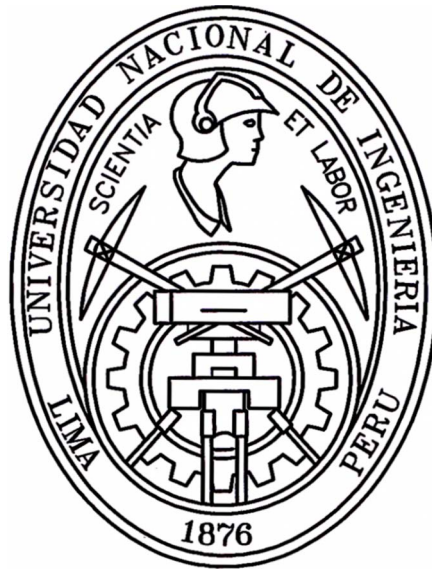


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**PROYECTO MEJORAMIENTO Y REHABILITACIÓN DE LA
CARRETERA COCACHACRA-MATUCANA
DEL Km. 67+000 AL Km. 70+000
CARRIL DE ASCENSO: ESTUDIO HIDROLOGICO Y EVALUACION
DIMENSIONAL DE LAS ALCANTARILLAS EXISTENTES**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil

LUIS ALBERTO AVILA LLACSAHUANGA

Lima- Perú

2006

**Al todopoderoso, por permitir que mis Padres
sean testigos de este logro.**

**A mis Padres, por el apoyo y la confianza
aunque quizá no lo merezca.**

INDICE

RESUMEN

INTRODUCCION

CAPITULO I	ANTECEDENTES	Pag.
1.1	ALCANCES	07
1.2	DESCRIPCION DEL PROYECTO	07
	1.2.1 DESCRIPCION DE LA ZONA DEL PROYECTO	07
	1.2.2 ANALISIS Y PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS	08
	1.2.3 CONSTRUCCION DE CARRIL DE ASCENSO	10
1.3	INGENIERIA DE TRANSITO	11
1.4	DISEÑO GEOMETRICO	19
1.5	ESTUDIO DE GEOLOGIA Y GEOTECNIA	23
	1.5.1 ESTUDIO DE GEOLOGIA	23
	1.5.2 ESTUDIO DE GEOTECNIA	24
	1.5.3 DISEÑO DE PAVIMENTO	26
1.6	ESTUDIO HIDROLOGICO E HIDRAULICO	27
	1.6.1 ESTUDIO HIDROLOGICO	27
	1.6.2 ESTUDIO HIDRAULICO	30
1.7	SEÑALIZACION Y SEGURIDAD VIAL	31
1.8	EVALUACION ECONOMICA	32
1.9	IMPACTO AMBIENTAL	34

CAPITULO II ESTUDIO HIDROLOGICO

2.1	GENERALIDADES	36
2.2	DESCRIPCION GENERAL DE LA CUENCA DEL RIO RIMAC	36
	2.2.1 RIO RIMAC	36
	2.2.2 TRAMO DEL ESTUDIO	37
2.3	CLIMATOLOGIA	38
	2.3.1 TEMPERATURA EVAPORACION Y HUMEDAD	38
2.4	ANALISIS HIDROLOGICO	42
	2.4.1 INFORMACION CARTOGRAFICA	42

2.4.2	INFORMACION PLUVIOMETRICA	42
2.4.3	ANALISIS DE INFORMACION PLUVIOMETRICA	43
2.5	ANALISIS DE SUBCUENCAS	56
2.5.1	CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS	56
2.5.2	PARÁMETROS FISICOS Y GEOMORFOLÓGICOS	57
2.5.3	PARÁMETROS HIDROLOGICOS	58
2.5.4	ESTIMACION DE CAUDALES MAXIMOS	61

CAPITULO III EVALUACION DE ALCANTARILLAS

3.1	ALCANTARILLAS	67
3.1.1	INVENTARIO DE ALCANTARILLAS	67
3.1.2	CARACTERISTICAS DE LAS ALCANTARILLAS EXISTENTES	69
3.2	DIMENSIONAMIENTO DE ALCANTARILLAS	70
3.3	RESULTADOS DE LA EVALUACION	72

CONCLUSIONES	73
---------------------	-----------

BIBLIOGRAFIA	74
---------------------	-----------

ANEXOS

A.	DEL ESTUDIO HIDROLOGICO
A.1	PLANOS DE UBICACIÓN
A.2	HOJAS DE CÁLCULO KOLMOGOROV - SMIRNOV
A.3	PLANO UBICACIÓN DE ESTACIONES
A.4	PLANOS DE ISOYETAS
A.5	AREAS DE SUBCUENCAS
B.	DE LA EVALUACION DE ALCANTARILLAS
B.1	PLANO DE UBICACION DE ALCANTARILLAS
B.2	REGISTRO FOTOGRAFICO
B.3	DIMENSIONAMIENTO CULVER MASTER.

- C. INFORMACION COMPLEMENTARIA
 - C.1 MAPEO GEOLOGICO
 - C.2 REGISTRO FOTOGRAFICO GEOLOGICO
 - C.3 GRAFICO UBICACIÓN DE CANTERAS.

RESUMEN

El presente trabajo, desarrolla una alternativa para mejorar el nivel de servicio de la carretera Héroes de la Breña en el tramo Cocachacra – Matucana del Km. 67 al Km. 70, denominada Carril de Asenso, centrándose con mayor detalle en el desarrollo del Estudio Hidrológico y una Evaluación Dimensional del sistema de alcantarillado existente.

El trabajo consta de tres capítulos, el primero de ellos, muestra en forma sucinta los antecedentes sobre los cuales se desarrolla el trabajo, estos, responden a lineamientos generales para el mejoramiento del nivel de servicio de la carretera Cocachacra - Matucana, teniendo en cuenta, los criterios técnicos impartidos en el Curso Integrador Tipo Taller, la participación directa de los asesores y la normatividad vigente del MTC.

El desarrollo de la ingeniería de detalle parte de este primer capítulo, se obtuvo analizando primeramente la problemática existente durante los periodos críticos de circulación vehicular a lo largo del tramo en estudio, para ello se realizó un trabajo de campo que permitió constatar insitu, las desavenencias entre la operatividad y el nivel de servicio de la vía, las cuales se veían reflejadas entre otros factores, por la excesiva lentitud con la que circulaba el tránsito vehicular, dentro del área de influencia de la carretera.

Se plantearon tres alternativas de solución, optándose por el desarrollo de un "Carril de Ascenso", por ser una alternativa de solución práctica, de bajo costo y simple ejecución. Una vez establecido el objetivo se procedió a desarrollar el estudio de Ingeniería de Tránsito, se planteó el diseño geométrico respectivo, acorde con las normatividad vigente; se determinaron las características del suelo y se diseñó el pavimento teniendo como herramienta principal el perfil estratigráfico existente. Asimismo se evaluó la necesidad de ejecutar estructuras de protección, en base a un Estudio Hidrológico de detalle, cuyo desarrollo forma parte del siguiente capítulo.

EL Capitulo II, contiene el desarrollo a nivel de detalle del “Estudio Hidrológico de la carretera Cocachacra – Matucana, el cual, tiene por objeto determinar las descargas máximas en las zonas de emplazamiento de la carretera analizando para ello las características físicas e hidrológicas de las cuencas que inciden en su trazo.

El desarrollo de este capítulo, involucró un delicado proceso de recopilación de información cartográfica, pluviométrica y datos Hidro-Meteorológicos de la zona, los cuales fueron sometidos a un análisis estadístico, con el objetivo de obtener una mayor consistencia en la información y determinar con una mayor precisión el cálculo de las descargas máximas, pues debemos tener en cuenta que el resultado obtenido permitirá establecer las características físicas y los parámetros de diseño de las obras de arte que serán necesarias para el buen mantenimiento de la vía.

Adicionalmente a la información presentada y como parte de la labor de campo realizada, se presenta el Capítulo III, Evaluación de Alcantarillas, en este capítulo se plasma la evaluación a las obras de evacuación existentes en cada uno de los cruces de agua que atraviesan la carretera, el trabajo consistió en recorrer en toda su longitud, cada una de las alcantarillas existentes, evaluar su estado, dimensiones, ubicación y demás características inherentes para el buen funcionamiento de la carretera.

Como complemento a la información presentada se adjuntan al presente trabajo los anexos A, B y C en los que se puede observar planos, hojas de cálculo, registros fotográficos y demás información complementaria de suma importancia para el desarrollo del presente trabajo.

INTRODUCCION

El conocimiento teórico impartido en los cursos de pregrado, complementado adecuadamente con los lineamientos establecidos durante la implementación del Curso Integrador Tipo Taller y la experiencia en el área de Infraestructura Vial de cada uno de los ingenieros orientadores que formaron parte integral del curso, permitieron desarrollar un proyecto de ingeniería a nivel definitivo, acorde a la normatividad técnica vigente y los términos de referencia entregados por la escuela profesional.

El proyecto se sostiene de dos etapas fundamentales, la primera etapa, de desarrollo grupal que contiene el Estudio de Ingeniería de detalle de una alternativa de solución práctica, de bajo costo y simple ejecución, que propone mejorar el nivel de servicio de la carretera Héroes de la Breña y una segunda etapa, de desarrollo individual que se asienta en el Estudio Hidrológico y detalla pormenorizadamente el procedimiento de cálculo de las descargas en las zonas de emplazamiento de la carretera, analizando para ello las características físicas e hidrológicas de las cuencas que inciden en ella.

Si bien es cierto que la aplicación del conocimiento en el desarrollo del proyecto tiene la finalidad de mejorar el nivel de servicio de la carretera y salvaguardar su infraestructura, el principio fundamental sobre el que se desarrollo la Ingeniería de detalle fue el de brindar la debida seguridad a cada uno de los vehículos que circulan por la carretera y proteger la integridad física de los pobladores, transeúntes y transportistas que en un determinado momento opten por desplazarse por esta vía ya sea dentro del entorno, hacia la sierra o selva central.

CAPITULO I: ANTECEDENTES

1.1 ALCANCES

Teniendo como base fundamental, los lineamientos establecidos durante la implementación del Curso Integrador Tipo Taller en el área de Infraestructura Vial, la orientación de los Ingenieros responsables de cada una de las especialidades y los conocimientos impartidos en los cursos de antegrado, fueron desarrollados los estudios de Ingeniería de la Carretera Héroes de la Breña (Carretera Central), en el Tramo “Cocachacra – Matucana”, del Km. 67 sal Km. 70.

El desarrollo del estudio, responde a una propuesta de mejora en el tránsito de la carretera en mención, caracterizado por largas colas de vehículos a lo largo de de innumerables tramos de la carretera y fuera de las horas pico, esto es debido, esencialmente, a las particularidades que presenta el diseño geométrico y la lentitud con la que circulan los vehículos que transportan carga pesada, muy característicos de la zona.

1.2 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

1.2.1 DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DEL PROYECTO

UBICACIÓN GEOGRÁFICA

El proyecto tiene 21.3 Km. de longitud, forma parte de la Carretera Héroes de la Breña y se encuentra ubicado en el departamento de Lima, provincia de Huarochirí, distrito de Matucana. (ver Anexo A.1 - Plano Ubicación de cuenca). Los datos precisos de longitud son los siguientes:

Ubicación

Inicio:	Km. 52+948.61 de la Carretera Central.
Final:	Km. 74+295.80.
Longitud:	21 Km. + 347.19 m.

ASPECTOS GEOPOLITICOS

La Carretera Cocachacra Matucana, está contenida íntegramente en la provincia de Huarochirí y tiene como límites, al norte a la Provincia de Canta, al Suroeste a la provincia de Lima y al Noreste al departamento de Junín.

La carretera en su longitud recorre los poblados de Cocachacra, San Bartolomé, Surco, Matucana y les permite a pueblos como Santiago de Tuna, San Andrés de Tuficocha y San Damián, todos pertenecientes a la provincia de Huarochirí y alejados del área de influencia directa de la carretera, poder acceder con sus productos agrícolas a los mercados de la capital y zonas de la selva y sierra central.

1.2.2 ANÁLISIS Y PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS

Las constantes colas de vehículos que se forman en el carril de subida, se convierten en uno de los principales problemas de la carretera, estas, entre otros factores, son generadas debido a la presencia de curvas cerradas y pendientes pronunciadas forzando a los vehículos pesados a desplazarse con un mínimo de velocidad; con esta problemática se plantean tres alternativas de solución, las cuales describimos a continuación:

a) Alternativa N° 1: Construcción de un Tercer Carril.

Se plantea la construcción de un tercer carril a lo largo del tramo en estudio, adicional al carril de subida existente, el cual sería de uso obligatorio para vehículos pesados, esto, generaría, una mayor fluidez a los vehículos ligeros que tendrían plena facilidad de adelantar a los vehículos pesados, de presentarse la necesidad.

Esta alternativa implicaría cortes y rellenos a lo largo de la margen derecha de la vía, significando además la construcción

de muros de contención, así como la demolición, ampliación y construcción de nuevas obras de arte a lo largo de toda la carretera.

b) **Alternativa N° 2: Construcción de Vía Alternativa.**

Estaría ubicada en la margen opuesta del Río Rimac y sería para vehículos ligeros, los cuales tendrían la opción de contar con una ruta alternativa, rápida y libre de vehículos pesados, este planteamiento un ahorro considerable en tiempo y desgaste del vehículo. Para este caso se necesitaría construir 2 puentes, uno para salir de la vía actual y cruzar el río y otro puente para regresar, además de los cortes y relleno que se requieran según la topografía.

c) **Alternativa N° 3: Construcción de Carril de Ascenso.**

Ubicado preferentemente en un tramo recto de la vía, al lado derecho del carril de subida y de preferencia sobre una longitud de 500m., este planteamiento, rescata el criterio de ceda el paso y lo aplica para el desvío eventual de vehículos con desplazamiento lento, evitando con ello, que se obstruya el paso a los vehículos que puedan desplazarse con una mayor velocidad. La implementación de esta alternativa involucra, la demolición, construcción y ampliación de obras de arte, además de trabajos de corte y relleno.

Luego de realizada la evaluación respectiva, se decide optar por la Tercera alternativa, la cual fue desarrollada en toda su amplitud y de acuerdo a los lineamientos técnicos correspondientes.

