

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**ANÁLISIS Y DISEÑO A NIVEL DE PERFIL DE UNA PEQUEÑA
CENTRAL HIDROELÉCTRICA EN LA INTERCUENCA ALTO
HUALLAGA, PROVINCIA DE PACHITEA, DEPARTAMENTO DE
HUÁNUCO**

Tesis para obtener el título profesional de **Ingeniero Civil**, que presenta el
bachiller

Jorge Luis Cornejo Fernandez

ASESOR:

Manuel Enrique García Naranjo Bustos

Lima, diciembre, 2020

RESUMEN

La presente tesis tiene como propósito realizar el estudio y diseño a nivel de perfil de una pequeña central hidroeléctrica (PCH) en la intercuenca Alto Huallaga, provincia de Pachitea, departamento de Huánuco. Para ello, en primer lugar, se parte de la definición de dos escenarios de administración y venta de energía, el primero es administrado por las autoridades locales y el segundo por una empresa privada enlazada al Sistema Eléctrico Interconectado Nacional (SEIN); en el primer caso se realiza un estudio de la demanda eléctrica local para poder efectuar una estimación de la potencia y energía requerida por la población rural de los distritos de Umari y Molino durante los próximos 30 años, tiempo considerado como la vida útil del proyecto.

En segundo lugar, se elabora un estudio hidrológico de la cuenca que se encuentra aguas arriba del punto de captación, a unos 30 km al noreste de la ciudad de Huánuco, para determinar su disponibilidad hídrica y con ello obtener dos parámetros fundamentales, el caudal de máxima avenida y el caudal aprovechable. El primero se requiere para el dimensionamiento de las obras de captación principalmente, mientras que el segundo para la generación de energía eléctrica, el dimensionamiento del resto de obras civiles y la elección de los equipos electromecánicos.

En tercer lugar, se define el tipo de central hidroeléctrica en base al caudal aprovechable, a la caída bruta disponible en la zona y a las características geomorfológicas de la cuenca, luego se plantea para cada uno de los escenarios las posibles ubicaciones de las diferentes obras hidráulicas de la PCH con el apoyo de un análisis topográfico de la cuenca; y bajo un criterio técnico económico se decide por la mejor alternativa en cada caso. Como resultado se obtiene la caída bruta y la potencia instalada de la PCH.

En cuarto lugar, se desarrolla el diseño a nivel de ingeniería básica que consiste en el predimensionamiento de las obras hidráulicas de la PCH y la elección de los tipos y características principales del equipamiento electromecánico de la casa de máquinas.

Finalmente, se realiza un presupuesto preliminar en base a ratios y con ello un estudio económico basado en el flujo de caja de ingresos y egresos con el fin de obtener los parámetros Valor Actual Neto (VAN) y la Tasa Interna de Retorno (TIR) para determinar si los escenarios planteados son factibles y cuál de ellos posee mayor rentabilidad.

Dicho lo anterior, se obtuvo una pequeña central hidroeléctrica del tipo agua fluyente con una potencia instalada de 3 mW mediante una caída bruta de 32 m y un caudal de 11.5 m³/s, el cual fluye a través de una turbina Francis. Así mismo, se verificó que el segundo escenario es más rentable que el primero con un VAN de 15,684,027.7 \$ y un TIR de 20.3%.

AGRADECIMIENTOS

A mi familia por el constante apoyo durante mi etapa universitaria y, actualmente, en mi vida profesional para lograr ser una mejor persona cada día. A mi enamorada, amigos cercanos y ex compañeros de trabajo por la motivación brindada para seguir adelante con este proyecto, así como por su cálida y alegre amistad. Al Senamhi por facilitarme información hidrometeorológica fundamental para el desarrollo del presente trabajo. A mis antiguos empleadores que me dieron la oportunidad de ser partícipe de proyectos desafiantes que alimentaron mis conocimientos técnicos y me permitieron vivir grandes experiencias. Y a mi asesor de tesis Manual Enrique García Naranjo Bustos por su comprensión y disposición en estos tiempos de pandemia para garantizar un trabajo de calidad y que pueda servir de guía para futuras tesis.



TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. OBJETIVOS	2
1.1.1. OBJETIVO GENERAL	2
1.1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	2
1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y JUSTIFICACIÓN	2
1.3. ANTECEDENTES	3
2. ASPECTOS GENERALES Y ESCENARIOS DE DESARROLLO.....	4
2.1 ASPECTOS GENERALES	4
2.1.1 UBICACIÓN.....	4
2.1.2 ACCESOS	5
2.1.3 SERVICIOS BÁSICOS DISPONIBLES	5
2.1.4 SITUACIÓN DEMOGRÁFICA.....	6
2.1.5 INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA.....	7
2.2 ESCENARIOS DE DESARROLLO.....	8
3. DEMANDA ENERGÉTICA	9
3.1 DEMANDA ENERGÉTICA A NIVEL LOCAL	9
3.1.1 SECTORES DE CONSUMO	9
3.1.2 POBLACIÓN Y VIVIENDA.....	9
3.1.4 DEMANDA ENERGÉTICA ACTUAL Y FUTURA	12
3.2 DEMANDA ENERGÉTICA REGIONAL	21
3.2.1 PROYECCIÓN DE LA DEMANDA ENERGÉTICA	21
3.2.2 DÉFICIT ENERGÉTICO	22
4. ESTUDIO HIDROLÓGICO.....	23
4.1 ESTUDIO DE LA CUENCA.....	23
4.1.1 METODOLOGÍA.....	23
4.1.2 DELIMITACIÓN DE LA CUENCA	25
4.1.3 GEOMORFOLOGÍA DE LA CUENCA.....	25
4.2 CAUDALES DE AVENIDA.....	26
4.2.1 ANÁLISIS DE DATOS HIDROLÓGICOS	26
4.2.2 PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24H DE LA CUENCA	31

4.2.3	ESTADÍSTICA DE LA PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24H	34
4.2.4	CURVAS INTENSIDAD - DURACIÓN – FRECUENCIA.....	36
4.2.5	PRECIPITACIÓN EN EXCESO E HIDROGRAMA UNITARIO SINTÉTICO	38
4.3	CAUDAL APROVECHABLE	44
4.3.1	REGISTRO DE CAUDALES DE LA ESTACIÓN TARUCA.....	44
4.3.2	CAUDALES MEDIOS EN EL PUNTO DE CAPTACIÓN	47
4.3.3	DISPONIBILIDAD HÍDRICA DEL PROYECTO.....	48
5.	POTENCIAL HIDROELÉCTRICO Y ESQUEMA DE LA PCH	50
5.1	ESQUEMA DE LA PCH	52
5.1.1	ESQUEMA 1.....	53
5.1.2	ESQUEMA 2.....	53
6.	INGENIERÍA BÁSICA	55
6.1	OBRA DE CAPTACIÓN	55
6.1.1	ANCHO DE ENCAUZAMIENTO.....	57
6.1.2	TOMA DE AGUA.....	57
6.1.3	DESRIPIADOR	59
6.1.4	COMPUERTA Y CANAL DE LAVADO	60
6.1.5	CANAL DE TRANSICIÓN.....	62
6.1.6	REGULACIÓN DE LA AVENIDA.....	65
6.1.7	DISIPADOR DE ENERGÍA.....	69
6.1.8	BARRAJE FIJO	71
6.2	CANAL DE CONDUCCIÓN.....	74
6.2.1	COSTO DE LA CONSTRUCCIÓN.....	74
6.2.2	COSTO DE LA ENERGÍA PERDIDA	76
6.2.3	PENDIENTE ECONÓMICAMENTE ÓPTIMA	77
6.3	DESARENADOR	78
6.3.1	CÁMARA DE SEDIMENTACIÓN.....	79
6.3.2	TRANSICIÓN DE ENTRADA	82
6.3.3	VERTEDERO.....	83
6.3.4	COMPUERTA DE LAVADO	84
6.4	CÁMARA DE CARGA.....	85
6.5	TUBERIA FORZADA	87
6.5.1	ALINEAMIENTO.....	87
6.5.2	DIAMETRO ECONÓMICAMENTE ÓPTIMO	88

6.5.3	APOYOS Y ANCLAJES.....	93
6.6	CASA DE MAQUINAS	96
6.6.1	UBICACIÓN	96
6.6.2	GRUPO TURBINA - GENERADOR.....	96
6.6.3	ESTRUCTURACIÓN	98
6.6.4	LINEA DE TRANSMISIÓN	98
7.	EVALUACIÓN ECONÓMICA	99
7.1	INGRESOS	99
7.1.1	VENTA DE ENERGÍA	99
7.1.2	VENTA DE POTENCIA.....	99
7.1.3	VALOR RESIDUAL	99
7.2	EGRESOS.....	100
7.2.1	INVERSIÓN INICIAL	100
7.2.2	OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO.....	100
7.2.3	LICENCIAS DE USO	101
7.3	INDICADORES DE RENTABILIDAD	101
7.3.1	VALOR ACTUAL NETO	101
7.3.2	TASA INTERNA DE RETORNO	101
7.4	FLUJO DE CAJA.....	101
7.5	COMPARACIÓN DE ESCENARIOS.....	103
8.	CONCLUSIONES	104
9.	RECOMENDACIONES Y LIMITACIONES.....	106
9.1	RECOMENDACIONES	106
9.2	LIMITACIONES	106
10.	BIBLIOGRAFÍA.....	107

ANEXOS

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 2.1 RUTAS DE ACCESO A LOS DIVERSOS DISTRITOS A ELECTRIFICAR. FUENTE: MINCETUR (2019).....	5
TABLA 2.2 PORCENTAJE DE VIVIENDAS SIN COBERTURA DE SERVICIOS BÁSICOS POR RED PÚBLICA. FUENTE: INEI (2017)	6
TABLA 2.3 POBLACIÓN POR SEXO EN EL DEPARTAMENTO DE HUÁNUCO Y EN LA PROVINCIA DE PACHITEA SEGÚN TIPO DE ZONA. FUENTE: INEI (2017)	6
TABLA 2.4 POBLACIÓN Y COORDENADAS GEOGRÁFICAS DE LOS DISTRITOS DE LA PROVINCIA DE PACHITEA. FUENTE: INEI (2017) .	6
TABLA 2.5 CUADRÁNGULOS DE LA CARTA NACIONAL CONSIDERADOS EN EL ESTUDIO A NIVEL DE PERFIL DE LA PCH	7
TABLA 3.1 POBLACIÓN A NIVEL DEPARTAMENTAL, PROVINCIAL Y DISTRITAL SEGÚN AÑO CENSAL. FUENTE: INEI	9
TABLA 3.2 VIVIENDAS CON Y SIN ACCESO A ALUMBRADO PÚBLICO POR RED PÚBLICA. FUENTE: INEI (2017)	10
TABLA 3.3 POBLACIÓN CON Y SIN ACCESO A ALUMBRADO PÚBLICO POR RED PÚBLICA. FUENTE: INEI (2017).....	11
TABLA 3.4 PRINCIPALES INDICADORES PARA LA ESTIMACIÓN DE LA DEMANDA ENERGÉTICA	13
TABLA 3.5 DEMANDA ENERGÉTICA EN LOS DISTRITOS DE UMARI Y MOLINO PARA LOS AÑOS 2017, 2020 Y 2050 SEGÚN SNIP. 15	
TABLA 3.6 DEMANDA ENERGÉTICA EN LOS DISTRITOS DE UMARI Y MOLINO SEGÚN SECTOR ECONÓMICO PARA EL AÑO 2020	17
TABLA 3.7 DEMANDA ENERGÉTICA TOTAL EN LOS DISTRITOS DE UMARI Y MOLINO PARA EL AÑO 2020	18
TABLA 3.8 DEMANDA DE POTENCIA ACTUAL SEGÚN ORTIZ	20
TABLA 3.9 RESULTADOS DE LA DEMANDA ENERGÉTICA ACTUAL Y FUTURA PARA LOS DISTRITOS DE UMARI Y MOLINO SEGÚN LOS MÉTODOS DE SNIP, RAMIRO ORTIZ Y TSUGUO NOZAKI.....	20
TABLA 4.1 ESTACIONES HIDROMETEOROLÓGICAS DEL SENAMHI EN LA CUENCA DE ESTUDIO	24
TABLA 4.2 CARACTERÍSTICAS MORFOLÓGICAS DE LA CUENCA DE ESTUDIO Y DE LA RED HÍDRICA	25
TABLA 4.3 RESULTADOS DEL MÉTODO DE LA RECTA DE REGRESIÓN EN BASE A LA ESTACIÓN ÍNDICE, JACAS CHICO	27
TABLA 4.4 RESULTADOS DE LAS PRUEBAS ESTADÍSTICAS DE T-STUDENT Y FISHER	29
TABLA 4.5 P.MAX.24H A ESCALA ANUAL DE LAS ESTACIONES METEOROLÓGICAS (MM)	30
TABLA 4.6 RESULTADOS DEL MÉTODO DE THIESSEN MODIFICADO APLICADO A LA P.MAX.24H	32
TABLA 4.7 FACTORES DE AJUSTE POR FRECUENCIA DE OBSERVACIONES DIARIAS. FUENTE: OMM (2011).....	33
TABLA 4.8 FACTORES DE AJUSTE DE LA P.MAX.24H EN LA CUENCA DE ESTUDIO	33
TABLA 4.9 REGISTRO DE LA P.MAX.24H.M A ESCALA ANUAL EN LA CUENCA DE ESTUDIO OBTENIDO POR EL MÉTODO DE THIESSEN MODIFICADO Y SUS RESPECTIVOS VALORES AJUSTADOS	33
TABLA 4.10 VALORES D PARA LA PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE KOLMOGOROV - SMIRNOV	34
TABLA 4.11 RESULTADOS DE LA PRUEBA DE KOLMOGOROV SMIRNOV PARA DIFERENTES DISTRIBUCIONES PROBABILÍSTICAS	34
TABLA 4.12 RESULTADOS DE LA PRUEBA DE KOLMOGOROV SMIRNOV PARA LA DISTRIBUCIÓN GAMMA 2P	35
TABLA 4.13 P.MAX.24H.M PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO SEGÚN LA DISTRIBUCIÓN GAMMA 2P.....	36
TABLA 4.14 RESULTADOS DE PRECIPITACIÓN DEL MODELO DE FREDERICH BELL Y DE YANCE TUEROS.....	37
TABLA 4.15 INTENSIDAD DE LLUVIA (MM/H) PARA DIFERENTES DURACIONES Y PERIODOS DE RETORNO	37
TABLA 4.16 CÁLCULO DEL NÚMERO DE CURVA REPRESENTATIVO DE LA CUENCA EN ESTUDIO	40
TABLA 4.17 PRECIPITACIÓN EN EXCESO O NETA PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO EN LA CUENCA DE ESTUDIO.....	40
TABLA 4.18 VALORES DE LOS PARÁMETROS INVOLUCRADOS EN EL HIDROGRAMA UNITARIO SINTÉTICO REQUERIDO DE SNYDER ...	42
TABLA 4.19 PUNTOS NOTABLES DEL HIDROGRAMA UNITARIO SINTÉTICO REQUERIDO DE SNYDER	43

TABLA 4.20 CAUDALES DE AVENIDA PARA DIVERSOS PERIODOS DE RETORNO EN EL PUNTO DE AFORO DE LA CUENCA.....	43
TABLA 4.21 REGISTRO DE CAUDALES GENERADOS (m ³ /s) DE LA ESTACIÓN TARUCA POR EL MODELO LLUVIA ESCORRENTÍA NAM. FUENTE: DHI (2015).....	46
TABLA 4.22 REGISTRO DE CAUDALES EN EL PUNTO DE CAPTACIÓN DE LA PCH OBTENIDO POR EL MÉTODO DE TRANSPOSICIÓN DE CAUDALES EN BASE AL REGISTRO DE LA ESTACIÓN TARUCA.....	48
TABLA 4.23 CAUDALES EN EL PUNTO DE CAPTACIÓN DE LA PCH.....	49
TABLA 5.1 CLASIFICACIÓN DE PEQUEÑOS APROVECHAMIENTOS ENERGÉTICOS. FUENTE: ORTIZ (2011).....	51
TABLA 5.2 DATOS RELEVANTES DE LOS ESQUEMAS PLANTEADOS PARA LA PCH.....	54
TABLA 6.1 VALORES DEL ANCHO DE ENCAUZAMIENTO.....	57
TABLA 6.2 VALORES DEL COEFICIENTE “e”. FUENTE: ORTIZ (2011).....	61
TABLA 6.3 CALCULO DE LA VARIACIÓN DEL ANCHO DE LA TRANSICIÓN “B”.....	63
TABLA 6.4 CALCULO DEL DESNIVEL SUPERFICIAL Z ₃ Y DE LA VARIACIÓN DE LA COTA REFERENCIAL “CR” DEL FONDO EN LA TRANSICIÓN.....	65
TABLA 6.5 CÁLCULO DEL DESNIVEL SUPERFICIAL Z ₃ ’ EN LA TRANSICIÓN.....	66
TABLA 6.6 COORDENADAS DE LA SUPERFICIE DEL BARRAJE CON ORIGEN EN LA CRESTA.....	72
TABLA 6.7 INVERSIÓN EN LA CONSTRUCCIÓN DEL CANAL DE CONDUCCIÓN PARA CADA ESCENARIO DE ADMINISTRACIÓN.....	75
TABLA 6.8 TARIFA POR VENTA DE ENERGÍA EN LAS SUBASTAS RER. FUENTE: OSINERGMIN.....	76
TABLA 6.9 COSTO TOTAL POR VENTA DE ENERGÍA.....	76
TABLA 6.10 DIÁMETRO DE PARTÍCULA DE DISEÑO EN FUNCIÓN DE LA ALTURA DE CAÍDA DEL PROYECTO. FUENTE: ANA (2010)..	79
TABLA 6.11 VALORES DE LA CONSTANTE A EN FUNCIÓN DEL DIÁMETRO DE LA PARTÍCULA DE DISEÑO. FUENTE: ANA (2010).....	79
TABLA 6.12 VALORES DE BD Y HD PARA DIFERENTES NÚMEROS DE NAVES.....	80
TABLA 6.13 PARÁMETROS DEL FLUIDO Y DE LA PARTÍCULA A SEDIMENTAR.....	80
TABLA 6.14 VELOCIDAD DE SEDIMENTACIÓN EN AGUAS TRANQUILAS W.....	80
TABLA 6.15 VELOCIDAD DE SEDIMENTACIÓN EN AGUAS TURBULENTAS w’.....	82
TABLA 6.16 LONGITUD DE LA CÁMARA DE SEDIMENTACIÓN.....	82
TABLA 6.17 LONGITUD DE LA TRANSICIÓN DE ENTRADA A LA CÁMARA DE SEDIMENTACIÓN.....	83
TABLA 6.18 PARÁMETROS GEOMÉTRICOS DEL VERTEDERO AL FINAL DE LA CÁMARA DE SEDIMENTACIÓN.....	84
TABLA 6.19 PARÁMETROS DE LA COMPUERTA DE PURGA.....	84
TABLA 6.20 PARÁMETROS GEOMÉTRICOS DE LA TUBERÍA FORZADA PARA EL ESCENARIO 1.....	88
TABLA 6.21 COEFICIENTE DE PERDIDA A LA ENTRADA DE LA TUBERÍA ξ_e . FUENTE: ORTIZ (2011).....	89
TABLA 6.22 COEFICIENTES Y MAGNITUD DE LAS PERDIDAS LOCALES.....	90
TABLA 6.23 FUERZAS Y MOMENTOS EN LOS APOYOS ENTRE LOS ANCLAJES 3-4.....	94
TABLA 6.24 FUERZAS Y MOMENTOS EN EL ANCLAJE 4.....	95
TABLA 6.25 COORDENADAS UTM WGS84 DEL EJE DEL GRUPO TURBINA GENERADOR.....	96
TABLA 6.26 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LA TURBINA HIDRÁULICA. FUENTE: ENERGÉTICA21.....	98
TABLA 7.1 FLUJO DE CAJA DEL ESCENARIO 1.....	102
TABLA 7.2 FLUJO DE CAJA DEL ESCENARIO 2.....	102
TABLA 7.3 INDICADORES DE RENTABILIDAD PARA CADA ESCENARIO.....	103

ÍNDICE DE GRÁFICOS

GRÁFICO 2.1 VISTA SATELITAL DEL ÁREA DE INFLUENCIA DE LA PCH. FUENTE: GOOGLE EARTH (2019).....	4
GRÁFICO 3.1 EVOLUCIÓN DE LA POBLACIÓN DE UMARI Y MOLINO DESDE 1981 HASTA 2020. FUENTE: INEI	10
GRÁFICO 3.2 VIVIENDAS EN UMARI Y MOLINO CON Y SIN ACCESO A ALUMBRADO ELÉCTRICO POR RED PÚBLICA SEGÚN TIPO DE ZONA. FUENTE: INEI (2017).....	11
GRÁFICO 3.3 PORCENTAJE DE POBLACIÓN CON Y SIN ACCESO A ALUMBRADO ELÉCTRICO POR RED PÚBLICA. FUENTE: INEI (2017)	12
GRÁFICO 3.4 EVOLUCIÓN DE LA ENERGÍA TOTAL REQUERIDA EN LOS DISTRITOS DE UMARI Y MOLINO SEGÚN SNIP.....	14
GRÁFICO 3.5 EVOLUCIÓN DE LA POTENCIA TOTAL REQUERIDA EN LOS DISTRITOS DE UMARI Y MOLINOS SEGÚN SNIP	15
GRÁFICO 3.6 DIAGRAMA DE CARGA DE UN DÍA TÍPICO EN LOS DISTRITOS DE UMARI Y MOLINO SEGÚN SECTOR ECONÓMICO PARA EL AÑO 2020	18
GRÁFICO 3.7 EVOLUCIÓN DE LA ENERGÍA TOTAL REQUERIDA EN LOS DISTRITOS DE UMARI Y MOLINO SEGÚN ORTIZ.....	19
GRÁFICO 3.8 EVOLUCIÓN DE LA POTENCIA TOTAL REQUERIDA EN LOS DISTRITOS DE UMARI Y MOLINO SEGÚN ORTIZ	19
GRÁFICO 3.9 DEMANDA DE POTENCIA DEL SEIN EN EL PERIODO 2016-2028 (ESCENARIO MEDIO). FUENTE: COES	21
GRÁFICO 3.10 DEMANDA DE ENERGÍA DEL SEIN EN EL PERIODO 2016-2028 (ESCENARIO MEDIO). FUENTE: COES.....	22
GRÁFICO 3.11 DESPACHO DE ENERGÍA EN EL SEIN (ESCENARIO MEDIO). FUENTE: COES.....	22
GRÁFICO 4.1 ESTACIONES HIDROMETEOROLÓGICAS DEL SENAMHI Y RED HÍDRICA EN LA CUENCA DE ESTUDIO	25
GRÁFICO 4.2 HISTOGRAMA DE P.MAX.24H A ESCALA MENSUAL DE LA ESTACIÓN JACAS CHICO.....	26
GRÁFICO 4.3 HISTOGRAMA MENSUAL DE LA P.MAX.24H DE LAS ESTACIONES METEOROLÓGICAS	27
GRÁFICO 4.4 CURVA DE DOBLE MASA DE LA P.MAX.24H DE LAS ESTACIONES METEOROLÓGICAS.....	28
GRÁFICO 4.5 POLÍGONOS DE THIESSEN E ISOYETAS EN LA CUENCA DE ESTUDIO REALIZADO EN SOFTWARE ARCGIS	31
GRÁFICO 4.6 COMPARACIÓN ENTRE LAS FUNCIONES DE PROBABILIDAD ACUMULADA EMPÍRICA Y GAMMA 2P	35
GRÁFICO 4.7 CURVAS INTENSIDAD – DURACIÓN - FRECUENCIA EN LA CUENCA DE ESTUDIO.....	38
GRÁFICO 4.8 HISTOGRAMA CONSIDERADO EN EL MÉTODO DEL NÚMERO DE CURVA DEL SCS. FUENTE: VEN TE CHOW (1994) ...	39
GRÁFICO 4.9 NÚMERO DE CURVA PARA LA CONDICIÓN DE HUMEDAD ANTECEDENTE III (AMC III) EN LA CUENCA DE ESTUDIO	39
GRÁFICO 4.10 HIDROGRAMA UNITARIO SINTÉTICO ESTÁNDAR DE SNYDER. FUENTE: RAFHUNATH. H. M.....	41
GRÁFICO 4.11 HIDROGRAMA UNITARIO SINTÉTICO REQUERIDO DE SNYDER PARA LA CUENCA DE ESTUDIO.....	43
GRÁFICO 4.12 COMPARACIÓN ENTRE LA PRECIPITACIÓN DEL SATÉLITE TRMM Y LA ESTACIÓN CHAGLLA. FUENTE: DHI (2010) .	45
GRÁFICO 4.13 CALIBRACIÓN DEL MODELO LLUVIA ESCORRENTÍA NAM CON EL REGISTRO DE CAUDALES OBSERVADOS (M3/S) DE LA ESTACIÓN TARUCA. FUENTE: DHI (2010)	46
GRÁFICO 4.14 ANÁLISIS DE CONSISTENCIA DEL REGISTRO DE CAUDALES GENERADO POR EL MODELO LLUVIA ESCORRENTÍA NAM DE LA ESTACIÓN TARUCA. FUENTE: DHI (2015)	46
GRÁFICO 4.15 CUENCA DE LA ESTACIÓN TARUCA Y DEL PUNTO DE CAPTACIÓN DE LA PCH.....	47
GRÁFICO 4.16 CURVAS DE PERSISTENCIA MENSUAL EN EL PUNTO DE CAPTACIÓN DE LA PCH.....	49
GRÁFICO 4.17 HIDROGRAMA DE CAUDALES EN EL PUNTO DE CAPTACIÓN DE LA PCH.....	49
GRÁFICO 5.1 RUTA DE LA ENERGÍA HIDROELÉCTRICA. FUENTE: HTTPS://ENERGIAHOJ.COM/WP-CONTENT/UPLOADS/2020/05/HIDROS-CENTRAL-ELECTRICA.JPG	50

GRÁFICO 5.2 ESQUEMA DE LA GENERACIÓN DE ENERGÍA ELÉCTRICA EN UNA CH. FUENTE: ORTIZ (2011).....	50
GRÁFICO 5.3 TRAMO DEL RIO HUALLAGA CON CONDICIONES ÓPTIMAS PARA EL PLANTEAMIENTO DE LOS ESQUEMAS DE PCH.....	52
GRÁFICO 5.4 PLANTA Y ELEVACIÓN DEL ALINEAMIENTO DEL ESQUEMA 1 DE LA PCH.....	53
GRÁFICO 5.5 PLANTA Y ELEVACIÓN DEL ALINEAMIENTO DEL ESQUEMA 2 DE LA PCH.....	54
GRÁFICO 6.1 ESQUEMA REFERENCIAL DE UNA BOCATOMA CONVENCIONAL. FUENTE: ANA (2010)	56
GRÁFICO 6.2 CORTE A-A DEL GRÁFICO 6.1, VENTANA DE CAPTACIÓN COMO VERTEDERO SUMERGIDO	58
GRÁFICO 6.3 CORTE A-A DEL GRÁFICO 6.1, DESRIPIADOR.....	59
GRÁFICO 6.4 CORTE A-A DEL GRÁFICO 6.1, COMPUERTA Y CANAL DE LAVADO	60
GRÁFICO 6.5 ESQUEMA DE UNA TRANSICIÓN CURVA. FUENTE: ANA (2010).....	62
GRÁFICO 6.6 CORTE A-A DEL GRÁFICO 6.1, TRANSICIÓN ENTRE EL DESRIPIADOR Y EL CANAL DE CONDUCCIÓN.....	63
GRÁFICO 6.7 PARÁMETROS HIDRÁULICOS DEL CANAL DE CONDUCCIÓN PARA EL CAUDAL QD. FUENTE: SOFTWARE HCANALES	64
GRÁFICO 6.8 PARÁMETROS HIDRÁULICOS DEL CANAL DE CONDUCCIÓN PARA EL CAUDAL $Q'd$. FUENTE: SOFTWARE HCANALES...	65
GRÁFICO 6.9 CORTE A-A DEL GRÁFICO 6.1 PARA EL CAUDAL $Q'd$	66
GRÁFICO 6.10 CORTE A-A DEL GRÁFICO 6.1, COTAS Y NIVELES DE LAS OBRAS DE CAPTACIÓN	69
GRÁFICO 6.11 ESQUEMA DEL BARRAJE FIJO Y DEL COLCHÓN DISIPADOR	69
GRÁFICO 6.12 PARÁMETROS HIDRÁULICOS DEL RIO PARA EL CAUDAL DE AVENIDA QR. FUENTE: SOFTWARE HCANALES.....	70
GRÁFICO 6.13 ESQUEMA DEL PERFIL DEL BARRAJE	71
GRÁFICO 6.14 PERFIL DEL BARRAJE CREAGER PARA $Hd=2$ Y $T=4$	73
GRÁFICO 6.15 SECCIÓN TRANSVERSAL DE UN CANAL TÍPICO.....	74
GRÁFICO 6.16 PARÁMETROS HIDRÁULICOS DEL CANAL DE CONDUCCIÓN PARA $B/Y=1.8$ Y $S=0.3\%$. FUENTE: HCANALES	75
GRÁFICO 6.17 PENDIENTE (M/M) VS COSTO (\$) PARA EL ESCENARIO 1	77
GRÁFICO 6.18 PENDIENTE (M/M) VS COSTO (\$) PARA EL ESCENARIO 2	77
GRÁFICO 6.19 ESQUEMA DE UN DESARENADOR. FUENTE: SVIATOSLAV (1968)	78
GRÁFICO 6.20 NOMOGRAMA DE SUDRY PARA EL CÁLCULO DE W EN FUNCIÓN DE PW Y D	81
GRÁFICO 6.21 NOMOGRAMA DE ALBERTSON PARA EL CÁLCULO DE W EN FUNCIÓN DE S.F, T Y D.....	81
GRÁFICO 6.22 NOMOGRAMA PARA EL CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE RESISTENCIA CD EN FUNCIÓN DE RE	81
GRÁFICO 6.23 ESQUEMA DEL VERTEDERO AL FINAL DE LA CÁMARA DE SEDIMENTACIÓN. FUENTE: ANA (2010).....	83
GRÁFICO 6.24 ESQUEMA REFERENCIAL DE LA CÁMARA DE CARGA. FUENTE: ORTIZ (2011).....	85
GRÁFICO 6.25 ESQUEMA REFERENCIAL DE UNA TUBERÍA FORZADA. FUENTE: FUENTEALBA (2014)	87
GRÁFICO 6.26 PERFIL LONGITUDINAL DE LA TUBERÍA FORZADA PARA EL ESCENARIO 1	88
GRÁFICO 6.27 COEFICIENTE DE PERDIDA EN REJILLA ξ_r . FUENTE: ORTIZ (2011).....	89
GRÁFICO 6.28 COEFICIENTE DE PERDIDA A LA ENTRADA DE LA TUBERÍA ξ_e . FUENTE: ORTIZ (2011).....	89
GRÁFICO 6.29 DIÁMETRO (M) VS COSTO (\$) PARA EL ESCENARIO 1	92
GRÁFICO 6.30 DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE UN APOYO. FUENTE: ADAPTADO DE ORTIZ (2011)	93
GRÁFICO 6.31 DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE DE UN ANCLAJE. FUENTE: ADAPTADO DE ORTIZ (2011).....	94
GRÁFICO 6.32 ÁBACO PARA SELECCIÓN DE TURBINA HIDRÁULICA. FUENTE: HACKER	97
GRÁFICO 7.1 POTENCIA INSTALADA VS MONTO DE INVERSIÓN EN PROYECTOS RER. FUENTE: OSINERGMIN (2018)	100

1. INTRODUCCIÓN

En los últimos años, el Perú ha registrado un importante crecimiento económico, el cual se evidencia en el incremento del PBI de aproximadamente 55% desde inicios de la segunda década del siglo XXI hasta la actualidad. Este crecimiento fue posible por la constancia del suministro de energía eléctrica en nuestro país, sin embargo, muchas localidades, generalmente de condiciones socioeconómicas bajas y ubicadas en las zonas rurales de la sierra y selva, no han percibido el crecimiento de una manera favorable, esto se refleja en que hoy en día persiste el desempleo, la pobreza y la falta de servicios básicos, tales como agua y electricidad, en este último caso debido a una mala gestión del recurso energético. Por otro lado, hay que resaltar que Perú es un país capaz de generar grandes cantidades de energía gracias a sus recursos naturales, siendo uno de los 10 países con mayores recursos hídricos del mundo (FAO, 2020); sin embargo, no se encuentra en privilegiada posición en cuanto a capacidad hidroeléctrica instalada se refiere, lo que evidencia que este recurso no es aprovechado adecuadamente. A continuación, se citará un extracto del plan energético nacional 2014 - 2025 como marco referencial y que explica la importancia que tiene la energía para el desarrollo de nuestro país:

El suministro energético seguro, confiable y accesible para todos los sectores económicos y sociales del país que respetan el medio ambiente resulta determinante para el crecimiento económico hacia el desarrollo sostenible. Resulta, por lo tanto, de suma importancia prever necesidades energéticas futuras, al considerar los diferentes recursos existentes en el país y los requerimientos de importación, el comportamiento de los mercados energéticos, las tendencias de la actividad económica, población y la tecnología, así como de la infraestructura necesaria de producción, transporte y distribución. (MINEM, 2013, pág. 9)

En relación a este proyecto profesional, es necesario resaltar una de las hipótesis en las que se basa el plan energético nacional 2014-2025: “Se plantea la existencia actual de la disponibilidad de recursos, basados en el hecho de que actualmente se cuenta con reservas de producción y recursos de hidroelectricidad, gas natural y energías renovables no convencionales, todos ellos ampliamente preparados para enfrentar el crecimiento económico propuesto” (MINEM, 2013, pág. 10). De ello se puede concluir que en nuestro país existe una gran demanda de energía eléctrica que no se satisface en todo su territorio, pese a que se cuenta con recursos hídricos aptos para su aprovechamiento energético y es por esta razón la importancia de desarrollar y priorizar los proyectos de generación eléctrica que brinden energía limpia, renovable y que causen el menor impacto ambiental negativo posible, características que la generación hidroeléctrica posee.

1.1. OBJETIVOS

1.1.1. OBJETIVO GENERAL

El objetivo general del presente trabajo es desarrollar el estudio a nivel de perfil técnico de una PCH como proyecto de electrificación rural en la provincia de Pachitea, departamento de Huánuco.

1.1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Identificar el área de influencia de la PCH.
- Definir dos escenarios de administración y venta energética.
- Realizar el estudio de mercado eléctrico a nivel local y regional.
- Realizar el estudio hidrológico en la intercuenca Alto Huallaga.
- Definir el esquema de la ubicación de obras hidráulicas.
- Realizar el diseño a nivel de ingeniería básica de las obras del primer escenario.
- Definir las características generales de los equipos electromecánicos.
- Realizar un presupuesto preliminar y evaluar la viabilidad económica de la PCH.

1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y JUSTIFICACIÓN

Ante la problemática mencionada anteriormente, el presente trabajo tiene como finalidad brindar suministro de energía eléctrica a una pequeña región aledaña al margen derecho del río Huallaga, específicamente a los distritos de Molino y Umari que pertenecen a la provincia de Pachitea, departamento de Huánuco. Además, según el INEI (2017) el 42.4% de las viviendas de dicha provincia no posee acceso a servicio eléctrico, esto pese a encontrarse en una zona de la intercuenca Alto Huallaga con alto potencial hidroeléctrico y de estar relativamente cerca de la central hidroeléctrica Chaglla de 456 mW que fue puesta en operación en el año 2016.

Para este fin, se propone la construcción de una PCH como fuente de energía eléctrica cuya importancia radicaría en la producción de energía limpia aprovechando la riqueza hídrica de la vertiente atlántica donde el potencial hidroeléctrico representa el 85% del total del país. Esta central tendrá una producción de potencia y de energía eléctrica suficiente para satisfacer durante 30 años, la demanda de la población rural de los distritos mencionados líneas arriba y abastecerá, principalmente, al sector residencial, industrial,

comercial y servicios. El desarrollo de este proyecto generará empleo de manera directa e indirecta a las diferentes poblaciones de baja situación económica de la zona, y otorgará la posibilidad de que disfruten de todos los beneficios de la energía eléctrica, tales como alumbrado, telecomunicaciones, conservación de alimentos, entretenimiento, calefacción, fuerza motriz, entre otros; y a su vez impulsará el desarrollo social y la economía local.

Es en este sentido que la presente tesis justifica su desarrollo, a fin de incentivar la ejecución de proyectos de generación hidroeléctrica a pequeña escala para electrificar zonas rurales y además como alternativa para alimentar al SEIN y satisfacer parte de la demanda eléctrica regional. Así mismo, fomentar a la población el cuidado y la preservación de la cuenca en la que habitan, pues es una fuente fundamental de desarrollo.

1.3. ANTECEDENTES

Dado que la zona en estudio posee gran potencial hídrico, en la última década diversas empresas han desarrollado la ingeniería de proyectos hidroenergéticos que puedan brindar soporte eléctrico al desarrollo acelerado del país. Entre los estudios más destacados que proporcionan información técnica relevante y de apoyo para este proyecto se encuentra la central hidroeléctrica Chontayacu Bajo desarrollada por Hidroeléctrica Lima S.A. con una potencia de 263.3 mW, la central hidroeléctrica Ambo por Constructora Recife S.A.C de 18.95 mW, la central hidroeléctrica de Chaglla por Odebrecht S.A. de 456 mW y la central hidroeléctrica Huallaga I por Huallaga Hydro de 392 mW.

Así mismo, el consorcio Inclam – Typsa, bajo la supervisión de la Autoridad Nacional del agua (ANA) elaboró un extenso estudio hidrológico denominado Evaluación de recursos hídricos en la cuenca Huallaga cuya información es importante para la verificación de los resultados obtenidos en la parte de hidrología de la tesis.

Por otro lado, existen diversas referencias bibliográficas que explican el desarrollo de la ingeniería básica de obras hidráulicas, no obstante, son dos principalmente las que se aplicarán con más detalle, la primera es el libro Pequeñas Centrales Hidroeléctricas del autor colombiano Ramiro Ortiz Flores y el segundo es el Manual: Criterios de Diseños de Obras Hidráulicas desarrollado por la ANA.

Por último, dos trabajos de tesis muy relacionados que han sido orientados por el mismo asesor del presente trabajo, Manual Enrique García Naranjo Bustos, que son el Estudio y diseño a nivel preliminar de una pequeña central Hidroeléctrica en el distrito de Comas de la UPC y el Estudio de Desarrollo de un Proyecto de Generación Hidroeléctrica de la PUCP.

2. ASPECTOS GENERALES Y ESCENARIOS DE DESARROLLO

2.1 ASPECTOS GENERALES

2.1.1 UBICACIÓN

La pequeña central hidroeléctrica (PCH) se encuentra en el margen derecho del río Huallaga en el distrito de Umari, provincia de Pachitea y relativamente cerca a ceja de selva. La infraestructura de toda la PCH se localiza dentro de las coordenadas 390,158.0E y 8,914,712.4N, 395,655.1E y 8,915,489.7N, 390,236.3E y 8,914,161.6N, y 395,753.4E y 8,914,938.8N del sistema UTM WGS84 zona 18L, e inicia a unos 30 km aguas abajo del distrito de Huánuco, provincia de Huánuco.

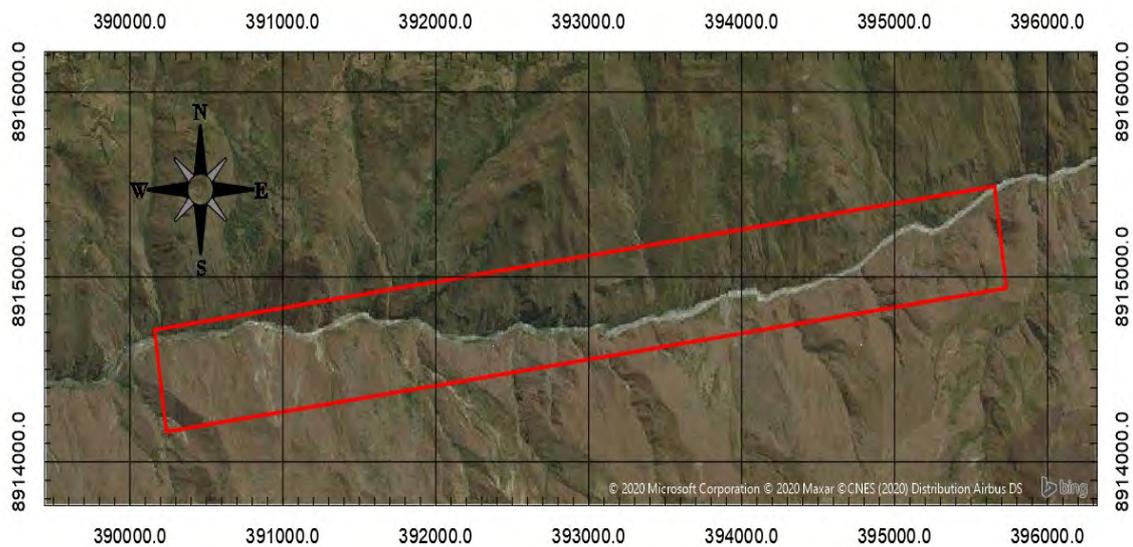


Gráfico 2.1 Vista satelital del área de influencia de la PCH. Fuente: Google Earth (2019)

Este proyecto de generación eléctrica pretende complementar la energía suministrada por Electrocentro en los distritos de Umari y Molino pertenecientes a la provincia de Pachitea, para cubrir la gran parte de la demanda requerida durante la vida útil de la PCH, es decir 30 años.

La ubicación de la infraestructura de la PCH está en función de dos parámetros principalmente, tales como la distancia del mismo hacia los centros poblados a electrificar y el potencial hidroeléctrico de la zona, el cual se traduce en caudal y caída aprovechable.

2.1.2 ACCESOS

La ciudad de Huánuco se encuentra a una distancia de 410 km respecto a Lima, capital del Perú. El acceso a Huánuco desde Lima es posible tanto vía aérea como terrestre y la duración del viaje es de aproximadamente de 45 minutos y 8 horas, respectivamente. La ruta terrestre es por la carretera central hasta el distrito de la Oroya, provincia de Yauli y luego se continúa el tramo hacia Cerro de Pasco hasta llegar al distrito de San Rafael y posteriormente a la ciudad de Huánuco.

Las rutas de acceso desde Huánuco a la ubicación de los distritos a electrificar se muestran a continuación:

Tabla 2.1 Rutas de acceso a los diversos distritos a electrificar. Fuente: MINCETUR (2019)

Tramo	Acceso	Medio de transporte	Vía de acceso	Recorrido (km)	Tiempo (min)
Huánuco - Umari	Terrestre	Bus público o automóvil particular	asfaltada	41.1	60
Huánuco - Molino	Terrestre		asfaltada	62.4	90

Por otro lado, la ruta de acceso a la PCH es mediante 10.5 km de trocha afirmada hacia el este a partir de la intersección de las carreteras PU-18A y PU-18B; la primera se dirige hacia el norte de la provincia de Huánuco, mientras que la segunda hacia el este de la provincia de Pachitea. Dicha intersección se encuentra en las coordenadas 380,095 E y 8,913,070 N.

2.1.3 SERVICIOS BÁSICOS DISPONIBLES

Los servicios públicos en los distritos a electrificar, tales como centros educativos y centros de salud no abastecen a la población que cada año aumenta en el departamento de Huánuco. Por otro lado, las vías de transporte, en su mayoría, se encuentran pavimentadas y en buen estado, ya que su remodelación ha sido en años recientes. Sin embargo, gran parte de la población carece de los servicios básicos fundamentales que son el agua, el alcantarillado y la electricidad. Por una parte, la carencia de agua y el alcantarillado obliga a la población a consumir agua de ríos, acequias, así como a la construcción de pozos ciegos y/o letrinas como servicios higiénicos y por ende se ven expuestos a diversas enfermedades. Y por otra parte la carencia de electricidad evita el desarrollo continuo social y económico de Huánuco.

A continuación, se muestra el porcentaje de población que carece de dichos servicios básicos tanto a nivel regional, como en la provincia de Pachitea:

Tabla 2.2 Porcentaje de viviendas sin cobertura de servicios básicos por red pública. Fuente: INEI (2017)

Área	Déficit de agua potable	Déficit de alcantarillado	Déficit de electricidad
Dpto. Huánuco	41.2 %	58 %	27.9 %
Prov. Pachitea	61.3 %	74.1 %	42.4%

2.1.4 SITUACIÓN DEMOGRÁFICA

El departamento de Huánuco, así como la provincia de Pachitea presenta los siguientes números en cuanto a población se refiere:

Tabla 2.3 Población por sexo en el departamento de Huánuco y en la provincia de Pachitea según tipo de zona. Fuente: INEI (2017)

Área	Total	Población		Total	Urbana		Total	Rural	
		Hombres	Mujeres		Hombres	Mujeres		Hombres	Mujeres
Dpto. Huánuco	759,962	378,778	381,184	388,180	191,372	196,808	371,782	187,406	184,376
Prov. Pachitea	52,641	26,303	26,338	13,878	6,918	6,960	38,763	19,385	19,378

Se aprecia que la población urbana y rural en el departamento de Huánuco son muy similares, sin embargo, a nivel de provincia, la población urbana de Pachitea representa solo el 26.4% del total. Esto junto al déficit energético evidencia que Pachitea posee un bajo desarrollo en industria y comercio, lo cual influye en que la población rural tienda a migrar por un futuro mejor a una zona urbana incapaz de ofrecer gran oferta laboral. Es por ello que, según la Food and Agriculture Organization (2017), en un país en desarrollo “se necesita una profunda transformación del sector rural para aprovechar su potencial, no sólo de proveer alimentos para una población creciente, sino también para generar empleo”.

Se presentan los datos de población de los diversos distritos de la provincia de Pachitea:

Tabla 2.4 Población y coordenadas geográficas de los distritos de la provincia de Pachitea. Fuente: INEI (2017)

Distritos	Población	Ubicación geográfica		
		Altitud media (msnm)	Este (m)	Norte (m)
Umari	11,938	2,500	385,723	8,909,735
Molino	11,227	2,400	388,616	8,904,227
Panao	18,563	2,560	391,143	8,905,637
Chaglla	10,913	3,000	401,550	8,912,058

2.1.5 INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA

Los mapas son parte fundamental para la planificación y diseño de todo proyecto de infraestructura de la ingeniería civil como lo es una central hidroeléctrica, ya que representa gráficamente diversas características de un territorio determinado. En relación a la presente tesis, se utilizará mapas con el fin de determinar la ubicación de la bocatoma, delimitar la cuenca, calcular parámetros morfológicos de la cuenca, obtener parámetros hidrológicos promedios de la cuenca y ubicar las diferentes obras hidráulicas de la PCH. Para este fin se estudiará la cartografía que ha sido elaborado por diversas instituciones nacionales que se encuentran georreferenciadas en el sistema de coordenadas UTM WGS 84 Zona 18L, las cuales se mencionan a continuación:

- Carta nacional del Perú elaborado por el Instituto Geográfico Nacional (IGN, 2018).
- Mapa de cuencas hidrográficas del Perú elaborado por el Ministerio del Ambiente (MINAM, 2010).
- Carta geológica nacional del Perú elaborado por el Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico (INGEMMET, 2016).
- Sistema eléctrico interconectado nacional (SEIN) elaborado por el Comité de Operación Económica del Sistema Interconectado Nacional (COES SINAC, 2019).
- Mapa del número de curva elaborado por la Autoridad Nacional del Agua (ANA, 2015).
- Estaciones hidrometeorológicas del Perú elaborado por el Servicio Nacional de Hidrología y Meteorología (SENAMHI, 2020).

Esta información cartográfica se encuentra disponible digitalmente en formato shapefile (SHP), el cual se puede trabajar en un sistema de información geográfica (SIG) e interrelacionar entre sí para gestionar, analizar y modelar gran cantidad de datos. Geográficamente el Perú ha sido dividido en 501 cuadrángulos, uno entre cada medio grado de latitud y de longitud; y en ellos se basan las instituciones para distribuir la información.

Tabla 2.5 Cuadrángulos de la carta nacional considerados en el estudio a nivel de perfil de la PCH

Cuadrante	Nombre	Latitud Sur	Longitud Oeste
20J	La Unión	9°30'00" a 10°00'00"	76°30'00" a 77°00'00"
20K	Huánuco	9°30'00" a 10°00'00"	76°00'00" a 76°30'00"
20L	Panao	9°30'00" a 10°00'00"	75°30'00" a 76°00'00"
21J	Yanahuanca	10°00'00" a 10°30'00"	76°30'00" a 77°00'00"
21K	Ambo	10°00'00" a 10°30'00"	76°00'00" a 76°30'00"
21L	Pozuzo	10°00'00" a 10°30'00"	75°30'00" a 76°00'00"
22J	Oyón	10°30'00" a 11°00'00"	76°30'00" a 77°00'00"
22K	Cerro de Pasco	10°30'00" a 11°00'00"	76°00'00" a 76°30'00"
22L	Ulcumayo	10°30'00" a 11°00'00"	75°30'00" a 76°00'00"

2.2 ESCENARIOS DE DESARROLLO

El proyecto de la PCH contempla el análisis ante dos escenarios de administración y venta energética con el fin de realizar un estudio económico de cada uno de ellos, partiendo de la premisa de que el punto de captación de la PCH, en ambos casos, se encuentra en la misma ubicación.

El primer escenario consiste en la implementación de una PCH aislada cuya producción se limita a la demanda energética que los distritos de Umari y Molino presenten durante la vida útil de la PCH. Así mismo, la implementación de esta alternativa sería financiada por el Ministerio de Energía y minas (MINEM), y administrada por las alcaldías correspondientes en conjunto.

Por otro lado, el segundo escenario involucra a la empresa privada quien financiaría la implementación de una PCH y cuya producción sería derivada al Sistema Eléctrico Interconectado Nacional (SEIN) cumpliendo un rol de soporte energético a nivel regional, en este caso se busca maximizar la energía producida de la PCH.

Las principales diferencias a considerar durante el estudio a nivel de perfil de la PCH según cada escenario son las siguientes:

- En el estudio de la demanda energética, pues se satisface diferentes clientes.
- En la ubicación de las obras civiles y por tanto en la altura de caída, que influye directamente en la potencia y por ende en la energía producida.
- En la inversión inicial del proyecto, que depende en gran parte de la magnitud de las obras civiles.
- En los ingresos y egresos del flujo de caja, ya que dependen de la cantidad de energía vendida y de la inversión inicial.

Según lo mencionado líneas arriba se puede inferir que el primer escenario tiene como objetivo satisfacer una necesidad básica fundamental para mejorar la calidad de vida un grupo social desfavorecido, por lo tanto, es un proyecto social. Mientras que la prioridad del segundo escenario es ofrecer la mayor cantidad de energía posible al SEIN para obtener mayores ganancias, por lo tanto, es un proyecto productivo. En ese sentido, es de esperarse que el segundo escenario posea una mayor rentabilidad que el primero.

3. DEMANDA ENERGÉTICA

3.1 DEMANDA ENERGÉTICA A NIVEL LOCAL

Este acápite corresponde a los estudios para la estimación de la demanda energética del escenario 1 en el cual se busca satisfacer, principalmente, a la población rural de los distritos de Umari y Molino de la provincia de Pachitea, departamento de Huánuco.

3.1.1 SECTORES DE CONSUMO

La implementación de la PCH proveerá de energía eléctrica todos los días del año, las 24 horas del día a los distritos de Umari y Molino en aproximadamente un radio de 20km medido desde la casa de máquinas, para lo cual se requiere que la PCH cubra la demanda tanto de potencia como de energía que dichos distritos presenten el último año de vida de la PCH. De esta manera se asegura la continuidad del fluido eléctrico durante los 30 años previos, pues anualmente la población aumenta y por tanto el número de viviendas y actividades económicas también y, por ende, el consumo eléctrico. Con esto se pretende incrementar el desarrollo de la economía a través de los beneficios que la energía eléctrica de una fuente renovable y local puede brindar a los principales sectores de consumo, tales como la residencial, industrial a pequeña escala, comercial y servicios; mejorando la calidad de vida de la población y, a su vez, disminuyendo el consumo de combustibles fósiles como fuente de energía, pues poseen una tarifa elevada e impacta negativamente al medio ambiente. Cabe mencionar que no se consideran las actividades que requieran cargas especiales, tales como minería e industria pesada que puedan surgir durante el tiempo proyectado; en dichos casos se deben alimentar del SEIN o implementar su propia PCH.

3.1.2 POBLACIÓN Y VIVIENDA

La información demográfica de los distritos de Umari y Molino se obtuvo de los resultados de Censos Nacionales de Población y Vivienda, así como de boletines especiales del INEI.

Tabla 3.1 Población a nivel departamental, provincial y distrital según año censal. Fuente: INEI

Área	Año				
	1981	1993	2007	2017	2020
Dpto. Huánuco	484,780	654,489	762,223	759,962	760,267
Prov. Pachitea	43,455	46,612	60,231	52,641	50,086
Dist. Umari	8,618	12,210	17,219	11,938	10,770
Dist. Molino	6,070	9,056	12,227	11,227	10,912

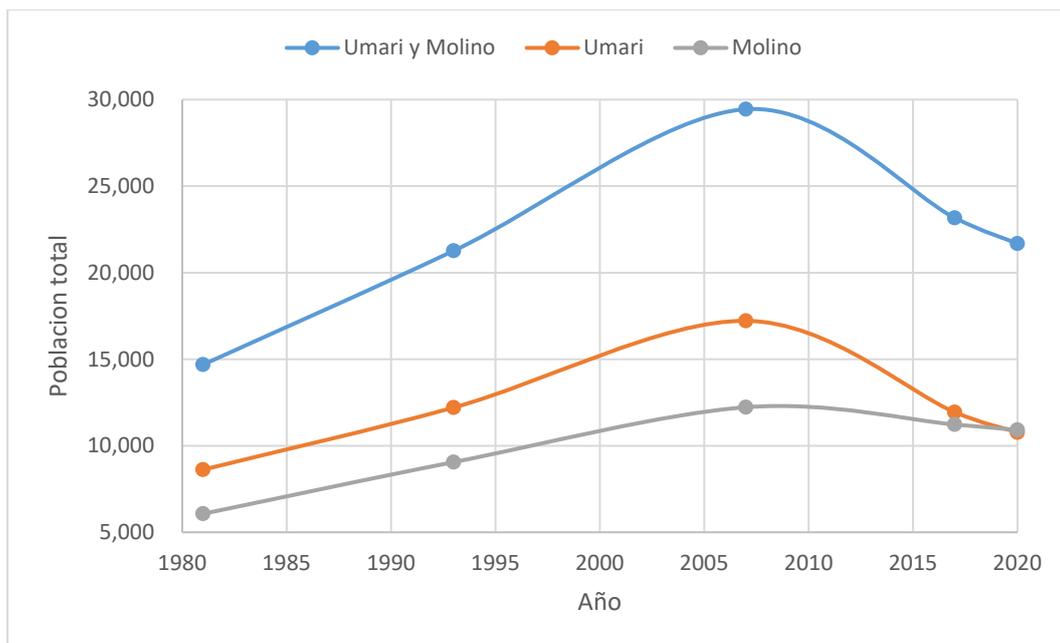


Gráfico 3.1 Evolución de la población de Umari y Molino desde 1981 hasta 2020. Fuente: INEI

En la tabla 3.1 se puede apreciar que a nivel departamental y provincial la población ha crecido continuamente desde el año 1981 hasta el año 2007 y luego de ello ha descendido ligeramente hasta la actualidad. Esto debido a la emigración que ha tenido parte de la población, principalmente rural, del departamento de Huánuco en búsqueda de un mejor futuro, tanto en lo económico como en lo social, en otras ciudades que poseen un alto nivel de urbanización (INEI, 2019). Dicha tendencia también se refleja en los distritos de Umari y Molino, tal como se aprecia en el gráfico 3.1.

A continuación, se muestra los datos referentes a las viviendas con acceso a alumbrado eléctrico por red pública en los distritos de Umari y Molino según el Censo 2017.

Tabla 3.2 Viviendas con y sin acceso a alumbrado público por red pública. Fuente: INEI (2017)

Área	Tipo de zona	Total		Con alumbrado eléctrico		Sin alumbrado eléctrico	
Dist. Umari	Urbano	-	3,153	-	1,796	-	1,357
	Rural	3,153		1,796		1,357	
Dist. Molino	Urbano	1,067	2,840	884	1,742	183	1,098
	Rural	1,773		858		915	
Dist. Umari y Molino	Urbano	1,067	5,993	884	3,538	183	2,455
	Rural	4,926		2,654		2,272	

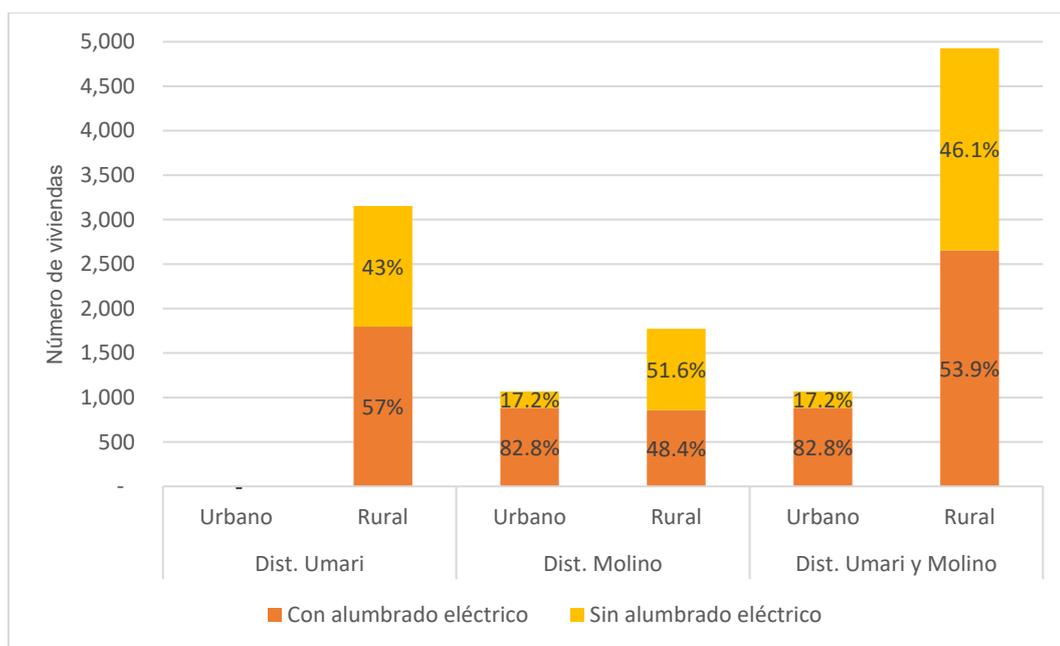


Gráfico 3.2 Viviendas en Umari y Molino con y sin acceso a alumbrado eléctrico por red pública según tipo de zona. Fuente: INEI (2017)

Como se aprecia en la tabla 3.2, la mayor parte de viviendas de los distritos de Umari y Molino pertenecen a la zona rural, en el primer caso el 100% es rural, mientras que, en el segundo caso un 62.4% pertenece a él, conformando en conjunto un 82.2% del total. Así mismo, en el gráfico 3.2 se observa que gran porcentaje de dichas viviendas no posee alumbrado eléctrico por red pública, 43% en Umari, 51.6% en Molino, y 46.1% en conjunto. En resumen, las viviendas de la zona urbana y rural de ambos distritos que no poseen energía eléctrica representan el 41% del total y que en números corresponde a 2,455 viviendas al año 2017.

A continuación, se muestra los resultados de un análisis similar al de viviendas, pero con respecto a la población:

Tabla 3.3 Población con y sin acceso a alumbrado público por red pública. Fuente: INEI (2017)

Área	Tipo de zona	Total		Con alumbrado eléctrico		Sin alumbrado eléctrico	
Dist. Umari	Urbano	-	11,938	-	6,482	-	5,456
	Rural	11,938		6,482		5,456	
Dist. Molino	Urbano	4,415	11,227	3,408	6,430	1,007	4,797
	Rural	6,812		3,022		3,790	
Dist. Umari y Molino	Urbano	4,785	25,068	3,408	12,912	1,377	12,156
	Rural	20,283		9,504		10,779	

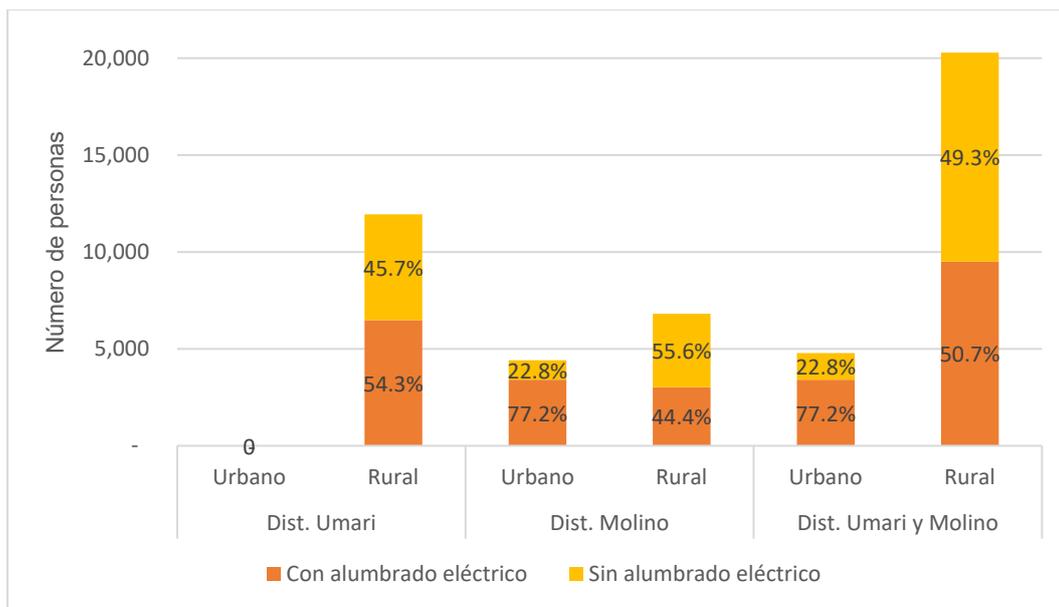


Gráfico 3.3 Porcentaje de población con y sin acceso a alumbrado eléctrico por red pública. Fuente: INEI (2017)

En el gráfico 3.3 se puede observar que los porcentajes correspondientes a la población según acceso al alumbrado eléctrico por red pública son muy similares a los de vivienda. Esto evidencia que la cantidad de personas por vivienda posee cierto grado de uniformidad, teniendo como promedio 4.95 personas por vivienda sin electricidad y 3.65 por vivienda con electricidad. En resumen, la población de la zona urbana y rural de ambos distritos que no poseen energía eléctrica representan el 48.5% del total y que en números corresponde a 12,156 personas al año 2017.

3.1.4 DEMANDA ENERGÉTICA ACTUAL Y FUTURA

En este acápite se estima la demanda energética de los distritos de Umari y Molino al año 2020 y 30 años después, es decir al año 2050. Esta demanda consiste en dos parámetros que son el consumo de energía y la potencia pico, los cuales se calcularán mediante dos metodologías y en base a información recopilada del INEI, del Organismo Supervisor de la Inversión en Energía y Minas (OSINERGMIN), del Ministerio de Economía y Finanzas (MEF), del Ministerio de energía y Minas (MINEM) y de Electrocentro.

En cuanto a la información obtenida del MINEM, se obtuvieron importantes indicadores energéticos según sector económico y actividad económica CIIU (Clasificación industrial internacional uniforme) correspondientes al departamento de Huánuco, los cuales se consideraron como representativos de todas las localidades de la región. Esta información fue publicada en los anuarios estadísticos de electricidad desde el año 2006 al 2018 cuyo resumen para el departamento de Huánuco se puede encontrar en el **Anexo 01**.

Tabla 3.4 Principales indicadores para la estimación de la demanda energética

Indicador	Valor	Fuente	Comentario
Año inicial	2017	Asumido	-
Viviendas a electrificar inicial	2,455	INEI - Censo de Población y Vivienda 2017	Corresponde a los distritos de Umari y Molino en conjunto
Población total inicial	12,156		
Población a electrificar inicial	12,156		
Personas por vivienda promedio	4.95		
Tasa de crecimiento poblacional	1.30%	INEI - Censos de Población y Vivienda desde 1981 al 2017	
Grado de electrificación inicial	100.00%	Asumido	-
Grado de electrificación final	100.00%	Asumido	-
% Abonados residenciales	93.5%	MINEM - Anuario estadístico de electricidad 2017-2018	Porcentaje promedio por sector económico en el departamento de Huánuco
% Abonados industriales	0.6%		
% Abonados comerciales y servicios	5.9%		
Abonados Totales	2,626	Calculado	-
Consumo anual por abonado residencial (kWh)	689.2	MINEM - Anuario estadístico de electricidad 2006-2018	Valor promedio por sector económico en el departamento de Huánuco
Consumo anual abonado industrial (kWh)	53,049.1		
Consumo anual por abonado comercial y servicio (kWh)	6,583.0		
Tasa de Crecimiento - Consumo por abonado residencial	0.0%		Huánuco posee valores negativos entre 0.4 y 1.8%, conservadoramente se considera una tasa de 0%
Tasa de Crecimiento - Consumo por abonado industrial	0.0%		
Tasa de Crecimiento - Consumo por abonado comercial y servicios	0.0%		
Tasa de Crecimiento - Consumo total	5.2%		
% Pérdida de energía	12.5%	Electrocentro - Memoria Anual	Corresponde al departamento de Huánuco
Factor de Carga	30.0%	MEF - SNIP - Electrificación Rural	Valor promedio en zona de concesión
Sector de Distribución Típico	SER	Electrocentro - Pliego tarifario	Valor dentro del rango usual en áreas rurales
KALP (Factor de Alumbrado Público en kWh/usuario-mes)	6.3	MINEM - Norma DGE "Alumbrado de vías públicas en áreas rurales"	Corresponde a la provincia de Pachitea
Potencia Nominal Promedio de lámpara de AP (W)	50		

A. MÉTODO DEL SNIP

El Sistema Nacional de Inversión Pública (SNIP) desarrolló una metodología para el cálculo de la demanda energética con el fin de ser considerada en el estudio de preinversión, a nivel de perfil, de un proyecto de electrificación rural. Este método clasifica a los abonados según sector económico residencial, industrial y comercial – servicios, y parte de la estimación de la cantidad de personas a electrificar, la cual depende del grado de electrificación, es decir el porcentaje de la población total que será beneficiada con la energía eléctrica, que para el caso de este proyecto se considera un valor de 100% durante la vida útil de la PCH.

Posteriormente se calcula el número de abonados residenciales en base a la población y a la cantidad promedio de personas por vivienda, y que junto a los porcentajes de abonados

por sector económico se obtiene la cantidad de abonados de los otros dos sectores y de todo el conjunto. Así mismo, se calcula el consumo anual de abonados de cada sector mediante el producto del número de abonados por sector con el consumo anual por abonado por sector, y que, sumados al consumo por alumbrado público, según la norma DGE “Alumbrado de vías públicas en áreas rurales”, se obtiene el consumo total de energía. Además, conocido el porcentaje promedio de pérdida de energía en los sistemas de transmisión y distribución, también se puede obtener la energía total requerida. Finalmente, se estima la potencia total requerida o potencia pico mediante la siguiente expresión:

$$P_{tr} = \frac{E_{tr}}{8760 * F_c}$$

Donde: Ptr: Potencia total requerida (kW); Etr: Energía total requerida (kWh); Fc: Factor de carga

Por otra parte, para estimar la demanda energética futura se realiza el mismo procedimiento para los siguientes años con la diferencia de que la cantidad de población y el consumo anual de energía por abonado varían según las tasas de crecimientos anuales de 1.3% y 0%, respectivamente. Conservadoramente este último valor fue asumido nulo debido a que los anuarios estadísticos de electricidad del MINEM reflejaban un ligero descenso de dicho parámetro en los tres sectores económicos en el departamento de Huánuco. Cabe resaltar que esta metodología asume que el número de personas por vivienda y el porcentaje de abonados por sector se mantienen constantes a lo largo de los años.

En los gráficos 3.4 y 3.5 se muestra la evolución de la demanda de la energía total requerida y de potencia total requerida desde el presente hasta el año 2050, que es el último año de vida de la PCH.

