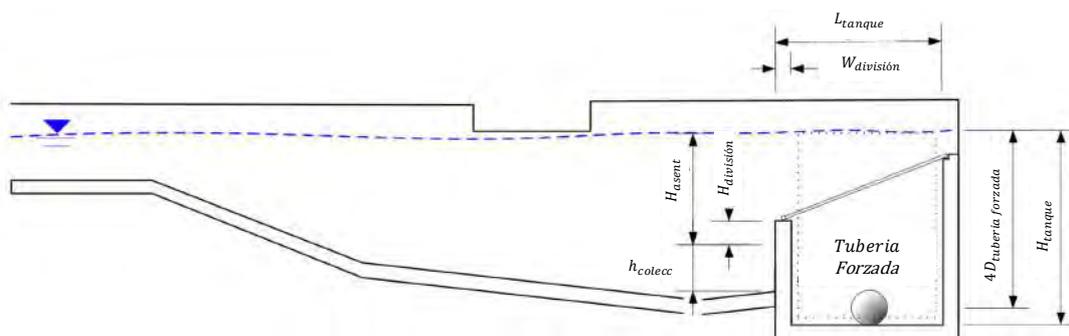


Figura 4-20: Dimensiones para la Cámara de Carga. Fuente: (Ardüser & Karcheter, 2009)

El volumen de la cámara contiene a su vez una pared, que divide el área de limpiado del área de colección. Dado que esta pared desplaza el agua, su volumen es deducido del volumen total. Se asume para el espesor de la pared un valor de 0.8 metros, y una altura de 0.5 metros. En la ecuación 70, encontramos el volumen de la pared de división.

$$V_{división} = [h_{tanque} - (h_{asent} - h_{división})] \cdot w_{asent} \cdot w_{división} \quad (70)$$

$$L_{tanque} = \frac{V_{tanque} + V_{división}}{w_{asent} \cdot h_{tanque}} \quad (71)$$

De la ecuación 70, tenemos un volumen de división de 17.15 m³, con el mismo encontramos la longitud del tanque con un valor de 0.84 metros, que aproximaremos a 1 metro.

Cuarto paso: Una vez determinadas las dimensiones de la estructura, la altura de desborde debe de ser determinada. Es necesario construir el sobre flujo en una manera tal que el nivel de agua sea estable mientras la turbina esta en operación. Mediante la fórmula de Poleni se determinará esta altura.

$$w_{canal} = w_{weir} = b = 2.5 [m] \quad (72)$$

$$H_{B1} = \frac{Q_{op}^{2/3}}{(2.95 \cdot \mu \cdot b)^{2/3}} = \frac{0.02^{2/3}}{(2.95 \cdot 0.5 \cdot 2.5)^{2/3}} = 0.03 [m] \quad (73)$$

$$H_{B2} = \frac{Q_t^{2/3}}{(2.95 \cdot \mu \cdot b)^{2/3}} = \frac{2.02^{2/3}}{(2.95 \cdot 0.5 \cdot 2.5)^{2/3}} \approx 0.70 [m] \quad (74)$$

Entonces tendremos como altura total de la estructura:

$$\begin{aligned} h_{estructura} &= h_{tanque} + (H_{B2} - H_{B1}) + \text{borde libre} \\ &= 3.15 + (0.70 - 0.03) + 0.15 \approx 4 m \end{aligned} \quad (75)$$

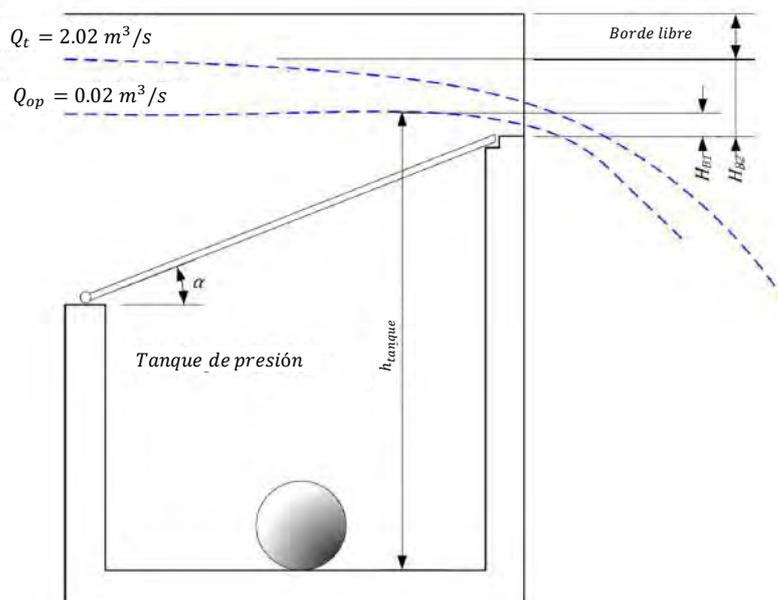


Figura 4-21: Sobre flujo en la Cámara de Carga. Fuente: (Ardüser & Karcheter, 2009)

Con la ecuación 75, determinamos la altura total de la estructura, en la Figura 4-21, vemos el detalle del sobre flujo, además de las consideraciones tomadas para las ecuaciones 73,74 y 75.

Quinto paso: Con los valores encontrados en la sección anterior encontramos las pérdidas en las rejillas, asumiendo como distancia entre las rejillas 0.025 metros (a). Encontramos la inclinación de esta, y las pérdidas generadas.

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{h_{asent} - h_{división} - H_{B1}}{L_{tanque} - w_{división}} \right) \approx 0.51 \text{ rad} \approx 29^\circ \quad (76)$$

Coefficiente de pérdida en la sección rectangular, de (Canchaya & Chero, 2019), tenemos el valor de $\phi = 2.42$ (por asumir barras de sección rectangulares).

$$\xi = \phi \left(\frac{S}{a} \right)^{4/3} \sin \alpha = 2.42 \cdot \left(\frac{0.005}{0.025} \right)^{4/3} \sin 30^\circ \approx 0.139 \quad (77)$$

Pérdidas de carga de acuerdo con Kirschmer y Mosonyi:

$$v = \frac{Q_t}{w_{asent} \cdot h_{asent}} = \frac{2.02}{8.75 \cdot 1.2} = 0.19 \text{ m/s} \quad (78)$$

$$\Delta h = \xi \frac{v^2}{2g} = 2.58 \cdot 10^{-4} \quad (79)$$

Dado que la pérdida de carga (ecuación 79), es tan pequeña se puede omitir de los cálculos.

Sexto paso: Usamos el caudal de 2 m³/s, asumimos una abertura de 0.4 metros (h_{vl}), un valor de $\mu = 1.4$, y un valor de $V = 0.95$, para encontrar la longitud del vertedero lateral.

$$Q_{vl} = V \cdot \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot L_{vl}} \cdot h_{vl}^{3/2} \quad (80)$$

De la ecuación 80, encontramos una longitud de vertedero de 4.1 metros. El detalle de los cálculos para la cámara de carga puede encontrarse en el Anexo B.4.

4.9 Diseño de la tubería forzada

4.9.1 Diámetro económico de la tubería forzada

Para el cálculo del diámetro adecuado de la tubería forzada existen una serie de criterios definidos en (García Naranjo, 2015), tomándolos en cuenta procederemos al diseño de esta.

i) Criterio preliminar 1:

Si se desea realizar una evaluación analítica no tan refinada, y se desea tener un orden de magnitud del diámetro con el que trabajaremos, procedemos a usar las fórmulas definidas por Mannesman Röhren Werke (ecuaciones 81 y 82).

$$D = \sqrt[7]{0.052 Q^3} \quad (81)$$

La ecuación 81 está definida para aquellos casos en que la altura (H) sea menor de 100 metros.

$$D = \sqrt[7]{5.2 Q^3 / H} \quad (82)$$

La ecuación 82 está definida para aquellos casos en que la altura (H) sea mayor de 100 metros como en nuestro caso.

$$H = H_{bruta} - \sum \text{perdidas} \quad (83)$$

$$H = H_{neta} = 512 - 5.15 = 506.85 \text{ metros} \quad (84)$$

Para el cálculo de la altura (H), consideramos las pérdidas generadas por la pendiente del canal que nos da un total de 5.15 metros. La misma que es calculada por la multiplicación de la pendiente 0.20% por la longitud del canal de 2575 metros. (ver ecuaciones 83 y 84).

$$D = \sqrt[7]{5.2 (2^3) / 506.85} \approx 0.70 \text{ metros} \quad (85)$$

Con este diámetro hallado (ver ecuación 85), tendremos un área de 0.38 m² y una velocidad en la tubería de 5.20 m/s.

ii) Criterio preliminar 2:

El segundo criterio preliminar, a tomar en cuenta es que la velocidad media de flujo se encuentre entre 4 y 6 m/s. Por tanto, tantearemos con distintos diámetros para poder obtener un rango entre el cual pueda estar el diámetro de nuestra tubería forzada.

Tabla 4-13: Iteración de diámetros. Fuente: Propia

D (m)	A (m ²)	V (m/s)
0.80	0.50	3.98
0.75	0.44	4.53
0.70	0.38	5.20
0.65	0.33	6.03

Esta iteración de valores nos define un primer rango de diámetros ente 0.65 a 0.80 metros.

iii) Planteamiento Tsuguo Nozaki:

En (Nozaki, 1980), se indica que las pérdidas de carga que se producen en la tubería deben ser tales que la pendiente de la línea de energía se encuentre en el rango de 0.5% a 2%.

Tabla 4-14: Iteración de diámetros. Fuente: Propia

D (m)	A (m ²)	P (m)	Q (m ³ /s)	n (acero)	S (%)
0.77	0.47	2.42	2.00	0.011	2.01%
0.85	0.57	2.67	2.00	0.011	1.19%
0.93	0.68	2.92	2.00	0.011	0.73%
1.00	0.79	3.14	2.00	0.011	0.50%

Usamos la ecuación de Manning para el cálculo de la pendiente. Viendo que por el criterio establecido por (Nozaki, 1980), tendremos como rango de diámetros de 0.77 a 1 metro.

iv) Diámetro económicamente óptimo:

Es la determinación óptima teniendo como base el mínimo de pérdidas y el costo mínimo. Las pérdidas en la tubería ΔH se traducen en pérdidas de potencia y a su vez de energía; estas son reducidas con el aumento del diámetro D_t , y al aumentar el diámetro se incrementa el costo de la tubería.

El diámetro mínimo se determina con base en las pérdidas mínimas de energía:

$$C_a = C_p + C \quad (86)$$

Donde:

C_a : Es el valor total de la energía perdida en un año

C_p : Es el valor anual por amortización y mantenimiento de la tubería

C : Es el valor anual por amortización y mantenimiento

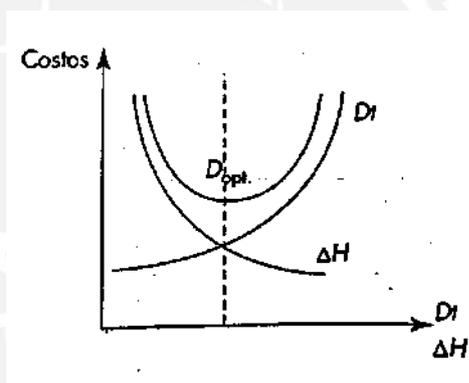


Figura 4-22: Determinación del diámetro óptimo de la tubería de presión. Fuente: Ramiro Ortiz 2001

❖ Para el cálculo de espesores usaremos la fórmula del ASME (*American Society of Mechanical Engineers*):

$$t = \frac{\rho R}{\sigma E} - 0.6\rho \quad (87)$$

Donde:

t: Espesor

R: Radio Interno del tubo

σ : Esfuerzo de trabajo del acero (Normalmente 35% de $\sigma_{fluencia}$ o 1200 kg/cm²)

E: Eficiencia de la soldadura (Se asume una eficiencia del 90%)

Según las recomendaciones dadas por (Nozaki, 1980), el espesor recomendado para una caída de más de 500 m y con un diámetro de 0.70 m es 5.0 mm.

Fenómeno de Golpe de Ariete: Las ondas de oscilación que se originan en el instante en que se cierra parcial o totalmente (rechazo de carga) el órgano de control de la turbina se llama golpe de ariete positivo, tiene como característica que el agua que se encuentra con la turbina se detiene y da como resultado que la energía cinética se transforme en presión. Para el análisis del fenómeno tomaremos dos metodologías la teoría rígida y la teoría de Allievi.

- Para el análisis por la **teoría rígida** seguimos las ecuaciones 88,89 y 90:

$$B = \left[\frac{L(V_o - V_T)}{gH_o T} \right]^2 \quad (88)$$

Donde:

L: Es la longitud de la tubería forzada (m).

Vo: Es la velocidad antes del cierre de la válvula (m/s).

Vt: Es la velocidad luego del cierre de la válvula (m/s).

Ho: Es la altura neta (m).

T: Es el tiempo requerido para el cierre de la válvula (s).

$$\frac{\Delta H \max}{H_o} = \frac{B}{2} + \sqrt{B + \frac{B^2}{4}} \quad (89)$$

$$P_i = (H + \Delta H \max) 1000 \text{ (Kg/cm}^2\text{)} \quad (90)$$

La altura máxima calculada por este método es de 583.59 metros, y nos indica que debemos tener un espesor mínimo de 17 mm para cumplir con todas las solicitudes.

- La **teoría de Allievi** toma en consideración la elasticidad de la tubería y la compresibilidad del fluido, para el desarrollo de esta metodología se usaron las siguientes ecuaciones:

$$a = \frac{1}{\sqrt{\rho \left(\frac{1}{K} + \frac{cD}{eE} \right)}} \quad (91)$$

$$\rho' = \frac{aV_o}{2gH_o} \quad (92)$$

$$\tau = \frac{2L}{a} \quad (93)$$

$$\eta_1 = 1 - \frac{\tau}{T} \quad (94)$$

$$\xi_1 = -\rho'\eta_1 + \sqrt{(\rho'\eta_1)^2 + 1 + 2\rho'} \quad (95)$$

$$\xi_T = \frac{\rho'\tau}{2T} + \sqrt{\left(\frac{\rho'\tau}{2T}\right)^2 + 1} \quad (96)$$

$$\Delta H_{\max} = H_{\max} - H_0 \quad (97)$$

$$P_i = (H + \Delta H_{\max})1000 \text{ (Kg/cm}^2\text{)} \quad (98)$$

La altura máxima calculada por este método es de 599.33 metros, y nos indica que debemos tener un espesor mínimo de 17.5 mm para cumplir con todas las solicitaciones. Los valores encontrados por ambos métodos son similares, comprobando el cálculo realizado.

Con los rangos de diámetros establecidos por los criterios previamente señalados y con la fórmula de espesor (ecuación 87), procedemos al cálculo del diámetro económico:

COSTO DE LA TUBERIA

Para obtener la longitud de la tubería, nos guiamos de la topografía del terreno teniendo pendientes similares en la mayoría de los casos, dado que las tuberías son encontradas en el mercado con longitudes de 6 metros usualmente. Llegamos a obtener 119 piezas de 6 metros, dándonos una longitud total de 714 metros. Se toma como costo por kg de tubería forzada \$5.00 (cinco dólares por kilogramo, el precio incluye todos los costos relacionados a la tubería, no solo el de suministro).

COSTO POR ENERGIA PERDIDA

Para poder cuantificar el costo por energía perdida, tomaremos como datos una vida útil de la PCH de 30 años, una tasa de interés anual (i) del 10%. Asimismo, haremos uso de la ecuación de Manning, de la fórmula de potencia perdida (ecuación 99) y energía perdida (ecuación 100):

$$P_{\text{perd}} = 8.2 Q_d h_f \quad (\text{kW}) \quad (99)$$

Donde Q_d es el caudal de diseño y h_f las pérdidas por pendiente en la tubería.

$$E_{perd} = P_{perd} t \quad (\text{kWh}) \quad (100)$$

COSTO TOTAL

Para encontrar el costo total sumaremos los valores encontrados anteriormente de la siguiente forma:

$$C_{total} = C_{tub} + E_p \quad (101)$$

Tabla 4-15: Costo total en dólares. Fuente: Propia

COSTO TOTAL (US\$)								
D (m)	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
Costo (US\$)	2002420.56	2306302.35	2631591.21	2978287.14	3346390.13	3735900.18	4146817.29	4579141.47
VP (Eperd)	2718818.58	1831169.66	1267432.17	898334.75	650155.43	479319.11	359246.24	273265.50
Costo total =	4,721,239	4,137,472	3,899,023	3,876,622	3,996,546	4,215,219	4,506,064	4,852,407

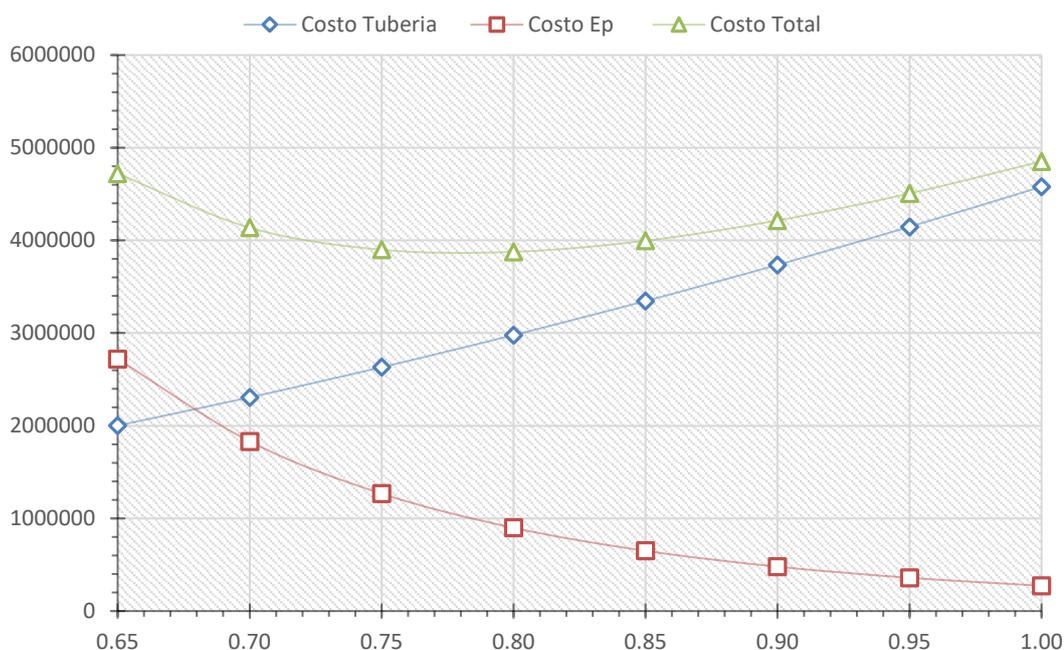


Figura 4-23: Diámetro económico de la tubería. Fuente: Propia

De la Figura 4-23 vemos que el diámetro económico recomendado es 0.7 metros con un costo total de \$ 4'137,47.00 dólares. El detalle de los cálculos puede ser encontrado en el Anexo B.5.

4.10 Dimensionamiento de los Bloques de Apoyo

Para el diseño de los apoyos en la tubería forzada tomaremos las recomendaciones dadas por (Nozaki, 1980), las fuerzas a considerar en el análisis pueden ser vistas en la Figura 4-24.

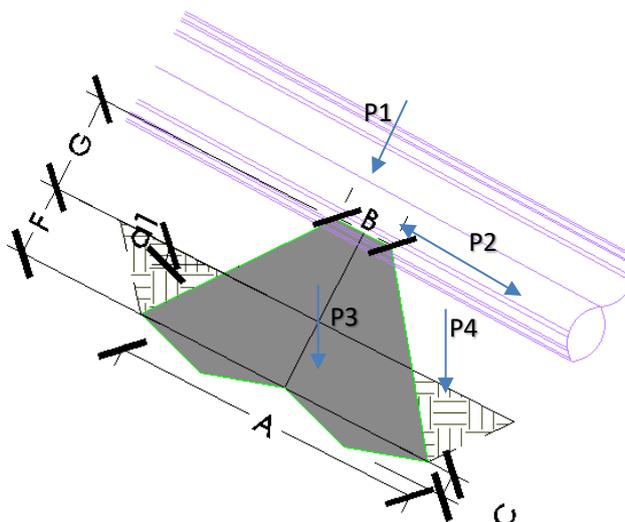


Figura 4-24: Apoyo Típico en la Tubería Forzada. Fuente: Propia

El detalle de las fuerzas consideradas en la Figura 4-24, pueden ser vistas en la siguiente Tabla 4-16.

Tabla 4-16: Fuerzas a considerar en el análisis del apoyo. Fuente: (Nozaki, 1980)

Nombre de la Fuerza	Dirección de la fuerza	Fórmula de cálculo de la fuerza
Empuje por los pesos de agua y tubo.		$P1 = Ls(w+s)\cos(\alpha1)$
Empuje por temperatura		$P2 = Ls(c)(w+s) \cos(\alpha1)$

Mientras que la fuerza P3 viene a ser la componente resultante del peso del apoyo de concreto, y la componente P4 el peso del relleno a los costados del apoyo.

EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE LOS APOYOS

Con las fuerzas previamente mencionadas procedemos a la evaluación de la estabilidad de cada uno de los apoyos a lo largo de la tubería forzada (66 apoyos), y asumiremos una distancia entre ellos de 8 metros.

Para la evaluación de la estabilidad de los apoyos se analizan las siguientes condiciones:

[1] Ubicación del punto de intersección de la fuerza resultante con la base de anclaje. Punto de intersección debe de estar ubicado dentro del tercio central.

$$e = \frac{\sum M}{\sum V} < \frac{1}{3}A \quad (102)$$

Donde:

e: Excentricidad

ΣM : Momento total (Ton-metro)

ΣV : Fuerza Vertical Total (Ton)

[2] Relación entre las fuerzas horizontal y vertical.

En el caso de tener una cimentación en roca debe ser menos de 0.5, y en el caso de ser tierra debe ser menos de 0.35.

$$f = \frac{\Sigma H}{\Sigma V} \quad (103)$$

Donde:

e: Excentricidad

ΣM : Momento total (Ton-metro)

ΣV : Fuerza Vertical Total (Ton)

[3] Esfuerzo admisible de apoyo, en caso de tener roca debe ser menor a 100 ton/m² y en caso de tierra menor a 15 ton/m².

$$\sigma = \frac{\Sigma V}{A} \left(1 + \frac{6e}{L_a} \right) \quad (104)$$

Donde:

σ : Esfuerzo de compresión (Ton/m²)

ΣV : Fuerza Vertical Total (Ton)

A: Área de la base del anclaje (m²)

L_a : Longitud del anclaje (m)

Los detalles de la estabilidad de cada uno de los tipos de apoyo se encuentran en el Anexo B-6.

4.11 Dimensionamiento de los Anclajes en la Tubería Forzada

Para el diseño de los anclajes en la tubería forzada tomaremos las recomendaciones dadas por (Nozaki, 1980), las fuerzas a considerar en el análisis son las siguientes:

Tabla 4-17: Fuerzas a considerar en el análisis del anclaje. Fuente: (Nozaki, 1980)

Nombre de fuerza	Dirección de fuerza	Fórmula para calcular la fuerza
Empuje por la pendiente del tubo de presión.		$P_1 = s \times L_s \times \text{sen}(\alpha_1)$
Empuje por el peso del agua y del tubo.		$P_2 = (1/2)(w+s) \times L_s \times \text{cos}(\alpha_1)$
Empuje por temperatura.		$P_6 = c \times (w + s) \times L_s \times \text{cos}(\alpha_1)$
Fuerza centrífuga por la curva.		$P_7 = \frac{wV^2}{g} \times \text{seno}\left(\frac{\theta}{2}\right)$
Fuerza desequilibrada en la curva.		$P_6 = c \times (w + s) \times L_s \times \text{cos}(\alpha_1)$

Para la evaluación de la estabilidad en los anclajes se procederá de forma similar a los apoyos, verificando tanto para volteo, deslizamiento y esfuerzo admisible. El esquema típico de los anclajes se puede apreciar en la Figura 4-25.

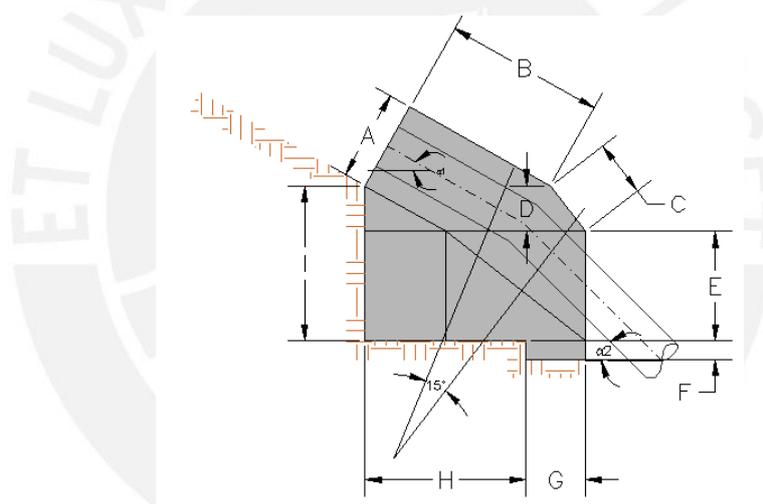


Figura 4-25: Anclaje Típico en la Tubería Forzada. Fuente: Propia

El detalle del análisis de estabilidad de cada uno de los anclajes presentes en el recorrido de la tubería forzada puede ser visto en el Anexo B-6.

4.12 Electromecánica presente en la PCH Tantamayo

4.13 Dimensiones de la Casa de Máquinas

Para un dimensionamiento preliminar de la casa de máquinas, seguiremos las recomendaciones dadas por Nozaki para el área típica a usar de acuerdo con el caudal y a la caída presentes en el proyecto.

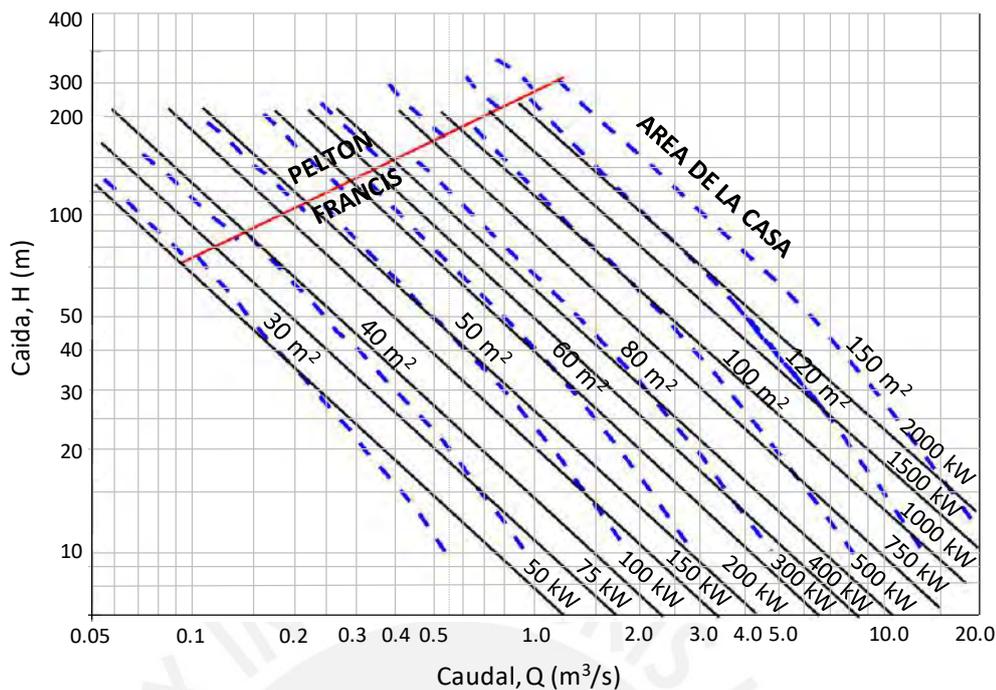


Figura 4-26: Dimensiones Típicas para la Casa de Maquinas. Fuente: Nozaki

De acuerdo con la Figura 4-26 se ve que el área mínima en el caso de nuestro proyecto es de 170 m², al extrapolar la gráfica

En el Anexo D-5 se ve la distribución típica de la pequeña central hidroeléctrica.

4.14 Selección de Turbina Hidráulica

Para la selección de la turbina debemos tener idea de la potencia producida por la PCH Tantamayo.

$$P_T = \gamma_{H_2O} * \eta_t * \eta_G * \eta_{Tr} * Q * H_n \quad (105)$$

Donde:

P_T : Potencia del recurso en kW
 γ_{H_2O} : Peso específico del agua
 η_t : Eficiencia de la turbina
 η_G : Eficiencia del generador
 η_{Tr} : Eficiencia del transformador
 H_n : Altura neta (m)

Asumiendo como eficiencia de la turbina 90%, y eficiencias del 100% en el transformador y el generador. Tendremos lo siguiente:

$$P_T = 9.81 * 0.9 * 1 * 1 * 2 * 506.85 = 8949.96 \text{ kW} \quad (106)$$

- A su vez con la misma calcularemos la Velocidad específica N_q , en función a la altura neta, viéndose en la Figura 5-20, que sale aproximadamente 19.

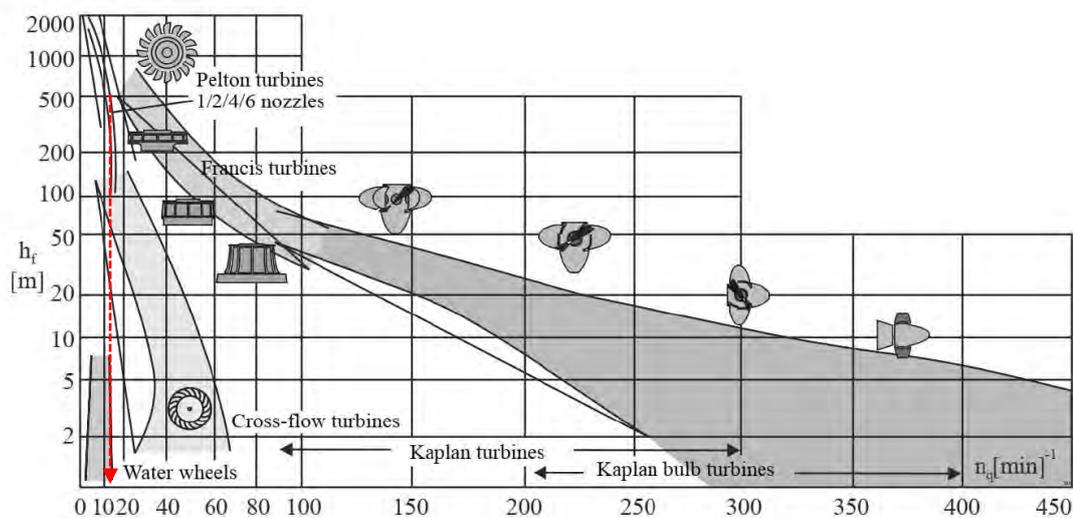


Figura 4-27: Velocidad específica (N_q). Fuente: (Kramer et al., 2017)

En la figura 5.22 vemos que nos encontramos en la zona de las turbinas Pelton dada nuestra altura neta, tenemos un $N_q = 19$. Usando este valor procederemos a calcular la velocidad sincrónica definitiva.

$$N_q = N (Q^{0.5}) / (H^{0.75}) \quad (107)$$

De la misma sacamos que N (Velocidad sincrónica en rpm) es igual a 1456.34, con este valor sacamos la velocidad sincrónica definitiva (N_s).

$$N_s = \frac{N \sqrt{P}}{H_n^{1.25}} = 56.46 \quad (108)$$

Tabla 4-18: Velocidad específica de acuerdo con el tipo de turbina. Fuente: (Kramer et al., 2017)

Velocidad específica N_s	Tipo de Turbina
De 5 - 30	Pelton con un inyector
De 30 - 70	Pelton con varios inyectores
De 40 - 160	Michell-Banki
De 60 - 150	Francis-lenta
De 150 - 250	Francis-normal
De 250 a 450	Francis-rápida
De 450 a 600	Francis doble gemela rápida
Más de 500	Kaplan o hélice

Comprobamos con la velocidad sincrónica definitiva que tenemos una turbina Pelton con varios inyectores.

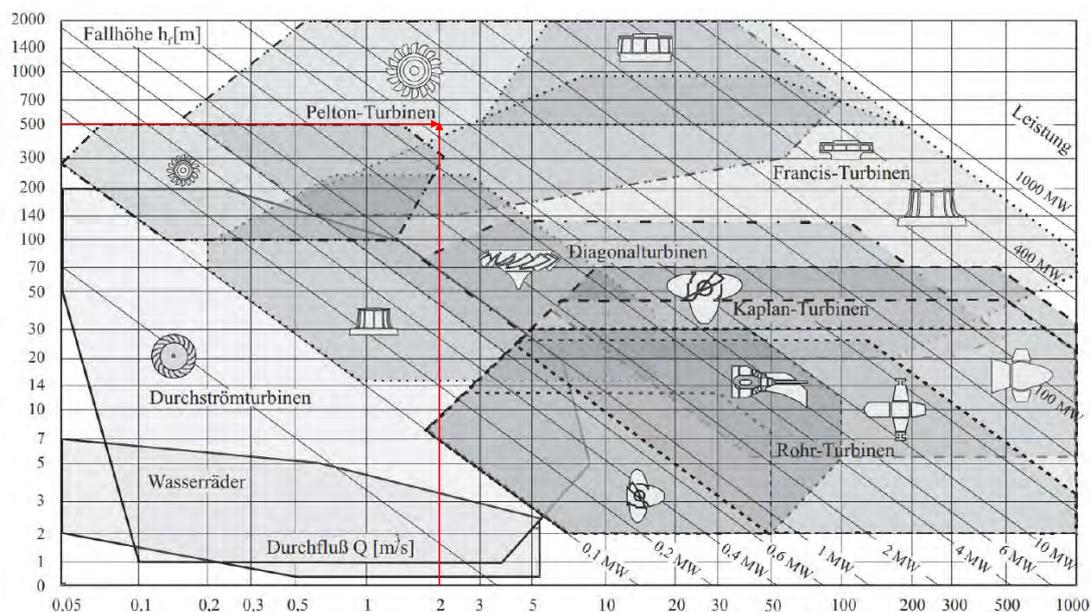


Figura 4-28: Gráfico de selección de la turbina. Fuente: (Kramer et al., 2017)

Los detalles de los cálculos pueden encontrarse en el Anexo C-1.

4.15 Generador

Los RPM del generador vienen definidos por la turbina hidráulica y el número de polos asumido para el cálculo. Para nuestro caso asumimos una frecuencia de 60 Hz y 4 polos.

$$n = \frac{60 * f}{p} = 900 \text{ rpm} \quad (109)$$

Al tener el valor de 900 rpm la turbina podrá conectarse directamente al generador, no siendo necesario una caja de cambio de velocidad (usada para turbinas que tengan una capacidad menor al rango de 720 – 900 rpm).

El detalle de los cálculos se puede apreciar en el Anexo C-2.

CAPITULO 5. ANALISIS ECONOMICO DE LA PCH

En este capítulo, se verá primeramente la estimación de energía instalada para el periodo de análisis, las consideraciones tomadas para el cálculo de esta (caudal turbinado, ecológico). Y una vez obtenido tanto los valores de factor de carga y factor de planta, se hará una estimación del costo/beneficio del proyecto asumiendo diferentes aproximaciones al costo total, primeramente, mediante una aproximación simplista que toma como dato principal la potencia instalada, seguidamente se usaran herramientas de costo basadas en operadores noruegos y estadounidenses, y finalmente realizando un metrado aproximado, así como un análisis por precios unitarios basándose en proyectos pasados.

5.1 Estudio de Energía

Para el análisis de rentabilidad se tiene como precedente aquello que nos genera flujo de ingreso de dinero que es la venta de energía, para cuantificarla partimos de los caudales medios generados, restamos el caudal ecológico (15% del caudal promedio).

En la Figura 5-1, se presentan los caudales generados, turbinados y ecológicos. El caudal turbinado es aquel afectado por la disminución del caudal ecológico, y que se rige al caudal de diseño de 2 m³/s (no puede excederse de este valor).

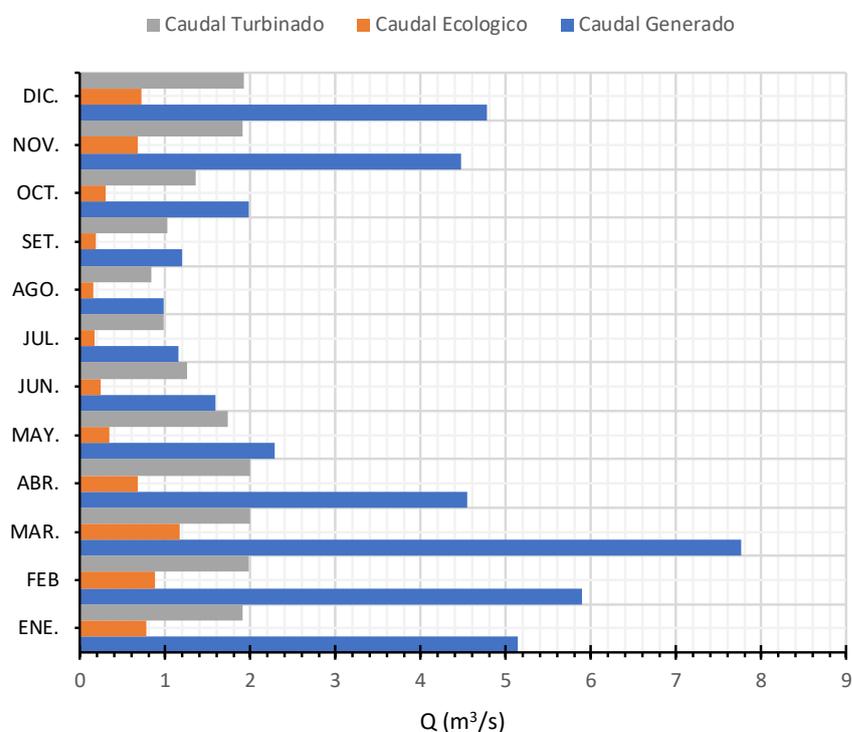


Figura 5-1: Caudales generados promedio en el periodo de análisis 1965-2009. Fuente: Propia

A partir de los caudales turbinados podemos encontrar las potencias generadas (hacemos uso de la ecuación 105) durante el periodo de análisis, el detalle del cálculo se encuentra el Anexo C-1.

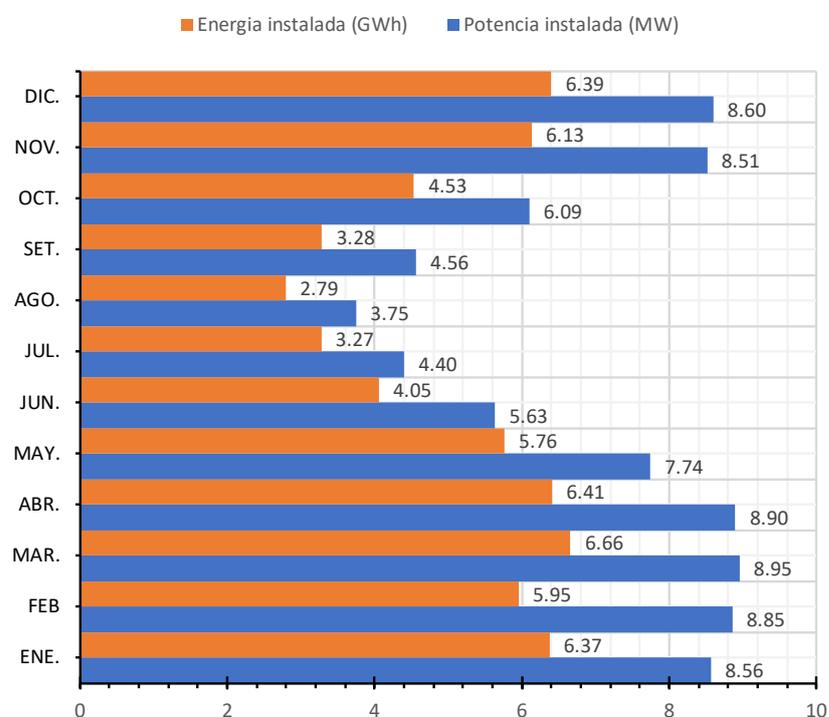


Figura 5-2: Potencias y energía instalada promedio en el periodo de análisis 1965-2009.
Fuente: Propia

Teniendo ya los datos de la potencia media (ver Anexo C.1, potencia generada) y la potencia instalada (ver ecuación 106), podemos sacar el factor de planta (fp) de nuestra PCH con la ecuación 110.

$$fp = \frac{P_m}{P_{inst}} = \frac{7.05}{9.13} = 77.2\% \quad (110)$$

Obtenemos el valor de potencia máxima a partir del Anexo C.1, con un valor de 8.95 MW, y el valor de potencia media de la sección anterior, para encontrar el factor de carga (fc) con la ecuación 111.

$$fc = \frac{P_m}{P_{max}} = \frac{7.05}{8.95} = 78.8\% \quad (111)$$

A fin de abastecer la demanda generada se deberá cumplir la siguiente condición: $fc > fp$, cumpliéndose en nuestro caso. A su vez calcularemos la energía mensualmente, estimando la cantidad de días de cada mes, y usando la ecuación 112.

$$E = Pot \times t \quad (112)$$

5.2 Evaluación Económica

Para efectuar la evaluación económica se considera un periodo de estudio de 32 años, periodo usual de análisis para proyectos de características similares, siendo el periodo inicial de 2 años ejecución de inversiones y gastos preoperativos. Para el resto de los años se identifican los costos (Gastos personal, COES, Osinergmin y DGE) y beneficios (venta de energía) del proyecto

5.2.1 Análisis beneficio/costo basado en supuestos

Para el análisis del proyecto de la PCH Tantamayo, tomaremos como supuestos costos extraídos a partir de relaciones lineales entre la potencia instalada y el costo de kW instalado.

Tabla 5-1: Supuestos iniciales para el análisis beneficio/costo. Fuente: Propia

Potencia =	8.95	MW
Costo del KW instalado =	1600	US\$/KW
Factor de carga, f.c. =	0.78	
Costo de generación de EE =	0.05	US\$/Kwh
Precio de venta la energía =	0.13	US\$/Kwh
Vida útil de la C.H. =	32	años
Tasa de descuento =	12	%
Gastos de O/M =	4.0	% del costo de construcción

Se asume un interés del 12% con un periodo de vida del proyecto de 32 años. Este tiempo de vida es usual en el diseño de centrales hidroeléctricas.

- Conversión de anualidad a valor presente:

Para poder realizar los cálculos de manera más practica procederemos a encontrar la conversión P/A (valor presente), usando este factor para poder llevar nuestros gastos y utilidades al presente de modo que se dé el cálculo de VAN (Valor actual neto), B/C (índice costo beneficio), y la tasa interna de retorno (TIR).

$$\frac{P}{A} = \frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} \quad (113)$$

Para la estimación de los costos de operación y mantenimiento, generación y construcción, seguiremos las relaciones dadas en (Garcia Naranjo, 2015). A la misma vez usaremos las relaciones descritas en (Gernaat et al., 2017), generando un presupuesto referencial por componente.

Aproximación simple de costos: Usaremos las ecuaciones sacadas de (García Naranjo, 2015), para tener una aproximación de los costos en la PCH. En la Tabla 5-2, tenemos un resumen de los valores encontrados con las ecuaciones 114,115,116 y 117.

Tabla 5-2: Resumen costos basado en los supuestos. Fuente: Propia

	Concepto	Inversión	
Construcción	C.C. =	14,320,000.00	US\$ (valor presente)
Generación	En. Anual =	61,153,560.00	kWh/año
	Costo Gen. =	3,057,678.00	US\$/año (anualidad)
	VP Costo Gen	12,519,886.11	US\$ (valor presente)
Operación y Mantenimiento	O/M anual =	572,800.00	US\$
	VP O/M =	29,185,257.59	US\$

Para la estimación de costos de construcción, se dará la siguiente relación, basada en la potencia generada:

$$CC = Pot. 1000. Cos_{kW} \quad (114)$$

Donde CC (Costos de Construcción), Pot (Potencia Generada) y Cos_kW (Costo del KW instalado). Siendo \$14,320,000.00 dólares el valor presente del costo de construcción.

Para la estimación de costos de generación, sacamos el costo anual y lo traemos al presente con ayuda de la conversión P/A.

$$EE = Pot. 1000. hr. d. fc \quad (115)$$

Donde EE (Energía Anual en kWh/año), hr (horas del día), d (días del año), y fc (factor de carga). Siendo la EE calculada \$61,153,560.00 kWh/año, y con un costo de 0.05 US\$/kWh. Tendremos un costo de generación (CG) de 3,057,678.00 US\$/año.

$$VPCG = CG(P/A) \quad (116)$$

VPCG (Valor Presente del Costo de Generación), dando como valor 12,519,886.11 US\$.

Para la estimación de los costos de operación y mantenimiento (O/M), asumimos un valor igual al 4% del costo total de construcción. Dándonos un costo de generación (COM) de 572,800.00 US\$/año.

$$VPOM = COM(P/A) \quad (117)$$

VPOM (Valor Presente del Costo de Operación y Mantenimiento), dando como valor 29,185,257.59 US\$.

En resumen, se tendría el siguiente el siguiente escenario de acuerdo con los supuestos asumidos, se toma en cuenta como pagos a personal permanente, imprevistos, COES, OSINERGMIN y DGE (1% del ingreso anual) y canon de agua (1% de ingreso por energía anual), de acuerdo con la ley de concesiones eléctricas.

Tabla 5-3: Beneficios basado en los supuestos. Fuente: Propia

Calculo de Beneficios		
Energia Anual	61,153,560.00	kWh/año
Venta Anual	7,949,962.80	US\$ /año (anualidad)
VP Venta En =	32,551,703.90	US\$ (valor presente)
VAN =	3,366,446.31	US\$
TIR (%)	29.30%	
B/C	1.12	

Aproximación usando las herramientas de costo: Para lograr una mejor aproximación de los costos usaremos las herramientas de cálculo de costos descritas en (Gernaat et al., 2017), e implementadas en (Prieto Miranda, 2019), para realizar una aproximación mas cercana de los costos en la PCH. En la Tabla 5-4 tenemos un detalle con las ecuaciones y componentes usados para el cálculo.

Tabla 5-4: Usando herramienta de costos para estimación de presupuesto de instalación de la PCH. Fuente: Propia

Componente de costo	Ecuación	Estimado(\$)
Turbina (\$)¹	$1.1943P^{0.7634}10^6$	\$ 6,364,072.78
Power station (NOK)²	$-0.0006Q_D^2 + 0.67Q_D - 6.95$	\$ 288,000.00
Equipamiento electro-tecnico (NOK)³	$3.9142P^{0.6622}10^6$	\$ 2,005,032.76
Miscelaneo⁴(NOK)	$-38.795 \log Q_D + 309.89P$	\$ 332,820.46
Presa (NOK)⁵	$0.72D_H^{0.78}D_L10^3$	\$ 6,603.67
Tuberia forzada (NOK)⁶	$6D_t + 9.4H_{bruta}n_p10^3$	\$ 577,536.50
Canal bottom width 2 m (NOK/m)⁷	$1123D - 749$	\$ 346,917.12
	Total	\$ 9,920,983.29

Notas:

⁰ Todos los precios en moneda noruega (NOK) fueron pasados a dolares, 1 NOK = 0.12 \$

¹ P es la potencia de la turbina en (MW)

² Qd es el caudal de diseño, minima inversión 20 millones NOK

³ P es la potencia de la turbina en (MW)

⁴ P es la potencia de la turbina en (kW), Qd es el caudal de diseño

⁵ Dh es la altura de la presa, DL es el ancho de la presa

⁶ Hbruta es la altura bruta, np es el numero de tuberias.