1.2.3 CONSTRUCCION DE CARRIL DE ASCENSO

LINEAMIENTOS GENERALES

La infraestructura vial del proyecto es concebida para solucionar el problema del congestionamiento de vehículos, en los tramos de pendiente elevada, mantenida por tramos largos. En tal sentido:

- a) El carril de ascenso, dota de mayor servicialidad al tránsito vehicular de subida, por cuanto ofrece a los vehículos pesados una vía por donde desplazarse, permitiendo a los vehículos ligeros mantener su velocidad mayor.
- b) La visibilidad se vería favorecida al tener un mayor ancho general de la vía

CARACTERISTICAS DEL PROYECTO

El proyecto consiste en la construcción de un carril de ascenso en la margen derecha de la vía actual, con un ancho de 3.60 m. y una longitud aproximada de 500 m.

Para ello, son necesarios la ejecución de trabajos de corte y relleno, de forma tal, que se pueda obtener una plataforma apropiada para el ancho requerido, adecuando la topografía a la nueva sección transversal de diseño.

A lo largo del carril, se ampliarán las alcantarillas que cruzan la vía, para alcanzar el nuevo ancho, asimismo, se demolerán obras de arte existentes como es el caso de cunetas ubicadas al margen derecho de la vía actual, siendo reemplazadas por nuevas estructuras donde el estudio hidrológico así lo requiera.

Se pavimentará el nuevo carril según diseño, así mismo se efectuará la señalización y se colocarán los respectivos elementos de seguridad vial.

ASPECTOS DEL DISEÑO

a) GEOMETRIA

Para el diseño geométrico se ha utilizado el “Manual de Diseño geométrico de carreteras DG-2,001”

b) ESTRUCTURAS

Para el diseño de estructuras se ha considerado el tren de carga HL-93 de la Norma Americana AASHTO LRFD (Load and Resistance Factor Design), en su última edición.

c) PAVIMENTOS

El diseño de pavimentos se realiza utilizando la metodología AASHTO 1,993

d) SEÑALIZACION

Se ha utilizado para la señalización, el “Manual de Dispositivos de Control del tránsito Automotor Para Calles y Carreteras”.

1.3 INGENIERÍA DE TRÁNSITO

1.3.1 RED Y SISTEMA DE TRANSPORTE

La carretera Puente Ricardo Palma - Oroya forma parte de la Ruta del Sistema Nacional N° 20 que se inicia en el Ovalo Santa Anita, continua por Matucana, San Mateo, los centros poblados mineros de Río Blanco, Casapalca y Morococha hasta llegar a La Oroya de donde prosigue con un ramal hasta Tarma y el valle de Chanchamayo y otro hasta Huancayo, Huancavelica y Ayacucho. Las carreteras alternas son la Ruta N° 16 que se inicia en Huacho y llega a Ambo en el departamento de Huánuco, la carretera 18 que parte de Lima y pasando por Canta, empalma con la carretera longitudinal de la sierra norte en Unish y la carretera N° 22 que conecta Cañete en el departamento de Lima con Huancayo.

1.3.2 OBJETIVO

En el presente trabajo se procederá a verificar los datos tomados en las encuestas realizadas para la elaboración del Estudio de Rehabilitación de las carreteras afectadas por “El Niño” – MTC – SINMAC - JBIC

El estudio de tráfico esta orientado a proporcionar la información básica para determinar los indicadores de tráfico y repetición de ejes equivalentes para la evaluación económica y el diseño del pavimento.

Para lograr estos objetivos se realizaron las siguientes actividades:

EN CAMPO:

- a) Conteos vehiculares en estaciones previstas.
- b) Encuestas de Origen y Destino de vehículos de carga y pasajeros.

EN GABINETE

- a) Cálculo de los factores de corrección y del IMDA
- b) Determinación de los departamentos que conforman el área de influencia para el cálculo del PBI y PBI Per Capita. Según resultados obtenidos de las encuestas de Origen y Destino.
- c) Cálculo de las Tasas de Crecimiento.
- d) Cálculo de Trafico Total Proyectado.
- e) Cálculo de los Factores Destructivos y de los Ejes Equivalentes Acumulados.

Los resultados de los trabajos antes señalados están organizados de la siguiente manera:

- Estudio Volumétrico
- Proyección de Tránsito
- Cargas por Eje
- Ejes Equivalentes Acumulados

1.3.3 ESTUDIO VOLUMETRICO

Comprende la determinación de las características actuales y futuras del tráfico, las cuales pueden variar a lo largo de la carretera, siendo necesario para ello la ubicación de tramos de la carretera donde el volumen y la composición de tráfico sean similares, así habría tantos tramos homogéneos como variaciones de tráfico existieran. Sin embargo no es práctico ni eficiente dividir una carretera en muchos tramos por lo que solo se considerara las variaciones significativas.

PROMEDIOS DIARIOS DE TRÁFICO PEAJE DE CORCONA MES DE ENERO 2006

DIAS	VEHICULOS	VEHICULOS PESADOS						I.M.D.
		2 EJES	3 EJES	4 EJES	5 EJES	6 EJES	TOTAL	
LUNES 16	1051	1149	458	76	259	320	2262	3313
MARTES 17	1098	1217	517	95	251	313	2393	3491
MIERCOLES 18	1143	1285	521	98	220	300	2424	3567
JUEVES 19	1090	1269	494	75	249	324	2411	3501
VIERNES 20	1337	1395	552	69	257	333	2606	3943
SABADO 11	1282	1279	493	64	192	260	2288	3570
DOMINGO 22	1363	1012	406	52	186	239	1895	3258
IMD	1195	1229	492	76	231	298	2326	3520

Fuente: Estudio de Rehabilitación de las Carreteras afectadas por El Niño.

SERIES HISTORICAS DE FACTORES DE CORRECCION ESTACIONAL

AÑO		VEHICULOS LIGEROS	VEHICULOS PESADOS					TOTAL
			2 ejes	3 ejes	4 ejes	5 ej es	6 ejes	
2000	IMD ENERO	1444	1368	511	94	198	230	2400
	IMDA	1355	1202	437	83	195	233	2151
	FCE ENERO	0.94	0.88	0.86	0.89	0.99	1.01	0.896
2001	IMD ENERO	1270	1182	468	104	157	140	2052
	IMDA	1193	1103	423	79	144	137	1886
	FCE ENERO	0.94	0.93	0.90	0.76	0.92	0.98	0.919
2002	IMD ENERO	1127	1127	459	72	137	95	1889
	IMDA	1087	1039	411	71	132	98	1750
	FCE ENERO	0.96	0.92	0.90	0.99	0.96	1.03	0.926
2003	IMD ENERO	1038	1071	445	83	137	78	1814
	IMDA	1021	1009	383	76	134	78	1681
	FCE ENERO	0.98	0.94	0.86	0.91	0.98	1.01	0.927
2004	IMD ENERO	974	1055	442	74	114	14	1699
	IMDA	941	1000	376	76	118	15	1585
	FCE ENERO	0.966	0.95	0.85	1.02	1.03	1.05	0.932
2005	IMD ENERO	797	1073	347	54	81	4	1560
	IMDA	778	938	318	58	90	7	1411
	FCE ENERO	0.98	0.87	0.91	1.08	1.11	1.64	0.905

Valores adoptados: vehículos ligeros 0.966, vehículos pesados 0.932 del año 2005

CÁLCULOS Y RESULTADOS

En el cuadro siguiente se aprecian los IMDA por tipo de vehículo.

IMDA AÑO BASE (2005) POR TIPO DE VEHICULO

VEHICULO	COCACHACRA - MATUCANA
AUTOS	607
PICK UP	298
CAMIONTAS RURALES.	125
MICROS	125
BUS 2 EJES	272
BUS 3 EJES	122
CAMION 2 EJES CHICO	489
CAMION 2 EJES GRANDE	385

VEHICULO	COCACHACRA - MATUCANA
CAMION 3 EJES	337
CAMION 4 EJES	28
2S2	39
2S3	121
3S2	69
3S3	252
2T2	4
2T3	0
3T2	25
3T3	26
I.M.D.A.	3324

1.3.4 PROYECCIÓN DE TRÁNSITO

El tráfico futuro generalmente está compuesto por el tráfico normal existente, con un crecimiento vegetativo, además del tráfico derivado o desviado que puede ser atraído hacia o desde otra carretera y el tráfico inducido o generado.

TRÁFICO NORMAL

Este tipo de tráfico que esta utilizando actualmente la carretera en estudio y que ha tenido y tendrá un crecimiento vegetativo independientemente de las mejoras que se puedan efectuar.

Se ha analizado las variaciones de tráfico entre los años 1993 y 2000 encontrando que el volumen de vehículos ligeros ha crecido en 7.68%, el volumen de vehículos pesados en 9.61% y el IMDA en 8.91%.. Para el cálculo de estas tasas de crecimiento no se ha considerado el año de 1992 por haber estado ubicada la estación de control en el puente Ricardo Palma.

Por otro lado, se ha calculado las tasas de crecimiento del tráfico sobre la base de las variables socio económicas PBI, población y PBI per capita de los departamentos de Huancavelica, Lima,

Junín, Pasco, Huanuco, Ucayali los cuales se han seleccionado basándose en los resultados de las encuestas de origen y destino.

TRÁFICO NORMAL PROYECTADO

Aplicando las formulas se ha determinado las siguientes tasas de crecimiento promedio anual.

TRÁFICO INDUCIDO O GENERADO

Este tipo de tráfico es el que se presentara como consecuencia de rehabilitación en la superficie de rodadura. Se le denomina inducido porque es un tráfico que no existiría si no se efectúa las mejoras de la carretera.

Las mejoras a realizar en la carretera Puente Ricardo Palma - Oroya, disminuirán los costos de operación de los vehículos, sin embargo no influyen en el volumen del tráfico existente.

TABLAS y RESULTADOS

En el cuadro siguiente se presentan las tasas de crecimiento para los periodos 2007-2026.

TASAS DE CRECIMIENTO PERIODO 2007-2026

TASAS	PERIODO	Veh. Lig	Bus	Camiones
DE	2007-16	5.8%	5.1 %	6.1 %
CRECIMIENTO	2017-26	3.6%	3.1 %	3.9%

TRÁFICO PROYECTADO
TRAMO COCACHACRA – MATUCANA

	2006	2007	2008	2009	2017	2018	2025
	AÑO BASE	CONSTRUCC.	AÑO1 DE OPERACION	AÑO2	AÑO10	AÑO11	AÑO20
TRAFICO NORMAL							
AUTOS	599	634	670	709	1114	1154	1586
PICKUP	302	320	338	358	581	582	800
C.R.	127	134	142	150	236	245	336
MICROS	126	133	141	149	234	243	334
BUS 2 EJES	278	292	307	323	480	495	652
BUS 3 EJES	119	125	131	138	206	212	279
CAMION 2 EJES	868	921	977	1037	1665	1730	2441
CAMION 3 EJES	339	360	382	405	650	676	953
CAMIONES 4 EJES	30	32	34	36	58	60	84
ARTICULADOS	534	567	601	638	1024	1064	1502
TOTAL	3322	3517	3724	3943	6229	6460	8967
TRAFICO DERIVADO							
AUTOS				24	37	38	53
PICKUP				34	53	55	75
C.R.							
MICROS							
BUS 2 EJES				76	113	117	154
BUS 3 EJES							
CAMION 2 EJES				82	132	137	193
CAMION 3 EJES				79	127	131	186
CAMIONES 4 EJES							
ARTICULADOS				59	94	98	138
TOTAL				353	556	576	798
TRAFICO TOTAL SIN PROYECTO							
AUTOS	599	634	670	709	1114	1154	1586
PICKUP	302	320	338	358	581	582	800
C.R.	127	134	142	150	236	245	336
MICROS	126	133	141	149	234	243	334
BUS 2 EJES	278	292	307	323	480	495	652
BUS 3 EJES	119	125	131	138	206	212	279
CAMION 2 EJES	868	921	977	1037	1665	1730	2441
CAMION 3 EJES	339	360	382	405	650	676	953
CAMIONES 4 EJES	30	32	34	36	58	60	84
ARTICULADOS	534	567	601	638	1024	1064	1502
TOTAL	3322	3517	3724	3943	6229	6460	8967
TRAFICO TOTAL CON PROYECTO							
AUTOS	599	634	670	686	1077	1116	1534
PICKUP	302	320	338	324	509	527	725
C.R.	127	134	142	150	236	245	336
MICROS	126	133	141	149	234	243	334
BUS 2 EJES	278	292	307	247	367	378	498
BUS 3 EJES	119	125	131	138	206	212	279
CAMION 2 EJES	868	921	977	955	1533	1593	2247
CAMION 3 EJES	339	360	382	326	524	544	768
CAMIONES 4 EJES	30	32	34	36	58	60	84
ARTICULADOS	534	567	601	579	930	967	1364
TOTAL	3322	3517	3724	3590	5673	5884	8169

1.3.5 CARGAS POR EJE

Con el objetivo de calcular el efecto destructivo de las cargas transmitidas al pavimento por los vehículos pesados que circulan por la carretera en estudio, se llevó a cabo un censo de cargas de pesos por eje. El censo se llevó a cabo cerca de la Unidad de Peaje de Corcona durante 24 horas repartidas entre los días 4 y 5 de Mayo, el día 4 en la dirección Pte. Ricardo Palma-Oroya y el día 5 en la dirección Oroya-Pte. Ricardo Palma. Se utilizó una balanza portátil marca INTERCOM PT 300.

FACTORES DESTRUCTIVOS DEL PAVIMENTO

Los factores destructivos del pavimento o ejes equivalentes a 8.2 toneladas se han determinado para un número estructural SN de 4 y una serviciabilidad final de 2.5.

Los factores de corrección utilizados corresponden al nomograma de la Guía AASHTO.

1.3.6 EJES EQUIVALENTES ACUMULADOS (A 8.2 TONELADAS).

Con los factores destructivos del pavimento corregidos por presión de inflado de llantas, el IMDA y las tasas de crecimiento del tráfico se ha calculado la cantidad acumulada de ejes equivalentes a 8.2 toneladas.

El cálculo se ha efectuado para dos periodos. El primer periodo comprende el año de puesta en marcha del proyecto (2006) hasta el año 10 de vida útil (2015), el segundo periodo abarca del año 11 (2016) al año 20 (2025). En los Cuadros siguientes se presenta un resumen de los Ejes Equivalentes acumulados a 8.2 toneladas.