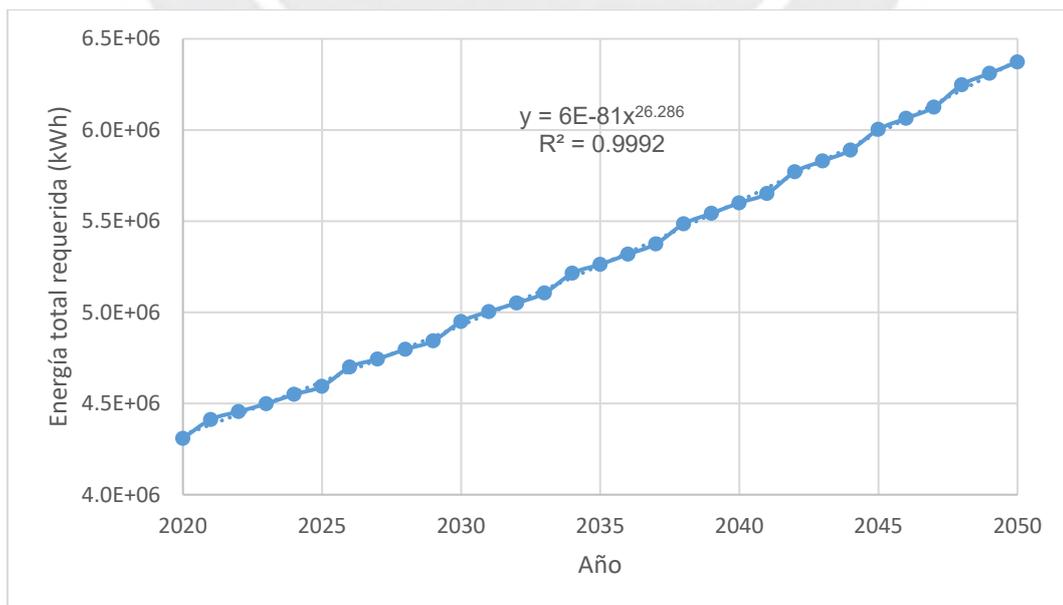


Gráfico 3.4 Evolución de la energía total requerida en los distritos de Umari y Molino según SNIP

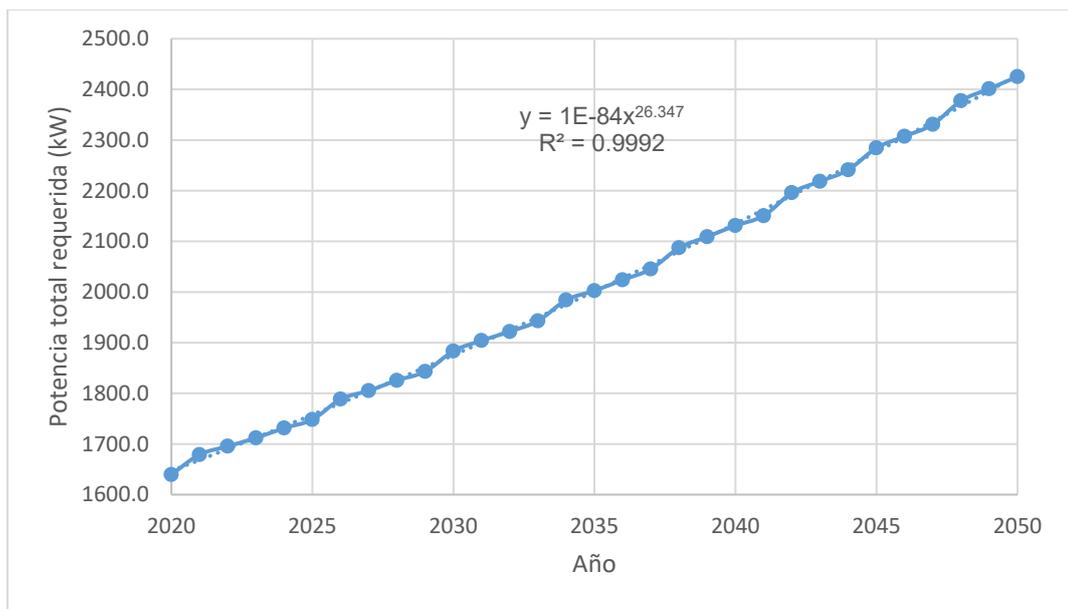


Gráfico 3.5 Evolución de la potencia total requerida en los distritos de Umari y Molinos según SNIP

A continuación, se muestra un resumen de los resultados obtenidos a través de esta metodología para los años 2017, 2020 y 2050 que son los años de datos recopilados de población y vivienda, el año actual y el último año de vida de la PCH, respectivamente.

Tabla 3.5 Demanda energética en los distritos de Umari y Molino para los años 2017, 2020 y 2050 según SNIP

Descripción	Años		
	-3 2017	0 2020	30 2050
Población total	12,156	12,636	18,617
Población a electrificar	12,156	12,636	18,617
Grado de electrificación	100.00%	100.00%	100.00%
Abonados totales	2,626	2,729	4,021
Número de abonados residenciales	2,455	2,552	3,760
Número de abonados industriales	16	16	24
Número de abonados comerciales y servicios	155	161	237
Consumo anual por abonado residencial (kWh)	689.2	689.2	689.2
Consumo anual abonado industrial (kWh)	53,049.1	53,049.1	53,049.1
Consumo anual por abonado comercial y servicio (kWh)	6,583.0	6,583.0	6,583.0
Consumo anual de abonados residenciales (kWh)	1,692,021.9	1,758,875.8	2,591,447.1
Consumo anual de abonados industriales (kWh)	848,785.4	848,785.4	1,273,178.1
Consumo anual de abonados comerciales y servicios (kWh)	1,020,362.1	1,059,860.0	1,560,166.6
Consumo de energía (kWh)	3,561,169.5	3,667,521.2	5,424,791.8
Cálculo del consumo de alumbrado público			
Consumo mensual de AP - CMAP (KWh)	8,272	8,596	12,666
Puntos de iluminación	382	397	586
Consumo anual de AP (kWh)	99,014	102,902	151,891
Consumo total de energía (kWh)	3,660,183.9	3,770,423.6	5,576,683.0
Pérdida de energía eléctrica (KWh)	522,883.4	538,631.9	796,669.0
Energía total requerida (KWh)	4,183,067.3	4,309,055.5	6,373,351.9
Factor de carga (%)	30.0%	30.0%	30.0%
Potencia total requerida (KW)	1591.7	1639.7	2425.2

Como se puede apreciar en la tabla 3.5, la demanda actual de energía es de 4,426,954.5 kWh y de potencia de 1639.7 kW y para el año 2050 de 6,373,351.9 kWh y de 2425.2 kW, respectivamente.

B. MÉTODO DE RAMIRO ORTIZ

El PhD en evaluación de recursos hidro energéticos Ramiro Ortiz Flores (2011) elaboró una metodología para el cálculo de la demanda energética en zonas no interconectadas (ZNI), la cual publicó en su obra Pequeñas Centrales Hidroeléctricas y, al igual que el método anterior, clasifica a los abonados según sector económico, pero cuantifica la demanda energética en base a sus diagramas de carga diarios, en los cuales se aprecia la variación de la potencia en un día típico. Para ello, en primer lugar, se requiere la potencia instalada promedio por abonado de cada subsector económico o actividad económica CIU, la cual se obtuvo del Anuario Estadístico de Electricidad del MINEM (**Ver Anexo 01**); en el caso del abonado residencial se requiere las potencias promedios de los diversos artefactos eléctricos presentes en una vivienda típica, las cuales fueron obtenidas del OSINERGMIN.

En segundo lugar, el día típico de 24 horas se divide en 8 intervalos de horarios según los hábitos de la población en ZNI en los que se considera un uso constante y específico de energía eléctrica, estos son de 0-5, descanso; 5-7; desayuno, 7-11, trabajo; 11-13, almuerzo; 13-17, trabajo; 17-19, cena; 19-21, recreación y; 21-24, descanso. Luego, para cada intervalo de tiempo, se estima la demanda de potencia P correspondiente a un uso determinado (actividad económica CIU) y en un sector económico dado mediante la siguiente expresión:

$$P = A \times C \times K \times p \times N$$

Donde:

A: Magnitud binaria que identifica si se tiene determinado uso de energía;

C: Probabilidad de encendido simultáneo de un artefacto (residencial) o equipamiento (industrial y comercial-servicios);

K: Probabilidad de que N usuarios tengan determinado artefacto o equipamiento;

p: Potencia promedio de cada artefacto y/o del equipamiento

Se asume un caso crítico en el que C es igual a 1, es decir que todos los artefactos y equipos están encendidos, y con ello se halla la demanda de potencia por sector económico en cada intervalo como la sumatoria de las potencias de cada uso determinado, y la de energía como la sumatoria del producto intervalo-potencia. La demanda total de potencia en cada intervalo y de energía es igual a la suma de los valores correspondientes de cada sector.

Tabla 3.6 Demanda energética en los distritos de Umari y Molino según sector económico para el año 2020

Utilidad	Potencia (KW)	N	K (%)	Horario de uso (horas)								Energía (KWh)		
				0-5	5-7	7-11	11-13	13-17	17-19	19-21	21-24	Día	Año	
Residencial		2,552												
Iluminación														
Sala	0.06	2,552	0.5		76.6						76.6			
Comedor	0.06	2,552	0.3		45.9					45.9				
Alcoba 1	0.06	2,552	0.3		45.9						45.9			
Alcoba 2	0.06	1,786	0.3		32.1						32.1			
Alcoba 3	0.06	766	0.3		13.8						13.8			
Baño	0.06	2,552	0.1		15.3						15.3			
Puerta de entrada	0.06	1,914	0.1	11.5							11.5			
Prep. y preserv. de alimentos														
Microondas	1.10	638	0.1				70.2				70.2			
Olla arrocera	1.00	638	0.1								63.8			
Licuadora	0.30	1,276	0.1		38.3			38.3						
Refrigeradora	0.35	1,276	0.2	89.3	89.3	89.3	89.3	89.3	89.3	89.3	89.3	89.3		
Recreación														
Computadora	0.20	1,276	0.5							127.6	127.6			
Televisor LCD, LED	0.12	1,276	0.8							122.5	122.5			
Equipo de sonido	0.08	1,276	0.3							30.6	30.6			
Reproductor DVD	0.02	1,276	0.2								5.1			
Celular	0.01	7,656	0.3		23.0						23.0			
Otros														
Plancha	1.00	1,276	0.2								255.2			
Lavadora	0.50	510	0.1						25.5					
Total	5193.32	kW		100.8	380.2	89.3	159.5	153.1	416.0	982.5	89.3	5618.2	2050653.2	
Industrial		16												
Agricultura y ganadería	4.10	4.1%	1	0.8		3.3	3.3	3.3	3.3					
Construcción	1.60	17.9%	3	0.8		3.8	3.8	3.8	3.8					
Manufactura	10.00	76.8%	12	0.8	96.0	96.0	96.0	96.0	96.0	96.0	96.0	96.0		
Total	128.90	KW		96.0	96.0	103.1	103.1	103.1	103.1	96.0	96.0	2389.4	872145.6	
Comercial y servicios		161												
Act. Comunitaria y esparcimiento	1.70	10.7%	17	0.25		7.2	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2			
Administración pública	3.00	9.2%	15	1		45.0	45.0	45.0	45.0	45.0				
Comercio	1.10	49.3%	79	0.5		43.5	43.5	43.5	43.5	43.5	43.5			
Enseñanza	2.40	8.3%	13	0.5		15.6	15.6	15.6	15.6	15.6				
Hoteles y restaurantes	2.20	7.6%	12	0.7		18.5	18.5	18.5	18.5	18.5	18.5			
Inmobiliaria	1.40	5.2%	8	0.6		6.7	6.7	6.7	6.7					
Intermediación financiera	7.20	1.0%	2	0.7		10.1	10.1	10.1	10.1					
Servicio social y de salud	3.50	3.3%	5	0.7	12.3	12.3	12.3	12.3	12.3	12.3	12.3			
Suministro de electricidad, gas y agua	23.90	0.6%	1	1	23.9	23.9	23.9	23.9	23.9	23.9	23.9			
Transporte y telecomunicaciones	4.30	4.6%	8	0.6	20.6	20.6	20.6	20.6	20.6	20.6	20.6			
Alumbrado público	50.00	0.0%	1	1	50.0					50.0	50.0	50.0		
Total	369.80	kW		106.8	100.2	203.3	203.3	203.3	253.3	236.5	132.5	4145.1	1512977.9	

Tabla 3.7 Demanda energética total en los distritos de Umari y Molino para el año 2020

Sector	Potencia instalada (KW)	Horario de uso (horas)								Energía (KWh)	
		0-5	5-7	7-11	11-13	13-17	17-19	19-21	21-24	Día	Año
Residencial	5193.3	100.8	380.2	89.3	159.5	153.1	416.0	982.5	89.3	5,618.2	2,050,653.2
Industrial	128.9	96.0	96.0	103.1	103.1	103.1	103.1	96.0	96.0	2,389.4	872,145.6
Comercial y servicios	369.8	106.8	100.2	203.3	203.3	203.3	253.3	236.5	132.5	4,145.1	1,512,977.9
Total	0.0	303.6	576.5	395.8	466.0	459.6	772.4	1,315.1	317.8	12,152.8	4,435,776.7

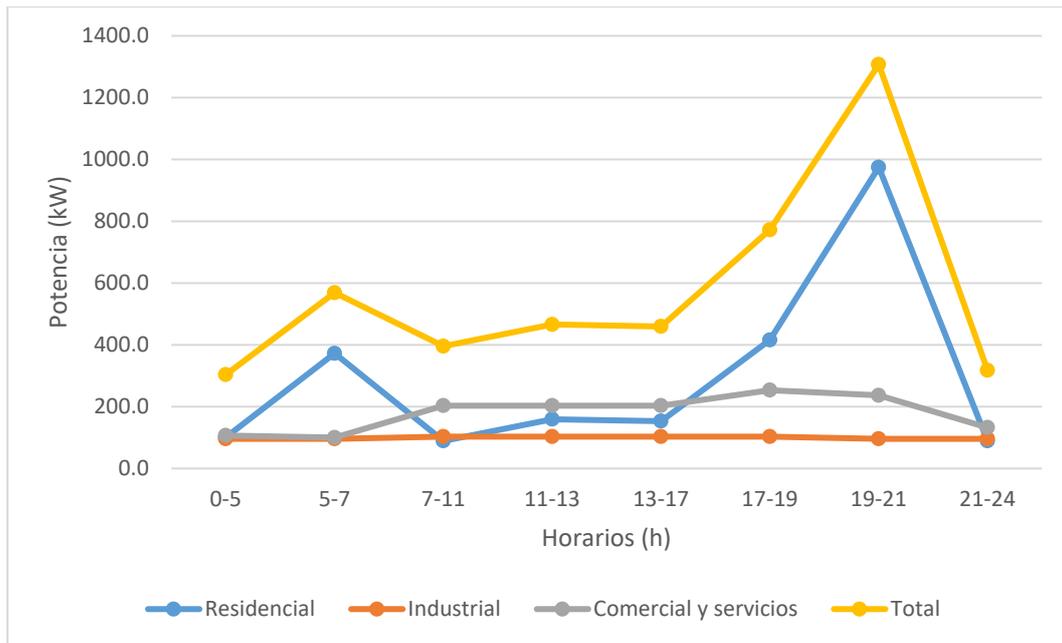


Gráfico 3.6 Diagrama de carga de un día típico en los distritos de Umari y Molino según sector económico para el año 2020

Como se puede apreciar en el gráfico 3.6, en el presente año la demanda máxima total de potencia de los tres sectores económicos en conjunto se da entre las 7 y 9 pm, periodo que concuerda con el intervalo de horas punta del Perú, es decir de 6 a 11 pm. Esta demanda posee un valor de 1315.1 kW y la demanda de energía diaria de 12,152.8 kWh que, al año sería de 4,435,776.7 kWh.

Finalmente, para estimar la demanda energética futura, Ortiz toma en cuenta aspectos particulares de cada año y establece que el crecimiento anual de la demanda de potencia y energía para cada sector se da a tasas variables durante la vida útil de la PCH. En el caso del sector residencial, considera una tasa de 3% en los primeros años y de 0.5% en los últimos; en el sector industrial, 0% y 2%; y en el comercial-servicios, 1.3% y 1.5%, respectivamente. Considerando el porcentaje promedio de pérdida de energía de

Electrocentro, es decir 12.5 %, se obtiene una demanda de potencia para el año 2050 de 2,221.4 kW y de energía de 7,408,050.2 kWh.

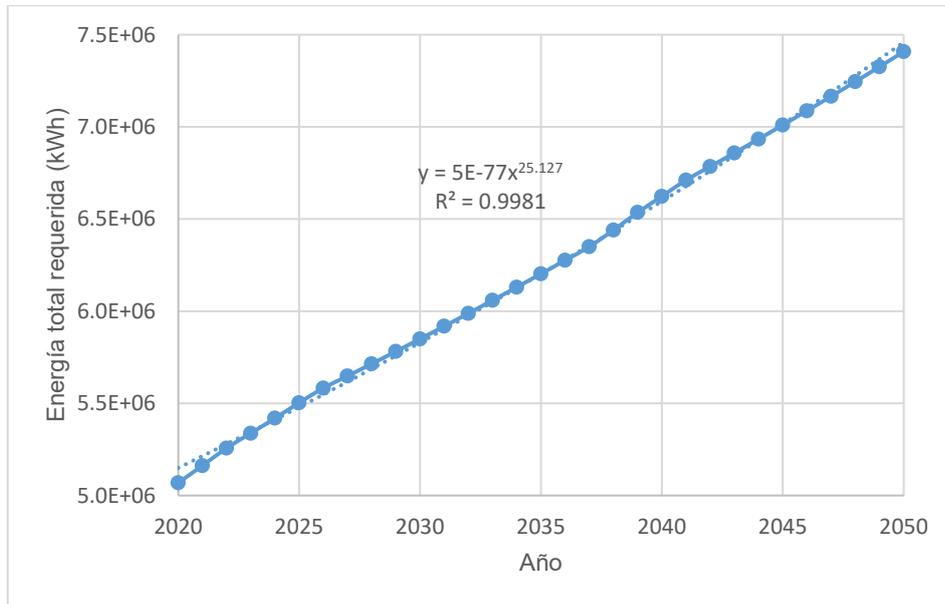


Gráfico 3.7 Evolución de la energía total requerida en los distritos de Umari y Molino según Ortiz

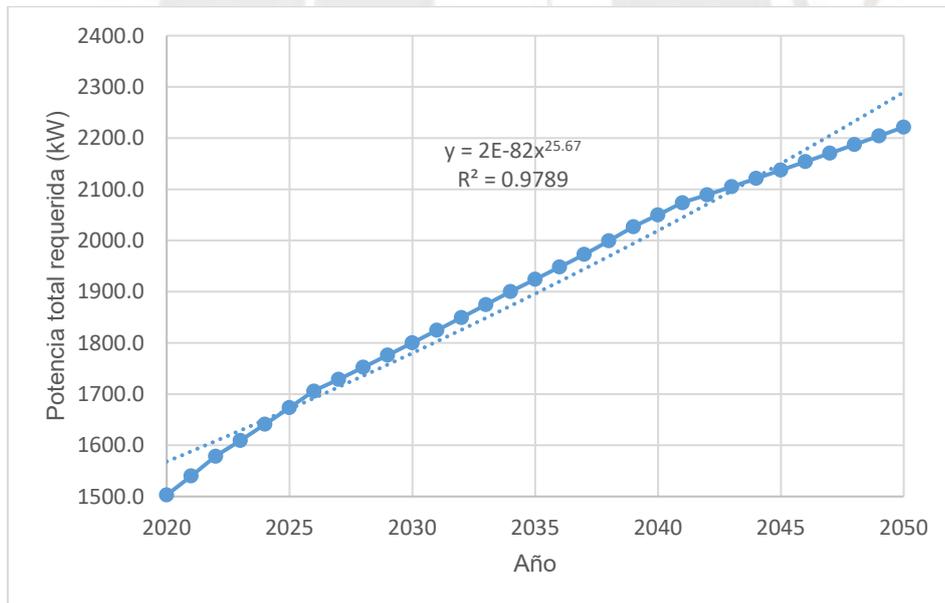


Gráfico 3.8 Evolución de la potencia total requerida en los distritos de Umari y Molino según Ortiz

C. MÉTODO DE TSUGUO NOZAKI

Este método fue desarrollado por el Ing. Tsuguo Nozaki (1980) como parte del Plan de Cooperación Técnica para los países Latinoamericanos del Gobierno de Japón y está basado en experiencias y hechos anteriores. El autor considera que conforme la cantidad

de población sea mayor, mayor será la potencia instalada per cápita y, por ende, la demanda de potencia total, tal como se refleja en la siguiente tabla:

Tabla 3.8 Demanda de potencia actual según Ortiz

Población	Potencia instalada per cápita (W)	Demanda de potencia (kW)
500-1,000	30-35	15-35
1,000-2,000	35-40	35-80
2,000-4,000	40-45	80-180
4000-10000	45-50	180-500
10000-20000	50-60	500-1200

Según la tabla 3.8 para una población a electrificar de 12,156 correspondiente a los distritos de Umari y Molino al año presente, se tiene la siguiente demanda de potencia:

$$\frac{20,000 - 10,000}{1200 - 500} = \frac{12,156 - 10,000}{P_t - 500} \quad P_t = 650.9 \text{ kW}$$

Considerando un porcentaje de pérdida de energía de 12.5% se obtiene una potencia total requerida de 743.9 KW. Así mismo para estimar la demanda futura se considera una tasa de crecimiento anual de 5.2%, de manera que para el año 2050 se obtiene una potencia total requerida de 3,404.0 kW. Cabe resaltar que al ser un método empírico se recomienda considerar sus resultados solo como referencia.

A continuación, se resumen los resultados de las metodologías explicadas líneas arriba:

Tabla 3.9 Resultados de la demanda energética actual y futura para los distritos de Umari y Molino según los métodos de SNIP, Ramiro Ortiz y Tsuguo Nozaki

Método	Potencia total requerida (KW)		Energía total requerida (kWh)	
	Año 2020	Año 2050	Año 2020	Año 2050
SNIP	1,639.7	2,425.2	4,309,055.5	6,373,351.9
Ramiro Ortiz	1,502.9	2,221.4	5,069,459.1	7,408,050.2
Tsuguo Nozaki	743.9	3,404.0	-	-

Como se puede apreciar en la tabla 3.9, se han obtenido resultados cercanos entre los métodos de SNIP y Ramiro Ortiz, sin embargo, el método de Tsuguo Nozaki posee resultados distantes a los otros dos, esto era de esperarse debido a su naturaleza empírica. Para efectos de diseño de la PCH, se considerará que la demanda de potencia a satisfacer será de 2.75 mW.

En el **Anexo 02** se encuentran los procedimientos y resultados detallados de las metodologías de SNIP y de Ramiro Ortiz.

3.2 DEMANDA ENERGÉTICA REGIONAL

En este acápite se pretende dar a conocer la demanda y déficit energético a mediano plazo en el SEIN, y demostrar que el escenario 2 es una buena alternativa para amortiguar dicha carencia, especialmente en el departamento de Huánuco.

3.2.1 PROYECCIÓN DE LA DEMANDA ENERGÉTICA

La evolución social, económica y tecnológica de un país requiere ir de la mano con la energía eléctrica, es por ello que la tendencia de la demanda energética será creciente a lo largo de los años. Esto último se evidencia en el estudio de la proyección de la demanda del SEIN correspondiente al informe de diagnóstico de las condiciones operativas del SEIN 2019 - 2028 publicada por el Comité de Operación Económica del Sistema Interconectado Nacional (COES SINAC), el cual divide la demanda en dos rubros, la vegetativa y la de grandes cargas. La primera consiste en el consumo de energía doméstica y de la pequeña-mediana industrial, la cual se proyecta mediante un modelo econométrico en base a la población, tarifa media y PBI; y el segundo considera cargas especiales, incorporadas y de grandes proyectos, las cuales se proyectan en base a información recopilada de encuestas de los promotores y propietarios de dichas industrias. A continuación, se muestra los resultados obtenidos de este estudio:

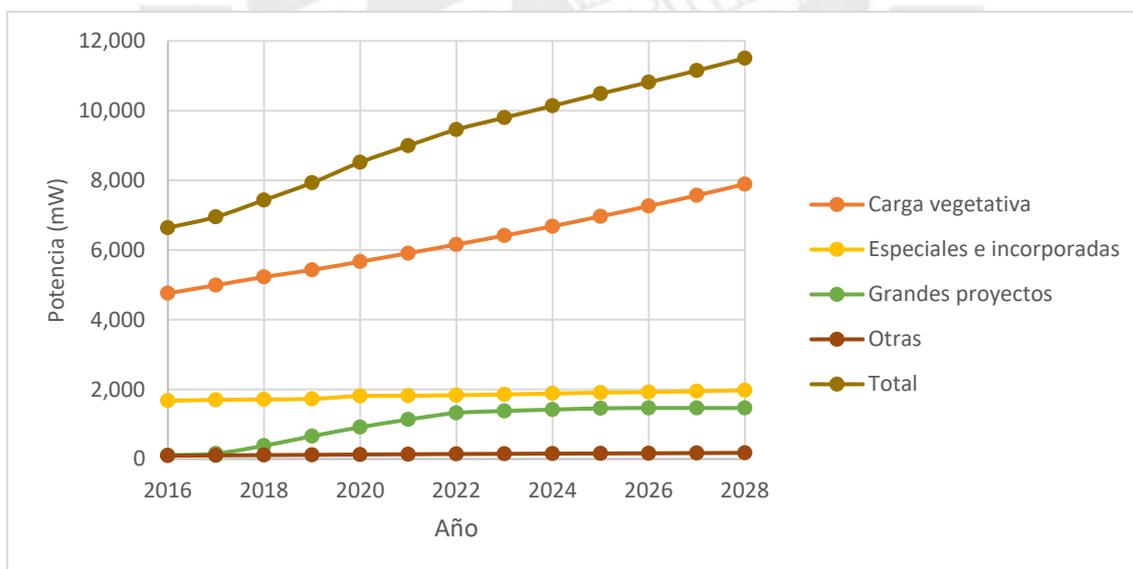


Gráfico 3.9 Demanda de potencia del SEIN en el periodo 2016-2028 (escenario medio). Fuente: COES

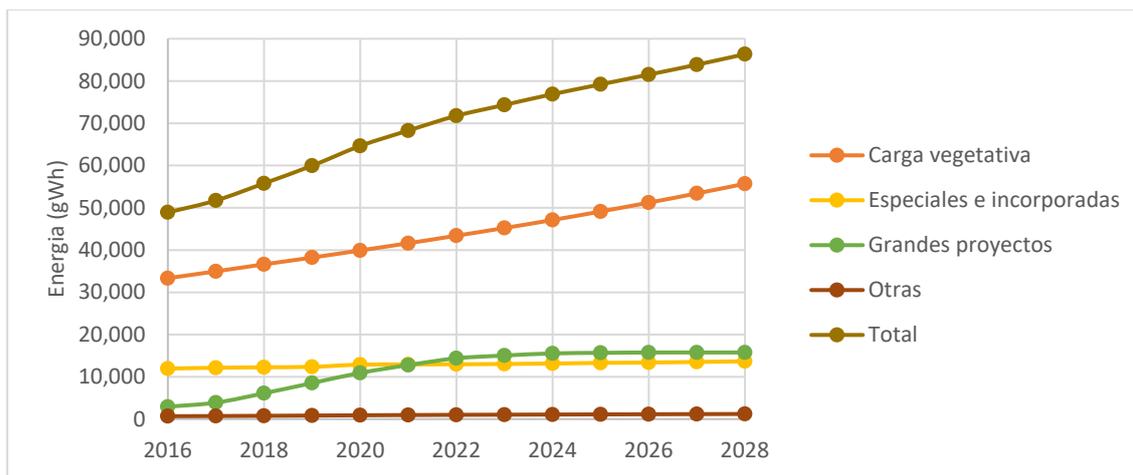


Gráfico 3.10 Demanda de energía del SEIN en el periodo 2016-2028 (escenario medio). Fuente: COES

3.2.2 DÉFICIT ENERGÉTICO

Las fuentes de energía de las que se alimenta el SEIN se dividen en hidráulica, térmica y en recursos energéticos renovables (RER), las cuales aportaron en promedio 62.1%, 30.7% y 7.1%, respectivamente, del total de potencia en el día de máxima demanda energética del 2020, es decir el 9 de marzo a las 19:45. Cabe resaltar que la generación RER contempla como fuentes a la energía de la biomasa, la eólica, la solar y la pequeña hidráulica, es decir aquellas cuya capacidad instalada no supere los 20 mW como es el caso de la PCH del presente proyecto. La prioridad del COES es que el abastecimiento de energía provenga de una fuente eficiente, tanto técnica como económica, sin embargo, se ha estimado que, a mediano plazo, y considerando la expansión de la generación del SEIN de proyectos ya adjudicados y la demanda creciente de los proyectos de grandes cargas, surgirá un déficit de generación, el cual tendrá que ser cubierto con energía de combustibles. En este contexto, se propone el escenario 2 de la PCH como aportante de energía eficiente, renovable y eco amigable al SEIN para cubrir parte de dicho déficit.

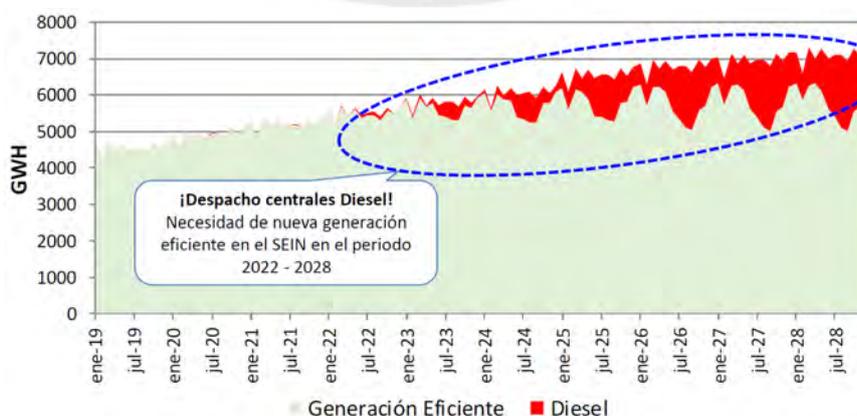


Gráfico 3.11 Despacho de energía en el SEIN (escenario medio). Fuente: COES

4. ESTUDIO HIDROLÓGICO

La hidrología es la ciencia que estudia el comportamiento, propiedades y transformaciones que sufre el agua durante su ciclo, desde que precipita de la atmósfera hasta su regreso a ella mediante la evaporación. Es por ello que en el estudio hidrológico intervienen diversos factores tales como precipitación, temperatura, tipo y uso de suelo, morfología de la superficie terrestre, entre otros, y dado que estos poseen una naturaleza variable en el espacio - tiempo, se considera a la hidrología como una ciencia probabilística. Ciencia que, a través de procesos matemáticos de las variables hidrológicas, permite establecer un modelo probabilístico para estimar el comportamiento del recurso hídrico.

A continuación, se presenta la aplicación de diversas metodologías para el tratamiento de los datos hidrometeorológicos proporcionados por el Servicio nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI) correspondientes a la cuenca del río Huallaga, aguas arriba del punto de captación, con el fin de estimar los caudales de avenida y los caudales según su probabilidad de excedencia, esto para la elección del caudal de diseño de las obras de captación, y para el diseño del resto de obras civiles y la generación de energía, respectivamente.

4.1 ESTUDIO DE LA CUENCA

Una cuenca es la unidad geográfica, en forma de depresión, en el cual el agua precipitada en ella escurre hacia una red hidrográfica conformada por riachuelos, quebradas y que finalmente desembocan en un río principal, el cual descarga el agua a través de un punto de aforo determinado. Este punto, en el caso del presente proyecto, corresponde al punto de captación de agua de la PCH, el cual se encuentra en la vertiente oriental de la cordillera de Los Andes, en el distrito de Umari, en las coordenadas 390,078.52 E y 8,914,638.44 N del sistema UTM WGS84 zona 18L.

4.1.1 METODOLOGÍA

La información otorgada por el SENAMHI corresponde a cinco estaciones meteorológicas distribuidas uniformemente en el área de la cuenca de estudio que brindan el registro de precipitación máxima en 24 horas (p.max.24h) a escala mensual; por otro lado, se cuenta con datos de una estación hidrológica localizada en el río Huallaga, a 17.5 km aguas arriba del punto de captación, y que posee el registro de caudales medios mensuales.

En primer lugar, se completará información faltante en los registros de p.max.24h de escala mensual mediante el método racional deductivo y el método de la recta de regresión, luego se analizará la consistencia entre los registros mediante sus histogramas, curvas de doble

masa y pruebas estadísticas paramétricas. Una vez los datos estén completos y validados, se calculará la p.max.24h a escala anual que represente a la cuenca de estudio, esto a través de la aplicación del método de Thiessen modificado. Posteriormente se realizará una prueba de bondad de ajuste a estos resultados para determinar a qué distribución probabilística se ajustan mejor y con ello obtener las p.max.24h para diferentes periodos de retorno. Finalmente, se determinará la precipitación en exceso por el método del Soil Conservation Service (SCS) y con ello la esorrentía directa (caudales de avenida) mediante el hidrograma de Snyder, y adicionalmente, se desarrollará los diagramas de intensidad, duración y frecuencia (IDF).

En segundo lugar, se obtendrá el registro de caudales medios a escala mensual en el punto de captación de la PCH mediante el método de transposición de caudales, esto en base al registro de la estación hidrológica Taruca. Con estos resultados se hallará la curva de persistencia mediante el método del año calendario, curva que indica el porcentaje de tiempo que un determinado caudal es igualado o excedido, y con ello poder elegir con sustento el caudal aprovechable.

Cabe resaltar que al caudal aprovechable se le descontará un porcentaje correspondiente al caudal ecológico, el cual debe permanecer en el tramo del río Huallaga, entre el punto de captación y el de descarga.

Tabla 4.1 Estaciones hidrometeorológicas del Senamhi en la cuenca de estudio

Estación		UTM WGS84 Zona 18L			Parámetro	Escala	Periodo
Tipo	Nombre	Este (m)	Norte (m)	Altura (msnm)			
Meteorológica	Cerro de Pasco	363,265.56	8,817,620.93	4,260.00	Precipitación máxima en 24 horas (mm)	Mensual	1949 - 2019
	Yanahuanca	334,434.56	8,840,056.48	3,150.00			1978 - 2019
	San Rafael	371,182.14	8,857,947.86	2,722.00			1966 - 2019
	Huánuco	363,133.64	8,899,635.57	1,947.00			1947 - 2019
	Jacas Chico	335,500.31	8,907,086.99	3,673.00			1974 - 2019
Hidrológica	Taruca	373,776.75	8,911,292.93	1,825.00	Caudal medio (m ³ /s)	Mensual	1966 - 2013

Como se puede apreciar en la tabla 4.1, se posee un registro meteorológico histórico muy extenso, sin embargo, los registros previos al año 1978 se encuentran incompletos en la mayoría de las estaciones, al punto de ser poco factible e incluso inapropiado el estimar dichos datos faltantes entre sí. Es por ello que se prescindirá de dicho periodo y se trabajará solo con los registros entre 1978 y 2019 de las cinco estaciones.

Los datos hidrometeorológicos provistos por SENAMHI están disponibles en el **Anexo 03**.

4.1.2 DELIMITACIÓN DE LA CUENCA

La delimitación se realizó con el software Arcgis en base a la topografía y al punto de captación de la PCH y como resultado se obtuvo una superficie entre las coordenadas este 310,000 y 390,500, y las correspondientes al norte, 8,809,000 y 8,933,500 UTM WGS84.



Gráfico 4.1 Estaciones hidrometeorológicas del Senamhi y red hídrica en la cuenca de estudio

4.1.3 GEOMORFOLOGÍA DE LA CUENCA

Con el software Arcgis también se determinó los siguientes parámetros geomorfológicos de la cuenca en estudio, los cuales serán utilizados para posteriores cálculos hidrológicos.

Tabla 4.2 Características morfológicas de la cuenca de estudio y de la red hídrica

Parámetro	Unidad	Valor
De la superficie		
Área	km ²	6,124.96
Perímetro de la cuenca	km	447.92
Cota máxima	msnm	5,150.00
Cota mínima	msnm	1,929.97
X centroide (WGS 1984 UTM Zona 18L)	m	353,089.50
Y centroide (WGS 1984 UTM Zona 18L)	m	8,870,248.30
Z centroide	msnm	3,873.40
Altitud más frecuente	msnm	4,183.99
Altitud de frecuencia media (1/2)	msnm	3,690.60
Pendiente promedio de la cuenca	%	20.37
De la red hídrica		
Longitud del cauce principal	km	164.38
Longitud del cauce principal al centroide de la cuenca	km	82.84
Orden de la Red Hídrica	und	6.00
Pendiente Promedio de la Red Hídrica	%	7.54
Pendiente del cauce principal	%	0.97

4.2 CAUDALES DE AVENIDA

4.2.1 ANÁLISIS DE DATOS HIDROLÓGICOS

A. ESTIMACIÓN DE DATOS FALTANTES

En algunas ocasiones se presenta ausencia de datos en los registros pluviométricos por diversas razones, entre ellas reemplazo del encargado, cambio de la ubicación de la estación, limitación presupuestal, desperfectos del equipo, entre otros factores; sin embargo, es posible estimar dichos datos faltantes en base a una estación con datos completos, estación índice. En este caso se ha considerado como estación índice a Jacas Chico, puesto a que posee una altura cercana al centroide de la cuenca y además es la que mayor información presenta durante el periodo 1978 – 2019, pues solo le faltan 8 valores entre los años 1992 y 1997, los cuales se completaron en base a la misma estación por el método racional deductivo:

$$P_i = \left(\frac{\sum P_l}{1200 - \sum P_{sp}} \right) S_p$$

Donde: P_i : P.max.24h mensual desconocida en cada año incompleto (mm); $\sum S_p$: Sumatoria de los porcentajes promedios de los meses con datos faltantes (%); $\sum P_l$: Sumatoria de las P.max.24h mensuales conocidas en años incompletos (mm); S_p : Porcentaje promedio de cada mes con datos faltantes

Luego de completar el registro de la estación Jacas Chico se obtuvo el siguiente histograma:

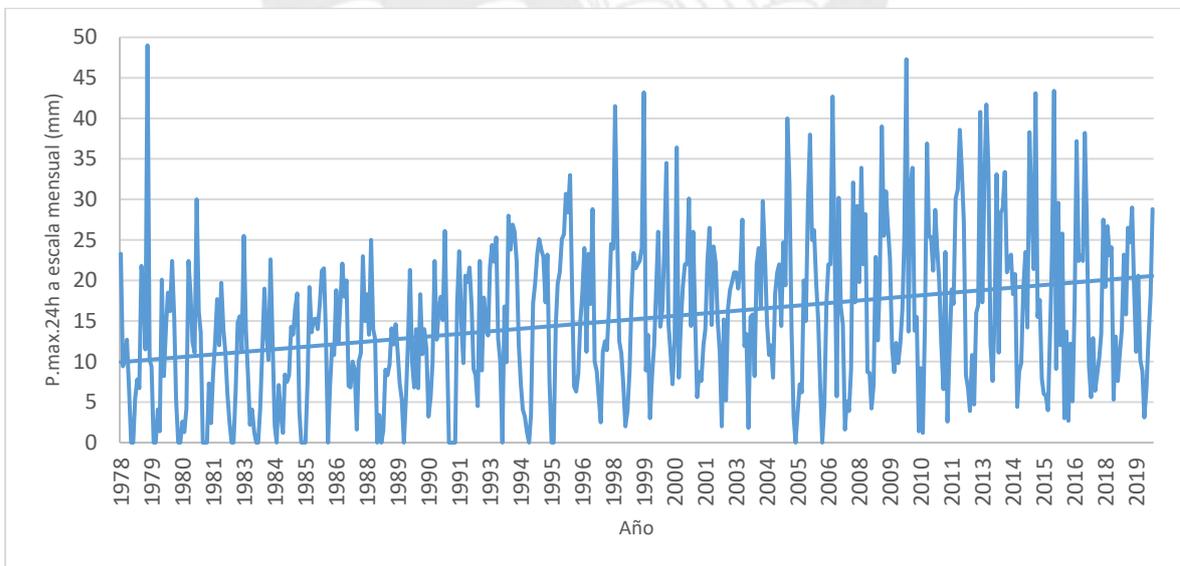


Gráfico 4.2 Histograma de P.max.24h a escala mensual de la estación Jacas Chico

Como se puede apreciar en el gráfico 4.2, la p.max.24h de cada mes en Jacas Chico posee una tendencia creciente a lo largo de los años, lo cual puede atribuirse a una inconsistencia, dado a que va en contra de la naturaleza cíclica anual de las precipitaciones.

Así mismo, se evidencia que el promedio de los datos de 1978-1998 y de 1999-2019 difieren considerablemente entre sí, por lo que según Chereque (1989) es necesario ajustar los valores del primer periodo para reducirlos a las condiciones imperantes del periodo más reciente. Esto se realiza mediante la siguiente expresión:

$$X'_i = \frac{X_i - X_1}{S_1} S_2 + X_2$$

Donde: X'_i : Dato corregido; X_i : Dato a corregir; X_1, X_2 : Promedio de los datos del primer y segundo periodo; S_1, S_2 : Desviación estándar de los datos del primer y segundo periodo

Luego se estima los datos faltantes de las otras cuatro estaciones mediante el método de la recta de regresión, el cual consiste en hallar una ecuación lineal que relacione los datos de dichas estaciones con los correspondientes al índice.

Tabla 4.3 Resultados del método de la recta de regresión en base a la estación índice, Jacas Chico

Estación	Ecuación	Correlación "R"
Cerro de Pasco	$Y=0.4955X+6.2604$	0.59
Yanahuanca	$Y=0.4916X+4.5437$	0.52
San Rafael	$Y=0.5539X+7.6676$	0.58
Huánuco	$Y=0.4479X+3.471$	0.51

Si bien es cierto que las correlaciones no son elevadas debido a la dispersión en el espacio entre las estaciones, se ha optado por la recta de regresión antes que métodos como la inversa de la distancia al cuadrado o el de los promedios, los cuales son de menor exactitud.

B. ANÁLISIS DE CONSISTENCIA

En primer lugar, se realiza un análisis gráfico que consiste en observar si en la serie hidrológica se presentan tendencias que no corresponden. Para ello se considera el histograma mensual como referencia, ya que se conoce la conducta de las precipitaciones en el área del estudio, periodo húmedo de octubre a marzo y seco de abril a setiembre.

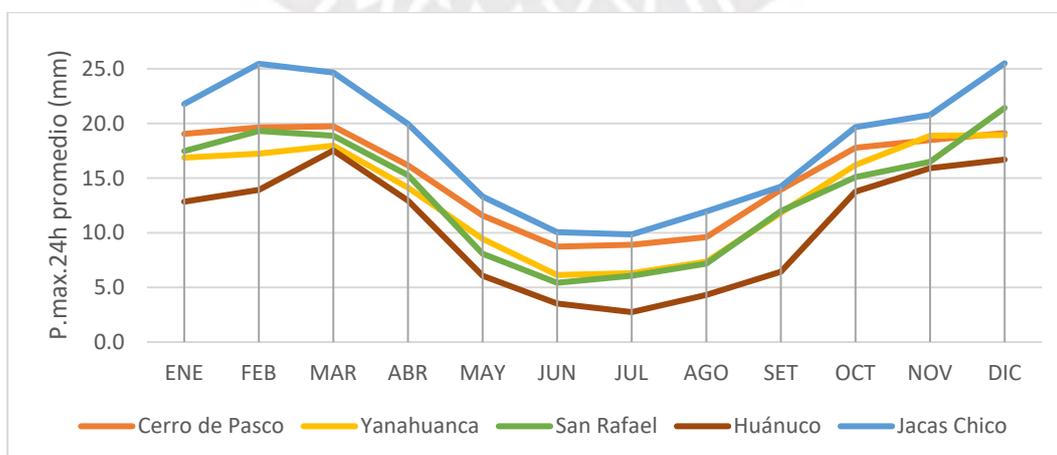


Gráfico 4.3 Histograma mensual de la P.max.24h de las estaciones meteorológicas

En segundo lugar, se desarrolla el análisis de la curva de doble masa graficando en la ordenada el acumulado de la p.max.24h de cada estación y en las abscisas el acumulado promedio de la p.max.24h de un grupo de estaciones consistentes y cercanas, ambos parámetros a escala anual. De esta manera si la estación es consistente se visualizará una línea con pendiente constante durante todo el periodo, caso contrario se presentarán cambios de pendiente o también llamado “saltos”. Este método se basa en la hipótesis de que en una cuenca homogénea debe existir proporción entre los datos de las estaciones.

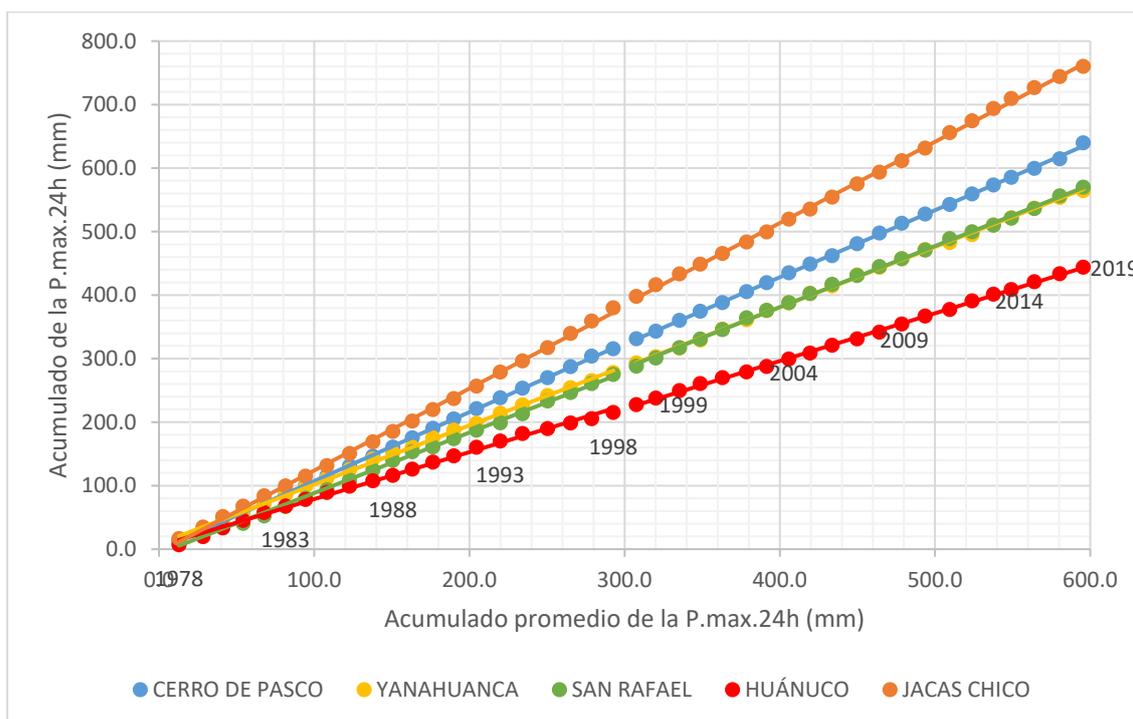


Gráfico 4.4 Curva de doble masa de la P.max.24h de las estaciones meteorológicas

En el gráfico se puede apreciar que en todas las estaciones se presenta un quiebre, poco pronunciado, entre los años 1998 y 1999, por lo tanto, se tendrá dos periodos diferenciados, 1978-1998 y 1999-2019.

En tercer lugar, una vez definidos los periodos que poseen una posible inconsistencia entre sí, se realiza un análisis de saltos que consiste en verificar si los datos de cada periodo corresponden a una misma población para un determinado nivel de significancia, es decir si son homogéneos. Esto se realiza por medio de las pruebas estadísticas paramétricas de T-Student y Fisher, las cuales analizan las consistencias en la media y en la desviación estándar, respectivamente.

En la prueba de T-Student se establece la hipótesis nula H_0 : Los promedios de ambos periodos son estadísticamente iguales ($X_1=X_2$), la cual se acepta si $T < t(\alpha/2, n_1+n_2-2)$, caso contrario se rechaza. El valor de t es la probabilidad acumulada para la distribución T-Student a dos colas, mientras que T se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$T = \frac{X_1 - X_2}{\sqrt{N_1 S_1 + N_2 S_2}} \sqrt{\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 - 2)}{N_1 + N_2}}$$

Donde: T: Estadístico T-Student; N_1 : # Datos del 1° periodo; N_2 : # Datos del 2° periodo; X_1 : Promedio del 1° periodo; X_2 : Promedio del 2° periodo; S_1 : Varianza del 1° periodo; S_2 : Varianza del 2° periodo

Por otro lado, la prueba de Fisher establece la hipótesis nula H_0 : Las desviaciones estándar de ambos periodos son estadísticamente iguales ($S_1=S_2$), la cual se acepta si $F < f(\alpha/2, n_1-1, n_2-1)$, caso contrario se rechaza. El valor de f es la probabilidad acumulada para la distribución Fisher, mientras que F se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$F = \frac{S_1}{S_2}$$

Donde: F: Estadístico Fisher; S_1 : Varianza del 1° periodo; S_2 : Varianza del 2° periodo

Para este análisis se consideró como datos a la p.max.24h promedio de cada año para cada estación y se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 4.4 Resultados de las pruebas estadísticas de T-Student y Fisher

Estación		Cerro de Pasco		Yanahuanca		San Rafael		Huánuco		Jacas chico	
		1978-1998	1999-2019	1978-1998	1999-2019	1978-1998	1999-2019	1978-1998	1999-2019	1978-1998	1999-2019
Periodo		1978-1998	1999-2019	1978-1998	1999-2019	1978-1998	1999-2019	1978-1998	1999-2019	1978-1998	1999-2019
Media		15.0	15.4	13.2	13.6	13.1	14.0	10.2	10.9	18.1	18.1
Varianza		1.7	8.0	4.8	4.6	9.3	6.4	3.8	2.7	4.4	4.4
Observaciones		21	21	21	21	21	21	21	21	21	21
Prueba T-Student	Grados de libertad	40		40		40		40		40	
	Estadístico T	0.60		0.58		1.05		1.12		0.01	
	P(T<=t) dos colas	0.55		0.57		0.30		0.27		0.99	
	Valor crítico de t (dos colas)	2.02		2.02		2.02		2.02		2.02	
	Conclusión	Media bien		Media bien		Media bien		Media bien		Media bien	
Prueba F-Fisher	Grados de libertad	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
	Estadístico F	4.60		1.03		1.46		1.43		1.01	
	P(F<=f) dos colas	0.00		0.94		0.41		0.43		0.99	
	Valor crítico de f (dos colas)	2.46		2.46		2.46		2.46		2.46	
	Conclusión	Corregir datos		Desv. Std. bien							

Como se puede apreciar en la tabla 4.4, las estaciones Yanahuanca, San Rafael, Huánuco y Jacas Chico poseen consistencia, tanto en la media como en la desviación estándar, mientras que la estación Cerro de Pasco posee inconsistencia en la desviación estándar. Esto último podría explicarse, en gran parte, porque inicialmente dicha estación poseía gran cantidad de datos incompletos correspondientes al primer periodo. Así mismo, debido a

esta inconsistencia, fue necesario ajustar los datos del primer periodo de Cerro de Pasco en base al segundo, tal como se realizó en la sección anterior con Jacas Chico.

A continuación, se muestra un resumen de los registros de p.max.24h de las estaciones una vez completados y corregidos por inconsistencias:

Tabla 4.5 P.max.24h a escala anual de las estaciones meteorológicas (mm)

Año	Cerro de Pasco	Yanahuanca	San Rafael	Huánuco	Jacas Chico
1978	23.5	30.7	25.3	16.8	25.3
1979	41.6	40.4	40.0	40.0	42.3
1980	22.9	37.4	24.0	24.8	24.7
1981	28.3	38.1	16.5	36.8	29.7
1982	21.0	19.6	19.0	42.9	22.9
1983	25.0	21.2	28.7	15.5	26.8
1984	22.9	16.7	18.3	14.6	24.8
1985	20.8	15.7	17.0	13.6	22.6
1986	22.3	16.4	17.9	18.5	24.1
1987	23.3	30.0	32.0	18.6	25.1
1988	24.6	25.8	42.7	20.1	26.4
1989	22.3	16.7	17.8	27.4	24.0
1990	22.9	31.1	18.0	21.3	24.7
1991	25.5	22.2	18.7	28.8	27.1
1992	22.9	20.4	18.2	38.4	24.7
1993	26.8	18.8	40.0	18.0	28.4
1994	25.5	17.9	38.5	24.0	27.1
1995	24.8	17.6	36.8	18.9	26.5
1996	30.4	21.0	22.8	17.1	31.7
1997	35.8	22.0	56.7	11.4	28.9
1998	48.6	37.7	29.4	27.5	37.3
1999	38.0	32.0	21.6	33.0	43.2
2000	22.6	19.2	25.1	20.3	36.4
2001	29.4	28.3	41.8	48.7	30.1
2002	26.8	18.2	29.9	27.2	24.2
2003	20.7	54.8	52.9	23.0	27.5
2004	33.2	23.4	41.9	17.6	29.8
2005	46.7	30.7	32.0	25.5	40.0
2006	27.3	22.5	28.8	28.0	42.7
2007	26.7	35.3	31.9	27.3	32.1
2008	29.4	23.3	42.1	33.1	39.0
2009	39.2	31.5	25.5	19.6	47.3
2010	35.9	31.3	25.1	22.6	36.9
2011	24.4	28.0	21.8	35.4	30.1
2012	25.4	33.0	33.5	30.7	40.8
2013	25.8	19.2	41.1	19.9	41.7
2014	26.2	20.7	25.7	24.8	38.3
2015	25.1	25.9	16.4	31.7	43.4
2016	20.6	22.2	28.2	18.0	37.2
2017	28.0	30.0	28.6	38.2	38.2
2018	30.0	32.6	32.7	22.9	26.7
2019	59.0	25.7	29.3	23.7	29.0
Promedio	28.6	26.3	29.4	25.4	31.7

Los registros definitivos de p.max.24h a escala mensual de las cinco estaciones meteorológicas se encuentran en el **anexo 04**.

4.2.2 PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24H DE LA CUENCA

Dado a que se tiene información de cinco estaciones distribuidas en la cuenca de estudio, es posible estimar la p.max.24h representativa de la cuenca mediante el método de Thiessen Modificado, el cual contempla la combinación del método de los Polígonos de Thiessen con el de las Isoyetas para obtener resultados más precisos.

El primer método consiste en unir todas las estaciones formando triángulos y luego en trazar sus mediatrices de manera que se formen polígonos alrededor de cada estación, los cuales representan el área de influencia; de esta manera la precipitación representativa de la cuenca se obtiene realizando un promedio ponderado con pesos iguales a las relaciones de cada área de influencia respecto al área total. Por otra parte, el segundo método consiste en graficar curvas de igual precipitación en base al promedio anual de los datos de cada estación; de esta manera la precipitación representativa de la cuenca se obtiene mediante un promedio ponderado de las precipitaciones medias entre cada dos isoyetas con pesos iguales a las relaciones de las áreas entre isoyetas respecto al área total.

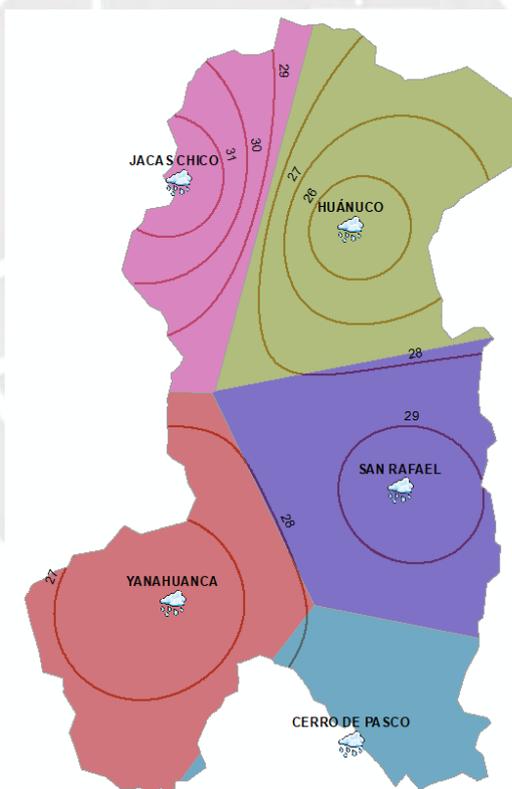


Gráfico 4.5 Polígonos de Thiessen e Isoyetas en la cuenca de estudio realizado en software Arcgis

Thiessen Modificado establece que el método de las isoyetas se aplique en cada polígono de Thiessen, de tal forma que se obtenga un peso ponderado en cada estación mediante las siguientes expresiones:

$$H = \sum h_m \times \frac{a}{A} \quad p_i = \frac{H}{P_e} \times \frac{A}{A_t} \quad P = \sum P_i \times p_i$$

Donde: H : Precipitación en cada polígono (mm); h_m : Precipitación media entre isoyetas (mm); a : Área entre isoyetas (km²); A : Área del polígono (km²); p_i : Peso de estación; P_e : Precipitación media en la estación (mm); A_t : Área de la cuenca (km²); P : Precipitación media en la cuenca (mm); P_i : Precipitación en cada estación (mm)

Tabla 4.6 Resultados del método de Thiessen Modificado aplicado a la P.max.24h

Estación	Precipitación en isoyetas (mm)			Área entre isoyetas (km ²)	Área polígono (km ²)	Relación de áreas	Precip. media polígono (mm)	Precip. media estación (mm)	Pesos
	Mín.	Máx.	Prom.						
Cerro de Pasco	27	28	27.5	25.40	619.58	0.101	28.46	28.6	0.101
	28	29	28.5	594.18					
Yanahuanca	26	27	26.5	673.59	1502.80	0.245	27.09	26.3	0.253
	27	28	27.5	769.97					
	28	29	28.5	59.24					
San Rafael	27	28	27.5	52.03	1493.91	0.244	28.73	29.4	0.238
	28	29	28.5	1040.46					
	29	30	29.5	401.42					
Huánuco	25.4	26	25.7	212.37	1646.71	0.269	27.08	25.4	0.287
	26	27	26.5	538.83					
	27	28	27.5	672.66					
	28	29	28.5	222.85					
Jacas Chico	28	29	28.5	220.29	861.96	0.141	29.84	31.7	0.133
	29	30	29.5	255.16					
	30	31	30.5	240.99					
	31	31.7	31.35	145.53					

Finalmente, a la p.max.24h representativa de la cuenca, p.max.24h.m, se le debe aplicar tres factores de ajuste. El primer factor F_h corresponde a un ajuste por altitud, dado que la altitud media de la cuenca difiere de la altura media de las estaciones meteorológicas. El segundo factor F_f corresponde a un ajuste de la frecuencia de observaciones diarias, el cual se basa en el hecho de que la p.max.24h se mide en horas fijas cada día, lo cual podría no representar la verdadera lluvia máxima que se da en un intervalo de 24 horas, como por ejemplo en una tormenta que abarca dos días consecutivos y que solo parte de ella se da dentro del intervalo de medición (OMM, 2011). Por último, el tercer factor F_s toma en cuenta la variabilidad espacial de la precipitación, pues, por la magnitud de la cuenca, la probabilidad de que se produzca una tormenta de periodo de retorno T en toda la superficie será, evidentemente, menor a 1/T (CNEGP, 1997).

$$F_h = \frac{H_c}{H_e} \quad F_s = 1 - \frac{\log(A_t)}{15} \quad F = F_h \cdot F_f \cdot F_s \quad P' = P \cdot F$$

Donde: F_h : Factor de ajuste por altitud; H_c : Altitud media de la cuenca; H_e : Altitud media de las estaciones; F_f : Factor de ajuste por frec. de obs. diarias (ver tabla 4.7); F_s : Factor de ajuste por simultaneidad; A_t : Área de la cuenca (km²); F : Factor de ajuste total; P : P.max.24h.m; P' : P.max.24h.m ajustado

Tabla 4.7 Factores de ajuste por frecuencia de observaciones diarias. Fuente: OMM (2011)

# Observaciones/día	Ff
1	1.13
2	1.04
3-4	1.03
5-8	1.02
9-24	1.01
> 24	1

Tabla 4.8 Factores de ajuste de la P.max.24h en la cuenca de estudio

Altitud media cuenca (msnm)	Altitud media estaciones (msnm)	Fh	# Obs. Diarias (según Senamhi)	Ff (según OMM)	F_s	F
3,690.6	3,150.4	1.17	1	1.13	0.748	0.99

Tabla 4.9 Registro de la p.max.24h.m a escala anual en la cuenca de estudio obtenido por el método de Thiessen Modificado y sus respectivos valores ajustados

Año	P.max.24h.m - Thiessen Modificado (mm)	P.max.24h.m - ajustado (mm)	Año	P.max.24h.m - Thiessen Modificado (mm)	P.max.24h.m - ajustado (mm)
1978	24.3	24.0	1999	32.2	31.9
1979	41.0	40.6	2000	23.8	23.6
1980	27.9	27.6	2001	38.0	37.6
1981	30.9	30.6	2002	25.4	25.1
1982	26.9	26.6	2003	38.8	38.4
1983	22.7	22.5	2004	28.2	27.9
1984	18.4	18.2	2005	32.7	32.4
1985	17.0	16.8	2006	29.0	28.7
1986	19.2	19.0	2007	31.3	31.0
1987	26.2	25.9	2008	33.5	33.1
1988	28.4	28.1	2009	29.9	29.6
1989	21.7	21.5	2010	28.9	28.6
1990	23.8	23.6	2011	28.9	28.6
1991	24.5	24.2	2012	33.1	32.8
1992	26.1	25.8	2013	28.5	28.2
1993	25.9	25.6	2014	26.2	25.9
1994	26.7	26.4	2015	27.8	27.5
1995	24.7	24.4	2016	24.5	24.2
1996	22.9	22.7	2017	33.2	32.9
1997	29.8	29.5	2018	29.2	28.9
1998	34.3	33.9	2019	30.1	29.8

4.2.3 ESTADÍSTICA DE LA PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24H

Para obtener los caudales de avenida en el punto de captación de la PCH es importante conocer la p.max.24h para diversos periodos de retorno y cuyo cálculo considera la probabilidad de excedencia del evento en base a una distribución probabilística específica.

La prueba de bondad de ajuste que se considera es la de Kolmogorov Smirnov, la cual permite verificar si dos conjuntos de datos se ajustan a una distribución probabilística determinada y que, a diferencia de la prueba de Chi cuadrado, es aplicable a distribuciones continuas de cualquier tamaño y no requiere la agrupación de datos. El primer conjunto de datos pertenece a la función de probabilidad acumulada observada $F_o(x)$ que corresponde a la distribución empírica y el segundo a la función de probabilidad acumulada teórica $F(x)$ que corresponde a la analizada. Este método establece la hipótesis nula H_o : El conjunto de datos se ajusta a la distribución $F(x)$, la cual se acepta si $D < d$, caso contrario se rechaza.

$$D = \text{Max} |F_o(x) - F(x)| \quad F_o(x) = \frac{m}{n+1}$$

Donde: D : Estadístico de Kolmogorov Smirnov; m : # de orden del valor x en la serie de datos ordenada de mayor a menor; n : # total de datos

Tabla 4.10 Valores d para la prueba de bondad de ajuste Kolmogorov - Smirnov

# Datos	Nivel de significancia		
	10%	5%	1%
10	0.37	0.41	0.49
20	0.26	0.29	0.35
30	0.22	0.24	0.29
40	0.19	0.21	0.25

Dado que el registro de p.max.24h corresponde al periodo 1978-2019 (42 datos), el valor d , según la tabla 4.10, será de 0.21 para un nivel de significancia de 5%. A continuación, se muestran los resultados de la prueba obtenidos mediante el software Hidroesta.

Tabla 4.11 Resultados de la prueba de Kolmogorov Smirnov para diferentes distribuciones probabilísticas

Distribución	D	Hipótesis H_o
Normal	0.0662	Se acepta
Log-Normal 2p	0.0530	Se acepta
Log-Normal 3p	0.0535	Se acepta
Gamma 2p	0.0436	Se acepta
Gamma 3p	0.0487	Se acepta
Log-Pearson tipo III	0.0720	Se acepta
Gumbel	0.0893	Se acepta
Log-Gumbel	0.1224	Se acepta

Los resultados de la tabla 4.11 indican que las precipitaciones se ajustan con éxito a las ocho distribuciones. No obstante, se optará por la distribución Gamma 2p debido a que

presenta el menor “D” y que, a pesar de ser una distribución poco usual para eventos extremos, posee resultados muy cercanos a la distribución Gumbel, la cual fue utilizada por DHI (2015) en el estudio hidrológico de Chaglla para hallar caudales de avenida en Taruca.

Tabla 4.12 Resultados de la prueba de Kolmogorov Smirnov para la distribución Gamma 2p

m	x	Fo(x)	F(x)	D= Fo(x)-F(x)
1	16.8	0.0233	0.0069	0.0164
2	18.2	0.0465	0.0187	0.0278
3	19.0	0.0698	0.0287	0.0411
4	21.5	0.0930	0.0914	0.0016
5	22.5	0.1163	0.1517	0.0354
6	22.7	0.1395	0.1683	0.0288
7	23.6	0.1628	0.2043	0.0415
8	23.6	0.1860	0.2171	0.0311
9	24.0	0.2093	0.2438	0.0345
10	24.2	0.2326	0.2438	0.0112
11	24.2	0.2558	0.2648	0.0090
12	24.4	0.2791	0.2719	0.0072
13	25.1	0.3023	0.3087	0.0064
14	25.6	0.3256	0.3392	0.0136
15	25.8	0.3488	0.3625	0.0137
16	25.9	0.3721	0.3783	0.0062
17	25.9	0.3953	0.3863	0.0090
18	26.4	0.4186	0.3942	0.0244
19	26.6	0.4419	0.4183	0.0236
20	27.5	0.4651	0.4987	0.0336
21	27.6	0.4884	0.5147	0.0263
22	27.9	0.5116	0.5542	0.0426
23	28.1	0.5349	0.5542	0.0193
24	28.2	0.5581	0.5697	0.0116
25	28.6	0.5814	0.5850	0.0036
26	28.6	0.6047	0.6002	0.0045
27	28.7	0.6279	0.6076	0.0203
28	28.9	0.6512	0.6076	0.0436
29	29.5	0.6744	0.6723	0.0021
30	29.6	0.6977	0.6791	0.0186
31	29.8	0.7209	0.6925	0.0284
32	30.6	0.7442	0.7121	0.0321
33	31.0	0.7674	0.7491	0.0183
34	31.9	0.7907	0.8087	0.0180
35	32.4	0.8140	0.8367	0.0227
36	32.8	0.8372	0.8454	0.0082
37	32.9	0.8605	0.8454	0.0151
38	33.1	0.8837	0.8617	0.0220
39	33.9	0.9070	0.8903	0.0167
40	37.6	0.9302	0.9602	0.0300
41	38.4	0.9535	0.9743	0.0208
42	40.6	0.9767	0.9892	0.0125

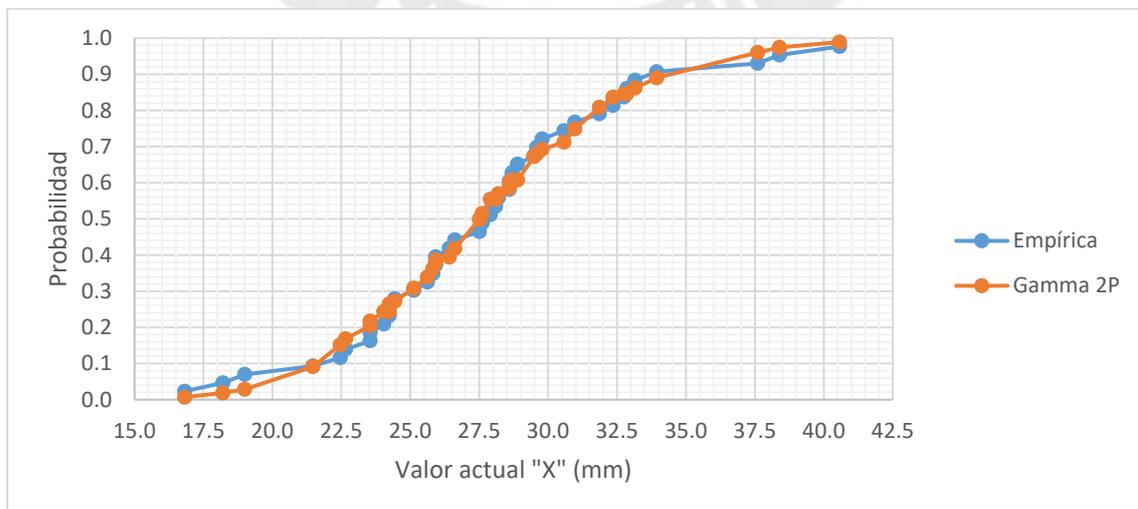


Gráfico 4.6 Comparación entre las funciones de probabilidad acumulada Empírica y Gamma 2p

Con la distribución escogida se calculó los valores de precipitación máxima en 24h para periodos de retorno entre 2 y 1000 años mediante el software Hidroesta.

Tabla 4.13 P.max.24h.m para diferentes periodos de retorno según la distribución Gamma 2P

Periodo de retorno (años)	Probabilidad de excedencia	Precipitación (mm)
1000	0.001	45.34
500	0.002	43.95
250	0.004	42.46
100	0.01	40.36
50	0.02	38.65
25	0.04	36.80
10	0.1	34.05
5	0.2	31.60
2	0.5	27.23

El marco teórico de las distribuciones de probabilidad, así como los resultados completos de este análisis se encuentran en el **Anexo 05**.

4.2.4 CURVAS INTENSIDAD - DURACIÓN – FRECUENCIA

La información histórica de precipitación suele ser muy escasa o de poca extensión en algunos sectores del territorio nacional, y el área en estudio no es la excepción, puesto a que no se cuenta con un registro pluviográfico extenso, el cual refleje la variación de la precipitación acumulada respecto al tiempo.

Para determinar las curvas de intensidad – duración – frecuencia (IDF), lo ideal es seleccionar del registro pluviográfico, la tormenta más intensa de diferentes duraciones en cada año y a partir de ella realizar un análisis de frecuencia para cada serie de duración con el fin de determinar sus periodos de retorno. Sin embargo, como no se cuenta con ese tipo de información, se procederá a utilizar una serie de metodologías para calcular las curvas IDF a partir de los valores extremos de la precipitación máxima en 24h.