⁷ D es la longitud del canal en metros.

Adaptando las herramientas de costo descritas en (Gernaat et al., 2017), se tiene un presupuesto para los costos de instalación mas bajos que en caso anterior. Reemplazando únicamente los costos de construcción en el esquema mostrado en la Tabla 5-2, tendremos como resultado para beneficios y para la relación costo beneficio lo siguiente:

Tabla 5-5: Beneficios basado en herramientas de estimación de costos. Fuente: Propia

Calculo de Beneficios		
Energia Anual	61,153,560.00	kWh/año
Venta Anual	7,949,962.80	US\$ /año (anualidad)
VP Venta En =	32,551,703.90	US\$ (valor presente)
VAN =	8,485,946.84	US\$
TIR (%)	29.30%	
B/C	1.35	

5.2.2 Costos y presupuestos

En el punto anterior llegamos a apreciar una idea de la rentabilidad del proyecto, basada únicamente en la potencia encontrada y costo por kW vendido. A su vez se llegó a realizar un presupuesto referencial del coste de la pequeña central hidroeléctrica (ver Anexo D), en resumen se tendrían los siguientes gastos:

Tabla 5-6: Resumen de Costos de Obras Civiles del Proyecto. Fuente: Propia

Código	Descripción	Precio (US\$)
1	Obras Preliminares	27,696.00
2	Accesos Permanentes y Temporales	361,226.33
3	Obras de Desvió	10,911.38
4	Estructura de Toma	96,365.93
5	Desarenador	43,566.60
6	Estructura de Conducción	4,832,755.10
7	Cámara de Carga	73,390.68
8	Tubería Forzada	3,211,226.20
9	Casa de Máquinas	111,827.88
10	Canal de Descarga	259,952.04
11	Subestación Eléctrica y Línea de Transmisión	116,424.81
	TOTAL	9,145,342.95

De la Tabla 5-6 se ve que el costo en obras civiles es menor al asumido por el método abreviado en 5.2.1, pero similar al presupuesto dado por las herramientas de costo. Con el presupuesto obtenido por metrado en la Tabla 5-6, se obtendrán los beneficios mostrados en la Tabla 5-7.

Tabla 5-7: Resumen costos considerando el presupuesto de obras civiles. Fuente: Propia

Calculo de Beneficios		
Energia Anual	61,153,560.00	kWh/año
Venta Anual	7,949,962.80	US\$ /año (anualidad)
VP Venta En =	32,551,703.90	US\$ (valor presente)
VAN =	9,388,623.82	US\$
TIR (%)	29.30%	
B/C	1.41	

Viendo los resultados obtenidos en las Tablas 5-3, 5-5 y 5-7. Se ven valores superiores a 1, en todos los casos indicando la atraktividad del proyecto. A su vez se ve que las herramientas de costo son de gran utilidad al arrojar números cercanos al valor obtenido por precios unitarios. Se puede tomar como una herramienta rápida para poder ver la atraktividad del proyecto hidroeléctrico.



COMENTARIOS

- La participación creciente de la generación térmica obedece al subsidio dado por el gobierno, no adecuándose a los estándares internacionales cuyo costo por MM3 es de \$5.23. Dado esto es que el consumo del gas se ha masificado tanto en la industria, agroindustria, transporte y generación eléctrica. El subsidio tendrá un límite y dado el potencial hidroeléctrico peruano, sería una buena opción el incidir más en proyectos hidroeléctricos, teniendo tarifas más racionales, y explotando el recurso del gas de una manera más racional, productiva y económica.
- Dada la falta de información hidrométrica en la zona del proyecto, se ha extrapolado los datos de una cuenca con comportamiento similar (transferencia hidrológica), mediante un modelo en el software WEAP. Los caudales encontrados por este método deben ser verificados en campo, para poder tener un modelo más representativo.
- En el diseño de los componentes hidráulicos, se dan estimaciones para su tamaño, no es un diseño a detalle, las dimensiones pueden variar, de tenerse data de campo de más exactitud, especialmente geológica y geotécnica.
- Para la estimación de costos, los valores usados para el metrado son valores de acuerdo a las dimensiones proyectadas, y los costos unitarios fueron tomados de proyectos similares, esto no indica que el costo real sea este, mas bien debe ser tomado como referencia, el costo real varia de acuerdo a las particularidades de cada proyecto.
- Para el desarrollo del presupuesto se han asumido tipos de roca en el trayecto de la conducción, este debe ser evaluado mediante una evaluación geológica y geomecánica.
- La evaluación económica nos muestra una gran dependencia del valor de venta de la energía, los cambios en la misma afectaran la rentabilidad del proyecto, y deben ser tomadas en cuenta antes de postular a una subasta RER (Recursos Energéticos Renovables), o de buscar financiamiento privado.
- El fenómeno de golpe de ariete tiene un impacto en la determinación del valor del espesor de la tubería de acero, y al ser un fenómeno común en este tipo de estructuras debe ser tomado en cuenta para el dimensionamiento de las estructuras, se ve que tanto la teoría rígida como Allievi tienen valores cercanos.

- Para el cálculo de los apoyos y anclajes en la tubería forzada se ha asumido que se presenta un terreno rocoso en la trayectoria de esta, se debe de realizar una evaluación geotécnica en campo para corroborar los cálculos de estabilidad.

CONCLUSIONES

Aspectos hidrológicos

- Además de los supuestos mencionados en la sección, se ve que con la simulación hecha en WEAP, se llegan a porcentajes de correlación altos que van de 0.84 a 0.99. Indicando que la simulación de caudales en el río Tantamayo, se encuentra en un buen rango de confianza.
- Las variaciones de ubicación de la captación, demuestra no tener un efecto importante en el caudal de diseño, por tanto, la elección de la ubicación viene dada por la altura de descarga, a modo de obtener una mayor generación de energía.
- La disponibilidad de data es importante en el desarrollo del trabajo, se tienen estaciones con una considerable cantidad de data faltante, lo que generara errores en una correcta estimación del completado y del desarrollo de los caudales de diseño.
- Existen otras maneras de poder obtener la data faltante, una de estas es usando diferentes variables meteorológicas como velocidad de viento o temperatura. Los datos usados en este informe corresponden a un año específico, de tenerse una data mayor se podría entrenar un modelo usando *machine learning* para tener datas más calibrada (ver Anexo A2.1).

Diseño de hidráulico y elección de componentes electromecánicos

- Se da en la sección 4.4, estimaciones del tirante del río en máxima avenida para un periodo de retorno de 100 años, y el cálculo para un tirante a condiciones normales, el realizar aforos en el río, podría cambiar la data, y por tanto cambiar el diseño final de la toma.
- El diseño del desarenador es afectado primordialmente por el tamaño de partícula asumido, generando cambios en la longitud del desarenador de casi el 90%, se debe de caracterizar el sedimento transportado en el caso de un diseño definitivo.

Análisis económico

- Para la obtención del presupuesto se tienen asunciones generales a lo largo del proyecto, siendo una de las principales el tipo de roca a lo largo del tramo del túnel de conducción, esta fue asumida basándose en experiencias pasadas, pero debe de ser corroborada en campo.
- Se ve claramente que el análisis simplista, da una idea general de costos, pero sobredimensiona el valor de la inversión, se ve que las herramientas de costo encontradas en la literatura ofrecen un valor más cercano al valor hallado mediante el análisis de precios unitarios. Pero a su vez en todos los casos al realizar el análisis costo-beneficio se obtienen valores superiores a 1, viendo la atractividad del proyecto.
- En un panorama más regional, usando lo encontrado por (Gernaat et al., 2017), dividimos la inversión total entre el valor de energía instalada, encontrando un ratio de 0.14\$/kWh, tomando en cuenta que el costo actual de generación para plantas termales que usan combustibles fósiles, y instalaciones de centrales eólicas de bajo costo esta alrededor de US\$ 0.05-0.10kWh⁻¹, el ratio encontrado para nuestro proyecto en particular se encuentra fuera de este rango, por lo que en un panorama regional y al encontrarse proyectos que se encuentren dentro de ese ratio en la zona de estudio, se optara por el desarrollo de los mismos.

Atractividad regional		
VAN	9,388,623.82	\$
E	67100102.17	kWh año
ratio	0.14	\$/kWh año

TRABAJO FUTURO

- De implementarse el proyecto, se necesita una campaña de campo detallada, obteniendo data más representativa para áreas sensibles que afectarían el diseño final como son geotecnia, geología, hidrogeología e hidráulica.
- Se ve que en los años recientes la cantidad de proyectos en la región ha aumentado, entre ellos la CH. Marañón, Carpa y otros tantos. Una investigación a más detalle del potencial hidroeléctrico en la zona, o el usar referencias recientes como el estudio de (Gernaat et al., 2017), pueden dar cabida a más puntos de interés para inversión.
- No se debe descartar otro tipo de aprovechamientos hidroeléctricos con el rio Tantamayo, como se puede ver en (Prieto Miranda, 2019) y en (Haas et al., 2022),

la opción de la construcción de almacenamiento de agua usando el río como un reservorio inferior y buscando una zona factible en la parte alta para la construcción de un reservorio artificial es factible, y podría usarse para el almacenamiento de energía, colaborando a evitar los problemas constantes en la región en lo que se refiere a suministro y estabilidad de la red.

- Se ve como un parámetro importante la cantidad de data faltante en los registros pluviométricos, para fines del desarrollo de esta tesis se ha asumido las practicas usuales en proyectos como este, pero a la vez se ve la posibilidad de uso de otras técnicas para el completado como machine learning, queda como trabajo futuro el poder obtener data de otras variables meteorológicas para poder entrenar el modelo. Esto no solo ayudaría a tener una menor incertidumbre con los datos imputados en cuanto a precipitación, sino que también a otras variables de interés como demanda energética.



BIBLIOGRAFIA

- Aguilera, H., Guardiola-Albert, C., & Serrano-Hidalgo, C. (2020). Estimating extremely large amounts of missing precipitation data. *Journal of Hydroinformatics*, 22(3), 578–592. <https://doi.org/10.2166/hydro.2020.127>
- Ahmad Norazizi, N. A., & Mohd Deni, S. (2019). Comparison of Artificial Neural Network (ANN) and Other Imputation Methods in Estimating Missing Rainfall Data at Kuantan Station. In *Soft Computing in Data Science* (Vol. 1100). https://doi.org/10.1007/978-981-15-0399-3_26
- ANA. (2010). *Criterios de diseño de obras hidráulicas para la formulación de proyectos hidráulicos multisectoriales y de afianzamiento*. http://www.ana.gob.pe/media/389716/manual-diseños-1.pdf?fbclid=IwAR3SRs91fBbuUi7EjKWn1xr6nMSpa5VUSF_JK1FnuaB7aQ3CD6FrYRIteYs
- Ardüser, C., & Karcheter, L. (2009). *Civil works for micro hydro power units*. University of Applied Sciences Northwestern.
- Autodesk. (2010). *User 's Guide* (Issue April 2009).
- Bießmann, F., Rukat, T., Schmidt, P., Naidu, P., Schelter, S., Taptunov, A., Lange, D., & Salinas, D. (2019). DataWig: Missing value imputation for tables. *Journal of Machine Learning Research*, 20, 1–6.
- Canchaya, C., & Chero, L. (2019). *Estudio y diseño a nivel preliminar de una pequeña central hidroeléctrica en el distrito de Comas , provincia de Concepción perteneciente al departamento de Junín Estudio y diseño a nivel preliminar de una pequeña central hidroeléctrica en el distrito de*.
- Castro, N., & Bustamante Avanzini, R. (2011). Desarrollo Hidroelectrico en el Perú. In *Perspectivas de Desarrollo*. (V SISEE Se, pp. 189–206). Fundação Alexandre de Gusmão.
- Chow, V. Te. (1994). *Open-channel hydraulics* (McGraw-Hill (ed.)).
- Darajat, A. S., & Susilowati, M. H. D. (2018). *Physical and Facilities Factors Influencing Tourist Distribution in Bantul Regency , Special Region of Yogyakarta*. 2.
- Garcia Naranjo, M. (2015). *Apunte curso Centrales Hidroelectricas*.

- Gernaat, D. E. H. J., Bogaart, P. W., Vuuren, D. P. Van, Biemans, H., & Niessink, R. (2017). and economic hydropower potential. *Nature Energy*, 1–8.
<https://doi.org/10.1038/s41560-017-0006-y>
- Gonzales de Vallejo, L., Ferrer, M., & Ortuño, L. (2004). *Ingenieria geologica*.
- GOREHCO. (2016). *Estudio Geológico Huánuco*.
- Haas, J., Prieto-Miranda, L., Ghorbani, N., & Breyer, C. (2022). Revisiting the potential of pumped-hydro energy storage: A method to detect economically attractive sites. *Renewable Energy*, 181, 182–193. <https://doi.org/10.1016/j.renene.2021.09.009>
- HPG. (2015). *Estudio hidrológico para la acreditación de la disponibilidad hídrica superficial del proyecto central hidroeléctrica Señor de Mayo II*. 11–74.
- Kramer, M., Görtz, J., & Terheiden, K. (2017). *Hydropower Plants - Lecture Notes* (Issue June). Universität Stuttgart.
- Lata, L. (2020). Catchment Delineation for Vjosa River WEAP Model, using QGIS Software. *J. Int. Environmental Application and Science*, 15(4), 203–215.
- Mansen Valderrama, A. (2000). *Diseño de bocatomas: Apuntes de clase*. Universidad Nacional de Ingeniería.
- MINAM. (2015). *Mapa Nacional de Cobertura Vegetal*.
- MINEM. (2011). *Atlas del potencial hidroeléctrico del Perú*.
- Nozaki, T. (1980). *Guía para la elaboración de proyectos de pequeñas centrales hidroeléctricas destinadas a la electrificación rural del Perú*. Ministerio de Energía y Minas.
- Ortiz Flórez, R. (2001). *Pequeñas centrales hidroeléctricas*.
- Prieto Miranda, L. M. (2019). *Pumped hydro energy storage – technical potential, cost and economic feasibility*. Universität Stuttgart.
- Sieber, J., & Purkey, D. (2011). WEAP User Guide. In *Environment* (Issue August, p. 343).
<http://www.weap21.org/WebHelp/index.html>
- USACE. (1971). *HEC-4 Monthly Streamflow Simulation User 's Manual*. February, 104.
<http://www.hec.usace.army.mil/publications/ComputerProgramDocumentation/HEC->

4_UsersManual_(CPD-4).pdf

Villanueva Ure, R. (2010). *Centrales Hidroeléctricas*.



ANEXO A: EVALUACIÓN HIDROLÓGICA

A.1 Registro histórico de datos

PRECIPITACION TOTAL MENSUAL HISTORICA - ESTACION CHAVIN (mm)													
AÑO	ENE.	FEB	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	TOTAL
1965	29.7	56.7	134.5	57.3	12.3	15.8	14.5	9.4	61.8	38.9	27.9	30.3	489.1
1966	41.4					1.5	3.2	0.0	0.0	80.4			126.5
1967	142.4	249.6		38.3	26.4	6.2	22.6	18.5	16.5	154.1	69.8	80.8	825.2
1968	119.2	89.5	116.8	11.5	8.6	11.9	2.9	25.6	60.6	100.5	22.7	29.4	599.2
1969	44.5	85.7	176.2	113.1	0.2	0.0	0.0	8.9	21.8	75.8	123.8	163.6	813.6
1970	141.0	122.8	115.7	179.9	33.8	19.5	0.7	11.2	66.0	112.8	86.2	107.6	997.2
1971	140.7	135.7	251.9	149.9	18.8	12.7	2.1	24.5	15.1	116.3	50.1	116.8	1,034.6
1972	129.8	112.3	160.5	92.6	40.3	2.3	9.6	7.4	14.8	63.1	75.4	53.6	761.7
1973	77.7	96.0	114.6	118.9	18.4	22.5	11.0	22.7	43.1	116.1	22.9	163.2	827.1
1974	97.6	163.6	205.9	90.7	2.5	26.9	3.0	31.7	30.0	22.0	41.4	63.9	779.2
1975	143.8	114.5	180.0	98.6	138.5	6.5	1.0	26.7	43.9	53.3	67.0	85.2	959.0
1976	193.4	243.5	171.3	66.5	13.5	30.8	1.4	32.4	7.3	33.8	25.2	52.0	871.1
1977	68.5	143.2	151.4	50.8	41.8	23.0	0.0	1.2	27.3	61.0	154.3	142.1	864.6
1978	89.6	128.6	167.3	113.1	47.9	4.1	0.0	0.0	27.7	50.8	91.3	11.7	732.1
1979	34.1	159.8	313.7	107.5	36.6	0.0	0.0	3.2	23.4	20.6	149.5	90.6	939.0
1980	107.7	170.8	163.8	57.9	2.4	1.0	7.3	20.4	0.0	167.2	245.9	135.2	1,079.6
1981	58.4	243.0	192.1	135.6	0.0	3.1	0.0	8.3	13.3	72.2	264.3	223.6	1,213.9
1982	219.4	229.2	120.8	110.2	2.2	0.0	0.0	0.0	25.0	188.3	176.0	134.3	1,205.4
1983	145.9	118.3	131.8	25.0	7.3	29.0	0.0	0.0	7.6	0.0	0.0	208.2	673.1
1984	279.1	327.6	279.7	194.3	26.3	2.9	0.0	3.1	7.7	61.7	32.4	112.4	1,327.2
1985	152.4	97.6	190.6	67.6	58.2	1.0	32.4	29.1	66.1	36.8	84.5		816.3
1986		94.5	60.5	103.0	19.0	3.7	16.6	13.0					310.3
1987				56.3	9.8	10.8	17.0	16.2	45.0	38.7	94.5	85.9	374.2
1988	164.3		98.3	134.5	24.4	0.0	0.0	0.0	44.9	66.5	43.9	63.8	640.6
1989	79.4	103.5	118.6	66.1	18.8	20.3	3.7	18.3	55.8	96.2	48.4	28.7	657.8
1990	85.5	95.4	102.3	42.8	28.6	34.2	8.7	0.0	51.9	145.4	115.8	94.8	805.4
1991	107.5	88.3	188.2	44.8	23.3	4.1	2.8	0.0	31.9	75.5	83.0	44.0	693.4
1992	52.5	66.5	98.8			5.5	3.4	36.4	23.5	63.2	76.1	40.6	466.5
1993	120.9	128.1	188.6	124.9	21.1	7.9	11.0	13.9	69.5	86.6	160.9	183.1	1,116.5
1994	167.1	175.8	157.9	89.5	22.7	13.4	0.0	0.0	48.2	57.6	52.9	80.1	865.2
1995	112.2	98.5	152.0	75.5	53.1	22.0	1.0	0.0	35.7	87.7	75.5	142.2	855.4
1996	107.9	141.8	147.1	139.6	34.0	2.6	0.0	19.5	22.9	41.7	33.9	60.3	751.3
1997	85.9	125.7	61.3	20.9	12.0	5.9	1.4	13.4	41.3	52.2	101.3	111.4	632.7
1998	160.9	127.4	151.8	41.2	12.2	4.6	0.0	4.2	10.9	58.2	66.7	38.9	677.0
1999	118.3	239.2	113.8	98.3	34.8	13.7	5.7	3.6	70.1	51.0	92.5	93.5	934.5
2000	75.4	124.1	112.7	100.3	34.8	11.3	6.3	34.4	24.1	13.4	40.8	85.5	663.1
2001	124.6	63.6	133.4	37.1	38.3	5.5	5.1	6.9	35.1	76.6	99.1	90.4	715.7
2002	56.7	82.5	132.4	69.6	17.1	1.8	27.7	2.6	18.5	87.3	96.8	85.0	678.0
2003	44.5	63.0	104.6	51.8	25.8	7.1	1.9	15.3	15.2	29.9	57.9	147.0	564.0
2004	33.3	80.7	53.8	22.5	12.2	12.2	21.2	5.0	38.2	89.4	87.0	93.2	548.7
2005	57.8			37.4	21.6	1.9	0.8	4.1	15.4	80.6	39.8	95.5	354.9
2006	77.9	95.5	147.3	83.5	9.3	48.1	6.8	7.1		67.4	104.0	119.1	766.0
2007		30.0	132.1	103.8	22.2	0.9	6.0	6.9	18.5	111.1	65.3	72.7	569.5
2008	100.7	96.2	105.7	89.9	28.8	16.9	2.3	13.1	27.7	108.5	84.1	61.1	735.0
2009	170.2		195.4	93.1	40.4	18.6	14.3	9.8	6.7	93.7	40.9	110.9	794.0
Media	108.6	130.2	148.7	83.9	25.6	11.0	6.1	11.7	30.9	75.1	83.1	96.0	810.8
FUENTE: SENAMHI; 1965-1985 Estacion CHAVIN; 1986-2009 estacion CHAVIN II													

PRECIPITACION TOTAL MENSUAL HISTORICA - ESTACION LLATA (mm)													
AÑO	ENE.	FEB	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	TOTAL
1965	36.8	59.2	116.8	95.3	13.1	9.8	5.8	3.5	51.7	31.9	79.4	115.3	618.6
1966	27.9	74.1	110.4	12.8	18.4	6.0	0.0	8.9	23.4	87.2	94.2	102.1	565.4
1967	69.2	184.2	121.4	27.4	34.8	6.4	17.4	13.4	36.0	74.7	59.1	106.7	750.7
1968	49.6	89.4	87.9	31.2	8.3	0.0	7.8	15.1	41.3	60.3	51.1	52.6	494.6
1969	36.6	74.0	75.1	75.4	9.2	1.5	12.0	6.2	38.1	48.2	106.1	76.4	558.8
1970	79.8	69.7	91.0	87.0	14.2	20.5	19.5	3.2	31.8	25.6	109.2	110.8	662.3
1971	171.3	85.6	175.8	56.2	31.4	10.8	7.8	12.3	39.1	44.5	54.5	137.1	826.4
1972	51.8	77.3	196.2	46.5	49.6	1.9	3.2	26.5	19.3	23.8	84.4	49.2	629.7
1973	69.4	172.1	77.5	112.0	23.7	20.3	39.0	45.7	55.6	95.4	133.2	143.1	987.0
1974	141.6	164.8	255.2	124.3	0.0	62.6	11.8	25.6	18.7	71.7	61.5	33.3	971.1
1975	98.1	101.8	161.4	35.9	111.6	73.1	12.7	37.6	59.8	59.3	100.1	149.0	1,000.4
1976	113.5	150.1	131.1	26.6	26.7	3.5	1.6	9.0	6.5	26.5	48.3	33.3	576.7
1977	63.4	103.5	74.3	67.2	41.6	8.6	2.5	0.2	50.2	35.7	158.3	118.6	724.1
1978	100.8	52.3	167.6	86.0	27.5	0.4	7.6	4.6	32.3	55.7	98.8	65.9	699.5
1979	40.2	48.4	98.9	59.9	2.9	0.0	19.6	11.3	42.8	39.5	139.2	76.2	578.9
1980	102.2												
1981													
1982													
1983													
1984													
1985													
1986													
1987													
1988													
1989													
1990													
1991													
1992													
1993													
1994													
1995													
1996													
1997													
1998													
1999													
2000													
2001													
2002													
2003													
2004													
2005													
2006													
2007													
2008													
2009													
Media	78.3	100.4	129.4	62.9	27.5	15.0	11.2	14.9	36.4	52.0	91.8	91.3	711.2
FUENTE: SENAMHI													

Caudales históricos estación Tingo Chico

CAUDALES HISTORICOS RÍO MARAÑON – ESTACION HIDROMETRICA TINGO CHICO (m3/s)													
AÑO	ENE.	FEB	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	TOTAL
1965													
1966													
1967													
1968													
1969													
1970													
1971													
1972													
1973													
1974													
1975													
1976	186.0	252.4	216.3	104.5	48.6	30.6	20.5	18.1	25.9	25.6	85.2	50.3	
1977	104.1	178.9	194.8	89.5	70.7	33.8	21.7	19.7	21.2	26.9	147.4	101.8	
1978	104.8	180.8	176.3	113.5	73.3	27.5	21.4	19.3	29.2	28.7	68.8	78.8	
1979	186.1	142.1	234.6	149.3	46.4	23.6	20.2	20.3	23.3	29.3	51.4	64.6	
1980	101.2	111.2	120.6	45.0	31.1	22.1	17.8	17.3					
1981													
1982													
1983													
1984													
1985													
1986													
1987									26.8	34.5	40.5	129.4	
1988	249.0	236.0	130.8	161.1	67.3	30.6	21.6	18.7	20.7	36.5	41.1	71.2	
1989	166.0	217.2	197.7	147.8	46.8	28.5	20.9	19.1	22.5	68.0	64.2	35.8	
1990	149.0	112.6	134.5	79.9	39.7	53.1	27.4	22.3	24.3	134.8	137.0	98.7	
1991	192.6	123.2	208.7	85.7	55.8	25.7	20.9	19.3	18.3	46.3	52.4	38.1	
1992	99.3	54.5	107.2	45.9	29.3	22.0	18.7	17.9	22.1	44.9	35.3	136.6	
1993	81.3	213.8	173.0	119.7	118.7	27.2	32.6	36.4	45.9	69.4	159.8	186.4	
1994													
1995													
1996													
1997													
1998													
1999													
2000													
2001													
2002													
2003													
2004													
2005													
2006													
2007													
2008													
2009													
Media	147.2	165.7	172.2	103.8	57.1	29.5	22.2	20.8	25.5	49.5	80.3	90.1	80.3

FUENTE: EAH Central Hidroelectrica Carpa

A.2 Tratamiento de la información y data completada y extendida

Consistencia de la información

El procedimiento a detalle para ver la consistencia de la información entregada por cada una de las estaciones seleccionadas es el siguiente, basado en (HPG, 2015)

a. Consistencia en la Media (Prueba de medias)

H.p.: $\mu_1 = \mu_2$ (media poblacional)

H.a.: $\mu_1 \neq \mu_2$

$\alpha = 0.05$

- Cálculo de la desviación estándar de los promedios y ponderada

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

$$S_p = \left[\frac{(n_1 - 1)S_1^2 + (n_2 - 1)S_2^2}{n_1 + n_2 - 2} \right]^{1/2}$$

Dónde: S_d = desviación estándar de los promedios

S_p = desviación estándar ponderada

- Realización de la prueba "T"

$$T_c = \frac{(\bar{X}_1 - \bar{X}_2) - (\mu_1 - \mu_2)}{S_d}$$

Dónde: $\mu_1 - \mu_2 = 0$ (por hipótesis); T_c es el estadístico T calculado. El valor T_t (tabular) se calcula con: $\alpha = 0.05$ y $G.L. = n_1 + n_2 - 2$

- Conclusión

Si $|T_c| < T_t(95\%)$ $\bar{X}_1 = \bar{X}_2$ (estadísticamente)

Si $|T_c| > T_t(95\%)$ $\bar{X}_1 \neq \bar{X}_2$ (estadísticamente)

b. Consistencia en la Desviación Estándar (Prueba de variancias)

- Cálculo de la variancia de ambos períodos S_1^2 y S_2^2
- Prueba estadística "F"

$$\text{H.p.: } \sigma_1^2 = \sigma_2^2$$

$$\text{H.a.: } \sigma_1^2 \neq \sigma_2^2$$

$$\alpha = 0.05$$

- Cálculo de " F_c "

$$F_c = \frac{S_1^2 / \sigma_2^2}{S_2^2 / \sigma_2^2} = \frac{S_1^2}{S_2^2} \quad \text{Si } S_1^2 > S_2^2$$

$$F_c = \frac{S_2^2}{S_1^2} \quad \text{Si } S_2^2 > S_1^2$$

- Hallar el valor de F_t en las tablas con:

$$\alpha = 0.05$$

$$\text{G.L.N.} = n_1 - 1 \quad (\text{grados de libertad del numerador})$$

$$\text{G.L.D.} = n_2 - 1 \quad (\text{grados de libertad del denominador})$$

$$F_c = \text{Valor de F calculado}$$

$$F_t = \text{Valor de F tabular}$$

- Criterios de decisión

$$\text{Si } F_c < F_t (95\%) \quad S_1 = S_2 \quad (\text{estadísticamente})$$

$$\text{Si } F_c > F_t (95\%) \quad S_1 \neq S_2$$

A.2.1 Modelos para el completado de datos faltantes

En este anexo daremos un mayor detalle a la metodología seguida para el completado de datos, así como de otras metodologías descartadas en el cuerpo principal de la tesis. En (Ahmad Norazizi & Mohd Deni, 2019), se definen diferentes metodologías para el completado de información faltante, entre las que destacan el uso de redes neuronales (ANN). En (Bießmann et al., 2019), se presenta el paquete *datawig* que incorpora *machine learning*¹ en su algoritmo para el completado de data faltante combinando extractores de *deep learning*² con ajustes automáticos de hiperparámetros. En la parte “a” de esta sección tendremos un detalle de los cálculos detrás del software HEC4 así como un ejemplo práctico de su uso, y en la parte “b” un ejemplo de calculo considerando un modelo más reciente de *machine learning* usando el paquete de python *datawig*.

a) Extensión de datos usando el software HEC4

En esta sección primeramente detallaremos el uso del software HEC4 usando las estaciones usadas en la zona de estudio, seguidamente se explicara la metodología seguida para los mismos.

- Para usar el programa primeramente debemos de tener un emulador que corra MS-DOS debido a la antigüedad del programa (usamos DOSBox para este ejemplo), montando el disco donde tenemos instalado el programa (Disco C para fines de este ejemplo).

```
DOSBox 0.74, Cpu speed: 3000 cycles, Frames...
Welcome to DOSBox v0.74
For a short introduction for new users type: INTRO
For supported shell commands type: HELP

To adjust the emulated CPU speed, use ctrl-F11 and ctrl-F12.
To activate the keymapper ctrl-F1.
For more information read the README file in the DOSBox directory.

HAVE FUN!
The DOSBox Team http://www.dosbox.com

Z:\>SET BLASTER=A220 I7 D1 H5 T6
Z:\>mount c c:\hec
Drive C is mounted as local directory c:\hec\
Z:\>C:
C:\>hec4pc.exe
```

¹ *Machine Learning*: Es el campo de la inteligencia artificial, definido como la capacidad de una máquina para imitar el comportamiento de la inteligencia humana (Brown, 2021).

² *Deep Learning*: Son redes neuronales con muchas capas. Estas redes de capas procesan extensos montos de data y determinan los pesos de las conexiones de estos en la red (Brown, 2021).

- Una vez realizado el montado del programa, se tendrá la interfaz del programa, acá se debe seleccionar el archivo de entrada con la data (PUCP-1.DAT) y se da nombre al archivo de salida (PUCP.SAL)

```

ORIGINAL VERSION BY COPRS OF ENGINEERS
Input: [11:3H] Output: [1] 2020- 9-143H
STARTED 21:48:13
PUCP-1.DAT
[7m[15:29]ENTER OUTPUT FILE NAME
[0m[23:1H]PUCP.SAL_ to abort program
SHAWINIGAN - LAVALIN
[18:50H] WORKING [0m] Sept 1986
[5:7m[23:1H]
[18:50H] WAITING [0m]
[0m[23:1H]
[7m[15:29]ENTER INPUT FILE NAME
[0m[23:1H]PUCP-1.DAT
[0m[23:1H]

```

Lo anteriormente presentado muestra el procedimiento necesario para la puesta de datos en un software de común uso en el mercado peruano, se debe de aclarar que el objetivo de la tesis es el poder tener una mirada al desarrollo de un proyecto hidroeléctrico en todas sus fases, y que al tenerse limitada información pluviométrica, estas estimaciones de la data faltante están sujetas a incertidumbre y deben ser exploradas a mayor detalle, como se define en (Aguilera et al., 2020).

Además, se debe considerar las técnicas de cálculo de este software, que pueden ser vistas en su manual (USACE, 1971) y que consideran para el completado de datos un análisis estadístico, estandarizando cada data a una variable normal estándar usando la distribución Pearson tipo III, para luego cuantificar la correlación entre el mes corriente y el anterior.

b) Extensión de datos usando “deep learning”

El modelo de imputación usado es DataWig, este sigue la metodología desarrollada por MICE (imputación multivariada por cadena de ecuaciones). El usuario indica las columnas que contengan información útil para el proceso de imputación (Bießmann et al., 2019). Estas columnas pueden ser por ejemplo otras variables meteorológicas que tengan un comportamiento similar al de la data pluviométrica o que tengan una gran correlación, ejemplos de esto son velocidad de viento o temperatura. En nuestro caso solo tenemos temperatura y velocidad de viento para un año estándar, por lo que no

optamos por el uso de esta metodología. Pero a su vez se presenta el código trabajado en Python para poder dar uso de esta metodología en un trabajo futuro, de tenerse data relevante para el mismo periodo de años que la data pluviométrica (1965-2009).

```

1  # -*- coding: utf-8 -*-
2  """
3  Created on Thu Dec 30 12:41:30 2021
4
5  @author: lprieto
6  """
7  #Cargando las librerias para la extension de datos
8  import pandas as pd
9  import numpy as np
10 import datawig
11
12
13 #Ubicacion de la data de entrada y salida
14 folder_i = 'D:/10. PUCP/3. Rellenando data faltante/Inputs/'
15 folder_o = 'D:/10. PUCP/3. Rellenando data faltante/Outputs/'
16
17 #Cargando la data de las estaciones
18 Stations = pd.read_excel(folder_i+'Data_meteorologica_estaciones.xls', sheet_name='Data_meteorologica')
19 Stations['Mes'] = Stations['Mes'].astype(str)
20 Stations['Año'] = Stations['Año'].astype(str)
21
22 Estaciones = ['Chavin', 'Llata', 'Jacas', 'Huallanca']
23
24 for i in Estaciones:
25     #Buscando los valores a completar
26     missing= Stations[Stations[str(i)+'_prec'].isnull()]
27
28     #iniciando modelo y entrenando el imputador
29     model = datawig.SimpleImputer(input_columns=[str(i)+'_temp',str(i)+'_hum'],
30                                 output_column=str(i)+'_prec').fit(Stations)
31
32     #Rellenando los valores faltantes
33     imputed_test = model.predict(missing)
34
35     #Seleccionando la data que nos interesa
36     df = imputed_test[['Fecha', 'Mes', 'Año', str(i)+'_prec', str(i)+'_prec_imputed']]
37
38     #Escribiendo los valores faltantes en un archivo csv
39     df.to_csv(folder_o+str(i)+'_missing_values.csv')
40

```

Figura A2-1: Código usado para el completado de data usando el paquete Datawig basado en Deep learning. Fuente: Propia

En la Figura A2-1, vemos el código usado para poder entrenar el modelo, las columnas usadas para la imputación son la temperatura y la humedad en cada estación (ver línea 28 en el código). De tenerse un mayor detalle de ambas columnas o si alguna de las estaciones estudiadas tendría un rango de datos completado, el proceso de imputación puede ser mejorado, con los parámetros actuales vemos que para el caso de Chavin se llegan a imputar parámetros que siguen una correlacion con la data de los meses mas próximos a aquellos con data faltante, no siendo el mismo caso para aquellas estaciones con mayor rango de data faltante (ver Figura A2-2 a Figura A2-5).

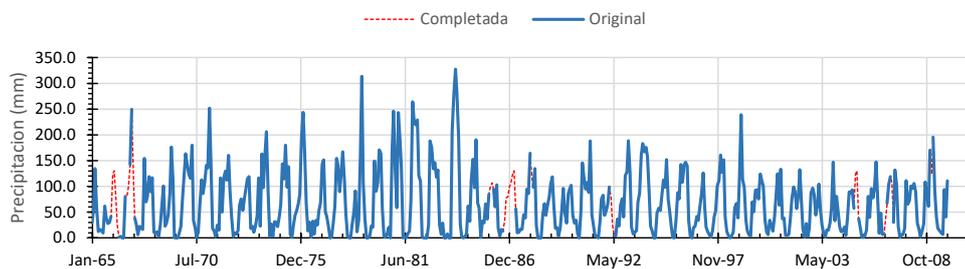


Figura A2-2: Completado de la estación Chavin usando Deep learning para el periodo de análisis 1965-2009. Fuente: Propia

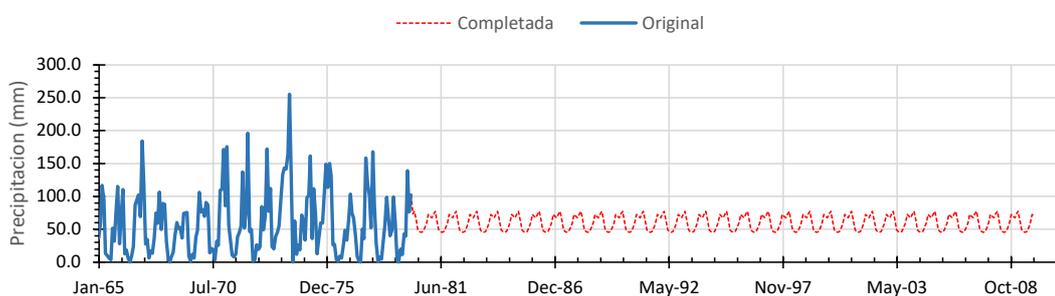


Figura A2-3: Completado de la estación Llata usando Deep learning para el periodo de análisis 1965-2009. Fuente: Propia

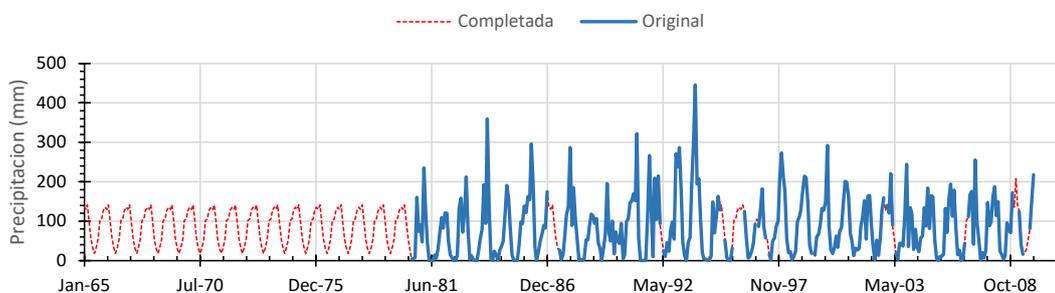


Figura A2-4: Completado de la estación Jacas Chico usando Deep learning para el periodo de análisis 1965-2009. Fuente: Propia

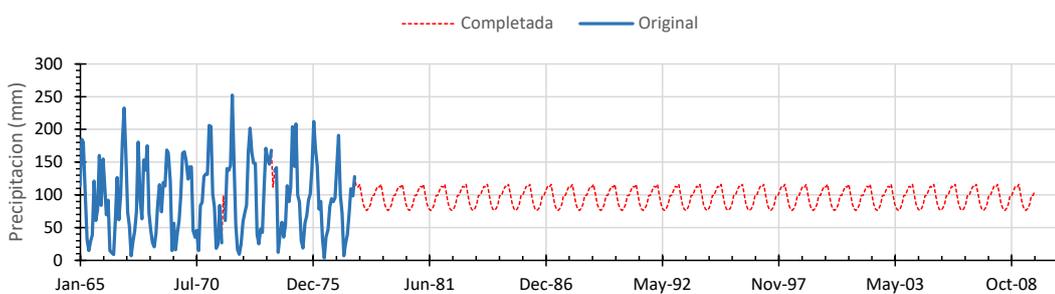


Figura A2-5: Completado de la estación Huallanca usando Deep learning para el periodo de análisis 1965-2009. Fuente: Propia

Data completada y extendida

PRECIPITACION TOTAL MENSUAL COMPLETADA - ESTACION CHAVIN (mm)													
AÑO	ENE.	FEB	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	TOTAL
1965	29.7	56.7	134.5	57.3	12.3	15.8	14.5	9.4	61.8	38.9	27.9	30.3	489.1
1966	41.4	81.3	147.8	26.1	25.6	1.5	3.2	0.0	0.0	80.4	114.2	131.4	652.9
1967	142.4	249.6	108.4	38.3	26.4	6.2	22.6	18.5	16.5	154.1	69.8	80.8	933.6
1968	119.2	89.5	116.8	11.5	8.6	11.9	2.9	25.6	60.6	100.5	22.7	29.4	599.2
1969	44.5	85.7	176.2	113.1	0.2	0.0	0.0	8.9	21.8	75.8	123.8	163.6	813.6
1970	141.0	122.8	115.7	179.9	33.8	19.5	0.7	11.2	66.0	112.8	86.2	107.6	997.2
1971	140.7	135.7	251.9	149.9	18.8	12.7	2.1	24.5	15.1	116.3	50.1	116.8	1,034.6
1972	129.8	112.3	160.5	92.6	40.3	2.3	9.6	7.4	14.8	63.1	75.4	53.6	761.7
1973	77.7	96.0	114.6	118.9	18.4	22.5	11.0	22.7	43.1	116.1	22.9	163.2	827.1
1974	97.6	163.6	205.9	90.7	2.5	26.9	3.0	31.7	30.0	22.0	41.4	63.9	779.2
1975	143.8	114.5	180.0	98.6	138.5	6.5	1.0	26.7	43.9	53.3	67.0	85.2	959.0
1976	193.4	243.5	171.3	66.5	13.5	30.8	1.4	32.4	7.3	33.8	25.2	52.0	871.1
1977	68.5	143.2	151.4	50.8	41.8	23.0	0.0	1.2	27.3	61.0	154.3	142.1	864.6
1978	89.6	128.6	167.3	113.1	47.9	4.1	0.0	0.0	27.7	50.8	91.3	11.7	732.1
1979	34.1	159.8	313.7	107.5	36.6	0.0	0.0	3.2	23.4	20.6	149.5	90.6	939.0
1980	107.7	170.8	163.8	57.9	2.4	1.0	7.3	20.4	0.0	167.2	245.9	135.2	1,079.6
1981	58.4	243.0	192.1	135.6	0.0	3.1	0.0	8.3	13.3	72.2	264.3	223.6	1,213.9
1982	219.4	229.2	120.8	110.2	2.2	0.0	0.0	0.0	25.0	188.3	176.0	134.3	1,205.4
1983	145.9	118.3	131.8	25.0	7.3	29.0	0.0	0.0	7.6	0.0	0.0	208.2	673.1
1984	279.1	327.6	279.7	194.3	26.3	2.9	0.0	3.1	7.7	61.7	32.4	112.4	1,327.2
1985	152.4	97.6	190.6	67.6	58.2	1.0	32.4	29.1	66.1	36.8	84.5	72.5	888.8
1986	187.3	94.5	60.5	103.0	19.0	3.7	16.6	13.0	55.7	33.6	118.3	106.5	811.7
1987	134.5	165.2	114.0	56.3	9.8	10.8	17.0	16.2	45.0	38.7	94.5	85.9	787.9
1988	164.3	108.3	98.3	134.5	24.4	0.0	0.0	0.0	44.9	66.5	43.9	63.8	748.9
1989	79.4	103.5	118.6	66.1	18.8	20.3	3.7	18.3	55.8	96.2	48.4	28.7	657.8
1990	85.5	95.4	102.3	42.8	28.6	34.2	8.7	0.0	51.9	145.4	115.8	94.8	805.4
1991	107.5	88.3	188.2	44.8	23.3	4.1	2.8	0.0	31.9	75.5	83.0	44.0	693.4
1992	52.5	66.5	98.8	90.8	9.0	5.5	3.4	36.4	23.5	63.2	76.1	40.6	566.3
1993	120.9	128.1	188.6	124.9	21.1	7.9	11.0	13.9	69.5	86.6	160.9	183.1	1,116.5
1994	167.1	175.8	157.9	89.5	22.7	13.4	0.0	0.0	48.2	57.6	52.9	80.1	865.2
1995	112.2	98.5	152.0	75.5	53.1	22.0	1.0	0.0	35.7	87.7	75.5	142.2	855.4
1996	107.9	141.8	147.1	139.6	34.0	2.6	0.0	19.5	22.9	41.7	33.9	60.3	751.3
1997	85.9	125.7	61.3	20.9	12.0	5.9	1.4	13.4	41.3	52.2	101.3	111.4	632.7
1998	160.9	127.4	151.8	41.2	12.2	4.6	0.0	4.2	10.9	58.2	66.7	38.9	677.0
1999	118.3	239.2	113.8	98.3	34.8	13.7	5.7	3.6	70.1	51.0	92.5	93.5	934.5
2000	75.4	124.1	112.7	100.3	34.8	11.3	6.3	34.4	24.1	13.4	40.8	85.5	663.1
2001	124.6	63.6	133.4	37.1	38.3	5.5	5.1	6.9	35.1	76.6	99.1	90.4	715.7
2002	56.7	82.5	132.4	69.6	17.1	1.8	27.7	2.6	18.5	87.3	96.8	85.0	678.0
2003	44.5	63.0	104.6	51.8	25.8	7.1	1.9	15.3	15.2	29.9	57.9	147.0	564.0
2004	33.3	80.7	53.8	22.5	12.2	12.2	21.2	5.0	38.2	89.4	87.0	93.2	548.7
2005	57.8	123.3	79.8	37.4	21.6	1.9	0.8	4.1	15.4	80.6	39.8	95.5	558.0
2006	77.9	95.5	147.3	83.5	9.3	48.1	6.8	7.1	55.4	67.4	104.0	119.1	821.4
2007	115.8	30.0	132.1	103.8	22.2	0.9	6.0	6.9	18.5	111.1	65.3	72.7	685.3
2008	100.7	96.2	105.7	89.9	28.8	16.9	2.3	13.1	27.7	108.5	84.1	61.1	735.0
2009	170.2	190.5	195.4	93.1	40.4	18.6	14.3	9.8	6.7	93.7	40.9	110.9	984.5
Media	111.1	130.6	145.4	82.7	25.2	11.0	6.1	11.7	32.0	74.2	84.5	96.5	811.1
	Dato completado / extendido												