**EJES EQUIVALENTES ACUMULADOS
EALS SIN PROYECTO**

DIRECCION	COCACHACRA-MATUCANA	MATUCANA-COCACHACRA
2007-2018	6.9 x 10 ⁶	12.4 x 10 ⁶
2017-2026	10.8x 10 ⁶	19.5x10 ⁶
2007-2026	17.7 x 10 ⁶	31.9 x 10 ⁶

**EJES EQUIVALENTES ACUMULADOS
EAL CON PROYECTO**

DIRECCION	COCACHACRA-MATUCANA	MATUCANA-COCACHACRA
2007-2018	6.0 x 10 ⁶	10.9 x 10 ⁶
2017-2026	9.3 x 10 ⁶	17.1x10 ⁶
2007-2026	15.3 x 10 ⁶	28.1 x 10 ⁶

1.4 DISEÑO GEOMETRICO

El proyecto para mejorar el flujo vehicular en la Carretera Cocachacra – Matucana consiste en la construcción de un Carril de Ascenso, el cual se inicia en el Km. 67+150 y se desarrolla a lo largo de la margen derecha de la vía existente, hasta el Km. 67+630.

1.4.1 TRAZO Y DISEÑO

Para el diseño geométrico se utilizó el Manual de Diseño Geométrico de Carretas DG-2,001.

Como longitudes para la variación gradual del ancho de la calzada, al ingreso y a la salida del Carril de Ascenso, llamadas cuña de ingreso y cuña de salida, respectivamente, se tomaron las mínimas establecidas en el manual, las cuales son:

Longitud cuña de ingreso . 70.00 m.
Longitud cuña de salida : 100.00 m.

Luego de ubicar dentro de la zona de estudio el tramo recto más largo del que se disponía, el cual además tenía una plataforma disponible para el carril, se ubicaron las cuñas de ingreso y de salida en los extremos, teniendo como resultado:

Longitud de carril de ancho 3.60 m. 310.00 m.

La cual es mayor que la longitud mínima requerida según el manual, que es de 250.00 m.

1.4.2 PERFIL LONGITUDINAL

El carril de ascenso se inicia con una inclinación de 6.54% la cual viene desde antes, teniendo una longitud de 673.00 m., de los cuales 150.00 m. corresponden al carril. A continuación se tiene una curva vertical de 190.00 m. de longitud, para luego continuar con un tramo con pendiente 3.68%, hasta terminar el carril.

1.4.3 SECCIONES TRANSVERSALES

El ancho considerado para el Carril de Ascenso es de 3.60 m., al igual que el ancho de cada carril de la vía existente, ya que los vehículos que se desplazaran por este nuevo carril son los vehículos pesados.

Para el ingreso y la salida del carril se hace un cambio gradual del ancho de la sección existente, mediante unas cuñas de ingreso y de salida, las cuales van variando según una parábola cúbica, pasando a una recta y luego a una parábola de cuarto grado.

La variación en los anchos de la vía se da en los siguientes cuadros:

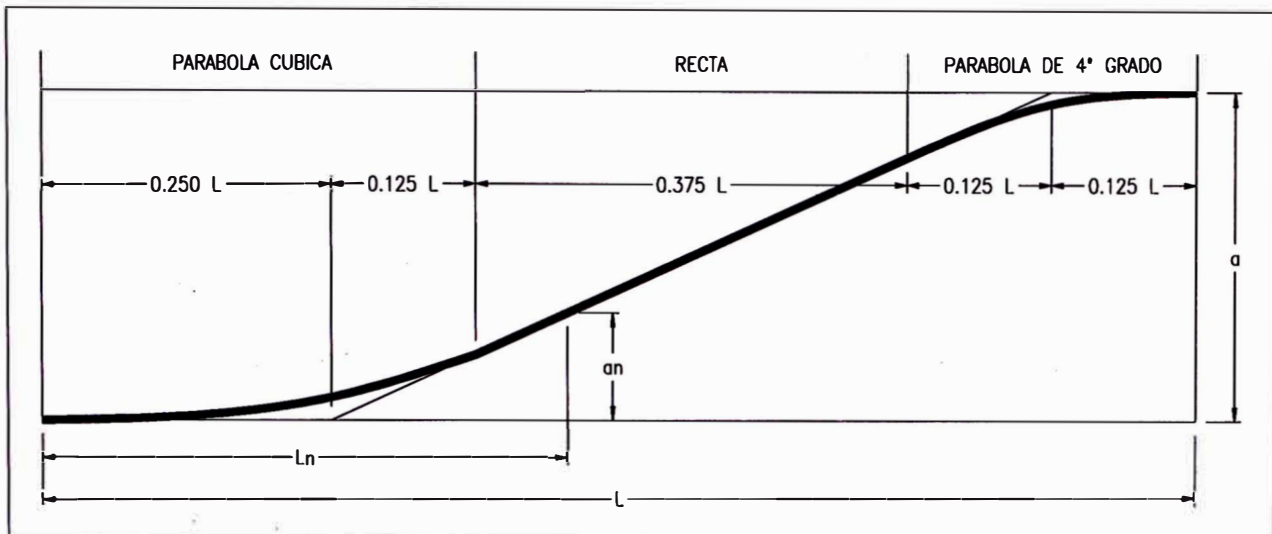
DESARROLLO DE LA CUÑA DE INGRESO

Ln	an
0.0000	0.0000
3.5000	0.0020
7.0000	0.0140
10.5000	0.0470
14.0000	0.1080
17.5000	0.2230
21.0000	0.3670
24.5000	0.5830
26.2500	0.7200
28.0000	0.8640
31.5000	1.1520
35.0000	1.4400
38.5000	1.7280
42.0000	2.0160
45.5000	2.3040
49.0000	2.5920
52.5000	2.8800
56.0000	3.1390
59.5000	3.3410
63.0000	3.4850
66.5000	3.5710
70.0000	3.6000

DESARROLLO DE LA CUÑA DE SALIDA

Ln	an
0.0000	0.0000
5.0000	0.0020
10.0000	0.0140
15.0000	0.0470
20.0000	0.1080
25.0000	0.2230
30.0000	0.3670
35.0000	0.5830
37.5000	0.7200
40.0000	0.8640
45.0000	1.1520
50.0000	1.4400
55.0000	1.7280
60.0000	2.0160
65.0000	2.3040
70.0000	2.5920
75.0000	2.8800
80.0000	3.1390
85.0000	3.3410
90.0000	3.4850
95.0000	3.5710
100.0000	3.6000

Donde "Ln" y "an" se observan en el siguiente esquema:

ESQUEMA N° 1**1.5 ESTUDIO DE GEOLOGÍA Y GEOTECNIA****1.5.1 ESTUDIO DE GEOLOGÍA**

El Tramo de la carretera en estudio se encuentra comprendido entre la localidad de Surco (Km 67+000) y un punto cercano a la localidad de Matucana (Km70+000), en el valle del río Rímac.

A continuación se resumen los aspectos más importantes tomados de las observaciones a lo largo de la carretera, considerando los aspectos geomorfológicos, estratigráficos, estructurales y de geodinámica externa, relacionados directamente con su emplazamiento a lo largo de la margen izquierda del río Rímac y graficados en el Anexo C.1 Mapeo Geológico.

Entre los Km. 67+000-68+220, atravesando la margen derecha el río Rímac, por el puente Surco, se encuentran distribuidos afloramientos de rocas graníticas (10 a 40 m de altura); las fracturas semi-verticales y de leve inclinación, son predominantes, dando origen al desprendimiento de bloques. En los taludes

abruptos con mas de 70° de inclinación, se manifiestan fenómenos de caída de rocas. Comúnmente el deposito coluvial descansa sobre las rocas graníticas que tiende a manifestar flujo a lo largo de las quebradas laterales y por surcos.

En la sección del Km 68+220 - 68+400, se halla un talud del deposito coluvio-aluvial cuya altura es relativamente baja (13 m), con inclinación de 70°. Este deposito esta disectado por cárcavas y surcos. Este afloramiento no causa mayor problema geodinámico.

Siguiendo el recorrido, entre el Km. 68+400 - 69+000, la carretera se extiende por un corte de 15 m de altura constituido por rocas graníticas; la inclinación del talud varia entre 50° y 70°, con fracturas medianamente desarrolladas. Este corte, en general se presente estable.

En la sección correspondiente a los Km 69+000 - Km 70+000, se encuentra un talud de litología coluvio-aluvial, que descansa sobre un afloramiento de rocas graníticas; este talud varía entre 10 y 25 m de altura y presenta fuerte inclinación (60-70°), y se encuentra estable por la cohesión de los materiales, el detalle de la información se muestra en el Anexo C.2 Registro Fotográfico Geológico.

1.5.2 ESTUDIO DE GEOTECNIA

CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO

La estructura del pavimento está conformada básicamente por carpeta y base, habiéndose detectado capa de sub-base en la calicata Km. 68+400; la carpeta presenta espesores relativamente considerables de 10 y 15 cm.

La base granular está formada principalmente por:

BASE GRANULAR

De (Km.)	A (Km.)	Características
67+000	68+500	Gravas limosas y arcillosas mal graduada.
68+500	70+000	Grava limosa bien graduada, (GW-GM).

SUBRASANTE

De (Km.)	A (Km.)	Características
67+000	68+000	Grava limosa bien graduada, (GW-GM).
68+000	70+000	Gravas y arenas arcillosas, (GC y SC).

CANTERAS Y FUENTES DE AGUA

CANTERA SAN JUAN

Ubicación:

Se ubica a la derecha de la progresiva 69+860 de la carretera Central.

Accesibilidad:

El acceso se realiza a través de una trocha carrozable de unos 700 m de longitud.

Potencia:

La disponibilidad de materiales se calcula relacionando el volumen total disponible con su respectiva eficiencia obteniendo lo siguiente:

Grava	2520 m ³
Arena	5400 m ³
Material para chancar de 1" a 10"	17064 m ³

FUENTES DE AGUA

Km 66+000: Agua de la quebrada Surco al lado derecho.

Km 71+500: Agua de la quebrada Collana al lado izquierdo.

La ubicación y características de Canteras y Fuentes de Agua del Tramo se muestran en el Anexo C.3 Gráfico ubicación de Canteras y Fuentes de Agua.

1.5.3 DISEÑO DE PAVIMENTO

La estructura del pavimento nuevo, mantiene las características del existente, es decir, conserva la carpeta asfáltica y una capa de base granular cuyas características se describen a continuación:

DISEÑO DE PAVIMENTO

ESTRUCTURA	ESTRUCTURA		SN (real)
	Carpeta Asfáltica (cm)	Base Granular (cm)	
km 67+150 – km 67+630	15,00	32,00	4.28

1.6 ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRAULICO

1.6.1 ESTUDIO HIDROLÓGICO

El Estudio Hidrológico consistió fundamentalmente en la estimación de las descargas de los cursos de agua que atraviesan la carretera, a partir de un análisis de frecuencias de las precipitaciones máximas en 24 horas registradas en las estaciones meteorológicas especialmente seleccionadas; el procedimiento seguido en el estudio fue el siguiente:

- Selección de las estaciones pluviométricas
- Recopilación de la información cartográfica, pluviométrica y datos Hidro-Meteorológicos de la zona.
- Análisis estadístico de la información
- Determinación de las precipitaciones máximas en 24 horas para diferentes períodos de retorno.
- Trazo de mapas de Isoyetas
- Cálculo de las descargas máximas.

1.6.1.1 ANALISIS DE SUBCUENCAS

Se realizará el análisis de las cuencas Yamajune y Collana, asimismo, se calculará los caudales de cada una de las quebradas existentes en el tramo del Km. 67 al Km. 70, considerando desde las pequeñas hasta las mas significativas, para un tiempo de retorno de 20 años.

1.6.1.2 CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS

En el Tramo Cocachacra - Matucana se presentan quebradas espaciadas entre si, cuyos cauces son rectos o ligeramente sinuosos con fuertes pendientes en la parte alta y moderada en la desembocadura, las Quebradas Yamajune y Collana no escapan de esas características.

PRINCIPALES QUEBRADAS Y CRUCES DE AGUA (KM. 67 AL 70)

Cuenca N°	Nombre	Ubicación (Km)	Incidencia		Obra de arte en cruce
			Carretera	Río	
01	NN1	67+020	IZQ	DER	Alcantarilla
02	NN2	67+324	IZQ	DER	Alcantarilla
03	NN3	67+380	IZQ	DER	Alcantarilla
04	NN4	67+528	IZQ	DER	Alcantarilla
05	NN5	67+960	IZQ	DER	Alcantarilla
06	NN6	68+340	IZQ	DER	Alcantarilla
07	NN7	68+497	IZQ	DER	Alcantarilla
08	NN8	68+710	IZQ	DER	Alcantarilla
09	NN9	68+913	IZQ	DER	Alcantarilla
10	NN10	69+100	IZQ	DER	Alcantarilla
11	NN11	69+399	IZQ	DER	Alcantarilla
12	NN12	69+520	IZQ	DER	Alcantarilla
13	Qda. Yamajune	69+700	IZQ	DER	Puente
14	Qda. Collana	71+522	IZQ	DER	Puente

1.6.1.3 ESTIMACION DE CAUDALES MAXIMOS**METODO RACIONAL**

El Método Racional, asume que el máximo porcentaje de escurrimiento de una cuenca pequeña ocurre cuando la intensidad de tal cuenca está contribuyendo al escurrimiento y que el citado porcentaje de escurrimiento es igual a un porcentaje de la intensidad de lluvia promedio, lo anterior en forma de ecuación resulta:

$$Q = 0.278 CIA$$

Donde:

Q = Caudal de diseño en m³/s

C= Coeficiente de esorrentía

I= Intensidad de la lluvia en mm/h

A= Area de la cuenca en km²

El Método Racional es utilizado generalmente en cuencas pequeñas y cuya área no sobrepasa los 10 km².