Este análisis complementario se desarrolla con el fin de obtener una herramienta de diseño para las obras de drenaje del proyecto en las cuales se requiere la precipitación máxima para una determinada duración y en ocasiones la evolución de la misma en dicho tiempo, es decir un hietograma, el cual se puede calcular a partir de las curvas IDF. Además, con los resultados de estas curvas también es posible obtener la escorrentía directa en las microcuencas de las quebradas que cruzan las obras de conducción mediante la fórmula racional, esto con el fin de diseñar los pasos de lluvias. Cabe mencionar que el diseño de las obras secundarias mencionadas no se encuentra dentro del alcance del presente informe.

A. CÁLCULO DE LA PRECIPITACIÓN PARA DIFERENTES DURACIONES Y PERIODOS DE RETORNO

El modelo de Frederich Bell permite estimar la precipitación para diferentes duraciones y periodos de retorno (P_t^T), entre 2 y 200 años, a partir de una precipitación de 60 minutos de duración y 10 años de periodo de retorno (P_{60}^{10}) que, a su vez, puede ser estimada en base a la p.max.24h con la expresión planteada por Yance Tueros.

$$P_t^T = (0.21T + 0.52)(0.54t^{0.25} - 0.50)P_{60}^{10} \quad P_{60}^{10} = 0.4602P_{24h}^{0.876}$$

Donde: t : Duración (min); T : Periodo de retorno (años); P_{24h} : Valor extremo de la P.max.24h en la cuenca de estudio

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para periodos de retorno entre 2 y 200 años y para tiempos de duración entre 5 y 120 min:

Tabla 4.14 Resultados de precipitación del modelo de Frederich Bell y de Yance Tueros

T (años)	P_{24h} (mm)	P_{60}^{10} (mm)	t (min)						
			5	10	15	20	30	60	120
200	45.9	13.1	6.6	9.9	12.1	13.8	16.4	21.5	27.6
100	43.2	12.5	5.7	8.5	10.4	11.9	14.2	18.6	23.9
50	40.5	11.8	4.9	7.3	8.9	10.1	12.1	15.8	20.3
25	37.7	11.1	4.1	6.1	7.4	8.5	10.1	13.3	17.0
10	34.0	10.1	3.1	4.7	5.7	6.5	7.8	10.2	13.1
5	31.1	9.4	2.5	3.7	4.5	5.2	6.1	8.0	10.3
2	26.7	8.2	1.7	2.5	3.1	3.5	4.2	5.5	7.0

B. CÁLCULO DE LA INTENSIDAD A PARTIR DE LA PRECIPITACIÓN

La intensidad de lluvia, precipitación por unidad de tiempo, se calcula en base a los resultados obtenidos en la parte A mediante la siguiente formula:

$$I_t^T = \frac{P_t^T}{t} \times 60$$

Donde: I_t^T : Intensidad (mm/h); P_t^T : Precipitación (mm); t : Duración (min)

Tabla 4.15 Intensidad de lluvia (mm/h) para diferentes duraciones y periodos de retorno

T (años)	P_{24h} (mm)	P_{60}^{10} (mm)	t (min)						
			5	10	15	20	30	60	120
200	45.9	13.1	79.2	59.2	48.3	41.3	32.8	21.5	13.8
100	43.2	12.5	68.4	51.2	41.7	35.7	28.3	18.6	11.9
50	40.5	11.8	58.3	43.6	35.5	30.4	24.1	15.8	10.2
25	37.7	11.1	48.8	36.6	29.8	25.5	20.2	13.3	8.5
10	34.0	10.1	37.5	28.0	22.8	19.5	15.5	10.2	6.5
5	31.1	9.4	29.6	22.2	18.1	15.5	12.3	8.0	5.2
2	26.7	8.2	20.1	15.0	12.3	10.5	8.3	5.5	3.5

C. AJUSTE DE LA INTENSIDAD MEDIANTE REGRESIÓN MÚLTIPLE

El conjunto de duraciones, periodos de retorno e intensidades poseen un alto grado de ajuste a una ecuación del tipo potencial, el cual posee la siguiente forma:

$$I_t^T = K \frac{T^m}{t^n}$$

Donde: I_t^T : Intensidad máxima (mm/h); T : Periodo de retorno (años); t : Duración (min); K, m, n : Valores representativos del área en estudio

Las constantes K, m y n son características de cada cuenca, no obstante, se pueden estimar mediante una regresión potencial múltiple de dos variables de los datos de la tabla 4.15. A continuación, se muestra la ecuación representativa de las curvas IDF:

$$I_t^T = 47.6735 \frac{T^{0.2924}}{t^{0.5563}} \quad R = 0.9949$$

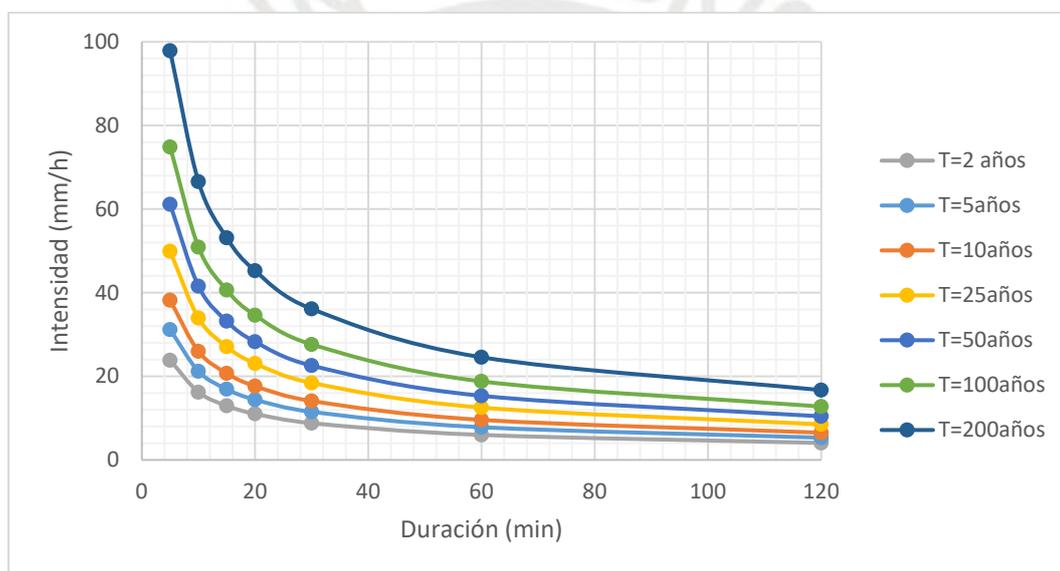


Gráfico 4.7 Curvas Intensidad – Duración - Frecuencia en la cuenca de estudio

4.2.5 PRECIPITACIÓN EN EXCESO E HIDROGRAMA UNITARIO SINTÉTICO

Una avenida es aquel evento hidrológico extraordinario en el cual el caudal de un río es significativamente mayor que su promedio, alcanzando tirantes muy altos. La magnitud de estos parámetros es mayor conforme también lo sea el periodo de retorno, y puede llegar a producir daño material, erosión en el cauce del río, entre otros perjuicios. El caudal de avenida se puede estimar mediante el hidrograma unitario sintético, el cual es una curva, similar a una campana, que refleja la variación del caudal en función del tiempo, debido a una precipitación en exceso de 1mm. La forma acampanada se debe a que, una vez iniciada

la lluvia, tiene que transcurrir un determinado tiempo hasta que toda la cuenca aporte agua al punto de aforo (pico del hidrograma) y luego de ello, el caudal se reduce gradualmente.

A. METODO DEL NUMERO DE CURVA DEL SCS

En 1972 el Soil Conservation Service (SCS) desarrollo una metodología para estimar la precipitación en exceso P_e , es decir la porción de la lluvia bruta que escurre sobre la superficie de la cuenca; considerando que el resto de la lluvia se intercepta, infiltra y retiene.

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \quad I_a = 0.2 \cdot S \quad S = \frac{25400}{N} - 254$$

Donde: P : Precipitación bruta (mm); I_a : Abstracción inicial (mm); S : Retención potencial máxima (mm); N : Número de curva

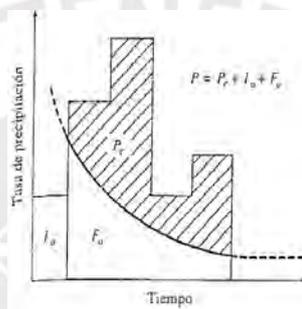


Gráfico 4.8 Hietograma considerado en el método del número de curva del SCS. Fuente: Ven te Chow (1994)

La retención potencial máxima de la cuenca depende de un parámetro denominado número de curva, el cual varía de 0 a 100, de mayor a menor permeabilidad. Este valor depende principalmente de la condición inicial de humedad previa a una tormenta; de la capacidad de infiltración del suelo; y del tipo de uso del mismo; y se puede obtener de tablas del SCS. No obstante, la Autoridad Nacional del Agua (ANA) en Perú, ha elaborado un mapa temático del número de curva del país a través de trabajos de campo y de gabinete.

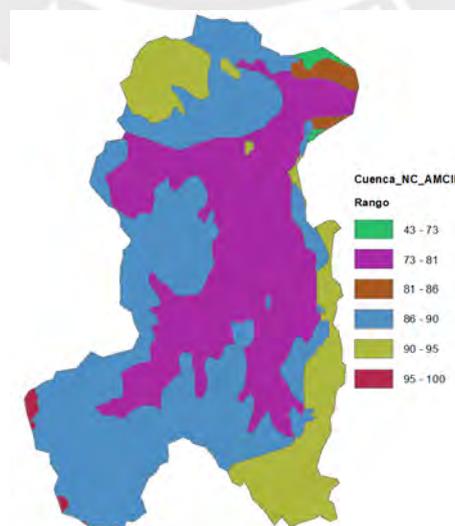


Gráfico 4.9 Número de curva para la condición de humedad antecedente III (AMC III) en la cuenca de estudio

En el gráfico 4.9 se ha considerado los números de curva para AMC III, pues, basados en el registro meteorológico, se espera que, durante los cinco días previos a la crecida máxima, la precipitación acumulada sea mayor a 55 mm, valor mínimo establecido por el SCS (1972). El número de curva representativo de la cuenca se halla con la siguiente ecuación:

$$N = \frac{\sum A_i \cdot N_i}{\sum A_i}$$

Donde: N : Número de curva promedio; A_i : Área de la superficie i ; N_i : Número de curva de la superficie i

Tabla 4.16 Cálculo del número de curva representativo de la cuenca en estudio

N Rango		Nprom	Área (km ²)	Nprom x Área		N
43	73	58	33.84	1,962.99	517,734.30	84.53
73	81	77	2,208.85	170,081.69		
81	86	83.5	85.65	7,151.50		
86	90	88	2,840.15	249,933.52		
90	95	92.5	930.10	86,034.69		
95	100	97.5	26.36	2,569.91		
6,124.96						

De esta manera, tomando en cuenta el número de curva de 84.53 y la p.max.24h para diferentes periodos de retorno en las ecuaciones del SCS, se obtiene las siguientes precipitaciones en exceso o netas:

Tabla 4.17 Precipitación en exceso o neta para diferentes periodos de retorno en la cuenca de estudio

Periodo de retorno (años)	Precip. bruta (mm)	Precip. Neta (mm)
1000	45.3	15.7
500	43.9	14.8
200	42.5	13.8
100	40.4	12.4
50	38.7	11.4
25	36.8	10.2
10	34.1	8.6
5	31.6	7.2
2	27.2	5.0

B. HIDROGRAMA UNITARIO SINTETICO DE SNYDER

En 1938, Snyder desarrollo un hidrograma unitario sintético estándar de siete puntos notables a partir del cual se puede obtener el hidrograma requerido para una lluvia de diseño determinada. A diferencia del hidrograma del SCS, cuyo uso se recomienda para cuencas no mayores a 1,000 km², el de Snyder es aplicable hasta 30,000 km². (MTC, 2008)

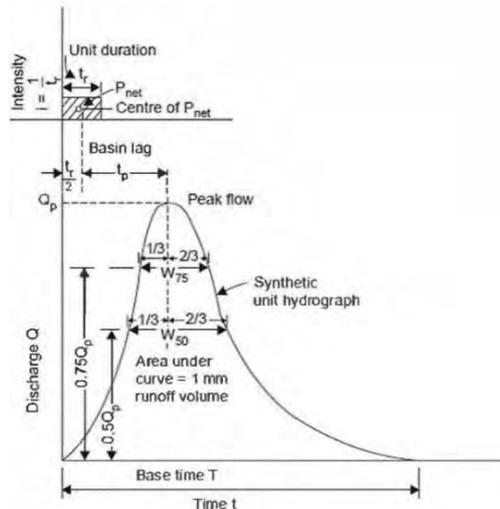


Gráfico 4.10 Hidrograma unitario sintético estándar de Snyder. Fuente: Rafhunath. H. M.

A continuación, se detalla los parámetros que intervienen en el desarrollo del hidrograma:

- El tiempo de retardo estándar t_p (horas) es aquel que se da entre el centro del hidrograma de la lluvia y el tiempo pico del hidrograma:

$$t_p = 0.7C_t(L \cdot L_g)^{0.3} \quad C_t = \frac{0.6}{\sqrt{S}}$$

Donde: C_t : Coeficiente de retardo; L : Longitud del cauce principal (km); L_g : Longitud del cauce principal desde el punto de aforo al centroide de la cuenca (km); S : Pendiente media de la cuenca (m/m)

- El caudal máximo del hidrograma o caudal unitario pico estándar Q_p (m³/s/mm):

$$Q_p = 2.75 \frac{C_p A}{T_p}$$

Donde: C_p : Coeficiente pico; A : Área de la cuenca (km²); T_p : Tiempo pico (horas)

- La duración de la precipitación en exceso estándar t_r (horas):

$$t_r = \frac{t_p}{5.5}$$

- Dada la duración de precipitación en exceso de la lluvia de diseño t_R (horas), el tiempo de retardo requerido t_{pr} (horas) será:

$$t_{pr} = t_p + \frac{t_R - t_r}{4}$$

- La lluvia de diseño será aquella cuya t_R produzca el mayor caudal pico en una cuenca grande, valor que según Ven te Chow se estima con la siguiente expresión:

$$t_R = 2\sqrt{t_c}$$

Donde: t_c : Tiempo de concentración (horas)

- Tiempo de concentración t_c (horas) es aquel tiempo en el cual una gota se traslada desde el punto de la cuenca hidráulicamente más alejado hacia el punto de aforo. Para su cálculo se considera el promedio de las expresiones de Kirpich, Temez, Ven te Chow

y de Snyder, respectivamente, pues estas son aplicables a cuenca grandes, y para esta en particular, son las que presentan resultados más cercanos entre sí.

$$t_c = 0.066 \frac{L^{0.77}}{i^{0.385}} \quad t_c = 0.3 \frac{L^{0.76}}{i^{0.19}} \quad t_c = 0.1602 \frac{L^{0.64}}{i^{0.32}} \quad t_c = 1.2(L \cdot L_g)^{0.3}$$

Donde: i : Pendiente media del cauce principal (m/m)

- El caudal unitario pico requerido Q_{pr} (m³/s/mm) es proporcional al estándar:

$$Q_{pr} = Q_p \frac{t_p}{t_{pr}}$$

- El tiempo pico T_p (horas) es aquel en el que toda la cuenca aporta agua al punto de aforo, por tanto, el caudal será Q_{pr} .

$$T_p = \frac{t_R}{2} + t_{pr}$$

- Así mismo se define dos anchos en el hidrograma, de manera que se obtiene cuatro puntos notables adicionales, cuyos tercios se dan antes de T_p y el resto, después.

$$W_{75} = 0.10192 \left(\frac{A}{Q_{pr}} \right)^{1.08} \quad W_{50} = 0.17836 \left(\frac{A}{Q_{pr}} \right)^{1.08}$$

Donde: W_{75}, W_{50} : Ancho del hidrograma a un 75% y 50% del caudal pico, respectivamente.

- El tiempo base T_b (horas) es aquel que transcurre desde que inicia la escorrentía directa hasta su término. Este tiempo se puede despejar implícitamente a partir de la expresión:

$$\int Q_{pr} dt = V_u = P_u A$$

Donde: V_u : Volumen unitario escurrido (m³); P_u : Precipitación unitaria en exceso (1 mm)

Tabla 4.18 Valores de los parámetros involucrados en el hidrograma unitario sintético requerido de Snyder

Abrev.	Descripción	Unidad	Valor	
Ct	Coeficiente de retardo	-	1.33	
tp	Tiempo de retardo estándar	horas	17.34	
Cp	Coeficiente pico (áreas de montaña con fuerte inclinación)	-	0.8	
Qp	Caudal unitario pico estándar	m ³ /s/m	77.72	
tr	Duración de precipitación en exceso estándar	horas	3.15	
Tc	Tiempo de concentración	horas	Kirpich	20.01
			Temez	34.98
			Ven Te Chow	18.51
			Snyder	20.86
tR	Duración de precipitación en exceso según SCS	horas	9.71	
tpr	Tiempo de retardo requerido	horas	18.98	
Qpr	Caudal unitario pico requerido	m ³ /s/m	71.00	
Tp	Tiempo pico	horas	23.83	
W75	Ancho del hidrograma para el 75% de Qpr	horas	12.56	
W50	Ancho del hidrograma para el 50% de Qpr	horas	21.98	
Tb	Tiempo base	horas	50.78	

Una vez obtenidos los parámetros del hidrograma de Snyder, se procede a calcular los 7 puntos notables del mismo mediante las expresiones de la tabla 4.19.

Tabla 4.19 Puntos notables del hidrograma unitario sintético requerido de Snyder

Punto	Tiempo (horas)	Caudal (m ³ /s/m)
1	0	0
2	$T_p - 1/3W_{50}$	$0.5Q_{pr}$
3	$T_p - 1/3W_{75}$	$0.75Q_{pr}$
4	T_p	Q_{pr}
5	$T_p + 2/3W_{75}$	$0.75Q_{pr}$
6	$T_p + 2/3W_{50}$	$0.5Q_{pr}$
7	T_b	0

A continuación, se muestra el resultado definitivo del método del Hidrograma de Snyder, el cual posee un caudal unitario pico de 71 m³/s/mm.

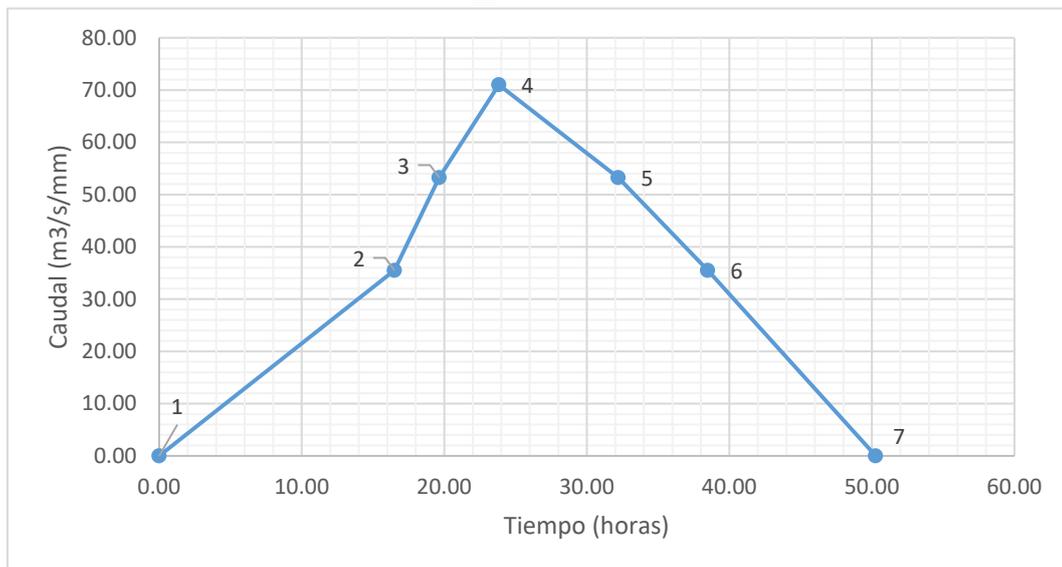


Gráfico 4.11 Hidrograma unitario sintético requerido de Snyder para la cuenca de estudio

Finalmente, los caudales de avenida Q (m³/s) se obtienen mediante el producto del caudal pico del hidrograma con las precipitaciones en exceso para diferentes periodos de retorno.

$$Q = Q_{pr} P_e$$

Tabla 4.20 Caudales de avenida para diversos periodos de retorno en el punto de aforo de la cuenca

Periodo de retorno (años)	Precip. Neta (mm)	Caudal (m ³ /s)
1000	15.7	1117.6
500	14.8	1050.5
200	13.8	980.4
100	12.4	883.5
50	11.4	806.7
25	10.2	725.9
10	8.6	610.6
5	7.2	513.2
2	5.0	354.5

4.3 CAUDAL APROVECHABLE

El caudal aprovechable o de captación es aquella porción del caudal del río que es derivada a través de diversas obras civiles, hacia la casa de máquinas de la PCH para producir energía eléctrica. Este caudal es de uso no consuntivo, es decir que el volumen de agua captado no se consume al desarrollar la actividad, sino que se devuelve al río o quebrada aguas abajo del punto de captación. (ANA, 2019)

4.3.1 REGISTRO DE CAUDALES DE LA ESTACIÓN TARUCA

La estación hidrológica más cercana al punto de captación de la PCH es la perteneciente al puente Taruca y se encuentra ubicada en las coordenadas 373,776.75 Este y 8,911,292.93 Norte en el sistema UTM WGS 84L. Esta estación fue puesta en marcha por el SENAMHI en enero de 1965 y se realizaron aforos de caudal hasta septiembre de 1980, no obstante, en el año 1984 fue destruido en una avenida y no fue hasta abril del 2014 que dicha estación se reactivó y se volvieron a tomar lecturas, pero esta vez de niveles, hasta agosto del mismo año, fecha que fue nuevamente destruida por una crecida. (DHI Group, 2015)

Cabe resaltar que en la cuenca Alto Huallaga el número de estaciones hidrológicas es reducido y la información registrada hasta el día de hoy es de poca extensión e intermitente, siendo Taruca la estación más confiable y aquella en la que se basa este estudio para estimar el caudal aprovechable en el punto de captación de la PCH.

En el estudio hidrológico de la central hidroeléctrica de Chaglla, realizado por el grupo DHI y supervisado por la Consultora Intertechne (INTT), se elaboró un modelo lluvia escorrentía con el fin de estimar el registro de caudales, entre los años 1965 y 2013, en el sitio de la presa, así como en otras secciones del río Huallaga, entre ellas la de la estación Taruca. A continuación, se indica el procedimiento desarrollado por DHI para realizar dicho modelo:

- A partir de los datos de ocho estaciones meteorológicas (Ambos, Canchan, Huánuco, Huariaca, Jacas Chico, Milpo, Yanahuanca) ubicadas en la cuenca de la estación Taruca, se obtuvo el registro de precipitaciones medias entre los años 1966 y 2010. Los datos faltantes se completaron por el método de la recta de regresión
- Se realizó un análisis de consistencia por el método de la curva de doble masa y en base a los resultados se prescindieron de aquellos periodos en los que algunas estaciones presentaban inconsistencias.
- Se estimó la precipitación media de la cuenca de la estación taruca mediante el método de los polígonos de Thiessen y se aplicó un factor de ajuste por altura, ya que las estaciones se encuentran en el valle de la cuenca.

- Dado que las dos únicas estaciones meteorológicas (Molinos y Chaglla) en la cuenca entre la estación Taruca y el sitio de Presa presentaban registros de precipitación que no se superponían temporalmente, de poca extensión y de precipitación media anual muy diferentes entre sí, se vio necesario optar por los datos registrados por el satélite TRMM (Tropical Rainfall Measuring Mission) entre 1998 y 2010.
- Una de las conclusiones del estudio realizado a los datos del satélite TRMM fue que el cálculo de la precipitación media anual de la cuenca de la estación Taruca, según lo descrito líneas arriba, posee resultados satisfactorios.
- Se desarrollo el modelo lluvia - escorrentía NAM (Nedbor Aftromnings Model) a partir de los datos de lluvia de la cuenca de la estación Taruca y se calibro con el registro disponible de caudales de la misma estación, es decir entre 1965 y 1980.
- Se valido el modelo mediante la comparación de sus resultados con los registros de caudales de 7 estaciones hidrológicas (Raquia, Pte. Blanco, Cheuga, Pte. Pérez, Ambo, Molinos y Chinchavito) entre los años 1983 y 1993. Estas estaciones no se utilizaron para calibrar el modelo, puesto a que poseían información muy escasa e intermitente.
- En el año 2014 se actualizo y recalibro el modelo lluvia escorrentía mediante la inclusión de la información pluviométrica obtenida por SENAMHI entre los años 2011 y 2014, así mismo con datos recolectados en 2 campañas de aforo de caudal realizados en ese periodo por la Empresa de Generación Huallaga (EGH) en las estaciones hidrológicas de Taruca, Inchico Playa, Tiopampa.
- Finalmente se analizó la consistencia del registro de caudales de la estación Taruca entre 1965 y 2013 generado por el modelo mediante el análisis de doble masa considerando como patrón el promedio de caudales de la misma estación con los caudales del sitio de presa y de Pte. Pérez, obteniendo resultados satisfactorios.

A continuación, se muestran los resultados más relevantes del estudio hidrológico:

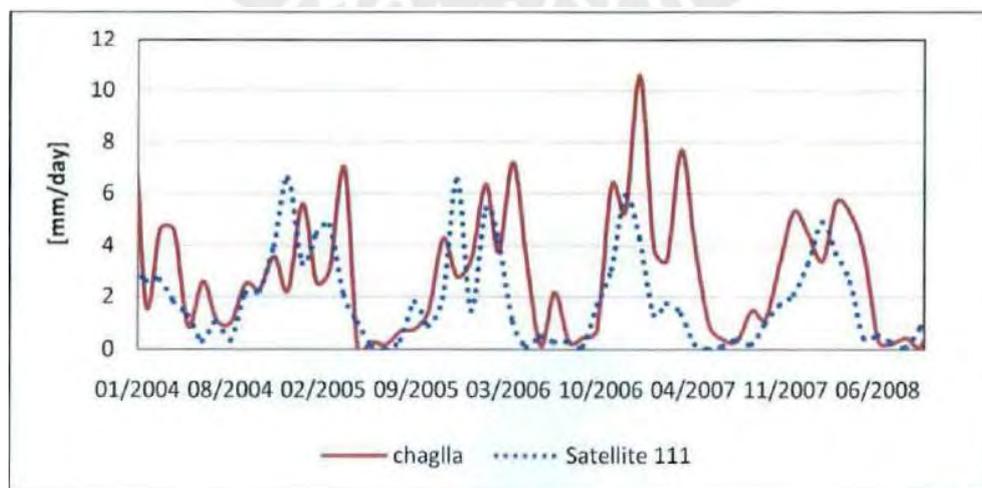


Gráfico 4.12 Comparación entre la precipitación del satélite TRMM y la estación Chaglla. Fuente: DHI (2010)

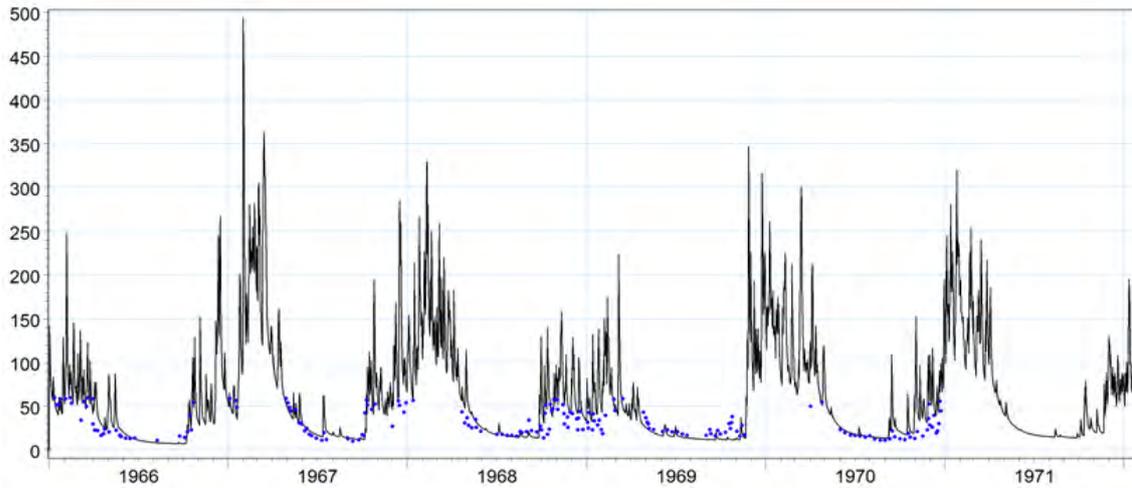


Gráfico 4.13 Calibración del modelo lluvia escorrentía NAM con el registro de caudales observados (m3/s) de la estación Taruca. Fuente: DHI (2010)

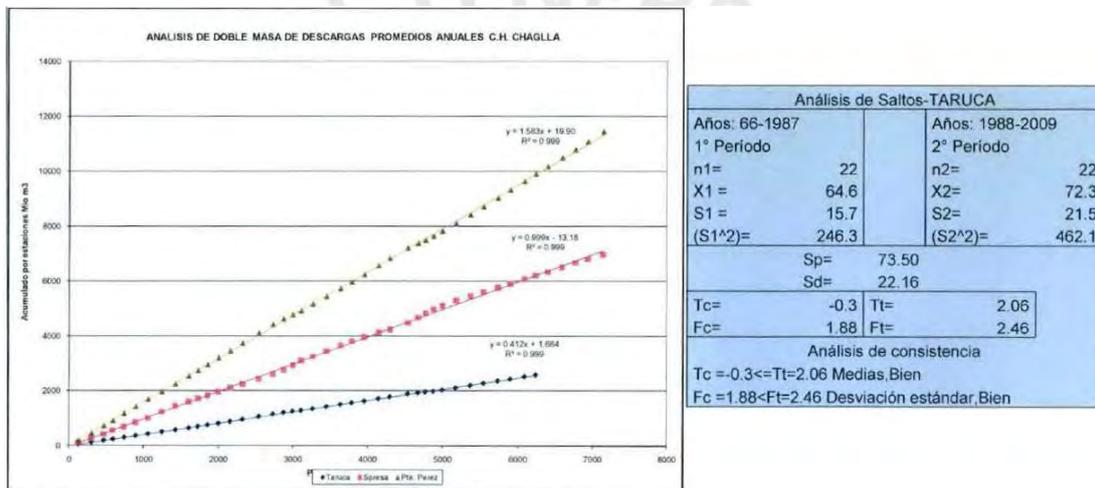


Gráfico 4.14 Análisis de consistencia del registro de caudales generado por el modelo lluvia escorrentía NAM de la estación Taruca. Fuente: DHI (2015)

Como resultado final, en cuanto a Taruca se refiere, se obtuvo el sgt. registro extendido:

Tabla 4.21 Registro de caudales generados (m3/s) de la estación Taruca por el modelo lluvia escorrentía NAM. Fuente: DHI (2015)

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MEDIA
1965	127.3	175.29	167.52	82.22	27.9	11.38	13.67	12.02	32.78	102.83	108.71	79.96	78.47
1966	106.56	95.33	69.7	40.8	46.53	13.82	9.36	11.4	30.43	64.54	41.82	86.74	51.42
1967	124.7	265.75	146.71	54.27	45.24	26.04	37.86	39.81	71.86	66.59	68.9	64.21	84.33
1968	128.82	156.87	153.54	90.3	36.16	27.98	18.38	33.89	48.21	91.19	83.88	89.87	79.92
...
2010	108.05	168.1	196.87	80.16	24.55	18.86	25.28	15.32	30.54	60.51	123.31	133.32	82.07
2011	185.89	146.26	210.53	109.55	44.56	18.24	22.07	16.71	32.44	82.04	85.98	173.65	93.99
2012	143.01	196.75	124.73	160.69	44.05	27.34	42.13	17.29	36.03	110.72	152.52	226.89	106.85
2013	152.79	193.65	210.48	93.14	42.26	38.55	42.12	37.72	28.52	87.68	112.53	134.2	97.80
Media	124.87	155.58	154.30	89.35	39.49	27.22	22.91	24.90	37.46	71.78	93.44	116.37	79.81

El registro completo de caudales en la estación Taruca esta disponibles en el **Anexo 06**.

4.3.2 CAUDALES MEDIOS EN EL PUNTO DE CAPTACIÓN

Dado que la ubicación del punto de captación de la PCH se encuentra a 17.5 km aguas abajo de la estación Taruca, se tendrá caudales disponibles de mayor magnitud respecto al registro de esta última. Esto debido a que la subcuenca entre ambos puntos aporta escorrentía al río Huallaga a través de quebradas e incrementa gradualmente el caudal.

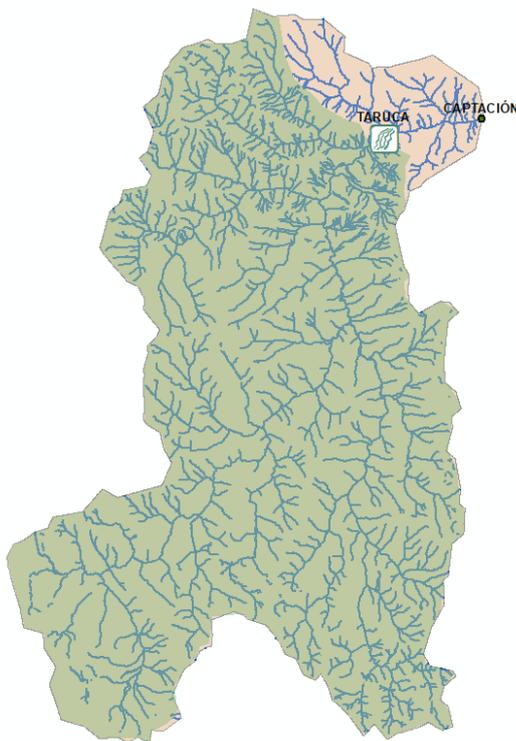


Gráfico 4.15 Cuenca de la estación Taruca y del punto de captación de la PCH

MÉTODO DE TRANSPOSICIÓN DE CAUDALES

Para estimar el registro de caudal en el punto de captación de la PCH se aplicará el método de transposición de caudales que consiste en la generación de caudales en una sección de un río a partir de otra sección con registro de caudales conocido y confiable, y cuya cuenca posea características geomorfológicas similares a la del punto de interés. Cabe resaltar que, si se poseen datos de lámina de evapotranspiración, estas se pueden incluir en el método, caso contrario se desprecian. (Ortiz Flores, 2011)

A continuación, se muestra la expresión del método de trasposición de caudales:

$$C = 1 + F \frac{A_1}{A_2} \qquad Q_1 \cdot C = Q_2$$

Donde: C : Coeficiente de transposición; F : Relación entre las precipitaciones medias anuales de la cuenca intermedia y de la estación A_1 : Área de drenaje intermedia entre estación y punto de captación (km²); A_2 : Área de drenaje de la estación (km²); Q_1 : Caudal en la estación; Q_2 : Caudal en el punto de captación

Dado que en la ubicación de la estación Taruca se da una transición entre dos regiones naturales, de quechua a yunga fluvial en dirección del flujo, en el área de drenaje intermedia entre la estación Taruca y el punto de captación se desarrollarán precipitaciones de mayor magnitud que en la cuenca de drenaje de la estación Taruca. Es por ello que se toma como referencia el coeficiente F adoptado por DHI para la CH Chaglla, es decir 1.6.

$$C = 1 + 1.6 \times \frac{6,124.96 - 5,617.32}{5,617.32} = 1.14$$

De esta manera se obtiene el siguiente registro de caudales mensuales medios en el punto de captación de la PCH:

Tabla 4.22 Registro de caudales en el punto de captación de la PCH obtenido por el método de transposición de caudales en base al registro de la estación Taruca

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MEDIA
1965	145.7	200.6	191.7	94.1	31.9	13.0	15.6	13.8	37.5	117.7	124.4	91.5	89.8
1966	122.0	109.1	79.8	46.7	53.3	15.8	10.7	13.0	34.8	73.9	47.9	99.3	58.9
1967	142.7	304.2	167.9	62.1	51.8	29.8	43.3	45.6	82.3	76.2	78.9	73.5	96.5
1968	147.4	179.6	175.7	103.4	41.4	32.0	21.0	38.8	55.2	104.4	96.0	102.9	91.5
...
2010	123.7	192.4	225.3	91.8	28.1	21.6	28.9	17.5	35.0	69.3	141.1	152.6	93.9
2011	212.8	167.4	241.0	125.4	51.0	20.9	25.3	19.1	37.1	93.9	98.4	198.8	107.6
2012	163.7	225.2	142.8	183.9	50.4	31.3	48.2	19.8	41.2	126.7	174.6	259.7	122.3
2013	174.9	221.7	240.9	106.6	48.4	44.1	48.2	43.2	32.6	100.4	128.8	153.6	111.9
MEDIA	142.9	178.1	176.6	102.3	45.2	31.2	26.2	28.5	42.9	82.2	107.0	133.2	91.3

El registro completo de caudales en el punto de captación de la PCH está en el **Anexo 06**.

4.3.3 DISPONIBILIDAD HÍDRICA DEL PROYECTO

La disponibilidad hídrica de la PCH está sujeta al régimen de caudales mensuales medios en el río Huallaga a lo largo del año, así como también al caudal ecológico, el cual la ANA (2019) define como “el volumen de agua que se debe mantener en las fuentes naturales para la protección o conservación de los ecosistemas involucrados, estética del paisaje”.

En junio del 2016 la ANA publicó la Resolución Jefatural N°154 - 2016 - ANA en el que establece los criterios para la determinación del mismo, entre los cuales se encuentra el caudal ecológico referencial que se calcula como el caudal al 95% de persistencia considerando un registro de caudales de por lo menos 20 años. Según el artículo 8.1 de dicha resolución, este cálculo es aplicable a cualquier proyecto siempre y cuando no se amenacen especies hidrobiológicas endémicas ni de uso antropogénico, y no se modifique permanente del régimen hidrológico. Cabe resaltar que, en el caso de obtener caudales desfavorables para el proyecto, es posible ampliar está realizando un cálculo más complejo del caudal ecológico como el método hidrológico hidráulico o Holístico.

Chereque (1989) define a la curva de persistencia, denominada también curva de duración, como la representación gráfica del porcentaje de tiempo en que un caudal determinado es

igualado o excedido, la cual se obtiene ordenando de mayor a menor los caudales de cada mes (abscisas) y calculando la probabilidad de excedencia del mismo (ordenadas).

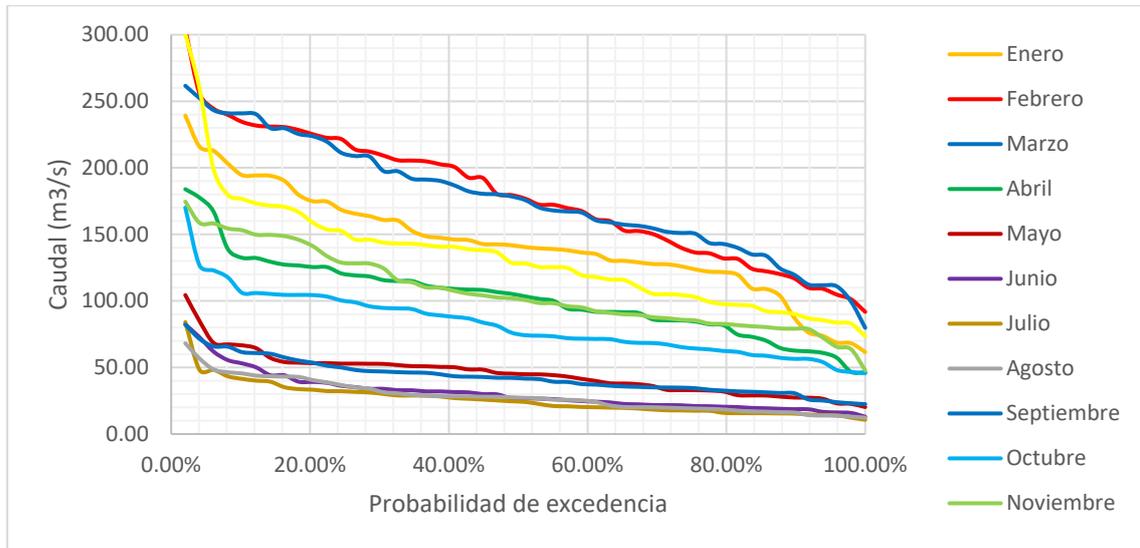


Gráfico 4.16 Curvas de persistencia mensual en el punto de captación de la PCH

En este sentido, el caudal aprovechable en cada mes no deberá ser mayor a la disponibilidad hídrica, es decir a la diferencia entre el caudal medio mensual y el ecológico.

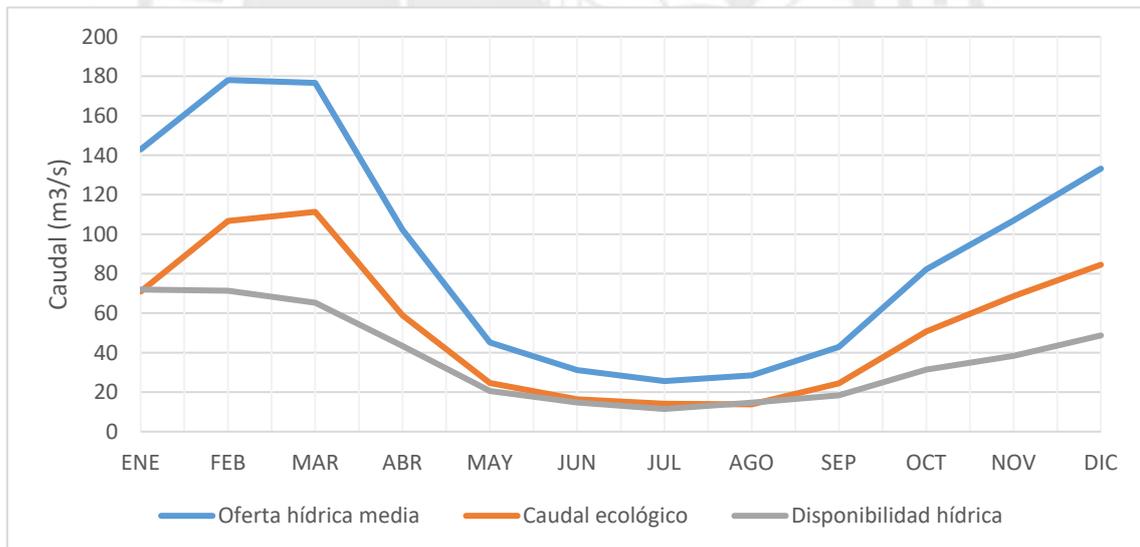


Gráfico 4.17 Hidrograma de caudales en el punto de captación de la PCH

Tabla 4.23 Caudales en el punto de captación de la PCH

Mes	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
Oferta hídrica media (m3/s)	142.9	178.1	176.6	102.3	45.2	31.2	25.6	28.5	42.9	82.2	107.0	133.2
Caudal ecológico (m3/s)	70.9	106.7	111.3	58.9	24.6	16.4	14.1	13.8	24.5	50.8	68.6	84.5
Disponibilidad hídrica (m3/s)	72.0	71.4	65.3	43.4	20.6	14.7	11.5	14.7	18.4	31.4	38.4	48.7

5. POTENCIAL HIDROELÉCTRICO Y ESQUEMA DE LA PCH

Una central hidroeléctrica (CH) transforma la energía hidráulica, es decir la energía potencial gravitatoria del flujo de la masa de agua, en energía mecánica mediante una turbina, la cual acciona un eje acoplado a un generador que convierte dicho movimiento en energía eléctrica. Posteriormente esa energía es enviada a un transformador para elevar la tensión de la misma, con el fin de minimizar las pérdidas de potencia en las líneas de transmisión durante su recorrido hasta una subestación eléctrica, donde se disminuye la tensión para que sea distribuida en la zona de interés.

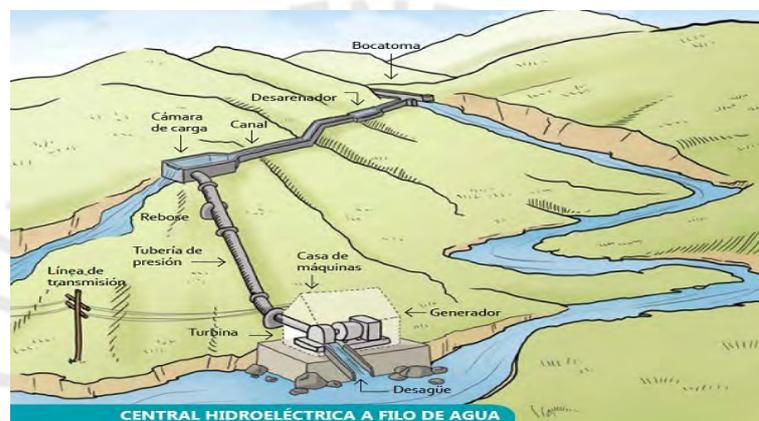


Gráfico 5.1 Ruta de la energía hidroeléctrica. Fuente: <https://energiyahoy.com/wp-content/uploads/2020/05/HIDROS-CENTRAL-ELECTRICA.jpg>

La potencia eléctrica producida por una CH se calcula mediante la siguiente expresión:

$$P = 9.81 n_t n_g Q H_n \quad H_n = H_b - \Delta h = n_p H_b$$

Donde: P : Potencia (kW); n_t : Eficiencia de turbina; n_g : Eficiencia del generador; Q : Caudal aprovechable (m³/s); H_n : Caída neta (m); H_b : Caída bruta (m); Δh : Pérdidas energía en tubería forzada; n_p : Eficiencia de tubería forzada

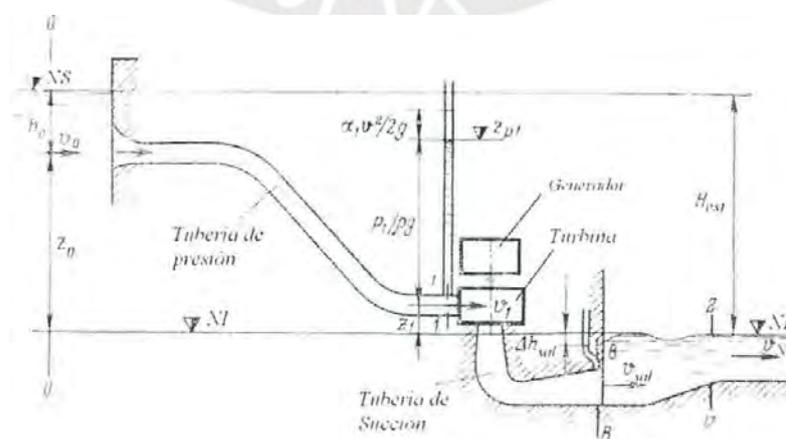


Gráfico 5.2 Esquema de la generación de energía eléctrica en una CH. Fuente: Ortiz (2011)

Para el cálculo de la potencia instalada, a fin de determinar la ubicación de la casa de máquinas para cada uno de los escenarios de administración, se puede considerar las eficiencias propuestas por Torres (1985), $n_t=0.91$, $n_g=0.95$, $n_p=0.97$, por lo tanto, se tiene:

$$P = 8.2QH_b$$

Las CH se clasifican, principalmente, en dos tipos, de agua fluyente y de embalse. El primer tipo consiste en una CH que capta el caudal del río del instante, por lo tanto, la capacidad de generación eléctrica está condicionada al régimen de caudales, así mismo puede ser capaz de almacenar un reducido volumen de agua para satisfacer el déficit de potencia que pueda presentarse en horas punta; se recomienda su aplicación en terrenos con poco desnivel y en ríos que presenten régimen anual de caudal poco variable. Por otro lado, el segundo tipo de CH almacena gran volumen de agua en un embalse como reserva de energía para épocas de estiaje, de esta manera la producción de energía no se ve limitada por el régimen de caudales del río durante el año.

Por otra parte, Ortiz clasifica las CH según la potencia instalada y el tipo de usuario de la siguiente manera:

Tabla 5.1 Clasificación de pequeños aprovechamientos energéticos. Fuente: Ortiz (2011)

Tipo	Potencia (kW)	Usuario
Picocentrales	0.5 - 5	Finca
Microcentrales	5 - 50	Caserío
Minicentrales	50 - 500	Cabecera municipal
Pequeñas centrales	500 - 10000	Municipio

Dado que el proyecto pretende atender la demanda energética a nivel distrital, la cual se encuentra dentro del rango 0.5 – 10 mW, el tipo de aprovechamiento corresponde a una pequeña central hidroeléctrica (PCH), así mismo se ha optado por una PCH del tipo agua fluyente, ya que el registro medio mensual, si bien es cierto que es muy variable durante el año, su valor mínimo, junto a la topografía del terreno, satisface la demanda energética requerida. Además, desde el punto de vista técnico económico, al ser un proyecto de PCH en zona rural, la opción de embalse no sería factible para la magnitud de potencia a generar, puesto a que requeriría una ingeniería y ejecución de obra más especializada, lo cual elevaría la inversión considerablemente. Por ello, resulta conveniente optar como caudal de diseño el menor valor de la disponibilidad hídrica mensual en el punto de captación, es decir el correspondiente a julio, 11.5 m³/s. Esta elección se refuerza, desde el punto de vista económico, en las investigaciones del programa Thermie de la unión europea, pues en ellas se concluye que el costo por kW instalado de las PCH'S es menor conforme mayor sea la caída bruta (Ortiz Flores, 2011), es decir a menor caudal.

5.1 ESQUEMA DE LA PCH

En este acápite se presenta el esquema de las obras civiles de la PCH para cada uno de los escenarios de administración. Esto luego de haber realizado diversos trazos en el plano topográfico para obtener el esquema más óptimo, es decir aquel que proporciona mayor caída bruta para una menor longitud de la conducción de agua desde el punto de captación hasta la ubicación de la turbina hidráulica, es decir en la casa de máquinas.

El ing. García Naranjo (2016) recomienda que la longitud del canal de conducción de una PCH no exceda los 5 km, pues es considerado un punto de quiebre, desde la perspectiva técnica económica, entre lo que se le denomina PCH y CH. De esta manera el tramo del río Huallaga que se analiza para el planteamiento de los esquemas de generación posee como límite inicial y final, el punto de captación original (390078.5 E; 8,914,638.4 N; 1750 msnm) en el cual se calculó los caudales; y el punto (395,586.9 E; 8,915,425.8 N; 1600 msnm), respectivamente. Como criterio adicional se ha tomado en cuenta que las obras civiles se encuentren lo más cerca posible a los distritos a electrificar, es decir a Umari y Molino.

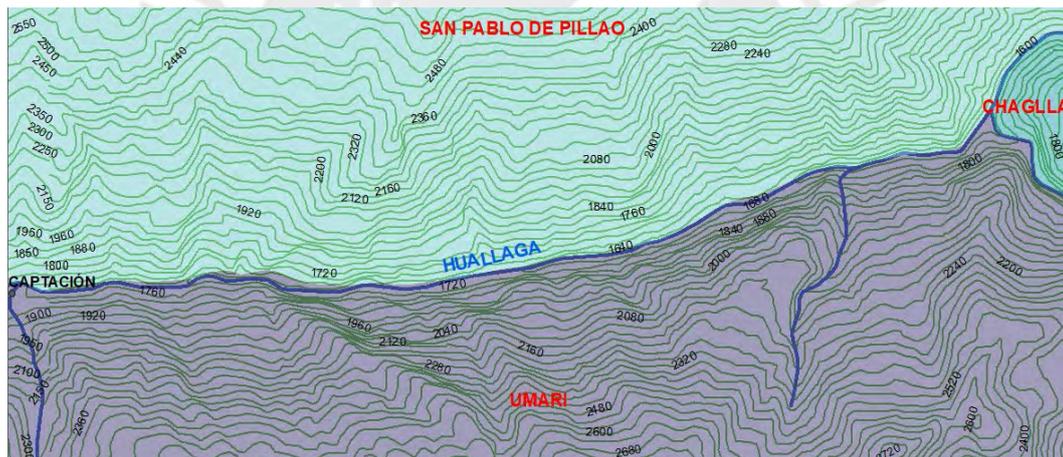


Gráfico 5.3 Tramo del río Huallaga con condiciones óptimas para el planteamiento de los esquemas de PCH

Como se puede apreciar en el gráfico 5.3, el tramo del río en cuestión posee una orientación de oeste a este (cuasi horizontal), así mismo considerando que las obras civiles se ubicarán en el margen derecho del río, puesto a que el distrito Umari se encuentra al sur de este, la opción de un túnel de conducción se vuelve técnicamente poco factible. Por esta razón se considera un canal como conducción del caudal aprovechable, dado que el recorrido de las curvas de nivel y la inclinación de la superficie proporcionan condiciones favorables.

De esta manera las obras civiles se encontrarán en la jurisdicción del distrito Umari, facilitando los tramites y mantenimientos de la PCH, así mismo no habrá necesidad de que las líneas de transmisión crucen el río y generen contaminación visual en él.

5.1.1 ESQUEMA 1

Este esquema corresponde al escenario 1 de administración de la PCH planteado en el capítulo 2 en el que se busca satisfacer exclusivamente la demanda energética requerida por los distritos de Umari y Molino, es decir 2.75 mW. Por lo tanto, basándose en la ecuación de potencia indicada en el acápite 5.1 y en el caudal de diseño de 11.5 m³/s, la caída bruta a considerar será de 29 m; sin embargo, la riera del río que proporciona una superficie plana y una altura adecuada para la construcción y protección de la casa de máquinas contra avenidas no se encuentra hasta un punto del río en el cual se obtiene una caída bruta de 32 m. De esta forma, la PCH poseerá una potencia instalada de 3 mW.

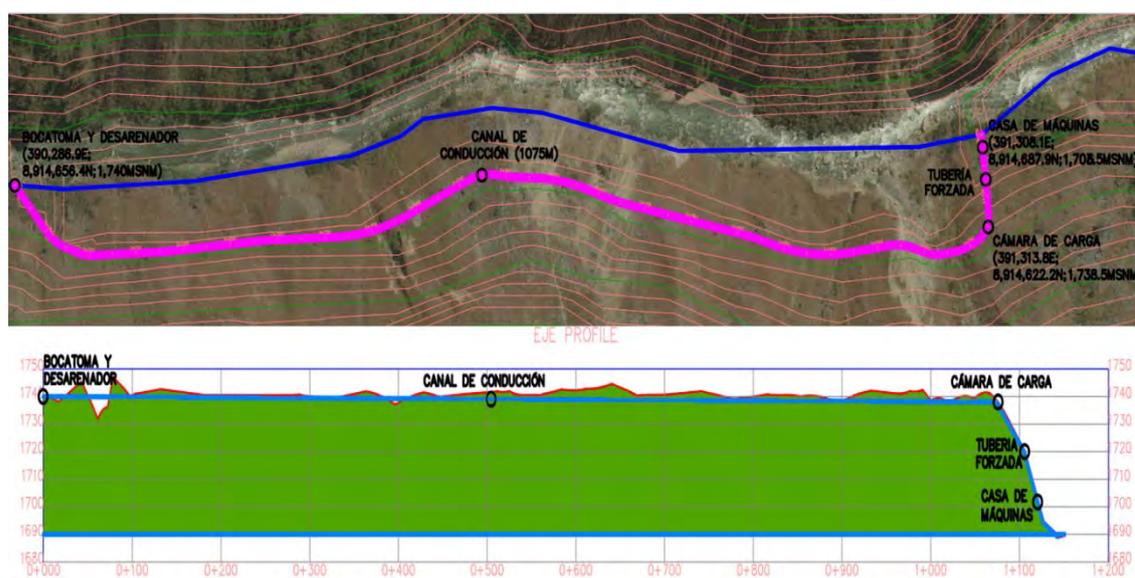


Gráfico 5.4 Planta y elevación del alineamiento del esquema 1 de la PCH

La distribución de las obras civiles de este esquema contempla una bocatoma con estructuras para la captación del caudal de diseño, así como para el paso seguro de avenidas. Así mismo alledaño a la bocatoma se encuentra un desarenador para la sedimentación de sólidos y luego de ello un canal de conducción de 1075 metros hasta la cámara de carga, lugar desde el cual se proporciona la energía potencial gravitatoria (caída neta) a la turbina, ubicada en la casa de máquinas, mediante la tubería forzada.

5.1.2 ESQUEMA 2

Este esquema corresponde al escenario 2 de administración de la PCH en el cual se pretende generar la mayor cantidad de energía posible para alimentar al SEIN y obtener gran rentabilidad, por ende, la caída bruta a considerar debe ser máxima. Esta caída se

calculó en 119 m considerando los límites establecidos para no exceder la longitud de conducción sugerida. De esta forma, la PCH poseerá una potencia instalada de 11.22 mW.

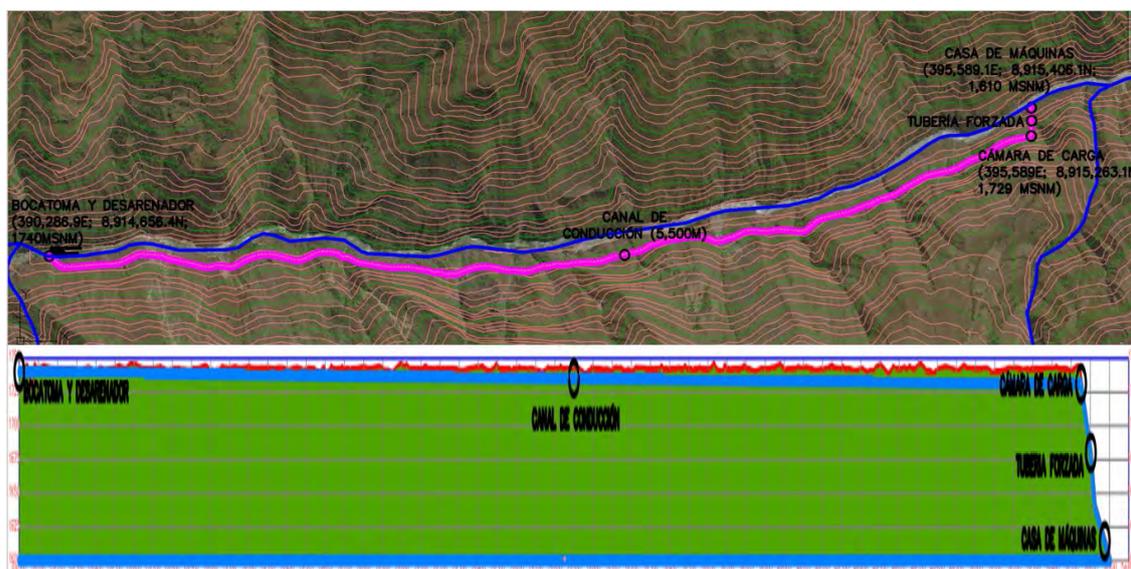


Gráfico 5.5 Planta y elevación del alineamiento del esquema 2 de la PCH

La distribución de este esquema posee las mismas obras civiles que el esquema 1 con la principal diferencia de que el canal de conducción tiene 5,500 m de longitud.

Cabe destacar que en el proceso del planteamiento de trazos del canal de conducción se ha verificado mediante vistas satelitales del Google Earth que en el trayecto no se presenten edificaciones ni campos de cultivo de terceros. Esto con la finalidad de no alterar ni perjudicar de alguna manera la actividad antropogénica de la zona y tratar de reducir en lo posible la cantidad de tramites por expropiaciones de terrenos. A continuación, se muestra un cuadro comparativo de los datos más relevantes de ambos esquemas:

Tabla 5.2 Datos relevantes de los esquemas planteados para la PCH

Esquema	1	2
Caudal (m ³ /s)	11.5	
Longitud de canal (m)	1,075	5,500
Longitud de tubería forzada (m)	74.2	183.5
Coordenadas en captación (m)	390,286.9 E	
	8,914,656.4 N	
	1,740 msnm	
Coordenadas en descarga (m)	391,308.1 E	395,589.1 E
	8,914,687.9 N	8,915,406.1 N
	1,706.5 msnm	1610.0 msnm
Caída bruta (m)	32	119
Potencia instalada (mW)	3	11.2

6. INGENIERÍA BÁSICA

Las obras civiles que conforman una pequeña central hidroeléctrica (PCH) son parte de un sistema en serie de diversas estructuras hidráulicas, las cuales cumplen funciones específicas, entre ellas la derivación y conducción del agua. A continuación, se muestra el diseño a nivel de ingeniería básica, el cual consiste en el dimensionamiento de las seis principales obras civiles.

6.1 OBRA DE CAPTACIÓN

La obra de captación, también denominada bocatoma, es una estructura hidráulica cuyo propósito es desviar el caudal de diseño desde el río, así mismo debe permitir la evacuación de avenidas de manera segura. (Ortiz Flores, 2011)

A continuación, se presenta una breve descripción de los principales tipos de bocatomas:

A. TOMA DIRECTA

Es el tipo de toma más económico y práctico de implementar, el cual consiste en la desviación directa de agua del río mediante un canal lateral y sin necesidad de obras civiles en el cauce. No obstante, posee la desventaja de no proporcionar el caudal requerido durante los periodos de estiaje y a ser colmatada en avenidas.

B. TOMA MOVIL

El agua es captada a través del aumento de la carga hidráulica proporcionada por un sistema de compuertas ubicadas en el cauce. Se recomienda cuando el caudal requerido sea mayor al promedio del aprovechamiento y en zonas de pendientes bajas.

C. TOMA DE MONTAÑA O TIROLESA

Generalmente utilizada en quebradas y riachuelos en zonas de montaña donde se tiene una pendiente alta y el arrastre de material grueso es grande. La toma en sí es construida al interior de un barraje fijo y el agua captada en ella es filtrada por una rejilla para evitar el ingreso de material grueso. Se recomienda para caudales de captación menores a 5 m³/s.

D. TOMA LATERAL O CONVENCIONAL

Este tipo de toma consiste en un barraje fijo en el cauce y una ventana de captación lateral a este que, a su vez, se encuentra en una cota igual o inferior a la cresta del barraje logrando de esta manera que el aumento de la carga hidráulica producida por el barraje desvíe parte del caudal por la ventana hacia la conducción. No se recomienda en cauces con pendientes altas, ya que el arrastre de sólidos grandes colmataría la pared del barraje aguas arriba.

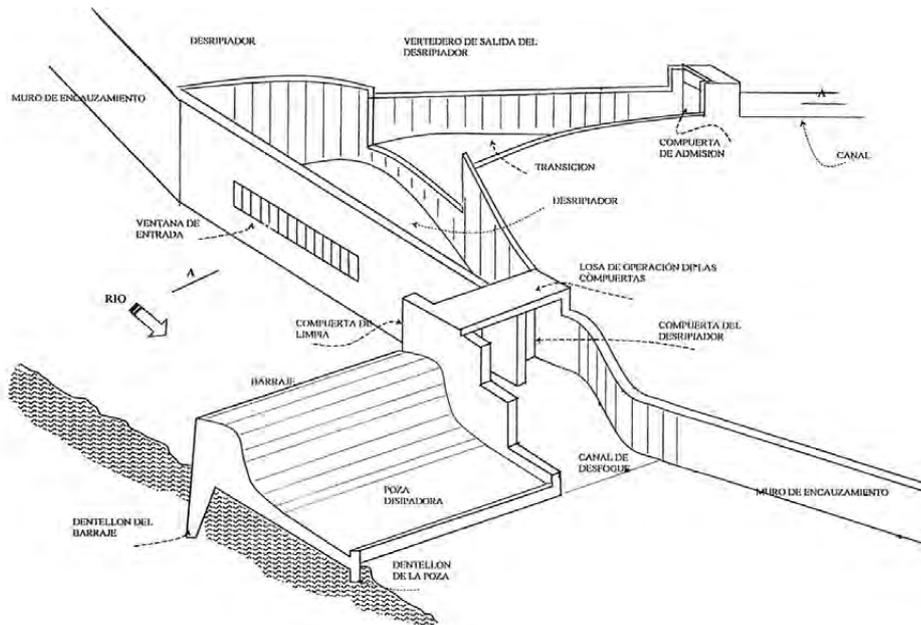


Gráfico 6.1 Esquema referencial de una bocatoma convencional. Fuente: ANA (2010)

En el caso particular del presente proyecto se descarta la toma directa, ya que, al ser un proyecto de generación eléctrica de vital importancia para las áreas rurales, la presencia del caudal deberá ser en el mayor tiempo posible, igual o mayor al de diseño. Por otro lado, la toma tirolesa tampoco puede ser aplicada, ya que el caudal de diseño es mayor a la recomendada para este tipo, además la pendiente del cauce en el punto de captación es baja, con un valor de 1.6%. Por lo tanto, se adoptará la toma convencional.

El riesgo admisible para esta obra de captación se obtiene en base al manual de hidrología, hidráulica y drenaje del MTC (2008), el cual proporciona la siguiente expresión:

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

Donde: R : Riesgo de falla admisible; T : Periodo de retorno (años); n : Vida útil de la estructura (años)

Tal como se indicó en el capítulo 3, la PCH tendrá una vida útil de 30 años, así mismo el periodo de retorno del caudal de avenida recomendado para este tipo de obras por el Servicio de Recuperación de los Estados Unidos (USBR) debe estar entre los 50 y 100 años. Bajo esta premisa se considera un caudal de avenida de 883.5 m³/s que corresponde a un periodo de retorno de 100 años con lo cual se obtiene un riesgo de falla admisible de 26%, el cual se traduce como la probabilidad de que durante la vida útil del proyecto ocurra una avenida de dicha magnitud.

A continuación, se muestra el diseño de los diferentes componentes de una bocatoma convencional en base al gráfico 6.1 y al procedimiento sugerido por la ANA (2010).

6.1.1 ANCHO DE ENCAUZAMIENTO

El encauzamiento consiste en definir un ancho uniforme del río para adecuarlo a las necesidades del ser humano que pueden ser de protección contra avenidas y/o crear las condiciones óptimas para el funcionamiento de una bocatoma, mediante una mejor predicción de las variables hidráulicas del río. A continuación, se calcula dicho ancho en función de cuatro expresiones sugeridas por la ANA:

Tabla 6.1 Valores del ancho de encauzamiento

Expresión		Ancho (m)
Recomendación practica	$B = 0.055Q_M + 43.414$	97
Petit	$B = 2.45Q_M^{0.5}$	76.5
Blench	$B = 1.81 \left(\frac{Q_M \cdot F_b}{F_s} \right)^{0.5}$	113
Altunin	$B = 0.75 \left(\frac{Q_M^{0.5}}{S^{0.2}} \right)$	45.8

Donde: B : Ancho de encauzamiento (m); Q_M : Avenida de diseño (m³/s); S : Pendiente del cauce (m/m); F_b : Factor de fondo (0.8); F_s : Factor de orilla (0.2)

El valor promedio obtenido por las cuatro expresiones resulta en 83.1 m, mientras que el ancho natural del cauce en el punto de captación se encuentra alrededor de 45 m. Debido a esta diferencia se optará por encauzar el río en un ancho de 54 m para evitar realizar grandes movimientos de tierra y no modificar considerablemente el medio ambiente.

Cabe resaltar que el coeficiente de manning adoptado en el tramo del río Huallaga que colinda con el punto de captación es de 0.045. Este valor fue tomado como referencia de la colección ilustrada de canales de Chow (1959), el cual corresponde a una corriente natural con un espejo de agua mayor a 100 pies; en arcilla plastica; con pendiente lateral y de fondo irregular; lados cubiertos con arbustos y variaciones pequeñas en la sección transversal.

6.1.2 TOMA DE AGUA

La captación del caudal de diseño se realiza mediante una ventana que se encuentra en un muro de concreto armado en la parte lateral del río, generalmente en una intersección cóncava – convexa del cauce. Este componente se implementa aguas arriba del barraje y a una altura no menor de 0.8 m del lecho del río con el fin de colocar la ataguía durante la construcción y de no permitir el paso de sólidos arrastrados por la corriente, respectivamente. Así mismo, la ventana posee barrotes en forma de rejilla para evitar el ingreso de sólidos flotantes, tales como troncos. En época de sequía la ventana se desempeña como vertedero sumergido y en crecidas como orificio sumergido.

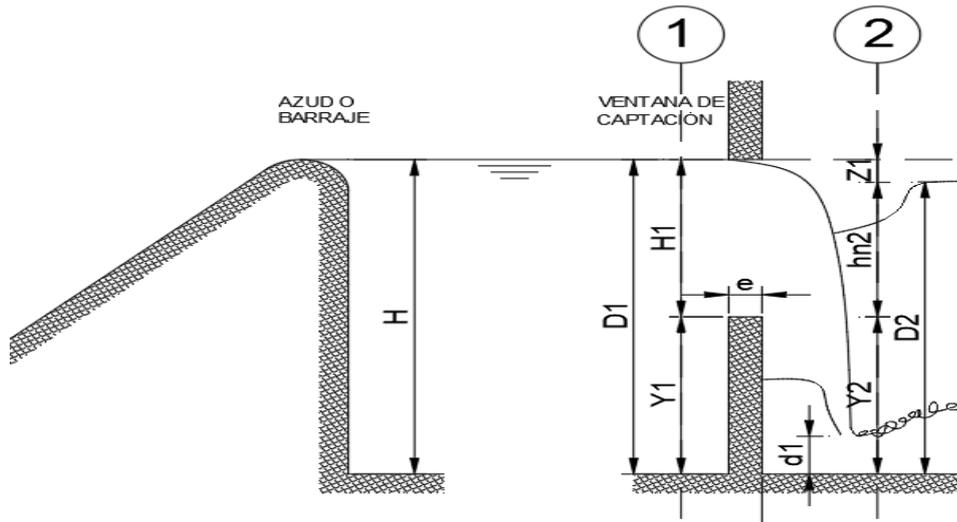


Gráfico 6.2 Corte A-A del gráfico 6.1, ventana de captación como vertedero sumergido

Se considera Y_1 , Y_2 y H_1 igual a 2 m, pues con ello se garantiza que el nivel inicial del canal de purga del desripiador sea mayor que el del río y que, además, no se requiera una ventana de captación de una longitud exagerada debido a la magnitud del caudal de diseño. Así mismo se asume una pérdida de carga Z_1 entre el río y el desripiador de 0.2 m. Cabe resaltar que la cota del lecho del río en el punto de captación es de 1,740 msnm.