PRECIPITACION TOTAL MENSUAL COMPLETADA Y EXTENDIDA - ESTACION LLATA (mm)													
AÑO	ENE.	FEB	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	TOTAL
1965	36.8	59.2	116.8	95.3	13.1	9.8	5.8	3.5	51.7	31.9	79.4	115.3	618.6
1966	27.9	74.1	110.4	12.8	18.4	6.0	0.0	8.9	23.4	87.2	94.2	102.1	565.4
1967	69.2	184.2	121.4	27.4	34.8	6.4	17.4	13.4	36.0	74.7	59.1	106.7	750.7
1968	49.6	89.4	87.9	31.2	8.3	0.0	7.8	15.1	41.3	60.3	51.1	52.6	494.6
1969	36.6	74.0	75.1	75.4	9.2	1.5	12.0	6.2	38.1	48.2	106.1	76.4	558.8
1970	79.8	69.7	91.0	87.0	14.2	20.5	19.5	3.2	31.8	25.6	109.2	110.8	662.3
1971	171.3	85.6	175.8	56.2	31.4	10.8	7.8	12.3	39.1	44.5	54.5	137.1	826.4
1972	51.8	77.3	196.2	46.5	49.6	1.9	3.2	26.5	19.3	23.8	84.4	49.2	629.7
1973	69.4	172.1	77.5	112.0	23.7	20.3	39.0	45.7	55.6	95.4	133.2	143.1	987.0
1974	141.6	164.8	255.2	124.3	0.0	62.6	11.8	25.6	18.7	71.7	61.5	33.3	971.1
1975	98.1	101.8	161.4	35.9	111.6	73.1	12.7	37.6	59.8	59.3	100.1	149.0	1,000.4
1976	113.5	150.1	131.1	26.6	26.7	3.5	1.6	9.0	6.5	26.5	48.3	33.3	576.7
1977	63.4	103.5	74.3	67.2	41.6	8.6	2.5	0.2	50.2	35.7	158.3	118.6	724.1
1978	100.8	52.3	167.6	86.0	27.5	0.4	7.6	4.6	32.3	55.7	98.8	65.9	699.5
1979	40.2	48.4	98.9	59.9	2.9	0.0	19.6	11.3	42.8	39.5	139.2	76.2	578.9
1980	102.2	198.4	104.4	37.1	3.3	0.0	9.0	7.2	15.6	55.3	173.0	181.7	887.2
1981	62.2	110.6	177.6	60.3	0.2	4.7	18.7	9.6	28.6	30.9	334.1	204.5	1,042.0
1982	137.0	63.7	135.3	89.4	3.4	0.9	17.7	13.2	15.6	123.9	163.2	126.7	890.0
1983	125.4	121.9	110.9	18.4	15.9	7.3	22.2	1.8	13.3	48.8	38.6	145.9	670.4
1984	382.2	122.1	90.0	58.6	23.0	0.0	2.1	0.8	29.0	72.0	83.7	118.2	981.7
1985	120.3	100.3	182.5	40.5	66.4	13.3	28.3	25.4	58.0	37.2	73.6	96.3	842.1
1986	167.5	78.6	99.1	111.6	10.3	10.3	3.0	3.5	58.9	22.2	111.9	56.4	733.3
1987	68.9	91.0	117.2	71.9	12.0	12.1	5.0	10.4	27.5	23.3	82.2	73.0	594.5
1988	78.6	61.7	103.6	57.6	20.0	1.6	6.5	0.6	19.8	46.2	89.4	114.0	599.6
1989	40.4	69.2	232.1	44.2	33.5	22.8	22.1	7.9	50.2	45.9	77.2	73.5	719.0
1990	105.7	38.4	296.0	42.2	22.8	42.6	9.9	7.3	52.2	116.2	97.4	118.6	949.3
1991	75.0	82.7	80.0	36.0	33.7	6.6	27.7	22.6	48.4	37.2	67.5	105.7	623.1
1992	23.0	55.7	104.0	40.5	9.5	5.5	4.4	10.6	31.1	69.5	68.4	111.0	533.2
1993	68.2	140.6	71.3	96.8	5.8	3.6	27.9	28.8	59.8	60.1	244.5	19.0	826.4
1994	113.8	124.0	141.4	40.1	36.5	4.8	6.1	8.0	21.4	23.4	77.8	92.1	689.4
1995	79.8	64.2	76.0	84.3	41.9	19.4	20.6	4.5	35.5	44.2	76.2	70.7	617.3
1996	72.8	77.3	138.9	112.2	19.0	6.9	2.8	22.2	39.1	31.5	56.0	66.0	644.7
1997	59.4	88.4	155.8	41.8	12.6	0.3	11.8	24.1	46.9	33.5	107.1	87.0	668.7
1998	168.5	132.9	103.1	58.0	27.1	0.3	10.0	5.5	31.8	30.5	61.9	43.2	672.8
1999	55.7	113.7	148.2	93.4	32.6	57.5	3.6	1.9	60.7	74.5	105.0	123.0	869.8
2000	51.8	77.3	95.8	81.9	31.6	4.8	2.2	4.2	29.6	63.3	88.1	77.4	608.0
2001	55.1	110.9	128.2	51.0	29.9	2.0	1.1	4.8	33.3	34.5	94.0	108.4	653.2
2002	56.8	88.7	91.2	42.6	12.8	0.0	4.5	7.2	41.2	84.7	98.7	98.1	626.5
2003	31.7	64.8	102.3	56.2	30.4	1.4	12.1	17.6	43.6	51.6	79.1	86.5	577.3
2004	50.6	67.2	184.8	36.6	15.7	7.9	4.5	1.0	54.1	72.2	85.7	52.6	632.9
2005	89.1	88.6	101.5	17.8	39.8	1.9	1.9	6.7	20.7	35.5	55.6	72.2	531.3
2006	69.5	58.6	89.9	59.7	6.9	20.5	27.9	14.6	52.6	25.8	121.1	96.9	644.0
2007	124.9	53.2	87.2	79.7	8.8	0.0	2.1	23.6	46.3	192.8	90.0	76.5	785.1
2008	117.6	110.7	122.4	65.5	19.4	28.5	5.3	32.8	35.2	61.7	128.1	58.6	785.8
2009	171.9	118.5	114.0	47.1	33.0	31.4	14.4	21.3	39.4	110.9	64.9	25.2	792.0
Media	90.6	95.1	127.2	60.4	23.8	12.1	11.2	12.7	37.5	56.4	99.4	92.2	718.6
	Dato completado / extendido												

PRECIPITACION TOTAL MENSUAL COMPLETADA Y EXTENDIDA - ESTACION JACAS CHICO (mm)													
AÑO	ENE.	FEB	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	TOTAL
1965	54.8	131.9	156.8	151.9	63.4	85.3	75.1	20.8	107	89.2	98.9	47.5	1,082.6
1966	118.2	143.9	263.7	74.5	25.1	1.9	158.8	1.5	9.1	45.6	440.2	204	1,486.5
1967	136.7	231.3	80.4	7.6	0.3	30.7	1.4	136.9	50.1	103.7	59.3	92.9	931.3
1968	211.1	182.3	215.6	20.3	56	1.5	5.6	19.4	35.9	29.7	134.3	221.6	1,133.3
1969	13.1	149.9	185.8	98.2	43.5	0	0.4	30.6	37.6	44.8	56.6	122.7	783.2
1970	123.2	122.3	257.4	153.1	40.2	1.6	0.2	10.8	20	82.8	68.5	67.9	948.0
1971	107.6	174.4	65.1	24.4	12.4	6.1	3.7	35	18.5	74.1	149.1	155.6	826.0
1972	307.8	147.7	72	75.4	1.2	4.5	36.3	1	16.3	97.3	90.3	126.2	976.0
1973	148.2	233.6	268.8	199.6	72.7	2.6	0	41.6	86.6	109.7	57.9	141.3	1,362.6
1974	51.5	236	85.3	100.5	71	18	0.6	27.5	14.6	63.1	96	171.8	935.9
1975	161.9	192.3	99.1	45.2	0	50.8	2	96	84.5	120.7	100.7	82.8	1,036.0
1976	172.7	240.2	170.8	50.2	31.6	3.5	41.9	21	13.9	61.9	83.3	194.7	1,085.7
1977	184.2	200.5	209.8	74.6	11.6	37.9	10.3	11.1	58.9	63.5	129.7	47.9	1,040.0
1978	76.7	86.4	164	104.4	11.6	3.9	6.2	0	16.7	52.4	180.1	238.3	940.7
1979	59.9	78.3	191.5	123.6	94.1	5.2	1.1	43.8	33.2	131.3	230.4	196.8	1,189.2
1980	189.4	250.9	143.8	105.7	82.9	5.2	3.9	3.8	7.9	160.5	74	89.4	1,117.4
1981	47.2	234.8	117.4	46.5	0	0	0	14.1	5.1	29.6	71.7	109.1	675.5
1982	82.5	121	120.1	48.2	14.4	6.3	0	0	14.1	133.7	158.4	72.3	771.0
1983	127.2	211.8	78.7	3.5	12.8	2.7	0	0	22.3	56	79.1	192.6	786.7
1984	94.3	359.3	139.1	6.1	0	23.4	14.7	1.2	26.6	35.1	48.5	114.6	862.9
1985	190.3	156.4	85.1	14.4	0	0	0	39.6	98.4	93.9	138	121.7	937.8
1986	162.4	154.8	295.7	197	33.2	0	20.7	49.2	66.7	88.8	82.4	175.1	1,326.0
1987	188.6	166.8	151.1	56.5	14.3	4.9	27	2.4	15.4	67	116.9	136.4	947.3
1988	286.9	89	185.6	106.1	53.9	0	3.4	0	5.3	52.7	52.1	86.8	921.8
1989	118	113.6	94.5	106.8	44.7	30.4	0	31	67.7	194.8	70.7	49.8	922.0
1990	100	17.1	72.4	50.7	43	94.4	4.8	13.9	98.3	106.5	147	149.8	897.9
1991	169.6	152.2	322.3	54.2	0	0	0	0	110.5	266.6	130.2	9.8	1,215.4
1992	209.1	103.9	215	93.4	28.2	24.2	10.8	46.2	23.6	75.7	97.6	54.6	982.3
1993	271.2	238.1	287	177.6	46.4	12.9	0	45.9	58.7	186.5	295	445.8	2,065.1
1994	194.7	207.7	109	21.1	4.1	3.2	1.3	0	11.7	148.6	70.3	111.1	882.8
1995	162.8	128.2	301.8	41.5	52	8.6	0	0	31.4	127.4	87.1	147.7	1,088.5
1996	154.9	164.9	99.6	124.1	58.2	6.9	9.8	23.1	43	92.2	62.7	86.2	925.6
1997	126.4	182.3	86.6	57.2	32	15.1	2.5	49.5	57	87.7	100.4	206.2	1,002.9
1998	273.3	211.5	176.7	55.4	19.7	22.4	2.5	9.6	23.4	98.6	110	127.9	1,131.0
1999	175.3	213.8	210.6	148.4	38.9	18.7	12.2	14	60.1	67.1	92.5	132.4	1,184.0
2000	127.4	149	291.7	89.4	27.5	17.7	32.6	62.2	33.3	73.8	83.2	144.5	1,132.3
2001	201.1	198.9	163.4	68	50.2	12.6	31.2	27.1	30.7	84.3	110.5	152.1	1,130.1
2002	54.6	163.5	164.9	88.3	37.1	2	51.7	13.4	56.4	126.1	158.8	174.3	1,091.1
2003	140.3	120.6	220.7	90.6	6.1	18	3.3	43.6	43	36.5	113.3	243.9	1,079.9
2004	35.6	134.1	119.8	28.2	79.2	36.3	22.2	56.9	62.2	134.3	87.8	184.1	980.7
2005	81.4	164.8	160.9	53	5.2	0	10.8	10.4	16.3	132.5	71.1	155.1	861.5
2006	194.1	112.6	178.8	84.3	15	26.3	0	4.7	43.8	107.5	111	166.4	1,044.5
2007	175.7	41.4	255.6	98.3	53.7	3	20.6	6.3	26.9	147.4	88.3	96.4	1,013.6
2008	161.6	187.3	113.8	149.1	24.6	15.4	4.2	12	95.5	81.7	70.5	172.3	1,088.0
2009	152.6	207.6	167.6	124.3	41.3	15.9	2.9	28.3	39.5	81.5	151.6	218.2	1,231.3
Media	146.1	166.9	169.2	82.0	32.3	15.1	14.1	24.6	42.2	96.5	113.5	143.1	1,045.6
	Dato completado / extendido												

PRECIPITACION TOTAL MENSUAL COMPLETADA Y EXTENDIDA - ESTACION HUALLANCA (mm)													
AÑO	ENE.	FEB	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	TOTAL
1965	114.0	185.0	180.1	99.0	32.0	15.0	29.0	39.0	121.0	61.0	78.0	160.0	1,113.1
1966	84.0	155.0	117.0	69.7	91.8	14.9	11.8	9.0	62.2	126.5	62.0	99.8	903.7
1967	183.0	232.7	160.0	73.5	52.0	7.0	28.5	44.5	74.0	180.5	91.5	63.5	1,190.7
1968	153.5	137.8	175.0	72.0	46.0	27.0	20.5	41.5	87.0	115.5	74.0	118.7	1,068.5
1969	113.5	168.4	163.5	120.8	15.0	56.8	16.2	41.4	60.4	100.0	163.6	166.0	1,185.6
1970	152.4	124.1	142.8	142.9	45.8	35.5	45.6	15.1	84.0	88.6	127.9	131.8	1,136.5
1971	131.2	205.9	204.6	101.8	81.1	18.5	24.5	84.1	26.7	140.9	60.8	140.2	1,220.3
1972	137.3	144.5	252.4	150.5	54.7	16.5	9.1	24.4	59.6	72.4	84.3	165.4	1,171.1
1973	202.0	164.9	148.6	148.0	39.2	25.2	47.8	42.6	110.7	171.1	154.1	146.9	1,401.1
1974	168.3	225.9	137.0	141.5	12.1	41.4	58.3	35.4	53.4	113.8	89.8	111.4	1,188.3
1975	204.0	143.5	208.2	99.6	89.0	30.5	18.7	57.2	68.2	91.8	101.5	142.1	1,254.3
1976	212.3	169.5	143.7	78.3	90.2	31.8	3.5	35.9	47.1	81.6	94.2	89.6	1,077.7
1977	95.8	143.6	190.8	99.8	72.0	7.0	26.1	39.2	71.2	109.3	98.5	127.9	1,081.2
1978	129.5	123.0	158.0	100.3	36.0	37.2	17.9	5.3	75.0	89.0	79.4	55.1	905.7
1979	122.3	142.4	135.8	111.3	67.4	19.3	59.5	41.4	49.8	71.9	73.7	130.2	1,025.0
1980	198.8	146.6	163.9	118.6	60.4	8.8	43.2	12.5	54.4	142.6	162.5	152.4	1,264.7
1981	176.7	180.7	152.1	93.4	55.7	19.5	46.6	30.3	42.5	107.1	211.8	166.1	1,282.5
1982	229.3	135.1	220.2	123.7	27.5	51.3	18.9	14.2	64.3	236.4	81.5	156.2	1,358.6
1983	206.4	155.7	255.5	79.3	71.2	9.7	21.0	15.4	73.8	53.5	93.7	180.2	1,215.4
1984	210.2	313.5	141.0	91.0	84.4	6.4	15.2	17.8	51.3	85.3	173.2	149.3	1,338.6
1985	151.6	168.9	213.8	79.3	104.0	14.1	49.4	43.9	113.9	79.6	73.2	134.1	1,225.8
1986	168.1	147.4	131.3	122.7	15.5	33.1	8.9	58.0	71.4	65.9	124.6	157.8	1,104.7
1987	156.5	157.7	165.7	104.5	28.8	32.1	41.3	16.9	84.7	54.6	90.2	126.6	1,059.6
1988	168.4	141.9	134.2	114.0	37.9	33.8	23.6	6.3	57.9	90.8	161.0	93.1	1,062.9
1989	120.3	169.3	172.7	105.7	52.2	28.6	22.8	41.1	100.4	106.8	107.1	80.1	1,107.1
1990	140.5	124.9	258.0	105.8	62.5	9.0	22.2	37.3	99.3	205.0	71.5	132.7	1,268.7
1991	131.4	128.9	156.8	83.2	54.9	49.9	31.6	10.1	115.4	84.5	71.4	156.1	1,074.2
1992	120.7	131.6	161.7	98.7	56.0	14.9	50.8	39.2	46.5	136.4	80.6	109.6	1,046.7
1993	164.0	285.8	129.0	120.2	47.2	30.0	37.0	56.0	106.1	102.1	88.4	104.7	1,270.5
1994	130.4	172.9	145.6	83.0	68.3	21.9	58.6	8.9	86.5	66.2	136.0	122.8	1,101.1
1995	219.4	120.8	186.2	86.3	58.8	48.0	39.3	10.9	84.8	114.6	93.7	130.5	1,193.3
1996	172.0	144.2	229.1	163.7	12.2	65.7	8.4	49.0	46.5	60.0	128.0	120.7	1,199.5
1997	180.6	147.1	229.1	111.9	67.5	13.6	54.2	40.1	85.3	74.0	102.3	119.8	1,225.5
1998	152.8	162.3	177.3	108.0	83.8	18.4	20.6	23.6	63.9	73.1	84.0	168.0	1,135.8
1999	186.7	191.5	124.8	126.9	29.0	49.3	12.1	39.7	103.1	108.9	97.4	86.8	1,156.2
2000	121.0	150.2	131.9	111.1	43.5	15.4	16.0	45.4	69.3	81.0	105.6	127.6	1,018.0
2001	244.6	148.2	144.1	100.3	81.0	12.8	31.0	37.3	60.1	78.5	107.5	132.9	1,178.3
2002	104.3	154.7	184.5	108.4	53.5	18.3	15.3	32.9	72.9	134.3	72.1	118.9	1,070.1
2003	143.7	154.3	152.5	104.5	42.2	36.7	25.6	41.4	46.0	72.2	71.3	152.2	1,042.6
2004	117.0	127.8	173.9	82.2	46.6	16.9	26.1	54.8	55.7	110.9	119.4	173.2	1,104.5
2005	107.3	150.0	134.6	65.9	80.4	12.9	36.9	36.3	54.3	87.3	98.2	96.2	960.3
2006	145.4	125.6	195.2	129.6	20.7	31.8	33.4	27.9	103.1	51.0	121.9	117.6	1,103.2
2007	138.8	161.5	172.0	132.6	39.7	26.1	20.6	24.6	63.3	343.7	77.8	138.3	1,339.0
2008	124.0	197.4	159.8	113.0	60.3	14.8	15.7	22.0	95.7	113.1	154.5	106.7	1,177.0
2009	126.4	168.5	152.8	125.0	48.0	18.9	21.9	35.8	48.1	176.4	52.5	140.5	1,114.8
Media	154.7	162.9	170.4	106.7	53.7	25.5	28.6	33.0	72.7	109.1	103.2	128.9	1,149.4
	Dato completado / extendido												

Caudales extendidos para la estación Tingo Chico

CAUDALES HISTORICOS RÍO MARAÑÓN – ESTACION HIDROMETRICA TINGO CHICO (m3/s)													
AÑO	ENE.	FEB	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	media
1965	46.2	102.8	126.5	94.3	40.4	29.0	25.1	19.5	44.1	42.8	47.9	66.3	57.1
1966	63.9	111.9	143.0	73.0	48.9	28.9	31.2	20.8	19.7	38.6	134.1	111.1	68.8
1967	138.6	231.9	138.8	64.4	38.8	28.4	21.6	30.2	37.0	82.3	65.9	53.0	77.6
1968	109.5	139.3	154.0	65.2	42.8	29.8	21.3	20.0	30.4	43.6	54.9	90.8	66.8
1969	55.7	113.2	131.8	100.4	42.5	30.8	21.5	19.7	23.9	34.3	69.1	98.0	61.7
1970	104.4	104.5	141.5	134.6	59.0	35.8	26.4	19.9	26.0	41.5	61.0	70.9	68.8
1971	88.3	159.9	144.7	76.8	48.3	30.8	21.7	25.8	22.1	44.4	55.7	93.1	67.6
1972	149.6	136.1	167.9	118.1	52.9	31.8	23.4	19.2	20.4	33.2	46.0	83.1	73.5
1973	125.1	182.2	170.9	162.9	70.3	39.4	29.5	28.0	48.0	92.2	96.8	110.7	96.3
1974	102.3	215.0	139.1	118.1	53.2	39.5	31.5	26.6	25.0	39.5	52.0	75.7	76.5
1975	143.5	156.7	153.5	87.0	61.4	44.4	27.3	32.5	46.4	58.6	68.0	79.9	79.9
1976	186.0	252.4	216.3	104.5	48.6	30.6	20.5	18.1	25.9	25.6	85.2	50.3	88.7
1977	104.1	178.9	194.8	89.5	70.7	33.8	21.7	19.7	21.2	26.9	147.4	101.8	84.2
1978	104.8	180.8	176.3	113.5	73.3	27.5	21.4	19.3	29.2	28.7	68.8	78.8	76.9
1979	186.1	142.1	234.6	149.3	46.4	23.6	20.2	20.3	23.3	29.3	51.4	64.6	82.6
1980	101.2	111.2	120.6	45.0	31.1	22.1	17.8	17.3	18.3	62.5	91.4	93.2	61.0
1981	88.3	187.3	133.7	76.8	40.5	27.1	21.6	19.7	18.2	28.6	108.5	118.8	72.4
1982	132.5	124.9	144.9	95.2	41.7	30.9	22.3	17.2	18.2	92.0	97.5	84.7	75.2
1983	120.9	153.6	155.0	68.0	44.1	29.0	20.8	16.5	19.4	22.7	36.2	110.9	66.4
1984	147.2	333.9	154.1	75.6	49.3	32.6	23.1	18.1	18.6	27.7	63.3	89.8	86.1
1985	118.7	141.6	140.3	66.4	47.8	29.3	22.7	22.1	43.4	45.6	54.2	76.0	67.3
1986	119.6	134.4	158.7	137.7	50.9	32.2	23.1	23.5	34.0	37.9	62.3	104.6	76.6
1987	133.2	150.2	139.4	87.3	41.0	29.1	24.1	18.7	26.8	34.5	40.5	129.4	71.2
1988	249.0	236.0	130.8	161.1	67.3	30.6	21.6	18.7	20.7	36.5	41.1	71.2	90.4
1989	166.0	217.2	197.7	147.8	46.8	28.5	20.9	19.1	22.5	68.0	64.2	35.8	86.2
1990	149.0	112.6	134.5	79.9	39.7	53.1	27.4	22.3	24.3	134.8	137.0	98.7	84.4
1991	192.6	123.2	208.7	85.7	55.8	25.7	20.9	19.3	18.3	46.3	52.4	38.1	73.9
1992	99.3	54.5	107.2	45.9	29.3	22.0	18.7	17.9	22.1	44.9	35.3	136.6	52.8
1993	81.3	213.8	173.0	119.7	118.7	27.2	32.6	36.4	45.9	69.4	159.8	186.4	105.3
1994	135.6	169.2	125.5	71.0	45.2	30.5	24.5	18.7	21.2	40.4	57.7	72.0	67.6
1995	124.6	112.2	187.4	88.1	51.4	36.1	25.8	18.7	23.0	52.3	61.8	84.1	72.1
1996	113.7	129.7	156.6	135.5	55.2	38.7	25.3	21.9	23.4	35.3	52.5	60.0	70.7
1997	102.7	138.0	134.8	80.2	46.9	29.3	23.4	22.8	31.9	41.8	56.1	92.1	66.7
1998	151.4	183.5	158.5	88.9	53.3	33.9	24.2	19.4	21.1	37.5	52.8	91.5	76.3
1999	127.6	187.4	148.5	122.5	55.3	39.8	26.2	21.1	35.0	48.5	56.9	72.1	78.4
2000	79.6	123.7	160.6	104.5	49.6	30.7	22.7	23.2	26.8	36.4	53.3	74.5	65.5
2001	150.2	161.0	157.8	91.0	59.2	34.7	25.6	22.2	24.8	35.3	59.0	86.0	75.6
2002	63.7	119.8	139.2	92.2	47.8	29.0	22.5	19.1	25.6	62.5	72.0	91.3	65.4
2003	95.1	114.6	174.2	102.6	45.8	32.0	23.3	21.6	24.3	26.7	40.9	110.5	67.6
2004	70.4	105.0	122.2	66.7	46.0	31.0	22.3	24.8	31.8	56.2	72.7	103.5	62.7
2005	76.8	117.1	117.3	62.9	41.5	26.2	20.1	17.6	18.3	36.3	45.6	62.2	53.5
2006	98.9	103.3	139.8	99.3	39.9	29.4	22.6	17.9	28.8	34.4	60.4	87.3	63.5
2007	109.2	99.9	163.1	112.6	57.3	33.3	23.5	19.0	22.1	162.6	80.3	76.5	80.0
2008	101.7	176.4	130.0	110.2	54.3	33.5	23.1	19.6	35.1	55.0	76.3	88.4	75.3
2009	105.9	165.4	144.9	110.9	55.9	34.9	24.3	21.3	23.5	62.7	63.7	101.7	76.3
Media	118.1	153.5	153.2	97.4	51.2	31.7	23.6	21.2	26.9	49.7	69.1	87.9	73.6
FUENTE: EAH Central Hidroeléctrica Carpa													
Dato completado / extendido													

ANEXO B: DISEÑO HIDRÁULICO DE ESTRUCTURAS

B.1 Diseño de la Estructura de Captación

11/29/19 8:58 AM D:\Ejecutables de Mat...\Azud tesis.m 1 of 3

```

Q_rio = 2;%m3/s
s = 0.11;%pendiente del rio
Q_max = 235; %m3/s para un periodo de retorno de 100 anos
Fb = 1.2; %factor de fondo - material grueso
Fs = 0.2; %factor de orilla - materiales ligeramente cohesivos
a = 1; %parametro que caracteriza el cauce
n = 0.15; %Coeficiente de Manning para el rio - extraido de Ven Te Chow
%ANCHO DE ENCAUZAMIENTO
B_Blench = 1.81*((Q_max*Fb)/Fs)^0.5; %formula de blench
B_Altunin = (a*((Q_max)^0.5))/(s^(1/5)); %formula de altunin
B_Petit = 2.45*(Q_max^0.5);%formula de petit
B_prom = (B_Altunin+B_Petit)/2; %Se toma el promedio como el ancho

%Tirantes zona de encauzamiento
Y_n = 0.14;% Para el caudal de diseno
Y_a = 2.60;% Tomando en cuenta maxima avenida a un Tr = 100 anos

%Carga sobre el barraje
c=2.1; %coeficiente de descarga
L= B_prom -5; %Longitud asumida para el barraje
Hd = (Q_max/(c*L))^(2/3); %Carga sobre el berraje

%---%CAUDAL DE LIMPIA/DEMASIAS---%

%Velocidad de arrastre
c = 4.5;%coeficiente en función del tipo de material
d = 0.1;%diametro del grano mayor (m)

Vc = 1.5*c*(d^0.5);%Velocidad de arrastre (m/s)

%Caudal del canal de limpia
B = 4.5; %(metros)Asumido - Ancho canal de limpia
g = 9.81; %m/s2 gravedad

q=(Vc^3)/g; %caudal por unidad de ancho
Qc = B*q; %caudal a discurrir en el canal de limpia (m3/s)

%Pendiente del canal de limpia
Ic = ((n^2)*(g^(10/9)))/(q^(2/9));%Pendiente critica

%-----%Diseno de la toma de agua%-----%
Cd = 0.3;
ho = Y_n; %nivel de aguas en el rio (m)-minimo
Vb = 0.2; %m/s - Velocidad entre los barrotes - recomendado
An = Q_rio/(0.9*Vb);

Q_captado = Cd*(An*((2*g*ho)^0.5));
Q_exc = Q_captado -Q_rio;

%Altura de la ventana de captación
Lven = 4; %longitud de la ventana de captación - Asumido
cv = 1.827; %Valor extraido de Fteley y Stearms - longitud de ventana entre 1.5 y
5.8 metros

```

11/29/19 8:58 AM D:\Ejecutables de Mat...\Azud tesis.m 2 of 3

```

h = ((Q_captado)/(cv*L)); %Altura de la venta de captación

%-----Diseño del disipador%-----%
m_dis = 0.08; %Pendiente 8/100
n_dis = 0.03; %Tierra con fondo de cantos rodados
B_dis = 1; %Ancho asumido
Q_dis = Q_exc;
h_dis = 0.82; %sale de ecuacion de manning - metros

%-----Longitud de transición%-----%
alpha = 12.5; %ángulo de conexión entre secciones
B1 = 2.5; %Sección de entrada al canal - Asumida
B2 = Lven; %Ancho de ventana de captación

L_tr = (B2-B1)/(2*tan(alpha*pi/180)); %longitud de transición - metros

%----Compuerta de regulación--%
C_re = 0.7; %Coeficiente de descarga - Valores entre 0.6 y 0.8
V_re = 2.5; %m/s - Recomendaciones de 2 a 2.5 m/s
h_re = ((V_re^2)/(2*g)); %diferencia de niveles aguas arriba y debajo de la compuerta
A_re = 2; %m2 - Asumido para un ancho de canal de 2.5 m y un tirante de 0.8 metros

Q_re = C_re*A_re*V_re; %Caudal que pasa por la compuerta (m3/s)

%----CALCULO DE LA ESTRUCTURA DE DISIPACION----%
Lb = 2.5; %tomamos el mismo ancho del canal de regulación
y1=0.3; %Tirante aguas abajo - Asumido (m)
V_dis=Q_re/(Lb*y1); %velocidad en la poza
r=0.4; %valor asumido
B=0.8; %Al hacer conservación de energía - Valor asumido
H=0.21; %Diferencia de 1.01 (valor al igualar E0 y E1)

E_0=r+B+H; %energía aguas arriba
E_1 = y1+(V_dis^2)/(2*g); %energía aguas abajo

%hallamos y2 - ejes 2 y 3
yn = 0.60; %tirante canal de derivación
y2=(-y1/2)+(((y1^2)/4)+((2*(V_dis^2)*y1)/g))^0.5; %tirante y2
r_2=y2-yn; %comprobando - valores cercanos a r asumido
L = 4*y2; %longitud de la poza - US Bureau of Reclamation

%----PERFIL DEL BARRAJE----%
Lo_b = 0.27*Hd;
L1_b=(2*(Y_a+.20)*(Hd^0.85))^(1/1.85);
Ltot = Lo_b+L1_b; %formal de la cresta del barrage

%cresta mediante tabulación
x_cr= 0:0.1:4.6;
y_cr= 0.5*((x_cr.^1.85))/((Hd^0.85));
p=plot(x_cr,y_cr,'r--o');
p(1).LineWidth = 1.5;
xticks(0:0.3:4.7);
set ( gca, 'ydir', 'reverse' )
xlabel('x(m)')

```

11/29/19 8:58 AM D:\Ejecutables de Mat...\Azud tesis.m 3 of 3

```

ylabel('y(m)')
grid on

%radios en el perfil del barraje
rad1=0.2*Hd;
rad2=0.5*Hd;
%---Calculo tirante a pie de barraje y conjugado---%
r_bar=1.5;%Diferencia entre Co y C1
d1=0.60;%Tirante del rio al pie del talud (m)
Vh=Q_max/(Hd*B_prom);%velocidad de la cresta del barraje vertedero
hf=0.1*((Vh^2)/(2*g));%perdida por friccion entre 0 y 1
TT=0.9*((Vh^2)/(2*g));%para operar
V1_bar=(2*g*(r_bar+Y_a+Hd-d1+TT))^0.5;%velocidad al pie del talud (m/s)
q1=Q_max/(B_prom);%caudal por ancho de presa
d1_compr=q1/V1_bar;%valor de tirante debe ser similar a d1 para ser aceptado
%tirante conjugado
d2=-((d1/2)+(((d1^2)/4)+2*((V1_bar^2)/g)*d1)^0.5;%tirante conjugado
%comprobación 1/2 de d2
d2_compr1=Y_a+r_bar;%se debe comprobar la igualdad
%comprobación 2/2 de d2
d2_compr2=(Y_a+r_bar)/1.15;
%---Calculo longitud del colchon dissipador---%

L_cd1=6*(d2_compr2-d1_compr);%ecuación de Schoklitsch
F1=V1_bar/((g*d1_compr)^0.5);
L_cd2=6*d1_compr;%ecuación de Safranez
L_cd3=4*d2_compr2;%ecuación de US Bureau of Reclamation
L_cd4=5*(d2_compr2-d1_compr);%ecuación de Baklanmetev-Martzke
L_cd5=2.5*(1.4*(d2_compr2-d1_compr));%ecuación de Pavloski
L_ele=L_cd4;%valor elegido para el diseño

%espesor del colchon dissipador
e = 1; %Se asume un espesor de 1 metro, se corroborara con datos de campo

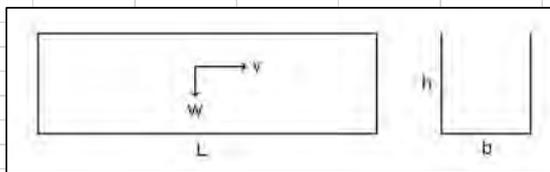
%calculo de la longitud de la escollera
Db_esc=2.6;%diferencia geometrica entre colchon y presa
D1_esc=0.50;%diferencia entre nivel de agua y presa
C=6;%coeficiente de Bligh
q_esc=q1;%caudal por ancho de presa
Ls_es=0.6*C*(D1_esc^0.5)*((1.12*(q_esc*(Db_esc/D1_esc))^0.5)-1);

```

B.2 Diseño hidráulico del desarenador

 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		ANEXO B-2 DISEÑO HIDRAULICO DESARENADOR																																						
Nombre: Luis Miguel Prieto Miranda		Codigo: 20095315																																						
Tesis: Prefactibilidad de la pequeña central hidroeléctrica Tantamayo																																								
Asesor: Jose Cabrera Winkelried																																								
Se propone el diseño de un desarenador de baja velocidad ($v < 1\text{m/s}$) con el objetivo de separar y remover despues el material solido que lleva el agua en el canal proyectado																																								
1. DIAMETRO DE LA PARTICULA A SEDIMENTAR																																								
De acuerdo a la altura de caída se puede tener una aproximación del tamaño de partícula a eliminar:																																								
<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>H (m)</th> <th>d (mm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>100-200</td><td>0.6</td></tr> <tr><td>200-300</td><td>0.5</td></tr> <tr><td>300-500</td><td>0.3</td></tr> <tr><td>500-1000</td><td>0.1</td></tr> <tr><td>>1000</td><td>0.05</td></tr> </tbody> </table>	H (m)	d (mm)	100-200	0.6	200-300	0.5	300-500	0.3	500-1000	0.1	>1000	0.05	<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tbody> <tr><td>H bruta</td><td>512 m</td></tr> <tr><td>d</td><td>0.3 mm</td></tr> </tbody> </table>	H bruta	512 m	d	0.3 mm																							
H (m)	d (mm)																																							
100-200	0.6																																							
200-300	0.5																																							
300-500	0.3																																							
500-1000	0.1																																							
>1000	0.05																																							
H bruta	512 m																																							
d	0.3 mm																																							
2. VELOCIDAD DE FLUJO EN EL DESARENADOR																																								
Para asegurar la decantación en el sistema seguimos la siguiente formula:																																								
$V \left(\frac{\text{cm}}{\text{s}} \right) = a \sqrt{d(\text{mm})}$	<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tbody> <tr><td>a</td><td>44</td></tr> <tr><td>V</td><td>24.10 cm/s</td></tr> </tbody> </table>	a	44	V	24.10 cm/s	<>	0.24 m/s																																	
a	44																																							
V	24.10 cm/s																																							
<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>d</th> <th>a</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>>1 mm</td><td>36</td></tr> <tr><td>0.1-1 mm</td><td>44</td></tr> <tr><td><0.1 mm</td><td>51</td></tr> </tbody> </table>	d	a	>1 mm	36	0.1-1 mm	44	<0.1 mm	51																																
d	a																																							
>1 mm	36																																							
0.1-1 mm	44																																							
<0.1 mm	51																																							
3. VELOCIDAD DE SEDIMENTACIÓN																																								
Según Arkhangelski (1935):		Según el Nomograma Stokes y Sellerio:																																						
<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>d (mm)</th> <th>w (cm/s)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0.05</td><td>0.178</td></tr> <tr><td>0.1</td><td>0.692</td></tr> <tr><td>0.15</td><td>1.56</td></tr> <tr><td>0.2</td><td>2.16</td></tr> <tr><td>0.25</td><td>2.7</td></tr> <tr><td>0.3</td><td>3.24</td></tr> <tr><td>0.35</td><td>3.78</td></tr> <tr><td>0.4</td><td>4.32</td></tr> <tr><td>0.45</td><td>4.86</td></tr> <tr><td>0.5</td><td>5.4</td></tr> <tr><td>0.55</td><td>5.94</td></tr> <tr><td>0.6</td><td>6.48</td></tr> <tr><td>0.7</td><td>7.32</td></tr> <tr><td>0.8</td><td>8.07</td></tr> <tr><td>1</td><td>9.44</td></tr> <tr><td>2</td><td>15.29</td></tr> <tr><td>3</td><td>19.25</td></tr> <tr><td>5</td><td>24.9</td></tr> </tbody> </table>	d (mm)	w (cm/s)	0.05	0.178	0.1	0.692	0.15	1.56	0.2	2.16	0.25	2.7	0.3	3.24	0.35	3.78	0.4	4.32	0.45	4.86	0.5	5.4	0.55	5.94	0.6	6.48	0.7	7.32	0.8	8.07	1	9.44	2	15.29	3	19.25	5	24.9		
d (mm)	w (cm/s)																																							
0.05	0.178																																							
0.1	0.692																																							
0.15	1.56																																							
0.2	2.16																																							
0.25	2.7																																							
0.3	3.24																																							
0.35	3.78																																							
0.4	4.32																																							
0.45	4.86																																							
0.5	5.4																																							
0.55	5.94																																							
0.6	6.48																																							
0.7	7.32																																							
0.8	8.07																																							
1	9.44																																							
2	15.29																																							
3	19.25																																							
5	24.9																																							
<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tbody> <tr><td>wo =</td><td>3.24</td><td>cm/s</td></tr> </tbody> </table>	wo =	3.24	cm/s	<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>Stokes</th> <th>Sellerio</th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>wo =</td> <td>2.5</td> <td>2.5 cm/s</td> </tr> </tbody> </table>	Stokes	Sellerio		wo =	2.5	2.5 cm/s																														
wo =	3.24	cm/s																																						
Stokes	Sellerio																																							
wo =	2.5	2.5 cm/s																																						
Según Owens		Según Scotti-Foglieni																																						
$w = k \sqrt{d(\rho_s - 1)}$	$w = 3.8 \sqrt{d} + 8.3 d$																																							
<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tbody> <tr><td>k =</td><td>1.28</td></tr> <tr><td>d =</td><td>0.3 mm</td></tr> <tr><td>ρ_s =</td><td>2.65 g/cm³</td></tr> <tr><td>wo =</td><td>0.901 cm/s</td></tr> </tbody> </table>	k =	1.28	d =	0.3 mm	ρ_s =	2.65 g/cm ³	wo =	0.901 cm/s	<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tbody> <tr><td>d =</td><td>0.3 mm</td></tr> <tr><td>wo =</td><td>4.571 cm/s</td></tr> </tbody> </table>	d =	0.3 mm	wo =	4.571 cm/s																											
k =	1.28																																							
d =	0.3 mm																																							
ρ_s =	2.65 g/cm ³																																							
wo =	0.901 cm/s																																							
d =	0.3 mm																																							
wo =	4.571 cm/s																																							
Tomamos el promedio de todos los valores obtenidos teniendo:																																								
<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tbody> <tr><td>wo =</td><td>2.742 cm/s</td></tr> </tbody> </table>	wo =	2.742 cm/s																																						
wo =	2.742 cm/s																																							

3. CALCULO DE LAS DIMENSIONES DEL TANQUE



Ancho del desarenador:	h	3	m	Tiempo de concentración	h	3	m
$Q = (b \cdot h) \cdot v$	Q	2	m ³ /s	$t = h/w$	w	0.027	m/s
	v	0.24	m/s		t	109.3939858	s
	b	2.77	m				

Longitud del desarenador	h	3	m	Volumen de agua conducido en ese tiempo	Q	2	m ³ /s
$L = (h \cdot v) / w$	v	0.24	m/s	$V = Q \cdot t$	t	109.3939858	s
	w	0.027	m/s		V	218.7879715	m ³
	L	26.36	m				

Verificando la capacidad del tanque:

$V = b \cdot h \cdot L$

V	218.787972	m ³
b	2.77	m
h	3	m
L	26.36	m

4. CALCULO DE LA LONGITUD DE TRANSICIÓN

Damos uso a la formula de Hind:	e	0.39	
$Lt = \frac{T1 - T2}{2 \tan \theta}$	T1	2.77	m
	T2	2.00	m
	Lt	0.92	m
Grados	Radianes		
22.5	0.39269908		

5. CALCULO DE LA LONGITUD DEL VERTEDERO AL FINAL DEL TANQUE

Q	2	m ³ /s
Hmax	0.25	m
C	2	Perfil Tipo Creager
Lv	8	m

6. CALCULO DEL ANGULO CENTRAL Y EL RADIO CON QUE SE TRAZA LA LONGITUD DEL VERTEDERO

Si:	6.28318531	<>	360	°	R1	21930.7693
	Lv	<>	α		R2	12665.5407
	$R = (180 \cdot Lv) / (\pi \alpha)$				α	0.0209006
	$R = \frac{b}{(1 - \cos \alpha)}$				grados	1.19751617 °

B.3 Diseño del Canal de Conducción

Channel Report

Hydraflow Express-Extension for Autodesk® AutoCAD® Civil 3D® by Autodesk, Inc.

lunes, Ago 21 2017

PCH TANTAMAYO - CANAL DE CONDUCCIÓN

User-defined

Invert Elev (m) = 3194.0000
 Slope (%) = 0.2000
 N-Value = 0.014

Highlighted

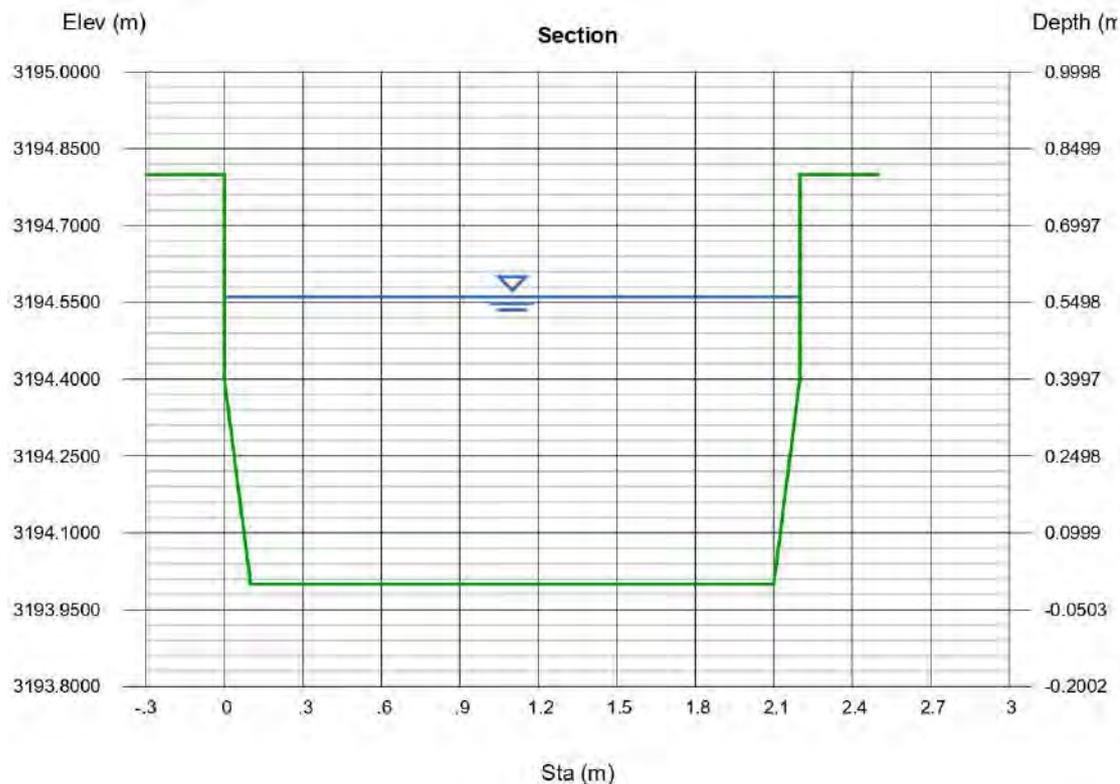
Depth (m) = 0.5608
 Q (cms) = 2.0000
 Area (sqm) = 1.1938
 Velocity (m/s) = 1.6754
 Wetted Perim (m) = 3.1462
 Crit Depth, Yc (m) = 0.4572
 Top Width (m) = 2.2000
 EGL (m) = 0.7040

Calculations

Compute by: Known Q
 Known Q (cms) = 2.0000

(Sta, El, n)-(Sta, El, n)...