CUENCAS MENORES A 10 Km²

CÁLCULO DE CAUDALES (m³/seg)

Sub Cuenca	AREA (km²)	I (mm/hr)	Q (m³/seg)
NN1	0,118	27,14	0,41
NN2	0,046	32,91	0,19
NN3	0,256	17,94	0,59
NN4	0,197	33,23	0,84
NN5	0,060	32,60	0,25
NN6	0,662	12,68	1,07
NN7	0,172	21,68	0,48
NN8	0,347	16,46	0,73
NN9	0,024	42,50	0,13
NN10	0,054	31,19	0,22
NN11	0,057	26,05	0,19
NN12	0.030	24.09	0.09

MÉTODO SOIL CONSERVATION SERVICE (SCS)

Para la determinación del caudal máximo se usa la precipitación dada por las isoyetas, empleando el Hidrograma Unitario del Soil Conservation Service (SCS), debiendo contar previamente con la siguiente información:

- El área de la cuenca A
- Precipitación máxima en 24 horas (para distintos periodos de retorno)
- El tiempo de concentración T_c.
- El numero hidrológico o numero de Curva (CN)

CUENCAS MAYORES A 10 Km2**PARAMETROS HIDROLOGICOS**

DESCRIPCION	AREA (km2)	PERIM (km)	L (km)	Lc (km)	Cota máx. (m.s.n.m.)	Cota mín. (m.s.n.m.)	Pendiente (S)	Tc (min) (Kirpich)	Tc (min) (Culvert Practice)	Tc(min) (media geom.)
Qda. Yamajune	19,100	21,707	8,280	4,968	4700	2100	0,3140	32	55	55
Qda. Collana	28,221	26,978	12,210	7,326	4800	2200	0,2129	50	86	90

CÁLCULO DE CAUDALES (m3/seg)

DESCRIPCION	ESTRUCTURA	ti (hr)	tp(hr)	qp (m3/s/cm)	CN	P (cm)	Pe (cm)	Q(m3/s) Tr=100 años
Qda. Yamajune	PUENTE	0.77	0.86	46.37	81	4.7	1.30	60
Qda. Collana	PUENTE	1.28	1.42	41.35	81	4.8	1.36	56

1.6.2 ESTUDIO HIDRAULICO

De acuerdo a la magnitud de las cuencas hidrográficas comprometidas y la ubicación geográfica de las mismas, para la estimación de caudales máximas en estas cuencas alimentadoras de cunetas, zanjas de drenaje, sub-drenes y alcantarillas se ha aplicado el método racional, así mismo se utilizó la información del SENAMHI.

ALCANTARILLAS

Las alcantarillas existentes tienen el diámetro adecuado, pues ejercen un buen control de la escorrentía. Adicionalmente y debido a la ampliación de la sección de la vía, se ha proyectado la prolongación de 03 alcantarillas, ubicadas dentro del tramo del Carril de Ascenso, estas serán de concreto armado, con cabezales de concreto y cajuelas de recolección.

Las dimensiones de las estructuras proyectadas tienen una longitud que en promedio varía de 7.20 m (existentes), a 10.8 m, dispuestas transversalmente al Carril de Ascenso y adecuadas para realizar el mantenimiento respectivo, que permita la limpieza de sedimentos y vegetación que se depositan a lo largo de toda la estructura.

CUNETAS

Se ha proyectado la construcción de cunetas a lo largo de todo el sector del carril de ascenso, de sección triangular y dimensiones 0.50 x 1.00 m. respectivamente, de acuerdo a los análisis hidráulicos realizados, estarán revestidas de concreto cuando las pendientes sean mayores del 2% y dispuestas de forma natural cuando se encuentren en una zona rocosa.

1.7 SEÑALIZACIÓN Y SEGURIDAD VIAL

Para la señalización del Carril de Ascenso se utilizó el Manual de Dispositivos de Control del Tránsito Automotor para Calles y Carreteras del MTC.

En el manual no se encontró una señal preventiva relacionada con el Carril de Ascenso, por ello, se optó por colocar una señal informativa, 100.00 m. antes del inicio del carril, al lado derecho de la vía, con el texto:

“CARRIL DE ASCENSO A 100 M. PARA TRANS. PESADO”

Como pintura sobre el pavimento se pintará una línea continua al borde del carril, además una flecha direccional con desviación, al inicio del carril.

Por seguridad vial se colocarán postes delineadores al borde del carril, en las curvas se encuentran cada 5.00 m. y en la zona de ancho constante cada 20.00 m.

También se colocarán tachas retro-reflectantes entre la vía existente y el carril de ascenso, a lo largo de la zona de ancho constante, para delimitar el carril y ser visualizado con mayor facilidad.

1.8 EVALUACIÓN ECONÓMICA

1.8.1 IDENTIFICACIÓN DE BENEFICIOS

El primer paso en la cuantificación de los beneficios de una alternativa de inversión en vialidad interurbana, es identificar los tipos de beneficios que producirá si éste se ejecuta.

En el caso de los beneficios directos, la estimación de los mismos podrá ser hecha en cada una de las etapas de evaluación, la diferencia entre etapas provendrá solo del grado de precisión con el cual habrán sido determinados.

En el caso de los beneficios indirectos, su estimación será sólo recomendable al nivel de Factibilidad, salvo que el proyecto tenga como objetivo central la mejora de seguridad vial o reducir impactos ambientales.

1.8.2 MEDICIÓN DE BENEFICIOS DIRECTOS

BENEFICIOS SOCIALES

Los flujos vehiculares que utilizarán el proyecto corresponden a los vehículos que en la situación sin proyecto circulan por la carretera por lo que será el tránsito normal que obtendrá los beneficios.

No se incluyen los costos de ahorro por accidentabilidad, pues la vía cuenta actualmente con una buena superficie de rodamiento, la cual se mantendrá en el presente proyecto.

VALOR SOCIAL DEL TIEMPO

Se está considerando para la evaluación con proyecto la distancia que existe entre el inicio de nuestro tramo y el inicio del carril de ascenso (150 mt.) una velocidad de 20 Km/h. Para el tramo restante (2850 mt) una velocidad de 30 km/h.

Se considera además los tiempos que se requieren para transitar por una longitud de 3 km, con proyecto y sin proyecto.

1.8.3 ANÁLISIS DE COSTOS

INVERSION

El Presupuesto inicial es de \$82468.99 como Costo Directo y de \$125979.63 como Presupuesto total.

COSTO DE MOLESTIAS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN

Los costos de molestias surgen durante la realización de las obras, ya que provocan interferencias, desvíos y en algunos casos detenciones del tránsito. Para este costo se asume un monto durante la construcción de \$ 250,000.

COSTO DE MANTENIMIENTO

Se está considerando un mantenimiento periódico cada 5 años con un monto de \$ 38,000 (reapeo de carpeta asfáltica)

Se recomienda utilizar un costo por mantenimiento rutinario de \$ 3,000 anuales por kilómetro para una carretera de dos carriles basada en las restricciones presupuestarias, el monto que se reduce a \$ 2,000 para el primer año en una carretera nueva. Por tanto, el costo de mantenimiento del proyecto para el año base será de \$ 1,500 por Km. versus el costo de la situación sin proyecto de \$ 4,000 por km.

1.8.4 ANÁLISIS DE RENTABILIDAD SOCIAL

EVALUACIÓN SOCIAL

Dada una tasa social de descuento del 14% anual, en el cuadro siguiente se muestran los resultados de la evaluación económica social del cual se desprende los parámetros económicos siguientes:

ANALISIS DE RENTABILIDAD

VAN =	\$1,191,777.05
TIR =	92%
B/C =	4.07

1.9 IMPACTO AMBIENTAL

El Estudio de Impacto Ambiental de este proyecto vial, es un instrumento previo para determinar la viabilidad ambiental en el área intervenida, para lo cual se ha encaminado al cumplimiento de los objetivos básicos de este tipo de estudios, como identificar, predecir, interpretar y comunicar los impactos perjudiciales y beneficiosos que se presentan durante las etapas de construcción (Carril de ascenso) y operación del proyecto vial, de acuerdo a la normatividad ambiental nacional vigente, el cual ha sido planteado y desarrollado dentro de los lineamientos preestablecidos por la normatividad respectiva, de ello se desprende lo siguiente:

- El proyecto del carril de ascenso no interfiere con ninguna reglamentación ambiental en el área de estudio.
- El proyecto Carril de Ascenso tiene como objetivo fundamental generar un tráfico mas fluido ya que los vehículos pesados cederán el

paso a los mas ligeros y no se ocasionaran las colas en dicho tramo reducción de tiempo y consumo de combustible.

- El medio ambiente del área de influencia directa e indirecta del proyecto presenta impactos ambientales negativos, por lo que el proyecto deberá minimizar dichos impactos, en la etapa de mejoramiento maximizando los impactos ambientales positivos.
- Como el proyecto generará desecho de material de base y sub-base reemplazada se ha ubicado las áreas para botaderos en lugares donde dispondrá adecuadamente dichos excedentes, áreas que deberán ser tratadas convenientemente a fin de evitar afectar el entorno ambiental que los rodea.
- Una vez culminado la ejecución de la obra, se ha programado la ejecución de medidas de mitigación ambiental.

CAPITULO II: ESTUDIO HIDROLOGICO

2.1 GENERALIDADES

El estudio hidrológico tiene por objeto determinar las descargas en las zonas de emplazamiento de la carretera analizando para ello las características físicas e hidrológicas de las cuencas que inciden en ella, el resultado obtenido permitirá establecer las características físicas y los parámetros de diseño de las obras de arte que sean necesarias para el buen mantenimiento de la vía.

El estudio hidrológico consistió en estimar las descargas de los cursos indicados, a partir de un análisis de frecuencias de las precipitaciones máximas en 24 horas registradas en las estaciones meteorológicas especialmente seleccionadas.

El procedimiento seguido en el estudio fue el siguiente:

- Selección de las estaciones pluviométricas
- Recopilación de la información cartográfica, pluviométrica y datos Hidro-Meteorológicos de la zona.
- Análisis estadístico de la información
- Determinación de las precipitaciones máximas en 24 horas para diferentes períodos de retorno.
- Trazo de mapas de Isoyetas
- Cálculo de las descargas máximas.

2.2 DESCRIPCION GENERAL DE LA CUENCA DEL RÍO RIMAC

2.2.1 RÍO RÍMAC

La cuenca del río Rímac esta localizada entre los $11^{\circ}32'$ y $12^{\circ}15'$ de latitud sur y entre los $76^{\circ}08'$ y $77^{\circ}10'$ de longitud oeste, está ubicada en las provincias de Lima y Huarochirí del departamento

de Lima. El río Rímac está formado por dos subcuencas el río Santa Eulalia y el río San Mateo, que al unirse a la altura de la ciudad de Chosica forman el río del mismo nombre.

El área de cuenca asciende a 3583 km² de la cual el 61.7% o sea 2211 km² corresponde a la cuenca húmeda sobre los 2500 msnm. Altitudinalmente se desarrolla desde el nivel del mar hasta los 5000 msnm que corresponde a las cumbres nevadas.

El relieve es el que predomina en los ríos de la vertiente occidental, con una cuenca alargada, de fondo profundo y de fuerte pendiente. En la parte superior de la cuenca se tiene un gran número de lagunas originadas por la pendiente suave que permite el almacenamiento parcial del flujo superficial.

La subcuenca del río Rímac recibe el aporte de varias quebradas, siendo las principales río Blanco y Parac, por la margen izquierda. El Plano N° HI – 01 (Ver Planos), muestra la cuenca del río Rímac, la cuenta alta del río Mantaro y la carretera central con el sistema fluvial.

De la información revisada no se presenta uso alguno de agua subterránea, tampoco se encontró manantiales que afecten la transitabilidad del tramo en estudio.

2.2.2 TRAMO DEL ESTUDIO

La Carretera Cocachacra - Matucana, debido a las características propias de la zona es atravesada por una gran cantidad de cruces de agua destacando por su amplitud 5 grandes quebradas Qda. Esperanza, Qda. Verrugas, Qda. Huacre, Qda. Yamajune y Qda. Collana, esta ultima la de mayor amplitud, que contiene el puente del mismo nombre.

Las pequeñas quebradas y cárcavas también son características de la zona y están presentes a lo largo de todo el tramo, notando que gran parte de éstas, se encuentran activas de forma artificial debido a la fuga de agua de tuberías que trasladan el líquido de grandes alturas a lavaderos de carros que se encuentran a lo largo de toda la carretera.

2.3 CLIMATOLOGIA

2.3.1 TEMPERATURA, EVAPORACION Y HUMEDAD

Las estaciones meteorológicas utilizadas, son las que existen actualmente en el río Rímac. Los parámetros básicos medidos son temperatura, evaporación y humedad relativa. El siguiente cuadro muestra los principales parámetros de estas estaciones, a nivel de valores medios anuales:

Cuadro 01

Estaciones Meteorológicas Cuenca del Río Rímac

Estación	Altitud msnm	Latitud Sur	Longitud Oeste	T °C	E mm	HR %
Hipólito Unanue	70	12°04'	77°04'	19.1	515.7	87
Limatambo *	136	12°02'	77°01'	18.1		84
Campo de Marte *	137	12°02'	77°02'	18.6	722.4	95
A. Von Humboldt *	238	12°05'	77°00'	17.9		85
La Molina	255	12°05'	76°55'	18.3	995.0	85
Nana	566	11°59'	76°50'	18.5	920.7	85
Chosica *	851	11°55'	76°23'	19.8		71
Matucana	2350	11°50'	76°23'	15.3	1890.8	61
Milloc	4400	11°34'	76°21'	5.0		
Aeropuerto Internacional	13	12°00'	77°07'	19.2		
Chucuito	4	12°03'	77°09'	19.3		

* Estaciones clausuradas

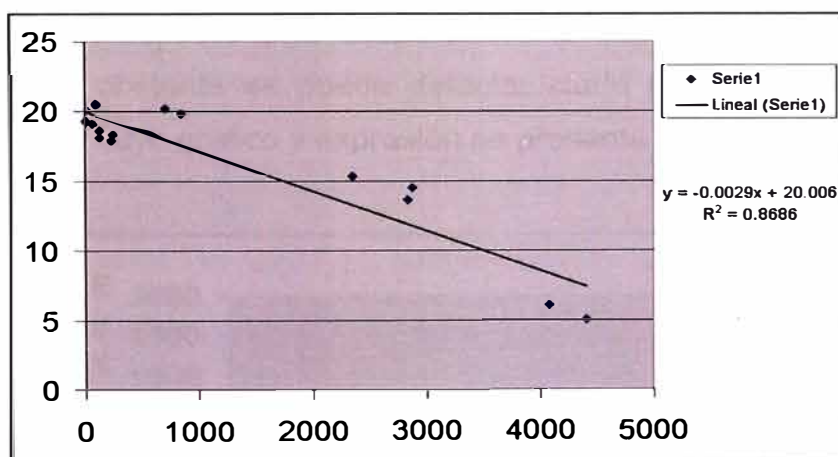
Adicionalmente se cuenta con las siguientes estaciones de cuencas vecinas de los ríos Cañete, Mantaro y Chillón.