El ancho efectivo b_0 de la ventana de captación se calcula mediante la expresión de vertedero sumergido de pared delgada ($H/e > 1.5$):

$$S = 1.05 \left(1 + 0.2 \frac{h_{n2}}{Y_2} \right) \left(\frac{Z_1}{H_1} \right)^{0.333} \quad S = 1.05 \left(1 + 0.2 \frac{1.8}{2} \right) \left(\frac{0.2}{2} \right)^{0.333} = 0.575$$

$$M = \left(0.407 + \frac{0.045 H_1}{H_1 + Y_1} \right) \left(1 + 0.285 \left(\frac{H_1}{H_1 + Y_1} \right) \right) \quad M = \left(0.407 + \frac{0.045 \times 2}{2 + 2} \right) \left(1 + 0.285 \left(\frac{2}{2 + 2} \right) \right) = 2.038$$

$$Q_d = KSM b_0 H^{1.5} \quad 11.5 = 0.85 \times 0.575 \times 2.038 \times b_0 \times 2^{1.5} \quad \mathbf{b_0 = 4.08 \text{ m}}$$

Donde: Q_d : Caudal de diseño (m³/s); S : Coeficiente de corrección por sumersión según Bazin; M : Coeficiente de vertedero según Konovalov; K : Coeficiente de contracción lateral; b_0 : Ancho efectivo de la toma (m)

El ancho total de la ventana B_0 se calcula como la suma del ancho efectivo con el espesor e y el espaciado s de los barrotes que para el presente proyecto se consideran como 0.1 m y 0.2 m, respectivamente. Estas medidas se deben a que la altura de la ventana requiere de barras rígidas para que no se pandeen, y a la presencia de sólidos en suspensión de más de 10", lo cual amerita una separación entre barras menor a este.

$$n = \frac{b_t}{s} \quad n = \frac{4.08}{0.2} \approx 20$$

$$N = n - 1 \quad N = 20 - 1 = 19$$

$$B_0 = b_0 + eN \quad \mathbf{B_0 = 4.08 + 0.1 \times 19 \approx 6 \text{ m}}$$

Donde: n : Número de espacios entre barrotes; N : Número de barrotes

De esta manera la velocidad de ingreso del agua través de la ventana de captación es:

$$V_1 = \frac{Q_d}{b_t H} \quad V_1 = \frac{11.5}{2 \times 4.08} = 1.41 \text{ m/s}$$

Conocida las dimensiones de la ventana de captación, se verifica mediante la expresión de orificio que la pérdida asumida entre el rio y el desripiador es adecuada.

$$Q = CA\sqrt{2gZ_1} \quad 11.5 = 0.648 \times (2 \times 4.08)\sqrt{2gZ_1} \quad Z_1 \approx 0.2 \text{ m}$$

6.1.3 DESRIPIADOR

El desripiador es una cámara contigua a la ventana de captación cuyo principal propósito es detener los sólidos que pudieron haber pasado entre los barrotes de la ventana de captación para evitar que se transporten hacia el canal de derivación, por lo tanto, la velocidad del flujo en él debe ser baja y el paso del flujo hacia la transición entre el desripiador y el canal de derivación debe ser a través de un vertedero sumergido.

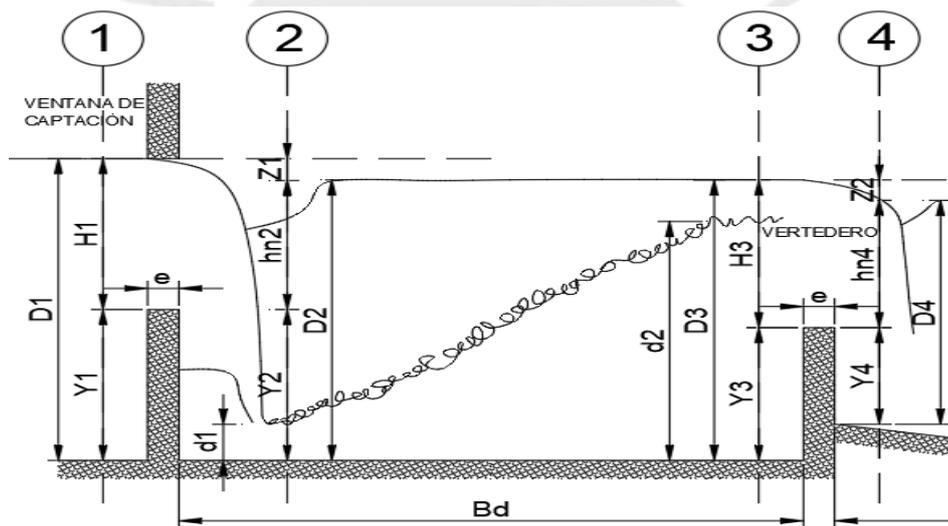


Gráfico 6.3 Corte A-A del gráfico 6.1, desripiador

Se considera que la carga hidráulica H_3 y la pérdida en el vertedero Z_2 poseen los mismos valores que los pertenecientes a la ventana de captación, por lo tanto, Y_3 será igual a 1.80 m. Para esta condición el ancho del vertedero sumergido sin contracción lateral ($K=1$) es:

$$Q_d = 1 \times 0.575 \times 2.038 \times B_1^{1.5} \quad B_1 \approx 3.5 \text{ m}$$

Entre la ventana de captación y el vertedero hacia la transición puede ocurrir un resalto hidráulico sumergido, es por ello que se recomienda que el ancho del desripiador debe ser por lo menos igual a la longitud del resalto para que el vertedero trabaje de manera normal.

La expresión para hallar el tirante conjugado d_1 se deriva de la aplicación de Bernoulli entre la sección 1 y 2.

$$d_1 = (Y_1 + H_1) + \frac{1}{2g} \left(\left(\frac{Q_d}{(Y_1 + H_1)B_0} \right)^2 - \left(\frac{Q_d}{d_1 B_0} \right)^2 \right)$$

$$d_1 = (2 + 2) + \frac{1}{2g} \left(\left(\frac{11.5}{(2+2)6} \right)^2 - \left(\frac{11.5}{d_1 6} \right)^2 \right) \quad d_1 = 0.222 \text{ m}$$

Donde: V : Velocidad de aproximación (m/s); V_1 : Velocidad en tirante Y_1 ; g : Aceleración de la gravedad (m2/s)

Así mismo el tirante conjugado d_2 se obtiene mediante la siguiente formula:

$$d_2 = \frac{d_1}{2} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{8Q^2}{gB_0^2 d_1^3}} \right) \quad d_2 = \frac{0.222}{2} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{8 \times 11.5^2}{g \times 6^2 \times 0.222^3}} \right) = 1.737 \text{ m}$$

Dado que $d_2 < D_3 = 3.80 \text{ m}$, se corrobora que el resalto está completamente sumergido.

La longitud del resalto hidráulico L_r según Pavlosky es la siguiente:

$$L_r = 2.5(1.9d_2 - d_1) \quad L_r = 2.5(1.9 \times 1.737 - 0.222) = 7.7 \text{ m}$$

De esta forma se opta por fijar el ancho del desrripiador B_d en 8 m.

6.1.4 COMPUERTA Y CANAL DE LAVADO

La compuerta de lavado es un componente de mantenimiento que posee la función de evacuar los sólidos que han sido retenidos en el desrripiador, a través de un canal de lavado hacia el río. Para este último se considera una sección rectangular con un ancho b igual a 1.85 m y un tirante d de 1.8 m, el cual debe ser igual o menor a Y_3 para que el agua no ingrese al vertedero durante la limpieza.

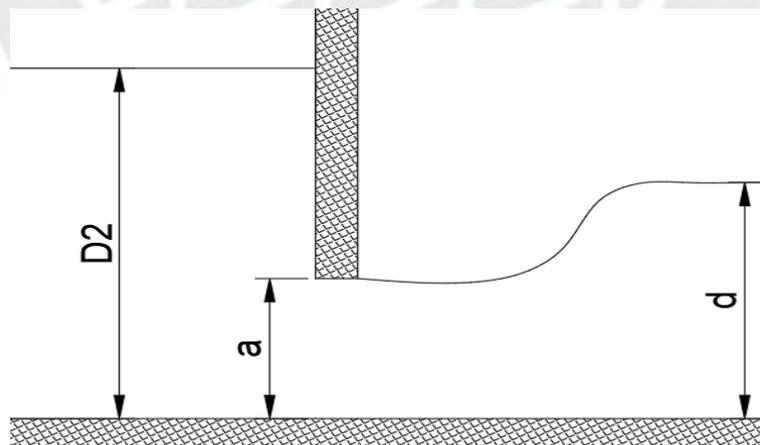


Gráfico 6.4 Corte A-A del gráfico 6.1, compuerta y canal de lavado

Se recomienda que la pendiente del canal de lavado sea elevada y que permita una velocidad de entre 3 a 5 m/s, este rango permite que el flujo pueda arrastrar todos los sedimentos y evitar que se produzca erosión en el concreto; sin embargo, para una correcta

y eficiente purga, la pendiente no debe superar a la del río, es decir 1.6%. Bajo esta premisa la pendiente S del canal que se obtiene con la ecuación de Manning es la siguiente:

$$A = bd \quad A = 1.85 \times 1.80 = 3.33 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2d \quad P = 1.85 + 2 \times 1.80 = 5.45 \text{ m}$$

$$Q_d = \frac{S^{0.5} A^{1.667}}{n P^{0.667}} \quad 11.5 = \frac{S^{0.5} 3.33^{1.667}}{0.025 \times 5.45^{0.667}} \quad S = 1.45\%$$

Donde: A : Área mojada (m²); P : Perímetro mojado (m); n : Coeficiente de Manning

Se aplicó un coeficiente de Manning de 0.025 asumiendo que en el fondo del canal de lavado habrá presencia de partículas sólidas. Con todo ello se obtiene una velocidad de flujo de 3.45 m/s y una pendiente de 1.45%, los cuales se encuentran dentro de los límites permisibles indicados líneas arriba.

Por otra parte, en el momento que se abre la compuerta de lavado, esta debe evacuar un caudal mayor al de captación para que la purga sea aceptable. Considerando una abertura a de 1.5 m, el caudal evacuado por la compuerta a descarga libre es el siguiente:

$$Q = keab\sqrt{2g(D_2 - ea)} \quad Q = 0.97 \times 0.629 \times 1.5 \times 1.85\sqrt{2g(3.8 - 0.629 \times 1.5)} = 12.675 \text{ m}^3/\text{s}$$

Donde: k : Constante (0.95-0.97); e : Coeficiente (ver tabla 6.2)

Tabla 6.2 Valores del coeficiente "e". Fuente: Ortiz (2011)

a/H	e	a/H	e	a/H	e	a/H	e
0.00	0.611	0.30	0.625	0.55	0.650	0.80	0.720
0.10	0.615	0.35	0.628	0.60	0.660	0.85	0.745
0.15	0.618	0.40	0.630	0.65	0.675	0.90	0.780
0.20	0.620	0.45	0.638	0.70	0.690	0.95	0.835
0.25	0.622	0.50	0.645	0.75	0.705	1.00	1.000

Dado que $Q > Q_d$, se acepta la abertura de 1.5 m. No obstante, se debe verificar que el tiempo de evacuación del agua en el desripiador no sea elevado, para esto se analiza el vaciado entre el tirante D_3 e Y_3 considerando una variación lineal del caudal de Q a Q_d y que las dimensiones de la cámara son de 8 m de ancho y 10.65 m de largo.

$$Vol = (D_3 - Y_3)B_d L_d \quad Vol = (3.8 - 1.8) \times 8 \times 10.65 = 170.4 \text{ m}^3$$

$$t = \frac{0.033 Vol}{Q - Q_d} \quad t = \frac{0.033 \times 170.4}{12.675 - 11.5} = 4.83 \text{ min}$$

Donde: L_d : Longitud del desripiador (m); Vol : Volumen a vaciar (m³); t : Tiempo de vaciado (min)

Dada la magnitud del desripiador, se considera que el tiempo calculado de evacuación es prudente.

6.1.5 CANAL DE TRANSICIÓN

Este componente consiste en un canal de sección variable que une dos secciones de diferente ancho, en este caso el vertedero del desripador con el canal de derivación, es decir aquel que se dirige hacia el desarenador. Esto con el fin de reducir las pérdidas de carga que se darían si el cambio de sección fuera brusco.

Se considera que el ancho del canal de derivación es de 2 m y que el coeficiente de Manning y la pendiente del mismo es de 0.014 y 0.002, respectivamente, pues esto garantiza que el tirante sea un poco menor al del desarenador, como se verá más adelante, y por ende que la transición vertical entre ambas estructuras sea suave.

La USBR recomienda hallar la longitud de la transición L_t mediante la siguiente expresión:

$$L_t = \frac{B_1 - B_2}{2 \tan 12.5^\circ} \quad L_t = \frac{3.5 - 2}{2 \tan 12.5^\circ} \approx 3.4 \text{ m}$$

Donde: B_1 : Ancho del vertedero (m); B_2 : Ancho del canal de derivación (m)

Para reducir aún más las pérdidas se diseñará las paredes de la transición como la unión dos arcos tangentes a la entrada y salida, tal como se muestra en el siguiente gráfico:

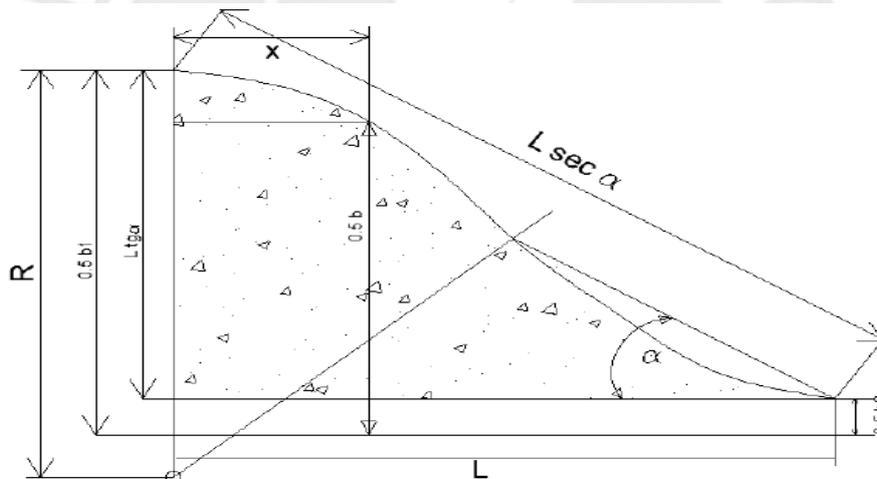


Gráfico 6.5 Esquema de una transición curva. Fuente: ANA (2010)

Del gráfico 6.5 se derivan expresiones para calcular la variación del ancho B de la transición curva:

$$R = 1.183L_t \quad W = 0.5(B - B_2) = 0.5(B_1 - B)$$

$$W = L_t \tan 12.5 - \left(R - \sqrt{R^2 - X^2} \right) \quad 0 \leq X \leq 0.5L_t$$

$$W = R - \sqrt{R^2 - (L_t - X)^2} \quad 0.5L_t \leq X \leq L_t$$

Donde: R : Radio de curvatura de los arcos (m); B : Ancho genérico (m); X : Posición del ancho B (m)

De esta manera si dividimos la longitud de transición L_t en seis partes se obtienen los siguientes anchos:

Tabla 6.3 Calculo de la variación del ancho de la transición "B"

X (m)	X ²	(L-X) ² (m ²)	(R ² -X ²) ^{0.5} (m)	(R ² -(L-X) ²) ^{0.5} (m)	W (m)	B (m)
0.00	0.00	-	4.04	-	0.75	3.50
0.68	0.46	-	3.98	-	0.69	3.38
1.36	1.85	-	3.81	-	0.51	3.03
2.04	-	1.85	-	3.81	0.24	2.47
2.72	-	0.46	-	3.98	0.06	2.12
3.40	-	0.00	-	4.04	0.00	2.00

Por otro lado, para definir la variación de la cota de fondo del canal de transición es importante conocer las pérdidas en él. El desnivel en la superficie de agua entre el inicio y el final de una transición curva se puede estimar mediante la siguiente expresión:

$$Z_3 = 1.1h \quad h = \frac{V_5^2 - V_4^2}{2g}$$

Donde: Z_3 : Desnivel en la transición (m); V_5 : Velocidad en la sección 5 (m/s); V_4 : Velocidad en la sección 4 (m/s)

La condición ideal es que no se produzcan pérdidas en la transición, para ello es necesario que la velocidad de entrada y de salida sean iguales. Puesto que los parámetros hidráulicos a la salida de la transición son conocidos, se puede calcular el tirante al inicio de la transición, pues por continuidad debe poseer la misma área mojada para cumplir la condición ideal.

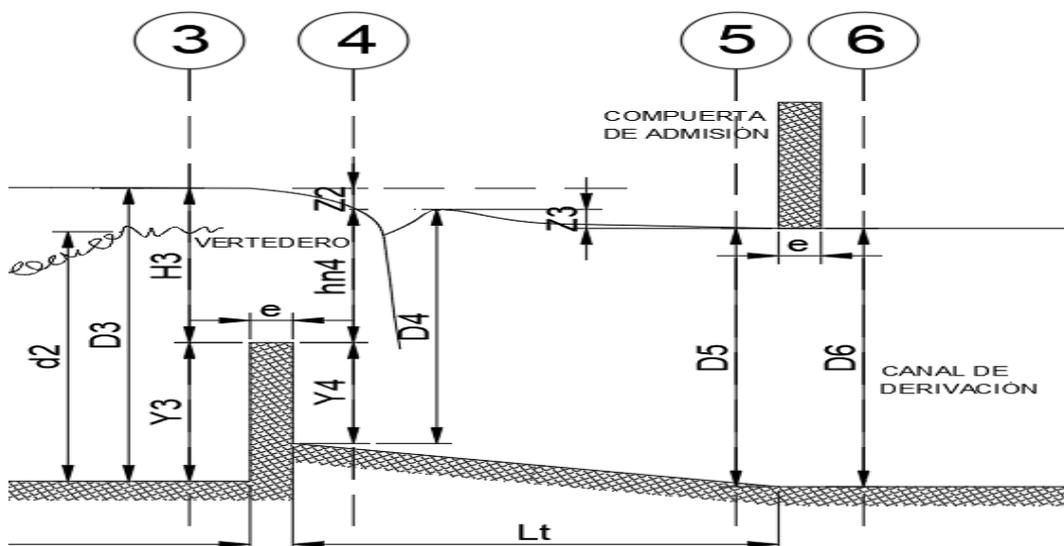


Gráfico 6.6 Corte A-A del gráfico 6.1, transición entre el desripador y el canal de conducción

A continuación, se muestran los datos hidráulicos del canal de derivación:

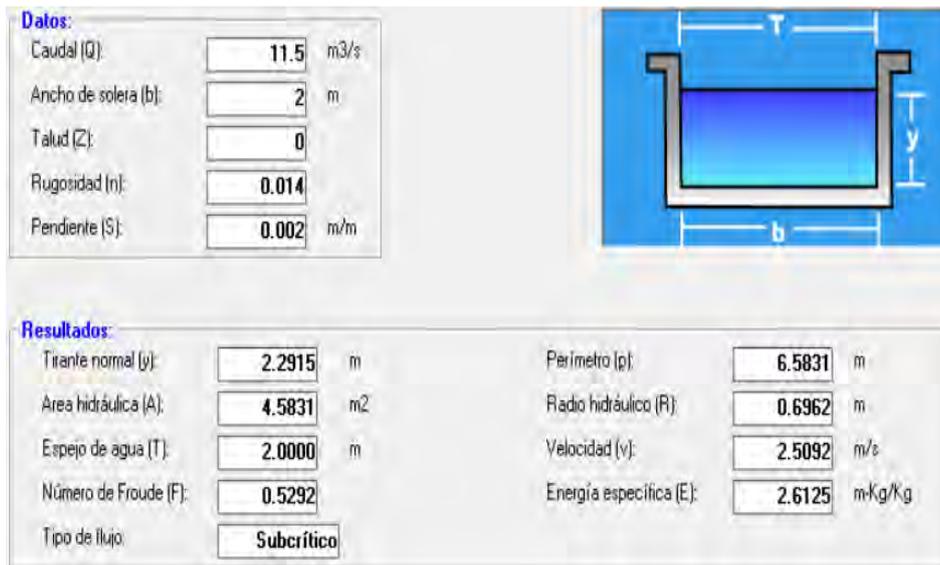


Gráfico 6.7 Parámetros hidráulicos del canal de conducción para el caudal Q_d . Fuente: Software Hcanales

Como se puede apreciar en el gráfico 6.7, el área mojada al final de la transición es de 4.58 m², por lo tanto, el tirante en la entrada debe ser $4.58/3.5=1.31$ m. Sin embargo, no puede darse esta condición, pues hn_4 no puede ser mayor que el tirante de la misma sección D_4 considerando una pérdida de carga Z_2 de 0.2 m en el vertedero.

$$hn_4 = H_3 - Z_2 \quad hn_4 = 2 - 0.2 = 1.8 \text{ m}$$

Por lo tanto, para determinar el tirante mínimo al inicio de la transición se analizará la condición que un vertedero sumergido debe cumplir para considerarlo como tal:

$$Y_4 > \frac{Z_{o2}}{0.7} \quad Z_{o2} = Z_2 + \frac{V_3^2}{2g} \quad V_3 = \frac{Q_d}{B_1(Y_3 + H_3)}$$

Donde: Z_{o2} : Pérdida de carga total (m); V_3 : Velocidad en la sección 3 (m/s)

$$Y_4 > \frac{0.24}{0.7} = 0.34 \text{ m} \quad Z_{o2} = 0.2 + \frac{0.86^2}{2g} = 0.24 \text{ m} \quad V_3 = \frac{11.5}{(1.8 + 2)} = 0.86 \text{ m/s}$$

El tirante en la entrada de la transición D_4 no puede ser menor que $hn_4 + Y_4$, es decir 2.14 m. Entonces se establece que el tirante al inicio y en el resto de la transición es igual a la del canal de conducción D_5 , es decir 2.29 m, y para esta condición se determinará la variación del fondo de la transición.

Tabla 6.4 Cálculo del desnivel superficial Z_3 y de la variación de la cota referencial "CR" del fondo en la transición

X (m)	B (m)	A (m ²)	V (m/s)	$V^2/2g$ (m)	h (m)	Z ₃ (m)	D+Z ₃ (m)	CR (m)
0.00	3.50	8.02	1.43	0.10	0.00	0.00	2.29	0.24
0.68	3.38	7.76	1.48	0.11	0.01	0.01	2.30	0.23
1.36	3.03	6.94	1.66	0.14	0.04	0.04	2.33	0.20
2.04	2.47	5.66	2.03	0.21	0.11	0.12	2.41	0.12
2.72	2.12	4.85	2.37	0.29	0.18	0.20	2.49	0.04
3.40	2.00	4.58	2.51	0.32	0.22	0.24	2.53	0.00

Se puede apreciar en la tabla 6.4 que el desnivel de la superficie del agua entre el inicio y el fin de la transición es de 0.24 m, así mismo que la variación del fondo no es lineal sino curvado, similar a un tobogán.

6.1.6 REGULACIÓN DE LA AVENIDA

Definidas las dimensiones de las obras de captación en época de estiaje, se debe proceder a verificar el desenvolvimiento de las mismas durante la avenida de diseño para evitar futuros daños. Durante dicho evento extremo se acepta que el canal de derivación trabaje con una sobrecarga del 20% del caudal de diseño. (ANA, 2010)

$$Q'_d = 1.2Q_d = 1.2 \times 11.5 = 13.8 \text{ m}^3/\text{s}$$

Debido a este incremento de caudal, los nuevos parámetros hidráulicos del canal de derivación serán los indicados en el siguiente gráfico:

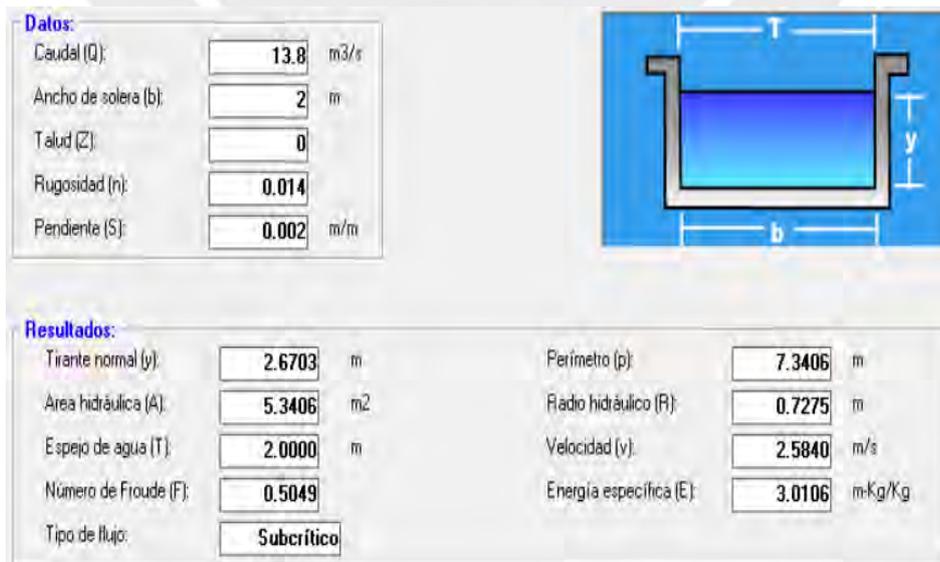


Gráfico 6.8 Parámetros hidráulicos del canal de conducción para el caudal Q'_d . Fuente: Software Hcanales

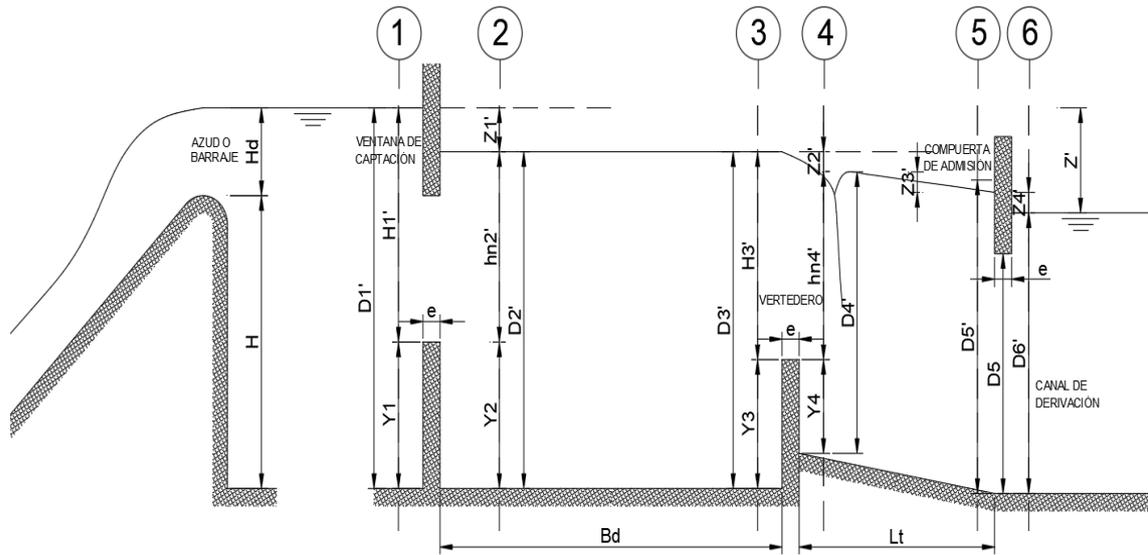


Gráfico 6.9 Corte A-A del gráfico 6.1 para el caudal Q'_d

En el gráfico 6.8 se puede observar un incremento de 0.38 m en el tirante del canal de derivación, por ende, la compuerta de admisión, que se encuentra al ras del tirante para Q_d , es decir D_5 , trabajará como orificio sumergido cuya pérdida de carga se obtiene mediante las siguientes expresiones:

$$Q'_d = CD_6' B_2 \sqrt{2gZ_{o4}'} \quad 13.8 = 0.68 \times 2.29 \times 2 \sqrt{2gZ_{o4}'}$$

$$Z_4' = Z_{o4}' - \frac{V_5^2}{2g} \quad Z_4' = 1 - \frac{V_5^2}{2g}$$

$$V_5 = \frac{Q_d'}{B_2 D_5} \quad V_5 = \frac{13.8}{2D_5}$$

$$D_5' = D_6' + Z_4' \quad D_5' = 2.67 + Z_4'$$

Donde: C : Coeficiente hidráulico; Z_4' : Pérdida de carga (m); Z_{o4}' : Pérdida de carga total (m); B_2 : Ancho del canal de conducción (m)

Resolviendo el sistema de ecuaciones se obtiene que $Z_4' = 0.8 \text{ m}$, $V_5 = 1.99 \text{ m/s}$ y $D_5 = 3.47 \text{ m}$; a partir de estos datos se puede calcular la pérdida de carga en la transición y por ende el tirante al inicio de este. Cálculo que se realiza a través de iteraciones del tirante en la sección 5 hasta igualar la cota referencial de la superficie de agua CTS obtenida mediante las expresiones indicadas a finales del acápite 6.1.5.

Tabla 6.5 Cálculo del desnivel superficial Z_3' en la transición

X (m)	B (m)	D (m)	A (m ²)	V (m/s)	$V^2/2g$ (m)	h (m)	Z_3' (m)	D+ Z_3'	CTS (m)
0.00	3.50	3.38	11.81	1.17	0.07	0.00	0.00	3.38	3.61
3.40	2.00	3.47	6.94	1.99	0.20	0.13	0.15	3.61	3.61

Conocida la pérdida de carga en la transición y el tirante al final de esta, se obtiene que la pérdida de carga en el vertedero Z_2' es de 0.14 m, por ende D_2' y D_3' poseen el valor de 4.83 m.

Por otro lado, se tiene que la ventana de captación, debido al aumento del caudal, ahora trabaja como orificio sumergido cuya pérdida de carga se indica a continuación:

$$Q_d' = CH_1' b_0 \sqrt{2gZ_{o1}'} \quad 13.8 = 0.648 \times 2 \times 4.08 \sqrt{2gZ_{o1}'} \quad Z_{o1}' = 0.35 \text{ m}$$

$$Z_1' \approx Z_{o1}' \quad (\text{Se desprecia altura de velocidad})$$

$$D_1' = D_2' + Z_1' \quad D_1' = 4.83 + 0.35 = 5.18 \text{ m}$$

Calculadas las pérdidas de carga más relevantes del sistema, se puede obtener la carga hidráulica de los barrajes y con ello determinar el caudal límite en ellos para que no ingrese a las obras de captación un caudal mayor que Q_d' . Bajo la premisa de que la cota del lecho es de 1,740 msnm, se obtiene que la cota de la cresta del barraje fijo C_a es de 1,744 msnm y que en la superficie de agua del canal de derivación C_b es de 1,743.74 msnm, por lo tanto:

$$H_d = C_b + Z' - C_a \quad H_d = 1,743.74 + 1.44 - 1,744 = 1.18 \text{ m}$$

$$Z' = Z_1' + Z_2' + Z_3' + Z_4' \quad Z' = 0.8 + 0.15 + 0.14 + 0.35 = 1.44 \text{ m}$$

Se considera que el barraje fijo posee un ancho de 45 m y el barraje móvil de 7.5 m compuesto por tres compuertas de 2.5 m cada una, así mismo que este último se desempeña como un vertedero de cresta ancha de altura nula cuando se encuentra completamente abierto en época de avenida. Tomando en cuenta ello, las descargas en cada tipo de barraje se obtienen mediante las siguientes expresiones:

$$Q_t = Q_f + Q_m$$

$$Q_f = C_f L_f H_e^{1.5} \quad Q_f = 2.225 \times 45 \times H_e^{1.5}$$

$$V_a = \frac{Q_f}{H + H_d} \quad V_a = \frac{Q_f}{4 + 1.18}$$

$$H_a = \frac{V_a^2}{2g}$$

$$H_e = H_d + H_a \quad H_e = 1.18 + H_a$$

$$Q_m = C_m L_m H_e^{1.5} \quad Q_m = 1.7 \times L_m \times H_e^{1.5}$$

$$L_m = L'_m - 2(N * K_p + K_a)H_e \quad L_m = 7.5 - 2(2 * 0.01 + 0.1)H_e$$

Donde: Q_t : Caudal sobre barrajes (m³/s); Q_f : Caudal sobre barraje fijo (m³/s); Q_m : Caudal sobre barraje móvil (m³/s); L_f : Ancho del barraje fijo (m); L'_m : Ancho del barraje móvil (m); L_m : Ancho efectivo del barraje móvil (m); H_e : Carga total (m); H_d : Carga de agua (m); H_a : Carga de velocidad (m); V_a : Velocidad aguas arriba de los barrajes (m/s); N : Número de pilares; K_p : Coef. contracción pilares (redondeado); K_a : Coef. contracción estribos (redondeado)

Resolviendo el sistema de ecuaciones se obtiene que $Q_l = 566.96 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_f = 131.14 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_m = 435.82 \text{ m}^3/\text{s}$, $V_a = 0.56 \text{ m/s}$, $H_a = 0.02 \text{ m}$, $H_e = 1.20 \text{ m}$ y $L_m = 7.21 \text{ m}$

Por último, se verifica que el caudal sobre los barrajes sea igual o mayor que el correspondiente al de la avenida de diseño:

$$Q_r = Q_a - Q'_d \quad Q_r = 883.5 - 13.8 = 869.7 \text{ m}^3/\text{s}$$

Donde: Q_r : Caudal de avenida sobre barrajes (m3/s); Q_a : Caudal de avenida Tr=100 años (m3/s); Q'_d : Caudal de diseño incrementado en 20% (m3/s)

Dado que $Q_l \leq Q_r$, al sistema ingresará un caudal mayor a Q'_d , lo que significa que la regulación de las obras no es suficiente. Para solucionar esto se incluirá un vertedero de demasías de 6.5 m de ancho en el desripador a 5 cm por encima de la cota de agua correspondiente al caudal Q_d .

De esta forma la carga sobre el vertedero de demasías sería $D'_2 - (D_2 + 0.05)$, es decir 0.98 m y la descarga en el mismo igual a:

$$Q_v = C B_v H_2'^{1.5} \quad Q_v = 1.84 \times 6.5 \times 0.98^{1.5} = 11.67 \text{ m}^3/\text{s}$$

Donde: Q_v : Caudal del vertedero demasías (m3/s); C : Coeficiente hidráulico; B_v : Ancho (m); H_2' : Carga (m)

Entonces por la ventana de captación ingresará un nuevo caudal Q_d'' cuyo valor será la suma del caudal de diseño con el del vertedero demasías, es decir 25.47 m3/s. Para este valor se vuelve a calcular la pérdida de carga Z_1' en la ventana de captación:

$$Q_d'' = C_d H_1' b_0 \sqrt{2g Z_{o1}'} \quad 25.47 = 0.648 \times 2 \times 4.08 \sqrt{2g Z_{o1}'} \quad Z_{o1}' = 1.17 \text{ m}$$

$$Z_1' \approx Z_{o1}' \quad (\text{Se desprecia altura de velocidad})$$

$$D_1' = D_2' + Z_1' \quad D_1' = 4.83 + 1.17 = 6 \text{ m}$$

De esta manera, la pérdida de carga total Z' ahora es de 2.26 m y la carga de agua sobre la cresta del barraje fijo H_d de 2 m, la cual posee la siguiente descarga:

$$Q_l = Q_f + Q_m$$

$$Q_f = C_f L_f H_e^{1.5} \quad Q_f = 2.225 \times 45 \times H_e^{1.5}$$

$$V_a = \frac{Q_f}{H + H_d} \quad V_a = \frac{Q_f}{4 + 2}$$

$$H_a = \frac{V_a^2}{2g} \quad H_e = H_d + H_a \quad H_e = 2.02 + H_a$$

$$Q_m = C_m L_m H_e^{1.5} \quad Q_m = 1.7 \times L_m \times H_e^{1.5}$$

$$L_m = L'_m - 2(N * K_p + K_a) H_e \quad L_m = 7.5 - 2(2 * 0.01 + 0.1) H_e$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones se obtiene que $Q_l = 859 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_f = 300.1 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_m = 558.9 \text{ m}^3/\text{s}$, $V_a = 1.11 \text{ m/s}$, $H_a = 0.06 \text{ m}$, $H_e = 2.06 \text{ m}$ y $L_m = 7 \text{ m}$. Dado que $Q_l \approx$

$Q_r = 883.5 - 25.4 = 858.1 \text{ m}^3/\text{s}$, la regulación de las obras es suficiente. A continuación, se muestra un esquema de los niveles de agua en las obras de captación tanto para periodo de estiaje como para en creciente:

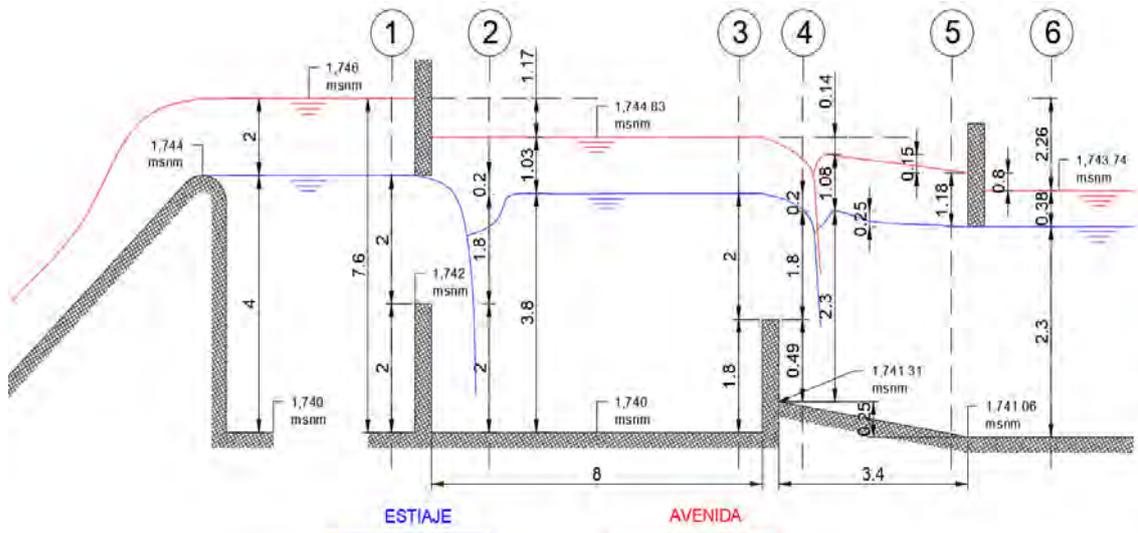


Gráfico 6.10 Corte A-A del gráfico 6.1, cotas y niveles de las obras de captación

6.1.7 DISIPADOR DE ENERGÍA

El barraje, además de ser un dique, funciona como un vertedero de cresta ancha, por lo tanto, produce una diferencia de la elevación superficial del agua entre el nivel aguas arriba con el de abajo de la estructura, lo cual se traduce como variación de energía. Esta variación conlleva un incremento de velocidad al pie del barraje que es perjudicial para el lecho del cauce, pues la erosión causada en él modificaría las condiciones hidráulicas en la bocatoma y alteraría la estabilidad de la misma.

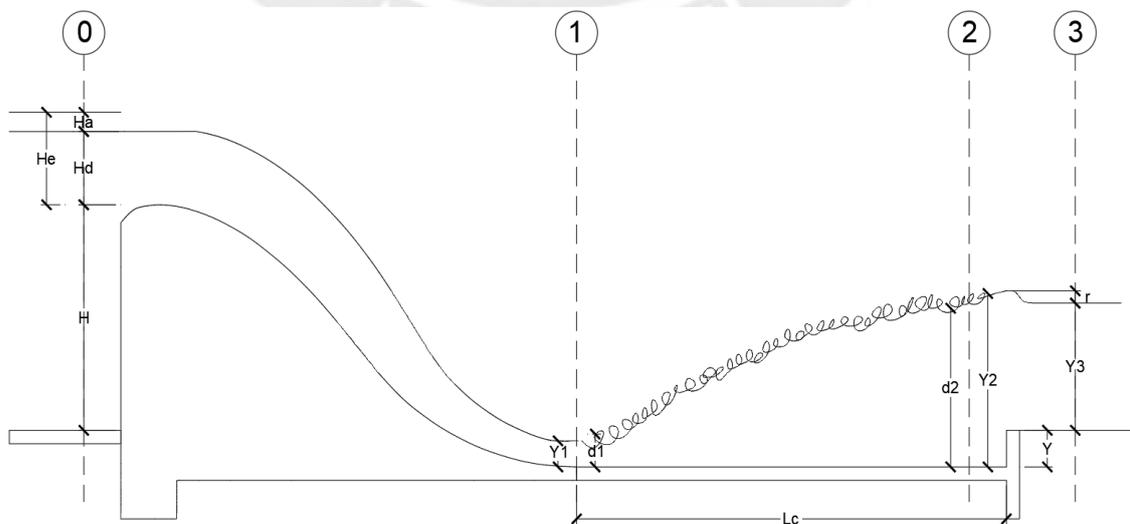


Gráfico 6.11 Esquema del barraje fijo y del colchón disipador

Para contrarrestar los efectos negativos del flujo en el lecho del río es necesario proteger este último mediante un colchón dissipador (losa de concreto), el cual se prolonga una cierta distancia hasta que la energía del flujo se reduzca. Disminución que se desarrolla a través de un resalto hidráulico, es decir cuando el flujo varía de supercrítico ($Fr > 1$) a subcrítico ($Fr < 1$). De esta manera, la longitud requerida del colchón dissipador se limitará, por cuestiones económicas, a la longitud del resalto hidráulico desarrollado.

De la aplicación de Bernoulli entre la sección aguas arriba del barraje y al pie del mismo con nivel de referencia en el colchón dissipador, se obtiene que el tirante y_1 es:

$$E_o = H + H_e \quad E_o = 4 + 2.06 = 6.06 \text{ m}$$

$$y_1 = \frac{Q_f}{kL\sqrt{2g(E_o - y_1)}} \quad y_1 = \frac{300.1}{0.9L\sqrt{2g(6.06 - y_1)}} \quad y_1 = 0.72 \text{ m}$$

Donde: Q_f : Caudal sobre barraje fijo (m³/s); k : Factor de pérdida en el barraje; L : Ancho del barraje (m); E_o : Energía en la sección 0 (m); H : Altura del paramento (m); H_e : Altura de velocidad (m)

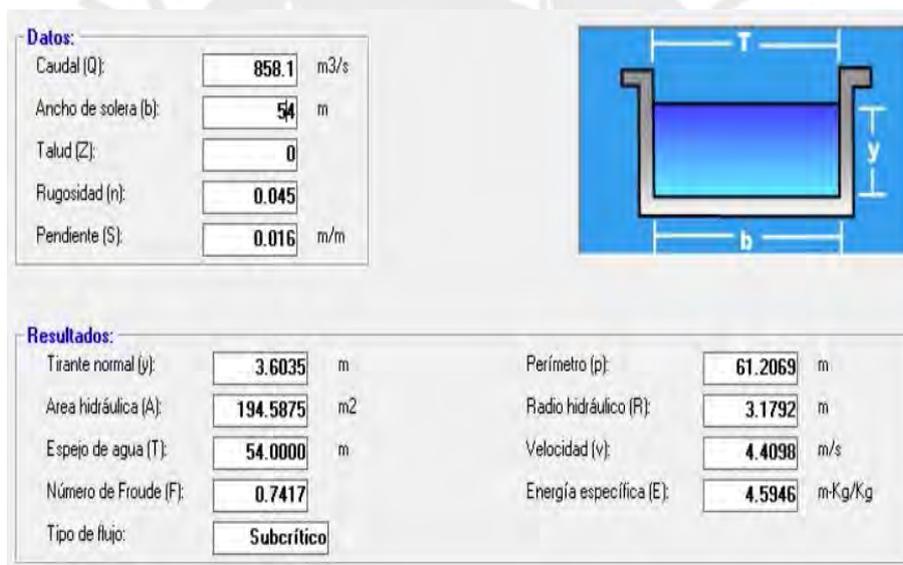


Gráfico 6.12 Parámetros hidráulicos del río para el caudal de avenida Qr. Fuente: Software Hcanales

Se establece que el resalto hidráulico inicie al pie del barraje, es decir que el tirante conjugado d_1 sea igual a y_1 , para ello el tirante conjugado d_2 debe ser igual o menor al tirante normal del río y_3 , es decir 3.6 m.

$$d_2 = \frac{d_1}{2} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{8Q_f^2}{gL_f^2 d_1^3}} \right) \quad d_2 = \frac{0.71}{2} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{8 \times 300.1^2}{9.81 \times 45^2 \times 0.71^3}} \right) = 3.24 \text{ m}$$

Dado que se cumple la condición, se producirá el resalto hidráulico. Por lo tanto, no se requerirá profundizar la cota del colchón, es decir y igual a cero.

Finalmente, la longitud del colchón disipador L_c se obtiene mediante la expresión de longitud del resalto hidráulico:

$$L_c = 2.5(1.9d_2 - d_1) \quad L_c = 2.5(1.9 \times 3.24 - 0.72) = 13.6 \text{ m}$$

Cabe resaltar que para el caudal de avenida del río sobre los barrajes Q_r , el régimen del flujo es subcrítico en el cauce aguas abajo, por lo tanto, para cualquier caudal menor se producirá el resalto hidráulico sobre el colchón disipador.

6.1.8 BARRAJE FIJO

El barraje fijo, también denominado azud, es una estructura hidráulica que se construye en el cauce del río con el objetivo de elevar el nivel del agua y permitir su ingreso a la ventana de captación, por tanto, la velocidad del río aguas arriba del barraje será reducida y disminuirá la probabilidad de socavación del cauce. El barraje no es otra cosa que un vertedero cimacio, cuyo perfil adoptado será el tipo Creager, pues este garantiza que la presión en toda la superficie del barraje sea ligeramente positiva, ya que sigue aproximadamente la curvatura de la lámina inferior del flujo de agua de un vertedero de cresta delgada a descarga libre. De no ser así se presentarían oscilaciones entre presiones positivas y negativas, las cuales dañarían la superficie de concreto considerablemente.

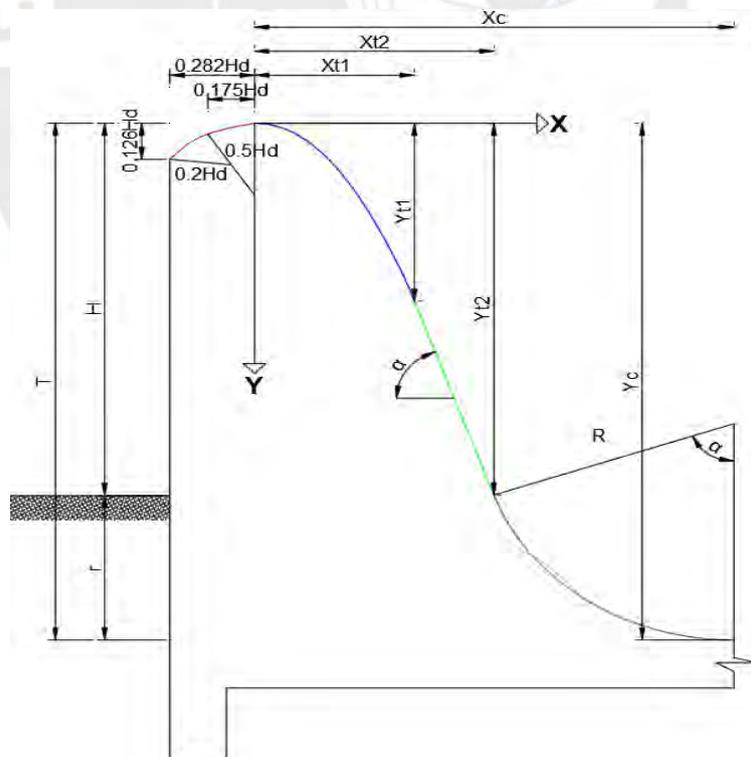


Gráfico 6.13 Esquema del perfil del barraje

Como se puede apreciar en el gráfico 6.13, el perfil del azud se divide en cuatro regiones, dos arcos de círculo en color rojo, una curva descrita por una función potencial en color azul, un tramo recto en color verde y por último un arco circular tangente a la superficie del colchón disipador en color morado. El punto más alto del perfil, cresta, divide a la primera región de las otras tres, además en él se ubica el origen de coordenadas a partir del cual se describe la superficie del barraje mediante las siguientes expresiones:

$$Y = 0.724 \frac{(X + 0.282H_d)^{1.85}}{H_d^{0.85}} + 0.126H_d - 0.4315H_d^{0.375}(X + 0.282H_d)^{0.625} \quad -0.282H_d < X < 0$$

$$Y = 0.5 \frac{X^{1.85}}{H_d^{0.85}} \quad 0 < X < X_{t1}$$

$$Y = X \tan \alpha - (Y_{t1} + X_{t1} \tan \alpha) \quad X_{t1} < X < X_{t2}$$

$$Y = \sqrt{R^2 - (X - X_c)^2} - Y_c \quad X_{t2} < X < X_c$$

La carga de agua H_d que se considera es aquel que corresponde al caudal de avenida Q_a , es decir 2 m, el ángulo de inclinación α del tramo recto se establece en 50° , así mismo se recomienda que el radio del arco de la región cuatro sea cinco veces el tirante al pie del barraje y_1 , es decir 3.54 m. Bajo estas consideraciones se tiene las siguientes coordenadas de la superficie del barraje:

Tabla 6.6 Coordenadas de la superficie del barraje con origen en la cresta

Región	X (m)	Y (m)	Región	X (m)	Y (m)
1	-0.57	0.25	3	3.06	2.16
	-0.38	0.07		3.14	2.26
	-0.19	0.01		3.23	2.36
Origen	0.00	0.00		3.31	2.46
2	0.27	0.02		3.40	2.56
	0.54	0.09		3.48	2.67
	0.81	0.19		X_{t2}	3.57
	1.09	0.32	4	3.87	3.05
	1.36	0.49		4.14	3.28
	1.63	0.68		4.41	3.47
	1.90	0.90		4.69	3.62
	2.17	1.16		4.96	3.74
2.44	1.44	5.23		3.84	
X_{t1}	2.72	1.75		5.50	3.91
3	2.80	1.85	5.77	3.96	
	2.89	1.95	6.04	3.99	
	2.97	2.06	X_c	6.28	4.00

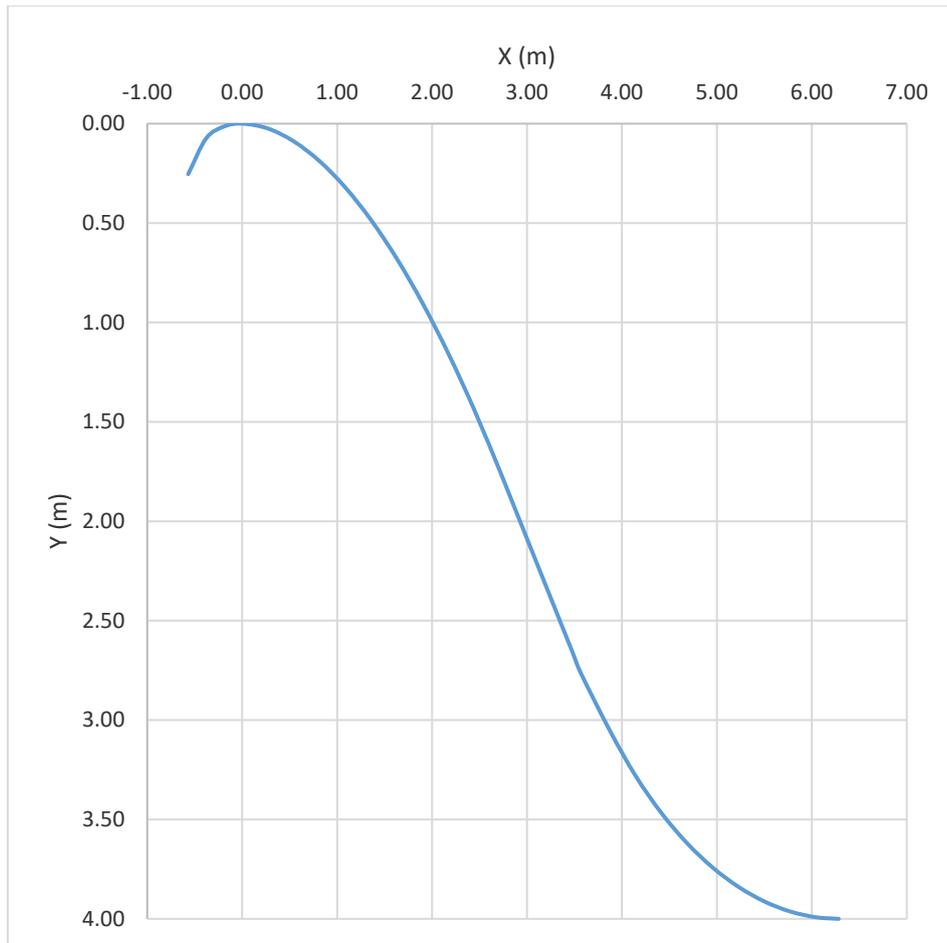


Gráfico 6.14 Perfil del barraje Creager para $H_d=2$ y $T=4$



6.2 CANAL DE CONDUCCIÓN

El canal de conducción es aquel componente de la PCH que se encarga de transportar el caudal de diseño desde el desarenador, aledaño a la bocatoma en este caso, hasta la cámara de carga a través de las laderas de los cerros y cuya trayectoria se planteó en el capítulo anterior. La ley que rige el flujo en canales abiertos es la de Manning, la cual se presenta a continuación.

$$Q = \frac{S^{0.5} A^{1.667}}{n P^{0.667}} \quad A = BY + tY^2 \quad P = B + 2Y\sqrt{1 + t^2}$$

Donde: Q : Caudal (m³/s); S : Pendiente (m/m); n : Rugosidad de manning; A : Área mojada (m²); P : Perímetro mojado (m); B : Ancho del fondo (m); t : Talud de las paredes (m/m); Y : Tirante (m)

Desde el punto de vista económico, el canal de conducción es la obra civil de mayor impacto, pues abarca una gran distancia en la cual se debe realizar movimientos de tierra y vaciados de concreto masivos. Es por ello que para su dimensionamiento se aplicará el criterio de la pendiente económicamente óptima, el cual consiste en calcular el costo de la construcción de la obra y el costo por venta hipotética de la energía “perdida” durante la vida útil del proyecto para diferentes pendientes establecidas. Se opta por aquella pendiente (solución) que posee el menor costo total, el cual se obtiene gráficamente.

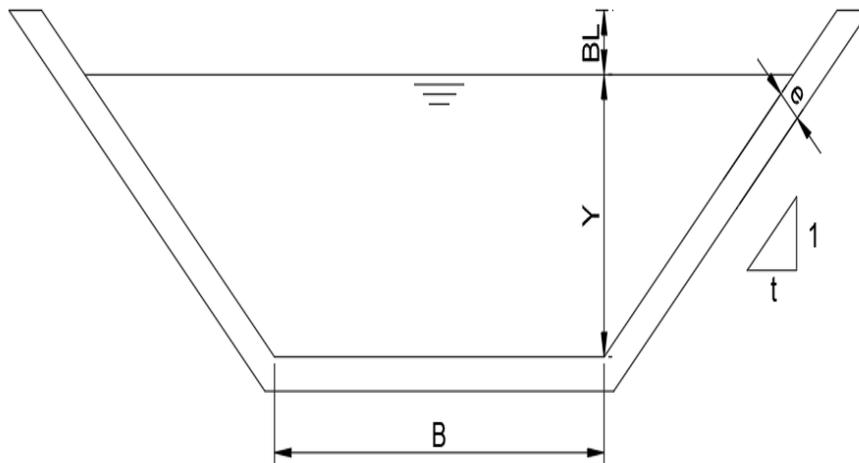


Gráfico 6.15 Sección transversal de un canal típico

6.2.1 COSTO DE LA CONSTRUCCIÓN

Para determinar la inversión inicial es necesario conocer las dimensiones del canal, para ello, en primer lugar, se establece una pendiente genérica, por ejemplo 0.3%. Así mismo, se considera que el canal a implementar sea de sección rectangular, es decir $t=0$, puesto

que, para la magnitud del caudal de diseño, y al encontrarse a media ladera, esta sección requiere de una menor área de corte del terreno y por ende menor volumen de movimiento de tierras en comparación a un canal trapezoidal. Luego se define la relación ancho tirante B/Y cuyo valor se recomienda que sea ligeramente menor a dos, la cual corresponde a la sección de máxima eficiencia, es decir aquella que de un conjunto de canales que poseen la misma área mojada, rugosidad y pendiente permita mayor caudal, y por tanto requiere menor material de construcción. Esta sugerencia se basa en el hecho de que en canales a media ladera se debe priorizar una sección profunda para reducir aún más el volumen de excavación, pero tomando en cuenta la disminución de la estabilidad en las paredes. Bajo estas consideraciones se opta por una relación B/Y igual a 1.8 que mediante la aplicación de Manning obtiene lo siguiente:



Gráfico 6.16 Parámetros hidráulicos del canal de conducción para B/Y=1.8 y S=0.3%. Fuente: Hcanales

Como se puede observar en el gráfico 6.16, las dimensiones obtenidas son B= 2.61 m e Y=1.45 m. Así mismo, según la USBR el borde libre BL (ver gráfico 6.15) se puede estimar mediante la siguiente expresión:

$$BL = \sqrt{C \times Y_n} \quad BL = \sqrt{0.5 \times 1.45} = 0.8 \text{ m}$$

Donde: C: Coeficiente que varía de 0.46 para Q=0.6 m³/s a 0.76 para Q=85 m³/s; Y_n: Tirante normal (m)

Considerando un ratio del costo de la construcción del canal de 600.00 \$/m³ se obtiene los siguientes costos de inversión para cada escenario de administración de la PCH:

Tabla 6.7 Inversión en la construcción del canal de conducción para cada escenario de administración

Escenario	Área transversal (m ²)	Longitud (m)	Volumen (m ³)	Inversión (\$)
1	1.80	1,075	1,936.43	1,161,860.25
2		5,500	9,907.34	5,944,401.26

Por último, se debe repetir el mismo procedimiento para diferentes pendientes del canal.

6.2.2 COSTO DE LA ENERGÍA PERDIDA

Tal como se mencionó líneas arriba, este costo representa la venta hipotética de la energía que se pierde en el canal de conducción, la cual se obtiene mediante las siguientes expresiones:

$$H_p = SL \quad Pp = 8.2QH_p$$

$$Ep = 8,760 * Pp$$

Donde: H_p : Perdida de carga (m); S : Pendiente del canal (m/m); L : Longitud del canal (m); Pp : Potencia perdida (kW); Q : Caudal de diseño (m³/s); Ep : Energía perdida (kWh)

Como tarifa referencial por venta de energía durante la vida útil del proyecto se opta por 0.0445 \$/kWh, valor que se justifica en el costo de energía promedio de las últimas cuatro subastas RER organizadas por el Osinergmin, el cual posee una ligera tendencia a la baja.

Tabla 6.8 Tarifa por venta de energía en las Subastas RER. Fuente: Osinergmin

Subasta	Año	Costo energía (\$/kWh)	Tasa de crecimiento
1	2010	0.0602	-
2	2011	0.0525	-12.88%
3	2014	0.0559	2.13%
4	2016	0.0465	-8.79%

Una vez definida la tarifa es necesario calcular el costo total de la energía perdida durante los 30 años a valor actual y a una tasa de retorno de 12%, rentabilidad mínima aceptable para este tipo de proyectos, mediante la siguiente expresión financiera:

$$C_{te} = C_{ae} \frac{[(1+i)^n - 1]}{i(1+i)^n}$$

Donde: C_{te} : Costo total de energía (\$); C_{ae} : Costo anual de energía (\$); i : Tasa de retorno (%); n : Vida útil (años)

A continuación, se muestran los resultados para la pendiente de ejemplo de 0.3% :

Tabla 6.9 Costo total por venta de energía

Escenario	L (m)	Hp (m)	Pp (kW)	Ep (kWh)	Cae (\$)	$\frac{[(1+i)^n - 1]}{i(1+i)^n}$	Cte (\$)
1	1,075	3.23	304.12	2,664,069.30	118,551.08	8.06	954,950.79
2	5,500	16.5	1555.95	13,630,122.00	606,540.43		4,885,794.74

Al igual que el acápite anterior, se debe repetir el mismo proceso para diferentes pendientes.

6.2.3 PENDIENTE ECONÓMICAMENTE ÓPTIMA

Se han realizado los cálculos respectivos para un total de diez pendientes entre 0.01% y 1% cuyos resultados gráficos se muestran a continuación:

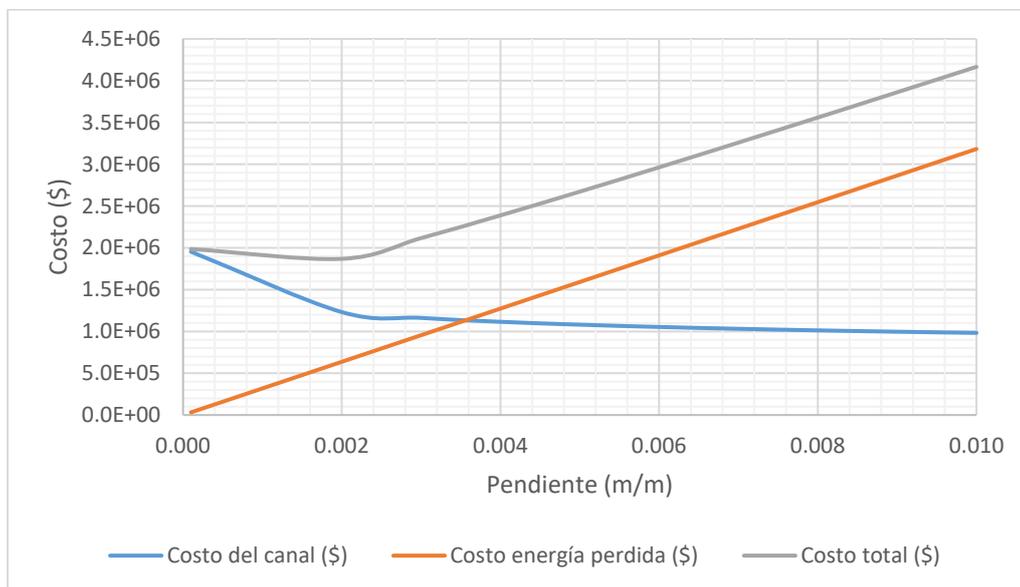


Gráfico 6.17 Pendiente (m/m) vs Costo (\$) para el escenario 1

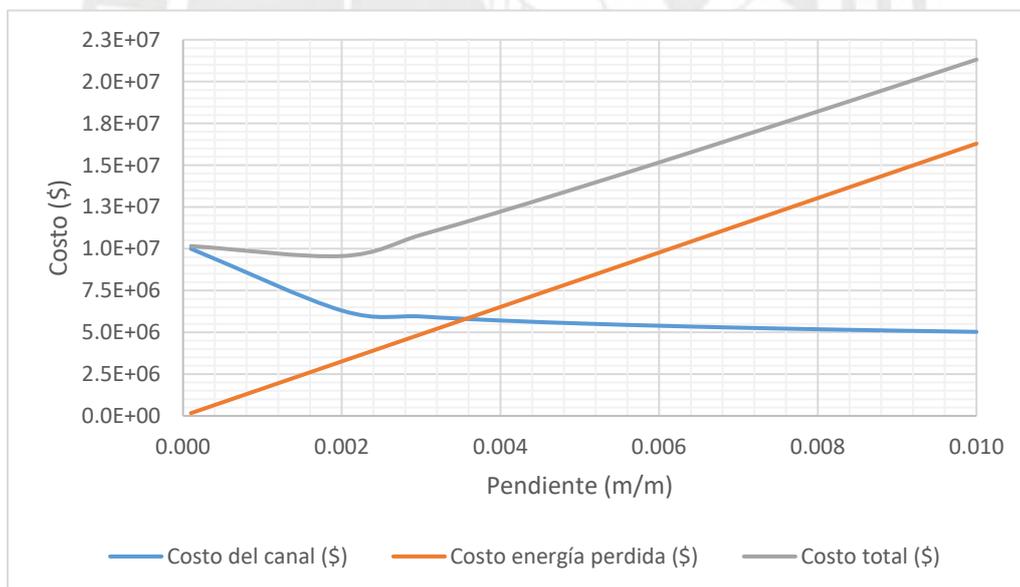


Gráfico 6.18 Pendiente (m/m) vs Costo (\$) para el escenario 2

A partir de los gráficos se observa que la pendiente del canal correspondiente al menor costo total para ambos escenarios coincide con un valor de 0.2%. Para dicha pendiente se obtiene un ancho del canal B de 2.8 m, un tirante Y de 1.55 m y un borde libre BL de 0.85m. Los resultados detallados se encuentran en el **Anexo 07**.

6.3 DESARENADOR

Es una estructura hidráulica que se encuentra en la trayectoria del canal de conducción, por lo general inmediatamente aguas abajo de la bocatoma, y que posee la finalidad de sedimentar y evacuar los sólidos en suspensión que lograron atravesar las obras de captación. La función desempeñada por este componente es de vital importancia, especialmente en un proyecto de generación eléctrica por las siguientes razones:

- Las partículas sedimentadas en el canal de conducción a lo largo del tiempo producen una disminución de la sección transversal de la misma, así como un aumento en la rugosidad de Manning, lo que se traduce como costo por mantenimiento elevado.
- El efecto abrasivo de las partículas a gran velocidad produce un constante deterioro a la tubería forzada y a la turbina hidráulica, lo cual genera una disminución significativa del rendimiento en la producción de energía e incluso podría requerir reposición de dichos elementos.

El concepto del funcionamiento del desarenador consiste en la ampliación de sección transversal del canal de manera que la velocidad del agua disminuya por principio de continuidad, lo cual permite que la sedimentación de las partículas sea más eficiente en un tramo relativamente corto.

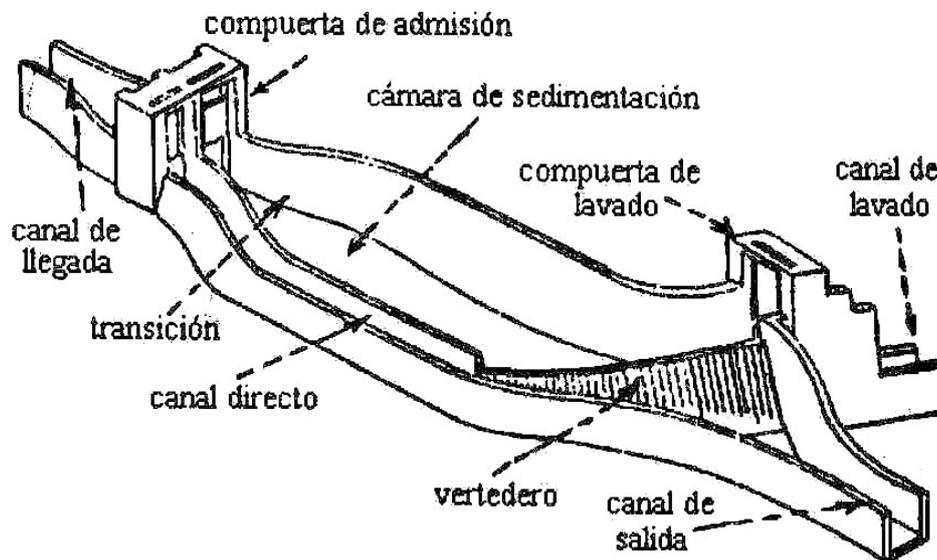


Gráfico 6.19 Esquema de un desarenador. Fuente: Sviatoslav (1968)

A continuación, se muestra el diseño de los diferentes componentes de un desarenador en base al gráfico 6.19 y al procedimiento sugerido por la ANA (2010).

6.3.1 CÁMARA DE SEDIMENTACIÓN

Es un canal de grandes dimensiones en el que la partícula es sedimentada debida a una baja velocidad del flujo, la cual se recomienda entre 10 y 40 cm/s, así también que la profundidad H se encuentre entre 1.5 y 4 m. Así mismo, el ing. Naranjo (2015) recomienda una relación ancho alto B/H de la cámara de sedimentación entre 2 y 3. Por otro lado, para facilitar la evacuación de las partículas sedimentadas al centro de la cámara se recomienda que el fondo tenga un talud a de entre 1.5 a 1.8 y una pendiente longitudinal entre 2 y 6%.

A. VELOCIDAD DE FLUJO

Se obtiene la velocidad del flujo de agua en la cámara mediante la expresión de Campo:

$$V = a * \sqrt{d}$$

Donde: V: Velocidad de flujo (cm/s); d: Diámetro la partícula de diseño (mm); a: Constante (ver tabla 6.11)

Tabla 6.10 Diámetro de partícula de diseño en función de la altura de caída del proyecto. Fuente: ANA (2010)

Diámetro (mm)	Altura de caída (m)
0.6	100-200
0.5	200-300
0.3	300-500
0.1	500-1000

Tabla 6.11 Valores de la constante a en función del diámetro de la partícula de diseño. Fuente: ANA (2010)

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

Dado que las condiciones topográficas admiten una caída máxima de 121.5 m, tal como se observó en el capítulo 5, el diámetro de diseño de la partícula a sedimentar será de 0.6 mm según la tabla 6.10, para el cual se obtiene un valor de a igual a 44 según la tabla 6.11. Por lo tanto, la velocidad del flujo V será de 34 cm/s.