(0.0000, 3194.8000)-(0.1000, 3194.0000, 0.014)-(2.1000, 3194.0000, 0.014)-(2.2000, 3194.4000, 0.014)-(2.2000, 3194.8000, 0.014)



B.4 Diseño de la cámara de carga

12/3/19 11:46 AM D:\Ejecutables d...\camara de carga.m 1 of 2

```

#####DISEÑO DE LA CAMARA DE CARGA#####

d= 0.3; % tamaño de la partícula en mm
g=9.81; %m/s2 aceleración de la gravedad
%--Ancho de poza
a_canal = 2.5; %En metros, ancho del canal
h_can = 0.8; %altura del canal (m)
w_poza = 3.5*a_canal;%en metros, de 2 a 15 veces el ancho del canal

%Caudal turbinado y de operación
P=9040; %Potencia en kW
n=0.9; %Eficiencia de la POH asumida
Hbru=512; %Altura bruta en metros
Qturb=P/(n*g*Hbru);%Caudal turbinado en m3/s
Qop=20/1000; %en m3/s valor asumido agregado en operación

Qt=Qturb+Qop;%Caudal total para el analisis

%--Profundidad minima y longitud de poza
Q=Qt; %m3/s caudal requerido por la camara de carga
v_cri=0.44*(d^0.5);%velocidad maxima critica de acuerdo a Vischer & Huber , debe ser menor a 0.6(m/s)
hmin = Q/(w_poza*v_cri); %minima elevacion en la poza (m)

%--LONGITUD DE LA POZA

%--Velocidad vertical wo
wo = (100/(9*d))*(((1+1.57*(10^2)*(d^3))^0.5)-1); %velocidad de asentamiento en mm/s

hase = 1.20; %en metros despues de iterar valores
v = Q/(w_poza*hase);%en m/s
W = (wo/1000)-(v*(0.132/(hase^0.5))); %en m/s
Lpoza=hase*(v/W);%longitud de la poza en metros

%Calculo de area de recolección y barrido de la acumulación de sedimentos
Vcolec=(w_poza*hase*Lpoza)/4; %volumen del area de coleccion
Hcolec=(2*Vcolec)/(w_poza*Lpoza);%en metros, altura zona de coleccion

%---DISEÑO DE LA CAMARA---%
Vcamara = 75*Q; %volumen de la camara
Vbalanceado = Vcamara; %volumen balanceado

%Volumen de transicion
Ltransici=w_poza;%en metros, regla para encontrar la longitud de transición
A1 = w_poza*hase; %areas de referencia
A2 = a_canal*h_can;
Vtransici = (Ltransici/3)*(A1+A2+((A1+A2)^0.5));%volumen zona de transición en m3

%Volumen de la poza
Vasent=Lpoza*w_poza*hase; %volumen de la poza

%Volumen del tanque de presión

```

12/3/19 11:46 AM D:\Ejecutables d...\camara de carga.m 2 of 2

```

Vtp = Vbalanceado-Vasent-Vtransici; %volumen del tanque de presion en m3.
%Altura del tanque de presión
Dtf=0.7; %en metros, valor calculado por diametro economico.
Htanque = 4*Dtf+0.5*Dtf; %Altura del tanque en metros, depende de la tubería forzada

%Volumen del muro divisorio
Hdivisi=0.5; %valor asumido para la altura de muro de division
Wdivisi=0.8;%ancho del muro divisorio

Vmd = (Htanque-(hase-Hdivisi))*w_poza*Wdivisi; %volumen del muro divisorio en m3

%Longitud del tanque de presión
Ltp=(Vtp+Vmd)/(w_poza*Htanque); %longitud en metros

%Altura de muros
mu=0.5; %valor asumido para el factor de borde
HB2 = ((Q^(2/3))/((2.95*mu*a_canal)^(2/3)));%alturas parada y arranque
HB1=((Qop^(2/3))/((2.95*mu*a_canal)^(2/3)));%alturas parada y arranque
%total building height
b_libre=0.15; %valor asumido para el borde libre
Hbuilding = Htanque+(HB2-HB1)+b_libre; %altura total de la estructura en metros

%Diseño de rejillas
alpha=0.505; %inclinación de la rejilla --- aprox 29 grados.
s=0.05;%distancia asumida entre las cuchillas
ss=s/2; %distancia entre las barras (m)
phi=2.42; %valor obtenido por el tipo de rejilla

E= phi*((0.005/ss)^(4/3))*sin(alpha);%perdida por la sección rectangular

vkm=Q/(w_poza*hase);%velocidad entre las rejillas
delta_h=E*((vkm^2)/(2*g));%perdida de carga

%----DISEÑO DE VERTEDERO LATERAL
V=0.95;
mu=1.4;%coeficiente de contracción
hvert=0.4;%en metros = altura del vertedero (asumido)
L=4.1;%en metros - obtenido iterando valores
Qvert=V*(2/3)*mu*((2*g*L)^0.5)*(hvert^(3/2));%valores similares a Qt (m3/s)

```

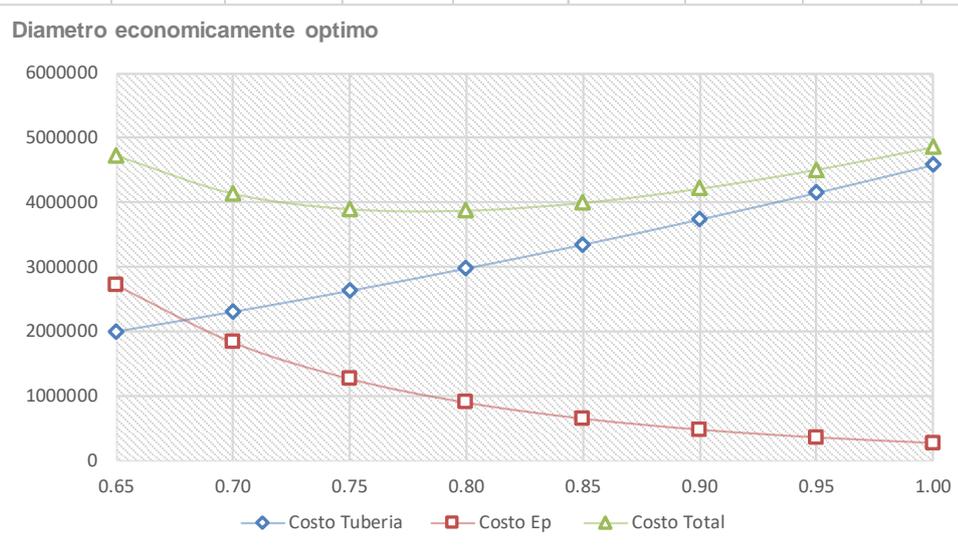
B.5 Diseño de la Tubería Forzada

 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		ANEXO B-5 DISEÑO DE LA TUBERIA FORZADA			
Nombre: Luis Miguel Prieto Miranda Tesis: Prefactibilidad de la pequeña central hidroeléctrica Tantamayo Asesor: Jose Cabrera Winkelried		Código: 20095315 Página: 1 de 2			
1. METODOS PRELIMINARES DE DISEÑO					
J					
Alt caída =		512 m			
Caudal =		2 m ³ /s			
Criterio 1 (fórmula)		$D = \left(\frac{5.2Q^3}{H} \right)^{1/7}$		Criterio 2 (regulando la velocidad entre 4 y 6 m/s)	
D =		0.70 m		D =	
A =		0.383 m ²		A =	
V =		5.217 m/s		V =	
				De acuerdo con este segundo criterio, el diámetro debería estar comprendido entre	
				0.65 y 0.80 metros	
Criterio 3 (garantizando que la pendiente de la línea de energía esté comprendida entre 0.5% a 2%)					
D =		0.65 m		1.00 m	
A =		0.332 m ²		0.785 m ²	
P =		2.042 m		3.142 m	
Q =		2 m ³ /s		2 m ³ /s	
n (acero) =		0.011		0.011	
S =		0.0496		0.0050	
De acuerdo con este tercer criterio, el diámetro debería estar comprendido entre					
0.65 y 1.00 m					
1er método:		0.70		metros	
2do método:		0.65 y 0.80		metros	
3er método:		0.65 y 1.00		metros	

 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		ANEXO B-5 DISEÑO DE LA TUBERIA FORZADA							
Nombre: Luis Miguel Prieto Miranda								Código: 20095315	
Tesis: Prefactibilidad de la pequeña central hidroeléctrica Tantamayo								Página: 2 de 2	
Asesor: Jose Cabrera Winkelried									
1. COSTO ESTIMADO DE LA TUBERIA FORZADA									
D (m) =	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00	
L (m) =	810	810	810	810	810	810	810	810	810
Hbruta (m) =	512	512	512	512	512	512	512	512	512
Hmax (m) =	716.8	716.8	716.8	716.8	716.8	716.8	716.8	716.8	716.8
pmax (kg/cm2) =	93.184	93.184	93.184	93.184	93.184	93.184	93.184	93.184	93.184
St (kg/cm2) =	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200
t (m) =	0.031	0.033	0.035	0.038	0.040	0.042	0.044	0.046	0.046
Asecc (m2) =	0.0634	0.0730	0.0833	0.0943	0.1059	0.1183	0.1313	0.1450	0.1450
Vol (m3) =	51.344	59.136	67.477	76.366	85.805	95.792	106.329	117.414	117.414
Peso (ton) =	400.48	461.26	526.32	595.66	669.28	747.18	829.36	915.83	915.83
Costo (US\$) =	2,002,421	2,306,302	2,631,591	2,978,287	3,346,390	3,735,900	4,146,817	4,579,141	4,579,141
2. COSTO ESTIMADO DE LA ENERGIA PERDIDA									
D (m) =	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00	
L (m) =	810	810	810	810	810	810	810	810	810
A (m2) =	0.332	0.385	0.442	0.503	0.567	0.636	0.709	0.785	0.785
R (m) =	0.163	0.175	0.188	0.200	0.213	0.225	0.238	0.250	0.250
Q (m3/s) =	2	2	2	2	2	2	2	2	2
V (m/s) =	6.03	5.20	4.53	3.98	3.52	3.14	2.82	2.55	2.55
n (acero) =	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011	0.011
Sf =	0.0496	0.0334	0.0231	0.0164	0.0119	0.0087	0.0065	0.0050	0.0050
hf (m) =	40.15	27.04	18.72	13.27	9.60	7.08	5.31	4.04	4.04
Pperd (MW) =	0.66	0.44	0.31	0.22	0.16	0.12	0.09	0.07	0.07
Eperd (MWh) =	5768.2	3885.0	2689.0	1905.9	1379.4	1016.9	762.2	579.8	579.8
Costo Ep (\$/año) =	288410	194249	134448	95295	68968	50846	38109	28988	28988
n (vida útil) =	30	30	30	30	30	30	30	30	30
i (10%) =	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
(1+i)^n =	17.449	17.449	17.449	17.449	17.449	17.449	17.449	17.449	17.449
P/A =	9.43	9.43	9.43	9.43	9.43	9.43	9.43	9.43	9.43
VP (Eperd) =	2,718,819	1,831,170	1,267,432	898,335	650,155	479,319	359,246	273,265	273,265
Costo total =	4,721,239	4,137,472	3,899,023	3,876,622	3,996,546	4,215,219	4,506,064	4,852,407	4,852,407

3. OBTENCION DEL DIAMETRO ECONOMICO

D (m) =	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
Costo (US\$) =	2002421	2306302	2631591	2978287	3346390	3735900	4146817	4579141
VP (Eperd) =	2718819	1831170	1267432	898335	650155	479319	359246	273265
Costo total =	4,721,239	4,137,472	3,899,023	3,876,622	3,996,546	4,215,219	4,506,064	4,852,407



B.6: Diseño de Apoyos y Anclajes en la Tubería Forzada

 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERÚ		ANEXO B-6 DISEÑO DE APOYOS Y ANCLAJES EN LA TUBERÍA FORZADA					
Nombre: Luis Miguel Prieto Miranda Tesis: Prefactibilidad de la pequeña central hidroeléctrica Tantamayo Asesor: Jose Cabrera Winkelried		Codigo:		20095315			
1. DISEÑO DE APOYOS EN LA TUBERÍA FORZADA							
Qd		2 m³/s					
Apoyo Tipo	X	x'(m)	H	Anclaje	H'(m)	α(°)	L(m)
A	12.06		3192.5	A66	-	-	
A	21.71	9.65	3186.73	A65	5.77	36	11.2434603
A	29.59	7.88	3180.9324	A64	5.7976	36	9.78297326
A	37.47	7.88	3175.32	A63	5.6124	36	9.67436994
A	45.34	7.87	3169.76	A62	5.56	36	9.63589643
B	60.77	15.43	3156.32	A61	13.44	44	20.4626122
B	68.31	7.54	3148.98	A60	7.34	44	10.5226993
B	75.91	7.6	3141.61	A59	7.37	44	10.5866378
A	91.17	15.26	3128.89	A58	12.72	40	19.8662025
A	98.76	7.59	3122.1	A57	6.79	40	10.1839187
A	106.38	7.62	3115.84	A56	6.26	40	9.86164287
A	131.33	24.95	3096.05	A55	19.79	28	31.8456685
B	139.66	8.33	3090	A54	6.05	36	10.2952125
B	147.84	8.18	3084.06	A53	5.94	36	10.1092037
B	156.01	8.17	3078.13	A52	5.93	36	10.0952365
B	164.3	8.29	3071.94	A51	6.19	36	10.3460234
B	172.47	8.17	3065.67	A50	6.27	36	10.298631
B	180.69	8.22	3059.37	A49	6.3	36	10.3565631
B	196.788	16.098	3045.63	A48	13.74	42	21.1644325
B	204.87	8.082	3038.38	A47	7.25	42	10.857317
B	212.773	7.903	3031.1	A46	7.28	42	10.7450365
B	220.77	7.997	3023.903	A45	7.197	42	10.7586625
B	232.98	12.21	3008.57	A44	15.333	59.0	19.6006375
B	241.6	8.62	2997.09	A43	11.48	44.0	14.3560022
B	252.24	10.64	2993.83	A42	3.26	1.0	11.1282164
B	275.27	23.03	2978.76	A41	15.07	57.0	27.524599
B	280.29	5.02	2971.02	A40	7.74	57.0	9.22539972
B	289.75	9.46	2956.43	A39	14.59	57.0	17.3884933
B	294.74	4.99	2949.04	A38	7.39	57.0	8.91696137
B	300.44	5.7	2942.27	A37	6.77	40.0	8.8500226
B	313.18	12.74	2930	A36	12.27	40.0	17.6878631
B	320.4	7.22	2923.32	A35	6.68	40.0	9.83619845
B	327.48	7.08	2916.91	A34	6.41	40.0	9.55062825
B	334.6	7.12	2911.04	A33	5.87	40.0	9.2277462
B	341.75	7.15	2905.07	A32	5.97	40.0	9.31468733
B	356.18	14.43	2893.02	A31	12.05	40.0	18.7996649
B	363.49	7.31	2886.92	A30	6.1	40.0	9.52082454
B	370.49	7	2881.05	A29	5.87	40.0	9.13547481
B	377.65	7.16	2875.41	A28	5.64	40.0	9.11455978
A	394.08	16.43	2863.24	A27	12.2	36.0	20.4
A	403.63	9.55	2858.97	A26	4.3	23.0	10.5
A	412.92	9.29	2855.7	A25	3.3	18.0	9.8
A	421.78	8.86	2852.54	A24	3.2	18.0	9.4
A	439.55	17.77	2843.98	A23	8.6	33.0	19.7
A	447.08	7.53	2839.79	A22	4.2	33.0	8.6
A	455.53	8.45	2834.32	A21	5.5	33.0	10.1
A	470.61	15.08	2822	A20	12.3	41.0	19.5
A	477.72	7.11	2815.48	A19	6.5	41.0	9.6
A	484.83	7.11	2809.27	A18	6.2	41.0	9.4
A	491.91	7.08	2802.95	A17	6.3	41.0	9.5
A	498.86	6.95	2796.81	A16	6.1	41.0	9.3
A	506.18	7.32	2790.4	A15	6.4	41.0	9.7
A	513.63	7.45	2783.96	A14	6.4	41.0	9.8
A	520.72	7.09	2777.83	A13	6.1	41.0	9.4
A	528.02	7.3	2771.52	A12	6.3	41.0	9.6
A	535.03	7.01	2765.5	A11	6.0	41.0	9.2
A	549.55	14.52	2752.91	A10	12.6	41.0	19.2
A	556.98	7.43	2746.51	A9	6.4	41.0	9.8
A	564.38	7.4	2740.08	A8	6.4	41.0	9.8
A	571.84	7.46	2733.67	A7	6.4	41.0	9.8
A	579.39	7.55	2727.11	A6	6.6	41.0	10.0
A	586.51	7.12	2720.95	A5	6.2	41.0	9.4
A	593.85	7.34	2714.61	A4	6.3	41.0	9.7
A	601.26	7.41	2708.2	A3	6.4	41.0	9.8
C	610.894	9.634	2696.44	A2	11.8	74.0	15.2
C	613.102	2.208	2688.95	A1	7.5	74.0	7.8
	618.136	5.034	2681	A0	7.9	0.0	9.4
				Hbruta	342.9	m	532.9
Primeramente comprobamos el diametro elegido por el calculo de diametro economico, con la siguiente relación:							
$D = 1.27 \frac{Qd^{0.4268}}{(H_B + h_s)^{0.1423}}$		D=	0.70	m	Ls	8.00	m
					# Apoyos	66.00	

1.1 CONDICIONES DE ESTABILIDAD

Se establecen las siguientes condiciones de estabilidad:

(1) Ubicación del punto de intersección de la fuerza resultante con la base de anclaje
 Donde:
 $e = \frac{\sum M}{\sum V}$
 e: Excentricidad
 $\sum M$: Momento total (Ton-metro)
 $\sum V$: Fuerza Vertical Total (Ton)

(2) Relación entre las fuerzas horizontal y vertical.
 Donde:
 $f = \frac{\sum H}{\sum V}$
 f: Relación de las fuerzas horizontales y verticales.
 $\sum H$: Fuerza horizontal total (Ton)
 $\sum V$: Fuerza Vertical Total (Ton)

(3) Esfuerzo admisible de apoyo
 Donde:
 $\sigma = \frac{\sum V}{A} \left(1 + \frac{6e}{L_a} \right)$
 σ : Esfuerzo de compresión (Ton/m²)
 $\sum V$: Fuerza Vertical Total (Ton)
 A: Area de la base del anclaje (m²)
 L_a: Longitud del anclaje (m)

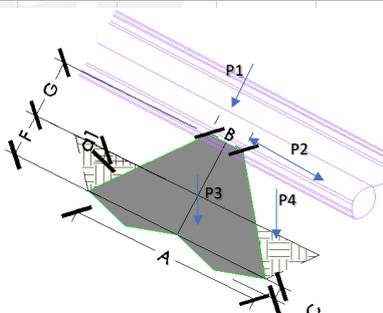
1.2 DATOS DE ENTRADA

$\alpha 1$: Angulo de la intersección de la horizontal con la línea del eje de tubo de aguas arriba del anclaje.	APOYO TIPO A	36.000	°
	APOYO TIPO B	59.000	°
	APOYO TIPO C	74.000	°
Ls: Distancia asumida entre los apoyos		8.000	m
s: Peso por metro del tubo de presión de aguas arriba del anclaje.		60.000	kg/m
w: Peso del agua por metro de tubo presión aguas arriba del anclaje.		384.650	kg/m
c: Coeficiente de fricción estática		0.500	m/m
ϕ : Angulo de curva del eje del tubo.		15.000	°
H: Presión de agua en el anclaje.		716.800	m
V: Velocidad en la tubería		5.197	m/s

1.3 DISEÑO DE APOYOS EN LA TUBERIA FORZADA

APOYO TIPO A

A = 2.8 x D	1.96 m
B = 0.5 x D	0.35 m
C = 0.2 x D	0.14 m
F = 0.6 x D	0.42 m
G = 0.6 x D	0.42 m
H = 1.6 x D	1.12 m
Ls =	8.00 m



Ecuación		Resultado	Unidad
P1 = Ls(w+s)cos($\alpha 1$)		2877.84	kg
P2 = Ls(c)(w+s)cos($\alpha 1$)		1438.92	kg
P3	V: P3cos($\alpha 1$)	2109.83	kg
	H: P3sen($\alpha 1$)	1532.88	kg
P4	V: P4cos($\alpha 1$)	152.22	kg
	H: P4sen($\alpha 1$)	110.60	kg

Por tanto:

$\sum V$	5139.893	kg
$\sum H1$	204.564	kg
$\sum H2$	3082.399	kg
$\sum M1$	6607.435	kg.m
$\sum M2$	4190.053	kg.m

$e = \frac{\sum M}{\sum V}$

e1 =	1.29	<	$\frac{2L_1}{3}$	1.31	OK
e2 =	0.82	>	$\frac{L_1}{3}$	0.65	OK

$f = \frac{\sum H}{\sum V}$

f1 =	0.04	<	0.35	OK
f2 =	0.60	>	0.35	Usar C contradeslizamiento

C = 0.14

Resistencia = 1568.00 kg

f2' =	0.29	<	0.35	OK
-------	------	---	------	----

Por lo expuesto en los calculos anteriores, se ve que el diseño del anclaje tipo I, para $\alpha=36^\circ$.

En la tabla siguiente se ve el calculo para los demas apoyos:

Apoyo Tipo	$\alpha(^{\circ})$	P1 (kg)	P2 (kg)	P3 (kg)		P4 (kg)	
				V: P3cos(α)	H: P3sen(α)	V: P4cos(α)	H: P4sen(α)
A	36	2877.84	1438.92	2109.83	1532.88	152.22	110.60
B	44	2558.84	1279.42	1875.96	1811.60	135.35	130.71
A	40	2724.97	1362.49	1997.77	1676.32	144.14	120.95
A	28	3140.82	1570.41	2302.64	1224.33	166.14	88.34
B	42	2643.51	1321.76	1938.05	1745.02	139.83	125.90
B	59.0	1832.09	916.05	1343.17	2235.40	96.91	161.28
B	44.0	2558.84	1279.42	1875.96	1811.60	135.35	130.71
B	57.0	1937.39	968.69	1420.36	2187.17	102.48	157.80
A	33.0	2983.32	1491.66	2187.17	1420.36	157.80	102.48
A	41.0	2684.65	1342.33	1968.21	1710.93	142.01	123.44
C	74.0	980.50	490.25	718.83	2506.87	51.86	180.87
A	23.0	3274.42	1637.21	2400.58	1018.99	173.20	73.52
A	18.0	3383.10	1691.55	2480.26	805.88	178.95	58.14

Corroboramos para condiciones de volteo y deslizamiento para los distintos tipos de apoyo:

Apoyo Tipo	$\alpha(^{\circ})$	ΣV (kg)	ΣH (kg)		ΣM (kg.m)	
			$\Sigma H1$	$\Sigma H2$	$\Sigma M1$	$\Sigma M2$
A	36	5139.89	204.56	3082.40	6607.43	4190.05
B	44	4570.15	662.89	3221.72	6024.52	3875.10
A	40	4866.88	434.78	3159.76	6331.40	4042.42
A	28	5609.59	-257.74	2883.08	7061.74	4423.45
B	42	4721.39	549.17	3192.69	6181.73	3961.18
B	59	3272.17	1480.64	3312.74	4626.18	3087.22
B	44	4570.15	662.89	3221.72	6024.52	3875.10
B	57	3460.23	1376.28	3313.67	4833.17	3205.76
A	33	5328.29	31.18	3014.50	6793.40	4287.41
A	41	4794.86	492.05	3176.71	6257.52	4002.41
C	74	1751.20	2197.49	3177.99	2912.56	2088.94
A	23	5848.20	-544.70	2729.72	7276.33	4525.82
A	18	6042.31	-827.52	2555.58	7435.55	4593.75

Apoyo Tipo	$\alpha(^{\circ})$	Volteo				Cumple	
		e1	e2	2L/3	L/3	1	2
A	36	1.29	0.82	1.31	0.65	SI	SI
B	44	1.32	0.85	1.31	0.65	NO	SI
A	40	1.30	0.83	1.31	0.65	SI	SI
A	28	1.26	0.79	1.31	0.65	SI	SI
B	42	1.31	0.84	1.31	0.65	NO	SI
B	59	1.41	0.94	1.31	0.65	NO	SI
B	44	1.32	0.85	1.31	0.65	NO	SI
B	57	1.40	0.93	1.31	0.65	NO	SI
A	33	1.27	0.80	1.31	0.65	SI	SI
A	41	1.31	0.83	1.31	0.65	SI	SI
C	74	1.66	1.19	1.31	0.65	NO	SI
A	23	1.24	0.77	1.31	0.65	SI	SI
A	18	1.23	0.76	1.31	0.65	SI	SI

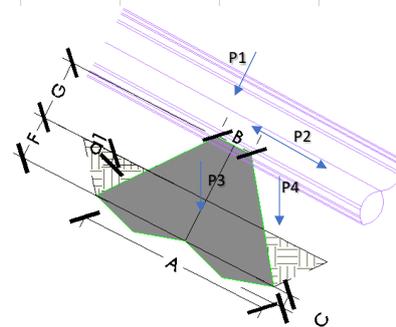
Apoyo Tipo	$\alpha(^{\circ})$	Deslizamiento		Condición de Suelo	Cumple	
		f1	f2'		1	2
A	36	0.04	0.29	0.35	SI	SI
B	44	0.15	0.36	0.35	SI	NO
A	40	0.09	0.33	0.35	SI	SI
A	28	-0.05	0.23	0.35	SI	SI
B	42	0.12	0.34	0.35	SI	SI
B	59	0.45	0.53	0.35	NO	NO
B	44	0.15	0.36	0.35	SI	NO
B	57	0.40	0.50	0.35	NO	NO
A	33	0.01	0.27	0.35	SI	SI
A	41	0.10	0.34	0.35	SI	SI
C	74	1.25	0.92	0.35	NO	NO
A	23	-0.09	0.20	0.35	SI	SI
A	18	-0.14	0.16	0.35	SI	SI

Corroboramos para condiciones de volteo y deslizamiento para los distintos tipos de apoyo:							
Apoyo Tipo	$\alpha(^{\circ})$	ΣV (kg)	ΣH (kg)		ΣM (kg.m)		
			$\Sigma H1$	$\Sigma H2$	$\Sigma M1$	$\Sigma M2$	
A	36	5029.91	124.66	3002.49	8055.25	5637.86	
B	44	4472.36	568.45	3127.29	7303.02	5153.60	
A	40	4762.74	347.40	3072.37	7697.89	5408.91	
A	28	5489.56	-321.56	2819.26	8650.68	6012.39	
B	42	4620.36	458.20	3101.72	7505.03	5284.47	
B	59	3202.15	1364.11	3196.21	5523.10	3984.14	
B	44	4472.36	568.45	3127.29	7303.02	5153.60	
B	57	3386.19	1262.26	3199.65	5785.12	4157.71	
A	33	5214.28	-42.86	2940.46	8297.60	5791.61	
A	41	4692.26	402.86	3087.52	7602.61	5347.51	
C	74	1713.72	2066.82	3047.31	3366.79	2543.17	
A	23	5723.07	-597.82	2676.60	8937.93	6187.42	
A	18	5913.02	-869.53	2513.57	9157.15	6315.35	

Apoyo Tipo	$\alpha(^{\circ})$	Volteo				Cumple	
		e1	e2	2L/3	L/3	1	2
A	36	1.60	1.12	1.73	0.86	SI	SI
B	44	1.63	1.15	1.73	0.86	SI	SI
A	40	1.62	1.14	1.73	0.86	SI	SI
A	28	1.58	1.10	1.73	0.86	SI	SI
B	42	1.62	1.14	1.73	0.86	SI	SI
B	59	1.72	1.24	1.73	0.86	SI	SI
B	44	1.63	1.15	1.73	0.86	SI	SI
B	57	1.71	1.23	1.73	0.86	SI	SI
A	33	1.59	1.11	1.73	0.86	SI	SI
A	41	1.62	1.14	1.73	0.86	SI	SI
C	74	1.96	1.48	1.73	0.86	NO	SI
A	23	1.56	1.08	1.73	0.86	SI	SI
A	18	1.55	1.07	1.73	0.86	SI	SI

Apoyo Tipo	$\alpha(^{\circ})$	Deslizamiento		Condición de Suelo	Cumple	
		f1	f2'		1	2
A	36	0.02	0.13	0.5	SI	SI
B	44	0.13	0.17	0.5	SI	SI
A	40	0.07	0.15	0.5	SI	SI
A	28	-0.06	0.09	0.5	SI	SI
B	42	0.10	0.16	0.5	SI	SI
B	59	0.43	0.26	0.5	SI	SI
B	44	0.13	0.17	0.5	SI	SI
B	57	0.37	0.25	0.5	SI	SI
A	33	-0.01	0.11	0.5	SI	SI
A	41	0.09	0.16	0.5	SI	SI
C	74	1.21	0.41	0.5	NO	SI
A	23	-0.10	0.06	0.5	SI	SI
A	18	-0.15	0.03	0.5	SI	SI

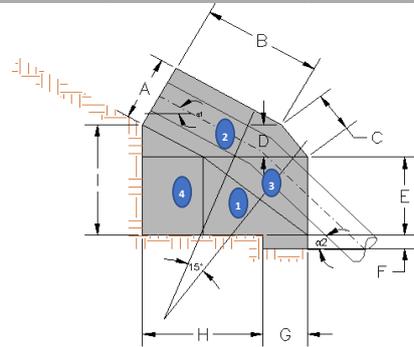
APOYO TIPO C									
Dado que con las dimensiones anteriores no cumplen para varios angulos, probamos otras dimensiones para aquellos que no pasaron.									
		A = 3.8 x D	3.15	m					
		B = 0.85 x D	0.42	m					
		C = 0.4 x D	0.84	m					
		F = 0.6 x D	0.49	m					
		G = 0.6 x D	0.49	m					
		H = 1.3 x D	0.98	m					
		Ls =	8.00	m					
		Ecuación							
		P1 = Ls(w+s)cos(α1)	980.50	kg					
		P2 = Ls(c)(w+s)cos(α1)	490.25	kg					
	P3	V: P3cos(α1)	1134.07	kg					
		H: P3sen(α1)	3954.97	kg					
	P4	V: P4cos(α1)	330.90	kg					
		H: P4sen(α1)	1153.99	kg					
	Por tanto:	ΣV	2445.469	kg					
	ΣM: Momento total (Ton-metro)	ΣH1	4618.717	kg					
	ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton)	ΣH2	5599.214	kg					
	ΣH: Fuerza horizontal total (Ton)	ΣM1	5427.937	kg.m					
		ΣM2	4467.050	kg.m					
	$e = \frac{\sum M}{\sum V}$	e1 =	2.09	<	$\frac{2L_1}{3}$	2.10	→	OK	
		e2 =	1.83	>	$\frac{L_1}{3}$	1.05	→	OK	
	$f = \frac{\sum H}{\sum V}$	f1 =	1.89	>	0.5	→	→	→	→
		f2 =	2.29	>	0.5	→	→	→	→
	C =	0.84	→		Resistencia =	8232.00	kg		
		f2' =	-1.08	<	0.5	→	→	OK	



2. DIMENSIONAMIENTO DE LOS ANCLAJES

ANCLAJE TIPO I

A = 2 x D	1.96 m
B = 3.5 x D	2.45 m
C = 1.3 x D	0.91 m
E = 3.9 x D	2.73 m
F = 0.6 x D	0.44 m
G = 1.25 x D	0.88 m
H = 5 x D	3.50 m
I = E+D	3.43 m
J = 7 x D	4.90 m
Altura Bruta:	512.000 m
Diametro de la tubería:	0.700 m
De acuerdo al perfil de la tubería requeriremos de :	1.000 anclajes



CONDICIONES DE ESTABILIDAD

Se establecen las siguientes condiciones de estabilidad:

- (1) Ubicación del punto de intersección de la fuerza resultante con la base de anclaje

Donde:

$$e = \frac{\sum M}{\sum V}$$
 e: Excentricidad
 $\sum M$: Momento total (Ton-metro)
 $\sum V$: Fuerza Vertical Total (Ton)

- (2) Relación entre las fuerzas horizontal y vertical.

Donde:

$$f = \frac{\sum H}{\sum V}$$
 f: Relación de las fuerzas horizontales y verticales.
 $\sum H$: Fuerza horizontal total (Ton)
 $\sum V$: Fuerza Vertical Total (Ton)

- (3) Esfuerzo admisible de apoyo

Donde:

$$\sigma = \frac{\sum V}{A} \left(1 + \frac{6e}{L_a} \right)$$
 σ : Esfuerzo de compresión (Ton/m²)
 $\sum V$: Fuerza Vertical Total (Ton)
 A: Area de la base del anclaje (m²)
 L_a: Longitud del anclaje (m)

DATOS DE ENTRADA

α_1 : Angulo de la intersección de la horizontal con la línea del eje de tubo de aguas arriba del anclaje.	36.000 °
α_2 : Angulo de la intersección de la horizontal con el eje de tubo de aguas abajo del anclaje.	44.000 °
L1: Distancia desde el anclaje hasta el apoyo mas cercano - aguas arriba del anclaje.	8.000 m
L: Distancia desde el anclaje hasta la junta de dilatación aguas arriba del anclaje.	8.000 m
s: Peso por metro del tubo de presión de aguas arriba del anclaje.	60.000 kg/m
w: Peso del agua por metro de tubo presión aguas arriba del anclaje.	384.650 kg/m
c: Coeficiente de fricción estática	0.500 m/m
ϕ : Angulo de curva del eje del tubo.	15.000 °
H: Presión de agua en el anclaje.	716.800 m
V: Velocidad en la tubería	5.197 m/s

4.2 CALCULO DE FUERZAS DE ANCLAJE

Formulas de calculo de las fuerzas y sus direcciones:

Nombre de fuerza	Dirección de fuerza	Fórmula para calcular la fuerza
Empuje por la pendiente del tubo de presión		$P_1 = s \times L \times \text{sen } \alpha'$
Empuje por el peso del agua y del tubo.		$P_2 = \frac{1}{2} (w+s) L \cos \alpha'$
Empuje por temperatura.		$P_6 = c (w + s) L \cos \alpha'$
Fuerza centrífuga por la curva.		$P_7 = \frac{w v^2}{g} \text{sen } \frac{g}{2}$
Fuerza desequilibrada en la curva.		$P_8 = 2 w H \text{sen } \frac{g}{2}$

P1	282.137	kg
P2	1438.918	kg
P6	1438.918	kg
P7	138.224	kg
P8	71976.612	kg

El peso del anclaje sera calculado de la siguiente forma:

Simbolo	Volumen de concreto (m3)	Volumen Tuberia (m3)
W1	19.45	2.05
W2	27.44	
W3	17.56	
W4	23.41	
Σ	87.86	2.05

Volumen del Anclaje	85.81	m3
Peso del Anclaje	205938.69	kg

Simbolo	Ecuación	Z	X
P1	$P1 \text{ seno}(\alpha1)$	165.84	
	$P1 \text{ cos}(\alpha1)$		228.25
P2	$P2 \text{ cos}(\alpha1)$	1164.11	
	$P2 \text{ seno}(\alpha1)$		-845.77
P6	$P6 \text{ seno}(\alpha1)$	845.77	
	$P6 \text{ cos}(\alpha1)$		1164.11
P7	$P_7 \text{ cos } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$	-105.89	
	$P_7 \text{ sen } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$		88.85
P8	$P_8 \text{ cos } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$	-55137.28	
	$P_8 \text{ sen } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$		46265.67
	Σ	-53067.45	46901.11

Momentos por el peso de anclaje		
Simbolo	x	y
Ca	2.135	2.483
Ma	439679.098	kg.m

Por tanto:

ΣM : Momento total (Ton-metro)	439679.098	kg.m
ΣV : Fuerza Vertical Total (Ton)	152871.238	kg
ΣH : Fuerza horizontal total (Ton)	46901.110	kg

$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V}$	e =	2.876	<	$\frac{2L_1}{3}$	2.92	Resultante dentro del tercio de la base
$f = \frac{\Sigma H}{\Sigma V}$	f =	0.307	<	0.50		Base conformada por tierra solida

ANCLAJE TIPO II			
A = 2 x D			1.96 m
B = 3.5 x D			2.45 m
C = 1.3 x D			0.91 m
E = 3.9 x D			2.73 m
F = 0.6 x D			0.44 m
G = 1.25 x D			0.88 m
H = 5 x D			3.50 m
I = E+D			3.43 m
J = 7 x D			4.90 m
Altura Bruta:	512.000	m	
Diametro de la tubería:	0.700	m	
De acuerdo al perfil de la tubería requeriremos de :	3.000	anclajes	
CONDICIONES DE ESTABILIDAD			
Se establecen las siguientes condiciones de estabilidad:			
(1)	Ubicación del punto de intersección de la fuerza resultante con la base de anclaje		
	$e = \frac{\sum M}{\sum V}$	Donde: e: Excentricidad ΣM: Momento total (Ton-metro) ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton)	
(2)	Relación entre las fuerzas horizontal y vertical.		
	$f = \frac{\sum H}{\sum V}$	Donde: f: Relación de las fuerzas horizontales y verticales. ΣH: Fuerza horizontal total (Ton) ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton)	
(3)	Esfuerzo admisible de apoyo		
	$\sigma = \frac{\sum V}{A} \left(1 + \frac{6e}{L_a} \right)$	Donde: σ: Esfuerzo de compresión (Ton/m ²) ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton) A: Area de la base del anclaje (m ²) L _a : Longitud del anclaje (m)	
DATOS DE ENTRADA			
α1	: Angulo de la intersección de la horizontal con la línea del eje de tubo de aguas arriba del anclaje.	44.000	°
α2	: Angulo de la intersección de la horizontal con el eje de tubo de aguas abajo del anclaje.	39.000	°
L1	: Distancia desde el anclaje hasta el apoyo mas cercano - aguas arriba del anclaje.	8.000	m
L	: Distancia desde el anclaje hasta la junta de dilatación aguas arriba del anclaje.	8.000	m
s	: Peso por metro del tubo de presión de aguas arriba del anclaje.	60.000	kg/m
w	: Peso del agua por metro de tubo presión aguas arriba del anclaje.	384.650	kg/m
c	: Coeficiente de fricción estática	0.500	m/m
∅	: Angulo de curva del eje del tubo.	15.000	°
H	: Presión de agua en el anclaje.	716.800	m
V	: Velocidad en la tubería	5.197	m/s

4.2 CALCULO DE FUERZAS DE ANCLAJE

Formulas de calculo de las fuerzas y sus direcciones:

Nombre de fuerza	Dirección de fuerza	Fórmula para calcular la fuerza
Empuje por la pendiente del tubo de presión		$P_1 = s \times L \times \text{sen } \alpha'$
Empuje por el peso del agua y del tubo.		$P_2 = \frac{1}{2} (w+s) L \cos \alpha'$
Empuje por temperatura.		$P_6 = c (w + s) L \cos \alpha'$
Fuerza centrífuga por la curva.		$P_7 = \frac{w v^2}{g} \text{sen } \frac{\theta}{2}$
Fuerza desequilibrada en la curva.		$P_8 = 2 w H \text{sen } \frac{\theta}{2}$

P1	333.436	kg
P2	1279.418	kg
P6	1279.418	kg
P7	138.224	kg
P8	71976.612	kg

El peso del anclaje sera calculado de la siguiente forma:

Simbolo	Volumen de concreto (m3)	Volumen Tuberia (m3)
W1	19.45	1.98
W2	26.03	
W3	17.56	
W4	23.41	
Σ	86.44	1.98

Volumen del Anclaje	84.46	m3
Peso del Anclaje	202703.28	kg

Simbolo	Ecuación	Z	X
P1	$P1 \text{ seno}(\alpha1)$	231.62	
	$P1 \text{ cos}(\alpha1)$		239.85
P2	$P2 \text{ cos}(\alpha1)$	920.34	
	$P2 \text{ seno}(\alpha1)$		-888.76
P6	$P6 \text{ seno}(\alpha1)$	888.76	
	$P6 \text{ cos}(\alpha1)$		920.34
P7	$P_7 \text{ cos } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$	-103.52	
	$P_7 \text{ sen } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$		91.59
P8	$P_8 \text{ cos } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$	-53907.30	
	$P_8 \text{ sen } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$		47693.15
	Σ	-51970.10	48056.17

Momentos por el peso de anclaje		
Simbolo	x	y
Ca	2.148	1.99
Ma	435406.651	kg.m

Por tanto:

ΣM : Momento total (Ton-metro)	435406.651	kg.m
ΣV : Fuerza Vertical Total (Ton)	150733.183	kg
ΣH : Fuerza horizontal total (Ton)	48056.167	kg

$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V}$	e =	2.849	<	$\frac{2L_1}{3}$	2.92	Resultante dentro del tercio de la base
$f = \frac{\Sigma H}{\Sigma V}$	f =	0.319	<	0.50		Base conformada por tierra solida

ANCLAJE TIPO III			
A = 2 x D			1.96 m
B = 3.5 x D			2.45 m
C = 1.3 x D			0.91 m
E = 3.9 x D			2.73 m
F = 0.6 x D			0.44 m
G = 1.25 x D			0.88 m
H = 5 x D			3.50 m
I = E+D			3.43 m
J = 7 x D			4.90 m
Altura Bruta:	512.000	m	
Diametro de la tubería:	0.700	m	
De acuerdo al perfil de la tubería requeriremos de :	3.000	anclajes	
CONDICIONES DE ESTABILIDAD			
Se establecen las siguientes condiciones de estabilidad:			
(1)	Ubicación del punto de intersección de la fuerza resultante con la base de anclaje		
	$e = \frac{\sum M}{\sum V}$	Donde: e: Excentricidad ΣM: Momento total (Ton-metro) ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton)	
(2)	Relación entre las fuerzas horizontal y vertical.		
	$f = \frac{\sum H}{\sum V}$	Donde: f: Relación de las fuerzas horizontales y verticales. ΣH: Fuerza horizontal total (Ton) ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton)	
(3)	Esfuerzo admisible de apoyo		
	$\sigma = \frac{\sum V}{A} \left(1 + \frac{6e}{L_a} \right)$	Donde: σ: Esfuerzo de compresión (Ton/m ²) ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton) A: Area de la base del anclaje (m ²) L _a : Longitud del anclaje (m)	
DATOS DE ENTRADA			
α1	: Angulo de la intersección de la horizontal con la línea del eje de tubo de aguas arriba del anclaje.	39.000	°
α2	: Angulo de la intersección de la horizontal con el eje de tubo de aguas abajo del anclaje.	51.000	°
L1	: Distancia desde el anclaje hasta el apoyo mas cercano - aguas arriba del anclaje.	8.000	m
L	: Distancia desde el anclaje hasta la junta de dilatación aguas arriba del anclaje.	8.000	m
s	: Peso por metro del tubo de presión de aguas arriba del anclaje.	60.000	kg/m
w	: Peso del agua por metro de tubo presión aguas arriba del anclaje.	384.650	kg/m
c	: Coeficiente de fricción estática	0.500	m/m
∅	: Angulo de curva del eje del tubo.	15.000	°
H	: Presión de agua en el anclaje.	716.800	m
V	: Velocidad en la tubería	5.197	m/s

4.2 CALCULO DE FUERZAS DE ANCLAJE

Formulas de calculo de las fuerzas y sus direcciones:

Nombre de fuerza	Dirección de fuerza	Fórmula para calcular la fuerza
Empuje por la pendiente del tubo de presión		$P_1 = s \times L \times \text{sen } \alpha'$
Empuje por el peso del agua y del tubo.		$P_2 = \frac{1}{2} (w+s) L \cos \alpha'$
Empuje por temperatura.		$P_6 = c (w + s) L \cos \alpha'$
Fuerza centrífuga por la curva.		$P_7 = \frac{w v^2}{g} \text{sen } \frac{g}{2}$
Fuerza desequilibrada en la curva.		$P_8 = 2 w H \text{sen } \frac{g}{2}$

P1	302.074	kg
P2	1382.232	kg
P6	1382.232	kg
P7	138.224	kg
P8	71976.612	kg

El peso del anclaje sera calculado de la siguiente forma:

Simbolo	Volumen de concreto (m3)	Volumen Tuberia (m3)
W1	19.45	1.98
W2	26.03	
W3	17.56	
W4	23.41	
Σ	86.44	1.98

Volumen del Anclaje	84.46	m3
Peso del Anclaje	202703.28	kg

	Simbolo	Ecuación	Z	X
P1	Z	$P1 \text{sen}(\alpha1)$	190.10	
	X	$P1 \text{cos}(\alpha1)$		234.76
P2	Z	$P2 \text{cos}(\alpha1)$	1074.20	
	X	$P2 \text{sen}(\alpha1)$		-869.87
P6	Z	$P6 \text{sen}(\alpha1)$	869.87	
	X	$P6 \text{cos}(\alpha1)$		1074.20
P7	Z	$P_7 \text{cos} \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$	-97.74	
	X	$P_7 \text{sen} \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$		97.74
P8	Z	$P_8 \text{cos} \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$	-50895.15	
	X	$P_8 \text{sen} \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$		50895.15
	Σ		-48858.73	51431.97

Momentos por el peso de anclaje		
Simbolo	x	y
Ca	2.148	1.99
Ma	435406.651	kg.m

Por tanto:

ΣM : Momento total (Ton-metro)	435406.651	kg.m
ΣV : Fuerza Vertical Total (Ton)	153844.557	kg
ΣH : Fuerza horizontal total (Ton)	51431.974	kg

$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V}$	e =	2.790	<	$\frac{2L_1}{3}$	2.92	Resultante dentro del tercio de la base
$f = \frac{\Sigma H}{\Sigma V}$	f =	0.334	<	0.50		Base conformada por tierra solida

ANCLAJE TIPO IV			
A = 2 x D			1.96 m
B = 3.5 x D			2.45 m
C = 1.3 x D			0.91 m
E = 3.9 x D			2.73 m
F = 0.6 x D			0.44 m
G = 1.25 x D			0.88 m
H = 5 x D			3.50 m
I = E+D			3.43 m
J = 7 x D			4.90 m
Altura Bruta:	512.000	m	
Diametro de la tubería:	0.700	m	
De acuerdo al perfil de la tubería requeriremos de :	3.000	anclajes	
CONDICIONES DE ESTABILIDAD			
Se establecen las siguientes condiciones de estabilidad:			
(1)	Ubicación del punto de intersección de la fuerza resultante con la base de anclaje		
	$e = \frac{\sum M}{\sum V}$	Donde: e: Excentricidad ΣM: Momento total (Ton-metro) ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton)	
(2)	Relación entre las fuerzas horizontal y vertical.		
	$f = \frac{\sum H}{\sum V}$	Donde: f: Relación de las fuerzas horizontales y verticales. ΣH: Fuerza horizontal total (Ton) ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton)	
(3)	Esfuerzo admisible de apoyo		
	$\sigma = \frac{\sum V}{A} \left(1 + \frac{6e}{L_a} \right)$	Donde: σ: Esfuerzo de compresión (Ton/m ²) ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton) A: Area de la base del anclaje (m ²) L _a : Longitud del anclaje (m)	
DATOS DE ENTRADA			
α1	: Angulo de la intersección de la horizontal con la línea del eje de tubo de aguas arriba del anclaje.	51.000	°
α2	: Angulo de la intersección de la horizontal con el eje de tubo de aguas abajo del anclaje.	27.000	°
L1	: Distancia desde el anclaje hasta el apoyo mas cercano - aguas arriba del anclaje.	8.000	m
L	: Distancia desde el anclaje hasta la junta de dilatación aguas arriba del anclaje.	8.000	m
s	: Peso por metro del tubo de presión de aguas arriba del anclaje.	60.000	kg/m
w	: Peso del agua por metro de tubo presión aguas arriba del anclaje.	384.650	kg/m
c	: Coeficiente de fricción estática	0.500	m/m
∅	: Angulo de curva del eje del tubo.	15.000	°
H	: Presión de agua en el anclaje.	716.800	m
V	: Velocidad en la tubería	5.197	m/s

4.2 CALCULO DE FUERZAS DE ANCLAJE

Formulas de calculo de las fuerzas y sus direcciones:

Nombre de fuerza	Dirección de fuerza	Fórmula para calcular la fuerza
Empuje por la pendiente del tubo de presión		$P_1 = s \times L \times \text{sen } \alpha'$
Empuje por el peso del agua y del tubo.		$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (w+s) \cdot L \cdot \text{cos } \alpha'$
Empuje por temperatura.		$P_6 = c \cdot (w + s) \cdot L \cdot \text{cos } \alpha'$
Fuerza centrífuga por la curva.		$P_7 = \frac{w \cdot v^2}{g} \cdot \text{sen } \frac{g}{2}$
Fuerza desequilibrada en la curva.		$P_8 = 2 \cdot w \cdot H \cdot \text{sen } \frac{g}{2}$

P1	373.030	kg
P2	1119.309	kg
P6	1119.309	kg
P7	138.224	kg
P8	71976.612	kg

El peso del anclaje sera calculado de la siguiente forma:

Simbolo	Volumen de concreto (m3)	Volumen Tuberia (m3)
W1	19.45	1.98
W2	25.97	
W3	17.56	
W4	23.41	
Σ	86.39	1.98

Volumen del Anclaje	84.40	m3
Peso del Anclaje	202562.16	kg

Simbolo	Ecuación	Z	X
P1	$P1 \text{ seno}(\alpha1)$	289.90	
	$P1 \text{ cos}(\alpha1)$		234.76
P2	$P2 \text{ cos}(\alpha1)$	704.40	
	$P2 \text{ seno}(\alpha1)$		-869.87
P6	$P6 \text{ seno}(\alpha1)$	869.87	
	$P6 \text{ cos}(\alpha1)$		704.40
P7	$P_7 \text{ cos } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$	-107.42	
	$P_7 \text{ sen } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$		86.99
P8	$P_8 \text{ cos } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$	-55936.33	
	$P_8 \text{ sen } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$		45296.35
	Σ	-54179.58	45452.63

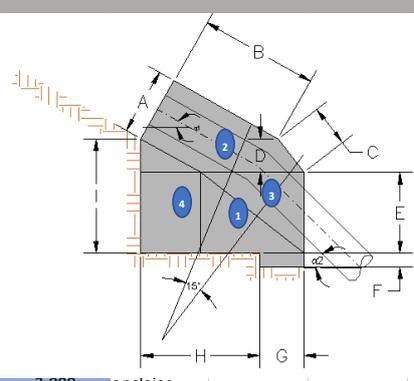
Momentos por el peso de anclaje		
Simbolo	x	y
Ca	2.186	1.975
Ma	442800.888	kg.m

Por tanto:

ΣM : Momento total (Ton-metro)	442800.888	kg.m
ΣV : Fuerza Vertical Total (Ton)	148382.579	kg
ΣH : Fuerza horizontal total (Ton)	45452.629	kg

$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V}$	e =	2.884	<	$\frac{2L_1}{3}$	2.92	Resultante dentro del tercio de la base
$f = \frac{\Sigma H}{\Sigma V}$	f =	0.306	<	0.50		Base conformada por tierra solida

ANCLAJE TIPO V			
A = 2 x D			1.96 m
B = 3.5 x D			2.45 m
C = 1.3 x D			0.91 m
E = 3.9 x D			2.73 m
F = 0.6 x D			0.44 m
G = 1.25 x D			0.88 m
H = 5 x D			3.50 m
I = E+D			3.43 m
J = 7 x D			4.90 m
Altura Bruta:	512.000	m	
Diametro de la tubería:	0.700	m	
De acuerdo al perfil de la tubería requeriremos de :	3.000	anclajes	



CONDICIONES DE ESTABILIDAD			
Se establecen las siguientes condiciones de estabilidad:			
(1)	Ubicación del punto de intersección de la fuerza resultante con la base de anclaje	Donde:	
	$e = \frac{\sum M}{\sum V}$	e: Excentricidad	
		ΣM: Momento total (Ton-metro)	
		ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton)	
(2)	Relación entre las fuerzas horizontal y vertical.	Donde:	
	$f = \frac{\sum H}{\sum V}$	f: Relación de las fuerzas horizontales y verticales.	
		ΣH: Fuerza horizontal total (Ton)	
		ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton)	
(3)	Esfuerzo admisible de apoyo	Donde:	
	$\sigma = \frac{\sum V}{A} \left(1 + \frac{6e}{L_a} \right)$	σ: Esfuerzo de compresión (Ton/m2)	
		ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton)	
		A: Area de la base del anclaje (m2)	
		L _a : Longitud del anclaje (m)	