Cuadro 02

Estaciones Meteorológicas Cuencas Vecinas

Estación	Cuenca	Altitud msnm	Latitud Sur	Longitud Oeste	T °C	E mm
Cañete	Cañete	104	13°04'	76°21'	20.5	1211.4
Pacaran	Cañete	710	12°52'	76°03'	20.2	1329.7
Yauyos	Cañete	2871	12°27'	75°55'	14.5	
Upamayo	Mantaro	4080	10°55'	76°16'	6	
Canta	Chillón	2832	11°28'	76°38'	13.6	

La relación Altitud - Temperatura media anual es buena y responde a la expresión lineal:



$$T = -0.0029H + 20.006$$

$$R^2 = 0.8686$$

Siendo:

T = Temperatura media anual, en °C.

H = Altitud, en msnm

R = Coeficiente de correlación.

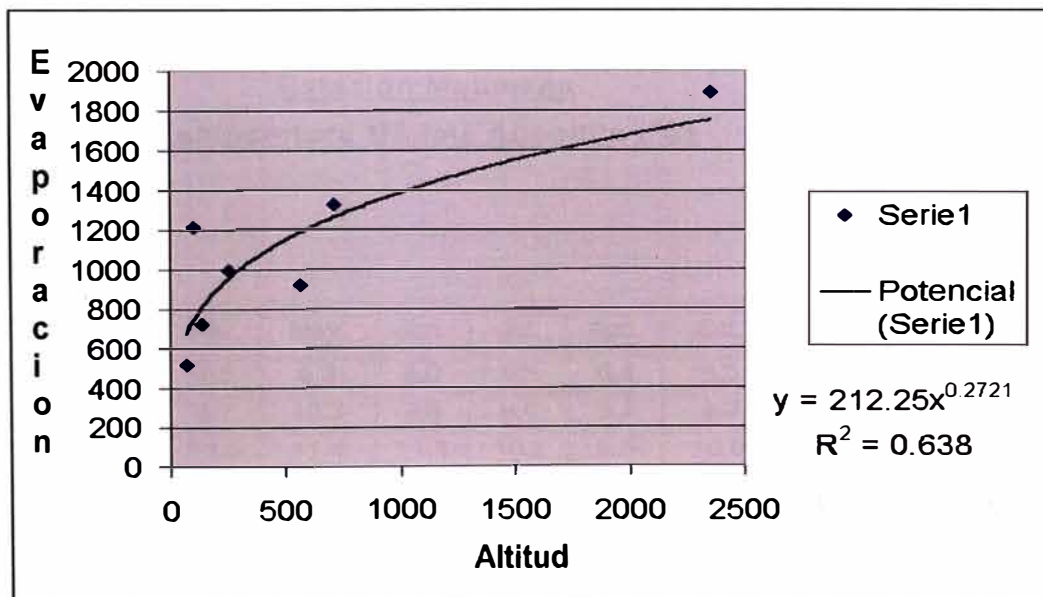
El promedio anual de temperatura de las estaciones que se ubican en el tramo en estudio es de 15°C. Esta temperatura promedio no presenta épocas diferenciadas.

De la información recopilada de la Estación Matucana de los últimos 10 años se obtiene que la temperatura máxima absoluta fue de 28° C registrada en el mes de Mayo de 1998 y la mínima

absoluta es de 3.2 °C registrada en el mes de Julio de 1999. La temperatura promedio es de 15.3 °C.

Con respecto a la evaporación, los valores estadísticos son muy irregulares estimándose una evaporación anual de 1560 mm. Esta mayor evaporación en la zona de más baja altitud se explica porque el sector altitudinal medio soporta un índice de insolación más alto, factor que esta en relación directa con la evaporación. En relación a la humedad relativa se caracteriza por tener un promedio anual inverso a la costa, es decir, mayor en verano o época lluviosa (87%) y menor durante el invierno (61%).

Respecto a la evaporación, la relación no es tan definida, no obstante se puede detectar cierta línea de tendencia potencial cuyo grafico y expresión se presenta a continuación:



$$E = 212.25 \cdot H^{0.2721}$$

$$R^2 = 0.638$$

Siendo:

E = Evaporación total anual, en mm

H = Altitud, en msnm

R = Coeficiente de correlación

CUADRO N° 03**Estación Matucana
Temperatura Máxima Absoluta (°C)**

Año	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.
1990	23.9	24.0	23.4	23.9	25.3	24.8	22.9	25.7	24.3	22.3	22.3	22.6
1991	22.8	23.5	22.1	22.3	22.9	23.0	22.8	22.8	24.3	22.4	22.9	23.2
1992	22.5	22.9	22.7	22.9	23.0	23.6	23.2	23.0	23.0	22.5	22.9	23.1
1993	21.9	22.0	22.3	21.9	22.8	23.5	23.2	23.0	23.2	22.6	22.4	21.7
1994	21.9	21.7	22.1	22.9	22.9	24.9	26.7	23.7	26.5	24.6	24.4	25.6
1995	24.0	24.3	23.8	23.9	24.8	23.6	22.8	24.0	26.4	23.4	24.2	24.6
1996	23.2	23.2	22.6	23.7	23.2	23.9	23.4	23.2	24.2	24.8	24.8	25.2
1997	22.9	24.8	24.5	23.8	23.9	24.6	25.6	26.5	25.8	25.9	24.6	25.6
1998	25.6	26.3	24.6	25.3	28.0	23.8	23.2	24.3	24.9	24.7	24.4	24.6
1999	23.8	22.0	21.7	22.5	22.7	23.9	23.4	23.9	23.8	22.9	24.9	22.8
2000	21.8	21.9	21.0									

Cuadro N° 04**Estación Matucana
Temperatura Mínima Absoluta (°C)**

Año	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.
1990	7.4	6.3	8.3	7.6	6.3	8.0	5.8	6.4	6.5	7.9	8.4	9.3
1991	9.0	9.7	10.8	9.7	10.3	9.0	8.6	9.7	9.0	9.6	10.6	10.4
1992	10.8	10.9	11.3	11.0	11.4	11.3	10.2	9.5	10.0	10.3	9.4	10.6
1993	10.5	10.4	9.5	10.8	10.2	9.7	9.8	9.8	9.4	9.8	9.8	9.6
1994	9.6	10.2	10.2	8.2	9.6	6.0	7.0	7.8	8.4	7.8	8.2	8.4
1995	10.0	8.6	8.6	7.0	5.6	6.5	6.0	7.2	8.0	8.2	9.0	7.5
1996	8.8	7.2	9.0	8.0	6.2	5.2	5.6	7.2	7.5	8.6	6.8	8.0
1997	7.4	6.6	6.8	6.2	6.4	5.2	7.2	5.4	7.0	6.6	5.2	7.2
1998	9.6	10.0	9.5	8.5	7.4	5.0	4.4	5.2	4.4	6.2	4.2	5.6
1999	4.3	5.4	5.4	4.6	3.9	3.4	3.2	3.7	4.4	4.2	4.8	5.6
2000	4.4	4.8	4.6									

2.4 ANALISIS HIDROLÓGICO

2.4.1 INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA

Se ha tomado la siguiente información cartográfica de la Carta Nacional:

CUADRO N° 05
Información Cartográfica

Denominación	Hoja	Escala	Institución
Chosica	24j	1:100,000	IGN
Matucana	24k	1:100,000	IGN

2.4.2 INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA

Los registros de precipitación requeridos para la elaboración del estudio son los de precipitación máxima en 24 horas de las estaciones consideradas en la cuenca del río Rimac, en el río Mantaro y vecinas se muestran en el cuadro N° 08.

CUADRO N° 06
Información Pluviométrica

Estación	Cuenca	Altitud msnm	Latitud	Longitud
Santa Eulalia	Rimac	1050	11°54'	76°40'
Matucana	Rimac	2378	11°50'	76°23'
Autisha	Rimac	2250	11°44'	76°37'
Carampoma	Rimac	3272	11°39'	76°31'
San Jose de Parac	Rimac	3800	11°48'	76°15'

Estación	Cuenca	Altitud msnm	Latitud	Longitud
Chalilla	Lurin	4050	11°56'	76°20'
Mina Colque	Rimac	4600	11°35'	76°29'
Milloc	Rimac	4400	11°34'	76°21'
Casapalca	Rimac	4191	11°37'	76°13'

La ubicación de las estaciones se grafican en el Plano HI - 02.

2.4.3 ANÁLISIS DE INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA

Para el cálculo de caudales se ha realizado el análisis de frecuencias de eventos hidrológicos máximos, aplicables a caudales de avenida y precipitación máxima. Al no contar con registros de aforo en el lugar de estudio, se consideró el siguiente procedimiento:

- Uso de valores de precipitaciones máximas en 24 horas
- Procesamiento de las distribuciones de frecuencia más usuales y obtención de la distribución de mejor ajuste a los registros históricos.
- Análisis estadístico de precipitaciones máximas para períodos de retorno de 20, 50, 100 años.
- Trazo de Mapas de Isoyetas

ANÁLISIS DE FRECUENCIA

Se basa en las diferentes distribuciones de frecuencia usadas en análisis de eventos hidrológicos máximos. Las distribuciones de frecuencia más usuales, en el caso de eventos máximos son:

- Distribución Normal (N)
- Distribución Gumbel (EV1)
- Distribución Log – Normal de 2 Parámetros (LN)
- Distribución Log – Pearson III (LP3)

Los parámetros de las distribuciones se calcularon por los métodos de Momentos y de Máxima Verisimilitud.

a) Distribución Normal

La distribución normal, es simétrica con respecto a la media y no ha sido muy usada en análisis de frecuencias de avenidas, puesto que la mayoría de las series de avenidas tiene un sesgo positivo. Sin embargo se ha encontrado apropiada para ciertas series de eventos de descargas y niveles de agua; la función de distribución de probabilidades está dada por:

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \int e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} dx$$

Donde:

μ : media de la muestra

σ : desviación estándar de la muestra

Considerando la variable estandarizada:

$$z = \frac{x - \mu}{\sigma}$$

$$F(z) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int e^{-\frac{z^2}{2}} dz$$

b) Distribución Gumbel (EV1)

La distribución de valores tipo 1 conocida como distribución Gumbel, es aplicada tanto a precipitaciones máximas como avenidas máximas. La función de distribución de probabilidades está dada por:

$$F(x) = \int e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} dx$$

$$\alpha = \frac{1.2825}{\sigma}$$

$$\beta = \mu - 0.45\sigma$$

c) Distribución Log Normal (LN)

Es muy usada por su consistencia y facilidad de aplicación e interpretación, la función de distribución de probabilidades está dada por:

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}x\sigma} \int e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \mu}{\sigma}\right)^2} dx$$

La variable estandarizada está dada por:

$$z = \frac{\ln x - \mu}{\sigma}$$

Donde: μ y σ , son la media y desviación estándar de los logaritmos de las precipitaciones o caudales.

d) Distribución Log Pearson III (LP3)

Es una distribución muy usada en el análisis de avenidas con buenos resultados sobre todo en Canadá y Estados Unidos de Norteamérica.

La función de distribución de probabilidades está dada por:

$$F(x) = \frac{1}{\alpha\Gamma(\beta)} \int e^{-\left(\frac{\ln x - \delta}{\alpha}\right)} \left(\frac{\ln x - \delta}{\alpha}\right)^{\beta-1} dx$$

En este caso se tienen las relaciones adicionales:

$$\mu = \alpha\beta + \delta \quad ; \quad \sigma^2 = \alpha^2 \beta \quad ; \quad \gamma = \frac{2}{\sqrt{\beta}}$$

Siendo γ el sesgo.

ANÁLISIS DE BONDAD DE AJUSTE

Para determinar cuál de las distribuciones estudiadas. se adaptan mejor a la información histórica, se tienen diferentes métodos:

- a) Análisis gráfico
- b) Método del error cuadrático mínimo
- c) Test de Kolmogorov - Smirnov
- d) Test de Chi Cuadrado

En el presente estudio, se aplicó el Test de Kolmogorov – Smirnov.

a) El análisis grafico

Este tipo de análisis visual consiste en analizar las graficas correspondientes a cada distribución analizada, si los puntos que representan valores del evento se acercan a la recta o curva de mejor ajuste, dicha distribución es buena.

b) Método del error cuadrático mínimo

El método consiste en calcular el error cuadrático:

$$C = \left[\sum_{i=1}^n (x_{e_i} - x_{o_i})^2 \right]^{1/2}$$

Donde X_{ei} es el i-esimo dato estimado y X_{oi} es el i-esimo dato calculado con la función bajo análisis. De todas las funciones estudiadas, se selecciona la que tenga menor error medio cuadrático.

c) Método de Kolmogorov - Smirnov.

El método consiste en comparar el máximo valor absoluto de las diferencias entre la función de distribución de probabilidad observada $P_o(x_m)$ y la estimada $P(x_m)$:

$$D = \max |P_o(x_m) - P(x_m)|$$

Valor que debe compararse con uno crítico determinado en la siguiente Tabla y depende del número de datos y el nivel de significancia, según el cuadro N° 7:

CUADRO N° 07

Prueba de Kolmogorov – Smirnov

Tamaño de la Muestra	a=0.10	a=0.05	a=0.01
5	0.51	0.56	0.67
10	0.37	0.41	0.49
15	0.30	0.34	0.40
20	0.26	0.29	0.35
25	0.24	0.26	0.32
30	0.22	0.24	0.29
40	0.19	0.21	0.25
N grande	1.22'ln	1.36'ln	1.63'ln

d) Prueba Chi Cuadrado χ^2

Su aplicación requiere en primer lugar agrupar los valores caudales o precipitación en intervalos de clase, para lo cual se debe calcular el número de intervalos usando la expresión dada por Yevjevich:

$$IC = 1 + 1.33Ln(N)$$

Donde:

IC es el número de intervalos de clase y N el número total de datos; luego, calcular la probabilidad esperada (P_i):

$$P_i = \frac{1}{IC}$$

La frecuencia esperada es (Np_i):

$$Np_i = N\left(\frac{1}{IC}\right)$$

La probabilidad esperada (P_i) es:

$$P_i = \frac{1}{m}$$

La frecuencia esperada es (Np_i):

$$Np_i = n\left(\frac{1}{m}\right)$$

Identificar \hat{X} (descarga ajustada) de las celdas

$$\int_{-\infty}^{\hat{x}} f(x)dx = P_i$$

ó usando el factor de frecuencia:

$$\hat{X} = x + \bar{K}\sigma_x$$

Cálculo de la frecuencia observada (N_i).