B. CÁLCULO DE LA ALTURA Y EL ANCHO

Sviatoslav Krochin, en su publicación de Diseño hidráulico sugiere la construcción de dos o más naves (cámaras de sedimentación) para caudales de diseño mayores a 10 m³/s como en este caso, debido a que mientras mayor caudal se tenga en una sola cámara, las recomendaciones indicadas inicialmente, las cuales buscan disminuir la turbulencia y permitir una sedimentación eficiente, ya no serán posibles de satisfacer. Por ello, se analizará el desarenador con hasta 3 naves de sedimentación.

$$Q = \frac{Q_d}{N} \quad V = \frac{Q}{A} \quad H = \left(\frac{A}{B_d/H_d} \right)^{0.5}$$

Donde: Q : Caudal por nave (m³/s); Q_d : Caudal de diseño (m³/s); N : Cantidad de naves; V : Velocidad de flujo (m/s); A : Área mojada por nave (m²); H_d : Tirante por nave (m); B_d : Ancho por nave (m)

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para una relación B/H igual a 2:

Tabla 6.12 Valores de B_d y H_d para diferentes números de naves

N	1	2	3
Q (m ³ /s)	11.5	5.75	3.83
A (m ²)	33.74	16.87	11.25
H _d (m)	4.11	2.90	2.37
B _d (m)	8.21	5.81	4.74

C. VELOCIDAD DE SEDIMENTACIÓN

La velocidad de sedimentación de la partícula de diseño en aguas tranquilas W se puede estimar mediante diversas expresiones, las cuales dependen de las siguientes variables:

Tabla 6.13 Parámetros del fluido y de la partícula a sedimentar

Temperatura, T (°C)	20.5
Densidad del agua, P _w (gr/cm ³)	0.998
Viscosidad cinemática del agua, ν (m ² /s)	10 ⁻⁶
Densidad de partícula, P _s (gr/cm ³)	2.65
Densidad relativa solución, Δ	1.65
Factor de forma de partícula, S.F	0.7
Forma y naturaleza de partícula, k	1.28
Aceleración de la gravedad, g (m/s ²)	9.81

El valor de W se puede estimar como el promedio de la aplicación de siete métodos que dependen principalmente del diámetro d y cuyos resultados se muestran a continuación:

Tabla 6.14 Velocidad de sedimentación en aguas tranquilas W

Autor	Formula o expresión (d en mm)	W (m/s)
Arkhangelski	$(-0.0816d^4 + 0.9887d^3 - 4.6676d^2 + 13.901d - 0.5113)/100$	0.0635
Sellerio	$0.1d$	0.06
Sudry	Ver gráfico 6.20	0.08
Scotti - Foglieni	$3.8(d/1000)^{0.5} + 8.3(d/1000)$	0.0981
Albertson	Ver gráfico 6.21	0.09
Owens	$k\sqrt{[(d/1000)(P_s - 1)]}$	0.0403
Fza. Arrastre de partícula	$\sqrt{(4\Delta gd)/(3C_d)}$; Ver gráfico 6.22	0.0885
Promedio	-	0.0743

Los siguientes nomogramas son de utilidad para el cálculo de W según los métodos de Sudry, Albertson y de la Fza. Arrastre de partícula, respectivamente:

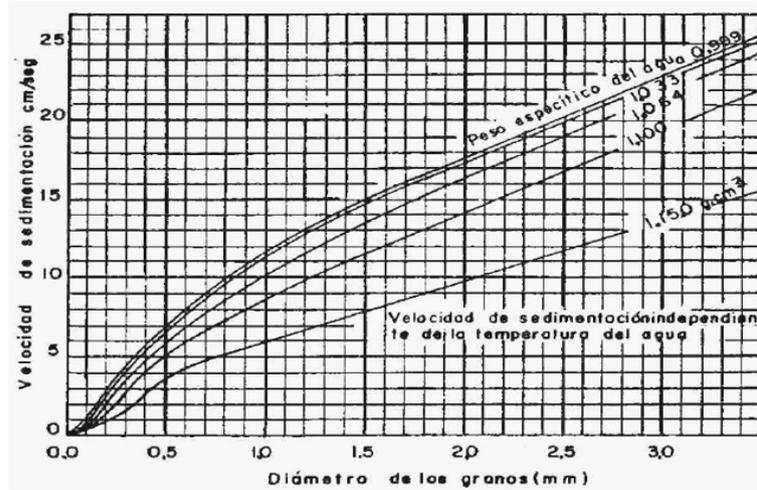


Gráfico 6.20 Nomograma de Sudry para el cálculo de W en función de P_w y d

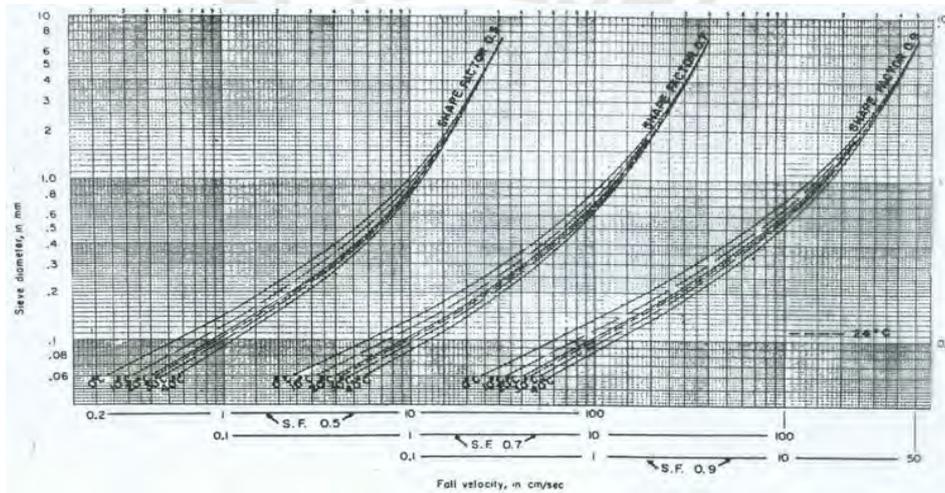


Gráfico 6.21 Nomograma de Albertson para el cálculo de W en función de $S.F$, T y d

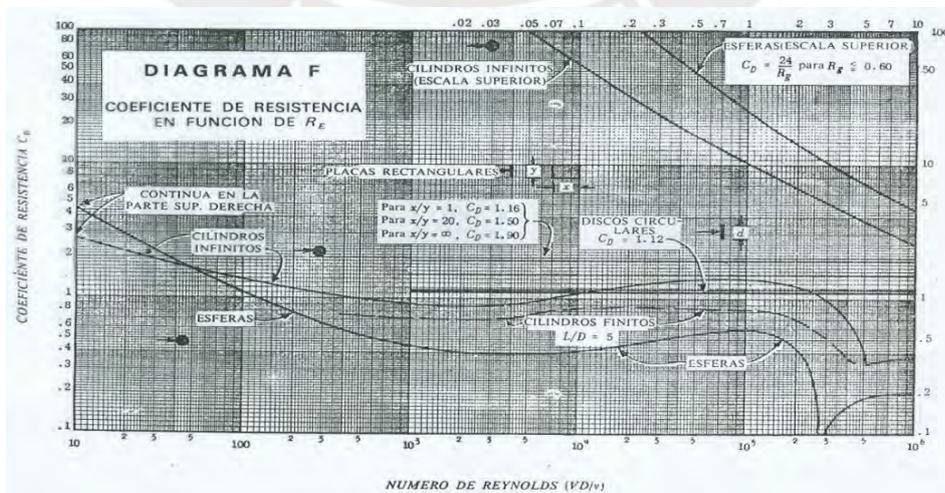


Gráfico 6.22 Nomograma para el cálculo del coeficiente de resistencia C_d en función de Re

El flujo de agua en el desarenador, pese a tener una velocidad muy baja, genera una turbulencia que es capaz de perturbar las partículas suspendidas en él, lo cual retarda su tiempo de sedimentación, por ende, disminuye su velocidad. Para estimar dicha velocidad se aplicará cuatro criterios cuyas expresiones y resultados se muestran a continuación:

Tabla 6.15 Velocidad de sedimentación en aguas turbulentas w'

Criterio	Fórmula	w' (m/s)		
		1 nave	2 naves	3 naves
Velocidad de flujo	$W - 0.04V$	0.0607		
Sokolov	$W - 0.152W$	0.0630		
Eghiazaroff	$W - W/(5.7 + 2.3H)$	0.0694	0.0683	0.0677
Bestelli y Levin	$W - (0.132/\sqrt{H})V$	0.0522	0.048	0.0451
Promedio	-	0.0613	0.06	0.0591

D. LONGITUD DEL DESARENADOR

La cámara desarenadora debe tener una longitud mínima para que la sedimentación de las partículas se desarrolle por completo. La longitud será el mayor valor obtenido de las siguientes expresiones:

$$L_d = \frac{V \cdot H}{w'} \quad L_d = (2.5 \cdot V + 0.75) \cdot \frac{V \cdot H}{w'}$$

Donde: L_d : Longitud (m); V : Velocidad de flujo (m/s); H : Tirante (m); W : Velocidad de sedimentación en reposo (m/s); W' : Velocidad de sedimentación en movimiento (m/s)

Tabla 6.16 Longitud de la cámara de sedimentación

Ecuación	Ld (m)		
	1 nave	2 naves	3 naves
1	22.82	16.49	13.67
2	30.16	21.33	17.42

6.3.2 TRANSICIÓN DE ENTRADA

Tal como se explicó en el acápite 6.1, la transición es la unión gradual entre dos secciones de diferente ancho, en este caso el canal de derivación con el desarenador. Mas que la reducción en la pérdida de carga, su importancia en un desarenador radica en la uniformización de la velocidad de flujo a la entrada del mismo, pues este es un factor esencial para una sedimentación eficiente de las partículas. La longitud recomendada para este elemento es la siguiente:

$$L_t = \frac{B_2 - B_1}{2tg(12.5)}$$

Donde: L_t : Longitud de la transición (m); B_2 : Ancho de la cámara (m); B_1 : Ancho del canal de derivación (m)

A continuación, se aprecian las longitudes de transición halladas para las tres alternativas:

Tabla 6.17 Longitud de la transición de entrada a la cámara de sedimentación

N	1	2	3
B_1 (m)	2		
B_2 (m)	8.2	5.8	4.7
L_t (m)	14.02	22.4	34.6

La longitud de transición requerida es tal que las obras civiles excederían el área disponible del terreno y se tendría que realizar grandes cortes en el talud, es por ello se optará por el valor límite, es decir 7.5 m, pero acompañada de pantallas deflectoras, de verificación experimental, para la uniformización de la velocidad del agua a la entrada del desarenador.

6.3.3 VERTEDERO

Al final de la cámara de sedimentación se proyecta un vertedero, el cual tiene la finalidad de elevar el nivel de agua en la cámara para que se pueda desarrollar la sedimentación y de transportar el agua libre de sólidos en suspensión hacia el canal de conducción. La velocidad del flujo sobre el vertedero no debería ser mayor que 1m/s, esto para evitar turbulencias aguas arriba y que se arrastre partículas sobre él. Es por ello que se adoptará un perfil de pared delgada sin contracciones, puesto a que para una misma velocidad este vertedero requiere menor longitud en comparación al tipo Creager.

$$Q_d = CL_v H_e^{1.5} \quad H_e \approx H_d$$

Donde: Q_d : Caudal de diseño (m³/s); C : Coeficiente hidráulico (1.84); L_v : Longitud del vertedero (m); H_e, H_d : Carga sobre el vertedero (m)

Para cumplir la condición de velocidad, la máxima carga H_e debe ser de 0.295 m, para el cual se obtiene las siguientes longitudes del vertedero L_v : 39.01 m, 19.5 m y 13 m para una, dos y tres naves, respectivamente. Es evidente que estas longitudes son superiores a los anchos de las naves de sedimentación, por lo que será necesario implementar el vertedero en forma de arco en planta, tal como se observa en el siguiente gráfico:

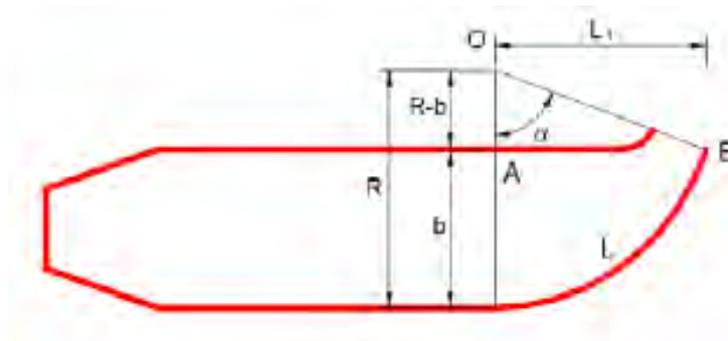


Gráfico 6.23 Esquema del vertedero al final de la cámara de sedimentación. Fuente: ANA (2010)

Del esquema del gráfico 6.23 se deducen las siguientes expresiones geométricas:

$$R = \frac{b}{1 - \cos \alpha} \quad R = \frac{180 * L_v}{\pi * \alpha} \quad L_1 = R \sin \alpha \quad L_p = \frac{L_v + L_1}{2}$$

Donde: R : Radio de curvatura (m); b : Ancho de la cámara de sedimentación (m); α : Ángulo del arco (°); L_v : Longitud del vertedero (m); L_1 : Proyección longitudinal del vertedero (m); L_p : Longitud promedio del vertedero (m)

En la siguiente tabla se muestran las dimensiones obtenidas del vertedero:

Tabla 6.18 Parámetros geométricos del vertedero al final de la cámara de sedimentación

N	1	2	3
α (°)	24.50	35.22	43.91
R (m)	91.21	31.72	16.97
L_1 (m)	37.83	18.30	11.77
L_p (m)	38.42	18.90	12.38

6.3.4 COMPUERTA DE LAVADO

Para la evacuación de las partículas depositadas en la cámara de sedimentación es necesario implementar una compuerta de purga, al igual que en el desripador. Una purga eficiente se da a una velocidad de salida entre 3 a 6 m/s que a su vez garantiza que el concreto no se erosione.

$$\Delta Z = S(L_d + L_p) \quad H' = H_d + \Delta Z \quad Q_d = CA_o\sqrt{2gH'} \quad V' = \frac{Q_d}{A_o}$$

Donde: ΔZ : Desnivel del fondo de la cámara (m); S : Pendiente del fondo de la cámara (m/m); H' : Carga en el orificio (m); C : Coeficiente hidráulico (0.6); A_o : Área del orificio (m²); V' : Velocidad en el orificio (m/s)

Si se considera que la pendiente del fondo es de 4.6 % y que la compuerta a implementar sea de sección cuadrada se tendrá los siguientes resultados, entre ellos la dimensión de la compuerta l y la velocidad en ella:

Tabla 6.19 Parámetros de la compuerta de purga

N	1	2	3
ΔZ (m)	3.15	1.85	1.37
H' (m)	7.26	4.75	3.74
A_o (m ²) - Mín	1.61	0.99	0.75
l (m)	1.27	1.00	0.86
V' (m/s)	7.16	5.80	5.14

Dado los resultados obtenidos, se tiene que la opción que cumple los requerimientos de altura H y velocidad de flujo V' en la compuerta de purga es la que posee 2 naves, así mismo esta solución requiere una menor área en planta para su construcción, lo que es muy importante debido a las limitaciones del terreno aguas abajo de las obras de captación.

6.4 CÁMARA DE CARGA

La cámara de carga es una estructura de transición entre un sistema de baja presión con uno de alta presión como lo son el canal de conducción y la tubería forzada, respectivamente. El diseño de este elemento se realiza en función a dos condiciones críticas que son la partida y parada brusca de la válvula ubicada al extremo de la tubería forzada (Ortiz, 2011). Estas acciones producen una sobrepresión oscilatoria en la tubería, la cual debe ser disipada por la propia elasticidad de la tubería y por el volumen de agua almacenado en la cámara de carga, el cual cumple la función de amortiguador. No obstante, en el cumplimiento de dicha función se debe garantizar las siguientes condiciones:

- En la apertura brusca no debe ingresar aire a la tubería forzada para evitar la formación de vórtices y burbujas.
- En la parada brusca el funcionamiento del canal de conducción y de la cámara de carga debe ser estable.

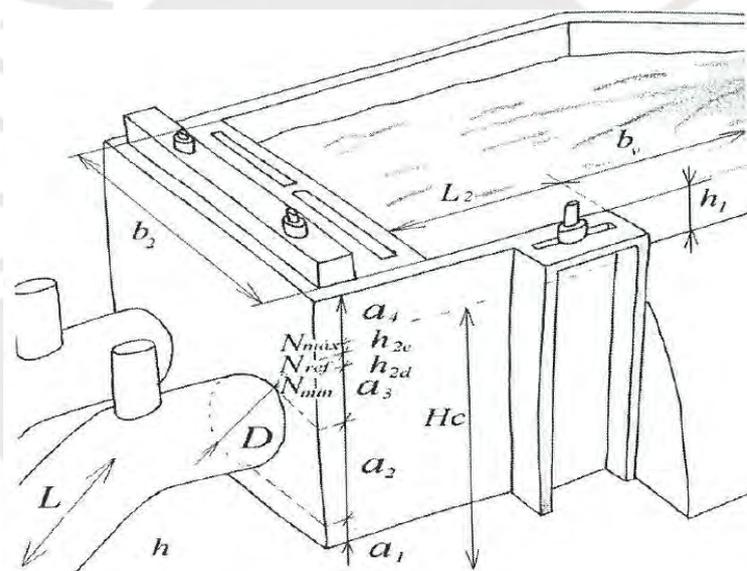


Gráfico 6.24 Esquema referencial de la cámara de carga. Fuente: Ortiz (2011)

El dimensionamiento de la cámara de carga se desarrollará para el escenario de administración 1 en base al gráfico 6.24 y al procedimiento establecido por Ortiz (2011).

Se fija un valor de 0.5 m para a_1 con el fin de evitar el ingreso por arrastre de partículas a la tubería forzada. Así mismo, el valor de a_2 será igual al diámetro externo D_e de la tubería, el cual fue estimado en 1.37 m, valor que se justifica en el acápite 6.5.

La variable a_3 es una altura de seguridad para evitar la formación de vórtices que generen cavitación y se encuentra entre la parte superior de la tubería y el nivel mínimo de agua

N_{min} . Su valor oscila entre $0.5D_e$ y $1.5D_e$, de esta forma se opta por 0.7 m. Así mismo se recomienda que la velocidad del flujo V_2 en la cámara no sea mayor a 1m/s.

Así como a_3 representa una medida de seguridad debido al descenso del agua por partida brusca del sistema, el valor de a_4 lo es para parada brusca, pues busca evitar el desbordamiento encima del nivel máximo N_{max} . Se fija el valor de a_4 en 1 m.

Por otra parte, el valor del calado en condición normal h_2 , es decir el que corresponde al nivel de referencia N_{ref} , se obtiene mediante expresiones derivadas de los principios de conservación de masa y de cantidad de movimiento en partida brusca, asumiendo una variación lineal de los caudales en el sistema.

$$b_2 = \frac{Q_d}{V_2 h_2} \quad b_2 = \frac{11.5}{1 h_2}$$

$$h_{2d} = \frac{Q_d}{7 b_2 h_2^{0.5}} \quad h_{2d} = \frac{11.5}{7 b_2 h_2^{0.5}}$$

$$h_2 = a_1 + a_2 + a_3 + h_{2d} \quad h_2 = 0.5 + 1.37 + 0.7 + h_{2d}$$

Donde: b_2 : Ancho de la cámara (m); Q_d : Caudal de diseño (m³/s); h_{2d} : Variación del nivel de agua en partida brusca (m)

Resolviendo el sistema de ecuaciones se obtiene los siguientes resultados: $b_2 = 4.1$ m; $h_{2d} = 0.24$ m y $h_2 = 2.83$ m.

Dado que la caída bruta H_b y la longitud de la tubería forzada L es 32 m y 74.2 m, respectivamente, la longitud de la cámara de carga L_2 será:

$$L_2 = 0.304 \frac{Q_d L h_2^{0.5}}{H_b D_e^2} \quad L_2 = 0.304 \frac{11.5 \times 74.2 \times 2.83^{0.5}}{32 \times 1.37^2} \approx 8.2 \text{ m}$$

Una vez definido el ancho y el largo de la cámara, se procede a calcular la altura de la misma h_c , la cual depende de la variación de nivel de agua en parada brusca h_{2e} que se obtiene mediante los mismos principios indicados líneas arriba:

$$h_{2e} = \frac{0.25 Q_d}{b_2 h_2^{0.5}} \quad h_{2e} = \frac{0.25 \times 11.5}{3.6 \times 3.16^{0.5}} = 0.42 \text{ m}$$

$$h_c = h_2 + h_{2e} + a_4 \quad h_c = 2.83 + 0.42 + 1 = 4.25 \text{ m}$$

El vertedero lateral debe evacuar el caudal de diseño por encima del nivel N_{max} en caso de que el paso de caudal hacia la turbina se vea interrumpida. Si consideramos un vertedero de pared delgada ($C=1.84$) y que h_v es 0.73 m, el ancho b_v del mismo será igual a:

$$Q_d = C b_v h_v^{1.5} \quad 11.5 = 1.84 \times b_v \times 0.73^{1.5} \quad b_v = 10 \text{ m}$$

Finalmente, como el canal de conducción y la cámara de carga poseen distintos anchos, es conveniente implementar una transición a un ángulo de 12.5° de 5.8 m de longitud .

6.5 TUBERÍA FORZADA

La tubería forzada es una conducción cerrada a cielo abierto que transporta el agua a presión desde la cámara de carga hacia la turbina hidráulica en la casa de máquinas. Es así que el mayor porcentaje de la caída bruta de la PCH se da en este elemento, pues aprovecha el desnivel topográfico respecto al río Huallaga que se ha obtenido con el trazo del canal de conducción a una pendiente muy baja durante una larga distancia.

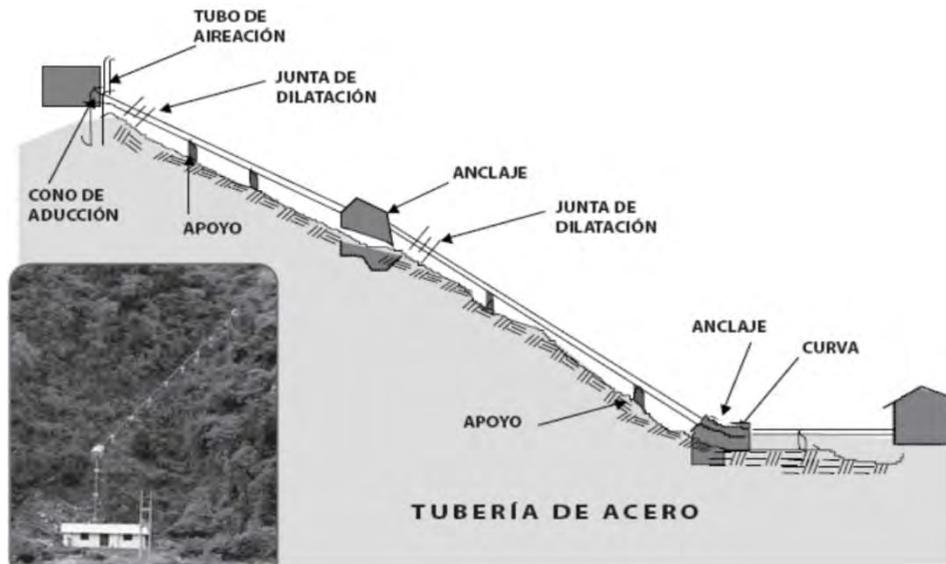


Gráfico 6.25 Esquema referencial de una tubería forzada. Fuente: Fuentealba (2014)

En primer lugar, se planteará el alineamiento de la tubería para determinar su longitud y los puntos en los que hay cambio de pendientes, esto para definir la ubicación de los apoyos y anclajes. En segundo lugar, se aplicará el criterio del diámetro económicamente óptimo, el cual consiste en determinar, para diferentes diámetros, la pérdida de energía y el espesor de la tubería en base al fenómeno de golpe de ariete, y con esos resultados calcular el costo por venta hipotética de energía “perdida” durante la vida útil de la PCH, así como el costo total por la implementación de la tubería. De esta forma se optará por el diámetro con el cual se obtiene el menor costo total. Finalmente, se realizará el dimensionamiento de los apoyos y anclajes de la tubería en base al alineamiento planteado.

A continuación, se detalla el procedimiento indicado líneas arriba aplicado al escenario de administración 1:

6.5.1 ALINEAMIENTO

Dada la magnitud del caudal, se plantea dos tuberías forzadas en paralelo y con un caudal de 5.75 m³/s cada una. En el trazo de la tubería forzada se tomó en cuenta dos condiciones,

en primer lugar, que sea recto en planta, es decir sin variación de pendiente horizontal y, en segundo lugar, que la pendiente vertical en cada tramo no sea superior a 45°. Esto debido a que dichas condiciones facilitan la implementación de la tubería, reducen las pérdidas de energía, otorga mayor estabilidad en el talud y por último reducen los esfuerzos en las cimentaciones y por ende también sus dimensiones. De esta manera se obtuvo el siguiente perfil de la tubería :

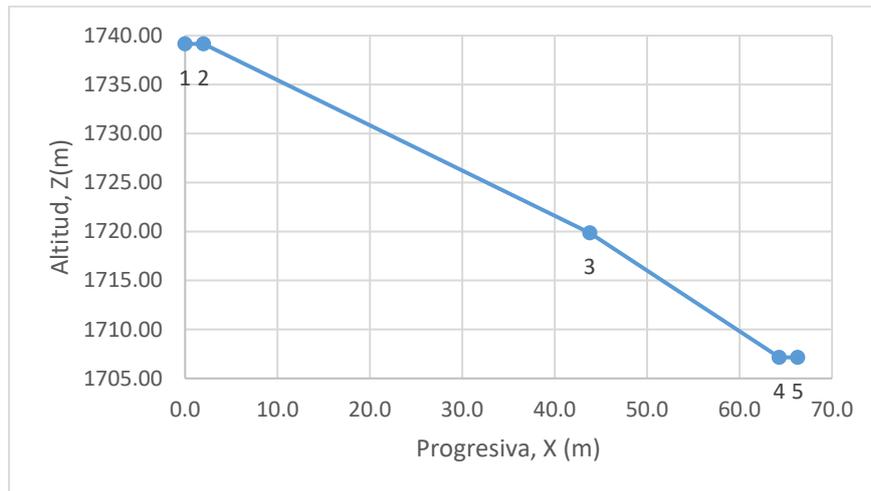


Gráfico 6.26 Perfil longitudinal de la tubería forzada para el escenario 1

Tabla 6.20 Parámetros geométricos de la tubería forzada para el escenario 1

Punto	X (m)	Z (m)	ΔX (m)	ΔZ (m)	L (m)	α (°)	α_r (°)
1	0.0	1739.15	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	2.0	1739.15	2.0	0.0	2.0	0.0	24.8
3	43.8	1719.85	41.8	19.3	46.0	24.8	7.0
4	64.3	1707.15	20.5	12.7	24.1	31.8	31.8
5	66.3	1707.15	2.0	0.0	2.0	0.0	0

Donde: X : Progresiva (m); Z : Elevación (m); ΔX : Distancia horizontal entre puntos (m); ΔZ : Distancia vertical entre puntos (m); L : Longitud entre puntos (m); α : Ángulo vertical (°); α_r : Ángulo vertical relativo (°)

6.5.2 DIAMETRO ECONÓMICAMENTE ÓPTIMO

Este es un criterio técnico económico que permite calcular el diámetro de la tubería y, por tanto, las pérdidas y el espesor, en base al análisis del costo total para diversos diámetros, tal como se indicó líneas arriba, y el cual se efectuará bajo la premisa de que la velocidad en la conducción a presión se encuentre entre 4 a 6 m/s, es decir entre un diámetro interno de 1.10 m a 1.35 m para cada tubería. A manera de ejemplo se detallará el procedimiento para el menor diámetro y al final de este acápite se mostrará los resultados generales.

A. MATERIAL

Como material de la tubería forzada se adoptará por el acero estructural, pues a diferencia de los fabricados a base de polímeros, este es apto para grandes caudales, así mismo posee mayor resistencia a las presiones, al desgaste por abrasión de los sólidos en suspensión y a los rayos ultravioleta. No obstante, esto a cambio de un mayor costo en el montaje y mano de obra, por ser esta última especializada. Específicamente se considera el acero ASTM A516 Gr.70 con el cual se dispone de un esfuerzo admisible igual al 66.6% de su esfuerzo de fluencia, es decir 1,780 kg/cm², tal como lo establece el ASCE (2012).

B. PÉRDIDAS

Existen dos tipos de pérdidas en tuberías, la producida por fricción del material y aquella que se da por perturbaciones geométricas en la conducción, es decir las locales. A continuación, se muestran los coeficientes de pérdidas locales:

- Rejilla

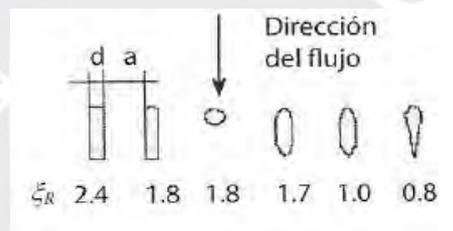


Gráfico 6.27 Coeficiente de pérdida en rejilla ξ_r . Fuente: Ortiz (2011)

- Entrada

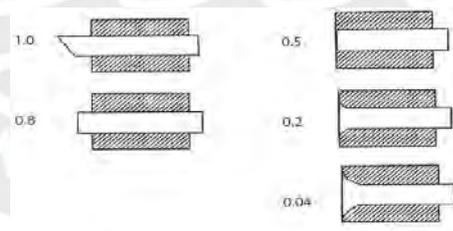


Gráfico 6.28 Coeficiente de pérdida a la entrada de la tubería ξ_e . Fuente: Ortiz (2011)

- Codos

$$\xi_k = -6 \times 10^{-7} \alpha_r^3 + 2 \times 10^{-4} \alpha_r^2 - 1 \times 10^{-4} \alpha_r + 1.47 \times 10^{-2}$$

- Válvula

Tabla 6.21 Coeficiente de pérdida a la entrada de la tubería ξ_e . Fuente: Ortiz (2011)

Válvula mariposa	$\xi_v = 0.2 - 0.4$
Válvula esférica	$\xi_v = 0.1$
Válvula anula	$\xi_v = 1.2 - 2.5$

Para calcular las pérdidas locales, se utilizan dichos coeficientes en la siguiente expresión:

$$h_l = \xi \frac{V^2}{2g}$$

Donde: h_l : Pérdida local (m); ξ : Coeficiente de pérdida; V : Velocidad del flujo (m/s);

Los coeficientes adoptados y calculados para el caso de los codos, así como las pérdidas se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 6.22 Coeficientes y magnitud de las pérdidas locales

Perdida	ξ	h_l (m)	
Rejilla	1.00	0.05	1.42
Entrada	0.20	0.37	
Válvula	0.20	0.37	
Codos	0.13	0.23	
	0.02	0.04	
	0.19	0.36	

Por otra parte, para estimar la pérdida por fricción se utilizará la expresión de Darcy Weisbach, la cual depende de un factor de fricción que, para régimen turbulento ($R_e > 2300$), se puede obtener a partir de la expresión de Swamee Jain.

$$R_e = \frac{VD_i}{\nu} \quad R_e = \frac{6 \times 1.1}{10^{-6}} = 6,627,726.9 > 2300$$

$$f = \frac{0.25}{\left[\log_{10} \left(\frac{k/D_i}{3.7} + \frac{5.74}{R_e^{0.9}} \right) \right]^2} \quad f = \frac{0.25}{\left[\log_{10} \left(\frac{5 \times 10^{-5}/1.1}{3.7} + \frac{5.74}{R_e^{0.9}} \right) \right]^2} = 0.01092$$

$$h_f = f \frac{L V^2}{D 2g} \quad h_f = 0.01092 \times \frac{74.2}{1.1} \times \frac{6^2}{2g} = 1.34 \text{ m}$$

Donde: f : factor de fricción; k : rugosidad relativa (m); D_i : Diámetro interno (m); R_e : Número de Reynolds; h_f : Pérdida por fricción (m); L : Longitud de la tubería (m)

Finalmente, la pérdida total H_p es el resultado de la suma de ambos tipos de pérdidas, es decir 2.76 m, por lo tanto, al caída neta H_n será igual a 29.24 m.

C. ESPESOR

El fenómeno de golpe de ariete consiste en una sobrepresión en la tubería forzada cuando se cierra la válvula al extremo de esta, así mismo su magnitud es mayor en cuanto menor sea el tiempo de cierre. Este aumento de presión se debe al empuje de las partículas en movimiento del agua contra aquellas que ya se encuentran en reposo debido a la disminución de la cantidad de movimiento por cierre de la válvula (Ortiz, 2011). Es en base

a la presión causada por este fenómeno que se calculará el espesor de la tubería mediante el método de Allievi, el cual se resume en las siguientes expresiones:

$$a = \frac{1425}{\sqrt{1 + \frac{E_w D_i}{E_s e}}} \quad a = \frac{1425}{\sqrt{1 + \frac{2.1 \times 10^8 \times 1.1}{2.1 \times 10^{10} e}}}$$

$$\rho = \frac{aV}{2gH_n} \quad \rho = \frac{a \times 6}{2g \times 29.24}$$

$$\tau = \frac{2L}{a} \quad \tau = \frac{2 \times 74.2}{a}$$

$$\eta_1 = 1 - \frac{\tau}{T}$$

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

$$\xi_T = \frac{\rho\tau}{2T} + \sqrt{\left(\frac{\rho\tau}{2T}\right)^2 + 1} \quad \xi_T = \frac{\rho\tau}{2 \times 4} + \sqrt{\left(\frac{\rho\tau}{2 \times 4}\right)^2 + 1}$$

$$\xi = \max\{\xi_1; \xi_T\}$$

$$H_t = \xi^2 H_n \quad H_t = \xi^2 \times 29.24$$

Donde: a : Celeridad de la onda (m/s); E_w : Modulo de elasticidad del agua (kg/m²); E_s : Modulo de elasticidad del acero (kg/m²); D_i : Diámetro interno (m); e : Espesor (m); $\rho, \eta_1, \xi_1, \xi_t, \xi$: Parámetros adimensionales; τ : Periodo (s); T : Tiempo de cierre (s); H_t : Altura total inc. golpe de ariete (m)

Por otro lado, para calcular el espesor e , debido a la presión total por golpe de ariete, se aplica la siguiente ecuación:

$$e = \frac{\gamma_w H_t D}{2\sigma_s K} + 0.006 \quad e = \frac{1000 \times H_t \times 1.1}{2 \times 1.78 \times 10^7 \times 0.9} + 0.006$$

Donde: γ_w : Peso específico del agua (kgf/m³); σ_s : Esfuerzo admisible del acero (kgf/m²); K : Eficiencia de las uniones

Si se considera un tiempo de cierre T de 4 segundos, se obtiene que los resultados del sistema de ecuaciones son los siguientes: $a = 905.6 \frac{m}{s}$, $\rho = 9.47$, $\tau = 0.16 s$, $\eta_1 = 0.96$, $\xi_1 = 1.04$, $\xi_t = \xi = 1.21$, $H_t = 43 m$, $e = 0.0075 m$.

No obstante, el espesor de 7.5 mm no es comercial, por tanto, se considera un valor de 10 mm. Además, para que la tubería tenga suficiente rigidez durante las maniobras de montaje, el American Society of Mechanical Engineers (ASME) indica que debe tener un espesor de por lo menos:

$$e_{min} = 0.0025D + 0.0012 \quad e = 0.0025 \times 1.1 + 0.0012 = 0.004 m$$

Se verifica que el espesor adoptado cumple este último requisito, de esta forma el diámetro externo D_e será de 1.12 m.

D. COSTOS

El costo total por la implementación de la tubería C_{ts} se estima mediante un ratio de 10 \$/kg, por tanto, depende del peso total de acero.

$$W_s = \rho_s \frac{\pi(D_e^2 - D_i^2)}{4} L \quad W_s = 7850 \times \frac{\pi(1.12^2 - 1.1^2)}{4} \times 74.2 = 20,213.28 \text{ Kg}$$

Dado que se está considerando dos tuberías, este costo asciende a 404,265.6 \$.

Por otro lado, para el cálculo del costo total por venta hipotética de energía "perdida" C_{te} , se toma como tarifa eléctrica c_e igual a 0.0445 \$/kWh en base a la tendencia que se aprecia en la tabla 6.8, así como una tasa de retorno de 12% durante la vida útil del proyecto.

$$Pp = 8.2Q_d H_p \quad Pp = 8.2 \times 5.75 \times 2.76 = 130.3 \text{ kW}$$

$$Ep = 8,760 Pp \quad Ep = 8,760 \times 130.3 = 1,141,197.9 \text{ kWh}$$

$$C_{ae} = c_e Ep \quad C_{ae} = 0.0445 \times 1,141,197.9 = 50,783.3 \text{ \$}$$

$$C_{te} = N C_{ae} \frac{[(1+i)^n - 1]}{i(1+i)^n} \quad C_{te} = 2 \times 50,783.3 \frac{[(1+0.12)^n - 1]}{0.12(1+0.12)^{30}} = \mathbf{818,137.7 \text{ \$}}$$

Donde: Pp : Potencia perdida (kW); Ep : Energía pérdida (kWh); C_{te} : Costo total de energía (\$); C_{ae} : Costo anual de energía (\$); i : Tasa de retorno (%); n : Vida útil (años); N : Número de tuberías

E. RESULTADOS

El procedimiento indicado entre B y D se repite para otros nueve diámetros entre 1.10 y 1.35 m, de esta manera se obtiene el siguiente gráfico:

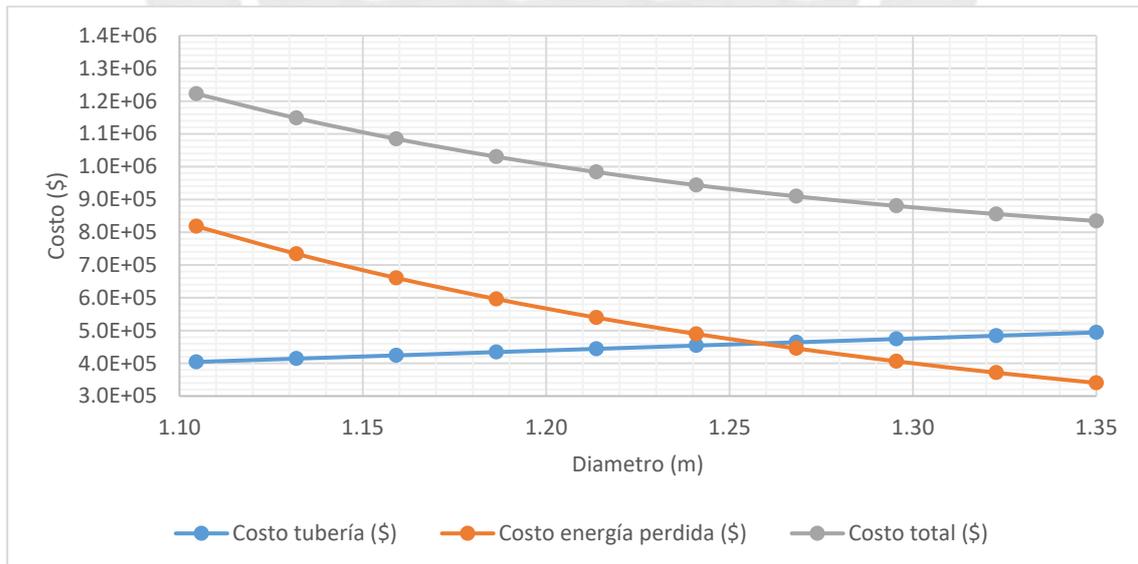


Gráfico 6.29 Diámetro (m) vs Costo (\$) para el escenario 1

En el gráfico 6.29 se aprecia que el menor costo total se da para un diámetro interno D_i igual a 1.35 m, al cual le corresponde un espesor e de 10 mm y una presión H_t , inc. golpe de ariete, de 39.44 m. Los resultados detallados se encuentran en el **Anexo 08**.

6.5.3 APOYOS Y ANCLAJES

Los apoyos son aquellos elementos de cimentación ubicados entre dos anclajes que cumplen la función de distribuir el peso de la tubería y del agua al terreno considerando que la luz entre ellos no genere esfuerzos ni deflexiones excesivas en la tubería. Cabe mencionar que trabajan como apoyos móviles en la dirección del eje de la tubería.

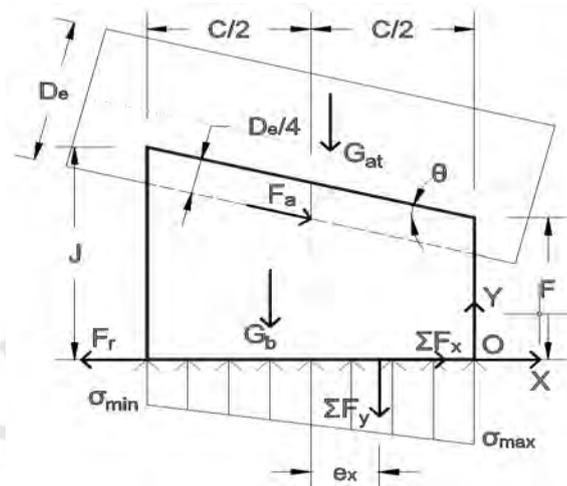


Gráfico 6.30 Diagrama de cuerpo libre de un apoyo. Fuente: Adaptado de Ortiz (2011)

Como se puede apreciar en el gráfico 6.30, principalmente son cuatro las fuerzas que actúan sobre el apoyo tales como el peso de la tubería y del agua G_{at} , la fricción entre la tubería y el apoyo F_a , el peso del apoyo G_b y la fricción entre el apoyo y el terreno F_r . A manera de ejemplo se desarrollará el cálculo del apoyo más esforzado, es decir aquel entre los anclajes 3 y 4, pues este tramo posee el mayor ángulo de inclinación.

La longitud máxima entre apoyos L_s se puede estimar de la siguiente manera:

$$L_s = 182.61 \sqrt[3]{\frac{(D_e)^4 - D_i^4}{785.4D_i^2 + 24662e(D_i + e)}} \quad L_s = 182.61 \sqrt[3]{\frac{(1.37)^4 - 1.35^4}{785.4 \times 1.35^2 + 24662 \times 0.01(1.35 + 0.01)}} = 5.7 \text{ m}$$

De esta forma, las fuerzas que actúan sobre el apoyo son las siguientes:

$$G_{at} = \left[\gamma_w \frac{\pi D_i^2}{4} + \gamma_s \frac{\pi (D_e^2 - D_i^2)}{4} \right] L_s$$

$$G_{at} = \left[1000 \times \frac{\pi \times 1.35^2}{4} + 7850 \times \frac{\pi \times (1.37^2 - 1.35^2)}{4} \right] \times 5.7 = 10,070.7 \text{ Kgf}$$

$$F_a = u_a G_{at} \cos(\theta) \quad F_a = 0.5 \times 10,070.7 \times \cos(31.8) = 4,279.5 \text{ Kgf}$$

Donde: γ_w : Peso específico del agua (Kgf/m³); γ_s : Peso específico del acero (Kgf/m³); u_a : Coeficiente de fricción entre la tubería y el apoyo (0.5)

Considerando que las dimensiones son $B = 1.9 \text{ m}$, $C = 1.9 \text{ m}$, $F = 1.3 \text{ m}$, $J = 2.48 \text{ m}$ y que el peso específico del concreto γ_c es 2400 kgf/m³, el peso del apoyo G_b será de 14,941.3 Kgf.

A continuación, se muestra las componentes de las fuerzas en X e Y, así como sus respectivos momentos respecto a O:

Tabla 6.23 Fuerzas y momentos en los apoyos entre los anclajes 3-4

Fuerza	F (Kgf)	F _x (Kgf)	F _y (Kgf)	Y (m)	X (m)	Mo (Kgf.m)
Gat	10,070.7	0.0	-10,070.7	0.00	-0.59	5,985.0
Fa	4,279.5	3,637.1	-2,255.1	1.50	-0.95	-3,313.3
Gb	14,941.3	0.0	-14,941.3	0.00	-1.06	15,810.3
Resultante	27,508.6	3,637.1	-27,267.0	-	-	18,482.0

En base a la tabla 6.23, la excentricidad de las cargas verticales e_x y los esfuerzos sobre el terreno σ son:

$$e_x = \frac{C}{2} - \frac{\sum M_o}{\sum F_y} \quad e_x = \frac{1.9}{2} - \frac{18,482.0}{27,267.0} = 0.27 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{\sum F_y}{BC} \left(1 \pm \frac{6e_x}{C} \right) \quad \sigma = \frac{27,267.0}{1.9 \times 1.9} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.27}{1.9} \right) \quad \sigma_{max} = 14,045.4 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \quad \sigma_{min} = 1061.0 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2}$$

Por último, para verificar el dimensionamiento, se deben cumplir las siguientes condiciones:

$$1.5 < \frac{F_{r,max}}{\sum F_x} = \frac{u_t \sum F_y}{\sum F_x} \quad e < \frac{C}{6} \quad \sigma_{max} < \sigma_{adm} \quad 0 < \sigma_{min}$$

$$1.5 < \frac{0.3 \times 27,267.0}{3,637.1} = 2.14 \quad 0.27 \text{ m} < \frac{1.9}{6} = 0.32 \text{ m} \quad 14,045.4 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} < 20,000 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \quad 0 < 1061.0 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2}$$

Dado que se cumplen las cuatro condiciones, el dimensionamiento es satisfactorio.

Por otro lado, el anclaje es el componente que se ubica en cada cambio de pendiente de la ladera. Así mismo, este se desempeña como apoyo fijo de la tubería, es por ello que es importante la implementación de juntas de expansión, pues los esfuerzos debido a la variación de temperatura y a la expansión radial son considerables.

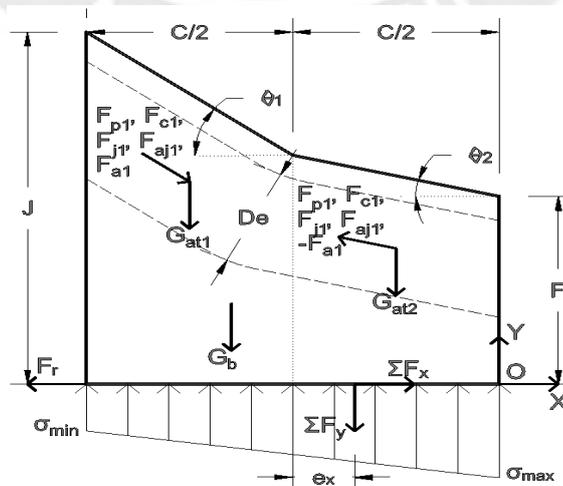


Gráfico 6.31 Diagrama de cuerpo libre de un anclaje. Fuente: Adaptado de Ortiz (2011)

Como se puede apreciar en el gráfico 6.31, sobre el anclaje actúan cuatro fuerzas adicionales a las del apoyo, estas son fuerza de presión F_p , fuerza de velocidad F_c , fuerza hidrostática en la junta de expansión F_j y la fricción en dicha junta F_{aj} . A continuación se detallará el dimensionamiento para el anclaje más esforzado, es decir el 4.

Dada la longitud al apoyo aguas arriba del anclaje L_{s1} igual a 5.7 m y la de aguas abajo L_{s2} igual a 5m, las fuerzas que actuarán sobre el anclaje son las siguientes:

$$G_{at} = \left[\gamma_w \frac{\pi D_i^2}{4} + \gamma_s \frac{\pi (D_e^2 - D_i^2)}{4} \right] \frac{L_s}{2} \quad F_p = \gamma_w H_t \frac{\pi D_i^2}{4}$$

$$F_c = \gamma_w \left(\frac{Q_d}{D_i} \right)^2 \quad F_j = \gamma_w H_t \frac{\pi (D_j^2 - D_i^2)}{4}$$

$$F_{aj} = u_j \gamma_w H_t \pi D_j L_j \quad F_a = u_a G_{at} \cos(\theta)$$

Donde: H_t : Altura total inc. golpe de ariete (m); D_j : Diámetro de la junta (m); u_a : Coeficiente de fricción de la junta; L_j : Longitud de junta (m)

Considerando que las dimensiones son $B = 1.9 \text{ m}$, $C = 3 \text{ m}$, $F = 2.5 \text{ m}$ y $J = 3.43 \text{ m}$, el peso del anclaje G_b será de 25,829.8 Kgf. Además, bajo la premisa que $u_a = 0.3$, $D_j = 1.39 \text{ m}$, $L_j = 0.125 \text{ m}$, las fuerzas y momentos serán los indicados en la siguiente tabla:

Tabla 6.24 Fuerzas y momentos en el anclaje 4

Fuerza	F (Kgf)	Fx (Kgf)	Fy (Kgf)	Y (m)	X (m)	Mo (Kgf.m)
Gat1	5,035.3	0.0	-5,035.3	0.00	-1.5	7,553.0
Fp1	56,453.9	47,979.8	-29,748.7	1.48	-1.5	-26,147.1
Fc1	18,141.3	15,418.1	-9,559.7	1.48	-1.5	-8,402.3
Fj1	3,395.0	2,885.4	-1,789.0	1.48	-1.5	-1,572.4
Faj1	6,458.5	5,489.0	-3,403.4	1.48	-1.5	-2,991.3
Fa1	2,139.7	1,818.6	-1,127.6	1.48	-1.5	-991.0
Gat2	4,417.0	0.0	-4,417.0	1.48	-1.5	6,625.4
Fp2	56,453.9	-56,453.9	0.0	1.48	-1.5	83,269.6
Fc2	18,141.3	-18,141.3	0.0	1.48	-1.5	26,758.4
Fj2	3,395.0	-3,395.0	0.0	1.48	-1.5	5,007.6
Faj2	6,458.5	-6,458.5	0.0	1.48	-1.5	9,526.3
Fa2	2,208.5	2,208.5	0.0	1.48	-1.5	-3,257.5
Gb	25,829.8	0.0	-25,829.8	0.00	-1.60	41,222.5
Resultante	81,371.4	-8,649.3	-80,910.4	-	-	136,601.2

La excentricidad e_x resulta en 0.19 m, mientras que los esfuerzos σ_{min} y σ_{max} en 8,849.0 y 19,540.6 Kgf/m², respectivamente. Además, al igual que en el apoyo, se verifica que el anclaje cumple con las cuatro condiciones:

$$1.5 < \frac{F_{r,max}}{\sum F_x} = \frac{u_t \sum F_y}{\sum F_x} \quad e < \frac{C}{6} \quad \sigma_{max} < \sigma_{adm} \quad 0 < \sigma_{min}$$

$$1.5 < \frac{0.3 \times 80,910.4}{8,649.3} = 2.81 \quad 0.19 \text{ m} < \frac{3}{6} = 0.5 \text{ m} \quad 19,540.6 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} < 20,000 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2} \quad 0 < 8,849.0 \frac{\text{Kgf}}{\text{m}^2}$$

6.6 CASA DE MAQUINAS

Esta estructura es una edificación del tipo industrial que alberga el grupo turbina generador y los equipos auxiliares necesarios para la transformación de la energía hidráulica en eléctrica, así como para el mantenimiento electromecánico. Además, en él se encuentran los elementos de regulación, la sala de control y demás servicios básicos para el personal.

6.6.1 UBICACIÓN

Una de las consideraciones que se tomó en cuenta para el desarrollo de los esquemas planteados en el acápite 5.2 fue que la casa de máquinas cumpla con lo siguiente:

- La estructura y la distribución de los equipos electromecánicos deben armonizar con el medio ambiente de manera que causen la menor contaminación visual posible.
- Debe ser edificada sobre un área relativamente grande y baldía para facilitar los trabajos de construcción y montaje, así como permitir posibles ampliaciones futuras.
- Debe encontrarse cerca del afluente (Río Huallaga), pero a una cota superior al del tirante del río correspondiente a la avenida máxima de diseño, es decir 100 años, para evitar inundaciones y el depósito de sedimentos en el canal de descarga.

A continuación, se muestran las coordenadas del eje del grupo turbina generador para cada escenario de administración como referencia de la ubicación de la casa de máquinas:

Tabla 6.25 Coordenadas UTM WGS84 del eje del grupo turbina generador

Escenario	Este (N)	Norte (m)	Altitud (msnm)
1	391,308.1	8,914,687.9	1,708.65
2	395,589.1	8,915,406.1	1,610

6.6.2 GRUPO TURBINA - GENERADOR

El presente informe a nivel de perfil se limitará a brindar las características generales del grupo turbina generador, los demás equipos electromecánicos no son tema de estudio.

Las turbinas se clasifican principalmente por la forma en que transforman la energía hidráulica en mecánica: El primer tipo se denomina de acción y transforma la energía a presión atmosférica, así mismo modifica la dirección del flujo, pero no su aceleración. Por otro lado, el segundo tipo se denomina de reacción y en él la transformación se da a presión variable conforme el flujo se desplaza a través del rodete de la turbina, además la dirección y aceleración del flujo también varían (Ortiz Flores, 2011). Este último tipo posee mayor eficiencia y recupera parte de la energía cinética residual gracias a la tubería de succión; las más representativas son la turbina Francis y Kaplan.

La disposición del eje del grupo turbina generador para ambos escenarios de administración será horizontal, pues posee características importantes para una PCH en contraste a la posición vertical, las cuales se mencionan a continuación:

- La turbina, el generador y demás complementos se encuentran a un mismo nivel de manera que facilita su montaje, inspección y mantenimiento.
- Distribuye las cargas estáticas y dinámicas en una mayor área sobre el terreno con la posibilidad de apoyarlos sobre la misma losa de piso de la casa de máquinas.

Dado que se cuenta con dos tuberías forzadas, se considera una configuración de doble grupo turbina generador, por tanto, el flujo en cada uno será de 5.75 m³/s. Además, esta configuración permite maximizar la eficiencia de la turbina y reducir la probabilidad de cavitación, fenómeno que causa corrosión en las superficies metálicas.

Cada fabricante posee un ábaco en función del caudal y de la caída neta que facilita la selección del tipo de turbina hidráulica, sin embargo, la diferencia entre los ábacos de una u otra marca es muy reducida. A continuación, se muestra como referencia el ábaco de la empresa Hacker:

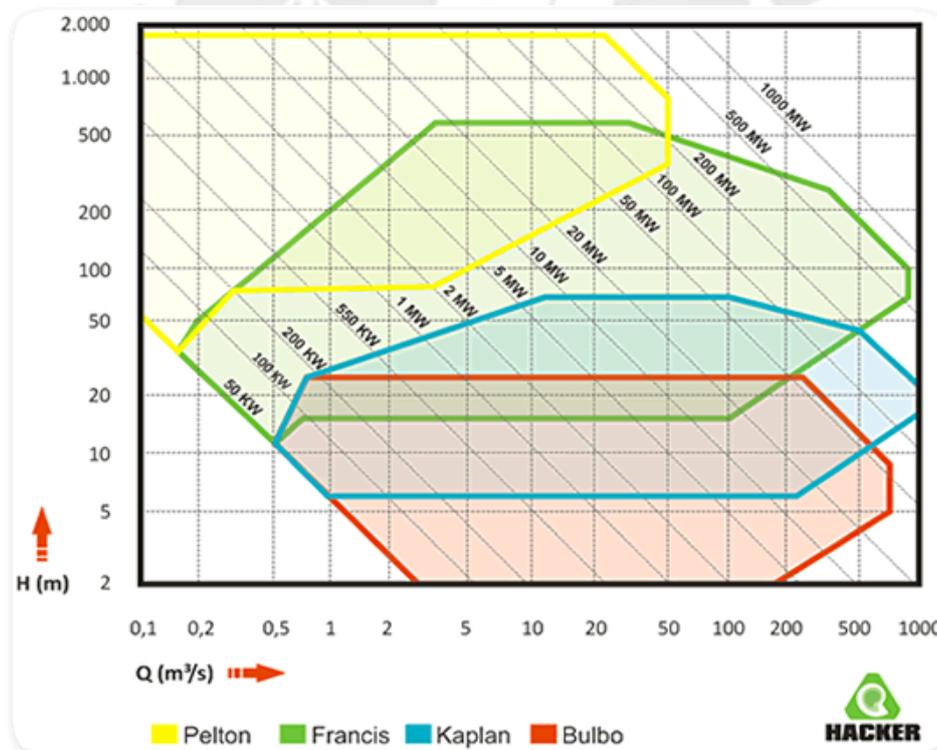


Gráfico 6.32 Ábaco para selección de turbina hidráulica. Fuente: Hacker

Según el Abaco, la turbina tipo Francis se adecua para las condiciones de los escenarios de administración uno y dos, es decir para un caudal de 5.75 m³/s y una caída neta de 30.85 m y 115.1 m, respectivamente. Definido el tipo de turbina, se estima los siguientes parámetros:

Tabla 6.26 Especificaciones técnicas de la turbina hidráulica. Fuente: Energética21

Parámetro	Fórmula	Escenario 1	Escenario 2
Velocidad específica, N_s	$N_s = \frac{2000}{H_n^{0.5}}$	360	186.4
Coefficiente de velocidad específica, K_s	$K_s = 0.31 + \frac{N_s}{400}$	1.1	0.8
Velocidad angular, N (rpm)	$N = \frac{N_s H_n^{1.25}}{\rho^{0.5}}$	478	663.5
Diámetro de rodete, D_r (m)	$D_r = \frac{84.55 H_n^{0.5} K_s}{N}$	1.1	1.06
Área mín. del equipamiento, A_b (m ²)	$A_b = (6 + D_r)(3 + D_r)$	29.1	28.7
Área mín. de la sala de máquinas, A_{sm} (m ²)	$A_{sm} = [2A_b(n + 1) + 14.4(D_r + 6) + 78.75]$	297.4	295.1

Adicionalmente, en el caso del escenario 1, al ser una PCH aislada, la demanda eléctrica de los distritos abastecidos influirá en el proceso de transformación de energía, pues el grupo turbina generador debe producir exclusivamente la energía requerida en el instante a una frecuencia y voltaje constante. Para ello se considera dos equipos auxiliares que son el regulador de velocidad y el de tensión, el primero se encarga de ajustar mecánicamente el caudal según la demanda, mientras que el segundo estabiliza la oscilación de la tensión.

6.6.3 ESTRUCTURACIÓN

La casa de máquinas estará compuesta por estructuras de acero y de concreto armado que en su conjunto formarán un galpón con vigas carrileras que soportarán un puente grúa, el cual posee la función de izar el equipo electromecánico para el respectivo montaje y mantenimiento. Además, la sala de máquinas poseerá un área en planta de 30 m de largo y 12.5 m de ancho, así como una altura libre de 5 m.

6.6.4 LINEA DE TRANSMISIÓN

En el caso del escenario 1, se elevará la tensión de la energía eléctrica por medio de un transformador a 22.9 kV (alta tensión) para minimizar las pérdidas de carga durante su transporte a lo largo de 15 km de líneas de transmisión hasta una subestación eléctrica en el distrito de Umari y otra en el distrito de Molino desde los cuales se distribuirá la energía eléctrica a una tensión reducida para consumo de los diversos tipos de abonados.

Por otra parte, en el escenario 2 se elevará la tensión a 34.5 kV y se tenderá 5 km de líneas de transmisión hasta la subestación eléctrica existente de Piedra Blanca, la cual alimenta al Sistema Eléctrico Interconectado Nacional (SEIN) a una tensión de 138 Kv.

En el **Anexo 09** se encuentran los planos a nivel de ingeniería básica planteados en este capítulo de las diversas obras civiles correspondientes al escenario de administración 1.

7. EVALUACIÓN ECONÓMICA

En el presente capítulo se analizará la factibilidad económica de cada uno de los escenarios de administración de la pequeña central hidroeléctrica (PCH) que se plantearon en el capítulo 2.

Esta evaluación requiere el desarrollo de un flujo de caja de ingresos y egresos a lo largo de la vida útil de la PCH, es decir en 30 años. Para ello, es necesario estimar los costos de los diversos conceptos que conforman los ingresos y egresos. Como resultado del flujo se obtendrá dos indicadores de rentabilidad del proyecto que son el VAN y el TIR, con los cuales se realizará una comparación entre ambos escenarios, más no una elección, pues atienden distintos mercados.

7.1 INGRESOS

Los ingresos básicamente radican en la venta de electricidad, tanto de energía como potencia. Las tarifas utilizadas para ambos casos se obtuvieron de la resolución del consejo directivo del OSINERGMIN.

7.1.1 VENTA DE ENERGÍA

Como tarifa referencial por venta de energía durante la vida útil del proyecto se opta por 0.0445 \$/kWh, el cual se justifica en el costo de energía promedio de las últimas cuatro subastas RER organizadas por el Osinergmin, tal como se aprecia en la tabla 6.8. Este valor multiplicado por la cantidad de energía generada anualmente resultará en el ingreso por ventas de energía.

7.1.2 VENTA DE POTENCIA

La tarifa de la potencia en barra mensual para el departamento de Huánuco según el Osinergmin es de 20.92 S./kW que en dólares sería 6.15 \$. Este valor multiplicado por el número de meses en un año y por la potencia generada resultará en el ingreso por venta de potencia.

7.1.3 VALOR RESIDUAL

Este concepto corresponde a la venta de los activos fijos del proyecto en el último año de vida útil. Para ello se considera que el valor de venta corresponde al 60% de la inversión inicial, es decir una depreciación del 40%.

7.2 EGRESOS

7.2.1 INVERSIÓN INICIAL

Este concepto contempla los costos directos, indirectos, gastos generales y utilidad por la construcción y montaje de la PCH, así mismo toma en cuenta los gastos por contingencia (vicios ocultos), desarrollo de la ingeniería, estudio de impacto ambiental, supervisión, control de calidad y responsabilidad social. El monto total varía de acuerdo a la ubicación del proyecto, la cual influye por su facilidad de acceso, su condición orográfica y geológica, su climatología y sismología, la disponibilidad de recursos, presencia de mano de obra calificada, entre otros. No obstante, con el fin de evaluar la viabilidad económica del proyecto, se puede estimar la inversión inicial en base a una regresión potencial del registro de las últimas cuatro subastas RER del Osinergmin, pues pese a la particularidades que tiene cada proyecto, la inversión de los mismos se ajusta con alta precisión a dicho patrón.

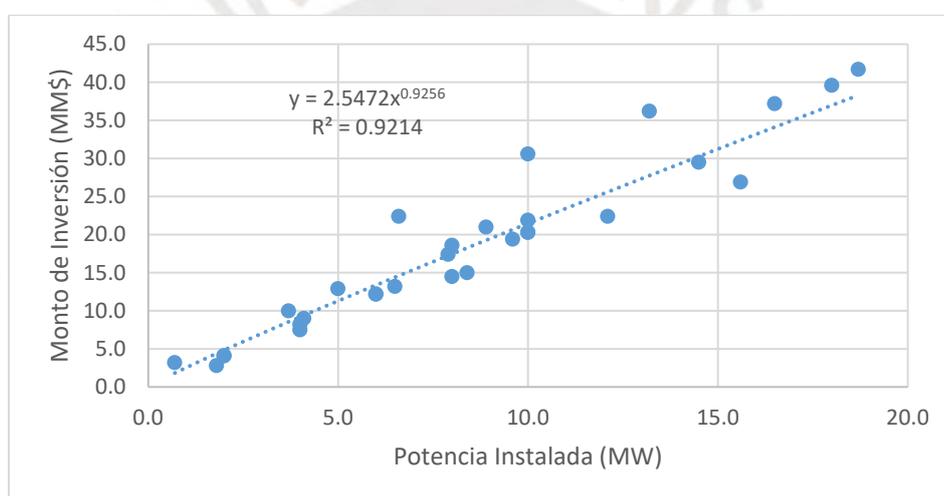


Gráfico 7.1 Potencia instalada vs Monto de Inversión en proyectos RER. Fuente: Osinergmin (2018)

En el gráfico 7.1 se aprecia la relación entre la potencia instalada y el monto de inversión de 30 proyectos RER por debajo de los 18.7 mW, ya que dentro de ese rango se posee un coeficiente de correlación muy alto. Cabe resaltar que en la ejecución del proyecto solo se contempla hasta el montaje del transformador, no se considera el resto de infraestructura, tales como las líneas de transmisión y/o las subestaciones eléctricas de distribución.

7.2.2 OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

Este costo se contempla a partir de la puesta en marcha de la PCH y constituye los gastos administrativos y técnicos de la operación, así como la mano de obra, repuestos y consumibles para el mantenimiento. Comúnmente este valor oscila entre 2 y 6% de los ingresos anuales por venta eléctrica, por tanto, para el presente proyecto se adopta 5%.

7.2.3 LICENCIAS DE USO

El presente egreso aplica solo en el escenario 2, pues constituye pago por canon, derechos y licencias ante diversas instituciones, tales como el Ministerio de Energía y Minas (MINEM), Comité de Operación Económica del Sistema Interconectado Nacional (COES SINAC) y el Organismo Supervisor de la Inversión de Energía y Mina (OSINERGMIN). El monto total se puede estimar como el 2.5% de los ingresos anuales por venta eléctrica.

7.3 INDICADORES DE RENTABILIDAD

7.3.1 VALOR ACTUAL NETO

El valor actual neto (VAN) representa las utilidades generadas durante la vida útil de la PCH en valor presente, es decir al año 0. Dicho indicador se calcula de la siguiente manera:

$$VAN = \sum_{t=0}^n \frac{F_t}{(1+r)^t}$$

Donde: t : N° año respecto a la puesta en marcha del proyecto; F_t : Flujo (Ingresos – Egresos) en el año t ; n : Vida útil del proyecto (años); r : Tasa de descuento o retorno (%)

Este parámetro brinda una idea de que tan rentable es el proyecto respecto a una tasa de descuento determinada. Si el VAN es negativo significa que el proyecto no supera la rentabilidad deseada, caso contrario sí lo hará. Cabe resaltar que la tasa de descuento es una variable para transportar el dinero en el tiempo y su valor mínimo en el Perú, según la ley de concesiones eléctricas (LCE), debe ser de 12% (Osinergmin, 1992).

7.3.2 TASA INTERNA DE RETORNO

La tasa interna de retorno (TIR) es la tasa de descuento máxima que puede ofrecer un proyecto para que sea económicamente viable, en otras palabras, dicha tasa se da cuando el VAN es nulo. Su cálculo se realiza mediante la siguiente expresión:

$$0 = \sum_{t=0}^n \frac{F_t}{(1+TIR)^t}$$

El proyecto será rentable si la TIR es mayor que la tasa de descuento mínima. Cabe resaltar que este indicador no debe ser utilizado como un parámetro comparativo entre dos alternativas.

7.4 FLUJO DE CAJA

Es necesario realizar el flujo de caja del proyecto para determinar los indicadores de rentabilidad. En él se considera que el año 0 representa el año de construcción del proyecto, es decir el 2020 y que la inversión se dará con recursos propios.