DATOS DE ENTRADA			
α1 : Angulo de la intersección de la horizontal con la línea del eje de tubo de aguas arriba del anclaje.		27.000	°
α2: Angulo de la intersección de la horizontal con el eje de tubo de aguas abajo del anclaje.		41.000	°
L1: Distancia desde el anclaje hasta el apoyo mas cercano - aguas arriba del anclaje.		8.000	m
L: Distancia desde el anclaje hasta la junta de dilatación aguas arriba del anclaje.		8.000	m
s: Peso por metro del tubo de presión de aguas arriba del anclaje.		60.000	kg/m
w: Peso del agua por metro de tubo presión aguas arriba del anclaje.		384.650	kg/m
c: Coeficiente de fricción estática		0.500	m/m
∅: Angulo de curva del eje del tubo.		15.000	°
H: Presión de agua en el anclaje.		716.800	m
V: Velocidad en la tubería		5.197	m/s

4.2 CALCULO DE FUERZAS DE ANCLAJE

Formulas de calculo de las fuerzas y sus direcciones:

Nombre de fuerza	Dirección de fuerza	Fórmula para calcular la fuerza
Empuje por la pendiente del tubo de presión		$P_1 = s \times L \times \text{sen } \alpha'$
Empuje por el peso del agua y del tubo.		$P_2 = \frac{1}{2} (w+s) L \cos \alpha'$
Empuje por temperatura.		$P_6 = c (w + s) L \cos \alpha'$
Fuerza centrífuga por la curva.		$P_7 = \frac{w v^2}{g} \text{sen } \frac{g}{2}$
Fuerza desequilibrada en la curva.		$P_8 = 2 w H \text{sen } \frac{g}{2}$

P1	217.915	kg
P2	1584.744	kg
P6	1584.744	kg
P7	138.224	kg
P8	71976.612	kg

El peso del anclaje sera calculado de la siguiente forma:

Simbolo	Volumen de concreto (m3)	Volumen Tuberia (m3)
W1	19.45	1.98
W2	25.85	
W3	17.56	
W4	23.41	
Σ	86.27	1.98

Volumen del Anclaje	84.28	m3
Peso del Anclaje	202279.92	kg

Simbolo	Ecuación	Z	X
P1	$P1 \text{ seno}(\alpha1)$	98.93	
	$P1 \text{ cos}(\alpha1)$		194.16
P2	$P2 \text{ cos}(\alpha1)$	1412.02	
	$P2 \text{ seno}(\alpha1)$		-719.46
P6	$P6 \text{ seno}(\alpha1)$	719.46	
	$P6 \text{ cos}(\alpha1)$		1412.02
P7	$P_7 \text{ cos } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$	-114.59	
	$P_7 \text{ sen } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$		77.29
P8	$P_8 \text{ cos } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$	-59671.32	
	$P_8 \text{ sen } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$		40248.81
	Σ	-57555.50	41212.83

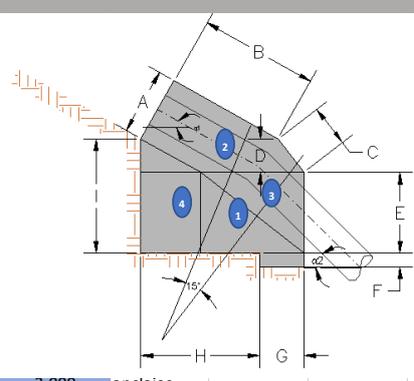
Momentos por el peso de anclaje		
Simbolo	x	y
Ca	2.133	1.99
Ma	431463.075	kg.m

Por tanto:

ΣM : Momento total (Ton-metro)	431463.075	kg.m
ΣV : Fuerza Vertical Total (Ton)	144724.423	kg
ΣH : Fuerza horizontal total (Ton)	41212.827	kg

$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V}$	e =	2.881	<	$\frac{2L_1}{3}$	2.92	Resultante dentro del tercio de la base
$f = \frac{\Sigma H}{\Sigma V}$	f =	0.285	<	0.50		Base conformada por tierra solida

ANCLAJE TIPO VI			
A = 3.36 x D			2.35 m
B = 3.25 x D			2.28 m
C = 1.3 x D			0.91 m
E = 3.9 x D			2.73 m
F = 0.6 x D			0.44 m
G = 1.25 x D			0.88 m
H = 5 x D			3.50 m
I = E+D			3.43 m
J = 7 x D			4.90 m
Altura Bruta:	512.000	m	
Diametro de la tubería:	0.700	m	
De acuerdo al perfil de la tubería requeriremos de :	3.000	anclajes	



CONDICIONES DE ESTABILIDAD			
Se establecen las siguientes condiciones de estabilidad:			
(1)	Ubicación del punto de intersección de la fuerza resultante con la base de anclaje	Donde: e: Excentricidad ΣM: Momento total (Ton-metro) ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton)	
	$e = \frac{\sum M}{\sum V}$		
(2)	Relación entre las fuerzas horizontal y vertical.	Donde: f: Relación de las fuerzas horizontales y verticales. ΣH: Fuerza horizontal total (Ton) ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton)	
	$f = \frac{\sum H}{\sum V}$		
(3)	Esfuerzo admisible de apoyo	Donde: σ: Esfuerzo de compresión (Ton/m2) ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton) A: Area de la base del anclaje (m2) L _a : Longitud del anclaje (m)	
	$\sigma = \frac{\sum V}{A} \left(1 + \frac{6e}{L_a} \right)$		

DATOS DE ENTRADA			
α1 : Angulo de la intersección de la horizontal con la línea del eje de tubo de aguas arriba del anclaje.		41.000	°
α2: Angulo de la intersección de la horizontal con el eje de tubo de aguas abajo del anclaje.		60.000	°
L1: Distancia desde el anclaje hasta el apoyo mas cercano - aguas arriba del anclaje.		8.000	m
L: Distancia desde el anclaje hasta la junta de dilatación aguas arriba del anclaje.		8.000	m
s: Peso por metro del tubo de presión de aguas arriba del anclaje.		60.000	kg/m
w: Peso del agua por metro de tubo presión aguas arriba del anclaje.		384.650	kg/m
c: Coeficiente de fricción estática		0.500	m/m
∅: Angulo de curva del eje del tubo.		15.000	°
H: Presión de agua en el anclaje.		716.800	m
V: Velocidad en la tubería		5.197	m/s

4.2 CALCULO DE FUERZAS DE ANCLAJE

Formulas de calculo de las fuerzas y sus direcciones:

Nombre de fuerza	Dirección de fuerza	Fórmula para calcular la fuerza
Empuje por la pendiente del tubo de presión		$P_1 = s \times L \times \text{sen } \alpha'$
Empuje por el peso del agua y del tubo.		$P_2 = \frac{1}{2} (w+s) L \cos \alpha'$
Empuje por temperatura.		$P_6 = c (w + s) L \cos \alpha'$
Fuerza centrífuga por la curva.		$P_7 = \frac{w v^2}{g} \text{sen } \frac{g}{2}$
Fuerza desequilibrada en la curva.		$P_8 = 2 w H \text{sen } \frac{g}{2}$

P1	314.908	kg
P2	1342.326	kg
P6	1342.326	kg
P7	138.224	kg
P8	71976.612	kg

El peso del anclaje sera calculado de la siguiente forma:

Simbolo	Volumen de concreto (m3)	Volumen Tuberia (m3)
W1	19.45	1.98
W2	28.03	
W3	17.56	
W4	23.41	
Σ	88.45	1.98

Volumen del Anclaje	86.46	m3
Peso del Anclaje	207513.12	kg

Simbolo	Ecuación	Z	X
P1	$P1 \text{ seno}(\alpha1)$	206.60	
	$P1 \text{ cos}(\alpha1)$		237.66
P2	$P2 \text{ cos}(\alpha1)$	1013.07	
	$P2 \text{ seno}(\alpha1)$		-880.65
P6	$P6 \text{ seno}(\alpha1)$	880.65	
	$P6 \text{ cos}(\alpha1)$		1013.07
P7	$P_7 \text{ cos } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$	-87.92	
	$P_7 \text{ sen } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$		106.66
P8	$P_8 \text{ cos } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$	-45782.76	
	$P_8 \text{ sen } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$		55538.92
	Σ	-43770.37	56015.67

Momentos por el peso de anclaje		
Simbolo	x	y
Ca	2.155	2.045
Ma	447190.780	kg.m

Por tanto:

ΣM : Momento total (Ton-metro)	447190.780	kg.m
ΣV : Fuerza Vertical Total (Ton)	163742.757	kg
ΣH : Fuerza horizontal total (Ton)	56015.665	kg

$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V}$	e =	2.731	<	$\frac{2L_1}{3}$	2.92	Resultante dentro del tercio de la base
$f = \frac{\Sigma H}{\Sigma V}$	f =	0.342	<	0.50		Base conformada por tierra solida

ANCLAJE TIPO VII			
A = 3.36 x D			1.39 m
B = 3.25 x D			2.28 m
C = 1.3 x D			0.91 m
E = 3.9 x D			2.73 m
F = 0.6 x D			0.44 m
G = 1.25 x D			0.88 m
H = 5 x D			3.50 m
I = E+D			3.43 m
J = 7 x D			4.90 m
Altura Bruta:	512.000	m	
Diametro de la tubería:	0.700	m	
De acuerdo al perfil de la tubería requeriremos de :	3.000	anclajes	
CONDICIONES DE ESTABILIDAD			
Se establecen las siguientes condiciones de estabilidad:			
(1)	Ubicación del punto de intersección de la fuerza resultante con la base de anclaje		
	$e = \frac{\sum M}{\sum V}$	Donde: e: Excentricidad ΣM: Momento total (Ton-metro) ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton)	
(2)	Relación entre las fuerzas horizontal y vertical.		
	$f = \frac{\sum H}{\sum V}$	Donde: f: Relación de las fuerzas horizontales y verticales. ΣH: Fuerza horizontal total (Ton) ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton)	
(3)	Esfuerzo admisible de apoyo		
	$\sigma = \frac{\sum V}{A} \left(1 + \frac{6e}{L_a} \right)$	Donde: σ: Esfuerzo de compresión (Ton/m2) ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton) A: Area de la base del anclaje (m2) L _a : Longitud del anclaje (m)	
DATOS DE ENTRADA			
α1 : Angulo de la intersección de la horizontal con la línea del eje de tubo de aguas arriba del anclaje.			60.000 °
α2: Angulo de la intersección de la horizontal con el eje de tubo de aguas abajo del anclaje.			46.000 °
L1: Distancia desde el anclaje hasta el apoyo mas cercano - aguas arriba del anclaje.			8.000 m
L: Distancia desde el anclaje hasta la junta de dilatación aguas arriba del anclaje.			8.000 m
s: Peso por metro del tubo de presión de aguas arriba del anclaje.			60.000 kg/m
w: Peso del agua por metro de tubo presión aguas arriba del anclaje.			384.650 kg/m
c: Coeficiente de fricción estática			0.500 m/m
∅: Angulo de curva del eje del tubo.			15.000 °
H: Presión de agua en el anclaje.			716.800 m
V: Velocidad en la tubería			5.197 m/s

4.2 CALCULO DE FUERZAS DE ANCLAJE

Formulas de calculo de las fuerzas y sus direcciones:

Nombre de fuerza	Dirección de fuerza	Fórmula para calcular la fuerza
Empuje por la pendiente del tubo de presión		$P_1 = s \times L \times \text{sen } \alpha'$
Empuje por el peso del agua y del tubo.		$P_2 = \frac{1}{2} (w+s) L \cos \alpha'$
Empuje por temperatura.		$P_6 = c (w + s) L \cos \alpha'$
Fuerza centrífuga por la curva.		$P_7 = \frac{w v^2}{g} \text{sen } \frac{g}{2}$
Fuerza desequilibrada en la curva.		$P_8 = 2 w H \text{sen } \frac{g}{2}$

P1	415.692	kg
P2	889.300	kg
P6	889.300	kg
P7	138.224	kg
P8	71976.612	kg

El peso del anclaje sera calculado de la siguiente forma:

Simbolo	Volumen de concreto (m3)	Volumen Tuberia (m3)
W1	19.45	1.79
W2	21.05	
W3	17.56	
W4	23.41	
Σ	81.46	1.79

Volumen del Anclaje	79.67	m3
Peso del Anclaje	191212.57	kg

Simbolo	Ecuación	Z	X
P1	$P1 \text{ seno}(\alpha1)$	360.00	
	$P1 \text{ cos}(\alpha1)$		207.85
P2	$P2 \text{ cos}(\alpha1)$	444.65	
	$P2 \text{ seno}(\alpha1)$		-770.16
P6	$P6 \text{ seno}(\alpha1)$	770.16	
	$P6 \text{ cos}(\alpha1)$		444.65
P7	$P_7 \text{ cos } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$	-83.19	
	$P_7 \text{ sen } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$		110.39
P8	$P_8 \text{ cos } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$	-43316.61	
	$P_8 \text{ sen } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$		57483.08
	Σ	-41824.98	57475.81

Momentos por el peso de anclaje		
Simbolo	x	y
Ca	2.169	1.868
Ma	414740.056	kg.m

Por tanto:

ΣM : Momento total (Ton-metro)	414740.056	kg.m
ΣV : Fuerza Vertical Total (Ton)	149387.581	kg
ΣH : Fuerza horizontal total (Ton)	57475.808	kg

$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V}$	e =	2.776	<	$\frac{2L_1}{3}$	2.92	Resultante dentro del tercio de la base
$f = \frac{\Sigma H}{\Sigma V}$	f =	0.385	<	0.50		Base debe ser conformada por roca

ANCLAJE TIPO VIII			
A = 2 x D			1.96 m
B = 3.5 x D			2.45 m
C = 1.3 x D			0.91 m
E = 3.9 x D			2.73 m
F = 0.6 x D			0.44 m
G = 1.25 x D			0.88 m
H = 5 x D			3.50 m
I = E+D			3.43 m
J = 7 x D			4.90 m
Altura Bruta:	512.000	m	
Diametro de la tubería:	0.700	m	
De acuerdo al perfil de la tubería requeriremos de :	3.000	anclajes	
CONDICIONES DE ESTABILIDAD			
Se establecen las siguientes condiciones de estabilidad:			
(1)	Ubicación del punto de intersección de la fuerza resultante con la base de anclaje		
	$e = \frac{\sum M}{\sum V}$	Donde: e: Excentricidad ΣM: Momento total (Ton-metro) ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton)	
(2)	Relación entre las fuerzas horizontal y vertical.		
	$f = \frac{\sum H}{\sum V}$	Donde: f: Relación de las fuerzas horizontales y verticales. ΣH: Fuerza horizontal total (Ton) ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton)	
(3)	Esfuerzo admisible de apoyo		
	$\sigma = \frac{\sum V}{A} \left(1 + \frac{6e}{L_a} \right)$	Donde: σ: Esfuerzo de compresión (Ton/m ²) ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton) A: Area de la base del anclaje (m ²) L _a : Longitud del anclaje (m)	
DATOS DE ENTRADA			
α1	: Angulo de la intersección de la horizontal con la línea del eje de tubo de aguas arriba del anclaje.	46.000	°
α2	: Angulo de la intersección de la horizontal con el eje de tubo de aguas abajo del anclaje.	25.000	°
L1	: Distancia desde el anclaje hasta el apoyo mas cercano - aguas arriba del anclaje.	8.000	m
L	: Distancia desde el anclaje hasta la junta de dilatación aguas arriba del anclaje.	8.000	m
s	: Peso por metro del tubo de presión de aguas arriba del anclaje.	60.000	kg/m
w	: Peso del agua por metro de tubo presión aguas arriba del anclaje.	384.650	kg/m
c	: Coeficiente de fricción estática	0.500	m/m
∅	: Angulo de curva del eje del tubo.	15.000	°
H	: Presión de agua en el anclaje.	716.800	m
V	: Velocidad en la tubería	5.197	m/s

4.2 CALCULO DE FUERZAS DE ANCLAJE

Formulas de calculo de las fuerzas y sus direcciones:

Nombre de fuerza	Dirección de fuerza	Fórmula para calcular la fuerza
Empuje por la pendiente del tubo de presión		$P_1 = s \times L \times \text{sen } \alpha'$
Empuje por el peso del agua y del tubo.		$P_2 = \frac{1}{2} (w+s) L \cos \alpha'$
Empuje por temperatura.		$P_6 = c (w + s) L \cos \alpha'$
Fuerza centrífuga por la curva.		$P_7 = \frac{w v^2}{g} \text{sen } \frac{g}{2}$
Fuerza desequilibrada en la curva.		$P_8 = 2 w H \text{sen } \frac{g}{2}$

P1	345.283	kg
P2	1235.519	kg
P6	1235.519	kg
P7	138.224	kg
P8	71976.612	kg

El peso del anclaje sera calculado de la siguiente forma:

Simbolo	Volumen de concreto (m3)	Volumen Tuberia (m3)
W1	19.45	1.98
W2	25.91	
W3	17.56	
W4	23.41	
Σ	86.33	1.98

Volumen del Anclaje	84.34	m3
Peso del Anclaje	202421.04	kg

Simbolo	Ecuación	Z	X
P1	$P1 \text{ seno}(\alpha1)$	248.38	
	$P1 \text{ cos}(\alpha1)$		239.85
P2	$P2 \text{ cos}(\alpha1)$	858.26	
	$P2 \text{ seno}(\alpha1)$		-888.76
P6	$P6 \text{ seno}(\alpha1)$	888.76	
	$P6 \text{ cos}(\alpha1)$		858.26
P7	$P_7 \text{ cos } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$	-112.53	
	$P_7 \text{ sen } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$		80.27
P8	$P_8 \text{ cos } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$	-58597.28	
	$P_8 \text{ sen } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$		41797.03
	Σ	-56714.41	42086.66

Momentos por el peso de anclaje		
Simbolo	x	y
Ca	2.163	1.981
Ma	437836.716	kg.m

Por tanto:

ΣM : Momento total (Ton-metro)	437836.716	kg.m
ΣV : Fuerza Vertical Total (Ton)	145706.634	kg
ΣH : Fuerza horizontal total (Ton)	42086.657	kg

$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V}$	e =	2.887	<	$\frac{2L_1}{3}$	2.92	Resultante dentro del tercio de la base
$f = \frac{\Sigma H}{\Sigma V}$	f =	0.289	<	0.50		Base conformada por tierra solida

ANCLAJE TIPO IX			
E = 3.9 x D		2.73 m	
F = 0.6 x D		0.44 m	
G = 1.25 x D		0.88 m	
H = 5 x D		3.50 m	
I = 5.51 x D		3.86 m	
J = 9 x D		6.30 m	
Altura Bruta:	512.000	m	
Diametro de la tubería:	0.700	m	
De acuerdo al perfil de la tubería requeriremos de :	3.000	anclajes	
CONDICIONES DE ESTABILIDAD			
Se establecen las siguientes condiciones de estabilidad:			
(1)	Ubicación del punto de intersección de la fuerza resultante con la base de anclaje		
	$e = \frac{\sum M}{\sum V}$	Donde: e: Excentricidad $\sum M$: Momento total (Ton-metro) $\sum V$: Fuerza Vertical Total (Ton)	
(2)	Relación entre las fuerzas horizontal y vertical.		
	$f = \frac{\sum H}{\sum V}$	Donde: f: Relación de las fuerzas horizontales y verticales. $\sum H$: Fuerza horizontal total (Ton) $\sum V$: Fuerza Vertical Total (Ton)	
(3)	Esfuerzo admisible de apoyo		
	$\sigma = \frac{\sum V}{A} \left(1 + \frac{6e}{L_a} \right)$	Donde: σ : Esfuerzo de compresión (Ton/m ²) $\sum V$: Fuerza Vertical Total (Ton) A: Area de la base del anclaje (m ²) L _a : Longitud del anclaje (m)	
DATOS DE ENTRADA			
	α1 : Angulo de la intersección de la horizontal con la línea del eje de tubo de aguas arriba del anclaje.		16.000 °
	α2: Angulo de la intersección de la horizontal con el eje de tubo de aguas abajo del anclaje.		6.000 °
	L1: Distancia desde el anclaje hasta el apoyo mas cercano - aguas arriba del anclaje.		8.000 m
	L: Distancia desde el anclaje hasta la junta de dilatación aguas arriba del anclaje.		8.000 m
	s: Peso por metro del tubo de presión de aguas arriba del anclaje.		60.000 kg/m
	w: Peso del agua por metro de tubo presión aguas arriba del anclaje.		384.650 kg/m
	c: Coeficiente de fricción estática		0.500 m/m
	∅: Angulo de curva del eje del tubo.		15.000 °
	H: Presión de agua en el anclaje.		716.800 m
	V: Velocidad en la tubería		5.197 m/s

4.2 CALCULO DE FUERZAS DE ANCLAJE

Formulas de calculo de las fuerzas y sus direcciones:

Nombre de fuerza	Dirección de fuerza	Fórmula para calcular la fuerza
Empuje por la pendiente del tubo de presión		$P_1 = s \times L \times \text{sen } \alpha'$
Empuje por el peso del agua y del tubo.		$P_2 = \frac{1}{2} (w+s) L \cos \alpha'$
Empuje por temperatura.		$P_6 = c (w + s) L \cos \alpha'$
Fuerza centrífuga por la curva.		$P_7 = \frac{w v^2}{g} \text{sen } \frac{g}{2}$
Fuerza desequilibrada en la curva.		$P_8 = 2 w H \text{sen } \frac{g}{2}$

P1	132.306	kg
P2	1709.700	kg
P6	1709.700	kg
P7	138.224	kg
P8	71976.612	kg

El peso del anclaje sera calculado de la siguiente forma:

Simbolo	Volumen de concreto (m3)	Volumen Tuberia (m3)
W1	25.00	1.75
W2	15.86	
W3	22.57	
W4	30.10	
Σ	93.53	1.75

Volumen del Anclaje	91.78	m3
Peso del Anclaje	220283.08	kg

Simbolo	Ecuación	Z	X
P1	$P1 \text{sen}(\alpha1)$	36.47	
	$P1 \text{cos}(\alpha1)$		127.18
P2	$P2 \text{cos}(\alpha1)$	1643.47	
	$P2 \text{sen}(\alpha1)$		-471.26
P6	$P6 \text{sen}(\alpha1)$	471.26	
	$P6 \text{cos}(\alpha1)$		1643.47
P7	$P_7 \text{cos} \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$	-135.68	
	$P_7 \text{sen} \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$		26.37
P8	$P_8 \text{cos} \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$	-70654.20	
	$P_8 \text{sen} \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$		13733.78
	Σ	-68638.69	15059.55

Momentos por el peso de anclaje		
Simbolo	x	y
Ca	2.173	1.645
Ma	478675.132	kg.m

Por tanto:

ΣM : Momento total (Ton-metro)	478675.132	kg.m
ΣV : Fuerza Vertical Total (Ton)	151644.392	kg
ΣH : Fuerza horizontal total (Ton)	15059.552	kg

$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V}$	e =	2.857	<	$\frac{2L_1}{3}$	2.92	Resultante dentro del tercio de la base
$f = \frac{\Sigma H}{\Sigma V}$	f =	0.099	<	0.50		Base conformada por tierra solida

ANCLAJE TIPO X			
Base	H = 5 x D	4.90 m	
Ancho	J = 4.6 x D	3.22 m	
Altura Bruta:	512.000	m	
Diametro de la tubería:	0.700	m	
De acuerdo al perfil de la tubería requeriremos de :	3.000	anclajes	

CONDICIONES DE ESTABILIDAD			
Se establecen las siguientes condiciones de estabilidad:			
(1)	Ubicación del punto de intersección de la fuerza resultante con la base de anclaje		
	Donde:		
	$e = \frac{\sum M}{\sum V}$	e: Excentricidad	
		ΣM: Momento total (Ton-metro)	
		ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton)	
(2)	Relación entre las fuerzas horizontal y vertical.		
	Donde:		
	$f = \frac{\sum H}{\sum V}$	f: Relación de las fuerzas horizontales y verticales.	
		ΣH: Fuerza horizontal total (Ton)	
		ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton)	
(3)	Esfuerzo admisible de apoyo		
	Donde:		
	$\sigma = \frac{\sum V}{A} \left(1 + \frac{6e}{L_a} \right)$	σ: Esfuerzo de compresión (Ton/m2)	
		ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton)	
		A: Area de la base del anclaje (m2)	
		L _a : Longitud del anclaje (m)	

DATOS DE ENTRADA			
α1 : Angulo de la intersección de la horizontal con la línea del eje de tubo de aguas arriba del anclaje.	6.000	°	
α2: Angulo de la intersección de la horizontal con el eje de tubo de aguas abajo del anclaje.	57.000	°	
L1: Distancia desde el anclaje hasta el apoyo mas cercano - aguas arriba del anclaje.	8.000	m	
L: Distancia desde el anclaje hasta la junta de dilatación aguas arriba del anclaje.	8.000	m	
s: Peso por metro del tubo de presión de aguas arriba del anclaje.	60.000	kg/m	
w: Peso del agua por metro de tubo presión aguas arriba del anclaje.	384.650	kg/m	
c: Coeficiente de fricción estática	0.500	m/m	
Ø: Angulo de curva del eje del tubo.	15.000	°	
H: Presión de agua en el anclaje.	716.800	m	
V: Velocidad en la tubería	5.197	m/s	

4.2 CALCULO DE FUERZAS DE ANCLAJE

Formulas de calculo de las fuerzas y sus direcciones:

Nombre de fuerza	Dirección de fuerza	Fórmula para calcular la fuerza
Empuje por la pendiente del tubo de presión		$P_1 = s \times L \times \text{sen } \alpha'$
Empuje por el peso del agua y del tubo.		$P_2 = \frac{1}{2} (w+s) L \cos \alpha'$
Empuje por temperatura.		$P_6 = c (w + s) L \cos \alpha'$
Fuerza centrífuga por la curva.		$P_7 = \frac{w v^2}{g} \text{sen } \frac{g}{2}$
Fuerza desequilibrada en la curva.		$P_8 = 2 w H \text{sen } \frac{g}{2}$

P1	50.174	kg
P2	1768.857	kg
P6	1768.857	kg
P7	138.224	kg
P8	71976.612	kg

El peso del anclaje sera calculado de la siguiente forma:

Simbolo	Volumen de concreto (m3)	Volumen Tuberia (m3)
W1	99.55	2.93
Σ	99.55	2.93

Volumen del Anclaje	96.62	m3
Peso del Anclaje	231878.61	kg

Simbolo	Ecuación	Z	X
P1	Z P1 seno(α_1)	5.24	
	X P1 cos(α_1)		49.90
P2	Z P2 cos(α_1)	1759.17	
	X P2 seno(α_1)		-184.90
P6	Z P6 seno(α_1)	184.90	
	X P6 cos(α_1)		1759.17
P7	Z $P_7 \cos \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$	-117.86	
	X $P_7 \text{sen } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$		72.22
P8	Z $P_8 \cos \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$	-61370.15	
	X $P_8 \text{sen } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$		37607.68
	Σ	-59538.70	39304.07

Momentos por el peso de anclaje		
Simbolo	x	y
Ca	2.47	2.396
Ma	572740.178	kg.m

Por tanto:

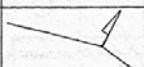
ΣM : Momento total (Ton-metro)	572740.178	kg.m
ΣV : Fuerza Vertical Total (Ton)	172339.917	kg
ΣH : Fuerza horizontal total (Ton)	39304.068	kg

$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V}$	e =	3.205	<	$\frac{2L_1}{3}$	3.27	Resultante dentro del tercio de la base
$f = \frac{\Sigma H}{\Sigma V}$	f =	0.228	<	0.50		Base conformada por tierra solida

ANCLAJE TIPO XI			
A = 4.18 x D			2.93 m
B = 3.25 x D			2.28 m
C = 1.3 x D			0.91 m
E = 3.9 x D			2.73 m
F = 0.6 x D			0.44 m
G = 1.25 x D			0.88 m
H = 5 x D			3.50 m
I = E+D			3.43 m
J = 7 x D			4.90 m
Altura Bruta:	512.000	m	
Diametro de la tubería:	0.700	m	
De acuerdo al perfil de la tubería requeriremos de :	3.000	anclajes	
CONDICIONES DE ESTABILIDAD			
Se establecen las siguientes condiciones de estabilidad:			
(1)	Ubicación del punto de intersección de la fuerza resultante con la base de anclaje		
	$e = \frac{\sum M}{\sum V}$	Donde: e: Excentricidad ΣM: Momento total (Ton-metro) ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton)	
(2)	Relación entre las fuerzas horizontal y vertical.		
	$f = \frac{\sum H}{\sum V}$	Donde: f: Relación de las fuerzas horizontales y verticales. ΣH: Fuerza horizontal total (Ton) ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton)	
(3)	Esfuerzo admisible de apoyo		
	$\sigma = \frac{\sum V}{A} \left(1 + \frac{6e}{L_a} \right)$	Donde: σ: Esfuerzo de compresión (Ton/m ²) ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton) A: Area de la base del anclaje (m ²) L _a : Longitud del anclaje (m)	
DATOS DE ENTRADA			
α1 :	Angulo de la intersección de la horizontal con la línea del eje de tubo de aguas arriba del anclaje.	57.000	°
α2:	Angulo de la intersección de la horizontal con el eje de tubo de aguas abajo del anclaje.	58.000	°
L1:	Distancia desde el anclaje hasta el apoyo mas cercano - aguas arriba del anclaje.	8.000	m
L:	Distancia desde el anclaje hasta la junta de dilatación aguas arriba del anclaje.	8.000	m
s:	Peso por metro del tubo de presión de aguas arriba del anclaje.	60.000	kg/m
w:	Peso del agua por metro de tubo presión aguas arriba del anclaje.	384.650	kg/m
c:	Coficiente de fricción estática	0.500	m/m
∅:	Angulo de curva del eje del tubo.	15.000	°
H:	Presión de agua en el anclaje.	716.800	m
V:	Velocidad en la tubería	5.197	m/s

4.2 CALCULO DE FUERZAS DE ANCLAJE

Formulas de calculo de las fuerzas y sus direcciones:

Nombre de fuerza	Dirección de fuerza	Fórmula para calcular la fuerza
Empuje por la pendiente del tubo de presión		$P_1 = s \times L \times \text{sen } \alpha'$
Empuje por el peso del agua y del tubo.		$P_2 = \frac{1}{2} (w+s) L \cos \alpha'$
Empuje por temperatura.		$P_6 = c (w + s) L \cos \alpha'$
Fuerza centrífuga por la curva.		$P_7 = \frac{w v^2}{g} \text{sen } \frac{g}{2}$
Fuerza desequilibrada en la curva.		$P_8 = 2 w H \text{sen } \frac{g}{2}$

P1	402.562	kg
P2	968.695	kg
P6	968.695	kg
P7	138.224	kg
P8	71976.612	kg

El peso del anclaje sera calculado de la siguiente forma:

Simbolo	Volumen de concreto (m3)	Volumen Tuberia (m3)
W1	19.45	1.79
W2	29.93	
W3	17.56	
W4	23.41	
Σ	90.34	1.79

Volumen del Anclaje	88.56	m3
Peso del Anclaje	212533.45	kg

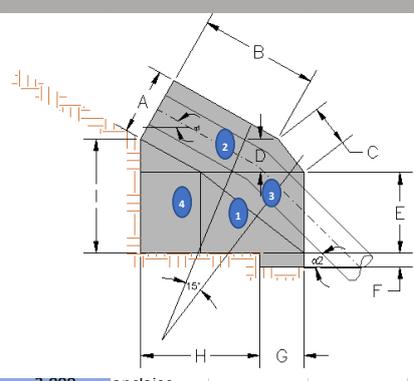
Simbolo	Ecuación	Z	X
P1	$P_1 \text{sen}(\alpha_1)$	337.62	
	$P_1 \text{cos}(\alpha_1)$		219.25
P2	$P_2 \text{cos}(\alpha_1)$	527.59	
	$P_2 \text{sen}(\alpha_1)$		-812.42
P6	$P_6 \text{sen}(\alpha_1)$	812.42	
	$P_6 \text{cos}(\alpha_1)$		527.59
P7	$P_7 \text{cos} \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$	-74.27	
	$P_7 \text{sen} \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$		116.58
P8	$P_8 \text{cos} \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$	-38673.01	
	$P_8 \text{sen} \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$		60704.46
	Σ	-37069.65	60755.46

Momentos por el peso de anclaje		
Simbolo	x	y
Ca	2.24	2.074
Ma	476074.919	kg.m

Por tanto:

ΣM : Momento total (Ton-metro)	476074.919	kg.m
ΣV : Fuerza Vertical Total (Ton)	175463.795	kg
ΣH : Fuerza horizontal total (Ton)	60755.459	kg

$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V}$	e =	2.713	<	$\frac{2L_1}{3}$	2.92	Resultante dentro del tercio de la base
$f = \frac{\Sigma H}{\Sigma V}$	f =	0.346	<	0.50		Base conformada por tierra solida

ANCLAJE TIPO XII			
A = 4.18 x D			2.93 m
B = 3.25 x D			2.28 m
C = 1.3 x D			0.91 m
E = 3.9 x D			2.73 m
F = 0.6 x D			0.44 m
G = 1.25 x D			0.88 m
H = 5 x D			3.50 m
I = E+D			3.43 m
J = 7 x D			4.90 m
Altura Bruta:	512.000	m	
Diametro de la tubería:	0.700	m	
De acuerdo al perfil de la tubería requeriremos de :	3.000	anclajes	
			
CONDICIONES DE ESTABILIDAD			
Se establecen las siguientes condiciones de estabilidad:			
(1)	Ubicación del punto de intersección de la fuerza resultante con la base de anclaje		
	$e = \frac{\sum M}{\sum V}$	Donde: e: Excentricidad ΣM: Momento total (Ton-metro) ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton)	
(2)	Relación entre las fuerzas horizontal y vertical.		
	$f = \frac{\sum H}{\sum V}$	Donde: f: Relación de las fuerzas horizontales y verticales. ΣH: Fuerza horizontal total (Ton) ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton)	
(3)	Esfuerzo admisible de apoyo		
	$\sigma = \frac{\sum V}{A} \left(1 + \frac{6e}{L_a} \right)$	Donde: σ: Esfuerzo de compresión (Ton/m ²) ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton) A: Area de la base del anclaje (m ²) L _a : Longitud del anclaje (m)	
DATOS DE ENTRADA			
α1 : Angulo de la intersección de la horizontal con la línea del eje de tubo de aguas arriba del anclaje.		58.000	°
α2: Angulo de la intersección de la horizontal con el eje de tubo de aguas abajo del anclaje.		42.000	°
L1: Distancia desde el anclaje hasta el apoyo mas cercano - aguas arriba del anclaje.		8.000	m
L: Distancia desde el anclaje hasta la junta de dilatación aguas arriba del anclaje.		8.000	m
s: Peso por metro del tubo de presión de aguas arriba del anclaje.		60.000	kg/m
w: Peso del agua por metro de tubo presión aguas arriba del anclaje.		384.650	kg/m
c: Coeficiente de fricción estática		0.500	m/m
∅: Angulo de curva del eje del tubo.		15.000	°
H: Presión de agua en el anclaje.		716.800	m
V: Velocidad en la tubería		5.197	m/s

4.2 CALCULO DE FUERZAS DE ANCLAJE

Formulas de calculo de las fuerzas y sus direcciones:

Nombre de fuerza	Dirección de fuerza	Fórmula para calcular la fuerza
Empuje por la pendiente del tubo de presión		$P_1 = s \times L \times \text{sen } \alpha'$
Empuje por el peso del agua y del tubo.		$P_2 = \frac{1}{2} (w+s) L \cos \alpha'$
Empuje por temperatura.		$P_6 = c (w + s) L \cos \alpha'$
Fuerza centrífuga por la curva.		$P_7 = \frac{w v^2}{g} \text{sen } \frac{g}{2}$
Fuerza desequilibrada en la curva.		$P_8 = 2 w H \text{sen } \frac{g}{2}$

P1	407.063	kg
P2	942.514	kg
P6	942.514	kg
P7	138.224	kg
P8	71976.612	kg

El peso del anclaje sera calculado de la siguiente forma:

Simbolo	Volumen de concreto (m3)	Volumen Tuberia (m3)
W1	19.45	1.79
W2	29.93	
W3	17.56	
W4	23.41	
Σ	90.34	1.79

Volumen del Anclaje	88.56	m3
Peso del Anclaje	212533.45	kg

Simbolo	Ecuación	Z	X
P1	Z P1 sen(α1)	345.21	
	X P1 cos(α1)		215.71
P2	Z P2 cos(α1)	499.46	
	X P2 sen(α1)		-799.30
P6	Z P6 sen(α1)	799.30	
	X P6 cos(α1)		499.46
P7	Z $P_7 \cos \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$	-88.85	
	X $P_7 \text{sen } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$		105.89
P8	Z $P_8 \cos \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$	-46265.67	
	X $P_8 \text{sen } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$		55137.28
	Σ	-44710.56	55159.04

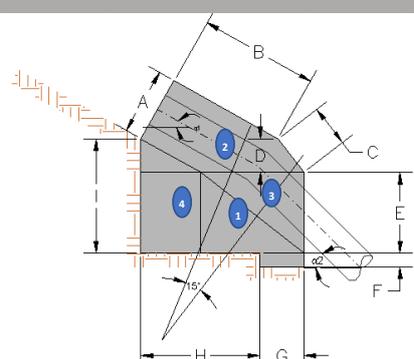
Momentos por el peso de anclaje		
Simbolo	x	y
Ca	2.24	2.074
Ma	476074.919	kg.m

Por tanto:

ΣM : Momento total (Ton-metro)	476074.919	kg.m
ΣV : Fuerza Vertical Total (Ton)	167822.886	kg
ΣH : Fuerza horizontal total (Ton)	55159.038	kg

$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V}$	e =	2.837	<	$\frac{2L_1}{3}$	2.92	Resultante dentro del tercio de la base
$f = \frac{\Sigma H}{\Sigma V}$	f =	0.329	<	0.50		Base conformada por tierra solida

ANCLAJE TIPO XIII			
A = 4.18 x D			1.76 m
B = 3.25 x D			2.28 m
C = 1.3 x D			0.91 m
E = 3.9 x D			2.73 m
F = 0.6 x D			0.44 m
G = 1.25 x D			0.88 m
H = 5 x D			3.50 m
I = E+D			3.43 m
J = 7 x D			4.90 m
Altura Bruta:	512.000	m	
Diametro de la tubería:	0.700	m	
De acuerdo al perfil de la tubería requeriremos de :	3.000	anclajes	



CONDICIONES DE ESTABILIDAD			
Se establecen las siguientes condiciones de estabilidad:			
(1)	Ubicación del punto de intersección de la fuerza resultante con la base de anclaje	Donde:	
	$e = \frac{\sum M}{\sum V}$	e: Excentricidad	
		ΣM: Momento total (Ton-metro)	
		ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton)	
(2)	Relación entre las fuerzas horizontal y vertical.	Donde:	
	$f = \frac{\sum H}{\sum V}$	f: Relación de las fuerzas horizontales y verticales.	
		ΣH: Fuerza horizontal total (Ton)	
		ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton)	
(3)	Esfuerzo admisible de apoyo	Donde:	
	$\sigma = \frac{\sum V}{A} \left(1 + \frac{6e}{L_a} \right)$	σ: Esfuerzo de compresión (Ton/m ²)	
		ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton)	
		A: Area de la base del anclaje (m ²)	
		L _a : Longitud del anclaje (m)	

DATOS DE ENTRADA			
α1 : Angulo de la intersección de la horizontal con la línea del eje de tubo de aguas arriba del anclaje.		42.000	°
α2: Angulo de la intersección de la horizontal con el eje de tubo de aguas abajo del anclaje.		39.000	°
L1: Distancia desde el anclaje hasta el apoyo mas cercano - aguas arriba del anclaje.		8.000	m
L: Distancia desde el anclaje hasta la junta de dilatación aguas arriba del anclaje.		8.000	m
s: Peso por metro del tubo de presión de aguas arriba del anclaje.		60.000	kg/m
w: Peso del agua por metro de tubo presión aguas arriba del anclaje.		384.650	kg/m
c: Coeficiente de fricción estática		0.500	m/m
∅: Angulo de curva del eje del tubo.		15.000	°
H: Presión de agua en el anclaje.		716.800	m
V: Velocidad en la tubería		5.197	m/s

4.2 CALCULO DE FUERZAS DE ANCLAJE

Formulas de calculo de las fuerzas y sus direcciones:

Nombre de fuerza	Dirección de fuerza	Fórmula para calcular la fuerza
Empuje por la pendiente del tubo de presión		$P_1 = s \times L \times \text{sen } \alpha'$
Empuje por el peso del agua y del tubo.		$P_2 = \frac{1}{2} (w+s) L \cos \alpha'$
Empuje por temperatura.		$P_6 = c (w + s) L \cos \alpha'$
Fuerza centrífuga por la curva.		$P_7 = \frac{w v^2}{g} \text{sen } \frac{g}{2}$
Fuerza desequilibrada en la curva.		$P_8 = 2 w H \text{sen } \frac{g}{2}$

P1	321.183	kg
P2	1321.757	kg
P6	1321.757	kg
P7	138.224	kg
P8	71976.612	kg

El peso del anclaje sera calculado de la siguiente forma:

Simbolo	Volumen de concreto (m3)	Volumen Tuberia (m3)
W1	19.45	1.79
W2	25.15	
W3	17.56	
W4	23.41	
Σ	85.56	1.79

Volumen del Anclaje	83.77	m3
Peso del Anclaje	201055.69	kg

Simbolo	Ecuación	Z	X
P1	$P_1 \text{sen}(\alpha_1)$	214.91	
	$P_1 \text{cos}(\alpha_1)$		238.69
P2	$P_2 \text{cos}(\alpha_1)$	982.26	
	$P_2 \text{sen}(\alpha_1)$		-884.43
P6	$P_6 \text{sen}(\alpha_1)$	884.43	
	$P_6 \text{cos}(\alpha_1)$		982.26
P7	$P_7 \text{cos} \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$	-105.11	
	$P_7 \text{sen} \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$		89.77
P8	$P_8 \text{cos} \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$	-54731.44	
	$P_8 \text{sen} \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$		46745.07
	Σ	-52754.95	47171.35

Momentos por el peso de anclaje		
Simbolo	x	y
Ca	2.142	1.966
Ma	430661.279	kg.m

Por tanto:

ΣM : Momento total (Ton-metro)	430661.279	kg.m
ΣV : Fuerza Vertical Total (Ton)	148300.734	kg
ΣH : Fuerza horizontal total (Ton)	47171.353	kg

$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V}$	e =	2.904	<	$\frac{2L_1}{3}$	2.92	Resultante dentro del tercio de la base
$f = \frac{\Sigma H}{\Sigma V}$	f =	0.318	<	0.50		Base conformada por tierra solida

ANCLAJE TIPO XIV			
A = 4.18 x D			1.90 m
B = 3.25 x D			2.28 m
C = 1.3 x D			0.91 m
E = 3.9 x D			2.73 m
F = 0.6 x D			0.44 m
G = 1.25 x D			0.88 m
H = 5 x D			3.50 m
I = E+D			3.43 m
J = 7 x D			4.90 m
Altura Bruta:	512.000	m	
Diametro de la tubería:	0.700	m	
De acuerdo al perfil de la tubería requeriremos de :	3.000	anclajes	
CONDICIONES DE ESTABILIDAD			
Se establecen las siguientes condiciones de estabilidad:			
(1)	Ubicación del punto de intersección de la fuerza resultante con la base de anclaje		
	$e = \frac{\sum M}{\sum V}$	Donde: e: Excentricidad ΣM: Momento total (Ton-metro) ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton)	
(2)	Relación entre las fuerzas horizontal y vertical.		
	$f = \frac{\sum H}{\sum V}$	Donde: f: Relación de las fuerzas horizontales y verticales. ΣH: Fuerza horizontal total (Ton) ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton)	
(3)	Esfuerzo admisible de apoyo		
	$\sigma = \frac{\sum V}{A} \left(1 + \frac{6e}{L_a} \right)$	Donde: σ: Esfuerzo de compresión (Ton/m2) ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton) A: Area de la base del anclaje (m2) L _a : Longitud del anclaje (m)	
DATOS DE ENTRADA			
α1 :	Angulo de la intersección de la horizontal con la línea del eje de tubo de aguas arriba del anclaje.	39.000	°
α2:	Angulo de la intersección de la horizontal con el eje de tubo de aguas abajo del anclaje.	24.000	°
L1:	Distancia desde el anclaje hasta el apoyo mas cercano - aguas arriba del anclaje.	8.000	m
L:	Distancia desde el anclaje hasta la junta de dilatación aguas arriba del anclaje.	8.000	m
s:	Peso por metro del tubo de presión de aguas arriba del anclaje.	60.000	kg/m
w:	Peso del agua por metro de tubo presión aguas arriba del anclaje.	384.650	kg/m
c:	Coficiente de fricción estática	0.500	m/m
∅:	Angulo de curva del eje del tubo.	15.000	°
H:	Presión de agua en el anclaje.	716.800	m
V:	Velocidad en la tubería	5.197	m/s

4.2 CALCULO DE FUERZAS DE ANCLAJE

Formulas de calculo de las fuerzas y sus direcciones:

Nombre de fuerza	Dirección de fuerza	Fórmula para calcular la fuerza
Empuje por la pendiente del tubo de presión		$P_1 = s \times L \times \text{sen } \alpha'$
Empuje por el peso del agua y del tubo.		$P_2 = \frac{1}{2} (w+s) L \cos \alpha'$
Empuje por temperatura.		$P_6 = c (w + s) L \cos \alpha'$
Fuerza centrífuga por la curva.		$P_7 = \frac{w v^2}{g} \text{sen } \frac{g}{2}$
Fuerza desequilibrada en la curva.		$P_8 = 2 w H \text{sen } \frac{g}{2}$

P1	302.074	kg
P2	1382.232	kg
P6	1382.232	kg
P7	138.224	kg
P8	71976.612	kg

El peso del anclaje sera calculado de la siguiente forma:

Simbolo	Volumen de concreto (m3)	Volumen Tuberia (m3)
W1	19.45	1.79
W2	27.70	
W3	17.56	
W4	23.41	
Σ	88.12	1.79

Volumen del Anclaje	86.33	m3
Peso del Anclaje	207194.41	kg

Simbolo	Ecuación	Z	X
P1	$P1 \text{sen}(\alpha1)$	190.10	
	$P1 \text{cos}(\alpha1)$		234.76
P2	$P2 \text{cos}(\alpha1)$	1074.20	
	$P2 \text{sen}(\alpha1)$		-869.87
P6	$P6 \text{sen}(\alpha1)$	869.87	
	$P6 \text{cos}(\alpha1)$		1074.20
P7	$P_7 \text{cos} \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$	-117.86	
	$P_7 \text{sen} \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$		72.22
P8	$P_8 \text{cos} \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$	-61370.15	
	$P_8 \text{sen} \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$		37607.68
	Σ	-59353.84	38118.98

Momentos por el peso de anclaje		
Simbolo	x	y
Ca	2.14	1.998
Ma	443396.029	kg.m

Por tanto:

ΣM : Momento total (Ton-metro)	443396.029	kg.m
ΣV : Fuerza Vertical Total (Ton)	147840.565	kg
ΣH : Fuerza horizontal total (Ton)	38118.983	kg

$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V}$	e =	2.899	<	$\frac{2L_1}{3}$	2.92	Resultante dentro del tercio de la base
$f = \frac{\Sigma H}{\Sigma V}$	f =	0.258	<	0.50		Base conformada por tierra solida