La frecuencia observada es el número de datos que está comprendido entre dos valores X .

Cálculo de Chi-Cuadrado calculado:

$$\chi_c^2 = \sum_{i=1}^n \frac{(N_i - NP_i)^2}{NP_i}$$

Cálculo de Chi-Cuadrado tabular (χ^2_T): Con grados de libertad $v = IC - 3$ y $\alpha = 0.05$, en las tablas estadísticas, se obtiene el valor de χ^2_T .

Criterio de Aceptación del Ajuste:

- Si $\chi^2_T \leq \chi^2_{0.05}$, se afirma que el modelo probabilístico se ajusta a los datos observados
- Si $\chi^2_T > \chi^2_{0.05}$, se afirma que el modelo probabilístico no se ajusta a los datos observados.

PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS

Como se puede mostrar en el cuadro N° 08, mostrado en la página siguiente, existen 4 estaciones con periodo de registro largo y el resto con registros mas cortos, el análisis de consistencia se centra en las estaciones de largo periodo: Matucana, Carampoma, Casapalca y Milloc.

CUADRO N° 08**Datos Pluviométricos de Precipitación Máxima en 24 Horas (mm) (*)**

Año	Matucana	Carampoma	Autisha	Casapalca	San José de Parac	Mina Colque	Marcapomacocha	Challilla	Milloc
1964	15.9								
1965	14.9	19.5					23.4		25.0
1966	17.1	10.6		35.2	12.5		30.5		23.0
1967	16.7	22.2		29.2	24.0		28.0		36.0
1968	12.8	15.5		19.2	10.0	13.6			26.0
1969	12.0	21.3		26.7	17.0	21.6	17.8	20.4	30.0
1970	31.7	30.2		46.1		24.9	26.2	24.1	17.5
1971	23.3	30.4				32.5	33.1	22.6	18.0
1972	18.1	27.5		23.0		13.8	20.2	39.1	21.0
1973	25.2	32.6		20.1			25.6	50.2	27.0
1974	11.9	28.2		20.1			22.6	23.3	26.7
1975	10.8	17.0		18.7		18.4	33.8	25.3	30.0
1976	15.8	24.5		24.1		14.4	27.2	37.8	21.8
1977	35.2	23.8		31.1		12.0	40.5	25.5	22.0
1978	7.8	14.8		17.8		16.0	35.0	31.3	22.4
1979	12.3	20.3		24.4		18.2	27.8	31.6	24.6
1980	8.8	20.6	7.5	18.8	17.4	17.4	28.8	11.3	23.0
1981	12.5	30.3	13.7	25.4	42.0	18.2	24.8	29.4	22.4
1982	9.5	15.5	11.2	35.6	28.5	16.4	45.6	38.6	24.6
1983	25.0	26.2		16.8	27.7	16.4	27.0	7.9	31.2
1984	21.5	20.8	14.0	23.6	29.1	18.4	24.4		23.4
1985	19.8	21.4	6.4	44.5	24.3	18.6	21.2		20.8
1986	27.2	33.3	4.3	38.1	21.8	12.8	19.6		22.8
1987	20.9	22.7	11.6	17.8		9.6	43.2		14.8
1988	13.2	31.5	9.8	28.2		13.8	23.2		32.4
1989	10.7	19.6	20.3	16.8		13.5	20.8		33.1
1990	20.6	25.6	14.7	22.4	14.6	10.7	29.2		46.2
1991	17.6	23.3	29.7	47.0	18.2	9.6			24.1
1992	30.5	19.2	6.3	19.8	12.4	7.1			44.4
1993	30.3	22.4	23.3	33.9	19.7	13.0			37.6
1994	15.5	17.9	11.2	40.3	25.4				49.2
1995	22.3	15.1	9.3	36.8	28.8				41.5
1996	13.6	17.2	18.4	20.2	17.8				54.4
1997	9.5	15.7		15.7	18.1				18.3
1998	21.9	24.1			18.8				27.5
1999					28.4				

(*) Información disponible de la cuenca Río Rímac

El método utilizado para este análisis es el Método de Kolmogorov – Smirnov, por considerarlo práctico y completo, las hojas de cálculo utilizadas para este análisis se muestran en el Anexo A.2 Hojas de cálculo Kolmogorov-Smirnov; a continuación se presenta un cuadro resumen con los resultados obtenidos.

CUADRO N° 9

Resultados del análisis de Bondad de Ajuste.

Estación	1ra. Distribución	2do. Distribución
Matucana	GUMBEL	LP3
Carampoma	LP3	LN
Casapalca	LP3	LN
Milloc	LP3	GUMBEL

Observándose que la distribución LP3 es la que obtiene mayor consistencia tanto en la primera como en la segunda distribución realizada, se opta por LP3 por considerarla más precisa.

Los valores para diferentes Periodos de Retorno en las estaciones de la cuenca del río Rimac son las mostradas en el cuadro N° 10 siguiente:

CUADRO N° 10**Precipitaciones (mm) para distintos Periodos de Retorno****Distribución Log Pearson III**

P.Retorno	Autisha	Caram poma	Casapalca	Chalilla	Marcapo macocha	Matucana	Milloc	Mina Colque	San Jose de Parac
1,005	3,7	11,3	13,5	6,5	17,2	7,1	15,3	7,4	9,4
1,05	5,1	13,8	15,7	10,8	19,1	9,0	17,3	9,0	11,7
1,25	7,7	17,5	19,3	18,2	22,1	12,1	20,7	11,5	15,5
2	11,8	22,0	25,0	28,0	26,6	16,7	26,2	15,1	20,7
5	18,1	27,2	33,5	38,0	33,1	23,4	34,6	19,8	27,6
10	22,6	30,1	39,5	42,7	37,5	27,8	40,7	22,9	31,9
20	27,0	32,5	45,6	46,0	41,8	32,2	46,9	25,7	35,8
50	33,0	35,4	54,0	49,2	47,6	37,9	55,6	29,4	40,6
100	37,6	37,3	60,8	50,9	52,1	42,2	62,6	32,1	44,2
200	42,4	39,0	67,9	52,2	56,8	44,8	70,2	34,8	47,6
500	48,9	41,1	77,9	53,4	63,3	52,7	81,1	38,3	52,1
1000	54,0	42,6	86,1	54,1	68,5	57,3	90,0	41,0	55,4
2000	59,3	44,1	94,8	54,6	73,9	62,1	99,6	43,7	58,7
5000	66,6	45,8	107,1	55,0	81,4	68,7	113,6	47,4	63,0
10000	72,4	47,1	117,3	55,2	87,5	73,8	125,1	50,2	66,3

En el cuadro anterior se tienen los resultados en base a los periodos históricos; como estos no son uniformes, es importante realizar un reajuste o corrección por Periodo de Registro.

De acuerdo al Geological Survey, el proceso de compensación o reajuste o corrección será de la forma siguiente: tomando una estación de Periodo de Registro largo, se le limita a los años de una estación corta y se halla la distribución probabilística en ambas, que están en iguales condiciones de años de registro, sus resultados se correlacionan obteniendo una ecuación. Para los mismos periodos de retorno, se consideran los resultados obtenidos en la estación larga, con todo su periodo y, estos valores ingresan como datos en la ecuación anteriormente hallada, obteniendo los valores compensados en la estación corta.

GRAFICO N° 1
Ajuste con Estación Matucana

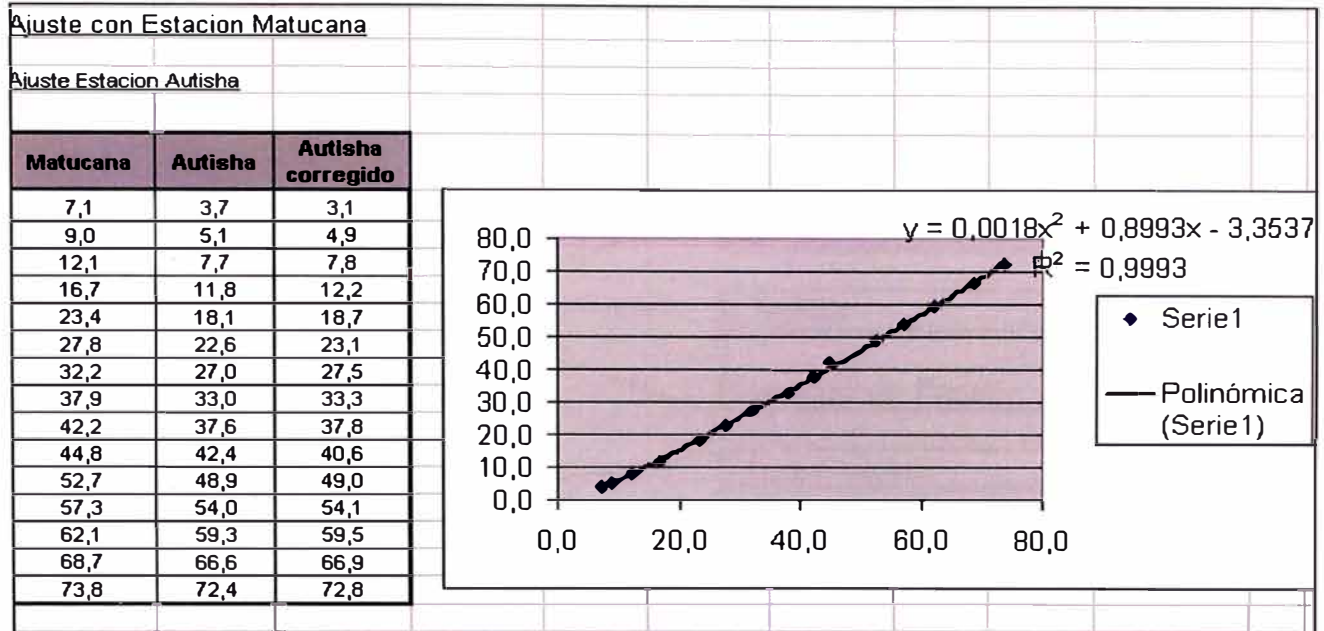
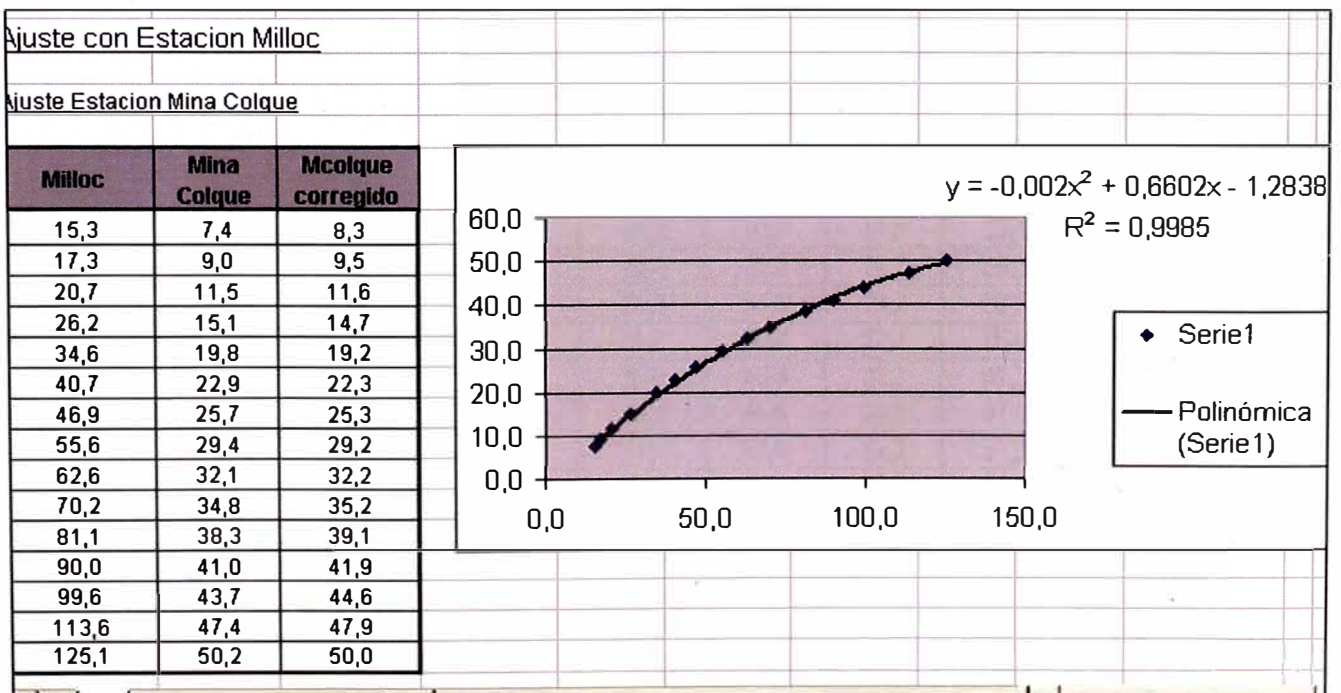
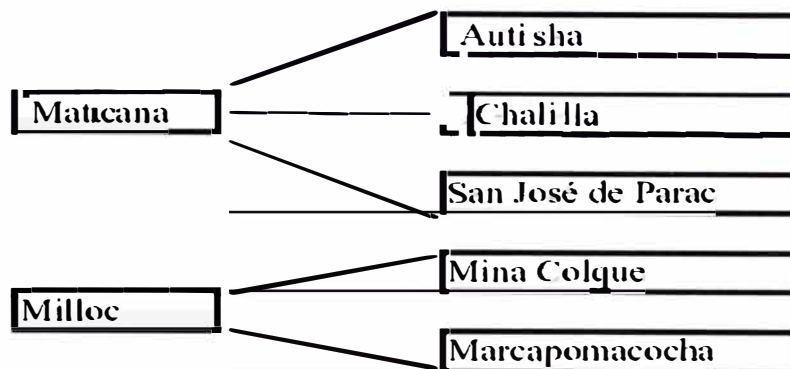


GRAFICO N° 2
Ajuste con Estación Milloc



Para este proceso se ha considerado como estaciones base la de Matucana y Milloc. La primera para compensar las estaciones de Autisha, Chalilla y San José de Parac. La segunda para las estaciones de Mina Colque y Marcapomacocha.