Tabla 7.1 Flujo de caja del escenario 1

Año	Potencia (KW)	Energía (KWh)	Egresos				Ingresos				Flujo (\$)	VAN (12%)	TIR (11.5 %)
			Inversión (\$)	Operación y mantenimiento (\$)	Licencias de uso (\$)	Total (\$)	Valor Residual (\$)	Venta de potencia (\$)	Venta de energía (\$)	Total (\$)			
0	0.0	0.0	-7,041,845.3	0.0	0.0	-7,041,845.3	0.0	0.0	0.0	0.0	-7,041,845.3	-7,041,845.3	-7,041,845.3
1	1,679.0	14,708,334.9	0.0	-32,726.0	0.0	-32,726.0	0.0	123,912.7	654,520.9	778,433.6	745,707.5	665,810.3	668,960.3
2	1,695.5	14,852,697.8	0.0	-33,047.3	0.0	-33,047.3	0.0	125,129.9	660,945.1	786,073.9	753,026.7	600,308.3	606,001.9
3	1,712.0	14,997,060.7	0.0	-33,368.5	0.0	-33,368.5	0.0	126,345.1	667,369.2	793,714.3	760,345.8	541,199.2	548,916.9
4	1,731.4	15,167,489.0	0.0	-33,747.7	0.0	-33,747.7	0.0	127,780.9	674,953.3	802,734.2	768,986.5	488,704.8	498,019.1
5	1,748.2	15,314,477.5	0.0	-34,074.7	0.0	-34,074.7	0.0	129,019.2	681,494.2	810,513.5	776,438.8	440,572.2	451,093.2
6	1,788.5	15,667,170.8	0.0	-34,859.5	0.0	-34,859.5	0.0	131,990.5	697,189.1	829,179.6	794,320.2	402,427.3	413,986.8
7	1,805.3	15,814,159.2	0.0	-35,186.5	0.0	-35,186.5	0.0	133,228.9	703,730.1	836,959.0	801,772.5	362,681.1	374,864.1
8	1,825.6	15,992,464.3	0.0	-35,583.2	0.0	-35,583.2	0.0	134,731.0	711,664.7	846,395.7	810,812.5	327,473.6	340,075.2
9	1,843.1	16,145,691.4	0.0	-35,924.2	0.0	-35,924.2	0.0	136,021.9	718,483.3	854,505.2	818,581.0	295,188.5	307,998.1
10	1,863.6	16,500,022.8	0.0	-36,712.6	0.0	-36,712.6	0.0	139,007.0	734,251.0	873,258.1	836,545.5	269,345.3	282,363.0
11	1,904.2	16,680,953.5	0.0	-37,115.1	0.0	-37,115.1	0.0	140,531.3	742,302.4	882,833.7	845,718.6	243,473.6	256,080.2
12	1,922.0	16,836,806.1	0.0	-37,461.9	0.0	-37,461.9	0.0	141,844.3	749,237.9	891,082.2	853,620.3	219,103.1	231,871.1
13	1,943.0	17,020,362.4	0.0	-37,870.3	0.0	-37,870.3	0.0	143,390.7	757,406.1	900,796.8	862,926.5	197,760.5	210,274.9
14	1,984.2	17,381,919.8	0.0	-38,674.8	0.0	-38,674.8	0.0	146,436.7	773,495.4	919,932.2	881,257.4	180,322.7	192,640.8
15	2,002.6	17,543,023.6	0.0	-39,033.2	0.0	-39,033.2	0.0	147,794.0	780,664.5	928,458.5	889,425.3	162,494.7	174,416.2
16	2,023.9	17,729,205.4	0.0	-39,447.5	0.0	-39,447.5	0.0	149,362.5	788,949.6	938,312.1	898,864.6	146,624.3	158,128.1
17	2,045.4	17,918,012.8	0.0	-39,867.6	0.0	-39,867.6	0.0	150,953.1	797,351.6	948,304.7	908,437.1	132,308.7	143,362.6
18	2,087.3	18,284,821.4	0.0	-40,683.7	0.0	-40,683.7	0.0	154,043.4	813,674.6	967,717.9	927,034.2	120,551.1	131,240.7
19	2,109.2	18,476,254.4	0.0	-41,109.7	0.0	-41,109.7	0.0	155,656.1	822,193.3	977,849.4	936,739.8	108,761.8	118,966.2
20	2,131.1	18,668,674.8	0.0	-41,537.8	0.0	-41,537.8	0.0	157,277.2	830,756.0	988,033.2	946,495.4	98,120.1	107,833.8
21	2,150.5	18,838,642.8	0.0	-41,916.0	0.0	-41,916.0	0.0	158,709.1	838,319.6	997,028.7	955,112.7	88,404.9	97,616.4
22	2,196.1	19,237,418.7	0.0	-42,803.3	0.0	-42,803.3	0.0	162,068.7	856,065.1	1,018,133.8	975,330.5	80,603.8	89,423.5
23	2,218.6	19,435,090.2	0.0	-43,243.1	0.0	-43,243.1	0.0	163,734.0	864,861.5	1,028,595.5	985,352.4	72,707.1	81,044.5
24	2,241.2	19,632,761.8	0.0	-43,682.9	0.0	-43,682.9	0.0	165,399.3	873,657.9	1,039,057.2	995,374.3	65,577.4	73,443.0
25	2,284.6	20,012,698.3	0.0	-44,528.3	0.0	-44,528.3	0.0	168,600.1	890,565.1	1,059,165.2	1,014,636.9	59,684.3	67,159.3
26	2,307.4	20,212,995.5	0.0	-44,973.9	0.0	-44,973.9	0.0	170,287.6	899,478.3	1,069,765.9	1,024,791.9	53,822.9	60,850.3
27	2,331.0	20,419,531.2	0.0	-45,433.5	0.0	-45,433.5	0.0	172,027.6	908,669.1	1,080,696.7	1,035,263.2	48,572.2	55,145.5
28	2,377.5	20,827,171.3	0.0	-46,340.5	0.0	-46,340.5	0.0	175,461.8	926,809.1	1,102,270.9	1,055,930.5	44,211.0	50,457.6
29	2,401.3	21,035,345.2	0.0	-46,803.6	0.0	-46,803.6	0.0	177,215.6	936,072.9	1,113,288.4	1,066,484.8	39,868.7	45,717.0
30	2,425.2	21,244,506.5	0.0	-47,269.0	0.0	-47,269.0	4,225,107.2	178,977.7	945,380.5	5,349,465.4	5,302,196.4	176,976.3	203,896.8
												-308,560.2	0.0

Tabla 7.2 Flujo de caja del escenario 2

Año	Potencia (KW)	Energía (KWh)	Egresos				Ingresos				Flujo (\$)	VAN (12%)	TIR (20.13%)
			Inversión (\$)	Operación y mantenimiento (\$)	Licencias de uso (\$)	Total (\$)	Valor Residual (\$)	Venta de potencia (\$)	Venta de energía (\$)	Total (\$)			
0	0.0	0.0	-23,874,618.2	0.0	0.0	-23,874,618.2	0.0	0.0	0.0	0.0	-23,874,618.2	-23,874,618.2	-23,874,618.2
1	11,220.0	98,287,200.0	0.0	-218,689.0	-130,045.4	-348,734.4	0.0	828,036.0	4,373,780.4	5,201,816.4	4,853,082.0	4,333,108.9	4,034,341.6
2	11,220.0	98,287,200.0	0.0	-218,689.0	-130,045.4	-348,734.4	0.0	828,036.0	4,373,780.4	5,201,816.4	4,853,082.0	3,868,847.2	3,353,727.1
3	11,220.0	98,287,200.0	0.0	-218,689.0	-130,045.4	-348,734.4	0.0	828,036.0	4,373,780.4	5,201,816.4	4,853,082.0	3,454,327.9	2,787,935.8
4	11,220.0	98,287,200.0	0.0	-218,689.0	-130,045.4	-348,734.4	0.0	828,036.0	4,373,780.4	5,201,816.4	4,853,082.0	3,084,221.3	2,317,596.4
5	11,220.0	98,287,200.0	0.0	-218,689.0	-130,045.4	-348,734.4	0.0	828,036.0	4,373,780.4	5,201,816.4	4,853,082.0	2,753,769.0	1,926,605.7
6	11,220.0	98,287,200.0	0.0	-218,689.0	-130,045.4	-348,734.4	0.0	828,036.0	4,373,780.4	5,201,816.4	4,853,082.0	2,458,722.4	1,601,577.3
7	11,220.0	98,287,200.0	0.0	-218,689.0	-130,045.4	-348,734.4	0.0	828,036.0	4,373,780.4	5,201,816.4	4,853,082.0	2,195,207.6	1,331,382.8
8	11,220.0	98,287,200.0	0.0	-218,689.0	-130,045.4	-348,734.4	0.0	828,036.0	4,373,780.4	5,201,816.4	4,853,082.0	1,960,078.4	1,106,771.5
9	11,220.0	98,287,200.0	0.0	-218,689.0	-130,045.4	-348,734.4	0.0	828,036.0	4,373,780.4	5,201,816.4	4,853,082.0	1,750,070.0	920,053.4
10	11,220.0	98,287,200.0	0.0	-218,689.0	-130,045.4	-348,734.4	0.0	828,036.0	4,373,780.4	5,201,816.4	4,853,082.0	1,562,562.5	764,835.6
11	11,220.0	98,287,200.0	0.0	-218,689.0	-130,045.4	-348,734.4	0.0	828,036.0	4,373,780.4	5,201,816.4	4,853,082.0	1,395,145.1	635,803.8
12	11,220.0	98,287,200.0	0.0	-218,689.0	-130,045.4	-348,734.4	0.0	828,036.0	4,373,780.4	5,201,816.4	4,853,082.0	1,245,665.3	528,540.4
13	11,220.0	98,287,200.0	0.0	-218,689.0	-130,045.4	-348,734.4	0.0	828,036.0	4,373,780.4	5,201,816.4	4,853,082.0	1,112,201.1	439,372.8
14	11,220.0	98,287,200.0	0.0	-218,689.0	-130,045.4	-348,734.4	0.0	828,036.0	4,373,780.4	5,201,816.4	4,853,082.0	993,036.7	365,248.3
15	11,220.0	98,287,200.0	0.0	-218,689.0	-130,045.4	-348,734.4	0.0	828,036.0	4,373,780.4	5,201,816.4	4,853,082.0	886,639.9	303,629.0
16	11,220.0	98,287,200.0	0.0	-218,689.0	-130,045.4	-348,734.4	0.0	828,036.0	4,373,780.4	5,201,816.4	4,853,082.0	791,642.8	252,405.2
17	11,220.0	98,287,200.0	0.0	-218,689.0	-130,045.4	-348,734.4	0.0	828,036.0	4,373,780.4	5,201,816.4	4,853,082.0	706,823.9	209,823.1
18	11,220.0	98,287,200.0	0.0	-218,689.0	-130,045.4	-348,734.4	0.0	828,036.0	4,373,780.4	5,201,816.4	4,853,082.0	631,092.8	174,424.9
19	11,220.0	98,287,200.0	0.0	-218,689.0	-130,045.4	-348,734.4	0.0	828,036.0	4,373,780.4	5,201,816.4	4,853,082.0	563,475.7	144,998.5
20	11,220.0	98,287,200.0	0.0	-218,689.0	-130,045.4	-348,734.4	0.0	828,036.0	4,373,780.4	5,201,816.4	4,853,082.0	503,103.3	120,536.5
21	11,220.0	98,287,200.0	0.0	-218,689.0	-130,045.4	-348,734.4	0.0	828,036.0	4,373,780.4	5,201,816.4	4,853,082.0	449,199.4	100,201.3
22	11,220.0	98,287,200.0	0.0	-218,689.0	-130,045.4	-348,734.4	0.0	828,036.0	4,373,780.4	5,201,816.4	4,853,082.0	401,070.9	83,296.9
23	11,220.0	98,287,200.0	0.0	-218,689.0	-130,045.4	-348,734.4	0.0	828,036.0	4,373,780.4	5,201,816.4	4,853,082.0	358,099.0	69,244.2
24	11,220.0	98,287,200.0	0.0	-218,689.0	-130,045.4	-348,734.4	0.0	828,036.0	4,373,780.4	5,201,816.4	4,853,082.0	319,731.2	57,562.4
25	11,220.0	98,287,200.0	0.0	-218,689.0	-130,045.4	-348,734.4	0.0	828,036.0	4,373,780.4	5,201,816.4	4,853,082.0	285,474.3	47,851.3
26	11,220.0	98,287,200.0	0.0	-218,689.0	-130,045.4	-348,734.4	0.0	828,036.0	4,373,780.4	5,201,816.4	4,853,082.0	254,887.8	39,778.5
27	11,220.0	98,287,200.0	0.0	-218,689.0	-130,045.4	-348,734.4	0.0	828,036.0	4,373,780.4	5,201,816.4	4,853,082.0	227,578.4	33,067.7
28	11,220.0	9											

7.5 COMPARACIÓN DE ESCENARIOS

A continuación, se muestra los indicadores de rentabilidad obtenidos de los flujos de caja para cada alternativa de gestión de la PCH.

Tabla 7.3 Indicadores de rentabilidad para cada escenario

Escenario	VAN (\$)	TIR (%)
1	-308,560.2	11.4
2	15,684,027.7	20.3

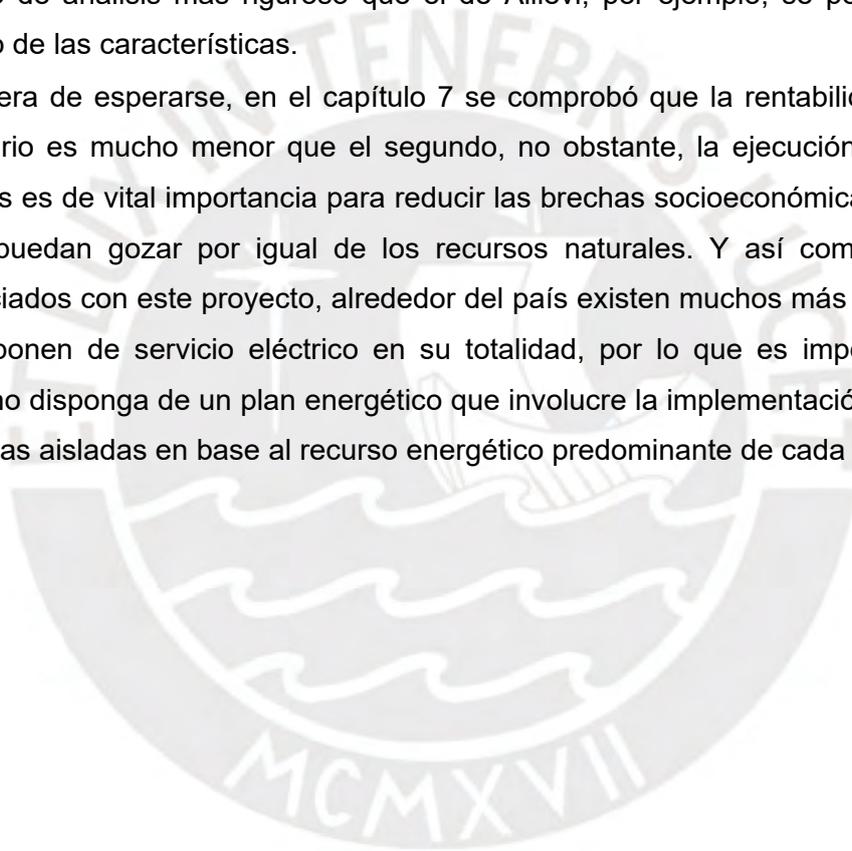
Como se puede apreciar en la tabla 7.3, el VAN para el escenario 1 es negativo, por lo tanto, se tendrá una rentabilidad menor a la mínima que es de 12 %, esto se puede evidenciar en el valor de la TIR que es 11.4%. Por otro lado, el escenario 2 presenta un valor VAN positivo y de gran magnitud, es decir se obtendrá una rentabilidad mucho mayor a la mínima, tal como se puede apreciar en su indicador TIR de 20.3 %. Finalmente, al comparar los VAN, se concluye que el escenario 2 posee una rentabilidad mayor que el 1. Esto se debe principalmente a que la venta de energía en el escenario 2 es garantizada al 100%, es decir que durante la vida útil de la PCH se vende la energía producida a una potencia igual a la instalada, mientras que la venta del escenario 1 está sujeta a la demanda energética, por tanto, no se aprovecha la capacidad instalada de la PCH en su totalidad.

8. CONCLUSIONES

- Como se pudo apreciar a lo largo de esta tesis, fue necesario la investigación y aplicación de diversas ramas de la ingeniería civil, así como también conocimientos de estadística e ingeniería económica, entre otros. En efecto, este trabajo evidencia la necesidad de un equipo multidisciplinario para llevar a cabo un proyecto de PCH, tanto en la etapa de ingeniería como en la ejecución de la obra.
- La población en el departamento de Huánuco, tal como se pudo apreciar en el capítulo 2, posee una tasa de crecimiento baja, esto evidencia la necesidad de mejorar los servicios sociales tales como hospitales, carreteras, escuelas, industrias, comercios, entre otros; pero con una proyección a futuro para reducir la migración. Estas mejoras serán posible gracias a la implementación de la PCH.
- La estimación de la cantidad de energía y potencia demandada, según lo visto en el capítulo 3, se realizó mediante una serie de metodologías que subestiman la demanda real, ya que se utilizan criterios como por ejemplo interpolar valores de un tabla o asumir que cada tipo de abonado utiliza la misma cantidad de energía y en el mismo horario. Sin embargo, para efectos de un diseño a nivel de perfil, los resultados son aceptables para el dimensionamiento de la PCH.
- En el estudio hidrológico realizado en el capítulo 4 se utilizaron una serie de metodologías interesantes para poder completar los registros de precipitación, así como para el cálculo del caudal para diversos periodos de retorno utilizando precipitaciones máximas en 24 horas. Dicho estudio fue tedioso, ya que en el Perú la información hidrológica del territorio nacional no es muy extensa y algunas estaciones poseen datos cuestionables. Sin embargo, en las últimas décadas se desarrollaron diversos estudios para conllevar dichas dificultades con un margen de error mínimo.
- El uso de softwares es fundamental en el desarrollo de la PCH y en cualquier otro proyecto de ingeniería, pues estos apoyaron mucho en la parte cartográfica, estadística, dibujo, entre otros; pues sin ellos el tiempo en realizar este estudio se hubiese multiplicado, así mismo permitió el planteamiento de varias alternativas que pudieron contestar las siguientes preguntas: ¿Qué ocurre con la potencia instalada si cambio la ubicación de la PCH? ¿Cómo variaría el caudal para diferentes puntos de aforo? ¿Cómo cambia las dimensiones de las obras civiles para diferentes formas geométricas? ¿Son los registros de precipitaciones coherentes? ¿Qué regresión se ajusta más a las intensidades de precipitación? ¿Es el proyecto económicamente viable? Conforme se iba contestando las preguntas se fueron descartando alternativas y adoptando las más óptimas. Por ello, se puede decir que el uso de softwares aumenta la productividad

durante el diseño de un proyecto ingenieril y la reducción de costos en la ejecución de obra.

- El diseño de las estructuras hidráulicas se enfatizó en el cálculo de sus dimensiones en los cuales se consideró la sedimentación, fenómenos transitorios, entre otros. Cabe resaltar que los espesores podrían variar posteriormente según los requerimientos del diseño en concreto armado. Por otro lado, el espesor calculado de la tubería forzada corresponde a una presión de golpe de ariete al final de la tubería, sin embargo, se consideró dicho espesor en toda la longitud de la tubería forzada, lo cual podría optimizarse. Por lo tanto, será necesario calcular el espesor en cada cierta distancia de la tubería para poder ir variándola y reducir los costos. Para esto será necesario un método de análisis más riguroso que el de Allievi, por ejemplo, se podría utilizar el método de las características.
- Como era de esperarse, en el capítulo 7 se comprobó que la rentabilidad del primer escenario es mucho menor que el segundo, no obstante, la ejecución de proyectos sociales es de vital importancia para reducir las brechas socioeconómicas en el país y todos puedan gozar por igual de los recursos naturales. Y así como los distritos beneficiados con este proyecto, alrededor del país existen muchos más que a la fecha no disponen de servicio eléctrico en su totalidad, por lo que es importante que el gobierno disponga de un plan energético que involucre la implementación de centrales eléctricas aisladas en base al recurso energético predominante de cada localidad.



9. RECOMENDACIONES Y LIMITACIONES

9.1 RECOMENDACIONES

- Implementar una supervisión rigurosa en cuanto a calidad, seguridad y medioambiente se refiere durante la ejecución del proyecto.
- Solicitar la acreditación hídrica a la Autoridad Nacional del Agua (ANA) para que se autorice el uso consuntivo del caudal de diseño.
- En cuanto al estudio hidrológico, es buena práctica comparar los resultados con estudios previos realizados en la cercanía del proyecto.
- Construir las obras de captación en época de sequía, de preferencia entre los meses de junio y agosto, de esta manera la desviación temporal del río será más manejable.
- Se recomienda analizar diversas alternativas de diseño y verificar la viabilidad técnica y económica de las mismas para obtener un diseño final óptimo.
- Siempre realizar un análisis de consistencia de la información hidrometeorológica recopilada, pues por lo general ocurren incidentes durante la toma de datos que podrían alterar los resultados requeridos.
- De ser posible, contar con información estadística del consumo eléctrico de alguna compañía distribuidora aledaña al proyecto, pues con ello se podría obtener una estimación más precisa, ya que el consumo varía según las actividades y costumbres de cada localidad, no obstante, esta información suele ser confidencial.
- Se recomienda optimizar ciertas obras hidráulicas mediante la dinámica de fluido computacional, el cual aplica el método de elementos finitos en lugar del analítico.

9.2 LIMITACIONES

- No ha sido tema de estudio lo correspondiente a obras de arte, tales como pases de lluvias, sifones invertidos, alcantarillas, acueducto, aliviaderos laterales en canal, entre otros. Tampoco lo han sido las líneas de transmisión ni subestaciones eléctricas.
- Por falta del levantamiento topográfico del cauce del río, no se ha calculado el nivel de río para la avenida de diseño a la altura de la casa de máquinas. Por esta razón se ha previsto ubicar, conservadoramente, dicha estructura a 10 m de altura respecto al lecho.
- Escasez bibliográfica sobre diseño integral a nivel de ingeniería básica de una central hidroeléctrica, lo que conlleva a recopilar información de diversas fuentes que no necesariamente cuentan con un mismo criterio y filosofía de diseño.
- La información hidrológica disponible en el Senamhi no fue lo suficientemente extensa ni consistente para el cálculo de la disponibilidad hídrica, es por ello que se tomó como referencia los resultados de un estudio hidrológico complejo de un proyecto aledaño.

10. BIBLIOGRAFÍA

- ANA. (2010). *Criterios de Diseño de Obras Hidráulicas para la Formulación de Proyectos Hidráulicos Multisectoriales y de Afianzamiento Hídrico*. Obtenido de Autoridad Nacional del Agua: <https://www.ana.gob.pe/normatividad/criterios-de-diseno-de-obras-hidraulicas-para-la-formulacion-de-proyectos-0>
- ANA. (2015). Mapa del número de curva. Perú. Obtenido de http://geo.ana.gob.pe/arcgis/rest/services/SERV_CURVA_NUMERO/MapServer
- ANA. (2016). *Resolución Jefatural N°154 - 2016 - ANA: Metodología para determinar caudales ecológicos*. Obtenido de Autoridad Nacional del Agua: <https://www.ana.gob.pe/normatividad/rj-no-154-2016-ana-0>
- ANA. (2019). *Ley de los recursos hídricos (Ley N° 29338)*. Obtenido de Autoridad Nacional del Agua: <http://repositorio.ana.gob.pe/bitstream/handle/20.500.12543/228/ANA0000044.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Astocaza Guzmán, H. A., & Albújar Arriola, D. C. (2019). Estudio de desarrollo de un proyecto de generación hidroeléctrica (Tesis de titulación). Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Blank, L., & Tarquin, A. (2012). *Ingeniería Económica (7th Edición)*. McGraw Hill.
- Canchaya Cortez, C. R., & Chero Valencia, L. E. (2014). Estudio y diseño a nivel preliminar de una pequeña central hidroeléctrica en el distrito de Comas, provincia de concepción perteneciente al departamento de Junín (Tesis de titulación). Lima, Perú: Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas.
- Chereque Moran, W. (1987). *Mecánica de fluidos 1*. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Chereque Moran, W. (1989). *Hidrología para estudiantes de ingeniería civil*. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Chereque Moran, W. (1993). *Mecánica de fluidos 2*. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Chow, V. (1959). *Hidráulica de canales abiertos*. Colombia: McGraw Hill.
- Chow, V., Maidment, D., & Mays, L. (1964). *Hidrología aplicada*. Colombia, Estados Unidos: McGraw Hill.

- CNEGP. (1997). *Guía técnica de seguridad de presas N° 4. Avenida de proyecto*. Obtenido de Comité Nacional Español de Grandes Presas: https://www.spancold.org/wp-content/uploads/2020/07/GT_04-Avenida_de_Proyecto.pdf
- COES SINAC. (2017). *Plan de transmisión 2019 - 2028 Anexo C.1*. Obtenido de Comité de Operación Económica del Sistema Interconectado Nacional: <https://www.coes.org.pe/Portal/Planificacion/PlanTransmision/ActualizacionPTF>
- COES SINAC. (Diciembre de 2019). *Mapa del SEIN*. Obtenido de Comité de Operación Económica del Sistema Interconectado Nacional: <https://www.coes.org.pe/Portal/Operacion/CaractSEIN/MapaSEIN>
- Consortio Vial Huallanca. (2016). *Estudio definitivo del mejoramiento de la carretera Huánuco - Conococha, sector: Huánuco - La Unión - Huallanca*. Obtenido de Ministerio de Transportes y Comunicaciones: http://gis.proviasnac.gob.pe/expedientes/2017/LPI_0001_2017/Expedientes%20Tecnico%20TRAMO%201/28%20Memoria%20Descriptiva.pdf
- DHI Group. (2015). *Modificación al estudio hidrológico para la acreditación de la disponibilidad hídrica superficial: Central hidroeléctrica Chaglla - Estudio hidrológico*. Obtenido de Repositorio digital de recursos hídricos de la Autoridad Nacional del Agua (ANA): <http://repositorio.ana.gob.pe/handle/20.500.12543/4337>
- Energética21. (s.f.). *Predimensionamiento de turbinas Francis*. Obtenido de Energética21: <http://www.energetica21.com/descargar.php?seccion=articulos&archivo=uEwA0gjsdVYL6KYMqFfmtw6fNI1kImR3rD3pjbWBwvNr7m4BS0nAvig.pdf>
- FAO. (9 de Octubre de 2017). *News*. Obtenido de Food and Agriculture Organization of the United Nations: <http://www.fao.org/news/story/es/item/1042101/icode/>
- FAO. (2020). *Global spatial database on water and agriculture*. Obtenido de Food and Agriculture Organization of the United Nations: <http://www.fao.org/nr/water/aquamaps/index.html>
- García Naranjo Bustos, M. E. (2011). La importancia de las pruebas de bondad de ajuste. *Congreso Nacional de Ingeniería Civil*. Cajamarca: Colegio de Ingenieros del Perú.
- García Naranjo Bustos, M. E. (2016). Apuntes y diapositivas de clase. *Curso de Centrales Hidroeléctricas*. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Huallaga Hydro. (2015). *Estudio de aprovechamiento hídrico: Central hidroeléctrica Huallaga I*. Obtenido de Repositorio digital de recursos hídricos de la Autoridad Nacional del Agua (ANA): <http://repositorio.ana.gob.pe/handle/20.500.12543/4276>

- IGN. (2018). *Geovisor nacional de datos fundamentales*. Obtenido de Instituto Geográfico Nacional: <https://www.idep.gob.pe/geovisor/VisorDeMapas/>
- INEI. (2017). *Sistema de consulta de base de datos del Censo 2017*. Obtenido de Instituto Nacional de Estadística e Informática: <https://censos2017.inei.gob.pe/redatam/>
- INEI. (2019). *Compendio estadístico del Perú. Capítulo 3: Población*. Obtenido de Instituto Nacional de Estadística e Informática: https://www.inei.gob.pe/media/MenuRecursivo/publicaciones_digitales/Est/Lib1690/cap03/ind03.htm
- INGEMMET. (2016). *Carta geológica nacional*. Obtenido de Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico: https://geocatminapp.ingemmet.gob.pe/complementos/Descargas/Mapas/publicaciones/serie_a/mapas/indice.htm
- MINAM. (2010). *Geoservidor*. Obtenido de Ministerio del Ambiente: <https://geoservidor.minam.gob.pe/>
- MINEM. (2006-2018). *Anuarios estadísticos de electricidad*. Obtenido de Ministerio de Energía y Minas: https://www.minem.gob.pe/_estadisticaSector.php?idSector=6
- MINEM. (2013). *Plan energético nacional 2014 - 2025*. Obtenido de Ministerio de Energía y Minas: http://www.minem.gob.pe/_detalle.php?idSector=10&idTitular=6397
- MTC. (2008). *Manual de hidrología, hidráulica y drenaje*. Obtenido de Ministerio de Transportes y Comunicaciones: http://transparencia.mtc.gob.pe/idm_docs/normas_legales/1_0_2950.pdf
- Nozaki, T. (1980). *Guía para la elaboración de proyectos de pequeñas centrales hidroeléctricas destinadas a la electrificación rural del Perú*. Lima: ElectroPerú.
- OMM. (2011). *Guía de prácticas hidrológicas*. Obtenido de World Meteorological Organization: https://www.wmo.int/pages/prog/hwrp/publications/guide/spanish/168_Vol_I_es.pdf
- Ortiz Flores, R. (2011). *Pequeñas centrales hidroeléctricas*. Bogotá, Colombia: Ediciones de la U.
- Osinermin. (1992). *Ley de concesiones eléctricas - Ley N° 25844*. Obtenido de Diario Oficial El Peruano: https://www.osinermin.gob.pe/cartas/documentos/electricidad/normativa/LEY_CONCESIONES_ELECTRICAS.pdf

- Osinermin. (2018). *Centrales de generación eléctrica con recursos energéticos renovables (Subastas)*. Obtenido de Organismo Supervisor de la Inversión en Energía y Minería:
https://www.osinermin.gob.pe/seccion/centro_documental/electricidad/Documentos/PROYECTOS%20GFE/Generaci%C3%B3n/17-RER-TOTAL.pdf
- Pehovaz Alvarez, R. P. (2016). Diapositivas de clase. *Curso de Ingeniería de Recursos Hídricos*. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Ponce, V. M. (2020). *Manning's n Pictorial (USGS Water Supply Paper No. 1849)*. Obtenido de Prof. Victor Miguel Ponce's website:
<http://ponce.sdsu.edu/manningsn/manningsn.html>
- Ramos Fernández, L. (s.f.). Clase IV. Análisis de datos hidrológicos. *Curso de Hidrología*. Lima, Perú: Universidad Nacional Agraria La Molina.
- SENAMHI. (2020). *Estaciones hidrometeorológicas*. Obtenido de Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú: <https://www.senamhi.gob.pe/?&p=estaciones>
- SNIP. (2011). *Guía simplificada para la identificación, formulación y evaluación social de proyectos de electrificación rural, a nivel de perfil*. Obtenido de Sistema Nacional de Inversión Pública:
https://www.mef.gob.pe/contenidos/inv_publica/docs/instrumentos_metod/energia/Diseño_ELECTRIFICACION_RURAL_corregido.pdf
- Sviatoslav, K. (1968). *Diseño hidráulico*. Quito: Editorial Universitaria.
- TOPOCAD Proyectos. (2013). *Estudio de aprovechamiento de recursos hídricos para Proyecto Central Hidroeléctrica Ambo*. Obtenido de Repositorio digital de recursos hídricos de la Autoridad Nacional del Agua (ANA):
<http://repositorio.ana.gob.pe/handle/20.500.12543/4274>
- Torres Herrera, F. (1985). *Plantas hidroeléctricas - Generalidades*. Mexico DF: UNAM. Obtenido de
http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/jspui/bitstream/132.248.52.100/8085/1/decd_1044.pdf
- Vargas Garay, L., Torres Goyeneche, O. D., & Carillo Soto, G. A. (2019). Evaluación del modelo de hidrograma unitario SCS en la determinación de caudales máximos en cuencas de Norte de Santander. *Respuestas*, 24(1), 6-13. doi:10.22463/0122820X.1323

ANEXO 01



ANEXO 01

NUMERO DE CLIENTES POR SECTOR ECONOMICO - DPTO. HUÁNUCO

Año / Sector	Residencial	Industrial	Comercial y servicios	Total
2018	146,365 89.9%	749 0.5%	15,766 9.7%	162,880
2017	140,157 90.3%	740 0.5%	14,251 9.2%	155,148
2016	131,519 91.3%	747 0.5%	11,855 8.2%	144,121
2015	127,386 92.1%	694 0.5%	10,159 7.3%	138,239
2014	123,089 93.3%	776 0.6%	8,133 6.2%	131,998
2013	118,354 95.1%	747 0.6%	5,416 4.3%	124,517
2012	110,919 95.1%	703 0.6%	5,052 4.3%	116,674
2011	104,947 95.0%	662 0.6%	4,804 4.0%	110,413
2010	90,482 95.3%	635 0.7%	3,822 4.0%	94,939
2009	82,471 95.0%	596 0.7%	3,710 4.3%	86,777
2008	73,328 94.8%	551 0.7%	3,459 4.5%	77,338
2007	61,892 94.1%	514 0.8%	3,337 5.1%	65,743
2006	55,511 93.8%	461 0.8%	3,236 5.5%	59,208
Promedio	93.5%	0.6%	5.9%	

CONSUMO DE ENERGÍA POR SECTOR ECONOMICO (GWH) - DPTO. HUÁNUCO

Año / Sector	Residencial	Industrial	Comercial y servicios	Total
2018	94.30 54.4%	5.03 2.9%	73.96 42.7%	173.29
2017	90.37 41.7%	55.54 25.6%	70.88 32.7%	216.79
2016	86.08 39.9%	59.80 27.7%	69.92 32.4%	215.80
2015	88.93 48.8%	35.32 19.4%	58.11 31.9%	182.36
2014	80.54 48.8%	41.89 25.4%	42.65 25.8%	165.08
2013	79.51 46.8%	48.45 28.5%	42.02 24.7%	169.98
2012	74.20 49.0%	39.25 25.9%	37.85 25.0%	151.30
2011	68.33 49.1%	35.35 25.4%	35.38 25.4%	139.06
2010	62.94 49.5%	32.31 25.4%	31.85 25.1%	127.10
2009	58.09 53.5%	22.99 21.2%	27.45 25.3%	108.53
2008	53.76 48.9%	31.36 28.5%	24.81 22.6%	109.93
2007	47.44 48.0%	28.17 28.5%	23.17 23.5%	98.78
2006	42.87 49.8%	21.98 25.5%	21.32 24.7%	86.17
Promedio	48.3%	23.8%	27.8%	

CONSUMO DE ENERGÍA PROMEDIO POR CLIENTE SEGÚN SECTOR ECONOMICO (KWH) - DPTO. HUÁNUCO

Año / Sector	Residencial		Industrial		Comercial y servicios	
	Consumo (kWh)	Tasa de crecimiento	Consumo (kWh)	Tasa de crecimiento	Consumo (kWh)	Tasa de crecimiento
2018	644.28	-0.1%	6,715.62	-9.1%	4,691.11	-5.7%
2017	644.78	-1.5%	75,054.05	-6.2%	4,973.69	-15.7%
2016	654.51	-6.3%	80,053.55	57.3%	5,897.93	3.1%
2015	698.15	6.7%	50,889.05	-5.7%	5,720.35	9.1%
2014	654.34	-2.6%	53,980.67	-16.8%	5,243.82	-32.4%
2013	671.80	0.4%	64,859.44	16.2%	7,758.49	3.6%
2012	668.96	2.7%	55,832.15	4.6%	7,492.08	1.7%
2011	651.09	-6.4%	53,398.79	4.9%	7,364.70	-11.6%
2010	695.61	-1.2%	50,881.89	31.9%	8,333.33	12.6%
2009	704.37	-3.9%	38,573.83	-32.2%	7,398.92	3.2%
2008	733.14	-4.4%	56,914.70	3.8%	7,172.59	3.3%
2007	766.50	-0.7%	54,805.45	14.9%	6,943.36	5.4%
2006	772.28	-	47,678.96	-	6,588.38	-
Promedio	689.21	-1.4%	53,049.09	-1.5%	6,582.98	-2.0%

CONSUMO DE ENERGÍA (GWH) - DPTO. HUÁNUCO

Año / Sector	Consumo (kWh)	Tasa de crecimiento
2018	203.83	-17.8%
2017	247.85	2.0%
2016	243.01	13.1%
2015	214.85	10.6%
2014	194.30	-2.5%
2013	199.18	11.2%
2012	179.11	7.0%
2011	167.40	6.8%
2010	156.70	12.8%
2009	138.93	1.9%
2008	136.34	2.8%
2007	132.60	9.2%
2006	121.40	11.0%
2005	109.39	-
Promedio	156.70	5.2%

NUMERO DE CLIENTES POR ACTIVIDAD ECONOMICA - DPTO. HUÁNUCO

Año / Sector - Actividad	Industrial							Comercial y servicios																Total
	Total	Agricultura y ganadería	Construcción	Manufactura	Minería	Pesca	Total	Act. Comunitaria y esparcimiento	Actividad no especificada	Administración pública	Alumbrado público	Comercio	Educación	Hoteles y restaurantes	Inmobiliaria	Intermediación financiera	Organizaciones extraterritoriales	Servicio social y de salud	Suministro de electricidad, gas y agua	Transporte y telecomunicaciones	Total			
2018	146,365 89.9%	36 4.8%	190 25.4%	515 68.8%	1 0.1%	7 0.9%	749 0.5%	1,513 9.6%	1 0.0%	1,379 8.7%	0 0.0%	9,406 59.7%	1,338 8.5%	474 3.0%	275 1.7%	175 1.1%	29 0.2%	363 2.3%	49 0.3%	764 4.8%	15,766 9.7%	162,880		
2017	140,157 90.3%	34 4.6%	182 24.6%	515 69.6%	2 0.3%	7 0.9%	740 0.5%	1,505 10.6%	0 0.0%	1,321 9.3%	0 0.0%	8,175 57.4%	1,212 8.5%	473 3.3%	268 1.9%	174 1.2%	21 0.1%	363 2.5%	49 0.3%	690 4.8%	14,251 9.2%	155,148		
2016	131,519 91.3%	38 5.1%	174 23.3%	525 70.3%	1 0.1%	9 1.2%	747 0.5%	1,339 11.3%	0 0.0%	1,112 8.1%	0 0.0%	6,580 55.5%	870 7.3%	468 3.9%	275 2.3%	170 1.4%	53 0.4%	306 2.6%	49 0.4%	633 4.8%	11,855 8.2%	144,121		
2015	127,386 92.1%	23 3.3%	119 17.1%	543 78.2%	2 0.3%	7 1.0%	694 0.5%	623 6.4%	0 0.0%	866 6.7%	0 0.0%	6,525 65.2%	636 6.3%	447 4.4%	291 2.9%	57 0.6%	6 0.1%	250 2.5%	44 0.4%	470 4.6%	10,159 7.3%	138,239		
2014	123,089 93.3%	26 3.4%	133 17.1%	608 78.4%	3 0.4%	6 0.8%	776 0.6%	623 7.7%	0 0.0%	866 10.6%	0 0.0%	4,641 57.1%	500 6.1%	462 5.7%	337 4.1%	56 0.7%	5 0.1%	271 3.3%	40 0.5%	332 4.1%	8,133 6.2%	131,998		
2013	118,354 95.1%	25 3.3%	128 17.1%	585 78.3%	3 0.4%	6 0.8%	747 0.6%	597 11.0%	0 0.0%	834 15.4%	0 0.0%	2,060 38.0%	479 8.8%	444 8.2%	324 6.0%	54 1.0%	3 0.1%	259 4.8%	40 0.7%	322 5.9%	5,416 4.3%	124,517		
2012	110,919 95.1%	25 3.6%	121 17.2%	549 78.1%	3 0.4%	5 0.7%	703 0.6%	562 11.1%	0 0.0%	780 15.4%	1 0.0%	1,907 37.7%	443 8.8%	419 8.3%	304 6.0%	51 1.0%	1 0.0%	244 4.8%	36 0.7%	304 6.0%	5,052 4.3%	116,674		
2011	104,947 95.0%	24 3.6%	113 17.1%	517 78.1%	3 0.5%	5 0.6%	662 0.6%	535 11.1%	0 0.0%	751 15.6%	1 0.0%	1,798 37.4%	424 8.8%	401 8.3%	289 6.0%	48 1.0%	1 0.0%	235 4.9%	35 0.7%	286 6.0%	4,804 4.4%	110,413		
2010	90,482 95.3%	24 3.8%	100 15.7%	502 79.1%	3 0.5%	6 0.9%	635 0.6%	458 12.0%	0 0.0%	285 7.5%	1 0.0%	1,674 43.8%	352 9.2%	395 10.3%	285 7.5%	40 1.0%	0 0.0%	125 3.3%	27 0.7%	180 4.0%	3,822 4.0%	94,939		
2009	82,471 95.0%	23 3.9%	100 16.8%	464 77.9%	3 0.5%	6 1.0%	596 0.6%	452 12.2%	0 0.0%	288 7.8%	1 0.0%	1,647 44.4%	331 8.9%	390 10.5%	267 7.2%	37 1.0%	0 0.0%	114 3.1%	27 0.7%	156 4.2%	3,710 4.3%	86,777		
2008	73,328 94.8%	24 4.4%	80 14.5%	441 80.0%	2 0.4%	7 0.7%	551 0.6%	424 12.3%	0 0.0%	149 4.3%	1 0.0%	1,634 47.2%	322 9.3%	383 11.1%	258 7.5%	33 1.0%	0 0.0%	105 3.0%	26 0.8%	124 3.6%	3,459 4.5%	77,338		
2007	61,892 94.1%	23 4.5%	70 13.6%	415 80.7%	2 0.4%	4 0.8%	514 0.8%	403 12.1%	0 0.0%	145 4.3%	1 0.0%	1,620 48.5%	293 8.8%	373 11.2%	248 7.4%	26 0.8%	0 0.0%	99 3.0%	25 0.7%	104 5.1%	3,337 5.1%	65,743		
2006	55,511 93.8%	22 4.8%	60 13.0%	374 81.1%	1 0.2%	4 0.9%	461 0.6%	386 11.9%	0 0.0%	141 4.4%	1 0.0%	1,594 49.3%	283 8.7%	346 10.7%	243 7.5%	24 1.0%	0 0.0%	94 2.9%	26 0.8%	98 3.2%	3,236 5.5%	59,208		
Promedio	93.5%	4.1%	17.9%	76.8%	0.3%	0.9%	0.6%	10.7%	0.0%	9.2%	0.0%	49.3%	8.3%	7.6%	5.2%	1.0%	0.1%	3.3%	0.6%	4.6%	5.9%			

CONSUMO DE ENERGÍA PROMEDIO POR CLIENTE SEGÚN ACTIVIDAD ECONÓMICA (KWH) - DPTO. HUÁNUCO

Año / Sector - Actividad	Residencial							Industrial							Comercial y servicios										Total
	Total	Agricultura y ganadería	Construcción	Manufactura	Minería	Pesca	Total	Act. Comunitaria y esparcimiento	Actividad no especificada	Administración pública	Alumbrado público	Comercio	Enseñanza	Hoteles y restaurantes	Inmobiliaria	Intermediación financiera	Organizaciones extraterritoriales	Servicio social y de salud	Suministro de electricidad, gas y agua	Transporte y telecomunicaciones	Total				
2018	94.30 54.4%	0.50 9.9%	1.11 22.1%	3.40 67.6%	0.01 0.2%	0.01 0.2%	5.03 2.9%	3.30 9.4%	0.00 0.0%	6.98 4.5%	11.71 15.8%	24.43 33.0%	5.35 7.2%	2.93 4.0%	1.30 1.8%	1.41 1.9%	0.03 0.0%	3.44 4.7%	2.74 3.7%	10.34 14.0%	73.96 42.7%	173.29			
2017	90.37 41.7%	0.64 1.2%	0.96 1.7%	3.34 6.0%	50.59 91.1%	0.01 0.0%	55.54 25.6%	3.56 5.0%	0.00 0.0%	7.01 9.9%	11.15 15.7%	24.12 34.0%	4.92 6.9%	2.77 3.9%	0.79 1.1%	1.41 2.0%	0.04 0.1%	3.24 4.6%	2.78 3.9%	9.09 12.8%	70.88 32.7%	216.79			
2016	86.08 39.9%	0.59 1.0%	0.71 1.2%	3.29 5.5%	46.31 77.4%	8.90 14.9%	59.80 27.7%	3.06 4.4%	0.00 0.0%	6.52 9.3%	10.68 15.3%	26.92 38.5%	4.09 5.8%	2.83 4.0%	0.93 1.3%	1.44 2.1%	0.02 0.0%	3.13 4.5%	2.71 3.9%	7.59 10.9%	69.92 32.4%	215.80			
2015	88.93 48.8%	0.13 0.4%	0.35 1.0%	3.53 10.0%	30.02 85.0%	1.29 3.7%	35.32 19.4%	2.42 4.2%	0.00 0.0%	4.66 8.0%	10.48 18.0%	21.34 36.7%	3.70 6.4%	2.88 5.0%	1.18 2.0%	1.22 2.1%	0.00 0.0%	2.26 3.9%	2.64 4.5%	5.32 9.1%	58.11 31.9%	182.36			
2014	80.54 48.8%	0.33 0.8%	0.89 2.1%	4.58 10.9%	36.08 86.1%	0.01 0.0%	41.89 25.4%	2.88 6.8%	0.00 0.0%	4.27 10.0%	11.34 26.6%	6.51 15.3%	3.46 8.1%	2.94 6.9%	1.26 3.0%	1.31 3.1%	0.00 0.0%	2.32 5.4%	2.99 7.0%	3.38 7.9%	42.65 25.8%	165.08			
2013	79.51 46.8%	0.32 0.7%	0.59 1.2%	4.28 8.8%	43.26 89.3%	0.00 0.0%	48.45 28.5%	3.19 7.6%	0.00 0.0%	4.60 10.9%	10.97 26.1%	6.58 15.7%	2.91 6.9%	2.95 7.0%	1.23 2.9%	1.34 3.2%	0.00 0.0%	2.29 5.4%	2.48 5.9%	3.48 8.3%	42.02 24.7%	169.98			
2012	74.20 49.0%	0.12 0.3%	0.58 1.5%	3.87 9.9%	34.68 88.4%	0.00 0.0%	39.25 25.9%	2.93 7.7%	0.00 0.0%	4.41 11.7%	9.42 24.9%	6.11 16.1%	2.34 6.2%	2.66 7.0%	1.07 2.8%	1.23 3.2%	0.00 0.0%	2.10 5.5%	2.35 6.2%	3.23 8.5%	37.85 25.0%	151.30			
2011	68.33 49.1%	0.34 1.0%	0.38 1.1%	3.82 10.8%	30.81 87.2%	0.00 0.0%	35.35 25.4%	2.99 8.5%	0.00 0.0%	4.11 11.6%	8.75 24.7%	5.38 15.2%	2.86 8.1%	2.49 7.0%	0.96 2.7%	1.04 2.9%	0.00 0.0%	1.85 5.2%	2.06 5.8%	2.89 8.2%	35.38 25.4%	139.06			
2010	62.94 49.5%	0.24 0.7%	0.28 0.9%	3.67 11.4%	28.12 87.0%	0.00 0.0%	32.31 25.4%	2.94 9.2%	0.00 0.0%	3.80 11.9%	7.15 22.4%	5.16 16.2%	2.76 8.7%	2.24 7.0%	1.15 3.6%	0.97 3.0%	0.00 0.0%	1.35 4.2%	1.95 6.1%	2.38 7.5%	31.85 25.1%	127.10			
2009	58.09 53.5%	0.15 0.7%	0.38 1.7%	3.51 15.3%	18.95 82.4%	0.00 0.0%	22.99 21.2%	2.65 9.7%	0.00 0.0%	6.50 9.5%	12.47 23.7%	4.75 17.3%	2.47 9.0%	2.02 7.4%	0.95 3.5%	0.93 3.4%	0.00 0.0%	1.05 3.8%	1.85 6.7%	1.67 6.1%	27.45 25.3%	108.53			
2008	53.76 48.9%	0.26 0.8%	0.43 1.4%	3.32 10.6%	27.35 87.2%	0.00 0.0%	31.36 28.5%	2.25 9.1%	0.00 0.0%	9.85 7.5%	6.22 25.1%	4.43 17.9%	2.41 9.7%	2.01 8.1%	0.91 3.7%	0.67 2.7%	0.00 0.0%	0.96 3.9%	1.78 7.2%	1.32 5.3%	24.81 22.6%	109.93			
2007	47.44 48.0%	0.21 0.7%	0.20 0.7%	3.06 10.9%	24.70 87.7%	0.00 0.0%	28.17 28.5%	2.21 9.5%	0.00 0.0%	1.72 7.4%	6.28 27.1%	4.04 17.4%	2.09 9.0%	1.81 7.8%	0.94 4.1%	0.57 2.5%	0.00 0.0%	0.94 4.1%	1.58 6.8%	0.99 4.3%	23.17 23.5%	98.78			
2006	42.87 49.8%	0.14 0.6%	0.17 0.8%	3.55 16.2%	18.12 82.4%	0.00 0.0%	21.98 25.5%	1.74 8.2%	0.00 0.0%	1.41 6.6%	5.98 28.0%	3.76 17.6%	2.08 9.8%	1.69 7.9%	1.01 4.7%	0.38 1.8%	0.00 0.0%	0.84 3.9%	1.48 6.9%	0.95 4.5%	21.32 24.7%	86.17			
Promedio	48.3%	1.4%	2.9%	14.9%	79.3%	1.4%	23.8%	7.2%	0.0%	9.5%	22.6%	22.4%	7.8%	6.4%	2.9%	2.6%	0.0%	4.6%	5.8%	8.3%	27.8%				

DEMANDA ELÉCTRICA PROMEDIO POR CLIENTE SEGÚN ACTIVIDAD ECONÓMICA - DPTO. HUÁNUCO

Sector	Residencial							Industrial							Comercial y servicios									
	Total	Agricultura y ganadería	Construcción	Manufactura	Minería	Pesca	Total	Act. Comunitaria y esparcimiento	Actividad no especificada	Administración pública	Alumbrado público	Comercio	Enseñanza	Hoteles y restaurantes	Inmobiliaria	Intermediación financiera	Organizaciones extraterritoriales	Servicio social y de salud	Suministro de electricidad, gas y agua	Transporte y telecomunicaciones				
2018	644.28	13,888.89	5,842.11	6,801.94	10,000.00	1,428.57	2,181.10	0.00	5,061.64	-	2,597.28	3,998.51	6,181.43	4,727.27	8,057.14	1,034.48	9,476.58	55,918.37	13,534.03					
2017	644.78	18,823.53	5,274.73	6,485.44	25,295.000.00	1,428.57	2,365.45	0.00	5,306.59	-	2,950.46	4,059.41	5,856.24	2,947.76	8,103.45	1,904.76	8,925.82	56,734.69	13,173.91					
2016	654.51	15,526.32	4,080.46	6,266.67	46,310.000.00	988,888.89	2,285.29	0.00	5,863.31	-	4,091.19	4,701.15	6,047.01	3,381.82	8,470.59	377.36	10,228.76	55,306.12	11,990.52					
2015	698.15	5,521.74	2,932.77	6,499.08	15,009,500.00	184,714.29	3,726.15	0.00	6,845.81	-	3,220.16	5,817.61	6,451.90	4,065.29	21,333.33	666.67	9,044.00	60,090.91	11,312.77					
2014	654.34	12,807.69	6,699.25	7,524.67	12,028,000.00	1,000.00	4,629.21	0.00	4,924.94	-	1,402.71	6,914.00	6,354.98	3,741.84	23,357.14	400.00	8,564.58	74,675.00	10,171.69					
2013	671.80	12,800.00	4,609.38	7,316.24	14,420,000.00	0.00	5,343.38	0.00	5,515.59	-	3,194.17	6,075.16	6,644.14	3,796.30	24,814.81	0.00	8,841.70	62,000.00	10,807.45					
2012	668.96	4,800.00	4,793.39	7,049.18	11,560,000.00	0.00	5,213.52	0.00	5,653.85	9,420,000.00	3,203.99	5,282.17	6,348.45	3,519.74	24,117.65	0.00	8,606.56	65,277.78	10,625.00					
2011	651.09	14,166.67	3,362.83	7,388.78	10,270,000.00	0.00	5,588.79	0.00	5,472.70	8,750,000.00	2,992.21	6,745.28	6,209.48	3,321.80	21,666.67	0.00	7,872.34	58,857.14	10,104.90					
2010	695.61	10,000.00	2,800.00	7,310.76	9,373,333.33	0.00	6,419.21	0.00	13,333.33	7,150,000.00	3,082.44	7,840.91	5,670.89	4,035.09	24,250.00	0.00	10,800.00	72,222.22	13,222.22					
2009	704.37	6,521.74	3,800.00	7,564.66	6,316,666.67	0.00	5,862.83	0.00	9,062.50	6,500,000.00	2,884.03	7,462.24	5,179.49	3,558.05	25,135.14	0.00	9,210.53	68,518.52	10,705.13					
2008	733.14	10,833.33	5,375.00	7,528.34	13,675,000.00	0.00	5,306.60	0.00	12,416.11	6,220,000.00	2,711.14	7,484.47	5,248.04	3,527.13	20,303.03	0.00	9,142.86	68,461.54	10,645.16					
2007	766.50	9,130.43	2,857.14	7,373.49	12,350,000.00	0.00	5,483.87	0.00	11,862.07	6,280,000.00	2,493.83	7,133.11	4,852.55	3,790.32	21,923.08	0.00	9,494.95	63,200.00	9,519.23					
2006	772.28	6,363.64	2,833.33	9,491.98	18,120,000.00	0.00	4,507.77	0.00	10,000.00	5,980,000.00	2,358.85	7,349.82	4,884.39	4,156.38	15,833.33	0.00	8,936.17	56,923.08	9,693.88					
Energía promedio	689.21	10,860.31	4,250.80	7,261.63	14,979,807.69	90,573.87	4,531.78	0.00	7,793.73	7,185,714.29	2,860.19	6,220.29	5,840.69	3,736.06	19,028.10	337.17	9,164.97	62,937.34	11,192.76					
Potencia promedio (Fc=0.3)	0.30	4.10	1.60	2.80	5,700.10	34.50	1.70	0.00	3.00	2,734.30	1.10	2.40	2.20	1.40	7.20	0.10	3.50	23.90	4.30					

ANEXO 02



ANEXO 02

A. MÉTODO DEL SNIP

Abrev.	Descripción	Años																
		-3	-2	-1	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
		2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032	2033
Pt	Población total	12,156	12,314	12,474	12,636	12,801	12,967	13,136	13,306	13,479	13,654	13,832	14,012	14,194	14,378	14,565	14,755	14,947
Pe	Población a electrificar	12,156	12,314	12,474	12,636	12,801	12,967	13,136	13,306	13,479	13,654	13,832	14,012	14,194	14,378	14,565	14,755	14,947
Ge	Grado de electrificación	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%
At	Abonados totales	2,626	2,660	2,694	2,729	2,765	2,801	2,837	2,874	2,911	2,950	2,987	3,027	3,066	3,106	3,147	3,187	3,229
Ar	Número de abonados residenciales	2,455	2,487	2,519	2,552	2,585	2,619	2,653	2,687	2,722	2,758	2,793	2,830	2,867	2,904	2,942	2,980	3,019
Ai	Número de abonados industriales	16	16	16	16	17	17	17	17	17	18	18	18	18	19	19	19	19
Acs	Número de abonados comerciales y servicios	155	157	159	161	163	165	167	170	172	174	176	179	181	183	186	188	191
Exr	Consumo anual por abonado residencial (kwh)	689.2	689.2	689.2	689.2	689.2	689.2	689.2	689.2	689.2	689.2	689.2	689.2	689.2	689.2	689.2	689.2	689.2
Exi	Consumo anual por abonado industrial (kwh)	53,049.1	53,049.1	53,049.1	53,049.1	53,049.1	53,049.1	53,049.1	53,049.1	53,049.1	53,049.1	53,049.1	53,049.1	53,049.1	53,049.1	53,049.1	53,049.1	53,049.1
Excs	Consumo anual por abonado comercial y servicio (kwh)	6,583.0	6,583.0	6,583.0	6,583.0	6,583.0	6,583.0	6,583.0	6,583.0	6,583.0	6,583.0	6,583.0	6,583.0	6,583.0	6,583.0	6,583.0	6,583.0	6,583.0
Er	Consumo anual de abonados residenciales (KW.h)	1,692,021.9	1,714,076.8	1,736,131.7	1,758,875.6	1,781,619.9	1,805,053.2	1,828,486.4	1,851,919.7	1,876,042.3	1,900,854.0	1,924,976.5	1,950,477.4	1,975,978.4	2,001,479.3	2,027,869.5	2,055,859.6	2,080,739.0
Ei	Consumo anual de abonados industriales (KW.h)	848,785.4	848,785.4	848,785.4	848,785.4	901,834.5	901,834.5	901,834.5	901,834.5	901,834.5	954,883.6	954,883.6	954,883.6	954,883.6	1,007,932.7	1,007,932.7	1,007,932.7	1,007,932.7
Ecs	Consumo anual de abonados comerciales y servicios (KW.h)	1,020,362.1	1,033,528.1	1,046,694.0	1,059,860.0	1,073,026.0	1,086,191.9	1,099,357.9	1,112,523.8	1,125,689.8	1,138,855.8	1,152,021.8	1,165,187.8	1,178,353.7	1,191,519.6	1,204,685.6	1,217,851.5	1,231,017.5
Est	Consumo de energía (KW.h)	3,561,169.5	3,596,390.3	3,631,611.1	3,667,521.2	3,756,480.3	3,793,079.6	3,829,678.8	3,872,861.1	3,910,149.5	4,001,176.3	4,038,464.8	4,083,714.7	4,122,381.6	4,214,097.6	4,260,036.7	4,299,392.8	4,346,021.1
-	Cálculo del consumo de alumbrado público																	
eap	Consumo mensual de AP - CMAP (KWh)	8,272	8,379	8,486	8,596	8,710	8,823	8,937	9,053	9,170	9,293	9,409	9,535	9,658	9,784	9,913	10,039	10,171
Pi	Puntos de Iluminación	382	387	392	397	403	408	413	419	424	430	435	441	447	452	458	464	470
Eap	Consumo anual de AP (KWh)	99,014	100,310	101,606	102,902	104,548	105,754	107,050	108,605	109,901	111,456	112,752	114,307	115,862	117,158	118,714	120,269	121,824
Et	Consumo total de energía (KW.h)	3,660,183.9	3,696,700.7	3,733,217.5	3,770,423.6	3,860,937.9	3,898,833.2	3,936,728.4	3,981,465.9	4,020,050.3	4,112,632.3	4,151,216.8	4,198,021.9	4,238,244.0	4,331,256.0	4,378,750.3	4,419,661.6	4,467,845.1
Pe	Pérdida de energía eléctrica (KW.h)	522,883.4	528,100.1	533,316.8	538,631.9	551,562.6	556,976.2	562,389.8	568,780.8	574,292.9	587,518.9	593,031.0	599,717.4	605,463.4	618,750.9	625,535.8	631,380.2	638,263.6
Etr	Energía total requerida (KW.h)	4,183,067.3	4,224,800.8	4,266,534.3	4,309,055.5	4,412,500.5	4,455,809.3	4,499,118.2	4,550,246.7	4,594,343.3	4,700,151.2	4,744,247.8	4,797,739.3	4,843,707.4	4,950,006.8	5,004,286.0	5,051,041.8	5,106,108.7
Fc	Factor de carga (%)	30.0%	30.0%	30.0%	30.0%	30.0%	30.0%	30.0%	30.0%	30.0%	30.0%	30.0%	30.0%	30.0%	30.0%	30.0%	30.0%	30.0%
Ptr	Potencia total requerida (KW)	1591.7	1607.6	1623.5	1639.7	1679.0	1695.5	1712.0	1731.4	1748.2	1788.5	1805.3	1825.6	1843.1	1883.6	1904.2	1922.0	1943.0

Abrev.	Descripción	Años																	
		14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	
		2034	2035	2036	2037	2038	2039	2040	2041	2042	2043	2044	2045	2046	2047	2048	2049	2050	
Pt	Población total	15,141	15,338	15,537	15,739	15,944	16,151	16,361	16,574	16,789	17,007	17,228	17,452	17,679	17,909	18,142	18,378	18,617	
Pe	Población a electrificar	15,141	15,338	15,537	15,739	15,944	16,151	16,361	16,574	16,789	17,007	17,228	17,452	17,679	17,909	18,142	18,378	18,617	
Ge	Grado de electrificación	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	
At	Abonados totales	3,271	3,313	3,356	3,400	3,444	3,489	3,534	3,580	3,627	3,674	3,721	3,770	3,818	3,868	3,919	3,970	4,021	
Ar	Número de abonados residenciales	3,058	3,098	3,138	3,179	3,220	3,262	3,304	3,347	3,391	3,435	3,479	3,525	3,570	3,617	3,664	3,712	3,760	
Ai	Número de abonados industriales	20	20	20	20	21	21	21	21	22	22	22	23	23	23	24	24	24	
Acs	Número de abonados comerciales y servicios	193	195	198	201	203	206	209	211	214	217	220	222	225	228	231	234	237	
Exr	Consumo anual por abonado residencial (kwh)	689.2	689.2	689.2	689.2	689.2	689.2	689.2	689.2	689.2	689.2	689.2	689.2	689.2	689.2	689.2	689.2	689.2	
Exi	Consumo anual por abonado industrial (kwh)	53,049.1	53,049.1	53,049.1	53,049.1	53,049.1	53,049.1	53,049.1	53,049.1	53,049.1	53,049.1	53,049.1	53,049.1	53,049.1	53,049.1	53,049.1	53,049.1	53,049.1	
Excs	Consumo anual por abonado comercial y servicio (kwh)	6,583.0	6,583.0	6,583.0	6,583.0	6,583.0	6,583.0	6,583.0	6,583.0	6,583.0	6,583.0	6,583.0	6,583.0	6,583.0	6,583.0	6,583.0	6,583.0	6,583.0	
Er	Consumo anual de abonados residenciales (KW.h)	2,107,618.4	2,135,187.0	2,162,755.5	2,191,013.4	2,219,271.2	2,248,218.2	2,277,165.2	2,306,801.4	2,337,126.9	2,367,452.3	2,397,777.7	2,429,481.6	2,460,496.3	2,492,889.4	2,525,282.5	2,558,364.8	2,591,447.1	
Ei	Consumo anual de abonados industriales (KW.h)	1,060,981.8	1,060,981.8	1,060,981.8	1,060,981.8	1,114,030.8	1,114,030.8	1,114,030.8	1,114,030.8	1,167,079.9	1,167,079.9	1,167,079.9	1,220,129.0	1,220,129.0	1,220,129.0	1,273,178.1	1,273,178.1	1,273,178.1	
Ecs	Consumo anual de abonados comerciales y servicios (KW.h)	1,270,515.4	1,283,681.4	1,303,430.3	1,323,179.3	1,336,345.2	1,356,094.2	1,375,843.1	1,389,009.1	1,408,758.0	1,428,507.0	1,448,255.9	1,461,421.9	1,481,170.8	1,500,919.8	1,520,668.7	1,540,417.6	1,560,166.6	
Est	Consumo de energía (KW.h)	4,439,115.5	4,479,850.1	4,527,167.6	4,575,174.4	4,669,647.2	4,718,343.2	4,767,039.1	4,809,841.3	4,912,964.8	4,963,039.2	5,013,113.6	5,111,032.5	5,161,796.1	5,213,938.1	5,319,129.3	5,371,960.5	5,424,791.8	
-	Cálculo del consumo de alumbrado público																		
eap	Consumo mensual de AP - CMAP (KWh)	10,304	10,436	10,571	10,710	10,849	10,990	11,132	11,277	11,425	11,573	11,721	11,876	12,027	12,184	12,345	12,506	12,666	
Pi	Puntos de Iluminación	477	483	489	495	502	508	515	522	528	535	542	549	556	564	571	578	586	
Eap	Consumo anual de AP (KWh)	123,638	125,194	126,749	128,304	130,118	131,674	133,488	135,302	136,858	138,672	140,486	142,301	144,115	146,189	148,003	149,818	151,891	
Et	Consumo total de energía (KW.h)	4,562,753.9	4,605,043.7	4,653,916.4	4,703,478.4	4,799,765.6	4,850,016.6	4,900,827.1	4,945,143.7	5,049,822.4	5,101,711.2	5,153,600.0	5,253,333.3	5,305,911.3	5,360,126.9	5,467,132.5	5,521,778.1	5,576,683.0	
Pe	Pérdida de energía eléctrica (KW.h)	651,822.0	657,863.4	664,845.2	671,925.5	685,680.8	692,859.5	700,075.3	706,449.1	721,403.2	728,815.9	736,228.6	750,476.2	757,987.3	765,732.4	781,018.9	788,825.4	796,669.0	
Etr	Energía total requerida (KW.h)	5,214,575.9	5,262,907.1	5,318,761.6	5,375,403.8	5,485,446.4	5,542,876.3	5,600,802.4	5,651,592.8	5,771,225.6	5,830,527.1	5,889,828.5	6,003,809.5	6,063,898.6	6,125,859.4	6,248,151.4	6,310,605.4	6,373,351.9	
Fc	Factor de carga (%)	30.0%	30.0%	30.0%	30.0%	30.0%	30.0%	30.0%	30.0%	30.0%	30.0%	30.0%	30.0%	30.0%	30.0%	30.0%	30.0%	30.0%	
Ptr	Potencia total requerida (KW)	1984.2	2002.6	2023.9	2045.4	2087.3	2109.2	2131.1	2150.5	2196.1	2216.6	2241.2	2284.6	2307.4	2331.0	2377.5	2401.3	2425.2	

A continuación, se detalla el cálculo de la demanda de energía y potencia para el **año 2017** (Yo):

$$P_e = P_t \times G_{ei} = 12,156 \times 1 = 12,156 \quad A_r = \frac{P_t}{P_{xv}} = \frac{12,156}{4.95} = 2,455$$

$$A_t = \frac{A_r}{\%A_r} = \frac{2,455}{0.935} = 2,626 \quad A_i = A_t \times \%A_i = 2,626 \times 0.006 = 16$$

$$A_{cs} = A_t \times \%A_{cs} = 2,626 \times 0.059 = 155 \quad E_r = A_r \times E_{xr} = 2,455 \times 689.2 = 1,692,021.9 \text{ kWh}$$

$$E_i = A_i \times E_{xi} = 16 \times 53,049.1 = 848,785.4 \text{ kWh}$$

$$E_{cs} = A_{cs} \times E_{xcs} = 155 \times 6,583 = 1,020,362.1 \text{ kWh}$$

$$E_{st} = E_r + E_i + E_{cs} = 1,692,021.9 + 848,785.4 + 1,020,362.1 = 3,561,169.5 \text{ kWh}$$

$$e_{ap} = 0.5 \times A_t \times K_{ap} = 0.5 \times 2,626 \times 6.3 = 8,272 \text{ kWh}$$

$$P_i = \frac{e_{ap} \times 1000}{360 \times P_{pl}} = \frac{8,272 \times 1000}{360 \times 50} = 382$$

$$E_{ap} = \frac{360 \times (P_{pl} + 10) \times P_i \times 12}{1000} = \frac{360 \times (50 + 10) \times 382 \times 12}{1000} = 99,014 \text{ kWh}$$

$$E_t = E_{st} + E_{ap} = 3,561,169.5 + 99,014 = 3,660,183.9 \text{ kWh}$$

$$P_e = \frac{\%P_e \times E_t}{(1 - \%P_e)} = \frac{0.125 \times 3,660,183.9}{(1 - 0.125)} = 522,883.4 \text{ kWh}$$

$$E_{tr} = E_t + P_e = 3,660,183.9 + 522,883.4 = \mathbf{4,183,067.3 \text{ kWh}}$$

$$P_{tr} = \frac{E_{tr}}{(8760 \times F_c)} = \frac{4,183,067.3}{(8760 \times 0.3)} = \mathbf{1591.7 \text{ kW}}$$

Así mismo, para determinar la demanda energética futura, se deben reemplazar ciertos parámetros en el procedimiento detallado líneas arriba. Para explicar ello se calculará la demanda energética para el **año 2050** (Y_f):

$$P_{tf} = P_{to} \times (1 + I_p)^{(Y_f - Y_o)} = 12,156 \times (1 + 0.013)^{(2050 - 2017)} = 18,617$$

$$E_{xrf} = E_{xro} \times (1 + I_{exr})^{(Y_f - Y_o)} = 689.2 \times (1 + 0)^{(2050 - 2017)} = 689.2 \text{ kWh}$$

$$E_{xif} = E_{xio} \times (1 + I_{exi})^{(Y_f - Y_o)} = 53,049.1 \times (1 + 0)^{(2050 - 2017)} = 53,049.1 \text{ kWh}$$

$$E_{xcsf} = E_{xcso} \times (1 + I_{excs})^{(Y_f - Y_o)} = 6,583 \times (1 + 0)^{(2050 - 2017)} = 6,583 \text{ kWh}$$

Reemplazando dichos valores en el procedimiento general obtenemos las siguientes demandas:

$$E_{tr} = \mathbf{6,373,351.9 \text{ kWh}} \quad P_{tr} = \mathbf{2425.2 \text{ kW}}$$

Nota: Los subíndices f y o hacen referencia al año final e inicial, respectivamente.