ANCLAJE TIPO XV			
A = 4.18 x D			1.90 m
B = 3.25 x D			2.28 m
C = 1.3 x D			0.91 m
E = 3.9 x D			2.73 m
F = 0.6 x D			0.44 m
G = 1.25 x D			0.88 m
H = 5 x D			3.50 m
I = E+D			3.43 m
J = 7 x D			5.01 m
Altura Bruta:	512.000	m	
Diametro de la tubería:	0.700	m	
De acuerdo al perfil de la tubería requeriremos de :	3.000	anclajes	
CONDICIONES DE ESTABILIDAD			
Se establecen las siguientes condiciones de estabilidad:			
(1)	Ubicación del punto de intersección de la fuerza resultante con la base de anclaje		
	$e = \frac{\sum M}{\sum V}$	Donde: e: Excentricidad ΣM: Momento total (Ton-metro) ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton)	
(2)	Relación entre las fuerzas horizontal y vertical.		
	$f = \frac{\sum H}{\sum V}$	Donde: f: Relación de las fuerzas horizontales y verticales. ΣH: Fuerza horizontal total (Ton) ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton)	
(3)	Esfuerzo admisible de apoyo		
	$\sigma = \frac{\sum V}{A} \left(1 + \frac{6e}{L_a} \right)$	Donde: σ: Esfuerzo de compresión (Ton/m ²) ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton) A: Area de la base del anclaje (m ²) L _a : Longitud del anclaje (m)	
DATOS DE ENTRADA			
α1 : Angulo de la intersección de la horizontal con la línea del eje de tubo de aguas arriba del anclaje.			26.000 °
α2: Angulo de la intersección de la horizontal con el eje de tubo de aguas abajo del anclaje.			32.000 °
L1: Distancia desde el anclaje hasta el apoyo mas cercano - aguas arriba del anclaje.			8.000 m
L: Distancia desde el anclaje hasta la junta de dilatación aguas arriba del anclaje.			8.000 m
s: Peso por metro del tubo de presión de aguas arriba del anclaje.			60.000 kg/m
w: Peso del agua por metro de tubo presión aguas arriba del anclaje.			384.650 kg/m
c: Coeficiente de fricción estática			0.500 m/m
∅: Angulo de curva del eje del tubo.			15.000 °
H: Presión de agua en el anclaje.			716.800 m
V: Velocidad en la tubería			5.197 m/s

4.2 CALCULO DE FUERZAS DE ANCLAJE

Formulas de calculo de las fuerzas y sus direcciones:

Nombre de fuerza	Dirección de fuerza	Fórmula para calcular la fuerza
Empuje por la pendiente del tubo de presión		$P_1 = s \times L \times \text{sen } \alpha'$
Empuje por el peso del agua y del tubo.		$P_2 = \frac{1}{2} (w+s) L \cos \alpha'$
Empuje por temperatura.		$P_6 = c (w + s) L \cos \alpha'$
Fuerza centrífuga por la curva.		$P_7 = \frac{w v^2}{g} \text{sen } \frac{g}{2}$
Fuerza desequilibrada en la curva.		$P_8 = 2 w H \text{sen } \frac{g}{2}$

P1	210.418	kg
P2	1598.595	kg
P6	1598.595	kg
P7	138.224	kg
P8	71976.612	kg

El peso del anclaje sera calculado de la siguiente forma:

Simbolo	Volumen de concreto (m3)	Volumen Tuberia (m3)
W1	19.86	1.79
W2	28.30	
W3	17.93	
W4	23.91	
Σ	90.01	1.79

Volumen del Anclaje	88.22	m3
Peso del Anclaje	211726.28	kg

Simbolo	Ecuación	Z	X
P1	$P1 \text{ seno}(\alpha1)$	92.24	
	$P1 \text{ cos}(\alpha1)$		189.12
P2	$P2 \text{ cos}(\alpha1)$	1436.81	
	$P2 \text{ seno}(\alpha1)$		-700.78
P6	$P6 \text{ seno}(\alpha1)$	700.78	
	$P6 \text{ cos}(\alpha1)$		1436.81
P7	$P_7 \text{ cos } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$	-120.89	
	$P_7 \text{ sen } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$		67.01
P8	$P_8 \text{ cos } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$	-62952.16	
	$P_8 \text{ sen } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$		34894.95
	Σ	-60843.23	35887.12

Momentos por el peso de anclaje		
Simbolo	x	y
Ca	2.14	1.998
Ma	453094.238	kg.m

Por tanto:

ΣM : Momento total (Ton-metro)	453094.238	kg.m
ΣV : Fuerza Vertical Total (Ton)	150883.050	kg
ΣH : Fuerza horizontal total (Ton)	35887.118	kg

$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V}$	e =	2.903	<	$\frac{2L_1}{3}$	2.92	Resultante dentro del tercio de la base
$f = \frac{\Sigma H}{\Sigma V}$	f =	0.238	<	0.50		Base conformada por tierra solida

ANCLAJE TIPO XVI			
A = 4.18 x D			1.90 m
B = 3.25 x D			2.28 m
C = 1.3 x D			0.91 m
E = 3.9 x D			2.73 m
F = 0.6 x D			0.44 m
G = 1.25 x D			0.88 m
H = 5 x D			3.50 m
I = E+D			3.43 m
J = 6.6 x D			4.62 m
Altura Bruta:	512.000	m	
Diametro de la tubería:	0.700	m	
De acuerdo al perfil de la tubería requeriremos de :	3.000	anclajes	
CONDICIONES DE ESTABILIDAD			
Se establecen las siguientes condiciones de estabilidad:			
(1)	Ubicación del punto de intersección de la fuerza resultante con la base de anclaje		
	$e = \frac{\sum M}{\sum V}$	Donde: e: Excentricidad $\sum M$: Momento total (Ton-metro) $\sum V$: Fuerza Vertical Total (Ton)	
(2)	Relación entre las fuerzas horizontal y vertical.		
	$f = \frac{\sum H}{\sum V}$	Donde: f: Relación de las fuerzas horizontales y verticales. $\sum H$: Fuerza horizontal total (Ton) $\sum V$: Fuerza Vertical Total (Ton)	
(3)	Esfuerzo admisible de apoyo		
	$\sigma = \frac{\sum V}{A} \left(1 + \frac{6e}{L_a} \right)$	Donde: σ : Esfuerzo de compresión (Ton/m ²) $\sum V$: Fuerza Vertical Total (Ton) A: Area de la base del anclaje (m ²) L _a : Longitud del anclaje (m)	
DATOS DE ENTRADA			
	$\alpha 1$: Angulo de la intersección de la horizontal con la línea del eje de tubo de aguas arriba del anclaje.		32.000 °
	$\alpha 2$: Angulo de la intersección de la horizontal con el eje de tubo de aguas abajo del anclaje.		42.000 °
	L1: Distancia desde el anclaje hasta el apoyo mas cercano - aguas arriba del anclaje.		8.000 m
	L: Distancia desde el anclaje hasta la junta de dilatación aguas arriba del anclaje.		8.000 m
	s: Peso por metro del tubo de presión de aguas arriba del anclaje.		60.000 kg/m
	w: Peso del agua por metro de tubo presión aguas arriba del anclaje.		384.650 kg/m
	c: Coeficiente de fricción estática		0.500 m/m
	\emptyset : Angulo de curva del eje del tubo.		15.000 °
	H: Presión de agua en el anclaje.		716.800 m
	V: Velocidad en la tubería		5.197 m/s

4.2 CALCULO DE FUERZAS DE ANCLAJE

Formulas de calculo de las fuerzas y sus direcciones:

Nombre de fuerza	Dirección de fuerza	Fórmula para calcular la fuerza
Empuje por la pendiente del tubo de presión		$P_1 = s \times L \times \text{sen } \alpha'$
Empuje por el peso del agua y del tubo.		$P_2 = \frac{1}{2} (w+s) L \cos \alpha'$
Empuje por temperatura.		$P_6 = c (w + s) L \cos \alpha'$
Fuerza centrífuga por la curva.		$P_7 = \frac{w v^2}{g} \text{sen } \frac{g}{2}$
Fuerza desequilibrada en la curva.		$P_8 = 2 w H \text{sen } \frac{g}{2}$

P1	254.361	kg
P2	1508.338	kg
P6	1508.338	kg
P7	138.224	kg
P8	71976.612	kg

El peso del anclaje sera calculado de la siguiente forma:

Simbolo	Volumen de concreto (m3)	Volumen Tuberia (m3)
W1	18.34	1.79
W2	26.12	
W3	16.55	
W4	22.07	
Σ	83.08	1.79

Volumen del Anclaje	81.30	m3
Peso del Anclaje	195109.41	kg

Simbolo	Ecuación	Z	X
P1	$P1 \text{ seno}(\alpha1)$	134.79	
	$P1 \text{ cos}(\alpha1)$		215.71
P2	$P2 \text{ cos}(\alpha1)$	1279.14	
	$P2 \text{ seno}(\alpha1)$		-799.30
P6	$P6 \text{ seno}(\alpha1)$	799.30	
	$P6 \text{ cos}(\alpha1)$		1279.14
P7	$P_7 \text{ cos } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$	-110.39	
	$P_7 \text{ sen } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$		83.19
P8	$P_8 \text{ cos } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$	-57483.08	
	$P_8 \text{ sen } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$		43316.61
	Σ	-55380.24	44095.35

Momentos por el peso de anclaje		
Simbolo	x	y
Ca	2.14	1.998
Ma	417534.137	kg.m

Por tanto:

ΣM : Momento total (Ton-metro)	417534.137	kg.m
ΣV : Fuerza Vertical Total (Ton)	139729.174	kg
ΣH : Fuerza horizontal total (Ton)	44095.348	kg

$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V}$	e =	2.888	<	$\frac{2L_1}{3}$	2.92	Resultante dentro del tercio de la base
$f = \frac{\Sigma H}{\Sigma V}$	f =	0.316	<	0.50		Base conformada por tierra solida

ANCLAJE TIPO XVII			
A = 4.18 x D			1.90 m
B = 3.25 x D			2.28 m
C = 1.3 x D			0.91 m
E = 3.9 x D			2.73 m
F = 0.6 x D			0.44 m
G = 1.25 x D			0.88 m
H = 5 x D			3.50 m
I = E+D			3.43 m
J = 6 x D			4.20 m
Altura Bruta:	512.000	m	
Diametro de la tubería:	0.700	m	
De acuerdo al perfil de la tubería requeriremos de :	3.000	anclajes	
CONDICIONES DE ESTABILIDAD			
Se establecen las siguientes condiciones de estabilidad:			
(1)	Ubicación del punto de intersección de la fuerza resultante con la base de anclaje		
	$e = \frac{\sum M}{\sum V}$	Donde: e: Excentricidad ΣM: Momento total (Ton-metro) ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton)	
(2)	Relación entre las fuerzas horizontal y vertical.		
	$f = \frac{\sum H}{\sum V}$	Donde: f: Relación de las fuerzas horizontales y verticales. ΣH: Fuerza horizontal total (Ton) ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton)	
(3)	Esfuerzo admisible de apoyo		
	$\sigma = \frac{\sum V}{A} \left(1 + \frac{6e}{L_a} \right)$	Donde: σ: Esfuerzo de compresión (Ton/m ²) ΣV: Fuerza Vertical Total (Ton) A: Area de la base del anclaje (m ²) L _a : Longitud del anclaje (m)	
DATOS DE ENTRADA			
α1 : Angulo de la intersección de la horizontal con la línea del eje de tubo de aguas arriba del anclaje.			42.000 °
α2: Angulo de la intersección de la horizontal con el eje de tubo de aguas abajo del anclaje.			41.000 °
L1: Distancia desde el anclaje hasta el apoyo mas cercano - aguas arriba del anclaje.			8.000 m
L: Distancia desde el anclaje hasta la junta de dilatación aguas arriba del anclaje.			8.000 m
s: Peso por metro del tubo de presión de aguas arriba del anclaje.			60.000 kg/m
w: Peso del agua por metro de tubo presión aguas arriba del anclaje.			384.650 kg/m
c: Coeficiente de fricción estática			0.500 m/m
∅: Angulo de curva del eje del tubo.			15.000 °
H: Presión de agua en el anclaje.			716.800 m
V: Velocidad en la tubería			5.197 m/s

4.2 CALCULO DE FUERZAS DE ANCLAJE

Formulas de calculo de las fuerzas y sus direcciones:

Nombre de fuerza	Dirección de fuerza	Fórmula para calcular la fuerza
Empuje por la pendiente del tubo de presión		$P_1 = s \times L \times \text{sen } \alpha'$
Empuje por el peso del agua y del tubo.		$P_2 = \frac{1}{2} (w+s) L \cos \alpha'$
Empuje por temperatura.		$P_6 = c (w + s) L \cos \alpha'$
Fuerza centrífuga por la curva.		$P_7 = \frac{w v^2}{g} \text{sen } \frac{g}{2}$
Fuerza desequilibrada en la curva.		$P_8 = 2 w H \text{sen } \frac{g}{2}$

P1	321.183	kg
P2	1321.757	kg
P6	1321.757	kg
P7	138.224	kg
P8	71976.612	kg

El peso del anclaje sera calculado de la siguiente forma:

Simbolo	Volumen de concreto (m3)	Volumen Tuberia (m3)
W1	16.67	1.79
W2	23.75	
W3	15.05	
W4	20.07	
Σ	75.53	1.79

Volumen del Anclaje	73.74	m3
Peso del Anclaje	176981.92	kg

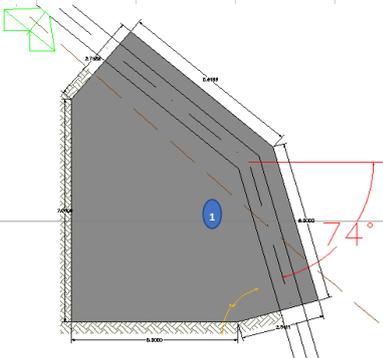
Simbolo	Ecuación	Z	X
P1	$P1 \text{sen}(\alpha1)$	214.91	
	$P1 \text{cos}(\alpha1)$		238.69
P2	$P2 \text{cos}(\alpha1)$	982.26	
	$P2 \text{sen}(\alpha1)$		-884.43
P6	$P6 \text{sen}(\alpha1)$	884.43	
	$P6 \text{cos}(\alpha1)$		982.26
P7	$P_7 \text{cos} \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$	-103.52	
	$P_7 \text{sen} \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$		91.59
P8	$P_8 \text{cos} \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$	-53907.30	
	$P_8 \text{sen} \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$		47693.15
	Σ	-51929.22	48121.25

Momentos por el peso de anclaje		
Simbolo	x	y
Ca	2.14	1.998
Ma	378741.300	kg.m

Por tanto:

ΣM : Momento total (Ton-metro)	378741.300	kg.m
ΣV : Fuerza Vertical Total (Ton)	125052.696	kg
ΣH : Fuerza horizontal total (Ton)	48121.250	kg

$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V}$	e =	2.829	<	$\frac{2L_1}{3}$	2.92	Resultante dentro del tercio de la base
$f = \frac{\Sigma H}{\Sigma V}$	f =	0.385	<	0.50		Base debe ser conformada por roca

ANCLAJE TIPO XVIII			
Base	H = 5 x D	4.90 m	
Ancho	J = 4.6 x D	3.43 m	
Altura Bruta:	512.000	m	
Diametro de la tubería:	0.700	m	
De acuerdo al perfil de la tubería requeriremos de :	3.000	anclaje:	
			
CONDICIONES DE ESTABILIDAD			
Se establecen las siguientes condiciones de estabilidad:			
(1)	Ubicación del punto de intersección de la fuerza resultante con la base de anclaje		
	Donde:		
	$e = \frac{\sum M}{\sum V}$	e: Excentricidad	
		$\sum M$: Momento total (Ton-metro)	
		$\sum V$: Fuerza Vertical Total (Ton)	
(2)	Relación entre las fuerzas horizontal y vertical.		
	Donde:		
	$f = \frac{\sum H}{\sum V}$	f: Relación de las fuerzas horizontales y verticales.	
		$\sum H$: Fuerza horizontal total (Ton)	
		$\sum V$: Fuerza Vertical Total (Ton)	
(3)	Esfuerzo admisible de apoyo		
	Donde:		
	$\sigma = \frac{\sum V}{A} \left(1 + \frac{6e}{L_a} \right)$	σ : Esfuerzo de compresión (Ton/m ²)	
		$\sum V$: Fuerza Vertical Total (Ton)	
		A: Area de la base del anclaje (m ²)	
		L_a : Longitud del anclaje (m)	
DATOS DE ENTRADA			
α_1	: Angulo de la intersección de la horizontal con la línea del eje de tubo de aguas arriba del anclaje.	74.000	°
α_2	: Angulo de la intersección de la horizontal con el eje de tubo de aguas abajo del anclaje.	41.000	°
L1:	Distancia desde el anclaje hasta el apoyo mas cercano - aguas arriba del anclaje.	8.000	m
L:	Distancia desde el anclaje hasta la junta de dilatación aguas arriba del anclaje.	8.000	m
s:	Peso por metro del tubo de presión de aguas arriba del anclaje.	60.000	kg/m
w:	Peso del agua por metro de tubo presión aguas arriba del anclaje.	384.650	kg/m
c:	Coefficiente de fricción estática	0.500	m/m
ϕ :	Angulo de curva del eje del tubo.	15.000	°
H:	Presión de agua en el anclaje.	716.800	m
V:	Velocidad en la tubería	5.197	m/s

4.2 CALCULO DE FUERZAS DE ANLAJE

Formulas de calculo de las fuerzas y sus direcciones:

Nombre de fuerza	Dirección de fuerza	Fórmula para calcular la fuerza
Empuje por la pendiente del tubo de presión		$P_1 = s \times L \times \text{sen } \alpha'$
Empuje por el peso del agua y del tubo.		$P_2 = \frac{1}{2} (w+s) L \cos \alpha'$
Empuje por temperatura.		$P_6 = c (w + s) L \cos \alpha'$
Fuerza centrífuga por la curva.		$P_7 = \frac{w v^2}{g} \text{sen } \frac{g}{2}$
Fuerza desequilibrada en la curva.		$P_8 = 2 w H \text{sen } \frac{g}{2}$

P1	461.406	kg
P2	490.249	kg
P6	490.249	kg
P7	138.224	kg
P8	71976.612	kg

El peso del anclaje sera calculado de la siguiente forma:

Simbolo	Volumen de concreto (m3)	Volumen Tuberia (m3)
W1	168.65	2.93
Σ	168.65	2.93

Volumen del Anclaje	165.72	m3
Peso del Anclaje	397726.70	kg

Simbolo	Ecuación	Z	X
P1	$P_1 \text{sen}(\alpha_1)$	443.53	
	$P_1 \text{cos}(\alpha_1)$		127.18
P2	$P_2 \text{cos}(\alpha_1)$	135.13	
	$P_2 \text{sen}(\alpha_1)$		-471.26
P6	$P_6 \text{sen}(\alpha_1)$	471.26	
	$P_6 \text{cos}(\alpha_1)$		135.13
P7	$P_7 \text{cos} \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$	-74.27	
	$P_7 \text{sen} \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$		116.58
P8	$P_8 \text{cos} \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$	-38673.01	
	$P_8 \text{sen} \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$		60704.46
	Σ	-37697.35	60612.09

Momentos por el peso de anclaje		
Simbolo	x	y
Ca	2.317	3.724
Ma	921532.770	kg.m

Por tanto:

ΣM : Momento total (Ton-metro)	921532.770	kg.m
ΣV : Fuerza Vertical Total (Ton)	360029.349	kg
ΣH : Fuerza horizontal total (Ton)	60612.089	kg

$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V}$	e =	2.442	<	$\frac{2L_1}{3}$	3.27	Resultante dentro del tercio de la base
$f = \frac{\Sigma H}{\Sigma V}$	f =	0.168	<	0.50		Base conformada por tierra solida

ANCLAJE TIPO XVIII			
Base	H = 5 x D	5.86 m	
Ancho	J = 4.6 x D	3.43 m	
Altura Bruta:	512.000	m	
Diametro de la tubería:	0.700	m	
De acuerdo al perfil de la tubería requeriremos de :	3.000	anclajes	
CONDICIONES DE ESTABILIDAD			
Se establecen las siguientes condiciones de estabilidad:			
(1)	Ubicación del punto de intersección de la fuerza resultante con la base de anclaje		
	Donde:		
	$e = \frac{\sum M}{\sum V}$	e: Excentricidad	
		$\sum M$: Momento total (Ton-metro)	
		$\sum V$: Fuerza Vertical Total (Ton)	
(2)	Relación entre las fuerzas horizontal y vertical.		
	Donde:		
	$f = \frac{\sum H}{\sum V}$	f: Relación de las fuerzas horizontales y verticales.	
		$\sum H$: Fuerza horizontal total (Ton)	
		$\sum V$: Fuerza Vertical Total (Ton)	
(3)	Esfuerzo admisible de apoyo		
	Donde:		
	$\sigma = \frac{\sum V}{A} \left(1 + \frac{6e}{L_a} \right)$	σ : Esfuerzo de compresión (Ton/m ²)	
		$\sum V$: Fuerza Vertical Total (Ton)	
		A: Area de la base del anclaje (m ²)	
		L_a : Longitud del anclaje (m)	
DATOS DE ENTRADA			
α_1	: Angulo de la intersección de la horizontal con la línea del eje de tubo de aguas arriba del anclaje.	74.000	°
α_2	: Angulo de la intersección de la horizontal con el eje de tubo de aguas abajo del anclaje.	0.000	°
L1:	Distancia desde el anclaje hasta el apoyo mas cercano - aguas arriba del anclaje.	8.000	m
L:	Distancia desde el anclaje hasta la junta de dilatación aguas arriba del anclaje.	8.000	m
s:	Peso por metro del tubo de presión de aguas arriba del anclaje.	60.000	kg/m
w:	Peso del agua por metro de tubo presión aguas arriba del anclaje.	384.650	kg/m
c:	Coefficiente de fricción estática	0.500	m/m
ϕ :	Angulo de curva del eje del tubo.	15.000	°
H:	Presión de agua en el anclaje.	716.800	m
V:	Velocidad en la tubería	5.197	m/s

4.2 CALCULO DE FUERZAS DE ANLAJE

Formulas de calculo de las fuerzas y sus direcciones:

Nombre de fuerza	Dirección de fuerza	Fórmula para calcular la fuerza
Empuje por la pendiente del tubo de presión		$P_1 = s \times L \times \text{sen } \alpha'$
Empuje por el peso del agua y del tubo.		$P_2 = \frac{1}{2} (w+s) L \cos \alpha'$
Empuje por temperatura.		$P_6 = c (w + s) L \cos \alpha'$
Fuerza centrífuga por la curva.		$P_7 = \frac{w v^2}{g} \text{sen } \frac{g}{2}$
Fuerza desequilibrada en la curva.		$P_8 = 2 w H \text{sen } \frac{g}{2}$

P1	461.406	kg
P2	490.249	kg
P6	490.249	kg
P7	138.224	kg
P8	71976.612	kg

El peso del anclaje sera calculado de la siguiente forma:

Simbolo	Volumen de concreto (m3)	Volumen Tuberia (m3)
W1	71.52	2.93
Σ	71.52	2.93

Volumen del Anclaje	68.59	m3
Peso del Anclaje	164612.93	kg

Simbolo	Ecuación	Z	X
P1	Z P1 sen(α1)	443.53	
	X P1 cos(α1)		127.18
P2	Z P2 cos(α1)	135.13	
	X P2 sen(α1)		-471.26
P6	Z P6 sen(α1)	471.26	
	X P6 cos(α1)		135.13
P7	Z $P_7 \cos \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$	-110.39	
	X $P_7 \text{sen } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$		83.19
P8	Z $P_8 \cos \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$	-57483.08	
	X $P_8 \text{sen } \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}$		43316.61
	Σ	-56543.55	43190.85

Momentos por el peso de anclaje		
Simbolo	x	y
Ca	1.663	1.956
Ma	273751.297	kg.m

Por tanto:

ΣM : Momento total (Ton-metro)	273751.297	kg.m
ΣV : Fuerza Vertical Total (Ton)	108069.378	kg
ΣH : Fuerza horizontal total (Ton)	43190.846	kg

$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V}$	e =	2.415	<	$\frac{2L_1}{3}$	3.91	Resultante dentro del tercio de la base
$f = \frac{\Sigma H}{\Sigma V}$	f =	0.400	<	0.50		Base debe ser conformada por roca

ANEXO C: COMPONENTES ELECTROMECAÑICOS

C.1 Producción de Energía en el Proyecto

CAUDALES GENERADOS													
	m^3/s												
	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31	
AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	Media
1965	1.59	1.82	4.77	5.23	1.59	0.91	0.68	0.45	0.91	0.91	2.27	5.00	2.18
1966	1.82	2.73	5.23	1.82	1.14	0.91	0.68	0.45	0.68	2.27	4.09	5.00	2.24
1967	3.41	12.28	8.64	3.18	2.05	1.36	1.14	0.91	1.14	2.27	2.50	4.55	3.62
1968	2.73	4.32	4.55	2.50	1.36	0.91	0.68	0.68	0.91	1.82	1.82	1.82	2.01
1969	1.36	2.73	3.18	3.86	1.36	0.91	0.68	0.68	0.91	1.36	4.09	3.64	2.06
1970	3.64	3.64	4.32	5.00	2.05	1.36	1.14	0.91	0.91	0.91	3.64	5.68	2.77
1971	10.68	6.59	11.59	5.23	2.73	1.82	1.36	1.14	1.36	1.59	1.82	6.14	4.34
1972	3.18	3.86	12.50	4.55	2.96	1.59	1.14	1.14	1.14	0.91	2.50	2.05	3.13
1973	2.50	10.91	5.46	6.82	2.73	1.82	1.82	2.05	2.27	4.09	7.50	9.09	4.76
1974	9.55	13.41	21.60	11.82	3.41	3.41	2.27	1.82	1.59	2.27	2.73	1.82	6.31
1975	3.64	6.14	10.23	3.86	5.91	5.46	2.27	2.05	2.50	2.73	4.55	8.64	4.83
1976	7.50	11.14	9.55	3.64	2.27	1.59	1.14	0.91	0.91	0.91	1.36	1.14	3.50
1977	1.82	5.00	3.86	3.64	2.50	1.36	0.91	0.68	1.14	1.14	7.05	7.05	3.01
1978	5.68	3.64	9.55	6.59	2.96	1.59	1.14	0.91	1.14	1.59	3.86	3.18	3.49
1979	2.05	2.05	4.09	3.41	1.36	0.91	0.91	0.68	1.14	1.14	5.91	4.09	2.31
1980	5.00	14.78	7.96	3.41	1.59	1.14	0.91	0.91	0.68	1.36	8.87	12.50	4.93
1981	4.77	6.59	12.28	5.46	2.05	1.59	1.14	1.14	1.14	1.14	23.87	17.05	6.52
1982	10.46	5.68	8.18	6.82	2.50	1.59	1.36	1.14	1.14	4.32	10.23	8.41	5.15
1983	7.96	9.09	7.50	2.96	1.82	1.36	1.14	0.91	0.91	1.14	1.36	6.14	3.52
1984	33.19	12.05	6.59	4.55	2.50	1.59	1.14	0.91	0.91	2.05	3.64	5.91	6.25
1985	7.05	6.82	12.28	4.55	3.86	2.27	1.82	1.59	2.05	1.82	2.73	4.32	4.26
1986	10.00	6.37	5.68	7.27	2.50	1.59	1.14	0.91	1.59	1.14	4.09	2.96	3.77
1987	2.96	4.77	6.59	4.77	2.05	1.36	0.91	0.91	0.91	0.91	2.27	2.96	2.61
1988	3.41	3.18	4.77	3.64	1.82	1.14	0.91	0.68	0.68	0.91	2.96	5.46	2.46
1989	2.50	2.96	15.23	4.55	2.50	1.82	1.36	1.14	1.36	1.59	2.73	3.18	3.41
1990	5.00	2.96	21.14	5.23	2.27	2.27	1.59	1.14	1.59	4.77	5.46	6.59	5.00
1991	4.55	5.00	4.55	2.73	2.05	1.36	1.14	1.14	1.59	1.36	2.27	4.55	2.69
1992	1.82	2.05	4.55	2.73	1.36	0.91	0.68	0.68	0.68	1.82	2.50	4.77	2.05
1993	3.41	8.41	4.77	5.46	2.05	1.14	1.14	1.14	2.05	2.27	15.91	2.96	4.22
1994	4.77	8.41	9.55	4.09	2.50	1.59	1.14	0.91	0.91	0.91	2.27	3.86	3.41
1995	3.86	3.64	3.64	4.55	2.73	1.82	1.36	0.91	1.14	1.36	2.50	2.96	2.54
1996	3.18	3.86	7.73	7.73	2.73	1.59	1.14	0.91	1.14	1.14	1.82	2.27	2.94
1997	2.27	4.09	9.09	3.64	1.59	1.14	0.91	0.91	1.36	1.14	3.86	4.32	2.86
1998	9.78	10.23	7.05	4.32	2.50	1.59	1.14	0.91	0.91	1.14	1.82	1.59	3.58
1999	1.82	5.46	9.09	6.59	2.96	2.96	1.59	1.14	1.59	2.96	5.00	6.82	4.00
2000	3.41	4.09	5.00	5.00	2.73	1.59	1.14	0.91	0.91	1.82	3.41	3.64	2.80
2001	2.50	5.68	7.73	3.86	2.27	1.36	0.91	0.68	0.91	1.14	3.18	5.23	2.96
2002	2.96	4.55	4.77	2.96	1.59	0.91	0.68	0.68	0.91	2.73	4.55	4.77	2.67
2003	2.05	2.73	4.77	3.41	2.05	1.14	0.91	0.91	1.14	1.59	2.96	3.64	2.27
2004	2.50	2.96	10.91	3.86	1.82	1.14	0.91	0.68	1.14	2.50	3.64	2.50	2.88
2005	3.64	5.00	5.46	2.27	1.82	1.14	0.91	0.68	0.68	0.91	1.59	2.50	2.22
2006	2.73	2.73	3.86	3.18	1.36	1.14	1.14	0.91	1.36	1.14	4.32	5.00	2.41
2007	6.82	3.86	4.09	4.55	1.82	1.14	0.91	0.91	1.36	10.00	6.14	4.09	3.81
2008	6.14	7.73	7.96	5.00	2.50	2.05	1.36	1.36	1.36	2.05	5.91	3.41	3.90
2009	9.55	9.32	7.50	4.09	2.50	2.05	1.59	1.14	1.36	4.32	3.64	1.59	4.05
Media	5.14	5.90	7.76	4.54	2.28	1.59	1.16	0.99	1.20	1.99	4.47	4.77	3.48

CAUDALES ECOLOGICOS													
	m^3/s												
	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31	
AÑO	ENE.	FEB	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	Media
1965	0.24	0.27	0.72	0.78	0.24	0.14	0.10	0.07	0.14	0.14	0.34	0.75	0.33
1966	0.27	0.41	0.78	0.27	0.17	0.14	0.10	0.07	0.10	0.34	0.61	0.75	0.34
1967	0.51	1.84	1.30	0.48	0.31	0.20	0.17	0.14	0.17	0.34	0.38	0.68	0.54
1968	0.41	0.65	0.68	0.38	0.20	0.14	0.10	0.10	0.14	0.27	0.27	0.27	0.30
1969	0.20	0.41	0.48	0.58	0.20	0.14	0.10	0.10	0.14	0.20	0.61	0.55	0.31
1970	0.55	0.55	0.65	0.75	0.31	0.20	0.17	0.14	0.14	0.14	0.55	0.85	0.41
1971	1.60	0.99	1.74	0.78	0.41	0.27	0.20	0.17	0.20	0.24	0.27	0.92	0.65
1972	0.48	0.58	1.88	0.68	0.44	0.24	0.17	0.17	0.17	0.14	0.38	0.31	0.47
1973	0.38	1.64	0.82	1.02	0.41	0.27	0.27	0.31	0.34	0.61	1.13	1.36	0.71
1974	1.43	2.01	3.24	1.77	0.51	0.51	0.34	0.27	0.24	0.34	0.41	0.27	0.95
1975	0.55	0.92	1.53	0.58	0.89	0.82	0.34	0.31	0.38	0.41	0.68	1.30	0.72
1976	1.13	1.67	1.43	0.55	0.34	0.24	0.17	0.14	0.14	0.14	0.20	0.17	0.53
1977	0.27	0.75	0.58	0.55	0.38	0.20	0.14	0.10	0.17	0.17	1.06	1.06	0.45
1978	0.85	0.55	1.43	0.99	0.44	0.24	0.17	0.14	0.17	0.24	0.58	0.48	0.52
1979	0.31	0.31	0.61	0.51	0.20	0.14	0.14	0.10	0.17	0.17	0.89	0.61	0.35
1980	0.75	2.22	1.19	0.51	0.24	0.17	0.14	0.14	0.10	0.20	1.33	1.88	0.74
1981	0.72	0.99	1.84	0.82	0.31	0.24	0.17	0.17	0.17	0.17	3.58	2.56	0.98
1982	1.57	0.85	1.23	1.02	0.38	0.24	0.20	0.17	0.17	0.65	1.53	1.26	0.77
1983	1.19	1.36	1.13	0.44	0.27	0.20	0.17	0.14	0.14	0.17	0.20	0.92	0.53
1984	4.98	1.81	0.99	0.68	0.38	0.24	0.17	0.14	0.14	0.31	0.55	0.89	0.94
1985	1.06	1.02	1.84	0.68	0.58	0.34	0.27	0.24	0.31	0.27	0.41	0.65	0.64
1986	1.50	0.95	0.85	1.09	0.38	0.24	0.17	0.14	0.24	0.17	0.61	0.44	0.57
1987	0.44	0.72	0.99	0.72	0.31	0.20	0.14	0.14	0.14	0.14	0.34	0.44	0.39
1988	0.51	0.48	0.72	0.55	0.27	0.17	0.14	0.10	0.10	0.14	0.44	0.82	0.37
1989	0.38	0.44	2.28	0.68	0.38	0.27	0.20	0.17	0.20	0.24	0.41	0.48	0.51
1990	0.75	0.44	3.17	0.78	0.34	0.34	0.24	0.17	0.24	0.72	0.82	0.99	0.75
1991	0.68	0.75	0.68	0.41	0.31	0.20	0.17	0.17	0.24	0.20	0.34	0.68	0.40
1992	0.27	0.31	0.68	0.41	0.20	0.14	0.10	0.10	0.10	0.27	0.38	0.72	0.31
1993	0.51	1.26	0.72	0.82	0.31	0.17	0.17	0.17	0.31	0.34	2.39	0.44	0.63
1994	0.72	1.26	1.43	0.61	0.38	0.24	0.17	0.14	0.14	0.14	0.34	0.58	0.51
1995	0.58	0.55	0.55	0.68	0.41	0.27	0.20	0.14	0.17	0.20	0.38	0.44	0.38
1996	0.48	0.58	1.16	1.16	0.41	0.24	0.17	0.14	0.17	0.17	0.27	0.34	0.44
1997	0.34	0.61	1.36	0.55	0.24	0.17	0.14	0.14	0.20	0.17	0.58	0.65	0.43
1998	1.47	1.53	1.06	0.65	0.38	0.24	0.17	0.14	0.14	0.17	0.27	0.24	0.54
1999	0.27	0.82	1.36	0.99	0.44	0.44	0.24	0.17	0.24	0.44	0.75	1.02	0.60
2000	0.51	0.61	0.75	0.75	0.41	0.24	0.17	0.14	0.14	0.27	0.51	0.55	0.42
2001	0.38	0.85	1.16	0.58	0.34	0.20	0.14	0.10	0.14	0.17	0.48	0.78	0.44
2002	0.44	0.68	0.72	0.44	0.24	0.14	0.10	0.10	0.14	0.41	0.68	0.72	0.40
2003	0.31	0.41	0.72	0.51	0.31	0.17	0.14	0.14	0.17	0.24	0.44	0.55	0.34
2004	0.38	0.44	1.64	0.58	0.27	0.17	0.14	0.10	0.17	0.38	0.55	0.38	0.43
2005	0.55	0.75	0.82	0.34	0.27	0.17	0.14	0.10	0.10	0.14	0.24	0.38	0.33
2006	0.41	0.41	0.58	0.48	0.20	0.17	0.17	0.14	0.20	0.17	0.65	0.75	0.36
2007	1.02	0.58	0.61	0.68	0.27	0.17	0.14	0.14	0.20	1.50	0.92	0.61	0.57
2008	0.92	1.16	1.19	0.75	0.38	0.31	0.20	0.20	0.20	0.31	0.89	0.51	0.59
2009	1.43	1.40	1.13	0.61	0.38	0.31	0.24	0.17	0.20	0.65	0.55	0.24	0.61
Media	0.77	0.88	1.16	0.68	0.34	0.24	0.17	0.15	0.18	0.30	0.67	0.72	0.52

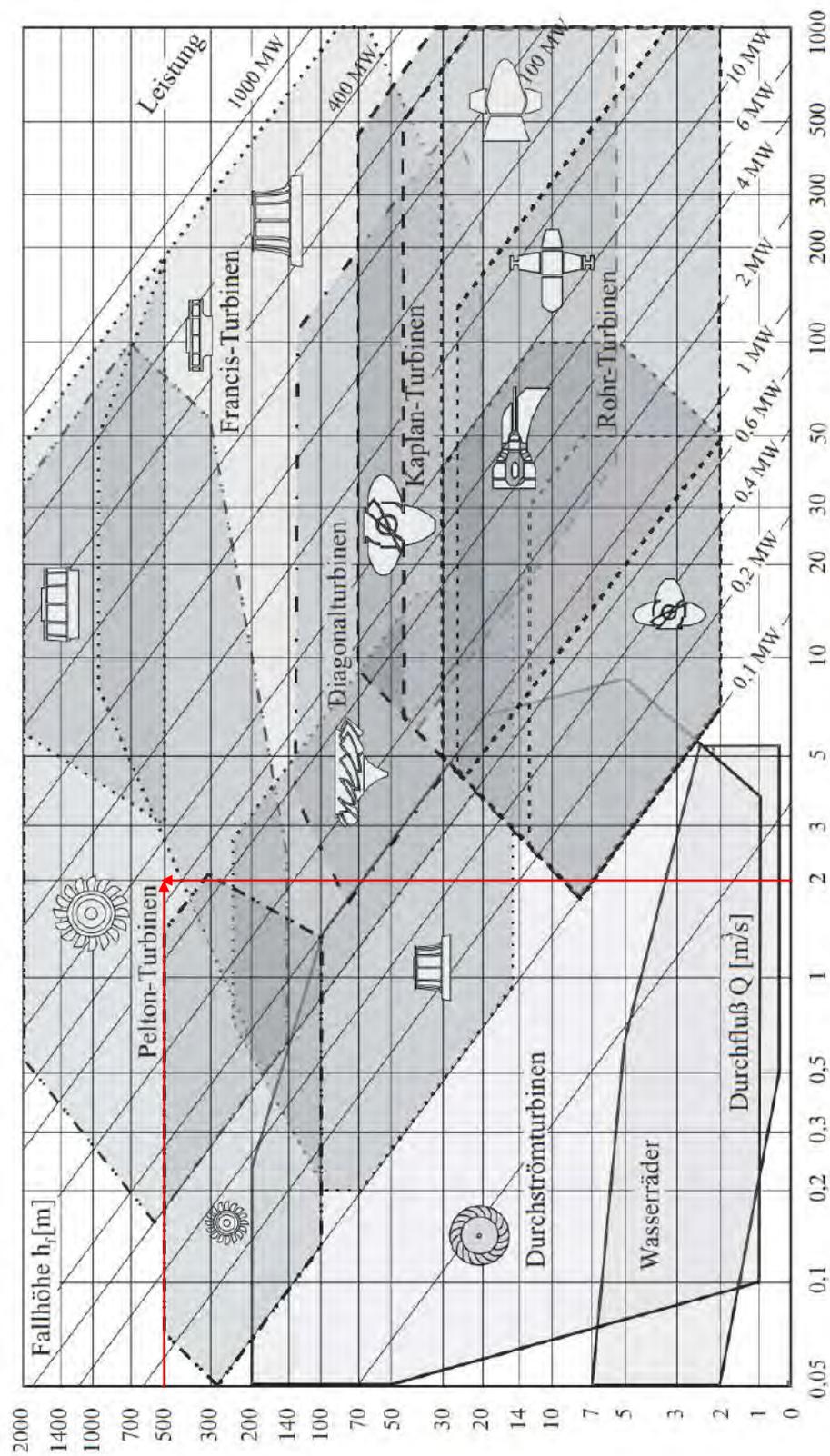
CAUDALES GENERADO - CAUDAL ECOLOGICO													
	m^3/s												
	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31	
AÑO	ENE.	FEB	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	Media
1965	1.35	1.55	4.06	4.44	1.35	0.77	0.58	0.39	0.77	0.77	1.93	4.25	1.85
1966	1.55	2.32	4.44	1.55	0.97	0.77	0.58	0.39	0.58	1.93	3.48	4.25	1.90
1967	2.90	10.43	7.34	2.71	1.74	1.16	0.97	0.77	0.97	1.93	2.13	3.86	3.08
1968	2.32	3.67	3.86	2.13	1.16	0.77	0.58	0.58	0.77	1.55	1.55	1.55	1.71
1969	1.16	2.32	2.71	3.28	1.16	0.77	0.58	0.58	0.77	1.16	3.48	3.09	1.76
1970	3.09	3.09	3.67	4.25	1.74	1.16	0.97	0.77	0.77	0.77	3.09	4.83	2.35
1971	9.08	5.60	9.85	4.44	2.32	1.55	1.16	0.97	1.16	1.35	1.55	5.22	3.69
1972	2.71	3.28	10.63	3.86	2.51	1.35	0.97	0.97	0.97	0.77	2.13	1.74	2.66
1973	2.13	9.28	4.64	5.80	2.32	1.55	1.55	1.74	1.93	3.48	6.38	7.73	4.04
1974	8.12	11.40	18.36	10.05	2.90	2.90	1.93	1.55	1.35	1.93	2.32	1.55	5.36
1975	3.09	5.22	8.70	3.28	5.02	4.64	1.93	1.74	2.13	2.32	3.86	7.34	4.11
1976	6.38	9.47	8.12	3.09	1.93	1.35	0.97	0.77	0.77	0.77	1.16	0.97	2.98
1977	1.55	4.25	3.28	3.09	2.13	1.16	0.77	0.58	0.97	0.97	5.99	5.99	2.56
1978	4.83	3.09	8.12	5.60	2.51	1.35	0.97	0.77	0.97	1.35	3.28	2.71	2.96
1979	1.74	1.74	3.48	2.90	1.16	0.77	0.77	0.58	0.97	0.97	5.02	3.48	1.96
1980	4.25	12.56	6.76	2.90	1.35	0.97	0.77	0.77	0.58	1.16	7.54	10.63	4.19
1981	4.06	5.60	10.43	4.64	1.74	1.35	0.97	0.97	0.97	0.97	20.29	14.49	5.54
1982	8.89	4.83	6.96	5.80	2.13	1.35	1.16	0.97	0.97	3.67	8.70	7.15	4.38
1983	6.76	7.73	6.38	2.51	1.55	1.16	0.97	0.77	0.77	0.97	1.16	5.22	3.00
1984	28.21	10.24	5.60	3.86	2.13	1.35	0.97	0.77	0.77	1.74	3.09	5.02	5.31
1985	5.99	5.80	10.43	3.86	3.28	1.93	1.55	1.35	1.74	1.55	2.32	3.67	3.62
1986	8.50	5.41	4.83	6.18	2.13	1.35	0.97	0.77	1.35	0.97	3.48	2.51	3.20
1987	2.51	4.06	5.60	4.06	1.74	1.16	0.77	0.77	0.77	0.77	1.93	2.51	2.22
1988	2.90	2.71	4.06	3.09	1.55	0.97	0.77	0.58	0.58	0.77	2.51	4.64	2.09
1989	2.13	2.51	12.95	3.86	2.13	1.55	1.16	0.97	1.16	1.35	2.32	2.71	2.90
1990	4.25	2.51	17.97	4.44	1.93	1.93	1.35	0.97	1.35	4.06	4.64	5.60	4.25
1991	3.86	4.25	3.86	2.32	1.74	1.16	0.97	0.97	1.35	1.16	1.93	3.86	2.29
1992	1.55	1.74	3.86	2.32	1.16	0.77	0.58	0.58	0.58	1.55	2.13	4.06	1.74
1993	2.90	7.15	4.06	4.64	1.74	0.97	0.97	0.97	1.74	1.93	13.53	2.51	3.59
1994	4.06	7.15	8.12	3.48	2.13	1.35	0.97	0.77	0.77	0.77	1.93	3.28	2.90
1995	3.28	3.09	3.09	3.86	2.32	1.55	1.16	0.77	0.97	1.16	2.13	2.51	2.16
1996	2.71	3.28	6.57	6.57	2.32	1.35	0.97	0.77	0.97	0.97	1.55	1.93	2.50
1997	1.93	3.48	7.73	3.09	1.35	0.97	0.77	0.77	1.16	0.97	3.28	3.67	2.43
1998	8.31	8.70	5.99	3.67	2.13	1.35	0.97	0.77	0.77	0.97	1.55	1.35	3.04
1999	1.55	4.64	7.73	5.60	2.51	2.51	1.35	0.97	1.35	2.51	4.25	5.80	3.40
2000	2.90	3.48	4.25	4.25	2.32	1.35	0.97	0.77	0.77	1.55	2.90	3.09	2.38
2001	2.13	4.83	6.57	3.28	1.93	1.16	0.77	0.58	0.77	0.97	2.71	4.44	2.51
2002	2.51	3.86	4.06	2.51	1.35	0.77	0.58	0.58	0.77	2.32	3.86	4.06	2.27
2003	1.74	2.32	4.06	2.90	1.74	0.97	0.77	0.77	0.97	1.35	2.51	3.09	1.93
2004	2.13	2.51	9.28	3.28	1.55	0.97	0.77	0.58	0.97	2.13	3.09	2.13	2.45
2005	3.09	4.25	4.64	1.93	1.55	0.97	0.77	0.58	0.58	0.77	1.35	2.13	1.88
2006	2.32	2.32	3.28	2.71	1.16	0.97	0.97	0.77	1.16	0.97	3.67	4.25	2.05
2007	5.80	3.28	3.48	3.86	1.55	0.97	0.77	0.77	1.16	8.50	5.22	3.48	3.24
2008	5.22	6.57	6.76	4.25	2.13	1.74	1.16	1.16	1.16	1.74	5.02	2.90	3.32
2009	8.12	7.92	6.38	3.48	2.13	1.74	1.35	0.97	1.16	3.67	3.09	1.35	3.45
Media	4.37	5.01	6.60	3.86	1.94	1.35	0.98	0.84	1.02	1.69	3.80	4.06	2.96