Los valores compensados en las estaciones cortas son las mostradas en la Tabla Precipitaciones Máximas Compensadas.

CUADRO N° 11

Precipitaciones Máximas Compensadas (mm)

P.Retorno	Matucana	Autisha	Chalilla	San Jose de Parac	Milloc	Mina Colque	Marcapo macocha	Caram poma	Casapalca
1,005	7,1	3,1	6,5	9,7	15,3	8,3	17,8	11,3	13,5
1,05	9,0	4,9	11,2	11,9	17,3	9,5	19,4	13,8	15,7
1,25	12,1	7,8	18,3	15,4	20,7	11,6	22,1	17,5	19,3
2	16,7	12,2	27,4	20,4	26,2	14,7	26,3	22,0	25,0
5	23,4	18,7	37,2	27,3	34,6	19,2	32,5	27,2	33,5
10	27,8	23,1	42,1	31,7	40,7	22,3	36,9	30,1	39,5
20	32,2	27,5	45,6	35,8	46,9	25,3	41,3	32,5	45,6
50	37,9	33,3	48,7	40,9	55,6	29,2	47,3	35,4	54,0
100	42,2	37,8	50,1	44,6	62,6	32,2	51,9	37,3	60,8
200	44,8	40,6	50,6	46,7	70,2	35,2	56,8	39,0	67,9
500	52,7	49,0	50,9	52,7	81,1	39,1	63,4	41,1	77,9
1000	57,3	54,1	50,5	56,0	90,0	41,9	68,6	42,6	86,1
2000	62,1	59,5	49,9	59,2	99,6	44,6	73,9	44,1	94,8
5000	68,7	66,9	49,1	63,2	113,6	47,9	81,1	45,8	107,1
10000	73,8	72,8	48,8	66,0	125,1	50,0	86,6	47,1	117,3

Los valores para periodos de diseño 20, 50 y 100 años se han afectado por un factor de corrección pluviométrico ($FCP=1.13$) que toma en cuenta el número de lecturas en el pluviómetro/día, que se asume por seguridad en 1 vez/día. Los resultados Finales se dan en la Tabla Precipitaciones (mm.) para diferentes periodos de retorno.

CUADRO N° 12

Precipitaciones Máximas 24 h para Diferentes Periodos de Retorno (mm)

Estación	P20 (años)	P50 (años)	P100 (años)
Matucana	36,4	42,8	47,7
Milloc	53,0	62,8	70,8
Casapalca	51,6	61,1	68,7
Carampoma	36,8	39,9	42,1
Chalilla	51,6	55,1	56,6
Marcapomacocha	46,7	53,4	58,7
Mina Colque	28,6	33,0	36,4
San Jose de Parac	40,5	46,2	50,4
Autisha	31,0	37,6	42,8

Trazado de Isoyetas

El trazado de isoyetas se ha efectuado siguiendo la metodología siguiente:

- En el plano HI-02 (ver Anexo A.3 Ubicación de Estaciones), donde se ubican las estaciones pluviométricas, con sus respectivos valores de precipitación (precipitación máxima en 24 hrs, para un periodo de retorno dado), se realiza una interpolación lineal determinándose así los puntos de precipitación entera (50 mm, 60 mm, etc.). Uniendo estos puntos se tiene el trazo inicial de isoyetas.

- Por la naturaleza de la interpolación (proceso geométrico) se hace necesario realizar una corrección teniendo en cuenta aspectos cualitativos como temperatura y tendencia de la velocidad del viento. Otra fuente cualitativa muy usada en el país lo constituye la Carta Nacional del IGN a escala 1:100,000 publicada en colores. En ella se puede distinguir las áreas con vegetación, las áridas y hasta con nevados; información que permite aumentar la densidad de curvas en zonas con vegetación y bajarlas en zonas áridas, asimismo en zonas de nevados deben pasar las isoyetas de precipitación alta, el Anexo A.4, muestra los Planos de Isoyetas para periodos de retorno de 20, 50 y 100 años.

2.5 ANALISIS DE SUBCUENCAS

Se realizó el análisis de las cuencas Yamajune y Collana, asimismo, se calcularon de los caudales de cada una de las quebradas existentes en el tramo Km. 67 al Km. 70, considerando desde las mas pequeñas hasta las mas significativas, para lo cual se tendrá en cuenta el Plano HI – 03 Isoyetas para un tiempo de retorno de 20 años.

2.5.1 CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS

En el Tramo Cocachacra - Matucana se presentan quebradas espaciadas entre si, cuyos cauces son rectos o ligeramente sinuosos con fuertes pendientes en la parte alta y moderada en la desembocadura, las Quebradas Yamajune y Collana no escapan de esas características.

La ubicación e incidencia en la carretera de las quebradas mencionadas así como las obras de arte en el cruce de la vía se presentan en el siguiente cuadro:

CUADRO N° 13

Principales quebradas y cruces de agua (Km. 67 al 70)

Cuenca N°	Nombre	Ubicación (Km)	Incidencia		Obra de arte en cruce
			Carretera	Río	
01	NN1	67+020	IZQ	DER	Alcantarilla
02	NN2	67+324	IZQ	DER	Alcantarilla
03	NN3	67+380	IZQ	DER	Alcantarilla
04	NN4	67+528	IZQ	DER	Alcantarilla
05	NN5	67+960	IZQ	DER	Alcantarilla
06	NN6	68+340	IZQ	DER	Alcantarilla
07	NN7	68+497	IZQ	DER	Alcantarilla
08	NN8	68+710	IZQ	DER	Alcantarilla
09	NN9	68+913	IZQ	DER	Alcantarilla
10	NN10	69+100	IZQ	DER	Alcantarilla
11	NN11	69+399	IZQ	DER	Alcantarilla
12	NN12	69+520	IZQ	DER	Alcantarilla
13	Qda. Yamajune	69+700	IZQ	DER	Puente
14	Qda. Collana	71+522	IZQ	DER	Puente

Estas quebradas se activan durante la época de avenidas ocurriendo un gran flujo con escombros.

En la quebrada Yamajune existe el Puente Eduardo de Habich de 121 m. el cual se encuentra en buen estado.

En la quebrada Collana existe el Puente del mismo nombre de el cual se encuentra en muy buen estado.

2.5.2 PARÁMETROS FÍSICOS Y GEOMORFOLÓGICOS

La extensión de las subcuencas NN1 al NN12 se han delimitado en el Plano HI-06 (ver Anexo A.5 - Áreas de Subcuencas), siguiendo la línea de cumbres, para determinar el área drenaje se determino: la longitud del cauce principal desde sus nacientes

hasta la intersección con la vía, el perímetro de la cuenca, las altitudes máxima y mínima del cauce principal para determinar la pendiente del curso hídrico. Ver cuadro siguiente:

CUADRO N° 14

Parámetros Físicos y Geomorfológicos (Km. 67 al 70)

QUEBRADA	AREA (km ²)	PERIMETRO (km)	L (km)	Cota máx. (m.s.n.m.)	Cota mín. (m.s.n.m.)	Pendiente (S) (m/m)
NN1	0,118	1,706	0,497	2300	2050	0,5030
NN2	0,046	1,096	0,328	2250	2080	0,5183
NN3	0,256	2,722	1,300	2900	2090	0,6231
NN4	0,197	1,760	0,366	2400	2080	0,8743
NN5	0,060	1,194	0,348	2300	2090	0,6034
NN6	0,662	5,079	1,840	2300	2080	0,1196
NN7	0,172	2,338	0,840	2580	2100	0,5714
NN8	0,347	2,806	1,400	2600	2110	0,3500
NN9	0,024	0,700	0,200	2300	2100	1,0000
NN10	0,054	1,078	0,360	2250	2100	0,4167
NN11	0,057	1,521	0,500	2280	2120	0,3200
NN12	0,030	1,767	0,600	2300	2100	0,3333
Qda. Yamajune	19,100	21,707	8,280	4700	2100	0,3140
Qda. Collana	28,221	26,978	12,210	4800	2200	0,2129

2.5.3 PARAMETROS HIDROLOGICOS

TIEMPO DE CONCENTRACION

Para su determinación se utilizaron las conocidas formulas planteadas por Kirpich, Hathaway y el US Corps. Of Engineers.

a) Formula de Kirpich:

$$T_c = 0.06628 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Donde:

T_c = Tiempo de Concentración en horas
 L = Longitud del cauce principal en Km.
 S = Pendiente entre altitudes máximas y mínimas del cauce en m/m.

b) Formula de Hathaway:

$$T_c = \frac{0.606(Ln)^{0.467}}{S^{0.234}}$$

en la cual:

T_c = Tiempo de Concentración en horas
 L = Longitud del cauce principal en Km.
 n = Factor de Rugosidad
 S = Pendiente en m/m

c) Formula del US Corps of Engineers:

$$T_c = 0.3 \frac{L^{0.76}}{S^{0.19}}$$

T_c = Tiempo de Concentración en horas
 L = Longitud del cauce principal en Km.
 S = Pendiente entre altitudes máximas y mínimas del cauce en m/m.

La aplicación de las fórmulas indicadas se resume en la tabla siguiente, el factor de rugosidad considerado es 0.2.

Tipo de Suelo vs Valores de N.

Tipo de suelo	Valor de N
Liso Impermeable	0.02
Suelo desnudo y compactado	0.1
Plantaciones, zonas agrícolas	0.2
Arbustos, vegetación baja	0.4
Selva	0.6

CUADRO N° 15

Cálculo de los Tiempos de concentración (Horas)

QUEBRADA	L (km)	Pendiente (S) (m/m)	Factor de Rugosidad	Tiempo de Concentración (Horas)		
				Kirpich	Hathaway	Corps of Engineers
NN1	0,497	0,5030	0,2	0,050	0,242	0,201
NN2	0,328	0,5183	0,2	0,036	0,198	0,146
NN3	1,300	0,6231	0,2	0,097	0,361	0,401
NN4	0,366	0,8743	0,2	0,032	0,184	0,143
NN5	0,348	0,6034	0,2	0,036	0,196	0,148
NN6	1,840	0,1196	0,2	0,240	0,625	0,714
NN7	0,840	0,5714	0,2	0,072	0,300	0,292
NN8	1,400	0,3500	0,2	0,129	0,428	0,473
NN9	0,200	0,6000	0,2	0,023	0,152	0,097
NN10	0,360	0,4167	0,2	0,042	0,218	0,163
NN11	0,500	0,3200	0,2	0,060	0,270	0,220
NN12	0,600	0,3333	0,2	0,068	0,291	0,251
Qda. Yamajune	8,280	0,3140	0,2	0,527	1,006	1,864
Qda. Collana	12,210	0,2129	0,2	0,826	1,320	2,696

PRECIPITACIÓN MÁXIMA

La precipitación máxima caída sobre cada una de las subcuencas consideradas, se determinó con los planos de isoyetas trazadas para periodos de retorno de 20, 50 y 100 años.

Este procedimiento fue utilizado en las quebradas (pequeñas y grandes), existentes en el tramo (Km 67 al 70) y consistió en superponer cada uno de los el planos de las Isoyetas dependiendo el tipo de estructura que la cruza (Alcantarilla y/o Puente), correspondiéndole los planos de isoyetas para periodos de retorno de 20 y 100 años.

CUADRO N° 16**Precipitaciones Máximas calculadas (Km. 67 al 70)**

Cuenca N°	Nombre	Ubicación (Km)	Periodo de Retorno (años)	Precipitación (mm)
01	NN1	67+020	20	37.00
02	NN2	67+324	20	37.00
03	NN3	67+380	20	37.00
04	NN4	67+528	20	37.00
05	NN5	67+960	20	37.00
06	NN6	68+340	20	37.00
07	NN7	68+497	20	37.00
08	NN8	68+710	20	37.50
09	NN9	68+913	20	37.50
10	NN10	69+100	20	37.50
11	NN11	69+399	20	37.50
12	NN12	69+520	20	37.50
13	Qda. Yamajune	69+700	100	4700
14	Qda. Collana	71+522	100	48.00

2.5.4 ESTIMACION DE CAUDALES MAXIMOS

Para la estimación del caudal de diseño se utilizaron dos (02) métodos muy conocidos en el país, el Método Racional y el Hidrográma Unitario del Soil Conservation Service (SCS).

METODO RACIONAL

El concepto básico del Método Racional, asume que el máximo porcentaje de escurrimiento de una cuenca pequeña ocurre cuando la intensidad de tal cuenca está contribuyendo al escurrimiento y que el citado porcentaje de escurrimiento es igual a un porcentaje de la intensidad de lluvia promedio. Lo anterior en forma de ecuación resulta:

$$Q = 0.278 CIA$$

Donde:

Q = Caudal de diseño en m³/s

C= Coeficiente de escorrentía

I= Intensidad de la lluvia en mm/h

A= Área de la cuenca en km²

El Método Racional es utilizado generalmente en cuencas pequeñas, cuya área no sobrepasa los 10 km².

Coeficiente de Escorrentía

El coeficiente de escorrentía es la variable menos precisa en el método racional, para el caso se ha tomado el valor de C = 0.46. (Véase Tabla adjunta).

TABLA N° 2

Coeficiente de Escorrentía "C" - Método Racional (*)

Características de la superficie	Periodo de retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Áreas no desarrolladas							
Área de cultivos							
Plano 0.-2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio 2-7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
Plano 0.-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Bosques							
Plano 0.-2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio 2-7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

(*) Tomada de "Hidrología Aplicada" de Ven Te Chow

Calculo de las Intensidades Máximas

En base a los valores obtenidos de las precipitaciones se han generado las intensidades máximas mediante la expresión del Soil Conservation Service (SCS).

La intensidad de las lluvias para diferentes períodos de retorno y tiempos de concentración se calculó mediante la siguiente expresión, según el Soil Conservation Service (SCS):

$$\text{Donde: } I_{TR} = \frac{0.280049 * P_{pTR}}{T_c^{0.6}}$$

ITR: Intensidad de lluvia para un Tr, mm/hr

PpTR: Precipitación máxima 24 horas para un Tr, (mm)

Tc: Tiempo de concentración, horas.

Para el presente caso en que la geomorfología de zona predomina en taludes pronunciados y cauces con pendientes pronunciadas, el tiempo de concentración ha sido evaluado con fórmulas aplicables al predominio de flujo (ver cuadro N° 15).