B. METODO DE RAMIRO ORTIZ

Sector	Potencia (Kw)	# Abonados		K (%)	Horario de uso (horas)							Energía (Kwh)			
					0-5	5-7	7-11	11-13	13-17	17-19	19-21	21-24	Día	Año	
Residencial			2,552												
Iluminación															
Sala	0.06		2,552	0.5		76.6					76.6				
Comedor	0.06		2,552	0.3		45.9				45.9					
Alcoba 1	0.06		2,552	0.3		45.9					45.9				
Alcoba 2	0.06		1,786	0.3		32.1					32.1				
Alcoba 3	0.06		766	0.3		13.8					13.8				
Baño	0.06		2,552	0.1		15.3					15.3				
Puerta de entrada	0.06		1,914	0.1	11.5						11.5				
Preparación y preservación de alimentos															
Microondas	1.10		638	0.1			70.2				70.2				
Olla arrocera	1.00		638	0.1							63.8				
Licuadora	0.30		1,276	0.1		38.3			38.3						
Refrigeradora	0.35		1,276	0.2	89.3	89.3	89.3	89.3	89.3	89.3	89.3	89.3	89.3		
Recreación															
Computadora	0.20		1,276	0.5						127.6	127.6				
Televisor LCD, LED	0.12		1,276	0.8						122.5	122.5				
Equipo de sonido	0.08		1,276	0.3						30.6	30.6				
Reproductor DVD	0.02		1,276	0.2							5.1				
Celular	0.01		7,656	0.3		23.0					23.0				
Otros															
Plancha	1.00		1,276	0.2							255.2				
Lavadora	0.50		510	0.1					25.5						
Total	5193.32		Kw		100.8	380.2	89.3	159.5	153.1	416.0	982.5	89.3	5618.2	2050653.2	
Industrial			16												
Agricultura y ganadería	4.10	4.1%	1	0.8			3.3	3.3	3.3	3.3					
Construcción	1.60	17.9%	3	0.8			3.8	3.8	3.8	3.8					
Manufactura	10.00	76.8%	12	0.8	96.0	96.0	96.0	96.0	96.0	96.0	96.0	96.0	96.0		
Total	128.90		Kw		96.0	96.0	103.1	103.1	103.1	103.1	96.0	96.0	2389.4	872145.6	
Comercial y servicios			161												
Act. Comunitaria y esparcimiento	1.70	10.7%	17	0.25			7.2	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2			
Administración pública	3.00	9.2%	15	1			45.0	45.0	45.0	45.0	45.0				
Comercio	1.10	49.3%	79	0.5		43.5	43.5	43.5	43.5	43.5	43.5				
Enseñanza	2.40	8.3%	13	0.5			15.6	15.6	15.6	15.6	15.6				
Hoteles y restaurantes	2.20	7.6%	12	0.7			18.5	18.5	18.5	18.5	18.5	18.5			
Inmobiliaria	1.40	5.2%	8	0.6			6.7	6.7	6.7	6.7					
Intermediación financiera	7.20	1.0%	2	0.7			10.1	10.1	10.1	10.1					
Servicio social y de salud	3.50	3.3%	5	0.7	12.3	12.3	12.3	12.3	12.3	12.3	12.3	12.3			
Suministro de electricidad, gas y agua	23.90	0.6%	1	1	23.9	23.9	23.9	23.9	23.9	23.9	23.9	23.9			
Transporte y telecomunicaciones	4.30	4.6%	8	0.6	20.6	20.6	20.6	20.6	20.6	20.6	20.6	20.6			
Alumbrado público	50.00	0.0%	1	1	50.0					50.0	50.0	50.0			
Total	369.80		kw		106.8	100.2	203.3	203.3	203.3	253.3	236.5	132.5	4145.1	1512977.9	

Sector	Potencia instalada (Kw)	Horario de uso (horas)							Energía (Kwh)		
		0-5	5-7	7-11	11-13	13-17	17-19	19-21	21-24	Día	Año
Residencial	5193.3	100.8	380.2	89.3	159.5	153.1	416.0	982.5	89.3	5,618.2	2,050,653.2
Industrial	128.9	96.0	96.0	103.1	103.1	103.1	103.1	96.0	96.0	2,389.4	872,145.6
Comercial y servicios	369.8	106.8	100.2	203.3	203.3	203.3	253.3	236.5	132.5	4,145.1	1,512,977.9
Total	0.0	303.6	576.5	395.8	466.0	459.6	772.4	1,315.1	317.8	12,152.8	4,435,776.7

Año	Demanda residencial			Demanda industrial			Demanda comercial y servicios			Demanda total		Requerimiento total		
	G (%)	Potencia (Kw)	Energía (Kwh)	G (%)	Potencia (Kw)	Energía (Kwh)	G (%)	Potencia (Kw)	Energía (Kwh)	Potencia (Kw)	Energía (Kwh)	Potencia (Kw)	Energía (Kwh)	
0	2020	0	982.5	2,050,653.2	0	96.0	872,145.6	0	236.5	1,512,977.9	1,315.1	4,435,776.7	1,502.9	5,069,459.1
1	2021	3	1,012.0	2,112,172.8	0	96.0	872,145.6	1.3	239.6	1,532,646.6	1,347.6	4,516,965.1	1,540.1	5,162,245.8
2	2022	3	1,042.4	2,175,538.0	0	96.0	872,145.6	1.3	242.7	1,552,571.0	1,381.1	4,600,254.6	1,578.4	5,257,433.9
3	2023	2.3	1,066.3	2,225,575.4	0	96.0	872,145.6	1.3	245.9	1,572,754.5	1,408.2	4,670,475.4	1,609.4	5,337,686.2
4	2024	2.3	1,090.9	2,276,763.6	0	96.0	872,145.6	1.3	249.1	1,593,200.3	1,435.9	4,742,109.5	1,641.1	5,419,553.7
5	2025	2.3	1,115.9	2,329,129.2	0	96.0	872,145.6	1.3	252.3	1,613,911.9	1,464.3	4,815,186.7	1,673.5	5,503,070.5
6	2026	2.3	1,141.6	2,382,699.1	0	96.0	872,145.6	1	254.8	1,630,051.0	1,492.5	4,884,895.7	1,705.7	5,582,738.0
7	2027	1.5	1,158.7	2,418,439.6	0.6	96.6	877,378.5	1	257.4	1,646,351.5	1,512.7	4,942,169.6	1,728.8	5,648,193.8
8	2028	1.5	1,176.1	2,454,716.2	0.6	97.2	882,642.7	1	260.0	1,662,815.0	1,533.2	5,000,174.0	1,752.3	5,714,484.6
9	2029	1.5	1,193.8	2,491,537.0	0.6	97.7	887,938.6	1	262.6	1,679,443.2	1,554.1	5,058,918.7	1,776.1	5,781,621.4
10	2030	1.5	1,211.7	2,528,910.0	0.6	98.3	893,266.2	1	265.2	1,696,237.6	1,575.2	5,118,413.9	1,800.2	5,849,615.8
11	2031	1.5	1,229.8	2,566,843.7	0.6	98.9	898,625.8	1	267.8	1,713,200.0	1,596.6	5,178,669.5	1,824.7	5,918,479.4
12	2032	1.5	1,248.3	2,605,346.3	0.6	99.5	904,017.6	1	270.5	1,730,332.0	1,618.3	5,239,695.9	1,849.5	5,988,223.9
13	2033	1.5	1,267.0	2,644,426.5	0.6	100.1	909,441.7	1	273.2	1,747,635.3	1,640.3	5,301,503.5	1,874.7	6,058,861.2
14	2034	1.5	1,286.0	2,684,092.9	0.6	100.7	914,898.3	1	276.0	1,765,111.7	1,662.7	5,364,102.9	1,900.2	6,130,403.3
15	2035	1.3	1,302.7	2,718,986.1	0.6	101.3	920,387.7	1.3	279.6	1,788,058.1	1,683.6	5,427,432.0	1,924.1	6,202,779.4
16	2036	1.3	1,319.7	2,754,332.9	0.6	101.9	925,910.1	1.3	283.2	1,811,302.9	1,704.8	5,491,545.9	1,948.3	6,276,052.4
17	2037	1.3	1,336.8	2,790,139.3	0.6	102.5	931,465.5	1.3	286.9	1,834,849.8	1,726.2	5,556,454.6	1,972.8	6,350,233.8
18	2038	1.3	1,354.2	2,826,411.1	2	104.6	950,094.8	1.3	290.6	1,858,702.8	1,749.4	5,635,208.8	1,999.3	6,440,238.6
19	2039	1.3	1,371.8	2,863,154.4	2	106.7	969,096.7	1.5	295.0	1,886,583.4	1,773.4	5,718,834.5	2,026.8	6,535,810.9
20	2040	1	1,385.5	2,891,786.0	2	108.8	988,478.7	1.5	299.4	1,914,882.1	1,793.7	5,795,146.8	2,050.0	6,623,024.9
21	2041	1	1,399.4	2,920,703.8	2	111.0	1,008,248.2	1.5	303.9	1,943,605.4	1,814.2	5,872,557.4	2,073.4	6,711,494.2
22	2042	0.5	1,406.4	2,935,307.4	2	113.2	1,028,413.2	1.5	308.4	1,972,759.5	1,828.0	5,936,480.0	2,089.2	6,784,548.6
23	2043	0.5	1,413.4	2,949,983.9	2	115.5	1,048,981.5	1.5	313.1	2,002,350.8	1,841.9	6,001,316.2	2,105.1	6,858,647.1
24	2044	0.5	1,420.5	2,964,733.8	2	117.8	1,069,961.1	1.5	317.8	2,032,386.1	1,856.0	6,067,081.0	2,121.1	6,933,806.9
25	2045	0.5	1,427.6	2,979,557.5	2	120.1	1,091,360.3	1.5	322.5	2,062,871.9	1,870.2	6,133,789.7	2,137.4	7,010,045.4
26	2046	0.5	1,434.7	2,994,455.3	2	122.5	1,113,187.5	1.5	327.4	2,093,815.0	1,884.6	6,201,457.8	2,153.8	7,087,380.3
27	2047	0.5	1,441.9	3,009,427.5	2	125.0	1,135,451.3	1.5	332.3	2,125,222.2	1,899.1	6,270,101.0	2,170.4	7,165,829.7
28	2048	0.5	1,449.1	3,024,474.7	2	127.5	1,158,160.3	1.5	337.2	2,157,100.5	1,913.8	6,339,735.5	2,187.2	7,245,412.0
29	2049	0.5	1,456.3	3,039,597.1	2	130.0	1,181,323.5	1.5	342.3	2,189,457.0	1,928.7	6,410,377.6	2,204.2	7,326,145.8
30	2050	0.5	1,463.6	3,054,795.0	2	132.6	1,204,950.0	1.5	347.4	2,222,298.9	1,943.7	6,482,043.9	2,221.4	7,408,050.2



Se puede apreciar que en el **año 2020** la demanda de potencia máxima en un día típico se da entre las 7 y 9 pm con un valor de 1,315.1 kW, por tanto, dicho horario será la referencia para determinar la demanda futura de potencia máxima.

$$P_r = 982.5 \text{ kW} \quad P_i = 96 \text{ kW} \quad P_{cs} = 236.5 \text{ kW}$$

Así mismo la demanda actual de energía para cada tipo de abonado es la siguiente:

$$E_r = 2,050,653.2 \text{ kWh} \quad E_i = 872,145.6 \text{ kWh} \quad E_{cs} = 1,512,977.9 \text{ kWh}$$

La demanda de potencia máxima y energía para el **año 2050** (Y_f) se estimará para cada tipo abonado de manera independiente. A manera de ejemplo se realizará el cálculo para el abonado residencial:

$$P'_r = P_r \times (1 + G_{y1})(1 + G_{y2}) \cdots (1 + G_{yf}) = 982.5 \times (1 + 0.3)(1 + 0.3) \cdots (1 + 0.5) \\ = 1,463.6 \text{ kWh}$$

$$E'_r = E_r \times (1 + G_{y1})(1 + G_{y2}) \cdots (1 + G_{yf}) = 2,050,653.2 \times (1 + 0.3)(1 + 0.3) \cdots (1 + 0.5) \\ = 3,054,795.0 \text{ kWh}$$

De la misma manera se obtienen las demandas del abonado industrial y comercial – servicios:

$$P'_i = 132.6 \text{ kW} \quad E'_i = 1,204,950.0 \text{ kWh}$$

$$P'_{cs} = 347.4 \text{ kW} \quad E'_{cs} = 2,222,298.9 \text{ kWh}$$

La demanda total para el **año 2050** será igual a la suma de las demandas de los tres tipos de abonados:

$$P_t = P'_r + P'_i + P'_{cs} = 1,463.6 + 132.6 + 347.4 = 1,943.7 \text{ kW}$$

$$E_t = E'_r + E'_i + E'_{cs} = 3,054,795.0 + 1,204,950.0 + 2,222,298.9 = 6,482,043.9 \text{ kWh}$$

Por último, se calcula la demanda requerida considerando la pérdida de energía por transmisión y distribución de electricidad:

$$P_{tr} = \frac{\%P_e \times P_t}{(1 - \%P_e)} = \frac{0.125 \times 1,943.7}{(1 - 0.125)} = 2,221.4 \text{ kWh}$$

$$E_{tr} = \frac{\%P_e \times E_t}{(1 - \%P_e)} = \frac{0.125 \times 6,482,043.9}{(1 - 0.125)} = 7,408,050.2 \text{ kWh}$$

Nota: El apóstrofe hace referencia a la demanda futura de cada tipo de abonado

ANEXO 03



ANEXO 03

REGISTRO HISTÓRICO
ESTACIÓN: CERRO DE PASCO/000593/DZ11

PARÁMETRO:	PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)	ESTE:	363,265.56 M	DEPARTAMENTO:	PASCO
		NORTE:	8,817,620.93 M	PROVINCIA:	PASCO
		ALTITUD:	4,260 MSNM	DISTRITO:	CHAUPIMARCA

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAX.	PROMEDIO
1949							2.4	8.6	6.8	13.7	25.8	18.4	25.8	12.6
1950	19.6	15.1	27.1	23.0	9.8	8.5	3.8	2.2	11.2	13.7	13.6	20.9	27.1	14.0
1951	22.7	48.3	27.3	16.5	12.0	15.8	0.0	2.7	11.4	12.6	15.6	24.3	48.3	17.4
1952	16.4	19.6	25.6	12.6	6.2	5.0	6.0	10.6	17.0	21.6	15.6		25.6	14.2
1953			11.2			7.2	11.6						11.6	10.0
1954											20.3	21.4	21.4	20.9
1955	35.0	21.0	18.5	11.6	17.3	7.0	3.5		10.8	11.5	4.6	16.9	35.0	14.3
1956	14.0	22.5	23.2	12.8		3.7	6.3	5.2	18.5	13.6	11.3	10.6	23.2	12.9
1957	23.4	20.6	16.8	9.8	11.0	6.4	1.9	11.5	10.5	11.0	35.0	14.4	35.0	14.4
1958	20.8	14.5	18.8	10.2	7.4	2.9	11.5	4.0	7.6	27.2	12.0	16.0	27.2	12.7
1959	13.8	34.6	22.7	12.0	14.3	6.5	4.4	4.3		14.0	16.4	19.7	34.6	14.8
1960	24.0	10.9	12.4	33.0	10.5	1.0	3.6	6.8	7.1	10.5	19.7	12.2	33.0	12.6
1961	22.0	9.4	20.2			2.4	2.6	3.8	10.0	7.0	24.0	29.0	29.0	13.0
1962	20.2	13.8	30.4	11.2	10.7	2.2	11.2	5.8	11.5	8.6	20.0	14.4	30.4	13.3
1963	26.6	27.0	20.4	16.4	3.8		15.4	9.6	3.2	24.5	13.4	29.0	29.0	17.2
1964	14.6	19.8	16.1	16.4	31.6	2.1	5.3	7.3	13.2	38.8	27.3	23.5	38.8	18.0
1965			28.0	15.0	12.4	1.8	9.6	8.6	9.7	20.2	15.9	19.7	28.0	14.1
1966				9.5	12.0			6.7	10.6	20.6	17.2	27.8	27.8	14.9
1967	13.5	25.0	35.0	22.2	6.6	3.0	20.7						35.0	18.0
1968				10.0	8.0	8.0	24.0	14.0	18.3	10.0	14.6	10.6	24.0	13.1
1969														
1970														
1971														
1972														
1973														
1974														
1975														
1976														
1977														
1978														
1979														
1980														
1981														
1982														
1983														
1984														
1985														
1986														
1987														
1988														
1989														
1990														
1991														
1992														
1993														
1994														
1995														
1996														
1997									7.7	24.5	22.6	21.9	24.5	19.2
1998	12.1	30.5	13.7	18.5	5.2	5.5	0.0	1.5	5.7	19.7	15.8	9.6	30.5	11.5
1999	38.0	31.7	14.7	25.8	7.3	4.8	4.3	3.3	10.7	16.1	16.6	16.5	38.0	15.8
2000	18.0	17.3	18.3	6.5	9.4	2.8	4.5	8.2	7.1	14.3	12.7	22.6	22.6	11.8
2001	29.4	24.3	24.0	23.7	10.9	2.0	11.5	6.0	7.9	19.1	16.6	28.0	29.4	17.0
2002	8.0	19.4	26.8	15.5	13.5	3.0	10.4	3.5	13.7	24.1	12.6	22.3	26.8	14.4
2003	14.5	19.4	20.7	18.1	8.3	7.0	4.6	10.0	20.7	6.0	20.0	13.1	20.7	13.5
2004	12.7	31.2	11.4	16.9	6.0	4.0	8.6	7.9	27.5	22.5	26.8	33.2	33.2	17.4
2005	15.4	20.0	46.7	17.4	2.9	2.8	4.1	4.5	6.0	12.8	29.1	9.0	46.7	14.2
2006	9.8	17.5	16.2	19.1	3.9	17.0	2.7	4.0	21.8	21.3	27.3	24.6	27.3	15.4
2007	15.5	16.0	18.4	14.2	16.0	0.0	8.0	4.4	10.5	16.0	20.6	26.7	26.7	13.9
2008	16.6	18.5	8.0	12.5	5.4	7.3	3.2	10.4	10.0	10.4	29.4	25.0	29.4	13.1
2009	26.0	19.0	39.2	11.4	12.0	12.0	8.2	12.4	5.1	20.0	31.4	29.5	39.2	18.9
2010	25.7	24.3	35.9	14.5	17.0	2.0	4.4	0.0	7.5	24.0	13.8	30.8	35.9	16.7
2011	20.5	16.3	20.8	24.4	12.0	0.0	6.3	9.0	14.0	16.0	22.7	24.0	24.4	15.5
2012	20.0	20.7	15.0	12.0	7.8	6.5	3.5	5.2	16.8	25.4	18.0	24.6	25.4	14.6
2013	25.8	15.0	20.3	14.0	15.0	5.8	8.0	11.0	17.6	20.5	11.6	16.0	25.8	15.1
2014	26.2	19.8	20.0	24.7	7.3	10.0	7.0	2.6	20.6	15.0	17.5	25.6	26.2	16.4
2015	15.0	10.0	18.0	15.2	10.3	9.0	9.0	7.4	18.4	17.3	25.1	15.4	25.1	14.2
2016		16.5	20.6	12.4	8.2	7.1	6.7	13.0	9.0	16.0	7.4	17.5	20.6	12.2
2017	20.6	28.0	15.0	15.4	13.2	0.5	6.5	4.0	12.0	15.4	19.0	18.0	28.0	14.0
2018	17.0	11.0	17.0	19.0	8.0	3.6	7.0	8.0	25.0	30.0	16.0		30.0	14.7
2019	59.0	43.0	45.0	24.0	15.0	4.5	6.0	8.0	17.0	30.2	30.0		59.0	25.6
PROMEDIO	20.9	21.4	22.1	16.2	10.5	5.3	7.0	6.7	12.6	17.9	19.1	20.6	29.9	15.1
DESV. EST.	9.4	8.6	8.9	5.6	5.2	3.9	4.9	3.4	5.8	7.0	6.8	6.4	8.2	2.8
MÁXIMO	59.0	48.3	46.7	33.0	31.6	17.0	24.0	14.0	27.5	38.8	35.0	33.2	59.0	25.6
MÍNIMO	8.0	9.4	8.0	6.5	2.9	0.0	0.0	0.0	3.2	6.0	4.6	9.0	11.6	10.0
Nº DATOS	35.0	36.0	38.0	38.0	37.0	38.0	40.0	38.0	39.0	40.0	41.0	38.0	43.0	43.0

REGISTRO HISTÓRICO
ESTACIÓN: YANAHUANCA/000475/DZ11

PARÁMETRO: PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm) ESTE: 334,434.56 M DEPARTAMENTO: PASCO
NORTE: 8,840,056.48 M PROVINCIA: DANIEL ALCIDES CARRION
ALTITUD: 3,150 MSNM DISTRITO: YANAHUANCA

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAX.	PROMEDIO
1978				14.3	7.0	4.4	10.5	6.6	30.7	13.0	23.8	27.0	30.7	15.3
1979	26.0	15.0	18.8	19.0	7.3	2.0	13.0	5.0	8.2	40.4	35.5	10.3	40.4	16.7
1980	11.6	10.8		13.2	0.0	0.0	4.0	3.4	7.3	37.4	23.5	18.5	37.4	11.8
1981	15.6	21.4	38.1	4.8	0.0	0.0	0.0	28.5	16.7	18.0	21.9	24.5	38.1	15.8
1982	18.4	18.0	15.2		8.0		4.0	11.0	11.0	14.2	19.6	17.5	19.6	13.7
1983	19.9	21.2	21.2										21.2	20.8
1984														
1985														
1986														
1987						4.7	9.4	18.6	24.0	30.0	23.0	20.0	30.0	18.5
1988	25.8	18.0	12.7	18.0	11.0	0.0	0.0	3.0	11.0	12.0	4.0	5.0	25.8	10.0
1989	5.0	8.0	14.5	0.0	2.0	4.5	0.4	11.0	11.0	16.7	15.4	11.0	16.7	8.3
1990	0.0		21.7	11.4	12.7	20.4	5.0	4.0	13.9	15.0	31.1	30.9	31.1	15.1
1991	8.3		20.8	12.0	16.3	10.0	0.0	0.9	11.4	14.8	15.2	22.2	22.2	12.0
1992	15.5	5.8	15.6	4.6	0.0	7.3	8.4	15.3	6.7	17.2	20.4	13.2	20.4	10.8
1993	18.8												18.8	18.8
1994														
1995														
1996			17.5	21.0	13.0	0.0	0.0	4.1	20.4	14.2	12.7	8.7	21.0	11.2
1997	22.0	21.0	13.4	12.0	10.0	0.0	1.0	3.0	8.8	7.0	15.0	18.0	22.0	10.9
1998	19.4	37.7	18.8	20.0	5.4	7.2	0.0	0.3	7.0	15.0	10.8	14.5	37.7	13.0
1999	14.0	23.0	32.0	13.0	5.7	4.2	4.5	11.0	14.0	15.0	15.0	30.0	32.0	15.1
2000	18.0	13.8	18.6	10.0	4.3	4.0	4.6	0.0	3.0	7.0	14.0	19.2	19.2	9.7
2001	15.7	11.2	16.0	18.2	10.0	6.6	13.0	12.5	5.7	9.4	20.0	28.3	28.3	13.9
2002	10.1	15.2	14.2	18.2	9.7	2.1	10.6	7.3	14.5	14.7	15.9	18.0	18.2	12.5
2003	17.3	23.2	19.2	14.6	18.8	4.4	0.0	7.5	7.5	16.3	54.8	22.9	54.8	17.2
2004	6.9	22.1	10.6	7.3	17.0	11.1	7.6	6.5	23.4	20.9	20.0	22.7	23.4	14.7
2005	15.4	15.7	12.7	10.3	24.8	0.0	7.0	5.0	15.1	22.5	30.7	12.4	30.7	14.3
2006	16.8	14.0	16.8	18.7	6.6	3.9	0.5	4.9	11.2	17.1	15.4	22.5	22.5	12.4
2007	17.8	10.2	19.0	12.5	9.3	0.7	23.3	8.0	5.0	35.3	21.5	15.6	35.3	14.9
2008	12.0	23.3	12.8	14.5	10.0	7.5	0.0	3.8	13.2	15.9	15.1	13.7	23.3	11.8
2009	20.0	17.6	27.0	31.5	13.4	2.3	15.7	8.3	6.0	15.0	30.0	18.0	31.5	17.1
2010	21.0	20.0	12.9	9.9	2.8	5.8	0.0	0.0	5.2	12.0	31.3	25.5	31.3	12.2
2011	21.2	21.8	25.5	21.5	3.2	0.0	5.1	2.2	4.0	11.0	17.1	28.0	28.0	13.4
2012	13.7	17.2	11.9	17.1	4.2	15.8	5.8	2.2	18.2	13.0	23.4	33.0	33.0	14.6
2013	17.8	19.2	19.0	10.3	4.7	4.1	4.1	7.1	4.1	13.0	15.2	12.0	19.2	10.9
2014	14.8	17.9	17.8	10.6	10.1	5.9	7.8	4.3	12.0	12.0	15.8	20.7	20.7	12.5
2015	23.6				19.6								23.6	21.6
2016	22.2	12.0			2.8	4.2	10.2	7.8	10.5	12.1	7.1	19.2	22.2	10.8
2017	23.3	17.2	30.0	16.1	10.8	6.8	6.1	5.6	22.7	11.8	15.4	20.0	30.0	15.5
2018	27.7	29.0	22.6	32.6	12.7	11.3	4.8	1.9			14.5		32.6	17.5
2019	25.7	17.7	16.5	10.6	7.5	2.5	1.0	2.8	6.3	11.2	8.0	18.7	25.7	10.7
PROMEDIO	17.1	17.9	18.8	14.4	8.8	5.0	5.5	6.6	11.8	16.7	19.8	19.4	27.5	13.9
DESV. EST.	6.3	6.3	6.3	6.9	5.9	4.7	5.5	5.8	6.7	8.0	9.5	6.7	7.9	3.1
MÁXIMO	27.7	37.7	38.1	32.6	24.8	20.4	23.3	28.5	30.7	40.4	54.8	33.0	54.8	21.6
MÍNIMO	0.0	5.8	10.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.0	7.0	4.0	5.0	16.7	8.3
N° DATOS	34.0	30.0	31.0	31.0	34.0	33.0	34.0	34.0	33.0	33.0	34.0	33.0	37.0	37.0

REGISTRO HISTÓRICO
ESTACIÓN: SAN RAFAEL/000552/DZ10

PARÁMETRO: PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

ESTE: 371,182.14 M
NORTE: 8857947.86
ALTITUD: 2,722 MSNM

DEPARTAMENTO:
PROVINCIA:
DISTRITO:

HUÁNUCO
AMBO
SAN RAFAEL

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAX.	PROMEDIO
1966						12.1	0.0	4.2	14.0	12.3	22.1	17.5	22.1	11.7
1967	16.0	14.2	18.5	11.4	6.1	0.0	104.4	0.0	8.0	10.0	7.2	19.7	104.4	18.0
1968	9.8	13.7	7.5	0.0	3.4	2.1	5.2	12.5	4.7	2.0	15.0	8.2	15.0	7.0
1969	22.0	15.1	8.9	7.1	15.5	4.0	0.0	0.0	6.0	4.2	8.5	10.2	22.0	8.5
1970	14.4	4.1	10.9	8.0	4.1	7.4	3.3	1.6	4.4	9.0	9.1	13.2	14.4	7.5
1971	26.5	16.0	15.6	4.7	2.2	4.0	12.0	1.0	1.4	15.6	7.7	22.7	26.5	10.8
1972	14.0	14.8	22.3	8.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	15.0	18.7	56.0	56.0	12.5
1973	34.5	20.2	10.9	2.5	2.0	12.9	4.0	10.0	6.4	23.5	15.5	26.2	34.5	14.1
1974	29.5		24.2	10.2	0.0	19.2	12.6	6.5	6.2	2.0	5.4	5.4	29.5	11.0
1975	7.0	9.0	35.0	8.0	10.4	5.4	0.0	3.0	8.0	12.0	23.0	3.5	35.0	10.4
1976	8.6	10.8	71.4	15.3	2.0	3.6	0.0	0.0	8.9	16.0	19.0	13.5	71.4	14.1
1977	36.0		22.5	15.5	3.5	0.0	0.0			14.5	20.0	22.0	36.0	14.9
1978	12.0	10.5	11.5	20.6	8.8	3.0	0.0	0.0	12.0	25.3	22.0	17.2	25.3	11.9
1979	14.5	40.0	20.4	19.3	4.5	0.0	14.9	0.0	22.0	8.0	11.0	19.2	40.0	14.5
1980	8.8	12.0	24.0	19.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8.4		24.0	6.6
1981	8.0	4.5	10.5	6.5	0.0	0.0	0.0	4.0	0.0	16.0	14.0		16.0	5.8
1982				19.0	9.3	6.8	5.0	8.5	6.0	14.0	18.0	10.0	19.0	10.7
1983	20.0	26.0	28.7	20.4	2.0	4.0	9.9	9.9	11.5	14.2	17.0	14.9	28.7	14.9
1984														
1985														
1986														
1987	32.0	16.6	17.3	12.5	22.6	6.0	13.3	10.5	11.0	10.7	6.8	30.0	32.0	15.8
1988	42.7	24.5	16.0	14.5	1.6	9.9	11.2	9.9	10.5	13.3	13.0	13.5	42.7	15.1
1989	15.1	14.4	15.4	14.0	12.6	11.9	9.9	12.0	14.5	17.8	13.6	12.4	17.8	13.6
1990	16.6	13.0	18.0	14.0	0.0	0.0	4.1	0.0	1.5	10.7	6.8	5.0	18.0	7.5
1991	14.0	12.0	13.0	14.3	9.9	9.9	9.9	9.9	16.2	18.7	15.4	13.6	18.7	13.1
1992	17.5	17.3	17.9	16.2	13.3	13.0	11.6	18.2	13.2	6.4	8.0	7.0	18.2	13.3
1993	8.0	10.0	12.2	7.0	2.0	1.0	3.5	4.2	13.6	20.3	18.7	40.0	40.0	11.7
1994	23.2	38.5	20.1	12.8	5.4	0.8	0.0	2.1	11.0	15.8	9.4	31.2	38.5	14.2
1995	25.5	30.0	36.8	16.0	18.5	13.0	1.5	3.5	18.0	22.0	26.3	31.7	36.8	20.2
1996	18.0	17.4	22.8	22.2	8.0	6.0	0.9	3.7	21.1	3.5	19.5	16.0	22.8	13.3
1997	13.0	18.6	10.2	12.2	4.5	0.0	0.0	7.0	8.7	22.4	14.3	56.7	56.7	14.0
1998	29.4	27.5	22.5	7.2	4.4	7.8	0.0	5.1	6.2	19.8	19.0	24.6	29.4	14.5
1999	17.3	21.0	21.6	9.0	7.9	9.7	2.4	12.8	14.3	6.6	19.2	14.7	21.6	13.0
2000	15.9	19.8	20.7	12.8	2.9	14.5	3.5	12.3	12.2	9.4	5.9	25.1	25.1	12.9
2001	24.4	18.8	17.6	16.0	5.1	5.6	5.3	7.9	9.2	16.2	41.8	26.1	41.8	16.2
2002	10.2	16.0	20.2	9.6	11.4	2.7	17.6	0.7	7.0	29.9	12.0	25.0	29.9	13.5
2003	7.5	8.6	15.2	52.9	1.9	7.2	0.0	22.8	9.4	6.7	27.3	18.6	52.9	14.8
2004	29.6	16.3	20.2	10.8	15.0	8.0	3.0	4.3	27.4	22.8	24.1	41.9	41.9	18.6
2005	9.9	32.0	25.9	12.2	1.3	0.0	1.9	9.3	10.6	13.0	16.1	10.1	32.0	11.9
2006	13.9	13.7	12.7	9.0	0.6	5.3	5.6	5.8	16.3	16.5	28.8	15.7	28.8	12.0
2007	22.5	11.1	25.8	6.8	6.8	0.7	31.9	3.5	12.0	17.1	12.0	22.6	31.9	14.4
2008	17.0	28.2	8.6	6.1	6.3	6.1	1.2	1.8	42.1	15.3	24.5	17.6	42.1	14.6
2009	16.1	17.6	25.5	14.7	14.7	3.6	7.1	4.9	9.3	12.7	16.3	22.9	25.5	13.8
2010	25.1	19.8	20.9	20.8	17.5	4.4	7.7	5.4	3.9	11.8	9.0	23.0	25.1	14.1
2011	16.4	18.2	10.4	21.8	14.4	0.8	1.4	4.5	10.3	20.1	12.2	16.1	21.8	12.2
2012	13.2	19.5	15.3	24.3	5.0	6.1	1.7	6.4	1.9	14.8	21.3	33.5	33.5	13.6
2013	15.6	24.8	15.9	12.2	4.7	9.9	3.1	29.0	9.1	24.6	27.0	41.1	41.1	18.1
2014	18.5	16.9	25.7	10.4	8.9	2.7	0.0	3.4	21.3	3.5	9.2	11.2	25.7	11.0
2015	13.4	9.7	16.4	12.1	13.6	0.6	6.9	3.2	4.9	10.9	13.6	15.6	16.4	10.1
2016	8.5	20.5	12.5	21.3	9.1	1.0	1.9	1.2	4.7	14.3	10.7	28.2	28.2	11.2
2017	15.0	28.4	20.8	7.2	12.1	0.9	14.0	7.0	13.3	13.6	19.7	28.6	28.6	15.1
2018	30.2	26.0	30.2	22.2	9.9	10.0	7.0	8.7	17.2	32.7	27.4	18.2	32.7	20.0
2019	17.4	23.8	29.3	21.0	8.2	2.6	2.5	0.7	5.5	17.9	10.4	22.9	29.3	13.5
PROMEDIO	18.2	18.3	19.9	13.9	7.1	5.2	7.1	6.1	10.5	14.2	16.1	21.2	32.3	13.0
DESV. EST.	8.3	7.9	10.1	8.0	5.6	4.7	15.2	6.0	7.5	7.0	7.4	11.7	15.5	3.1
MÁXIMO	42.7	40.0	71.4	52.9	22.6	19.2	104.4	29.0	42.1	32.7	41.8	56.7	104.4	20.2
MÍNIMO	7.0	4.1	7.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.4	3.5	14.4	5.8
N° DATOS	49.0	47.0	49.0	50.0	50.0	51.0	51.0	50.0	50.0	51.0	51.0	49.0	51.0	51.0

REGISTRO HISTÓRICO
ESTACIÓN: HUANUCO/000404/DZ10

PARÁMETRO: PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm) ESTE: 363,133.64 M DEPARTAMENTO: HUÁNUCO
NORTE: 8,899,635.57 M PROVINCIA: HUÁNUCO
ALTITUD: 1,947 MSNM DISTRITO: AMARILIS

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAX.	PROMEDIO
1947			8.9	7.4	14.7	0.7	1.3	2.0	2.0	7.4	26.7	15.2	26.7	8.6
1948	10.2	27.9	13.7	7.6	6.4	6.1	2.0	0.8	3.1	20.3	9.1	12.0	27.9	9.9
1949	11.4	6.4	17.5	5.8	9.7	5.3	0.8	1.3	5.8	16.0	11.9	11.3	17.5	8.6
1950	18.3	24.4	12.2	13.7	1.8	2.0	4.1	0.8	6.1	6.1	18.3	38.1	38.1	12.1
1951	12.7	9.4	8.4	8.1	1.0	6.1	2.0	1.5	1.5	19.0	9.7	6.1	19.0	7.1
1952	17.6	14.0	17.0	10.7	0.5	9.7	2.0	2.3	2.8	14.0	26.2	10.4	26.2	10.6
1953	12.5	29.0	16.2	14.2	4.1	4.3	2.3	0.0	16.3	4.8	15.2	6.1	29.0	10.4
1954	12.7	11.9	12.5	12.5	4.1	0.3	0.8	1.0	10.0	11.2	8.1	12.2	12.7	8.1
1955	26.5	15.8	18.3	12.0	5.8	6.1	0.0	2.0	4.3	3.6	9.2	10.0	26.5	9.5
1956														
1957														
1958														
1959														
1960														
1961														
1962														
1963														
1964				4.8	6.0	0.8	0.6	4.3	5.4	27.3	10.3	9.9	27.3	7.7
1965	10.1	13.4	19.5	6.3	2.6	2.0	2.4	1.5	5.0	5.8	18.5	4.7	19.5	7.7
1966	20.1	13.5	17.3	0.9	5.9		0.7	3.3	4.0	8.1	9.6	25.2	25.2	9.9
1967	11.3	40.0	31.0	6.7	17.0	2.6	10.0	3.0	7.2	10.9	17.2	25.8	40.0	15.2
1968	16.0	17.0	11.6	5.3	0.8	2.7	1.0	4.3	20.4	13.8	4.8	15.6	20.4	9.4
1969	16.2	9.7	25.0	8.4	2.7	3.7	0.9	3.8	7.8	4.5	27.4	17.8	27.4	10.7
1970	8.6	8.9	12.0	11.7	4.7	9.4	8.6	0.2	10.6	8.4	11.7	20.0	20.0	9.6
1971	14.6	6.3	14.6	9.2	5.2	2.3	3.8	10.2	2.9	9.2	15.1	10.4	15.1	8.7
1972	8.2	9.7	14.6	12.8	3.3	0.0	0.0	3.3	9.5	10.6	16.5	8.5	16.5	8.1
1973	15.2	17.6	25.2	12.4	5.2	6.8	2.8	26.1	0.9	24.2	21.0	20.8	26.1	14.9
1974	10.6	8.6	19.9	25.6	2.0	3.5	1.2	5.9	1.8	5.7	3.4	7.5	25.6	8.0
1975	9.9	10.1	13.6	4.1	15.2	4.0	2.7	3.1	5.8	29.2	10.8	14.3	29.2	10.2
1976	12.8	16.0	3.1	2.6	1.5	0.0	0.0	0.0	2.7			4.1	16.0	4.3
1977	10.3	13.5	13.7	31.4	15.7	0.5	0.7	5.5	14.2	11.0	28.5	26.5	31.4	14.3
1978	9.1	8.7	16.8	7.8	10.9	1.0	0.7	1.5	0.8	3.2	6.5	15.8	16.8	6.9
1979	11.3	22.4	40.0	26.8	0.0	0.0	3.2	0.0	3.5	30.7	10.4	5.4	40.0	12.8
1980	24.8	22.4	20.4	22.3	0.0	8.4	8.7	8.3	9.2	14.5	13.3	11.6	24.8	13.7
1981	11.2	7.2	9.3	16.7	4.9	0.4	1.4	2.4	3.5	13.3	36.8	35.3	36.8	11.9
1982	26.7	14.0	42.9	14.1	2.2	0.9	3.1	3.5	1.7	6.8	8.6	21.6	42.9	12.2
1983	15.5	12.1	10.3	8.6	9.1	8.4	7.9	7.9	9.2	11.4	13.5	11.9	15.5	10.5
1984	11.0	14.6	11.5	8.5	7.9	10.0	8.9	8.3	10.4	10.1	10.4	12.2	14.6	10.3
1985	11.8	12.8	13.4	9.1	7.9	7.9	7.9	10.1	13.6	11.9	12.4	12.4	13.6	10.9
1986	6.1	17.6	18.5	7.4	10.0	12.9	2.1	9.1	5.2	4.5	8.1	15.6	18.5	9.8
1987	4.9	12.2	18.6	13.5	2.9	4.8	4.2	2.4	4.5	5.7	15.8	12.0	18.6	8.5
1988	13.8	20.1	8.7	18.6	4.2	0.0	4.2	1.5	7.4	3.6	10.7	11.6	20.1	8.7
1989	15.7	8.0	11.9	6.5	6.3	3.4	0.0	1.4	5.7	20.6	11.1	27.4	27.4	9.8
1990	11.5	6.1	15.1	20.1	13.0	4.7	1.3	4.5	2.8	21.3	18.0	12.0	21.3	10.9
1991	4.7	15.0	28.8	8.3	2.0	5.0	4.8	0.0	2.2	11.4	15.0	20.4	28.8	9.8
1992	8.5	29.6	15.6	5.4	0.0	3.6	0.0	25.0	2.0	38.4	24.9	9.8	38.4	13.6
1993	12.5	18.0	13.7	13.5	6.2	4.7	3.4	3.7	6.0	7.6	16.4	12.3	18.0	9.8
1994	15.6	8.7	10.9	24.0	15.0	0.0	0.0	0.0	20.5	19.0	7.2	20.6	24.0	11.8
1995	8.0	18.9	17.5	8.9	1.8	0.7	1.2	0.4	3.0	8.9	13.9	12.3	18.9	8.0
1996	13.5	9.1	15.9	17.1	10.4	0.0	0.1	3.5	1.4	9.3	15.1	8.1	17.1	8.6
1997	10.5	6.6	11.4	10.6	4.2	1.9	0.0	4.1	5.3	8.3	11.2	7.8	11.4	6.8
1998	17.9	16.5	27.5	1.0	2.7	1.8	0.0	1.5	3.2	13.4	26.0	7.2	27.5	9.9
1999	13.1	28.0	15.2	5.4	9.2	8.1	4.7	0.6	33.0	5.6	10.7	13.7	33.0	12.3
2000	10.8	14.2	16.3	7.7	5.3	7.3	2.4	12.1	4.0	2.8	20.3	19.3	20.3	10.2
2001	11.3	8.9	10.6	25.7	7.4	0.8	3.2	5.0	2.0	10.0	48.7	10.8	48.7	12.0
2002	13.0	19.4	14.9	27.2	9.7	2.1	5.2	1.3	2.8	22.9	7.8	5.2	27.2	11.0
2003	12.3	6.4	9.4	14.9	3.0	0.1	0.1	6.9	4.4	12.5	23.0	18.1	23.0	9.3
2004	7.6	8.1	11.9	10.5	11.7	1.4	2.1	4.6	11.3	6.4	13.0	17.6	17.6	8.9
2005	5.9	16.6	25.5	2.4	0.6	0.0	0.8	7.5	3.5	11.0	8.7	20.1	25.5	8.6
2006	28.0	11.3	18.9	8.3	1.9	3.6	1.6	2.0	7.2	18.9	21.7	18.2	28.0	11.8
2007	8.7	2.4	12.3	7.5	5.3	1.2	3.3	2.9	2.3	25.8	13.7	27.3	27.3	9.4
2008	7.9	12.5	16.6	15.8	2.7	1.8	0.1	0.7	14.2	11.7	33.1	30.6	33.1	12.3
2009	19.6	10.0	19.4	10.6	7.3	9.0	4.0	3.4	2.3	16.8	8.5	9.1	19.6	10.0
2010	4.9	17.4	22.6	6.8	2.4	1.2	3.8	5.0	9.6	12.0	21.8	19.9	22.6	10.6
2011	13.6	11.6	35.4	8.0	9.5	3.9	0.9	1.5	11.4	20.4	19.3	18.1	35.4	12.8
2012	16.3	12.3	11.6	16.3	5.7	1.9	4.7	2.5	2.6	16.2	29.6	30.7	30.7	12.5
2013	7.9	13.8	14.7	13.6	1.9	4.7	5.5	14.1	2.4	13.4	11.1	19.9	19.9	10.3
2014	15.4	21.9	20.6	24.8	18.2	3.2	1.3	0.3	11.7	23.2	9.3	14.1	24.8	13.7
2015	20.1	8.3	12.4	31.7	10.5	1.2	2.2	0.7	1.3	10.5	21.0	6.5	31.7	10.5
2016	11.2	13.0	18.0	2.8	0.1	0.5	0.2	0.6	1.0	12.9	13.0	14.2	18.0	7.3
2017	12.5	20.9	15.5	10.6	9.4	2.0	4.3	2.1	5.9	13.3	12.9	38.2	38.2	12.3
2018	14.1	18.2	16.5	18.0	7.2	4.2	1.3	4.6	12.4	19.3	10.8	22.9	22.9	12.5
2019	20.8	8.8	19.1	6.2	4.5	9.5	0.4	3.6	3.7	18.5	4.9	23.7	23.7	10.3
PROMEDIO	13.1	14.4	16.9	12.0	6.0	3.5	2.6	4.1	6.5	13.3	15.6	15.9	25.1	10.3
DESV. EST.	5.2	6.9	7.2	7.3	4.6	3.2	2.5	4.9	5.7	7.5	8.3	8.1	8.0	2.1
MÁXIMO	28.0	40.0	42.9	31.7	18.2	12.9	10.0	26.1	33.0	38.4	48.7	38.2	48.7	15.2
MÍNIMO	4.7	2.4	3.1	0.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.8	2.8	3.4	4.1	11.4	4.3
N° DATOS	63.0	63.0	64.0	65.0	65.0	64.0	65.0	65.0	65.0	64.0	64.0	65.0	65.0	65.0

REGISTRO HISTÓRICO
ESTACIÓN: JACAS CHICO/000456/DZ10

PARÁMETRO: PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

ESTE: 335,500.31 M
NORTE: 8907086.99 M
ALTITUD: 3,673 MSNM

DEPARTAMENTO: HUÁNUCO
PROVINCIA: YAROWILCA
DISTRITO: JACAS CHICO

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAX.	PROMEDIO
1974		11.8	14.3	8.0	2.0								28.8	14.4
1975	29.8	26.1	25.2	0.0	3.3	4.5	0.0	4.5	12.8	8.0	33.7	21.8	33.7	14.1
1976	23.1	26.4	24.9	12.5	12.0		0.0	4.5	3.6	2.2		15.5	26.4	12.5
1977		16.2	11.0			0.0	0.0	3.6	10.1	15.8	17.6	6.5	17.6	9.0
1978	23.3	9.4	10.2	12.7	6.7	0.0	0.0	5.4	7.8	6.7	21.8	18.9	23.3	10.2
1979	11.5	49.0	10.2	9.4	0.0	0.0	4.1	1.4	20.1	8.2	14.3	18.5	49.0	12.2
1980	16.2	22.4	15.5	5.2	0.0	0.0	2.6	1.3	4.2	22.4	18.2	12.4	22.4	10.0
1981	11.1	30.0	16.1	13.6	0.0	0.0	0.0	7.3	2.4	8.5	12.6	17.7	30.0	9.9
1982	12.0	19.7	14.0	11.2	6.0	2.5	0.0	0.0	6.3	14.8	15.6	11.4	19.7	9.5
1983	25.5	14.0	8.2	2.2	4.1	1.4	0.0	0.0	4.3	11.6	19.0	13.4	25.5	8.6
1984	10.2	22.6	12.3	2.1	0.0	7.1	3.3	1.2	8.4	7.5	8.3	14.3	22.6	8.1
1985	13.3	16.5	18.4	3.9	0.0	0.0	0.0	7.5	19.2	13.6	15.2	15.3	19.2	10.2
1986	14.0	17.1	21.2	21.5	13.3	0.0	7.2	11.9	10.8	18.8	12.4	17.3	21.5	13.8
1987	22.1	18.0	20.0	7.0	6.8	10.0	9.0	1.6	10.0	11.0	23.0	15.0	23.0	12.8
1988	18.3	13.3	25.0	14.0	12.8	0.0	3.4	0.0	1.5	9.0	8.3	9.6	25.0	9.6
1989	14.1	12.1	14.6	11.0	7.3	5.3	0.0	5.6	12.2	21.3	9.9	6.8	21.3	10.0
1990	14.0	6.7	18.3	10.9	14.0	11.6	3.2	5.5	9.8	22.4	12.7	16.4	22.4	12.1
1991	18.0	15.1	26.1	12.0	0.0	0.0	0.0	0.0	17.1	23.6	14.8	9.8	26.1	11.4
1992	20.6	19.8	21.6	16.9		8.3	4.5	22.4	8.9	17.9	14.9	13.2	22.4	15.4
1993	21.6	24.4	22.3	25.3	12.8	10.0	0.0	16.8	9.9	28.0	23.8	26.9	28.0	18.5
1994	26.0	22.3	12.1	7.2	4.1	3.2	1.3	0.0	3.4	17.2	19.7	23.3	26.0	11.7
1995	25.1	23.8	22.9	17.3	23.2	7.6	0.0	0.0	14.4				25.1	14.9
1996				33.0	18.5	6.9	6.3	8.5	15.0	18.3	24.0	11.2	33.0	15.7
1997	23.3	17.1	28.8	10.0		5.7	2.5	11.2	12.5	11.4	16.6	24.5	28.8	14.9
1998	23.9	41.5	26.0	12.5	11.0	7.2	2.0	3.9	8.8	17.4	23.4	21.5	41.5	16.6
1999	22.0	22.4	24.0	43.2	8.9	13.3	3.0	8.3	12.1	18.8	26.0	14.3	43.2	18.0
2000	16.4	24.0	34.5	14.6	11.0	7.2	12.4	36.4	8.0	14.3	19.2	22.0	36.4	18.3
2001	22.0	30.1	14.4	26.0	15.0	5.6	8.7	7.6	12.0	14.0	22.4	26.5	30.1	17.0
2002	14.5	24.2	22.2	15.0	11.0	2.0	15.2	5.2	16.6	18.8	19.8	21.0	24.2	15.5
2003	21.0	19.0	21.2	27.5	11.9	13.4	1.8	15.5	15.8	8.2	22.0	24.0	27.5	16.8
2004	16.7	29.8	23.4	15.0	10.8	12.0	8.0	18.4	21.0	22.0	14.4	24.7	29.8	18.0
2005	19.4	40.0	32.0	14.0	3.2	0.0	3.8	7.2	6.2	20.0	15.0	29.6	40.0	15.9
2006	38.0	25.0	26.2	19.8	15.0	7.0	0.0	4.7	17.2	22.0	22.0	42.7	42.7	20.0
2007	23.8	5.7	30.2	16.8	14.6	1.6	5.1	3.9	9.0	32.1	17.3	29.2	32.1	15.8
2008	19.8	33.9	22.0	28.2	8.7	8.6	4.2	7.1	22.9	12.6	19.4	39.0	39.0	18.9
2009	25.5	31.0	26.6	22.6	11.7	8.7	12.3	9.8	12.2	16.4	25.2	47.3	47.3	20.8
2010	13.7	31.6	33.9	13.8	15.5	1.4	9.2	1.2	14.5	36.9	25.4	25.4	36.9	18.5
2011	21.2	28.7	24.0	19.8	12.0	6.6	23.5	2.6	11.5	18.9	17.1	30.1	30.1	18.0
2012	31.2	38.6	33.8	27.2	8.3	6.7	3.9	10.8	4.7	16.0	16.9	40.8	40.8	19.9
2013	17.3	32.1	41.7	33.7	12.1	7.6	15.0	33.1	11.1	28.4	28.9	33.4	41.7	24.5
2014	21.0	22.3	23.2	18.3	20.8	4.4	8.8	9.8	19.0	23.5	14.2	38.3	38.3	18.6
2015	29.2	21.4	43.1	15.5	17.6	7.9	6.0	5.8	4.0	13.4	23.2	43.4	43.4	19.2
2016	9.1	29.6	12.0	25.8	3.0	13.7	2.7	12.2	5.1	17.2	37.2	22.4	37.2	15.8
2017	23.1	22.4	38.2	26.8	9.4	5.6	12.9	6.4	8.4	10.5	13.4	27.5	38.2	17.1
2018	19.2	26.7	23.1	24.1	5.3	13.1	7.6	10.8	13.9	23.2	15.8	26.5	26.7	17.4
2019	24.7	29.0	18.6	11.2	20.6	10.2	8.8	3.1	6.6	12.9	18.2	28.8	29.0	16.1
PROMEDIO	20.1	23.6	22.4	16.4	9.4	5.6	4.9	7.6	11.2	16.7	18.8	22.6	30.8	14.9
DESV. EST.	6.1	9.1	8.4	9.2	6.2	4.4	5.2	7.9	5.9	7.0	6.1	10.1	8.2	3.8
MÁXIMO	38.0	49.0	43.1	43.2	23.2	13.7	23.5	36.4	28.8	36.9	37.2	47.3	49.0	24.5
MÍNIMO	9.1	5.7	8.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.5	2.2	8.3	6.5	17.6	8.1
N° DATOS	43.0	45.0	45.0	45.0	43.0	44.0	45.0	45.0	46.0	45.0	44.0	45.0	46.0	46.0



ANEXO 04



ANEXO 05



ANEXO 05

DISTRIBUCIÓN NORMAL

La distribución normal o distribución Gaussiana es la más utilizada, ya que tiene buena precisión si se tiene gran cantidad muestras. Para el uso hidrológico, esta no es muy adecuada ya que no se puede representar el tiempo en la obtención de probabilidad.

Función densidad

$$f(x) = \frac{1}{S\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{S}\right)^2}$$

Donde: $f(x)$: Función densidad normal de la variable X, X : Variable independiente, μ : Media aritmética de X, S : Desviación estándar de X

Estimación de parámetros

Esta está dada por la media aritmética (μ), la desviación estándar (S) y el número de muestras (N)

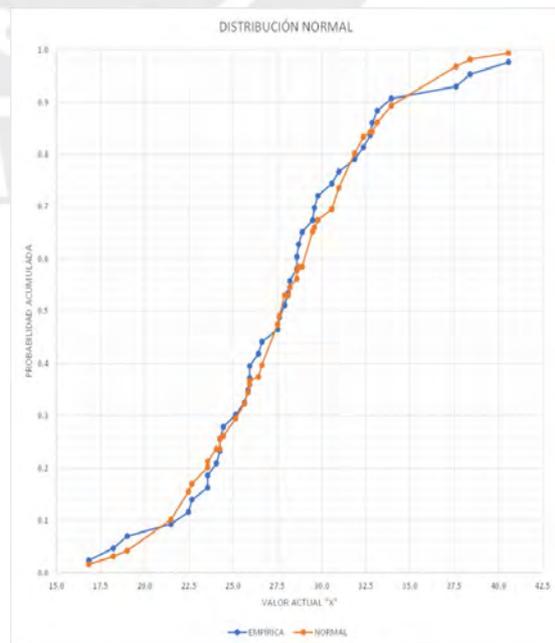
$$\mu = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i \quad S = \left(\frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (x_i - \mu)^2 \right)^{\frac{1}{2}}$$

Factor de frecuencia

Esto se representa como Distribución normal estandarizada; esto significa que los datos se van a transformar con la siguiente formula:

$$Z = \frac{X_i - \mu}{S}$$

m	x	F(x)	F(x)	D=(F000-F(x))
1	16.8	0.0233	0.0160	0.0073
2	18.2	0.0465	0.0399	0.0156
3	19.0	0.0698	0.0420	0.0278
4	21.5	0.0930	0.1016	0.0096
5	22.5	0.1163	0.1552	0.0389
6	22.7	0.1395	0.1698	0.0303
7	23.6	0.1628	0.2016	0.0388
8	23.6	0.1860	0.2129	0.0269
9	24.0	0.2093	0.2367	0.0274
10	24.2	0.2326	0.2367	0.0041
11	24.2	0.2558	0.2554	0.0004
12	24.4	0.2791	0.2618	0.0173
13	25.1	0.3023	0.2951	0.0072
14	25.6	0.3256	0.3230	0.0026
15	25.8	0.3488	0.3446	0.0042
16	25.9	0.3721	0.3593	0.0128
17	25.9	0.3953	0.3668	0.0285
18	26.4	0.4186	0.3743	0.0443
19	26.6	0.4419	0.3970	0.0449
20	27.5	0.4651	0.4750	0.0099
21	27.6	0.4884	0.4908	0.0024
22	27.9	0.5116	0.5303	0.0187
23	28.1	0.5349	0.5393	0.0046
24	28.2	0.5581	0.5460	0.0121
25	28.6	0.5814	0.5517	0.0197
26	28.6	0.6047	0.5773	0.0274
27	28.7	0.6279	0.5850	0.0429
28	28.9	0.6512	0.5850	0.0662
29	29.5	0.6744	0.6529	0.0215
30	29.6	0.6977	0.6602	0.0375
31	29.8	0.7209	0.6746	0.0463
32	30.6	0.7442	0.6957	0.0485
33	31.0	0.7674	0.7360	0.0314
34	31.9	0.7907	0.8021	0.0114
35	32.4	0.8140	0.8335	0.0195
36	32.8	0.8372	0.8432	0.0060
37	32.9	0.8605	0.8432	0.0173
38	33.1	0.8837	0.8615	0.0222
39	33.9	0.9070	0.8936	0.0134
40	37.6	0.9302	0.9696	0.0384
41	38.4	0.9535	0.9821	0.0286
42	40.6	0.9767	0.9944	0.0177
			Dmax	0.0662



DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL 2 PARÁMETROS

La distribución normal está regida por $y = f(x)$, pero para esta distribución se realiza la transformación, tal que $y = \ln(x)$. Esta distribución es usada, normalmente, para el cálculo de caudales máximos y mínimos, asimismo para las precipitaciones máximas y mínimas; es decir para obtener valores probabilísticos extremos de la muestra.

Función densidad

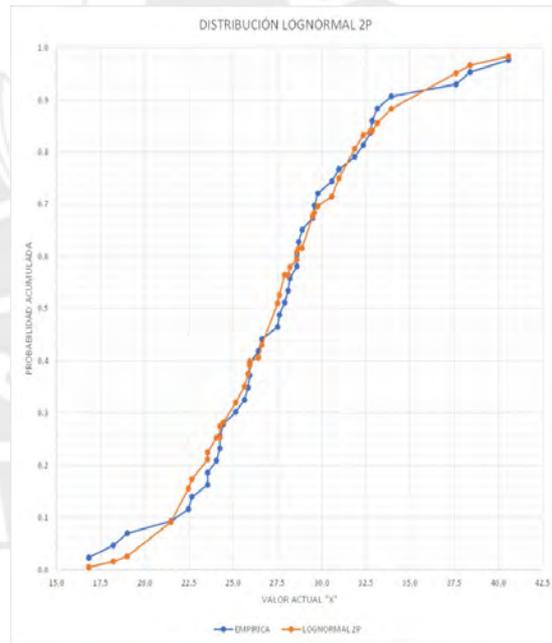
$$f(x) = \frac{1}{xS\sqrt{2\pi}} e^{\left(-\frac{(y-\mu_y)^2}{2S_y^2}\right)}; x > 0$$

Donde: μ_y : Media de logaritmos de la población dado por Y, S_y : Desviación estándar del logaritmo de la población dado por Y

Estimación de parámetros

$$S_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \mu_y)^2}{n-1}} \quad \mu_y = \frac{\sum_{i=1}^n \log x_i}{n}$$

m	x	F _o (x)	F(x)	D=(F _o (x)-F(x))
1	16.8	0.0233	0.0050	0.0183
2	18.2	0.0465	0.0158	0.0307
3	19.0	0.0698	0.0258	0.0440
4	21.5	0.0930	0.03916	0.05384
5	22.5	0.1163	0.0558	0.0605
6	22.7	0.1395	0.0734	0.0661
7	23.6	0.1628	0.0915	0.0713
8	23.6	0.1860	0.1100	0.0760
9	24.0	0.2093	0.1290	0.0803
10	24.2	0.2326	0.1485	0.0841
11	24.2	0.2558	0.1685	0.0873
12	24.4	0.2791	0.1890	0.0901
13	25.1	0.3023	0.2100	0.0923
14	25.6	0.3256	0.2315	0.0941
15	25.8	0.3488	0.2535	0.0953
16	25.9	0.3721	0.2760	0.0961
17	25.9	0.3953	0.2990	0.0965
18	26.4	0.4186	0.3225	0.0961
19	26.6	0.4419	0.3465	0.0954
20	27.5	0.4651	0.3710	0.0941
21	27.6	0.4884	0.3960	0.0924
22	27.9	0.5116	0.4215	0.0901
23	28.1	0.5349	0.4475	0.0874
24	28.2	0.5581	0.4740	0.0841
25	28.6	0.5814	0.5010	0.0803
26	28.6	0.6047	0.5285	0.0761
27	28.7	0.6279	0.5565	0.0715
28	28.9	0.6512	0.5850	0.0665
29	29.5	0.6744	0.6140	0.0615
30	29.6	0.6977	0.6435	0.0561
31	29.8	0.7209	0.6735	0.0503
32	30.6	0.7442	0.7040	0.0441
33	31.0	0.7674	0.7350	0.0375
34	31.9	0.7907	0.7665	0.0305
35	32.4	0.8140	0.7985	0.0231
36	32.8	0.8372	0.8310	0.0154
37	32.9	0.8605	0.8640	0.0074
38	33.1	0.8837	0.8975	0.0000
39	33.9	0.9070	0.9315	0.0258
40	37.6	0.9302	0.9655	0.0253
41	38.4	0.9535	0.9995	0.0460
42	40.6	0.9767	1.0000	0.0233
			Dmax	0.0530



DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL 3 PARÁMETROS

La diferencia entre la distribución anterior y esta es el parámetro adicional que se representa como parámetro de posición o parámetro de valor inicial. Es decir, realiza la probabilidad en torno a un punto o parámetro determinado.

Función densidad

$$f(x) = \frac{1}{(x - x_0)\sqrt{2\pi S_y}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(x-x_0)-\mu_y}{S_y}\right)^2}; x > x_0$$

Donde: x_0 : Parámetro de posición, μ_y : Parámetro de escala (media de logaritmos de la población Y), S_y : Parámetro de forma (Desviación estándar del logaritmo de la población Y)

Estimación de parámetros

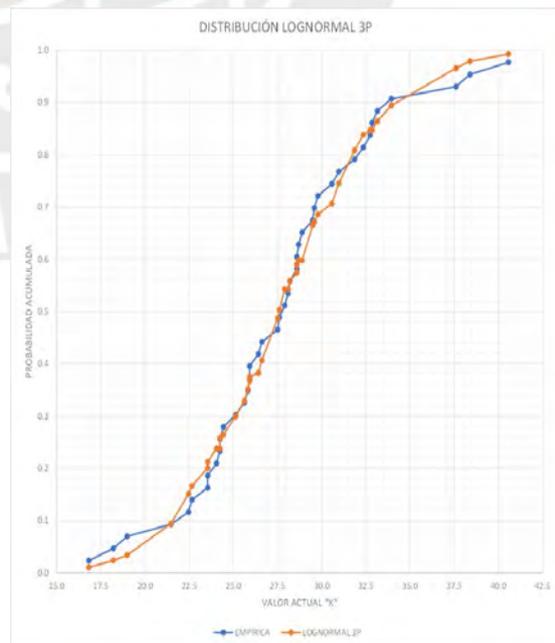
Proporcionado bajo el método de Máxima Verosimilitud.

$$\mu_y = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \ln(x - x_0)$$

$$S_y = \left[\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (\ln(x - x_0) - \mu_y)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$\sum_{i=1}^N \frac{1}{x_i - x_0} (S_y^2 - \mu_y) + \sum_{i=1}^N \frac{\ln(x_i - x_0)}{x_i - x_0} = 0$$

m	x	Frac.	z	Frac.	Desvio-Frac.
1	16.8	0.0233	-2.3066	0.0105	0.0128
2	18.2	0.0465	-1.9847	0.0236	0.0229
3	19.0	0.0698	-1.8260	0.0339	0.0359
4	21.5	0.0930	-1.3154	0.0942	0.0012
5	22.5	0.1163	-1.0336	0.1507	0.0344
6	22.7	0.1395	-0.9693	0.1662	0.0267
7	23.6	0.1628	-0.8413	0.2001	0.0373
8	23.6	0.1860	-0.7989	0.2122	0.0262
9	24.0	0.2093	-0.7144	0.2375	0.0282
10	24.2	0.2326	-0.7144	0.2375	0.0349
11	24.2	0.2558	-0.6513	0.2574	0.0016
12	24.4	0.2791	-0.6303	0.2642	0.0149
13	25.1	0.3023	-0.5258	0.2995	0.0028
14	25.6	0.3256	-0.4427	0.3290	0.0034
15	25.8	0.3488	-0.3806	0.3517	0.0029
16	25.9	0.3721	-0.3394	0.3672	0.0049
17	25.9	0.3953	-0.3188	0.3749	0.0204
18	26.4	0.4186	-0.2983	0.3828	0.0358
19	26.6	0.4419	-0.2387	0.4064	0.0355
20	27.5	0.4651	-0.0333	0.4867	0.0216
21	27.6	0.4884	0.0071	0.5028	0.0144
22	27.9	0.5116	0.1076	0.5428	0.0312
23	28.1	0.5349	0.1076	0.5428	0.0079
24	28.2	0.5581	0.1476	0.5587	0.0006
25	28.6	0.5814	0.1876	0.5744	0.0070
26	28.6	0.6047	0.2274	0.5899	0.0148
27	28.7	0.6279	0.2473	0.5977	0.0302
28	28.9	0.6512	0.2473	0.5977	0.0535
29	29.5	0.6744	0.4252	0.6645	0.0398
30	29.6	0.6977	0.4448	0.6715	0.0259
31	29.8	0.7209	0.4840	0.6858	0.0351
32	30.6	0.7442	0.5427	0.7063	0.0379
33	31.0	0.7674	0.6584	0.7452	0.0222
34	31.9	0.7907	0.8712	0.8082	0.0175
35	32.4	0.8140	0.9855	0.8378	0.0238
36	32.8	0.8372	1.0235	0.8470	0.0098
37	32.9	0.8605	1.0235	0.8470	0.0135
38	33.1	0.8837	1.0991	0.8641	0.0196
39	33.9	0.9070	1.2494	0.8942	0.0128
40	37.6	0.9302	1.8188	0.9555	0.0353
41	38.4	0.9535	2.3241	0.9795	0.0255
42	40.6	0.9767	2.4214	0.9923	0.0156
				Dmax	0.0535



DISTRIBUCIÓN GAMMA 2 PARÁMETROS

Función densidad

$$f(x) = \frac{x^{\gamma-1} e^{-\frac{x}{\beta}}}{\beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)}; x, \gamma, \beta \in R$$

Donde: γ : Parámetro de forma, β : Parámetro de escala

Estimación de parámetros

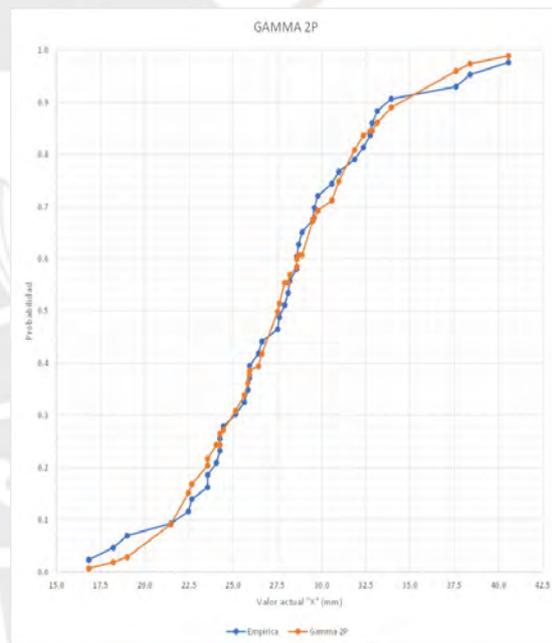
La función Gamma se representa a continuación:

$$\Gamma(\gamma + 1) = \gamma!$$

$$\text{Esperanza: } E(X) = \gamma\beta$$

$$\text{Varianza: } \text{Var}(X) = \gamma\beta^2$$

m	x	F(x)	F(x)	D= F(x)-F(x)
1	18.8	0.0233	0.0069	0.0164
2	18.2	0.0465	0.0187	0.0278
3	19.0	0.0698	0.0287	0.0411
4	21.5	0.0930	0.0914	0.0016
5	22.5	0.1163	0.1517	0.0354
6	22.7	0.1395	0.1683	0.0288
7	23.6	0.1628	0.2043	0.0415
8	23.6	0.1860	0.2171	0.0311
9	24.0	0.2093	0.2438	0.0345
10	24.2	0.2326	0.2438	0.0112
11	24.2	0.2558	0.2646	0.0090
12	24.4	0.2791	0.2719	0.0072
13	25.1	0.3023	0.3087	0.0064
14	25.6	0.3256	0.3392	0.0136
15	25.8	0.3488	0.3625	0.0137
16	25.9	0.3721	0.3783	0.0062
17	25.9	0.3953	0.3863	0.0090
18	26.4	0.4186	0.3942	0.0244
19	26.6	0.4419	0.4183	0.0236
20	27.5	0.4651	0.4967	0.0336
21	27.6	0.4884	0.5147	0.0263
22	27.9	0.5116	0.5542	0.0426
23	28.1	0.5349	0.5542	0.0193
24	28.2	0.5581	0.5697	0.0116
25	28.6	0.5814	0.5850	0.0036
26	28.6	0.6047	0.6002	0.0045
27	28.7	0.6279	0.6076	0.0203
28	28.9	0.6512	0.6076	0.0436
29	29.5	0.6744	0.6723	0.0021
30	29.6	0.6977	0.6791	0.0186
31	29.8	0.7209	0.6925	0.0284
32	30.6	0.7442	0.7121	0.0321
33	31.0	0.7674	0.7491	0.0183
34	31.9	0.7907	0.8087	0.0180
35	32.4	0.8140	0.8367	0.0227
36	32.8	0.8372	0.8454	0.0082
37	32.9	0.8605	0.8454	0.0151
38	33.1	0.8837	0.8617	0.0220
39	33.9	0.9070	0.8903	0.0167
40	37.6	0.9302	0.9602	0.0300
41	38.4	0.9535	0.9743	0.0208
42	40.6	0.9767	0.9892	0.0125
			Dmax	0.0436



DISTRIBUCIÓN GAMMA 3 PARÁMETROS

Distribución que permite la implementación de la variable tiempo. Por ello, esta es la más usada para las estimaciones hidrológicas; permitiendo observar las crecientes máximas anuales, caudales y entre otros.

Función densidad

$$f(x) = \frac{(x - x_0)^{\gamma-1}}{\beta^\gamma \Gamma(\gamma)} e^{-\frac{(x-x_0)}{\beta}}$$

Cuando:

$$x_0 \leq x < \infty \quad -\infty < x_0 < \infty \quad 0 < \beta < \infty \quad 0 < \gamma < \infty$$

Donde: x_0 : Origen de x, parámetro de posición, γ : Parámetro de forma, β : Parámetro de escala

Estimación de parámetros

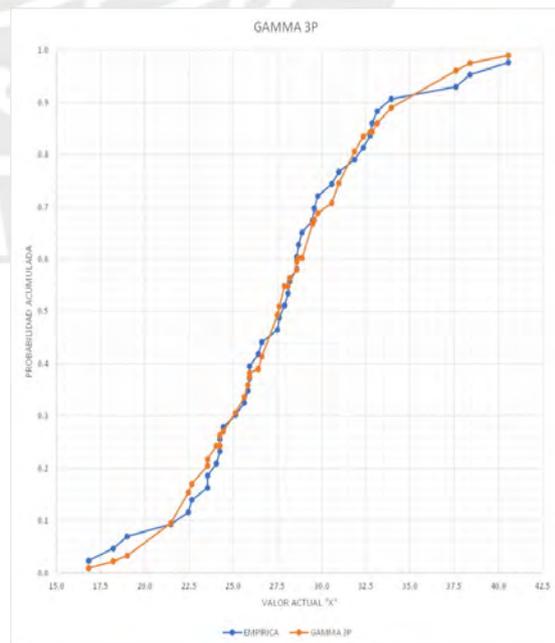
$$\gamma = \left(\frac{2}{C_s}\right)^2$$

$$\beta = S \frac{C_s}{2}$$

$$x_0 = \mu - \gamma\beta$$

C_s representa el coeficiente de asimétrica, mientras que μ y S representa la media y desviación estándar de la población x .

m	x	F _{obs} (x)	F(x)	D= F _{obs} -F(x)
1	16.8	0.0233	0.0091	0.0142
2	18.2	0.0465	0.0220	0.0245
3	19.0	0.0698	0.0325	0.0373
4	21.5	0.0930	0.0451	0.0479
5	22.5	0.1163	0.1539	0.0376
6	22.7	0.1395	0.1700	0.0305
7	23.6	0.1628	0.2050	0.0422
8	23.6	0.1860	0.2175	0.0315
9	24.0	0.2093	0.2434	0.0341
10	24.2	0.2326	0.2434	0.0108
11	24.2	0.2558	0.2638	0.0080
12	24.4	0.2791	0.2708	0.0083
13	25.1	0.3023	0.3066	0.0043
14	25.6	0.3256	0.3364	0.0108
15	25.8	0.3488	0.3593	0.0105
16	25.9	0.3721	0.3748	0.0027
17	25.9	0.3953	0.3828	0.0127
18	26.4	0.4186	0.3905	0.0281
19	26.6	0.4419	0.4141	0.0278
20	27.5	0.4651	0.4937	0.0286
21	27.6	0.4884	0.5096	0.0212
22	27.9	0.5116	0.5489	0.0373
23	28.1	0.5349	0.5489	0.0140
24	28.2	0.5581	0.5644	0.0063
25	28.6	0.5814	0.5798	0.0016
26	28.6	0.6047	0.5950	0.0097
27	28.7	0.6279	0.6025	0.0254
28	28.9	0.6512	0.6025	0.0487
29	29.5	0.6744	0.6676	0.0068
30	29.6	0.6977	0.6745	0.0232
31	29.8	0.7209	0.6881	0.0328
32	30.6	0.7442	0.7079	0.0363
33	31.0	0.7674	0.7454	0.0220
34	31.9	0.7907	0.8063	0.0156
35	32.4	0.8140	0.8350	0.0210
36	32.8	0.8372	0.8438	0.0066
37	32.9	0.8605	0.8438	0.0167
38	33.1	0.8837	0.8605	0.0232
39	33.9	0.9070	0.8899	0.0171
40	37.6	0.9302	0.9612	0.0310
41	38.4	0.9535	0.9754	0.0219
42	40.6	0.9767	0.9901	0.0134
			Dmax	0.0487



DISTRIBUCIÓN LOG PEARSON TIPO III

De la misma manera que Log normal, se define la transformación $y = \ln(x)$. En la hidrología, esta distribución es usada para obtener los caudales máximos.