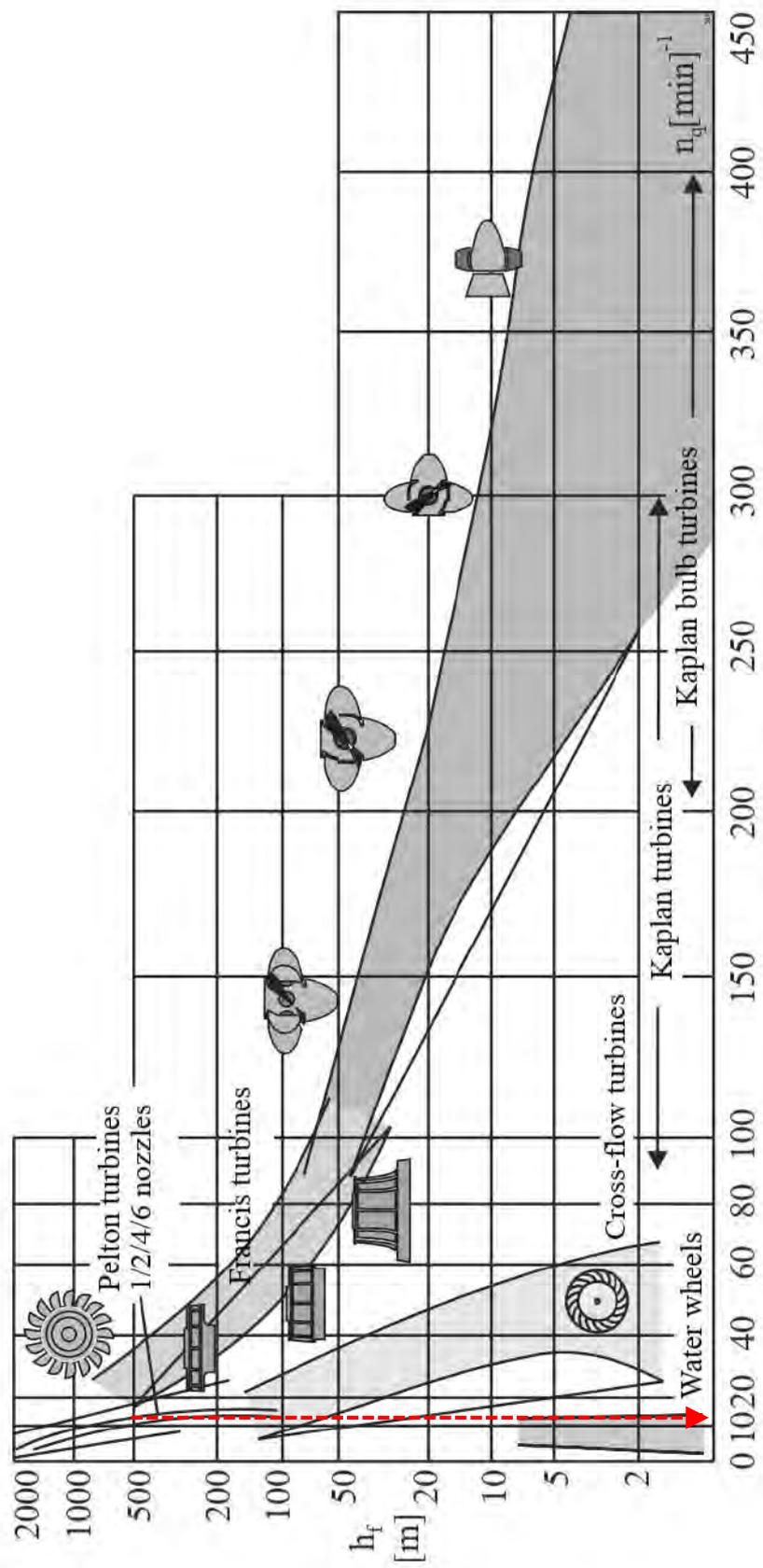
CAUDALES TURBINADO													
	m^3/s												
	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31	
AÑO	ENE.	FEB	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	Media
1965	1.35	1.55	2.00	2.00	1.35	0.77	0.58	0.39	0.77	0.77	1.93	2.00	1.29
1966	1.55	2.00	2.00	1.55	0.97	0.77	0.58	0.39	0.58	1.93	2.00	2.00	1.36
1967	2.00	2.00	2.00	2.00	1.74	1.16	0.97	0.77	0.97	1.93	2.00	2.00	1.63
1968	2.00	2.00	2.00	2.00	1.16	0.77	0.58	0.58	0.77	1.55	1.55	1.55	1.38
1969	1.16	2.00	2.00	2.00	1.16	0.77	0.58	0.58	0.77	1.16	2.00	2.00	1.35
1970	2.00	2.00	2.00	2.00	1.74	1.16	0.97	0.77	0.77	0.77	2.00	2.00	1.52
1971	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	1.55	1.16	0.97	1.16	1.35	1.55	2.00	1.64
1972	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	1.35	0.97	0.97	0.97	0.77	2.00	1.74	1.56
1973	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	1.55	1.55	1.74	1.93	2.00	2.00	2.00	1.90
1974	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	1.93	1.55	1.35	1.93	2.00	1.55	1.86
1975	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	1.93	1.74	2.00	2.00	2.00	2.00	1.97
1976	2.00	2.00	2.00	2.00	1.93	1.35	0.97	0.77	0.77	0.77	1.16	0.97	1.39
1977	1.55	2.00	2.00	2.00	2.00	1.16	0.77	0.58	0.97	0.97	2.00	2.00	1.50
1978	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	1.35	0.97	0.77	0.97	1.35	2.00	2.00	1.62
1979	1.74	1.74	2.00	2.00	1.16	0.77	0.77	0.58	0.97	0.97	2.00	2.00	1.39
1980	2.00	2.00	2.00	2.00	1.35	0.97	0.77	0.77	0.58	1.16	2.00	2.00	1.47
1981	2.00	2.00	2.00	2.00	1.74	1.35	0.97	0.97	0.97	0.97	2.00	2.00	1.58
1982	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	1.35	1.16	0.97	0.97	2.00	2.00	2.00	1.70
1983	2.00	2.00	2.00	2.00	1.55	1.16	0.97	0.77	0.77	0.97	1.16	2.00	1.45
1984	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	1.35	0.97	0.77	0.77	1.74	2.00	2.00	1.63
1985	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	1.93	1.55	1.35	1.74	1.55	2.00	2.00	1.84
1986	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	1.35	0.97	0.77	1.35	0.97	2.00	2.00	1.62
1987	2.00	2.00	2.00	2.00	1.74	1.16	0.77	0.77	0.77	0.77	1.93	2.00	1.49
1988	2.00	2.00	2.00	2.00	1.55	0.97	0.77	0.58	0.58	0.77	2.00	2.00	1.43
1989	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	1.55	1.16	0.97	1.16	1.35	2.00	2.00	1.68
1990	2.00	2.00	2.00	2.00	1.93	1.93	1.35	0.97	1.35	2.00	2.00	2.00	1.79
1991	2.00	2.00	2.00	2.00	1.74	1.16	0.97	0.97	1.35	1.16	1.93	2.00	1.61
1992	1.55	1.74	2.00	2.00	1.16	0.77	0.58	0.58	0.58	1.55	2.00	2.00	1.38
1993	2.00	2.00	2.00	2.00	1.74	0.97	0.97	0.97	1.74	1.93	2.00	2.00	1.69
1994	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	1.35	0.97	0.77	0.77	0.77	1.93	2.00	1.55
1995	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	1.55	1.16	0.77	0.97	1.16	2.00	2.00	1.63
1996	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	1.35	0.97	0.77	0.97	0.97	1.55	1.93	1.54
1997	1.93	2.00	2.00	2.00	1.35	0.97	0.77	0.77	1.16	0.97	2.00	2.00	1.49
1998	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	1.35	0.97	0.77	0.77	0.97	1.55	1.35	1.48
1999	1.55	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	1.35	0.97	1.35	2.00	2.00	2.00	1.77
2000	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	1.35	0.97	0.77	0.77	1.55	2.00	2.00	1.62
2001	2.00	2.00	2.00	2.00	1.93	1.16	0.77	0.58	0.77	0.97	2.00	2.00	1.52
2002	2.00	2.00	2.00	2.00	1.35	0.77	0.58	0.58	0.77	2.00	2.00	2.00	1.50
2003	1.74	2.00	2.00	2.00	1.74	0.97	0.77	0.77	0.97	1.35	2.00	2.00	1.53
2004	2.00	2.00	2.00	2.00	1.55	0.97	0.77	0.58	0.97	2.00	2.00	2.00	1.57
2005	2.00	2.00	2.00	1.93	1.55	0.97	0.77	0.58	0.58	0.77	1.35	2.00	1.38
2006	2.00	2.00	2.00	2.00	1.16	0.97	0.97	0.77	1.16	0.97	2.00	2.00	1.50
2007	2.00	2.00	2.00	2.00	1.55	0.97	0.77	0.77	1.16	2.00	2.00	2.00	1.60
2008	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	1.74	1.16	1.16	1.16	1.74	2.00	2.00	1.75
2009	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	1.74	1.35	0.97	1.16	2.00	2.00	1.35	1.71
Media	1.91	1.98	2.00	1.99	1.73	1.26	0.98	0.84	1.02	1.36	1.90	1.92	1.57

POTENCIA GENERADA (MW)													
	m^3/s												
	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31	
AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	Media
1965	6.05	6.92	8.95	8.95	6.05	3.46	2.59	1.73	3.46	3.46	8.65	8.95	5.77
1966	6.92	8.95	8.95	6.92	4.32	3.46	2.59	1.73	2.59	8.65	8.95	8.95	6.08
1967	8.95	8.95	8.95	8.95	7.78	5.19	4.32	3.46	4.32	8.65	8.95	8.95	7.29
1968	8.95	8.95	8.95	8.95	5.19	3.46	2.59	2.59	3.46	6.92	6.92	6.92	6.15
1969	5.19	8.95	8.95	8.95	5.19	3.46	2.59	2.59	3.46	5.19	8.95	8.95	6.04
1970	8.95	8.95	8.95	8.95	7.78	5.19	4.32	3.46	3.46	3.46	8.95	8.95	6.78
1971	8.95	8.95	8.95	8.95	8.95	6.92	5.19	4.32	5.19	6.05	6.92	8.95	7.36
1972	8.95	8.95	8.95	8.95	8.95	6.05	4.32	4.32	4.32	3.46	8.95	7.78	7.00
1973	8.95	8.95	8.95	8.95	8.95	6.92	6.92	7.78	8.65	8.95	8.95	8.95	8.49
1974	8.95	8.95	8.95	8.95	8.95	8.95	8.65	6.92	6.05	8.65	8.95	6.92	8.32
1975	8.95	8.95	8.95	8.95	8.95	8.95	8.65	7.78	8.95	8.95	8.95	8.95	8.83
1976	8.95	8.95	8.95	8.95	8.65	6.05	4.32	3.46	3.46	3.46	5.19	4.32	6.23
1977	6.92	8.95	8.95	8.95	8.95	5.19	3.46	2.59	4.32	4.32	8.95	8.95	6.71
1978	8.95	8.95	8.95	8.95	8.95	6.05	4.32	3.46	4.32	6.05	8.95	8.95	7.24
1979	7.78	7.78	8.95	8.95	5.19	3.46	3.46	2.59	4.32	4.32	8.95	8.95	6.23
1980	8.95	8.95	8.95	8.95	6.05	4.32	3.46	3.46	2.59	5.19	8.95	8.95	6.56
1981	8.95	8.95	8.95	8.95	7.78	6.05	4.32	4.32	4.32	4.32	8.95	8.95	7.07
1982	8.95	8.95	8.95	8.95	8.95	6.05	5.19	4.32	4.32	8.95	8.95	8.95	7.62
1983	8.95	8.95	8.95	8.95	6.92	5.19	4.32	3.46	3.46	4.32	5.19	8.95	6.47
1984	8.95	8.95	8.95	8.95	8.95	6.05	4.32	3.46	3.46	7.78	8.95	8.95	7.31
1985	8.95	8.95	8.95	8.95	8.95	8.65	6.92	6.05	7.78	6.92	8.95	8.95	8.25
1986	8.95	8.95	8.95	8.95	8.95	6.05	4.32	3.46	6.05	4.32	8.95	8.95	7.24
1987	8.95	8.95	8.95	8.95	7.78	5.19	3.46	3.46	3.46	3.46	8.65	8.95	6.68
1988	8.95	8.95	8.95	8.95	6.92	4.32	3.46	2.59	2.59	3.46	8.95	8.95	6.42
1989	8.95	8.95	8.95	8.95	8.95	6.92	5.19	4.32	5.19	6.05	8.95	8.95	7.53
1990	8.95	8.95	8.95	8.95	8.65	8.65	6.05	4.32	6.05	8.95	8.95	8.95	8.03
1991	8.95	8.95	8.95	8.95	7.78	5.19	4.32	4.32	6.05	5.19	8.65	8.95	7.19
1992	6.92	7.78	8.95	8.95	5.19	3.46	2.59	2.59	2.59	6.92	8.95	8.95	6.15
1993	8.95	8.95	8.95	8.95	7.78	4.32	4.32	4.32	7.78	8.65	8.95	8.95	7.57
1994	8.95	8.95	8.95	8.95	8.95	6.05	4.32	3.46	3.46	3.46	8.65	8.95	6.93
1995	8.95	8.95	8.95	8.95	8.95	6.92	5.19	3.46	4.32	5.19	8.95	8.95	7.31
1996	8.95	8.95	8.95	8.95	8.95	6.05	4.32	3.46	4.32	4.32	6.92	8.65	6.90
1997	8.65	8.95	8.95	8.95	6.05	4.32	3.46	3.46	5.19	4.32	8.95	8.95	6.68
1998	8.95	8.95	8.95	8.95	8.95	6.05	4.32	3.46	3.46	4.32	6.92	6.05	6.61
1999	6.92	8.95	8.95	8.95	8.95	8.95	6.05	4.32	6.05	8.95	8.95	8.95	7.91
2000	8.95	8.95	8.95	8.95	8.95	6.05	4.32	3.46	3.46	6.92	8.95	8.95	7.24
2001	8.95	8.95	8.95	8.95	8.65	5.19	3.46	2.59	3.46	4.32	8.95	8.95	6.78
2002	8.95	8.95	8.95	8.95	6.05	3.46	2.59	2.59	3.46	8.95	8.95	8.95	6.73
2003	7.78	8.95	8.95	8.95	7.78	4.32	3.46	3.46	4.32	6.05	8.95	8.95	6.83
2004	8.95	8.95	8.95	8.95	6.92	4.32	3.46	2.59	4.32	8.95	8.95	8.95	7.02
2005	8.95	8.95	8.95	8.65	6.92	4.32	3.46	2.59	2.59	3.46	6.05	8.95	6.15
2006	8.95	8.95	8.95	8.95	5.19	4.32	4.32	3.46	5.19	4.32	8.95	8.95	6.71
2007	8.95	8.95	8.95	8.95	6.92	4.32	3.46	3.46	5.19	8.95	8.95	8.95	7.17
2008	8.95	8.95	8.95	8.95	8.95	7.78	5.19	5.19	5.19	7.78	8.95	8.95	7.81
2009	8.95	8.95	8.95	8.95	8.95	7.78	6.05	4.32	5.19	8.95	8.95	6.05	7.67
Media	8.56	8.85	8.95	8.90	7.74	5.63	4.40	3.75	4.56	6.09	8.51	8.60	7.05

ENERGIA GENERADA (GWh)													
	m ³ /s												
	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31	
AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	Media
1965	4.50	4.65	6.66	6.44	4.50	2.49	1.93	1.29	2.49	2.57	6.23	6.66	4.20
1966	5.15	6.01	6.66	4.98	3.22	2.49	1.93	1.29	1.87	6.43	6.44	6.66	4.43
1967	6.66	6.01	6.66	6.44	5.79	3.74	3.22	2.57	3.11	6.43	6.44	6.66	5.31
1968	6.66	6.01	6.66	6.44	3.86	2.49	1.93	1.93	2.49	5.15	4.98	5.15	4.48
1969	3.86	6.01	6.66	6.44	3.86	2.49	1.93	1.93	2.49	3.86	6.44	6.66	4.39
1970	6.66	6.01	6.66	6.44	5.79	3.74	3.22	2.57	2.49	2.57	6.44	6.66	4.94
1971	6.66	6.01	6.66	6.44	6.66	4.98	3.86	3.22	3.74	4.50	4.98	6.66	5.36
1972	6.66	6.01	6.66	6.44	6.66	4.36	3.22	3.22	3.11	2.57	6.44	5.79	5.10
1973	6.66	6.01	6.66	6.44	6.66	4.98	5.15	5.79	6.23	6.66	6.44	6.66	6.19
1974	6.66	6.01	6.66	6.44	6.66	6.44	6.43	5.15	4.36	6.43	6.44	5.15	6.07
1975	6.66	6.01	6.66	6.44	6.66	6.44	6.43	5.79	6.44	6.66	6.44	6.66	6.44
1976	6.66	6.01	6.66	6.44	6.43	4.36	3.22	2.57	2.49	2.57	3.74	3.22	4.53
1977	5.15	6.01	6.66	6.44	6.66	3.74	2.57	1.93	3.11	3.22	6.44	6.66	4.88
1978	6.66	6.01	6.66	6.44	6.66	4.36	3.22	2.57	3.11	4.50	6.44	6.66	5.28
1979	5.79	5.23	6.66	6.44	3.86	2.49	2.57	1.93	3.11	3.22	6.44	6.66	4.53
1980	6.66	6.01	6.66	6.44	4.50	3.11	2.57	2.57	1.87	3.86	6.44	6.66	4.78
1981	6.66	6.01	6.66	6.44	5.79	4.36	3.22	3.22	3.11	3.22	6.44	6.66	5.15
1982	6.66	6.01	6.66	6.44	6.66	4.36	3.86	3.22	3.11	6.66	6.44	6.66	5.56
1983	6.66	6.01	6.66	6.44	5.15	3.74	3.22	2.57	2.49	3.22	3.74	6.66	4.71
1984	6.66	6.01	6.66	6.44	6.66	4.36	3.22	2.57	2.49	5.79	6.44	6.66	5.33
1985	6.66	6.01	6.66	6.44	6.66	6.23	5.15	4.50	5.60	5.15	6.44	6.66	6.01
1986	6.66	6.01	6.66	6.44	6.66	4.36	3.22	2.57	4.36	3.22	6.44	6.66	5.27
1987	6.66	6.01	6.66	6.44	5.79	3.74	2.57	2.57	2.49	2.57	6.23	6.66	4.87
1988	6.66	6.01	6.66	6.44	5.15	3.11	2.57	1.93	1.87	2.57	6.44	6.66	4.67
1989	6.66	6.01	6.66	6.44	6.66	4.98	3.86	3.22	3.74	4.50	6.44	6.66	5.49
1990	6.66	6.01	6.66	6.44	6.43	6.23	4.50	3.22	4.36	6.66	6.44	6.66	5.86
1991	6.66	6.01	6.66	6.44	5.79	3.74	3.22	3.22	4.36	3.86	6.23	6.66	5.24
1992	5.15	5.23	6.66	6.44	3.86	2.49	1.93	1.93	1.87	5.15	6.44	6.66	4.48
1993	6.66	6.01	6.66	6.44	5.79	3.11	3.22	3.22	5.60	6.43	6.44	6.66	5.52
1994	6.66	6.01	6.66	6.44	6.66	4.36	3.22	2.57	2.49	2.57	6.23	6.66	5.04
1995	6.66	6.01	6.66	6.44	6.66	4.98	3.86	2.57	3.11	3.86	6.44	6.66	5.33
1996	6.66	6.01	6.66	6.44	6.66	4.36	3.22	2.57	3.11	3.22	4.98	6.43	5.03
1997	6.43	6.01	6.66	6.44	4.50	3.11	2.57	2.57	3.74	3.22	6.44	6.66	4.86
1998	6.66	6.01	6.66	6.44	6.66	4.36	3.22	2.57	2.49	3.22	4.98	4.50	4.81
1999	5.15	6.01	6.66	6.44	6.66	6.44	4.50	3.22	4.36	6.66	6.44	6.66	5.77
2000	6.66	6.01	6.66	6.44	6.66	4.36	3.22	2.57	2.49	5.15	6.44	6.66	5.28
2001	6.66	6.01	6.66	6.44	6.43	3.74	2.57	1.93	2.49	3.22	6.44	6.66	4.94
2002	6.66	6.01	6.66	6.44	4.50	2.49	1.93	1.93	2.49	6.66	6.44	6.66	4.91
2003	5.79	6.01	6.66	6.44	5.79	3.11	2.57	2.57	3.11	4.50	6.44	6.66	4.97
2004	6.66	6.01	6.66	6.44	5.15	3.11	2.57	1.93	3.11	6.66	6.44	6.66	5.12
2005	6.66	6.01	6.66	6.23	5.15	3.11	2.57	1.93	1.87	2.57	4.36	6.66	4.48
2006	6.66	6.01	6.66	6.44	3.86	3.11	3.22	2.57	3.74	3.22	6.44	6.66	4.88
2007	6.66	6.01	6.66	6.44	5.15	3.11	2.57	2.57	3.74	6.66	6.44	6.66	5.22
2008	6.66	6.01	6.66	6.44	6.66	5.60	3.86	3.86	3.74	5.79	6.44	6.66	5.70
2009	6.66	6.01	6.66	6.44	6.66	5.60	4.50	3.22	3.74	6.66	6.44	4.50	5.59
Media	6.37	5.95	6.66	6.41	5.76	4.05	3.27	2.79	3.28	4.53	6.13	6.39	5.13

C.2 Elección de la Turbina y Generador





ANEXO D: EXPEDIENTE TÉCNICO REFERENCIAL

D.1 Presupuesto referencial del proyecto

Descripción	Und.	Metrado	Precio (US\$)	Parcial (US\$)
OBRAS PRELIMINARES Y MOVILIZACION				27,696.00
OBRAS PRELIMINARES	glb	0.00		
ALMACEN DE OBRA	m2	0.00	115.27	0.00
OFICINA DE OBRA	m2	0.00	115.27	0.00
MOVILIZACION DE EQUIPOS Y HERRAMIENTAS	glb	1.00	27,696.00	27,696.00
TRAZO Y REPLANTEO PRELIMINAR	m2	0.00	1.50	0.00
TRAZO DURANTE LA OBRA	m2	0.00	1.54	0.00
ACCESOS PERMANENTES Y TEMPORALES				361,226.33
MEJORAMIENTO DE CAMINOS EXISTENTES Y EJECUCIÓN DE ACCESOS TEMPORALES				11,056.22
MEJORAMIENTO DE CAMINOS EXISTENTES	glb	1.00	4,542.26	4,542.26
EJECUCION DE ACCESOS TEMPORALES A LA OBRA	km	2.00	3,256.98	6,513.96
MANTENIMIENTO DE CAMINOS EXISTENTES				14,643.90
MANTENIMIENTO DE ACCESOS EXISTENTES	mes	6.00	2,440.65	14,643.90
ACCESO A CAPTACION				107,734.21
MOVIMIENTO DE TIERRAS				78,926.03
DESBROCE, LIMPIEZA Y EXCAVACION DE CAPA VEGETAL -ACCESOS	m3	6,150.00	3.33	20,479.50
EXCAVACION DE MATERIAL COMUN - ACCESOS	m3	6,457.50	4.20	27,121.50
EXCAVACION DE MATERIAL CON BOLONERIA - ACCESOS	m3	2,767.50	5.15	14,252.63
RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO - ACCESOS	m3	2,460.00	6.94	17,072.40
PAVIMENTACION				16,063.80
CAPA DE AFIRMADO (E=0.20M) - ACCESOS	m3	2,460.00	6.53	16,063.80
DRENAJE				12,361.50
CUNETAS SIN REVESTIMIENTO	m	3,075.00	4.02	12,361.50
SEÑALIZACION				382.88
SEÑAL PREVENTIVA , PANEL Y POSTE	und	1.00	116.07	116.07
SEÑAL DE REGLAMENTACION CIRCULAR	und	1.00	129.46	129.46
SEÑALES INDICATIVAS DEL km EN CONCRETO	und	1.00	137.35	137.35
ACCESO A SUBESTACION Y CASA DE MAQUINAS				225,314.46
MOVIMIENTO DE TIERRAS				165,372.49
DESBROCE, LIMPIEZA Y EXCAVACION DE CAPA VEGETAL -ACCESOS	m3	12,886.00	3.33	42,910.38
EXCAVACION DE MATERIAL COMUN - ACCESOS	m3	13,530.30	4.20	56,827.26
EXCAVACION DE MATERIAL CON BOLONERIA - ACCESOS	m3	5,798.70	5.15	29,863.31
RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO - ACCESOS	m3	5,154.40	6.94	35,771.54
PAVIMENTACION				33,658.23
CAPA DE AFIRMADO (E=0.20M) - ACCESOS	m3	5,154.40	6.53	33,658.23
DRENAJE				25,900.86
CUNETAS SIN REVESTIMIENTO	m	6,443.00	4.02	25,900.86
SEÑALIZACION				382.88
SEÑAL PREVENTIVA , PANEL Y POSTE	und	1.00	116.07	116.07
SEÑAL DE REGLAMENTACION CIRCULAR	und	1.00	129.46	129.46
SEÑALES INDICATIVAS DEL km EN CONCRETO	und	1.00	137.35	137.35
ACCESO A CAMARA DE CARGA				2,477.54
MOVIMIENTO DE TIERRAS				1,540.02
DESBROCE, LIMPIEZA Y EXCAVACION DE CAPA VEGETAL -ACCESOS	m3	120.00	3.33	399.60
EXCAVACION DE MATERIAL COMUN - ACCESOS	m3	126.00	4.20	529.20
EXCAVACION DE MATERIAL CON BOLONERIA - ACCESOS	m3	54.00	5.15	278.10
RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO - ACCESOS	m3	48.00	6.94	333.12
PAVIMENTACION				313.44
CAPA DE AFIRMADO (E=0.20M) - ACCESOS	m3	48.00	6.53	313.44
DRENAJE				241.20
CUNETAS SIN REVESTIMIENTO	m	60.00	4.02	241.20
SEÑALIZACION				382.88
SEÑAL PREVENTIVA , PANEL Y POSTE	und	1.00	116.07	116.07
SEÑAL DE REGLAMENTACION CIRCULAR	und	1.00	129.46	129.46
SEÑALES INDICATIVAS DEL km EN CONCRETO	und	1.00	137.35	137.35
OBRAS DE DESVIO				10,911.38
CAPTACION				10,911.38
ETAPA1 DEL DESVIO PROVISIONAL				10,911.38
EXCAVACION PARA LA REGULACION DEL RIO - ODESIVIO - BARRAJE E1	m3	262.00	2.98	780.76
EXCAVACION PARA LA EJECUCION DE LA ATAGUIA - ODESIVIO - BARRAJE E1	m3	132.00	2.98	393.36
RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO - ODESIVIO - BARRAJE E1	m3	78.12	6.62	517.15
ENROCADO DE PROTECCION (Dm=1.00m) - ODESIVIO - BARRAJE	m3	138.88	16.13	2,240.13
GEOTEXTIL > 400g/m2	m2	291.82	2.44	712.04
REMOCION DE MATERIAL DE ATAGUIAS - BARRAJE E1	m3	454.40	2.19	995.14
BOMBEO DE AGUA DURANTE CONSTRUCCION - ODESIVIO - BARRAJE	mes	3.00	1,757.60	5,272.80

ESTRUCTURA DE TOMA Y ALIADIADERO				96,365.93
MOVIMIENTO DE TIERRAS				970.81
DESBRUCE, LIMPIEZA Y EXCAVACION DE CAPA - TOMA Y ALIADIADERO	m3	187.60	2.74	514.02
EXCAVACION				456.79
EXCAVACION DE MATERIAL COMUN - TOMA	m3	68.97	5.11	352.44
EXCAVACION DE MATERIAL CON BOLONERIA - TOMA	m3	29.56	3.53	104.35
RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO - CAPTACION	m3	0.00	6.94	0.00
OBRAS DE CONCRETO				93,903.59
CONCRETO SIMPLE				171.40
SOLADO CONCRETO F'C=100 KG/CM2 - TOMA	m2	21.16	8.10	171.40
CONCRETO ARMADO				58,049.34
CONCRETO f'c=210kg/cm2 - ESTRUCTURA DE CAPTACION	m3	485.42	118.03	57,294.12
CONCRETO 2DA FASE - CAPTACION	m3	5.80	130.21	755.22
ACERO DE REFUERZO				31,959.36
ACERO DE REFUERZO - TOMA CAPTACION	kg	21,306.24	1.50	31,959.36
ENCOFRADO				3,723.49
ENCOFRADO PLANO - TOMA	m2	197.18	12.25	2,415.46
ENCOFRADO CURVO - TOMA	m2	52.80	12.90	681.12
ENCOFRADO 2DA FASE - TOMA	m2	45.76	13.70	626.91
OBRAS DE PROTECCION				720.56
RIP RAP				720.56
RELLENO CON ENROCADO (RIP RAP)	m3	45.49	15.84	720.56
ESTRUCTURAS METALICAS				770.97
BARANDA DE PROTECCION - TOMA	m	24.50	26.24	642.88
ESCALERAS METALICAS DE ACCESO	m	4.68	27.37	128.09
DESARENADOR				43,566.60
MOVIMIENTO DE TIERRAS				306.55
DESBRUCE, LIMPIEZA Y EXCAVACION DE CAPA - TOMA Y ALIADIADERO	m3	59.24	2.74	162.32
EXCAVACION				144.23
EXCAVACION DE MATERIAL COMUN - TOMA	m3	21.78	5.11	111.30
EXCAVACION DE MATERIAL CON BOLONERIA - TOMA	m3	9.33	3.53	32.93
OBRAS DE CONCRETO				43,260.05
CONCRETO SIMPLE				77.03
SOLADO CONCRETO F'C=100 KG/CM2 - TOMA	m3	9.51	8.10	77.03
CONCRETO ARMADO				25,741.16
CONCRETO f'c=280kg/cm2 - ESTRUCTURA DE CAPTACION	m3	218.09	118.03	25,741.16
ACERO DE REFUERZO				16,356.63
ACERO DE REFUERZO - TOMA CAPTACION	kg	10,904.42	1.50	16,356.63
ENCOFRADO				1,085.23
ENCOFRADO PLANO - TOMA	m2	88.59	12.25	1,085.23
CANAL DE CONDUCCION				431,800.62
MOVIMIENTO DE TIERRAS				112,449.21
DESBRUCE, LIMPIEZA Y EXCAVACION DE CAPA - CANAL DE CONDUCCION	m3	0.00	3.55	0.00
EXCAVACION DE MATERIAL COMUN - CC	m3	15,120.18	5.06	76,508.11
EXCAVACION DE MATERIAL CON BOLONERIA - CC	m3	6,480.08	5.06	32,789.20
RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO - CC	m3	640.63	4.92	3,151.90
REVESTIMIENTO DEL CANAL				316,029.18
REVESTIMIENTO DE CONCRETO - CCONDUCCION	m3	1,575.93	118.03	186,007.02
ENCOFRADO PLANO - CCONDUCCION - REVESTIMIENTO	m2	4,162.74	16.29	67,811.03
TAPA DE CONCRETO	und	0.00	11.44	0.00
SUMINISTRO E INSTALACION DE MANTA ASFALTICA e=3mm	m2	9,737.50	5.90	57,451.25
SOLADO CONCRETO F'C=100 KG/CM2 - CCONDUCCION - MURO DE GAVIONES	m3	640.63	7.43	4,759.88
JUNTAS				3,322.23
JUNTAS SECAS CONSTRUCTIVAS - CCONDUCCION	m	299.30	11.10	3,322.23
TUNEL				4,400,954.48
TRABAJOS PRELIMINARES				873,435.00
MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS	glb	1.00	115,900.00	115,900.00
INSTALACIONES EN OBRA, OFICINAS Y TALLERES Y ALMACENES	glb	1.00	209,079.00	209,079.00
CONSTRUCCION DE CAMPAMENTO, INSTALACIONES	glb	1.00	259,906.00	259,906.00
GESTIÓN, CONSTRUCCIÓN, CUSTODIA DE POLVORIN	glb	1.00	288,550.00	288,550.00
PORTAL DE ENTRADA				3,527,519.48
ROCA TIPO I Y II				2,692,710.44
EXCAVACION TUNEL	m	2,050.00	1,151.51	2,360,595.50
PERNOS DE ANCLAJE (L=1.50m, D=19mm)	und	4,102.00	66.61	273,234.22
SHOTCRETE LANZADO (e=0.05m)	m3	61.50	957.41	58,880.72
ROCA TIPO IIIA Y IIIB				834,809.04
EXCAVACION TUNEL	m	512.50	1,151.51	590,148.88
PERNOS DE ANCLAJE (L=1.50m, D=19mm)	und	2,568.00	66.61	171,054.48
SHOTCRETE LANZADO (e=0.05m)	m3	76.88	957.41	73,605.68

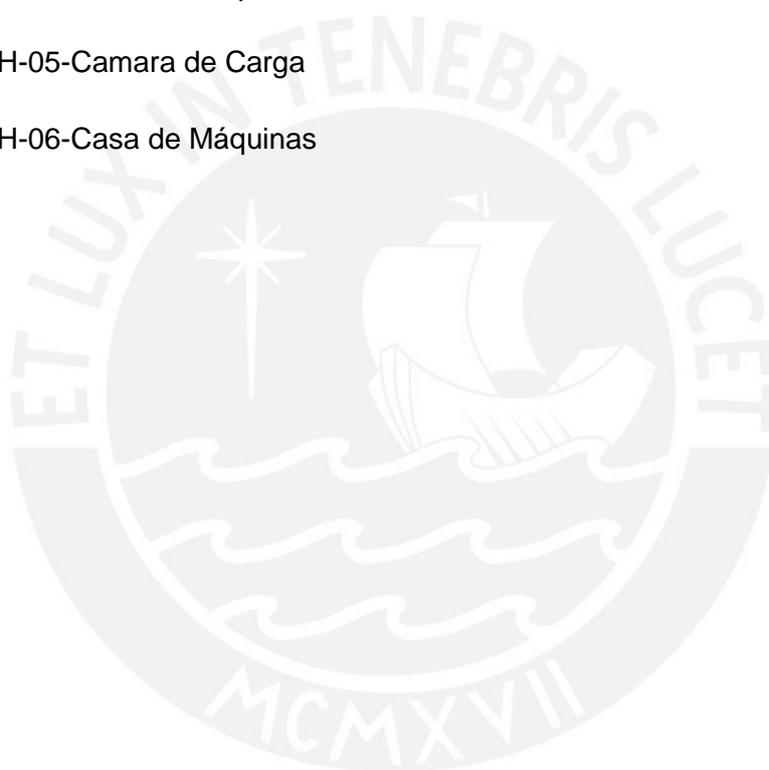
CAMARA DE CARGA					73,390.68
MOVIMIENTO DE TIERRAS					6,593.45
DESBRUCE, LIMPIEZA Y EXCAVACION DE CAPA VEGETAL - CAMARA DE CARGA	m3	135.30	3.55		480.32
EXCAVACION					6,113.13
EXCAVACION DE MATERIAL COMUN - CAMARA	m3	787.82	5.06		3,986.37
EXCAVACION DE MATERIAL CON BOLONERIA - CAMARA	m3	337.64	5.06		1,708.46
RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO - CAMARA	m3	81.70	5.12		418.30
OBRAS DE CONCRETO					66,775.61
SOLADO CONCRETO F'C=100 KG/CM2 - CAMARA DE CARGA	m3	23.83	242.42		5,776.87
CONCRETO f _c =210 Kg/cm ² - CAMARA DE CARGA	m3	248.11	118.03		29,284.42
ACERO DE REFUERZO - CAMARA DE CARGA □	kg	14,886.60	1.50		22,329.90
ENCOFRADO PLANO - CAMARA DE CARGA	m2	626.23	12.25		7,671.32
CONCRETO 2DA FASE - CAMARA DE CARGA	m3	10.00	130.21		1,302.10
ENCOFRADO 2DA FASE - CAMARA DE CARGA	m2	30.00	13.70		411.00
ESTRUCTURAS METALICAS					21.62
BARANDA DE PROTECCION - CAMARA DE CARGA	m	0.00	26.24		0.00
ESCALERA METALICA - CAMARA DE CARGA	und	1.00	21.62		21.62
TUBERIA FORZADA					3,211,226.20
MOVIMIENTO DE TIERRAS					6,613.65
DESBRUCE, LIMPIEZA Y EXCAVACION DE CAPA VEGETAL - TUBERIA FORZADA	m3	1,863.00	3.55		6,613.65
EXCAVACION A LO LARGO DE LA TUBERIA					26,599.96
EXCAVACION DE MATERIAL COMUN - TUBERIA	m3	2,422.76	5.06		12,259.17
EXCAVACION DE MATERIAL CON BOLONERIA - TUBERIA	m3	1,038.32	5.06		5,253.90
RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO - TUBERIA	m3	884.53	6.94		6,138.64
RELLENO CON MATERIAL GRANULAR - TUBERIA	m3	240.87	12.24		2,948.25
OBRAS DE CONCRETO					56,027.63
SOLADO CONCRETO F'C=100 KG/CM2	m3	4.31	8.10		34.91
CONCRETO f _c =210 Kg/cm ²	m3	226.38	118.03		26,719.63
ACERO DE REFUERZO □	kg	11,319.00	1.50		16,978.50
ENCOFRADO PLANO	m2	239.60	12.25		2,935.10
CONCRETO 2DA FASE	m3	71.88	130.21		9,359.49
VARIOS					3,121,984.96
FABRICACION, TRANSPORTE Y MONTAJE TUBERIA FORZADA	ton	324.16	9,631.00		3,121,984.96
INSPECCION TUBERIA FORZADA	ton	0.00	5,000.00		0.00
CASA DE MAQUINAS					111,827.88
MOVIMIENTO DE TIERRAS					2,349.47
DESBRUCE, LIMPIEZA Y EXCAVACION DE CAPA VEGETAL - CASA DE MAQUINAS	m3	396.38	3.55		1,407.15
EXCAVACION					942.32
EXCAVACION DE MATERIAL COMUN - CASA DE MAQUINAS	m3	132.35	5.06		669.69
EXCAVACION DE MATERIAL CON BOLONERIA - CASA	m3	56.68	4.81		272.63
ENROCADO DE PROTECCION					680.40
ENROCADO DE PROTECCION AGUAS ARRIBA					680.40
EXCAVACION DE MATERIAL COMUN - CASA DE MAQUINAS - ENROCADO DE PROTECCION	m3	75.00	4.84		363.00
ENROCADO DE PROTECCION (Dm=1.00m) - CASA - EP AAR	m3	30.00	10.58		317.40
ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN					78,180.04
OBRAS DE CONCRETO					258.71
OBRAS DE CONCRETO SIMPLE					258.71
SOLADO CONCRETO F'C=100 KG/CM2	m3	31.94	8.10		258.71
OBRAS DE CONCRETO ARMADO					41,979.99
CASA DE MAQUINAS					41,979.99
CONCRETO f _c =210 Kg/cm ²	m3	353.19	118.03		41,687.02
CONCRETO 2DA FASE	m3	2.25	130.21		292.97
ACERO DE REFUERZO					26,657.67
ACERO DE REFUERZO □	kg	17,771.78	1.50		26,657.67
ENCOFRADO PLANO VERTICAL					8,807.02
ENCOFRADO PLANO VERTICAL CARAVISTA	m2	718.94	12.25		8,807.02
ENCOFRADO PLANO HORIZONTAL					394.45
ENCOFRADO PLANO HORIZONTAL CARAVISTA	m2	32.20	12.25		394.45
ENCOFRADO PLANO CURVO					82.20
ENCOFRADO 2DA FASE	m2	6.00	13.70		82.20
MUROS Y TABIQUES DE ALBAÑILERIA					18,884.76
MUROS DE 20CM. OFICINAS	m2	638.43	29.58		18,884.76
REVOQUES Y ENLUCIDOS					2,580.90
TARRAJEO INTERIOR	m2	666.69	2.66		1,773.40
TARRAJEO EXTERIOR	m2	281.36	2.87		807.50
PISOS Y REVESTIMIENTOS					640.86
OFICINA Y CENTRO DE CONTROL	m2	54.07	7.14		386.06
ACABADO DE VEREDA	ML	72.80	3.50		254.80

PINTURA					3,526.56
PINTURA EN MUROS EXTERIORES □	m2	281.36	3.98	1,119.81	
PINTURA EN MUROS INTERIORES □	m2	666.69	3.61	2,406.75	
ZOCALOS Y CONTRAZOCALOS					2,349.60
ZOCALO CERÁMICO DE 20 x 30cm	m2	68.80	21.05	1,448.24	
CONTRAZOCALO DE MADERA TORNILLO DE 4"x 1/2" CON RODON DE 1/2" LAQUEADO	m	42.82	21.05	901.36	
CARPINTERIA DE MADERA					711.18
PUERTA - P1(1.60X2.10)	und	1.00	311.14	311.14	
PUERTA - P2(1.20X1.80)	und	1.00	200.02	200.02	
PUERTA - P3(0.60X1.80)	und	2.00	100.01	200.02	
CARPINTERIA METALICA					119.11
VENTANA - V1(1.20X1.80)	und	1.00	42.03	42.03	
VENTANA - V2(0.60X1.80)	und	3.00	21.02	63.06	
VENTANA - V3(0.60X0.60)	und	2.00	7.01	14.02	
ESTRUCTURAS METALICAS					
INSTALACIONES SANITARIAS					1,055.00
INSTALACIONES SANITARIAS	glb	50.00	9.62	481.00	
TANQUE SEPTICO PARA TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	glb	50.00	11.48	574.00	
INSTALACIONES ELECTRICAS					750.00
INSTALACIONES ELECTRICAS (ILUMINACION Y TOMACORRIENTE)	glb	1.00	750.00	750.00	
CANAL DE DESCARGA					259,952.04
MOVIMIENTO DE TIERRAS					34,520.15
EXCAVACION DE MATERIAL COMUN - CANAL DE DESCARGA	m3	6,265.00	5.51	34,520.15	
OBRAS DE CONCRETO					200,710.02
CONCRETO f'c=210 Kg/cm2	m3	1,700.50	118.03	200,710.02	
ACERO DE REFUERZO □	kg	0.00	1.50	0.00	
ENCOFRADO PLANO	m2	0.00	12.25	0.00	
OBRAS DE PROTECCION					24,721.87
ENROCADO EMBEBIDO DE CONCRETO	m3	1,020.30	24.23	24,721.87	
SUBESTACION CIVIL					48,924.81
MOVIMIENTO DE TIERRAS					198.24
EXCAVACION DE MATERIAL COMUN - SUBESTACION	m3	80.46	1.72	138.39	
RELLENO EN CIMENTACION DE ESTRUCTURAS - SUBESTACION	m3	5.12	11.69	59.85	
RELLENO CON MATERIAL DE RIPIO	m3	0.00	6.94	0.00	
OBRAS DE CONCRETO SIMPLE					59.94
SOLADO CONCRETO F'C=100 KG/CM2	m3	7.40	8.10	59.94	
OBRAS DE CONCRETO ARMADO					32,938.65
PEDESTALES	m3	75.34	437.20	32,938.65	
ACERO DE REFUERZO					5,650.20
ACERO DE REFUERZO □	kg	3,766.80	1.50	5,650.20	
ENCOFRADO					1,529.78
ENCOFRADO PLANO	m2	124.88	12.25	1,529.78	
ESTRUCTURAS METALICAS					6,175.00
ESTRUCTURA METALICA PARA PARARRAYOS	ton	0.30	4,750.00	1,425.00	
ESTRUCTURA METALICA PARA PORTICO CON 2 COLUMNAS	ton	1.00	4,750.00	4,750.00	
VIARIOS					2,373.00
CERCO METALICO EN EL PERIMETRO	m	67.80	35.00	2,373.00	
LINEA DE TRANSMISION					67,500.00
CONSTRUCCION DE LINEA DE TRANSMISION	km	2.70	25,000.00	67,500.00	

D.2 Planos esquemáticos de los componentes de la PCH

Se tendrá la siguiente lista de planos propuestos para el diseño básico de la PCH:

- PCH-01-Ubicación del Proyecto
- PCH-02-Planta General del Proyecto
- PCH-03-Cuenca Hidrográfica del rio Tantamayo
- PCH-04-Obras de Captación
- PCH-05-Camara de Carga
- PCH-06-Casa de Máquinas





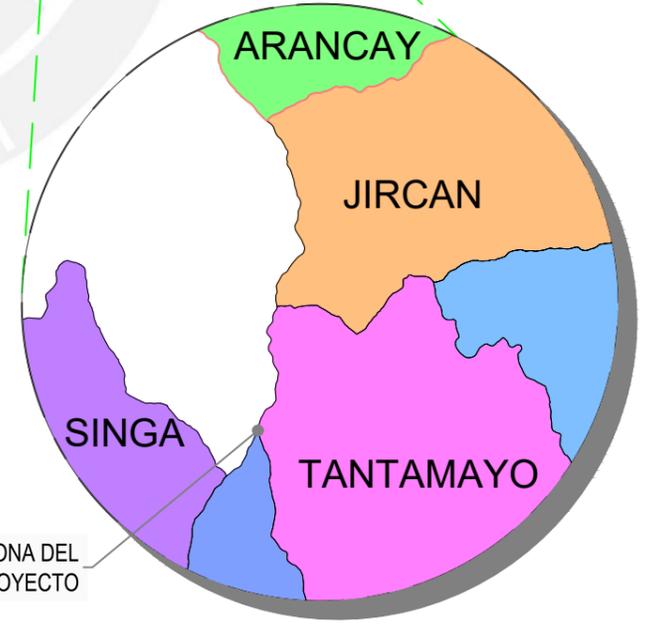
MAPA GEOPOLITICO DEL PERU



MAPA PROVINCIAL DE HUANUCO
DEPARTAMENTO : HUANUCO
PROVINCIA : HUMALIES



MAPA DISTRITAL DE HUMALIES
DEPARTAMENTO : HUANUCO
PROVINCIA : HUMALIES
DISTRITO : TANTAMAYO



ZONA DEL PROYECTO



MAPA DE AMERICA DEL SUR

DISTANCIAS A EL AREA DEL PROYECTO
LIMA - HUANUCO : 398 Km.
LIMA - TANTAMAYO : 444 Km.
LIMA - AREA DEL PROYECTO : 450 Km.