Función densidad

$$f(x) = \frac{(\ln x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(\ln x - x_0)}{\beta}}}{x\beta\gamma\Gamma(\gamma)}$$

Cuando:

$$x_0 \leq x < \infty \quad -\infty < x_0 < \infty \quad 0 < \beta < \infty \quad 0 < \gamma < \infty$$

Donde: x_0 : Origen de x , parámetro de posición, γ : Parámetro de forma, β : Parámetro de escala

Estimación de parámetros

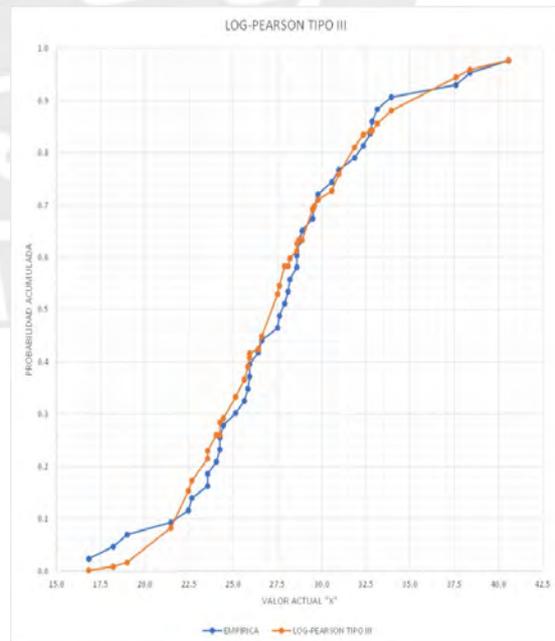
$$\gamma = \left(\frac{2}{Cs}\right)^2$$

$$\beta = S_y \frac{Cs}{2}$$

$$x_0 = \mu_y - \gamma\beta$$

Cs representa el coeficiente de asimétrica, mientras que μ_y y S_y representa la media y desviación estándar de la población transformada, es decir logaritmo de la muestra y .

m	x	F(x)	F(x)	D= F(x)-F(x)
1	16.8	0.0233	0.0015	0.0218
2	18.2	0.0465	0.0084	0.0381
3	19.0	0.0698	0.0165	0.0533
4	21.5	0.0930	0.0299	0.0631
5	22.5	0.1163	0.0535	0.0628
6	22.7	0.1395	0.0730	0.0665
7	23.6	0.1628	0.1151	0.0477
8	23.6	0.1860	0.1699	0.0139
9	24.0	0.2093	0.2606	0.0513
10	24.2	0.2326	0.2606	0.0280
11	24.2	0.2558	0.2843	0.0285
12	24.4	0.2791	0.2923	0.0132
13	25.1	0.3023	0.3331	0.0308
14	25.6	0.3256	0.3663	0.0407
15	25.8	0.3488	0.3913	0.0425
16	25.9	0.3721	0.4080	0.0359
17	25.9	0.3953	0.4164	0.0211
18	26.4	0.4186	0.4247	0.0061
19	26.6	0.4419	0.4495	0.0076
20	27.5	0.4651	0.5302	0.0651
21	27.6	0.4884	0.5458	0.0574
22	27.9	0.5116	0.5636	0.0720
23	28.1	0.5349	0.5836	0.0487
24	28.2	0.5581	0.5982	0.0401
25	28.6	0.5814	0.6126	0.0312
26	28.6	0.6047	0.6266	0.0219
27	28.7	0.6279	0.6335	0.0056
28	28.9	0.6512	0.6335	0.0177
29	29.5	0.6744	0.6921	0.0177
30	29.6	0.6977	0.6982	0.0005
31	29.8	0.7209	0.7101	0.0108
32	30.6	0.7442	0.7274	0.0168
33	31.0	0.7674	0.7596	0.0078
34	31.9	0.7907	0.8109	0.0202
35	32.4	0.8140	0.8349	0.0209
36	32.8	0.8372	0.8423	0.0051
37	32.9	0.8605	0.8423	0.0162
38	33.1	0.8837	0.8563	0.0274
39	33.9	0.9070	0.8810	0.0260
40	37.6	0.9302	0.9448	0.0146
41	38.4	0.9535	0.9595	0.0060
42	40.6	0.9767	0.9772	0.0005
			Dmax	0.0720



DISTRIBUCIÓN GUMBEL

Función de densidad

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} e^{\left[\frac{-x-\beta}{\alpha} - e^{\frac{-x-\beta}{\alpha}} \right]}$$

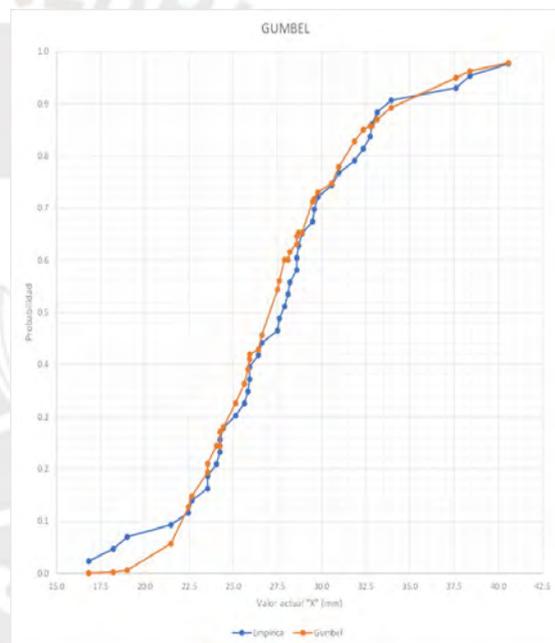
Estimación de parámetros

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S$$

$$\beta = \mu - 0.5772\alpha$$

Donde μ y S son la media y desviación estándar de la muestra respectivamente.

m	x	F _{emp} (x)	F(x)	D= F _{emp} (x)-F(x)
1	16.8	0.0233	0.0002	0.0231
2	18.2	0.0465	0.0021	0.0444
3	19.0	0.0698	0.0058	0.0640
4	21.5	0.0930	0.0097	0.0833
5	22.5	0.1163	0.1271	0.0108
6	22.7	0.1395	0.1479	0.0084
7	23.6	0.1628	0.1939	0.0311
8	23.6	0.1860	0.2103	0.0243
9	24.0	0.2093	0.2445	0.0352
10	24.2	0.2326	0.2445	0.0119
11	24.2	0.2558	0.2712	0.0154
12	24.4	0.2791	0.2802	0.0011
13	25.1	0.3023	0.3262	0.0239
14	25.6	0.3256	0.3635	0.0379
15	25.8	0.3488	0.3915	0.0427
16	25.9	0.3721	0.4102	0.0381
17	25.9	0.3953	0.4195	0.0242
18	26.4	0.4186	0.4287	0.0101
19	26.6	0.4419	0.4562	0.0143
20	27.5	0.4651	0.5441	0.0790
21	27.6	0.4884	0.5608	0.0724
22	27.9	0.5116	0.6009	0.0893
23	28.1	0.5349	0.6009	0.0660
24	28.2	0.5581	0.6163	0.0582
25	28.6	0.5814	0.6313	0.0499
26	28.6	0.6047	0.6458	0.0411
27	28.7	0.6279	0.6529	0.0250
28	28.9	0.6512	0.6529	0.0017
29	29.5	0.6744	0.7124	0.0380
30	29.6	0.6977	0.7185	0.0208
31	29.8	0.7209	0.7304	0.0095
32	30.6	0.7442	0.7475	0.0033
33	31.0	0.7674	0.7789	0.0115
34	31.9	0.7907	0.8279	0.0372
35	32.4	0.8140	0.8503	0.0363
36	32.8	0.8372	0.8572	0.0200
37	32.9	0.8605	0.8572	0.0033
38	33.1	0.8837	0.8700	0.0137
39	33.9	0.9070	0.8929	0.0144
40	37.6	0.9302	0.9497	0.0195
41	38.4	0.9535	0.9627	0.0092
42	40.6	0.9767	0.9785	0.0018
			Dmax	0.0893



DISTRIBUCIÓN LOG GUMBEL

Función de densidad

$$f(x) = \frac{1}{x\alpha} e^{\left[\frac{-\ln x - \beta}{\alpha} - e^{\frac{-\ln x - \beta}{\alpha}} \right]}$$

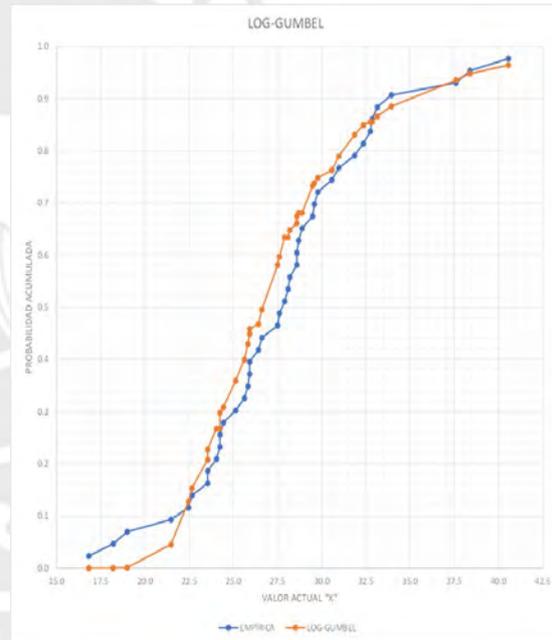
Estimación de parámetros

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S_y$$

$$\beta = \mu_y - 0.5772\alpha$$

Donde: μ_y y S_y son la media y desviación estándar de la muestra transformada logarítmica.

m	t	Fm(t)	Fm	Dist(Fm(t)-Fm)
1	18.8	0.0233	0.0000	0.0233
2	18.2	0.0465	0.0001	0.0464
3	19.0	0.0698	0.0011	0.0687
4	21.5	0.0930	0.0045	0.0477
5	22.5	0.1163	0.0120	0.0117
6	22.7	0.1395	0.0152	0.0137
7	23.6	0.1628	0.0202	0.0454
8	23.6	0.1860	0.0277	0.0417
9	24.0	0.2093	0.2676	0.0583
10	24.2	0.2326	0.2678	0.0350
11	24.2	0.2558	0.2982	0.0424
12	24.4	0.2791	0.3084	0.0293
13	25.1	0.3023	0.3595	0.0572
14	25.6	0.3256	0.3999	0.0743
15	25.8	0.3488	0.4295	0.0807
16	25.9	0.3721	0.4489	0.0788
17	25.9	0.3953	0.4584	0.0631
18	26.4	0.4186	0.4679	0.0493
19	26.6	0.4419	0.4957	0.0538
20	27.5	0.4651	0.5812	0.1161
21	27.6	0.4884	0.5999	0.1085
22	27.9	0.5116	0.6340	0.1224
23	28.1	0.5349	0.6540	0.0991
24	28.2	0.5581	0.6479	0.0898
25	28.6	0.5814	0.6614	0.0800
26	28.6	0.6047	0.6745	0.0698
27	28.7	0.6279	0.6808	0.0529
28	28.9	0.6512	0.6808	0.0296
29	29.5	0.6744	0.7329	0.0565
30	29.6	0.6977	0.7382	0.0405
31	29.8	0.7209	0.7484	0.0275
32	30.6	0.7442	0.7630	0.0188
33	31.0	0.7674	0.7896	0.0222
34	31.9	0.7907	0.8307	0.0400
35	32.4	0.8140	0.8495	0.0355
36	32.8	0.8372	0.8553	0.0181
37	32.9	0.8605	0.8553	0.0052
38	33.1	0.8837	0.8661	0.0176
39	33.9	0.9070	0.8852	0.0218
40	37.6	0.9302	0.9355	0.0053
41	38.4	0.9535	0.9480	0.0055
42	40.6	0.9767	0.9643	0.0124
			Dmax	0.1224



Bibliografía

Walpole, R., Myers, R., Myers, S., & Keying, Y. (2012). *Probabilidad y estadística para ingeniería y ciencias Novena edición*. México: Pearson Education.

ANEXO 06

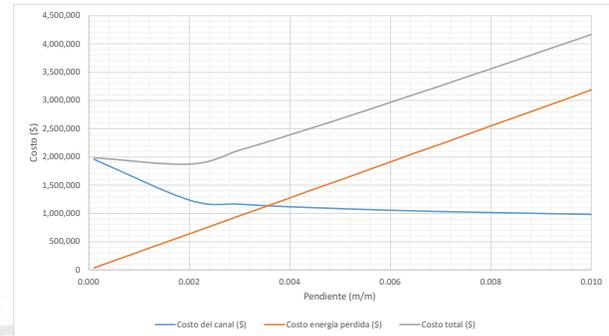


ANEXO 07



ANEXO 07

b/y	m/m	1.8
Caudal de diseño	Qd (m ³ /s)	11.50
talud	t (m/m)	0.00
Coef. Manning	n	0.014
Borde libre	BL (m)	0.85
Espesor canal	el (m)	0.25
Espesor tapa	es (m)	0.00
Longitud canal	L (m)	1,075.00
Costo unitario canal	Cuc (\$/m ³)	600.00
Tasa de interés	i (%)	0.12
Vida útil	N	30.00
Costo unitario energía	Cue (\$/kWh)	0.0445

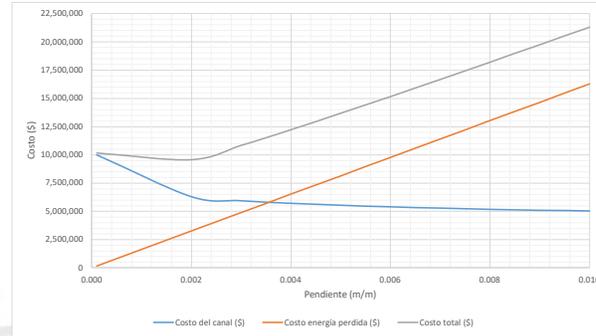


COSTO DEL CANAL											
Pendiente	S (m/m)	0.0001	0.0020	0.0030	0.0040	0.0050	0.0060	0.0070	0.0080	0.0090	0.0100
Tirante	Y (m)	2.74	1.56	1.45	1.37	1.32	1.27	1.24	1.21	1.18	1.16
Ancho	B (m)	4.93	2.81	2.61	2.47	2.37	2.29	2.22	2.17	2.12	2.08
Área mojada	A (m ²)	13.53	4.40	3.78	3.39	3.12	2.91	2.75	2.62	2.50	2.41
Perímetro mojado	P (m)	10.42	5.94	5.51	5.22	5.00	4.83	4.70	4.58	4.48	4.39
Caudal de diseño	Qd (m ³ /s)	11.50	11.50	11.50	11.50	11.50	11.50	11.50	11.50	11.50	11.50
Altura total	Yf (m)	3.59	2.41	2.30	2.22	2.17	2.12	2.09	2.06	2.03	2.01
Perímetro total	P' (m)	12.12	7.64	7.21	6.92	6.70	6.53	6.40	6.28	6.18	6.09
Espejo total	T' (m)	4.93	2.81	2.61	2.47	2.37	2.29	2.22	2.17	2.12	2.08
Área transversal	A' (m)	3.03	1.91	1.80	1.73	1.68	1.63	1.60	1.57	1.55	1.52
Volumen total	V (m ³)	3,256.45	2,053.30	1,936.43	1,858.74	1,801.30	1,756.11	1,719.10	1,687.89	1,661.00	1,637.45
Costo total canal	Ctc (\$)	1,953,871.32	1,231,981.77	1,161,860.25	1,115,244.01	1,080,778.13	1,053,668.47	1,031,459.63	1,012,733.54	996,600.67	982,468.15

COSTO DE LA ENERGÍA PERDIDA											
Pendiente	S (m/m)	0.000	0.002	0.003	0.004	0.005	0.006	0.007	0.008	0.009	0.010
Perdida de carga	Hp (m)	0.11	2.15	3.23	4.30	5.38	6.45	7.53	8.60	9.68	10.75
Potencia perdida	Pp (kW)	10.14	202.75	304.12	405.49	506.86	608.24	709.61	810.98	912.35	1,013.73
Energía perdida	Ep (Kwh/año)	88,802.31	1,776,046.20	2,664,069.30	3,552,092.40	4,440,115.50	5,328,138.60	6,216,161.70	7,104,184.80	7,992,207.90	8,880,231.00
Costo anual de energía perdida	Cae (\$/año)	3,951.70	79,034.06	118,551.08	158,068.11	197,585.14	237,102.17	276,619.20	316,136.22	355,653.25	395,170.28
Factor P/A	(1+i) ⁿ	29.96	29.96	29.96	29.96	29.96	29.96	29.96	29.96	29.96	29.96
	P/A	8.06	8.06	8.06	8.06	8.06	8.06	8.06	8.06	8.06	8.06
Costo total de energía perdida	Cte (\$)	31,831.69	636,633.86	954,950.79	1,273,267.72	1,591,584.65	1,909,901.58	2,228,218.51	2,546,535.44	2,864,852.37	3,183,169.30

COSTO TOTAL											
Pendiente	S (m/m)	0.000	0.002	0.003	0.004	0.005	0.006	0.007	0.008	0.009	0.010
Costo total	Ct (\$)	1,985,703.01	1,868,615.63	2,116,811.04	2,388,511.73	2,672,362.78	2,963,570.05	3,259,678.14	3,559,268.98	3,861,453.04	4,165,637.45

b/y	m/m	1.8
Caudal de diseño	Qd (m ³ /s)	11.50
talud	t (m/m)	0.00
Coef. Manning	n	0.014
Borde libre	BL (m)	0.85
Espesor canal	el (m)	0.25
Espesor tapa	es (m)	0.00
Longitud canal	L (m)	5,500.00
Costo unitario canal	Cuc (\$/m ³)	600.00
Tasa de interés	i (%)	0.12
Vida útil	N	30.00
Costo unitario energía	Cue (\$/kWh)	0.0445



COSTO DEL CANAL											
Pendiente	S (m/m)	0.0001	0.0020	0.0030	0.0040	0.0050	0.0060	0.0070	0.0080	0.0090	0.0100
Tirante	Y (m)	2.74	1.56	1.45	1.37	1.32	1.27	1.24	1.21	1.18	1.16
Ancho	B (m)	4.93	2.81	2.61	2.47	2.37	2.29	2.22	2.17	2.12	2.08
Área mojada	A (m ²)	13.53	4.40	3.78	3.39	3.12	2.91	2.75	2.62	2.50	2.41
Perímetro mojado	P (m)	10.42	5.94	5.51	5.22	5.00	4.83	4.70	4.58	4.48	4.39
Caudal de diseño	Qd (m ³ /s)	11.50	11.50	11.50	11.50	11.50	11.50	11.50	11.50	11.50	11.50
Altura total	Yf (m)	3.59	2.41	2.30	2.22	2.17	2.12	2.09	2.06	2.03	2.01
Perímetro total	P' (m)	12.12	7.64	7.21	6.92	6.70	6.53	6.40	6.28	6.18	6.09
Espejo total	T' (m)	4.93	2.81	2.61	2.47	2.37	2.29	2.22	2.17	2.12	2.08
Área transversal	A' (m)	3.03	1.91	1.80	1.73	1.68	1.63	1.60	1.57	1.55	1.52
Volumen total	V (m ³)	16,660.92	10,505.27	9,907.34	9,509.83	9,215.94	8,984.77	8,795.39	8,635.71	8,498.15	8,377.64
Costo total canal	Ctc (\$)	9,996,550.95	6,303,162.56	5,944,401.26	5,705,899.60	5,529,562.52	5,390,861.95	5,277,235.32	5,181,427.43	5,098,887.16	5,026,581.23

COSTO DE LA ENERGÍA PERDIDA											
Pendiente	S (m/m)	0.000	0.002	0.003	0.004	0.005	0.006	0.007	0.008	0.009	0.010
Perdida de carga	Hp (m)	0.55	11.00	16.50	22.00	27.50	33.00	38.50	44.00	49.50	55.00
Potencia perdida	Pp (kW)	51.87	1,037.30	1,555.95	2,074.60	2,593.25	3,111.90	3,630.55	4,149.20	4,667.85	5,186.50
Energía perdida	Ep (Kwh/año)	454,337.40	9,086,748.00	13,630,122.00	18,173,496.00	22,716,870.00	27,260,244.00	31,803,618.00	36,346,992.00	40,890,366.00	45,433,740.00
Costo anual de energía perdida	Cae (\$/año)	20,218.01	404,360.29	606,540.43	808,720.57	1,010,900.72	1,213,080.86	1,415,261.00	1,617,441.14	1,819,621.29	2,021,801.43
Factor P/A	(1+i) ⁿ	29.96	29.96	29.96	29.96	29.96	29.96	29.96	29.96	29.96	29.96
	P/A	8.06	8.06	8.06	8.06	8.06	8.06	8.06	8.06	8.06	8.06
Costo total de energía perdida	Cte (\$)	162,859.82	3,257,196.49	4,885,794.74	6,514,392.99	8,142,991.23	9,771,589.48	11,400,187.73	13,028,785.97	14,657,384.22	16,285,982.46

COSTO TOTAL											
Pendiente	S (m/m)	0.000	0.002	0.003	0.004	0.005	0.006	0.007	0.008	0.009	0.010
Costo total	Ct (\$)	10,159,410.77	9,560,359.05	10,830,196.00	12,220,292.59	13,672,553.75	15,162,451.43	16,677,423.04	18,210,213.40	19,756,271.38	21,312,563.70

ANEXO 08



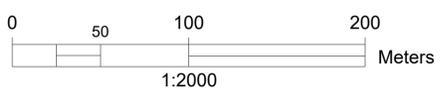
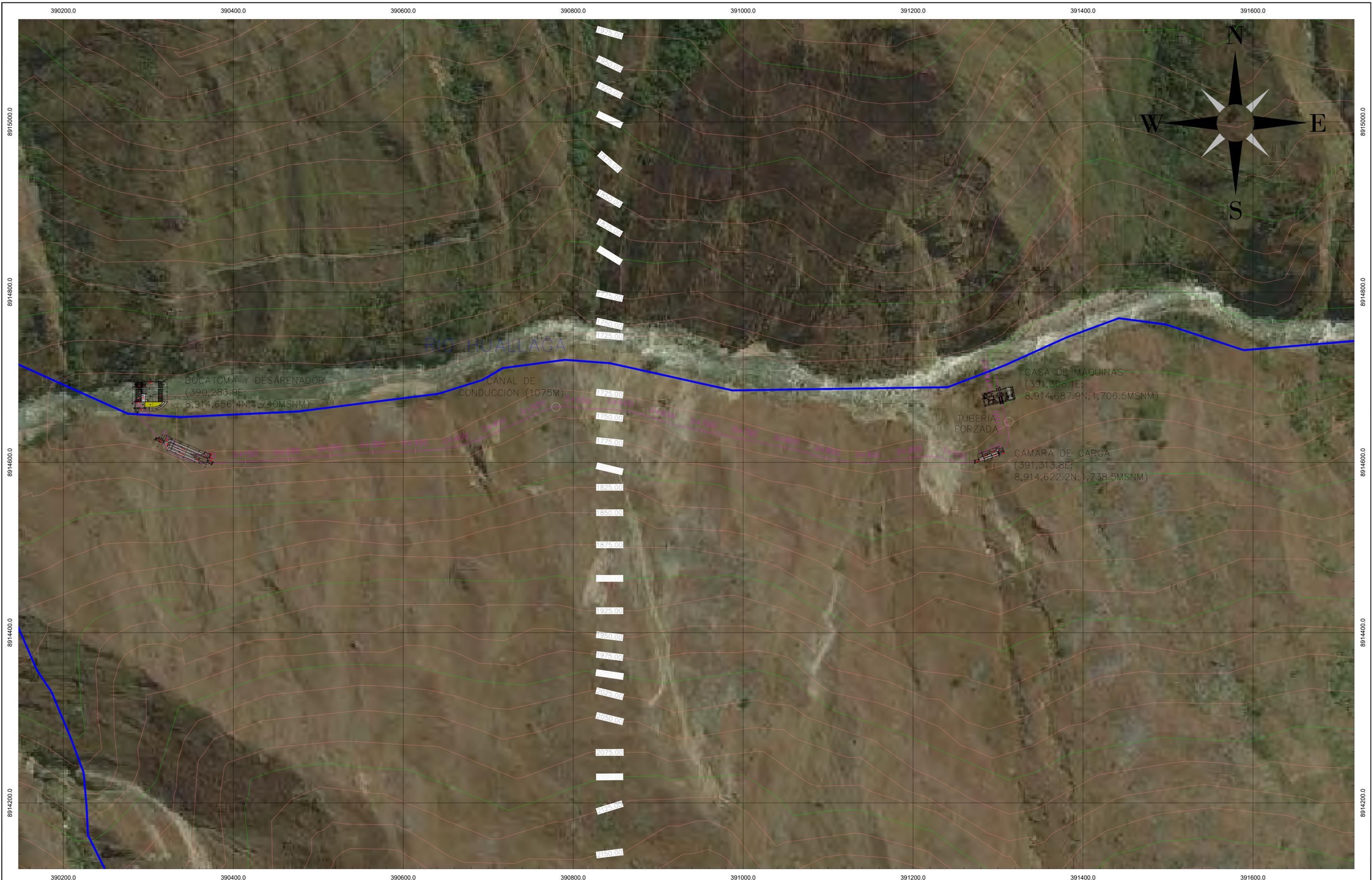
Codos	hk3	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	
		0.36	0.32	0.29	0.27	0.24	0.22	0.21	0.19	0.17	0.16	
	hk4	333.05	333.05	333.05	333.05	333.05	333.05	333.05	333.05	333.05	333.05	
		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	hk5	333.05	333.05	333.05	333.05	333.05	333.05	333.05	333.05	333.05	333.05	
		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	hk	0.63	0.57	0.52	0.48	0.43	0.40	0.36	0.33	0.31	0.28	
	Fricción	Re	6,627,726.9	6,468,081.4	6,315,945.9	6,170,802.7	6,032,180.6	5,899,649.7	5,772,817.1	5,651,323.2	5,534,837.7	5,423,057.3
		K (m)	0.00005	0.00005	0.00005	0.00005	0.00005	0.00005	0.00005	0.00005	0.00005	0.00005
		f	0.01092	0.01089	0.01087	0.01085	0.01083	0.01081	0.01079	0.01077	0.01076	0.01074
hf (m)		1.35	1.19	1.05	0.94	0.83	0.74	0.67	0.60	0.54	0.49	
Total	Hp (m)	2.76	2.48	2.23	2.01	1.82	1.65	1.50	1.37	1.25	1.15	
Altura neta	Hn (m)	29.24	29.52	29.77	29.99	30.18	30.35	30.50	30.63	30.75	30.85	
Espesor	e (m)	0.0075	0.0075	0.0075	0.0075	0.0076	0.0076	0.0076	0.0076	0.0076	0.0077	
Celeridad	a (m/s)	905.6	899.6	893.9	888.3	882.8	877.5	872.3	867.2	862.3	857.4	
	p'	9.47	8.88	8.34	7.85	7.41	7.01	6.64	6.30	5.98	5.69	
Tiempo crítico	t (s)	0.16	0.16	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	
Tiempo de cierre	T (s)	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	
	n1	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	0.96	
	ε1	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04	
	εt	1.21	1.20	1.19	1.18	1.17	1.16	1.15	1.14	1.14	1.13	
	εmax	1.21	1.20	1.19	1.18	1.17	1.16	1.15	1.14	1.14	1.13	
Altura total	Ht (m)	43.00	42.48	42.01	41.57	41.15	40.77	40.40	40.06	39.74	39.44	
	ΔH (%)	47.06%	43.91%	41.11%	38.61%	36.37%	34.33%	32.49%	30.80%	29.26%	27.84%	
Espesor	e (m)	0.0075	0.0075	0.0075	0.0075	0.0076	0.0076	0.0076	0.0076	0.0076	0.0077	
Diferencia	e-e	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
Espesor comercial	ec (m)	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	
Espesor mínimo	em (m)	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.005	0.005	
Volumen tubería	Vs (m3)	2.57	2.64	2.70	2.77	2.83	2.89	2.96	3.02	3.08	3.15	
Peso tubería	Ws (Kgf)	20,213.28	20,712.19	21,211.09	21,710.00	22,208.90	22,707.81	23,206.71	23,705.62	24,204.52	24,703.43	
Costo total tubería	Cts (\$)	404,265.60	414,243.70	424,221.81	434,199.91	444,178.02	454,156.12	464,134.22	474,112.33	484,090.43	494,068.54	

COSTO DE LA ENERGÍA PERDIDA											
Diametro	D (m)	1.10	1.13	1.16	1.19	1.21	1.24	1.27	1.30	1.32	1.35
Perdida de carga	Hp (m)	2.76	2.48	2.23	2.01	1.82	1.65	1.50	1.37	1.25	1.15
Potencia perdida	Pp (Kw)	130.3	116.9	105.2	94.9	85.9	78.0	70.9	64.7	59.1	54.2
Energía perdida	Ep (KWh/año)	1141197.9	1023858.6	921365.3	831535.7	752550.2	682885.5	621260.7	566594.6	517970.8	474610.1
Costo anual de energía perdida	Cae (\$/año)	50783.3	45561.7	41000.8	37003.3	33488.5	30388.4	27646.1	25213.5	23049.7	21120.1
Factor P/A	(1+i)^n	29.96	29.96	29.96	29.96	29.96	29.96	29.96	29.96	29.96	29.96
	P/A	8.06	8.06	8.06	8.06	8.06	8.06	8.06	8.06	8.06	8.06
Costo total de energía perdida	Cte (\$)	818,137.7	734,015.8	660,537.3	596,137.4	539,511.8	489,568.4	445,388.9	406,198.1	371,339.2	340,253.4

COSTO TOTAL											
Diametro	D (m)	1.10	1.13	1.16	1.19	1.21	1.24	1.27	1.30	1.32	1.35
Costo total	Ct (\$)	1,222,403.3	1,148,259.5	1,084,759.1	1,030,337.3	983,689.8	943,724.5	909,523.1	880,310.4	855,429.6	834,321.9

ANEXO 09



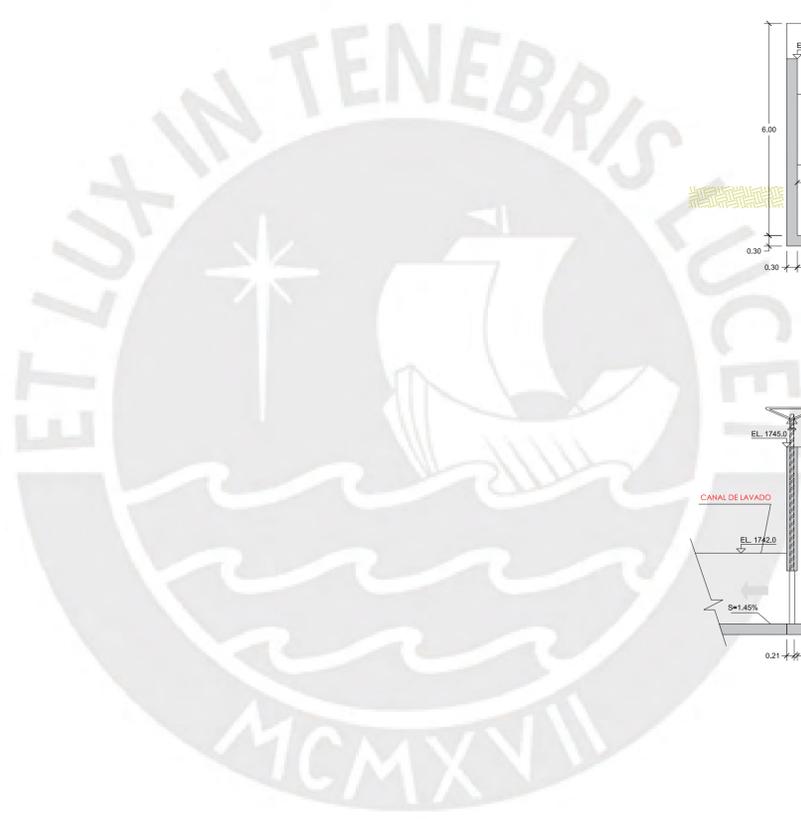
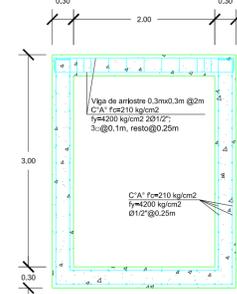
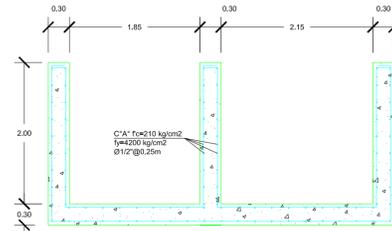
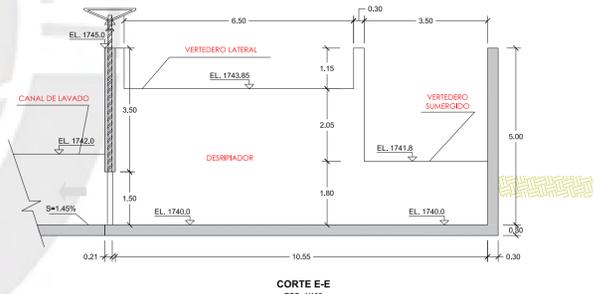
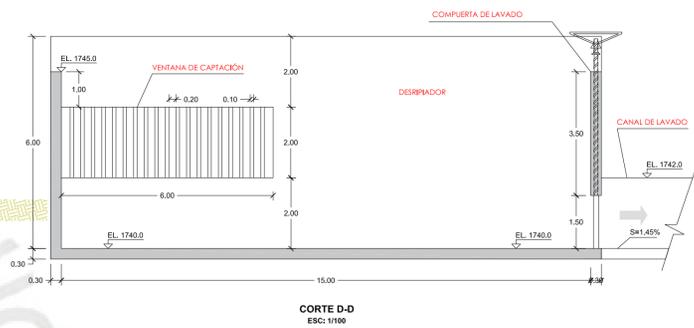
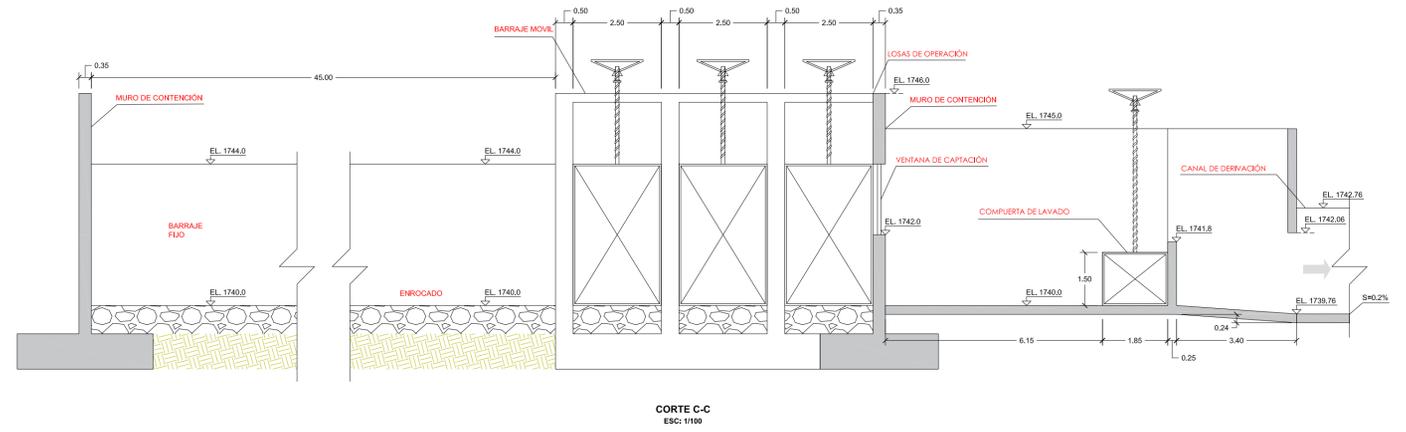
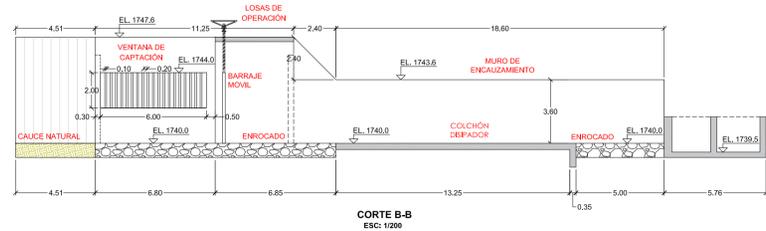
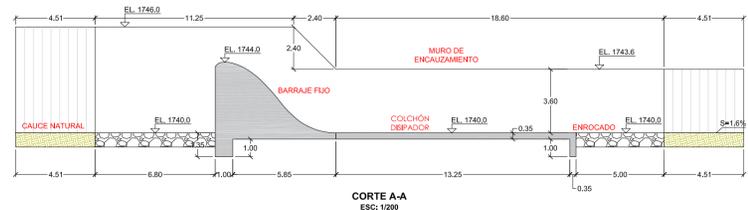
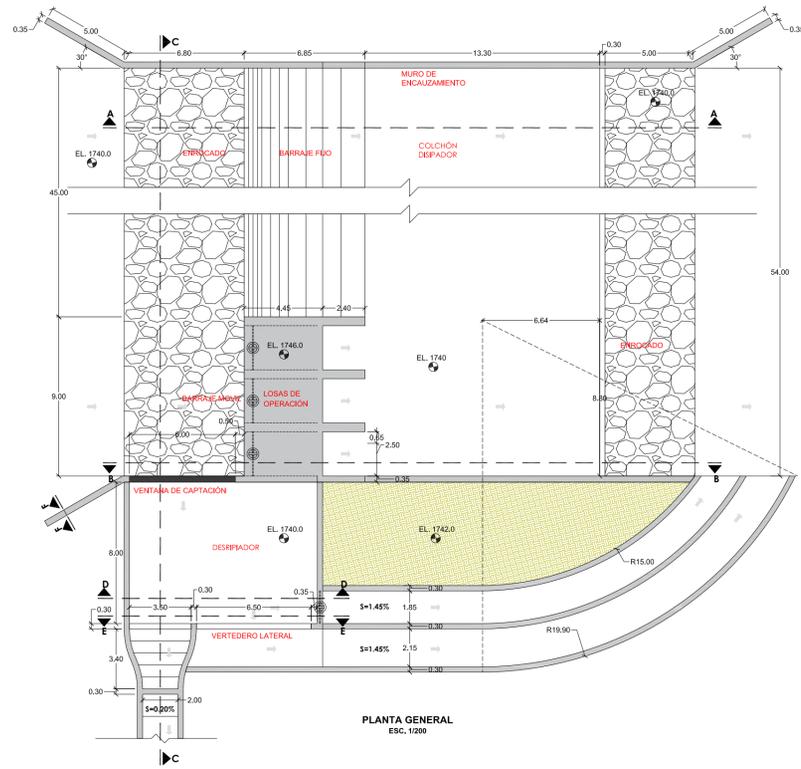


NOTAS	
1.-	COORDENADAS GEOGRÁFICAS EN EL SISTEMA UTM WGS84 ZONA 18L
2.-	ESTE PLANO SE ENCUENTRA A UN NIVEL DE INGENIERÍA BÁSICA
3.-	ASESOR DE TESIS: MANUEL ENRIQUE GARCIA NARANJO BUSTOS (M.E.G.N.B.)
4.-	
5.-	
6.-	
7.-	

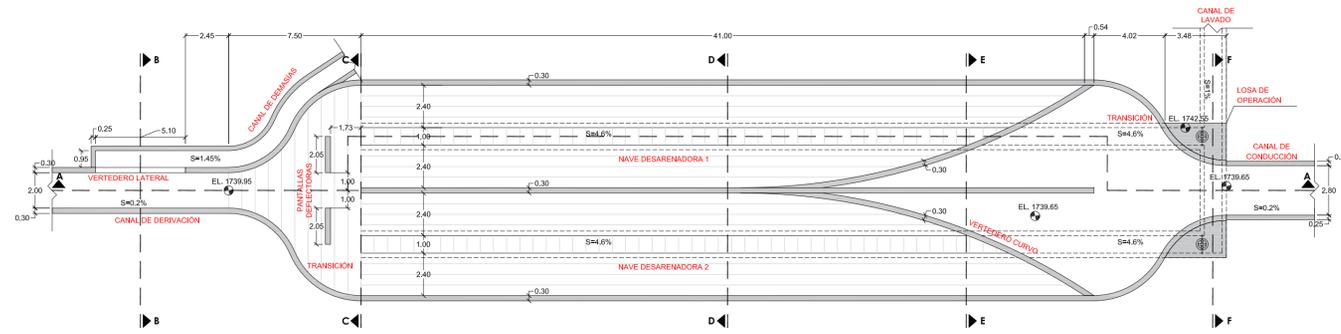
**PONTIFICIA UNIVERSIDAD
CATÓLICA DEL PERÚ**

Este diseño y la información mostrada e incluida en este plano es de propiedad de J.L.C.F. Se acuerda que este plano será tratado como documento confidencial y no debe ser copiado, revelado, prestado o publicado sin autorización específica escrita por J.L.C.F.

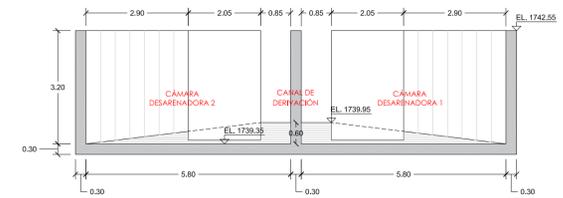
Dibujado: J. L. C. F.	Revisado: M.E.G.N.B.	Aprobado: M.E.G.N.B.	Fecha: 01-12-2020	Hoja: 1 - 1
Autor: JORGE LUIS CORNEJO FERNÁNDEZ (J.L.C.F.)				Escala: 1:2000
Título: PROYECTO DE TESIS PEQUEÑA CENTRAL HIDROELÉCTRICA UMARI, PACHITEA, HUÁNUCO				
Número de plano: P-01				
			Revisión: 00	



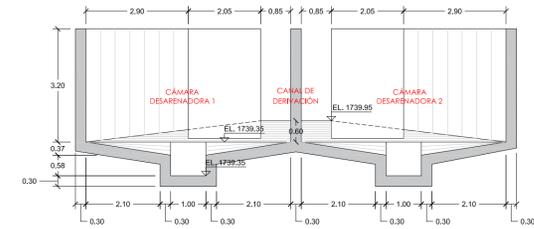
NOTAS		PUCP		Dibujado:	Revisado:	Aprobado:	Fecha:	Hoja:
1.- COORDENADAS GEOGRÁFICAS EN EL SISTEMA UTM WGS84 ZONA 18L		PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		J. L. C. F.	M.E.G.N.B.	M.E.G.N.B.	01-12-2020	1 - 1
2.- ESTE PLANO SE ENCUENTRA A UN NIVEL DE INGENIERÍA BÁSICA		Este diseño y la información mostrada e incluida en este plano es de propiedad de J.L.C.F. Se acuerda que este plano será tratado como documento confidencial y no debe ser copiado, revelado, prestado o publicado sin autorización específica escrita por J.L.C.F.		Autor: JORGE LUIS CORNEJO FERNÁNDEZ (J.L.C.F.)				Escala:
3.- ASESOR DE TESIS: MANUEL ENRIQUE GARCÍA NARANJO BUSTOS (M.E.G.N.B.)				Título: PROYECTO DE TESIS PEQUEÑA CENTRAL HIDROELECTRICA UMARI, PACHITEA, HUÁNUCO				IND.
4.- SE HA OMITIDO ELEMENTOS AUXILIARES, TALES COMO BARANDAS, ESCALERAS DE GATO, ETC				BOCATOMA				
5.- EL MODELO DE LAS COMPUERTAS ES REFERENCIAL				Número de plano: P-02				Formato: A1
6.-				Revisión: 00				
7.-								



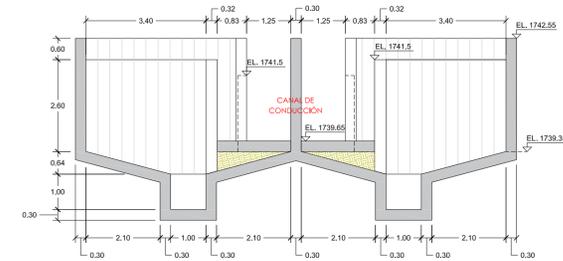
PLANTA GENERAL
ESC. 1/200



CORTE C-C
ESC. 1/100



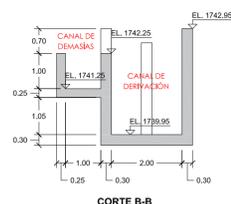
CORTE D-D
ESC. 1/100



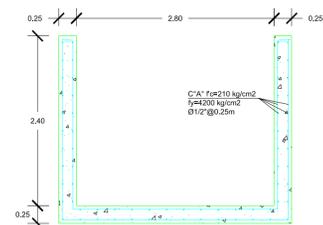
CORTE E-E
ESC. 1/100



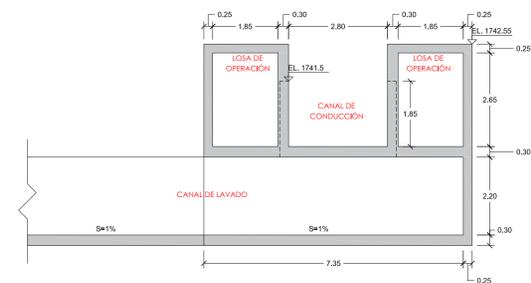
CORTE A-A
ESC. 1/200



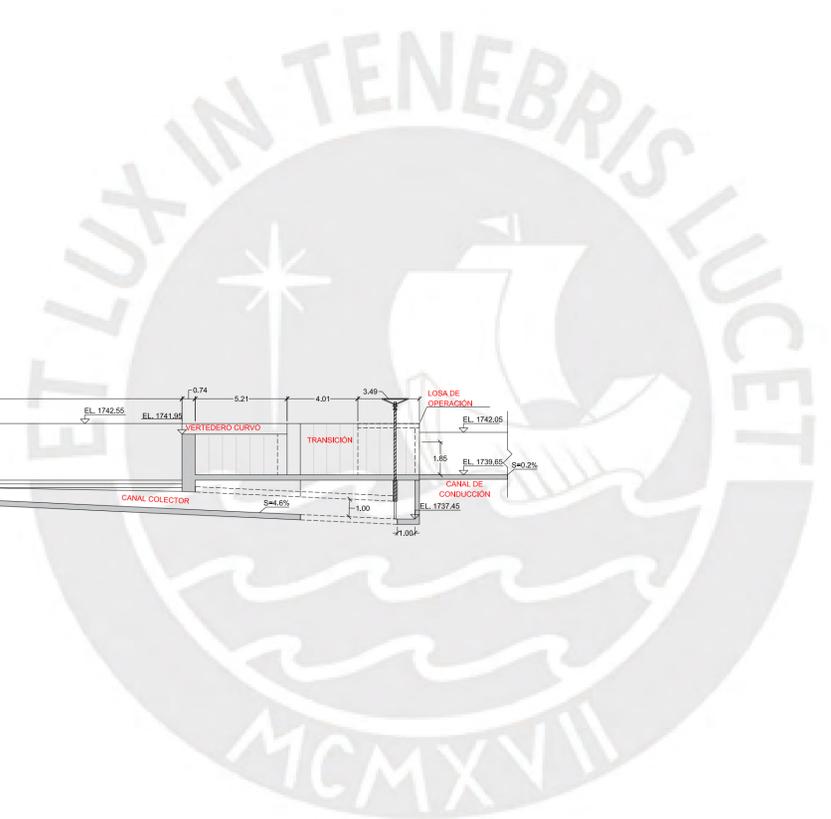
CORTE B-B
ESC. 1/100



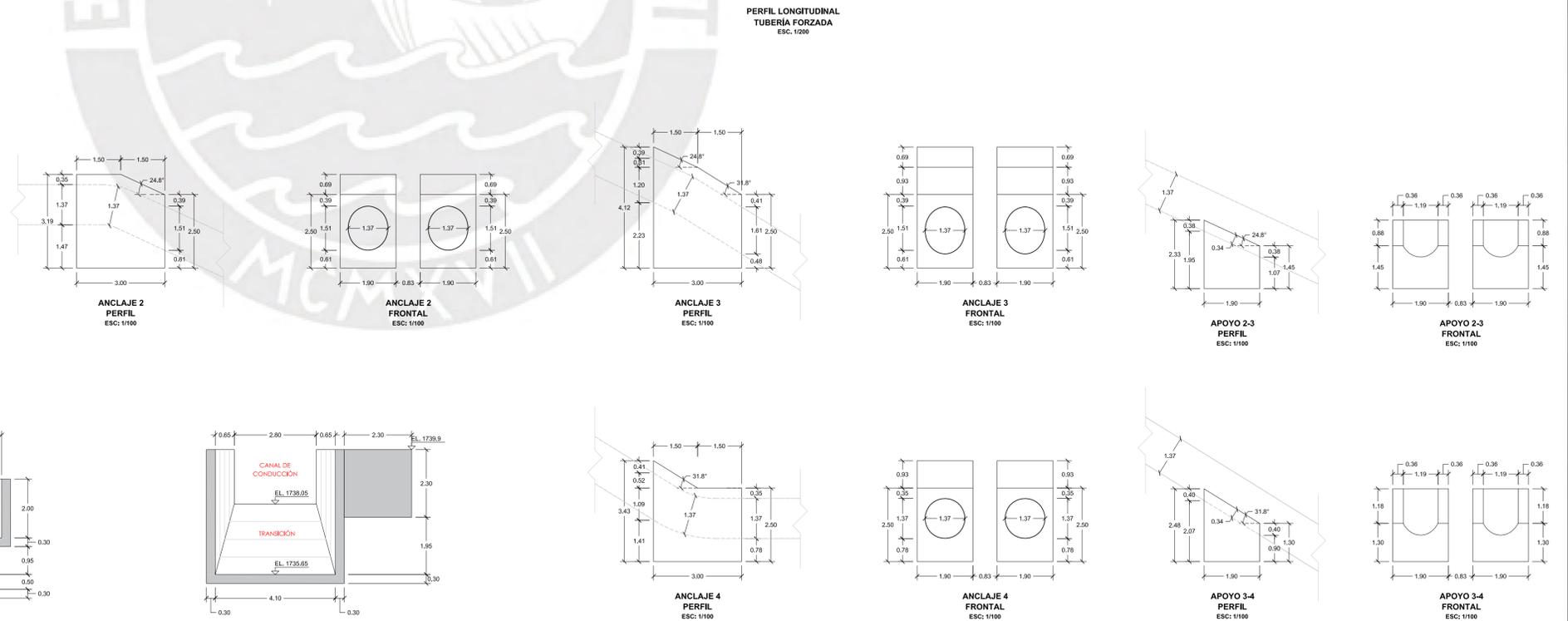
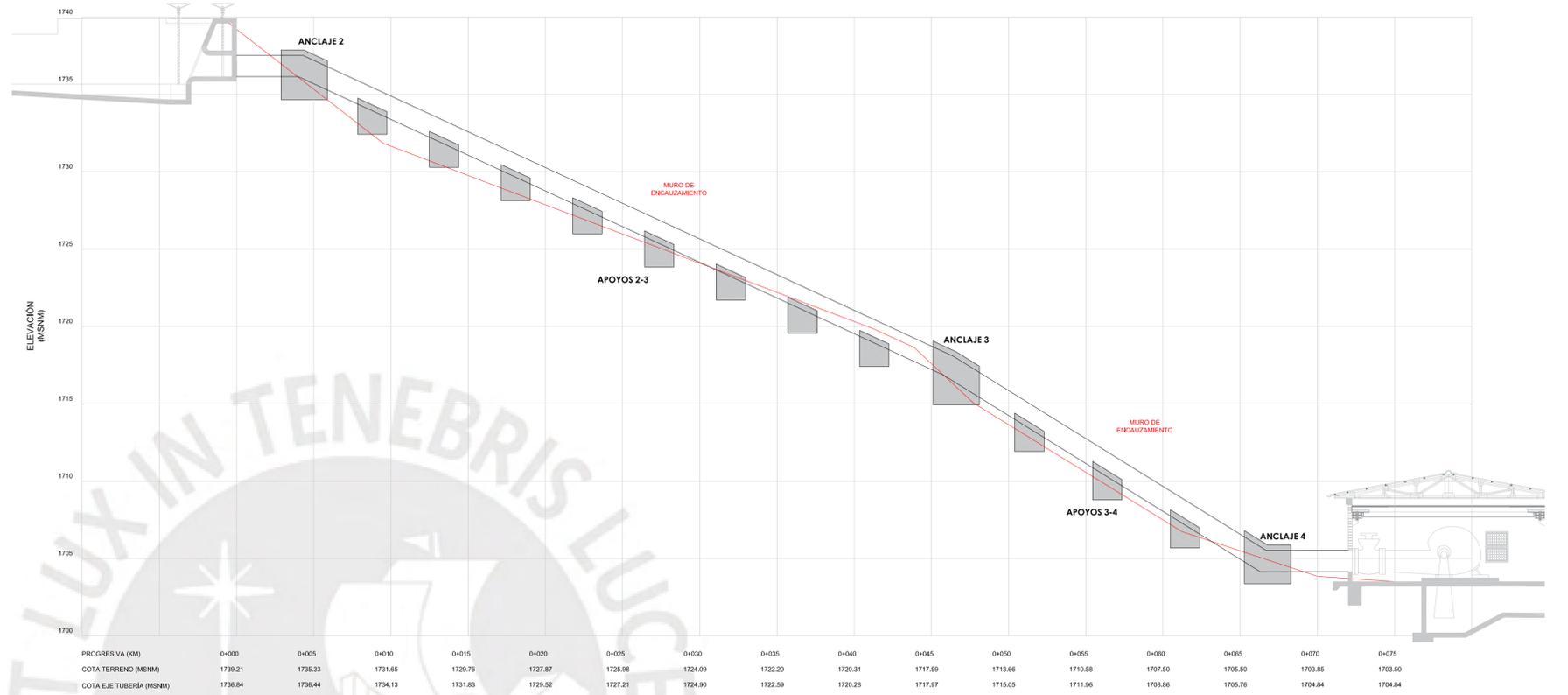
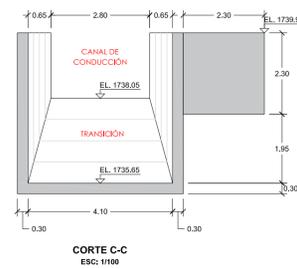
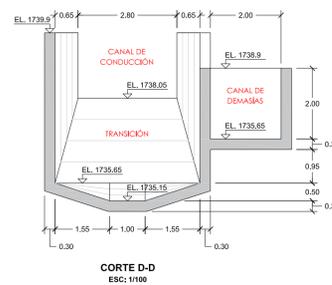
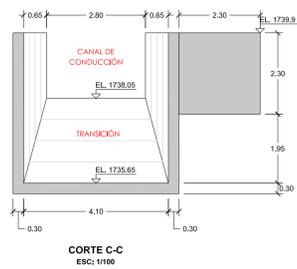
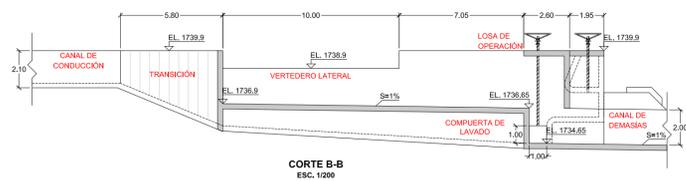
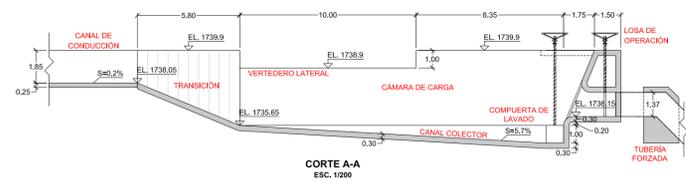
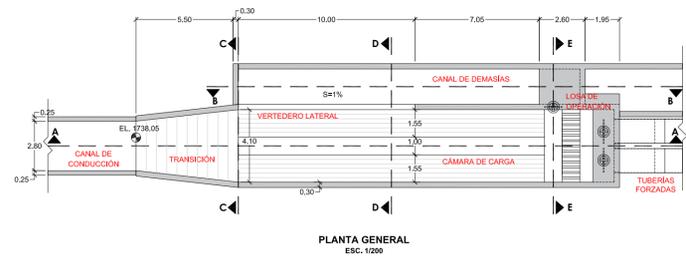
SECCIÓN DE CANAL DE CONDUCCIÓN
ESC. 1/50



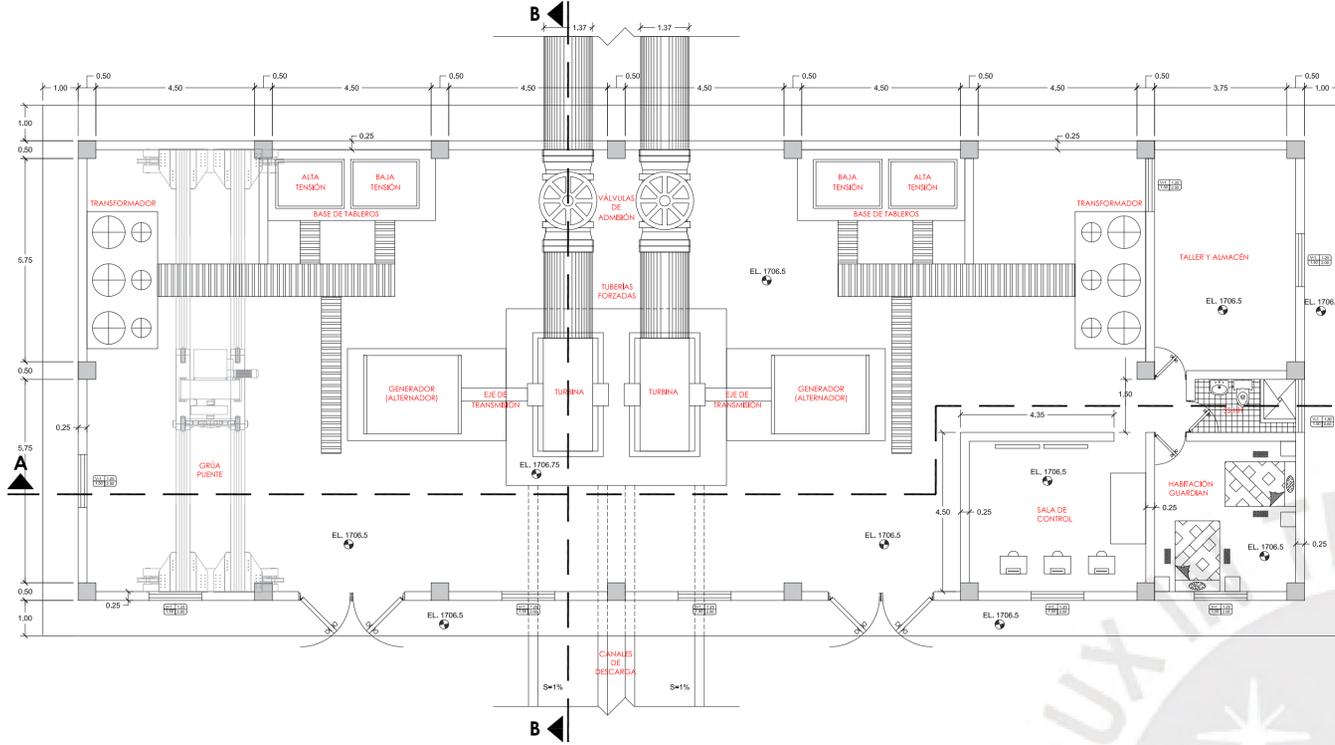
CORTE F-F
ESC. 1/100



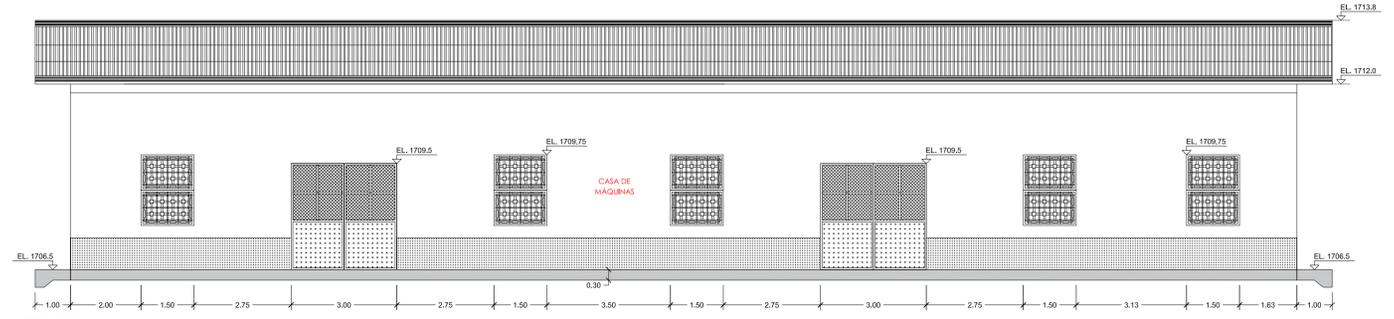
NOTAS		PUCP		Dibujado:		Revisado:		Aprobado:		Fecha:		Hoja:	
1.- COORDENADAS GEOGRÁFICAS EN EL SISTEMA UTM WGS84 ZONA 18L				J. L. C. F.		M.E.G.N.B.		M.E.G.N.B.		01-12-2020		1 - 1	
2.- ESTE PLANO SE ENCUENTRA A UN NIVEL DE INGENIERÍA BÁSICA				Autor: JORGE LUIS CORNEJO FERNÁNDEZ (J.L.C.F.) Título: PROYECTO DE TESIS PEQUEÑA CENTRAL HIDROELÉCTRICA UMARI, PACHITEA, HUÁNUCO DESARENADOR		Escala:		IND.					
3.- ASESOR DE TESIS: MANUEL ENRIQUE GARCÍA NARANJO BUSTOS (M.E.G.N.B.)		Este diseño y la información mostrada e incluida en este plano es de propiedad de J.L.C.F. Se acuerda que este plano será tratado como documento confidencial y no debe ser copiado, revelado, prestado o publicado sin autorización específica escrita por J.L.C.F.		Número de plano:		Revisión:		Formato:					
4.- SE HA OMITIDO ELEMENTOS AUXILIARES, TALES COMO BARANDAS, ESCALERAS DE GATO, ETC				P-03		00		A1					
5.-													
6.-													
7.-													



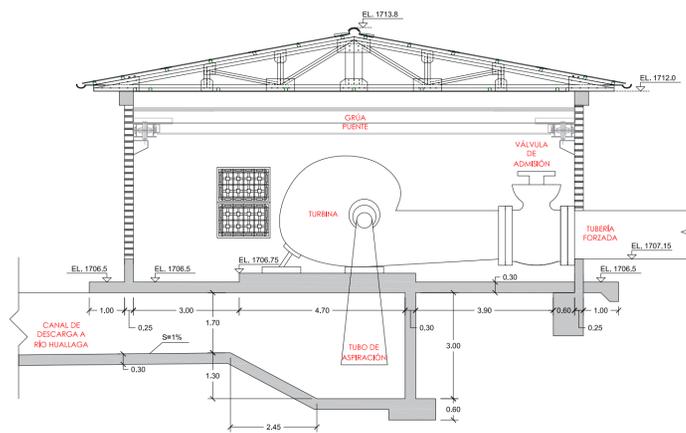
NOTAS				PUCP		PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU	
1.-	COORDENADAS GEOGRAFICAS EN EL SISTEMA UTM WGS84 ZONA 18L	Dibujado:	J. L. C. F.	Revisado:	M.E.G.N.B.	Aprobado:	M.E.G.N.B.
2.-	ESTE PLANO SE ENCUENTRA A UN NIVEL DE INGENIERIA BASICA	Fecha:	01-12-2020	Hoja:	1 - 1	Escala:	
3.-	ASESOR DE TESIS: MANUEL ENRIQUE GARCIA NARANJO BUSTOS (M.E.G.N.B.)	Autor:		JORGE LUIS CORNEJO FERNANDEZ (J.L.C.F.)		IND.	
4.-	SE HA OMITIDO ELEMENTOS AUXILIARES, TALES COMO BARANDAS, ESCALERAS DE GATO, ETC	Título:		PROYECTO DE TESIS PEQUEÑA CENTRAL HIDROELECTRICA UMARI, PACHITEA, HUÁNUCO		Formato:	
5.-		Número de plano:		P-04		Revisión:	
6.-				00		Formato:	
7.-						A1	



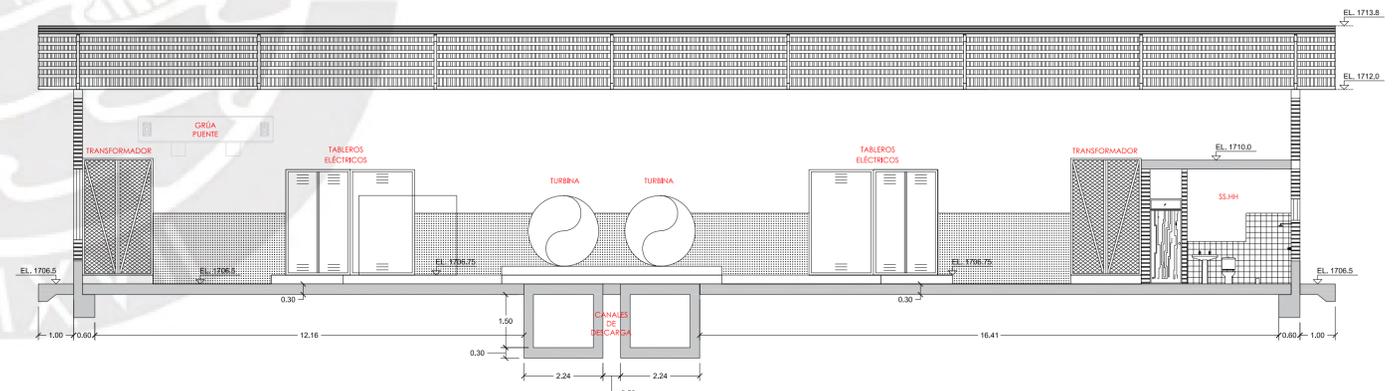
PLANTA GENERAL
ESC. 1/100



ELEVACIÓN FRONTAL
ESC. 1/100



CORTE B-B
ESC. 1/100



CORTE A-A
ESC. 1/100

NOTAS

- 1.- COORDENADAS GEOGRÁFICAS EN EL SISTEMA UTM WGS84 ZONA 18L
- 2.- ESTE PLANO SE ENCUENTRA A UN NIVEL DE INGENIERÍA BÁSICA
- 3.- ASESOR DE TESIS: MANUEL ENRIQUE GARCÍA NARANJO BUSTOS (M.E.G.N.B.)
- 4.- SE HA OMITIDO ELEMENTOS AUXILIARES, TALES COMO BARANDAS, ESCALERAS DE GATO, ETC
- 5.- LAS DIMENSIONES DEL EQUIPAMIENTO ELECTROMECÁNICO SON REFERENCIALES
- 6.-
- 7.-



PONTIFICIA UNIVERSIDAD
CATÓLICA DEL PERÚ

Este diseño y la información mostrada e incluida en este plano es de propiedad de J.L.C.F. Se acuerda que este plano será tratado como documento confidencial y no debe ser copiado, revelado, prestado o publicado sin autorización específica escrita por J.L.C.F.

Dibujado: J. L. C. F.	Revisado: M.E.G.N.B.	Aprobado: M.E.G.N.B.	Fecha: 01-12-2020	Hoja: 1 - 1
Autor: JORGE LUIS CORNEJO FERNÁNDEZ (J.L.C.F.)				Escala: IND.
Título: PROYECTO DE TESIS PEQUEÑA CENTRAL HIDROELÉCTRICA UMARI, PACHITEA, HUÁNUCO				
CASA DE MÁQUINAS				
Número de plano: P-05	Revisión: 00	Formato: A1		