 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIA	
TÍTULO PREFACTIBILIDAD DE LA PEQUEÑA CENTRAL HIDROELECTRICA TANTAMAYO	FECHA DICIEMBRE/2019
DESCRIPCIÓN UBICACIÓN DEL PROYECTO	ESCALAS S/ESC
PCH-01-UBICACION DEL PROYECTO	Nº DE HOJAS 01/01

PLANTA GENERAL
Escala 1:5000

CANAL DE DESCARGA

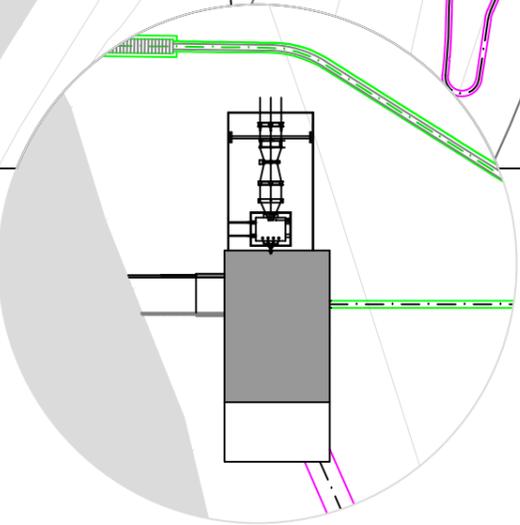
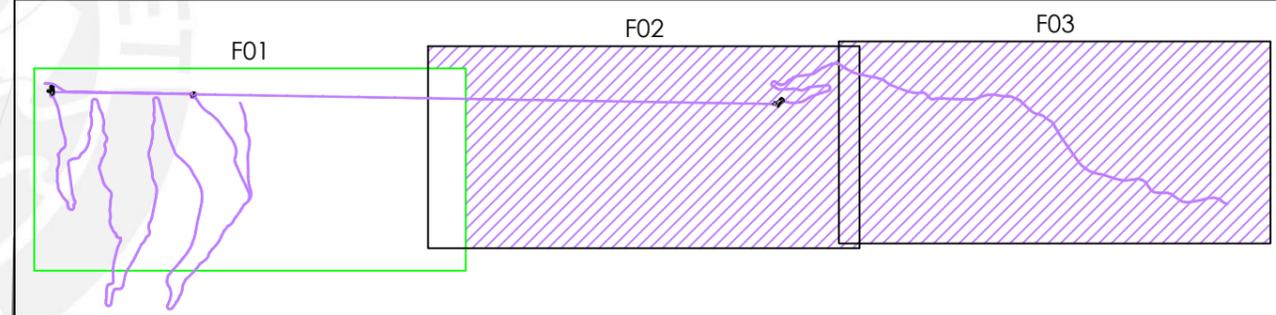
TUBERIA FORZADA
ACERO Ø700 mm

ACCESO A LA CAMARA
DE CARGA

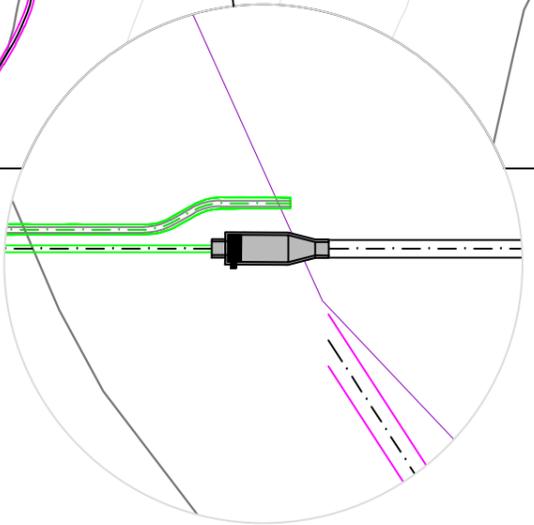
TÚNEL DE CONDUCCIÓN E DERIVACION
(2.50m x 2.50m)

RIO MARAÑON

ACCESO A LA CASA DE
MÁQUINAS



CASA DE MÁQUINAS
Escala 1:1000



CÁMARA DE CARGA
Escala 1:1000



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIA

TESIS:
PREFACTIBILIDAD DE LA PEQUEÑA CENTRAL
HIDROELECTRICA TANTAMAYO

FECHA
DICIEMBRE/2019

DESCRIPCIÓN
PLANTA GENERAL DEL PROYECTO
(TOPOGRAFIA)

ESCALAS
1/5000
1/1000

PCH-02-PLANTA GENERAL

Nº DE HOJAS
01/02

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

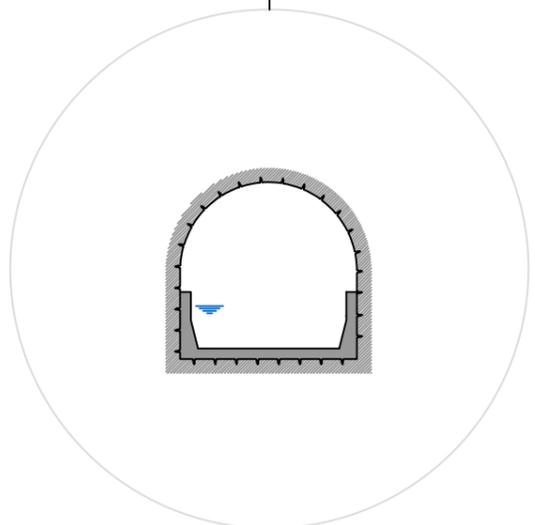
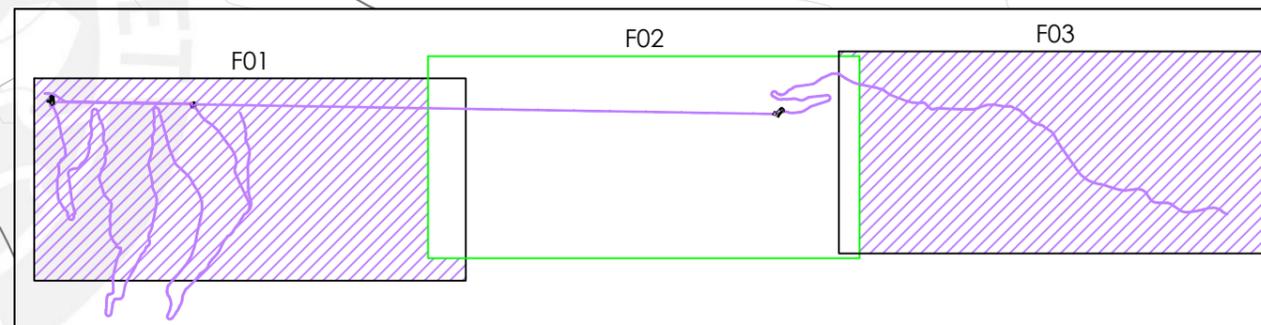
PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

PLANTA GENERAL
Escala 1:5000

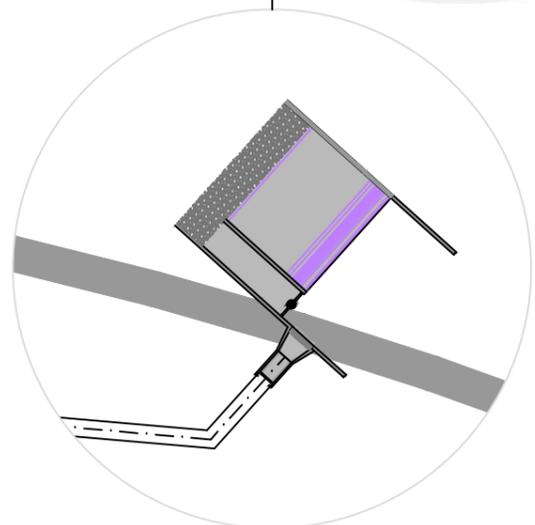
TÚNEL DE CONDUCCIÓN E DERIVACION
(2.50m x 2.50m)

RIO TANTAMAYO

ACCESO A LA PRESA



TÚNEL DE CONDUCCIÓN
SECCION TIPICA
Escala 1:100



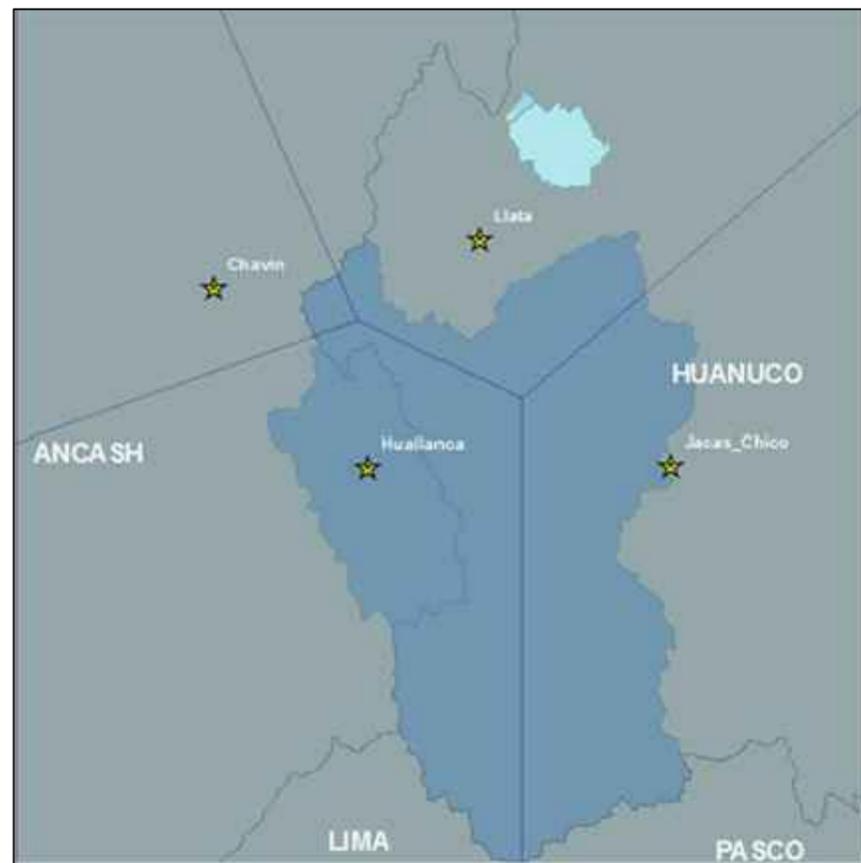
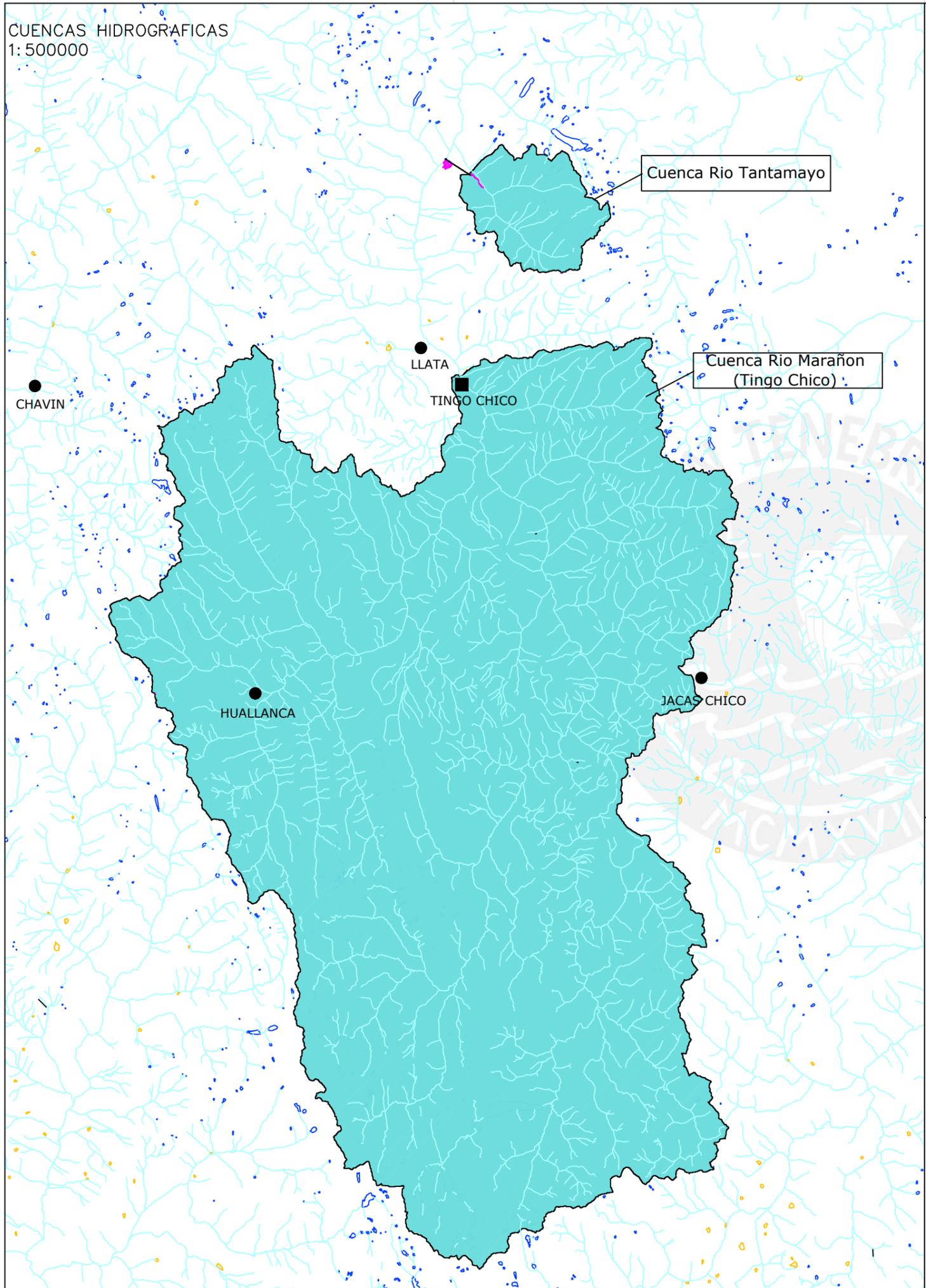
PRESA Y TOMA DE AGUA
Escala 1:1000

 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIA	
TESIS: PREFACTIBILIDAD DE LA PEQUEÑA CENTRAL HIDROELECTRICA TANTAMAYO		FECHA: DICIEMBRE/2019	
DESCRIPCIÓN: PLANTA GENERAL DEL PROYECTO (TOPOGRAFIA)		ESCALAS: 1/5000 1/1000	
PCH-02-PLANTA GENERAL		Nº DE HOJAS: 02/02	

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

CUENCAS HIDROGRAFICAS
1: 500000



Cuenca/Estación	CHAVIN (%)	LLATA (%)	HUALLANCA (%)	JACAS CHICO (%)
Tingo Chico	1.25	12.29	45.77	40.68
Tantamayo	0	100	0	0

- ESTACIÓN METEOROLÓGICA
- ESTACIÓN HIDROMÉTRICA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIA

TESIS: PREFACTIBILIDAD DE LA PEQUEÑA CENTRAL HIDROELECTRICA TANTAMAYO	FECHA DICIEMBRE/2019
---	-------------------------

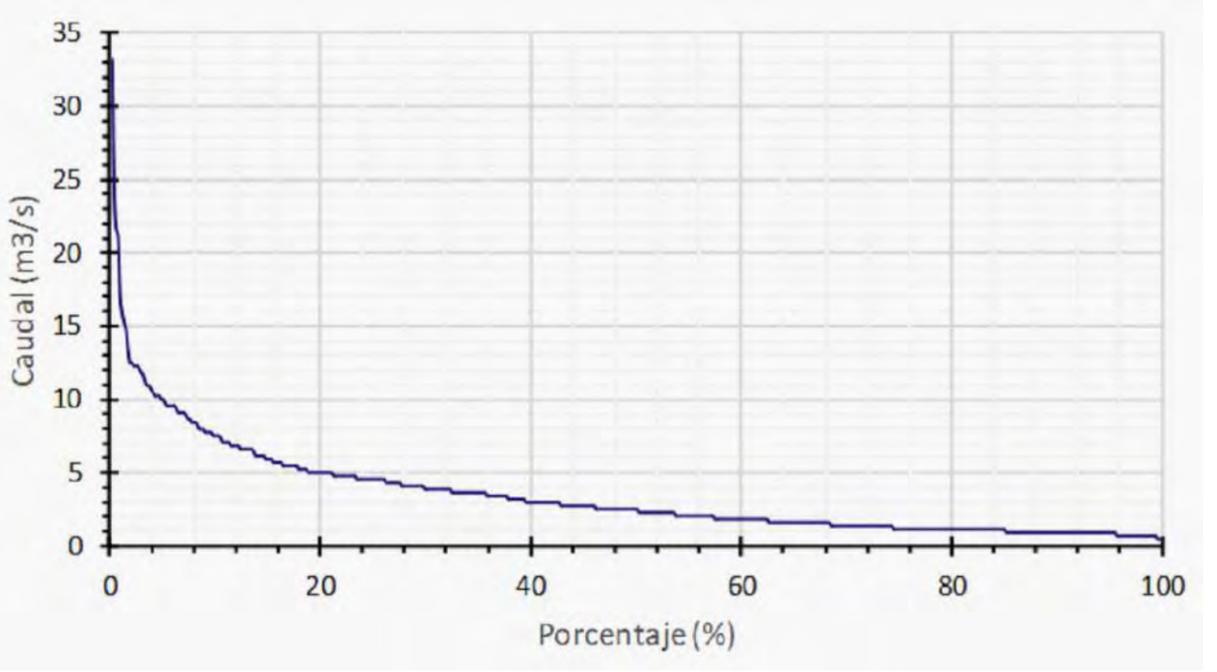
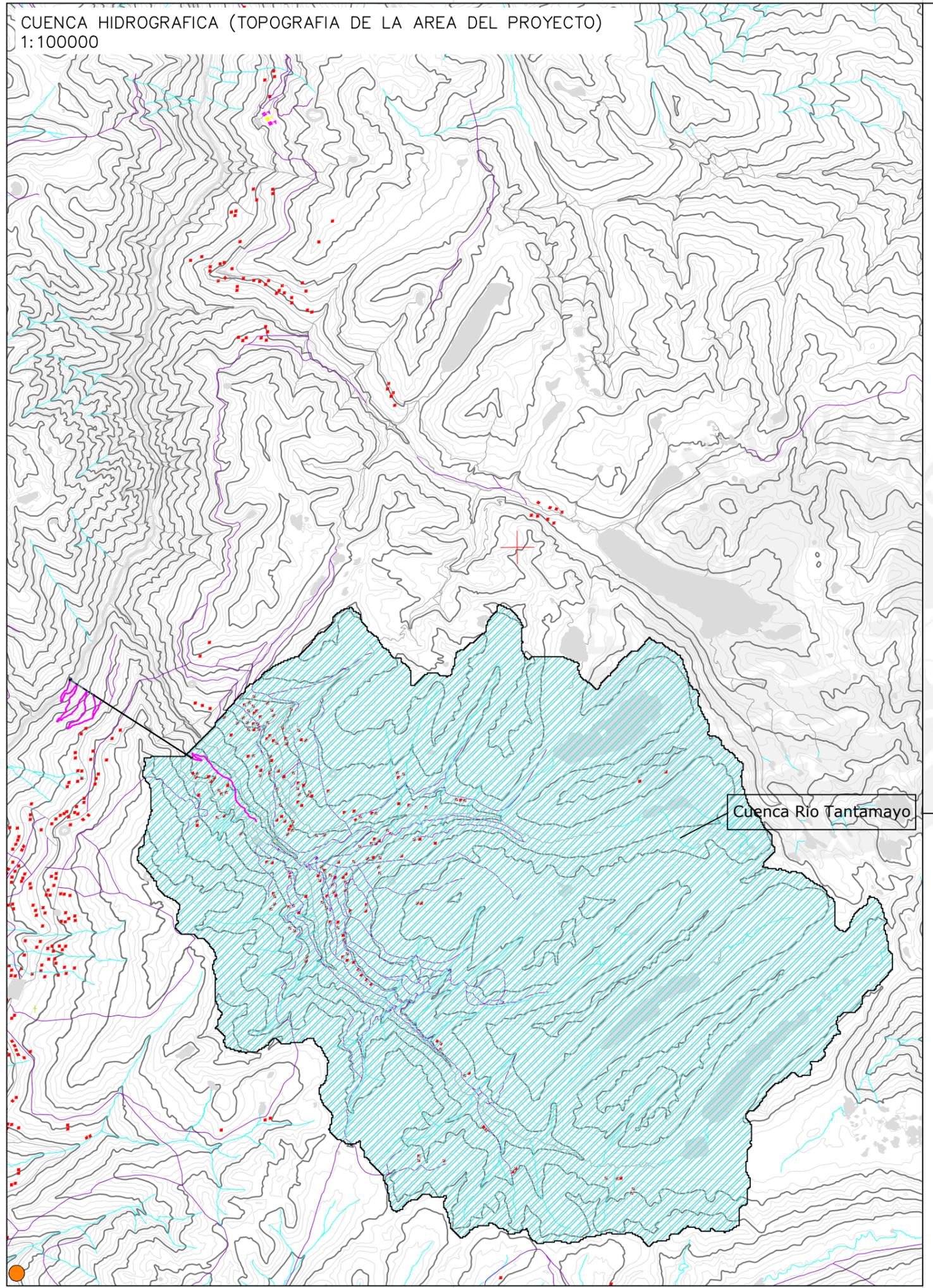
DESCRIPCIÓN HIDROLOGIA CUENCAS HIDROGRAFICAS (RIOS TANTAMAYO Y MARAÑON) ESTACIONES METEOROLÓGICAS Y HIDROMÉTRICAS	ESCALAS 1:500000
--	---------------------

PCH-03 CUENCA HIDROGRAFICA	Nº DE HOJAS 01/02
----------------------------	----------------------

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

CUENCA HIDROGRAFICA (TOPOGRAFIA DE LA AREA DEL PROYECTO)
1:100000



CAUDALES MEDIOS MENSUALES - ALTERNATIVA A (m³/s.)													
AÑO	ENE.	FEB	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	PROM.
PROM.	5.14	5.90	7.76	4.54	2.28	1.59	1.16	0.99	1.20	1.99	4.47	4.77	3.48
Q(50%)	3.41	5.00	7.05	4.32	2.27	1.36	1.14	0.91	1.14	1.59	3.64	4.32	3.01
Q(75%)	2.50	3.64	4.77	3.41	1.82	1.14	0.91	0.68	0.91	1.14	2.50	2.96	2.20
Q(85%)	2.05	2.86	4.46	3.09	1.59	1.05	0.91	0.68	0.91	0.91	2.09	2.41	1.92
Q(95%)	1.82	2.18	3.86	2.55	1.36	0.91	0.68	0.68	0.68	0.91	1.64	1.64	1.58



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIA

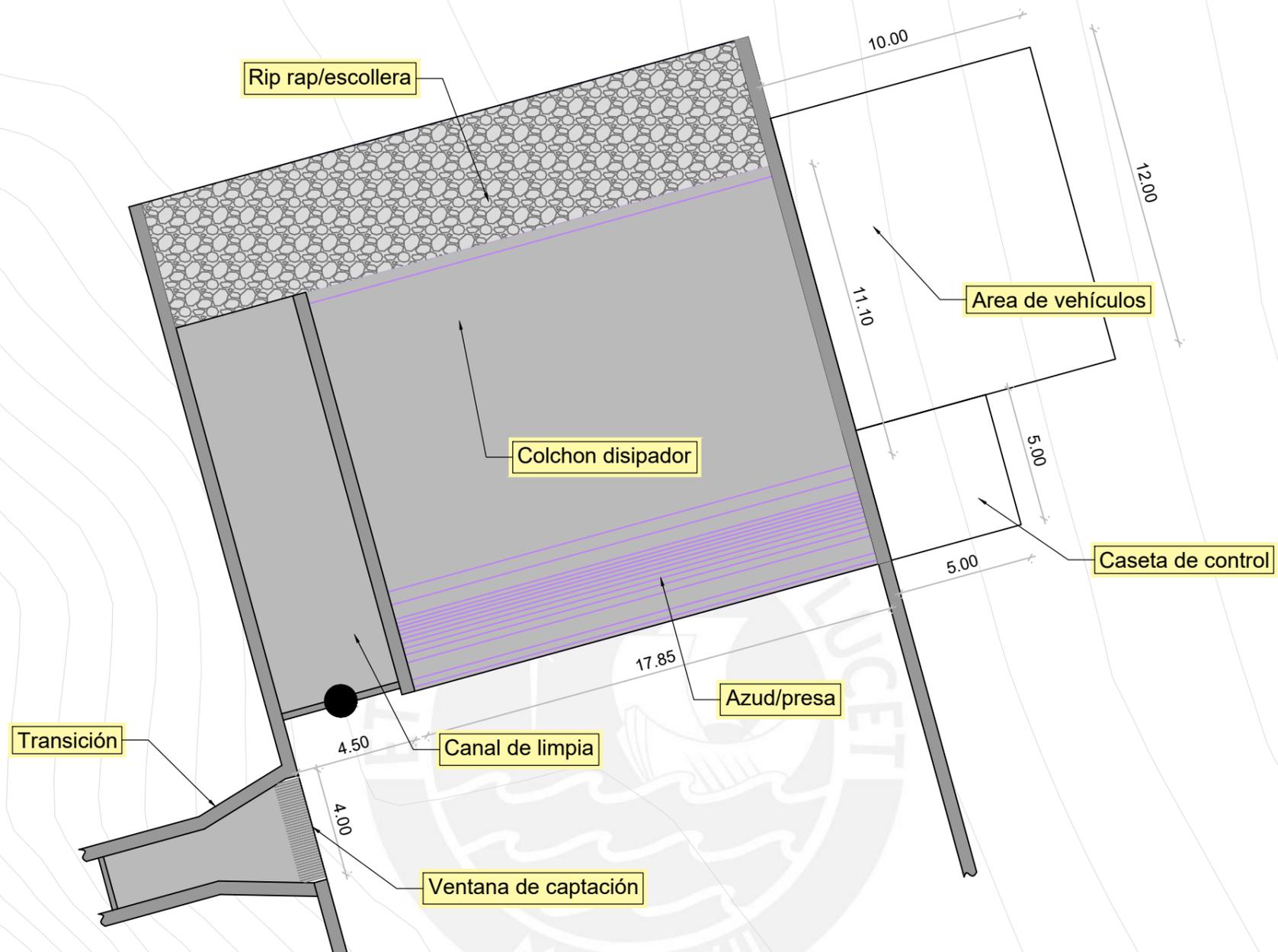
TESIS: PREFACTIBILIDAD DE LA PEQUEÑA CENTRAL HIDROELECTRICA TANTAMAYO	FECHA: DICIEMBRE/2019
DESCRIPCIÓN: HIDROLOGIA CUENCA HIDROGRAFICA RIO TANTAMAYO CAUDALES	ESCALAS: 1:100000
PCH-03 CUENCA HIDROGRAFICA	Nº DE HOJAS: 02/02

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

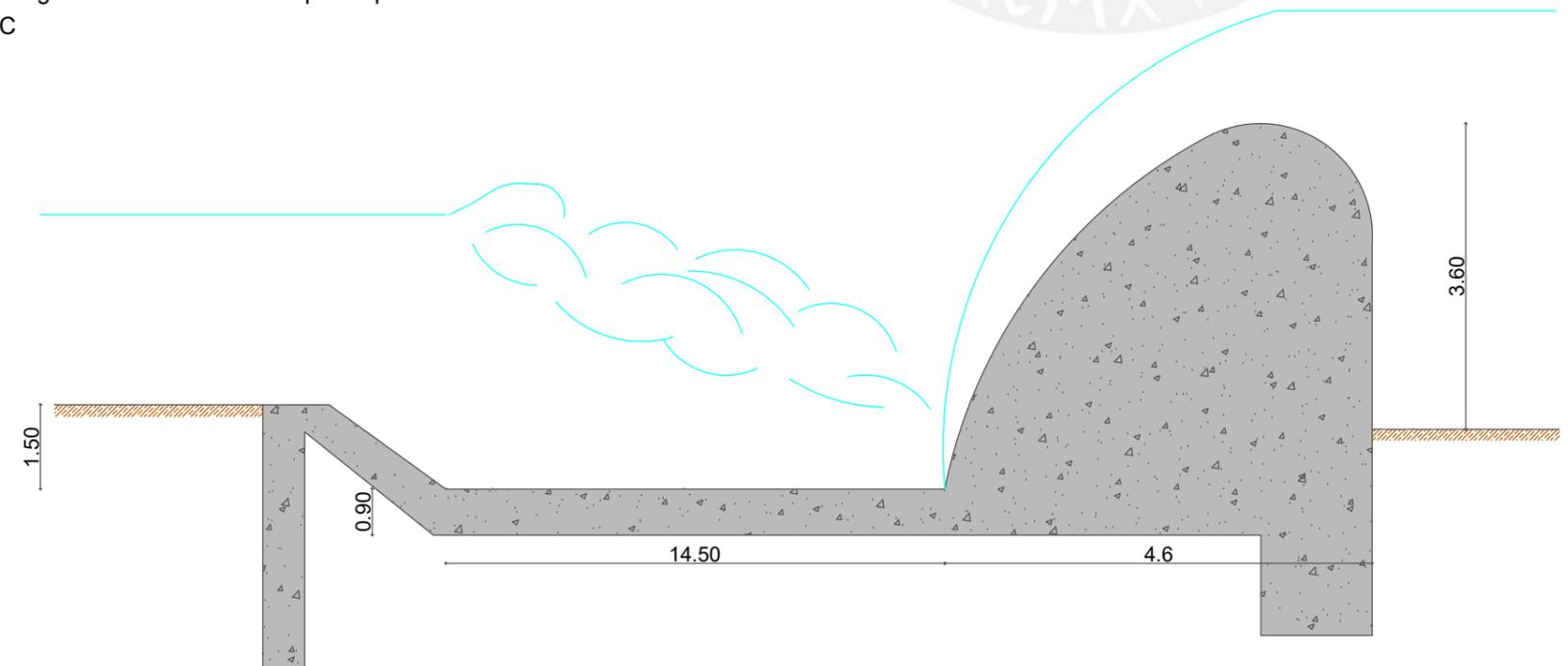
ESTRUCTURA DE CAPTACION

Escala 1:200



Detalle de la geometría de la solera espesa tipo WES

Escala S/C




PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
 FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIA

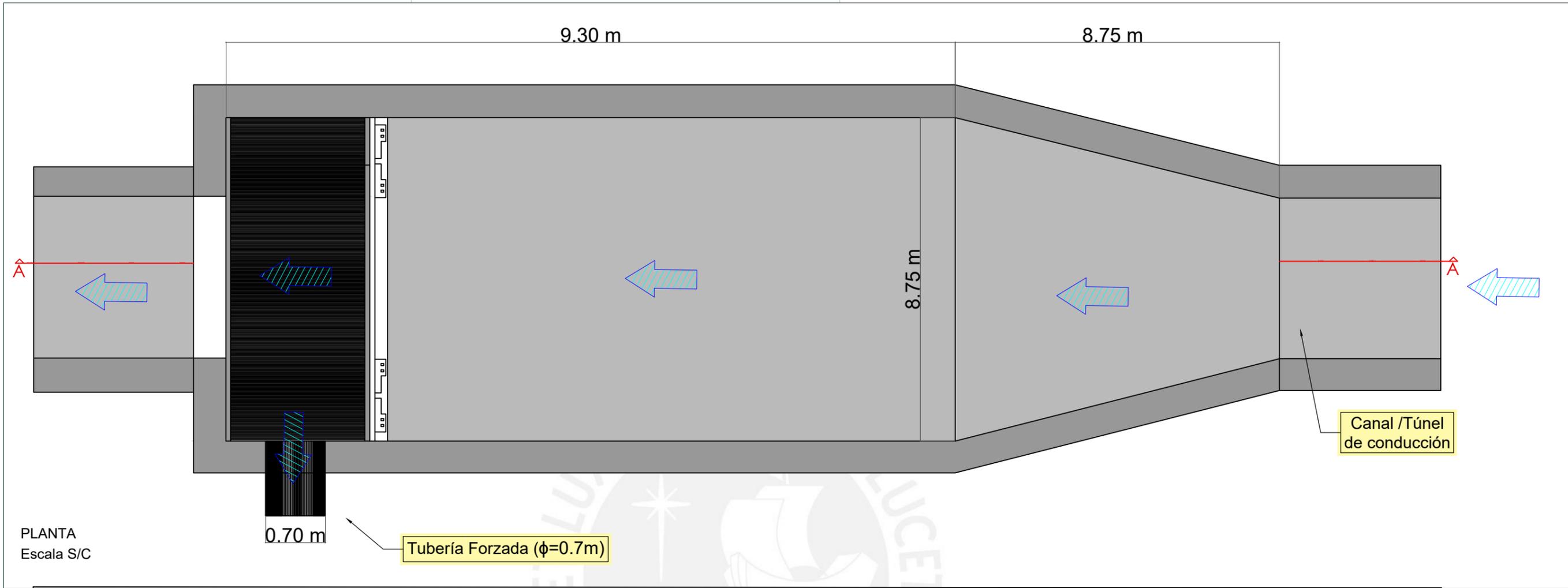
TEMA DE TESIS: PREFACTIBILIDAD DE LA PEQUEÑA CENTRAL HIDROELECTRICA TANTAMAYO	FECHA: DICIEMBRE/2019
--	--------------------------

DESCRIPCIÓN: OBRA DE CAPTACIÓN PLANTA Y SECCIONES	ESCALAS: INDICADAS
---	-----------------------

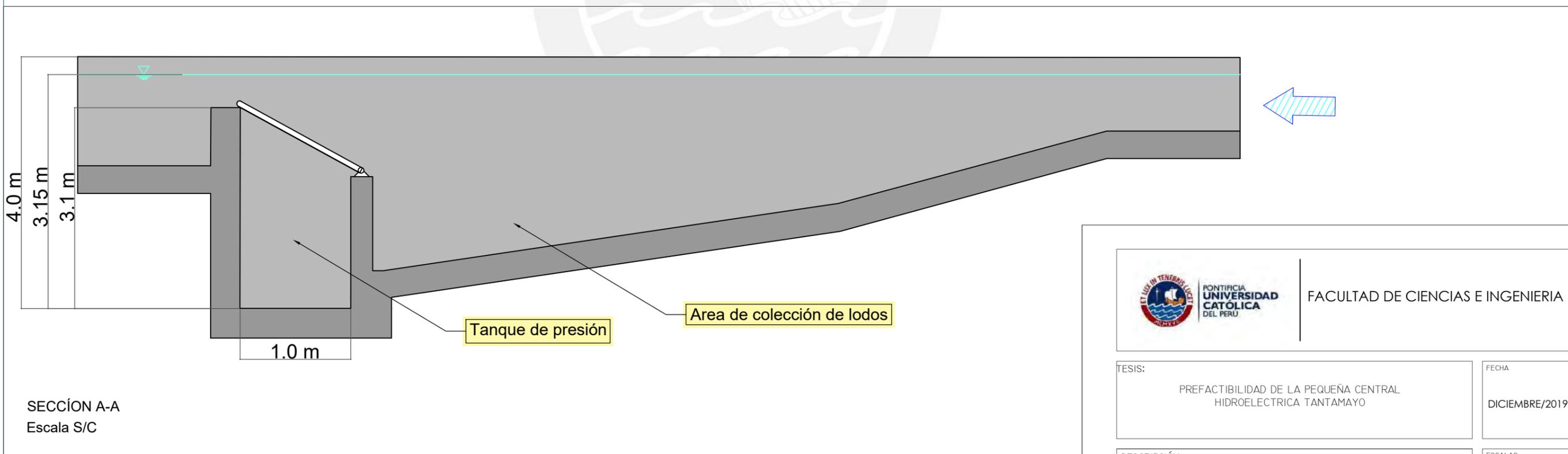
Nº DE PAGINA: PCH-04-CAPTACION	Nº DE PAGINA: 01/01
-----------------------------------	------------------------

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION



PLANTA
Escala S/C



SECCIÓN A-A
Escala S/C

Logos for Pontificia Universidad Católica del Perú and Facultad de Ciencias e Ingeniería.

TESIS: PREFACTIBILIDAD DE LA PEQUEÑA CENTRAL HIDROELECTRICA TANTAMAYO	FECHA DICIEMBRE/2019
---	-------------------------

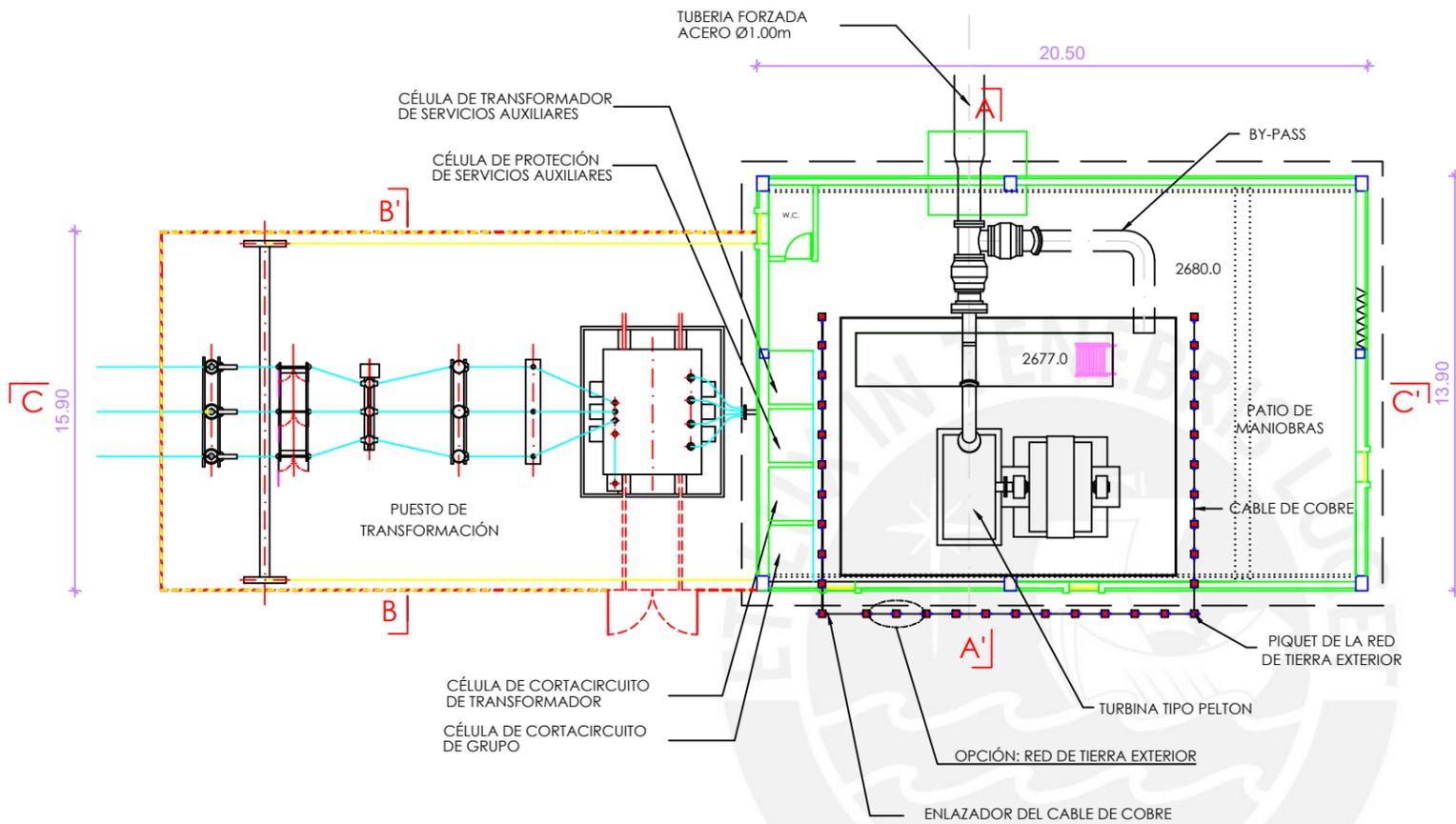
DESCRIPCIÓN CAMARA DE CARGA	ESCALAS INDICADA
--------------------------------	---------------------

PCH-05-CAMARA DE CARGA	Nº DE HOJAS 01/01
------------------------	----------------------

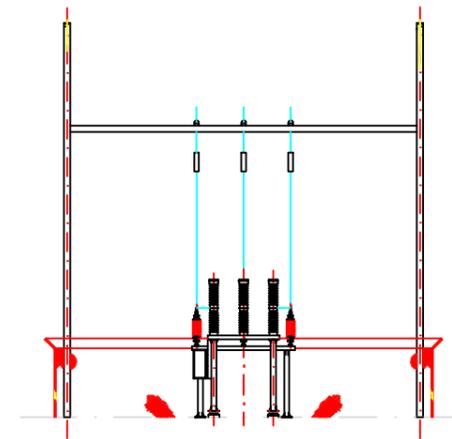
PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

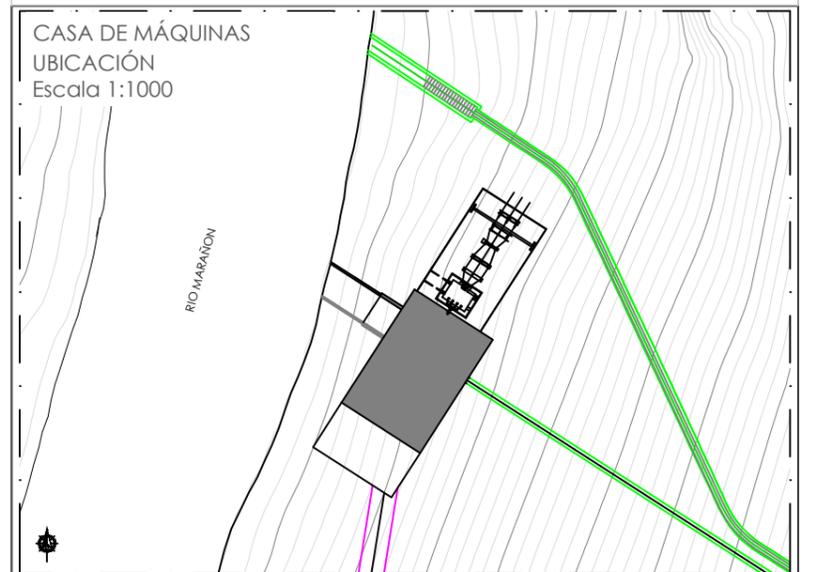
CASA DE MÁQUINAS
PLANTA TIPO. PISO 0
Escala 1:200



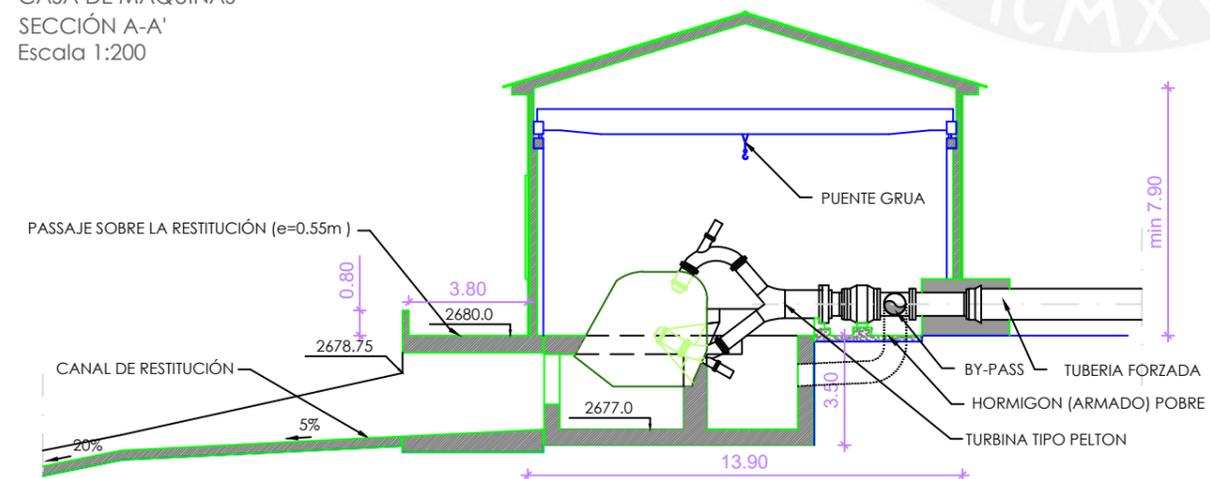
CASA DE MÁQUINAS
SECCIÓN B-B'
Escala 1:200



CASA DE MÁQUINAS
UBICACIÓN
Escala 1:1000

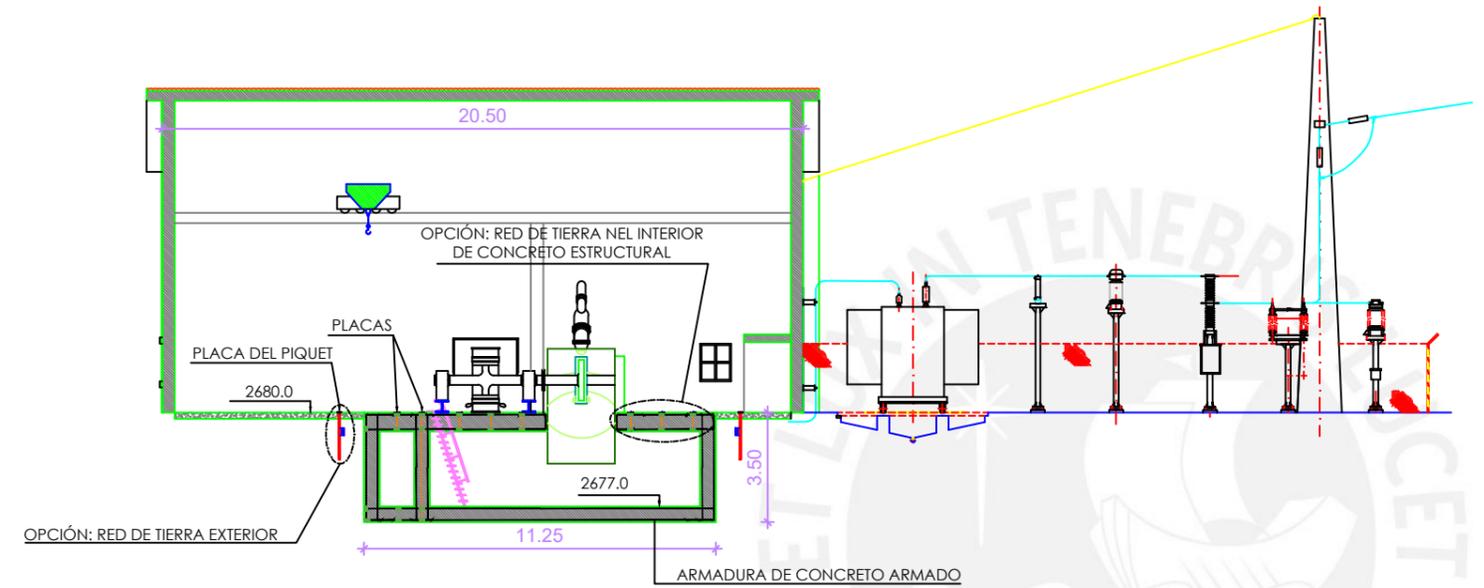


CASA DE MÁQUINAS
SECCIÓN A-A'
Escala 1:200

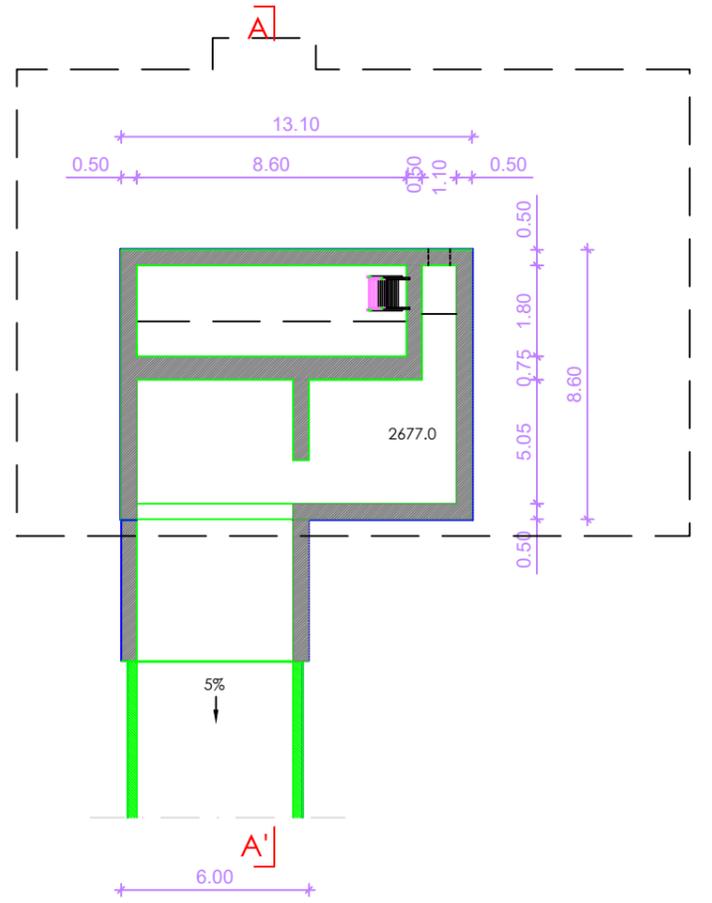


 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIA	
TESIS: PREFACTIBILIDAD DE LA PEQUEÑA CENTRAL HIDROELECTRICA TANTAMAYO		FECHA: DICIEMBRE/2019	
DESCRIPCIÓN: CASA DE MÁQUINAS PLANTA Y SECCIONES (ESQUEMA)		ESCALAS: 1/1000 1/200	
PCH-06-CASA DE MAQUINAS		Nº DE HOJAS: 01/02	

CASA DE MÁQUINAS
SECCIÓN C-C'
Escala 1:200



CASA DE MÁQUINAS
PLANTA TIPO. PISO -1
Escala 1:200



CASA DE MÁQUINAS
UBICACIÓN
Escala 1:1000



 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIA	
TESIS: PREFACTIBILIDAD DE LA PEQUEÑA CENTRAL HIDROELECTRICA TANTAMAYO		FECHA: DICIEMBRE/2019	
DESCRIPCIÓN: CASA DE MÁQUINAS PLANTA Y SECCIONES (ESQUEMA)		ESCALAS: 1/1000 1/200	
PCH-06-CASA DE MAQUINAS		Nº DE HOJAS: 02/02	