CUADRO N° 17
Calculo de Intensidad (mm/hr)

N° Cuenca	Tc (horas)	Precip.(mm)	I (mm/hr)
NN1	0,20	37,00	27,14
NN2	0,15	37,00	32,91
NN3	0,40	37,00	17,94
NN4	0,14	37,00	33,23
NN5	0,15	37,00	32,60
NN6	0,71	37,00	12,68
NN7	0,29	37,00	21,68
NN8	0,47	37,50	16,46
NN9	0,10	37,50	42,50
NN10	0,16	37,50	31,19
NN11	0,22	37,50	26,05
NN12	0,25	37,50	24,09

CUADRO N° 18**Calculo de caudales máximos (m3/seg)**

Sub Cuenca	AREA (km2)	I (mm/hr)	Q (m3/seg)
NN1	0,118	27,14	0,41
NN2	0,046	32,91	0,19
NN3	0,256	17,94	0,59
NN4	0,197	33,23	0,84
NN5	0,060	32,60	0,25
NN6	0,662	12,68	1,07
NN7	0,172	21,68	0,48
NN8	0,347	16,46	0,73
NN9	0,024	42,50	0,13
NN10	0,054	31,19	0,22
NN11	0,057	26,05	0,19
NN12	0,030	24,09	0,09

Donde:

Q = Caudal Máximo periodo de retorno 20 años.

A = Área de Subcuenca.

I = Intensidad Máxima 24 horas.

MÉTODO DEL US-SOIL CONSERVATION SERVICE (SCS)

Para la determinación del caudal máximo se usa la precipitación dada por las isoyetas, empleando el Hidrográma Unitario del Soil Conservation Service (SCS), este método requiere de la siguiente información:

- El área de la cuenca A
- Precipitación máxima en 24 horas (para distintos periodos de retorno)
- El tiempo de concentración Tc.
- El numero hidrológico o numero de Curva (CN)

Numero de Curva

Para estimar el valor del Numero de Curva CN, el método a seguir es la aplicación del procedimiento del Hidrográma Unitario del SCS, para el cual se hace uso de tablas, con las que se comparan las características existentes en campo (area de influencia de la cuenca en estudio) y los valores experimentales preestablecidos en dichas tablas.

Las mencionadas tablas se muestran a continuación:

TABLA N° 3

Coeficiente Curve Number

Grupo A	Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados				
Grupo B	Suelos poco profundos depositados por el viento, limos agregados				
Grupo C	Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla.				
Grupo D	Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.				
Descripcion del uso de tierra		Grupo hidrológico del suelo			
		A	B	C	D
Tierra cultivada:	sin tratamiento de conservación	72	81	88	91
	con tratamiento de conservación	62	71	78	81
Pastizales:	condiciones pobres	68	79	86	89
	condiciones óptimas	39	61	74	80
Vegas de rios:	condiciones óptimas	30	58	71	78
Bosques:	troncos delgados, cubierta pobre sin hierva	45	66	77	83
	cubierta buena	25	55	70	77
Areas abiertas, cespéd, parques, campos de golf, etc.					
	óptimas condiciones: cubierta de pasto 75% o mas	39	61	74	80
	condiciones aceptables: cubierta de pasto del 50% al 75%	49	69	79	84
Areas comerciales de negocios (85% impermeables)		89	92	94	95
Distritos industriales (72% impermeables)		81	88	91	93

Por las áreas relativamente grandes los valores de CN calculados tienen carácter ponderado; no implica que existan subcuencas con CN mayores, porque en general serán una fuente de comparación, para el caso se considero suelo del tipo B y tierra cultivada sin tratamiento de conservación, por lo cual se opto por un CN = 81; los parámetros físicos y las descargas máximas obtenidas se muestran a continuación:

CUADRO N° 19

Calculo de Parámetros Físicos e Hidrológicos

DESCRIPCION	AREA (km ²)	PERIM (km)	L (km)	Lc (km)	Cota máx. (m.s.n.m.)	Cota mín. (m.s.n.m.)	Pendiente (S)	Tc (min) (Kirpich)	Tc (min) (Culvert Practice)	Tc(min) (media geom.)
Qda. Yamajune	19,100	21,707	8,280	4,968	4700	2100	0,3140	32	55	55
Qda. Collana	28,221	26,978	12,210	7,326	4800	2200	0,2129	50	86	90

CUADRO N° 20

Calculo de Descargas Máximas (m³/seg)

DESCRIPCION	ESTRUCTURA	tl (hr)	tp(hr)	qp (m ³ /s/cm)	CN	P (cm)	Pe (cm)	Q(m ³ /s) Tr=100 años
Qda. Yamajune	PUENTE	0.77	0.86	46.37	81	4.7	1.30	60
Qda. Collana	PUENTE	1.28	1.42	41.35	81	4.8	1.36	56

CAPITULO III: EVALUACION DE ALCANTARILLAS

3.1 ALCANTARILLAS

En el tramo comprendido por las progresivas Km. 67.00 al Km. 70.00, la carretera Cocachacra - Matucana, nos presenta alcantarillas cuyas estructuras se encuentran en buen estado, todas las encontradas se caracterizan por poseer sección rectangular, no habiéndose encontrado alcantarilla alguna del tipo TMC.

3.1.1 INVENTARIO DE ALCANTARILLAS

Se realizó una visita de campo a la zona del proyecto, la que incluyó la inspección e inventario de las 13 alcantarillas existentes en el tramo señalado anteriormente el detalle gráfico respectivo se encuentra en el Anexo B.2 Registro Fotográfico Alcantarillas y la descripción se detalla a continuación:

- Alcantarillas totalmente colmatadas en su ingreso, siendo nulo su funcionamiento.

Es el caso de las alcantarillas tipo losa del Km. 67+960 y Km 68+340, que se encuentran totalmente obstruidas, se hace necesaria la limpieza total de la estructura tanto en la entrada como en la salida. Asimismo en época de lluvia se debe poner en práctica el servicio de mantenimiento de la vía a fin de evitar desbordes de agua en las cunetas a causa de la obstrucción de alguna alcantarilla.

- Alcantarillas parcialmente obstruidas tanto en la entrada como en la salida, debido a la presencia de, piedra de mampostería, basura, botellas y vegetación.

En tales casos se han considerado la limpieza de la alcantarilla, reforzamiento y/o colocación de mampostería a fin de proteger el talud y evitar la caída de material rocoso.

CUADRO N° 21**Inventario de las Alcantarillas existentes**

Km.	Tipo	Luz (m.)	Alt. (m.)	Long (m.)	ESTADO	RECOMENDACIONES
67+020	Losa de concreto con estribos	1.50	1.10	11.00	Buen estado, ligeramente obstruida	Limpieza general, retiro de basura.
67+324	Marco	1.50	1.50	21.00	Entrada y salida en buen estado	
67+380	Losa de concreto con estribos	2.00	2.00	20.00	La salida tiene un cabezal tipo muro de protección Buen estado y limpio	
67+528	Losa de concreto con estribos y alas	2.00	2.00	13.00	Buen estado, limpio	
67+960	Marco con cabezal y alas	0.80	0.80	12.00	Salida colmatada	Limpieza general.
68+340	Losa de concreto con estribos y alas	4.20	1.00	15.00	La entrada obstruida 100% por sedimentos de quebrada grande, la salida presenta vegetación no es visible.	Limpieza general, ver estabilidad de talud
68+497	Losa de concreto con estribos y alas en entrada	4.00	2.80	16.00	Buen estado y ligeramente obstruida la entrada, la salida no se ve por la vegetación existente.	Limpiar y cortar vegetación
68+710	Losa de concreto con estribos y alas en entrada	2.50	2.00	12.00	Parcialmente obstruida a la entrada, la salida obstruida 50%	Limpiar y cortar vegetación
68+913	Marco de concreto con cabezales	1.20	1.20	13.00	Buen estado y limpio	
69+100	Marco de concreto con cabezal y alas en entrada	1.50	1.50	23.40	Buen estado, entrada obstruida parcialmente. Salida no se ve, hay desmoronamiento y lavadero de carros.	Limpiar y considerar mampostería para proteger talud.
69+399	Marco de concreto con cabezales y alas	0.90	0.70	12.00	Buen estado, obstruido parcialmente, salida con vegetación.	Limpiar, cortar arbustos.
69+520	Marco de concreto con cabezales y alas	0.90	0.80	14.00	Buen estado, obstruido parcialmente.	Limpiar.

* Información recopilada en campo, el detalle gráfico se muestra en el Anexo B.2

3.1.2 CARACTERISTICAS DE LAS ALCANTARILLAS EXISTENTES

La carretera Cocachacra – Matucana, a lo largo de los tres Kilómetros de estudio, contiene alcantarillas de sección cajón, del tipo losa y del tipo marco, ubicadas transversalmente a la carretera, su uso está concentrado generalmente para la descarga de cunetas, algunos cruces de acequia de regadío y caídas de agua con poca intensidad generadas principalmente por la fuga de agua de tuberías instaladas clandestinamente. (Ver detalles gráficos Anexo B.2).

LOSA DE CONCRETO CON ESTRIBOS

Se han detectado 6 alcantarillas con estas características, todas en buen estado, pero colmatadas en su mayoría tanto en la entrada como en la salida, presentan una pendiente de 3 % en promedio y longitudes de hasta 20 m., De las alcantarillas encontradas 2 de ellas, se caracterizan por tener la mayor de las secciones y presentar luces de 4.00 m. y 4.20 m., respectivamente, estas se encuentran ubicadas en las progresivas 68+340 y 68+497, ambas con losa reforzada y alas en la entrada. Asimismo, debemos mencionar que tanto a la entrada como a la salida de cada alcantarilla se presenta un revestimiento al talud externo, el cual consta de una cobertura de piedra emboquillada.

MARCO DE CONCRETO CON CABEZALES Y ALAS.

Existen 7 alcantarillas con secciones de menor tamaño que las anteriores, alcantarillas con una sección cajón, estas presentan características del tipo marco de concreto, algunas de las cuales presentan cabezales y alas tanto en la entrada como en la salida.

3.2 DIMENSIONAMIENTO DE ALCANTARILLAS

Realizado el inventario de las alcantarillas existentes en el tramo, se determinó el buen estado de las estructuras de evacuación tanto de salida como de entrada, en lo que respecta al dimensionamiento de las alcantarillas existentes, este fue evaluado con la ayuda del programa para dimensionamiento de alcantarillas denominado Culvert Master, teniendo en cuenta lo siguiente:

- El caudal de cada uno de los cruces de agua (12 en total), calculados en el Capítulo II.
- Las dimensiones de cada una de las alcantarillas existentes con sus respectivos buzones, tomadas en campo.
- Pendiente aproximada de las alcantarilla de 3 % en promedio (\pm 0.5%. de acuerdo a datos de campo).

El anexo B.3 Dimensionamiento Culvert Master contiene los resultados de la evaluación.

BREVE DESCRIPCION DEL PROGRAMA CULVERT MASTER

Es un programa de fácil uso y mucha ayuda para la ingeniería en lo que respecta al diseño y análisis de alcantarillas, sean estas de sección rectangular, circular ó cualquier otra sección compleja, que el diseño de la carretera y las características naturales así lo requieran.

Con este programa es posible diseñar y analizar de acuerdo a su requerimiento, varias situaciones de la alcantarilla, para distintos caudales y dimensiones, en resumen, usted puede usar Culvert Master para:

- Obtener resultados para diferentes flujos
- Dimensionar alcantarillas
- Calcular y dibujar curvas y gráficos para la evaluación de resultados.
- Diseñar y analizar secciones especiales de alcantarillas

Se muestra a continuación, la descripción de los parámetros utilizados.

Cuadro N° 22**Procedimiento para Dimensionar Alcantarillas Culver Master**

Culvert Master Input		Procedimiento de cálculo
Culvert		Datos de la alcantarilla
	Discharge	Descarga
	Maximum Allowable HW	Carga de agua máxima ingreso de alcantarilla
	Tailwater Elevation	Carga de agua máxima dentro de alcantarilla (se considero el 75 % de la de ingreso)
Section		Sección de la alcantarilla
	Shape	Tipo de sección
	Material	Material
	Size	Dimensiones
	Number	Numero de estructuras analizadas
	Mannings	Coefficiente de Manning
Inlet		Datos del Buzón (ingreso)
	Entrante	Características en la entrada (cabezal y alas)
	Ke	Coefficiente que depende de las características del cabezal y el ángulo de las alas.
Inverts		Cotas
	Invert Upstream	Cota ingreso
	Invert Downstream	Cota de salida
	Length	Longitud de la alcantarilla
	Slope	Pendiente
Headwater Elevations		Datos de Salida
	Maximum Allowable	Carga de agua máxima (dato de inicio)
	Computed Headwater	Carga máxima permitida (calculada)
	Inlet Control	Carga de agua en la entrada (calculada)
	Outlet Control	Carga de agua en la salida (calculada)
Exit Results		
	Discharge	Descarga (calculada)
	Velocity	Velocidad (calculada)
	Depth	Altura promedio de carga de agua (calculada)

3.3 RESULTADOS DE LA EVALUACION

- Se rescata de la visita de campo a lo largo del Km. 67 al Km. 70 de la carretera Cocachacra - Matucana, la existencia de 12 Alcantarillas, las cuales se encuentran en buen estado de conservación.
- Las dimensiones de las alcantarillas existentes se ajustan a los requerimientos de caudales calculados en el capítulo II, llegando a ser en algunos casos demasiado conservadores al considerarse elevados márgenes de seguridad.

CONCLUSIONES

- Las alcantarillas existentes a lo largo de los tres kilómetros que conforman el tramo en el que se desarrolla este proyecto, se encuentran en buen estado, esto es producto de una reciente rehabilitación desarrollada por el MTC, a la carretera Héroes de la Breña.
- El trazo sobre el que se despliega la carretera no requiere la implementación de alcantarillas adicionales, tampoco se ha considerado reubicación o reemplazo de las mismas, los trabajos a desarrollar están basados en la prolongación de alcantarillas existentes debido a la construcción del Carril de Ascenso.
- Teniendo en cuenta los resultados obtenidos, en algunos casos las alcantarillas existentes tienen elevados márgenes de seguridad en cuanto al dimensionamiento de sus estructuras. Al respecto debemos tener en cuenta que los cálculos se sostienen de procesos estocásticas cuya evolución en el tiempo es aleatoria, como tal, lo que trata es de determinar con la mayor proximidad posible, la probable ocurrencia de grandes eventos en tiempo y dimensión.

BIBLIOGRAFIA

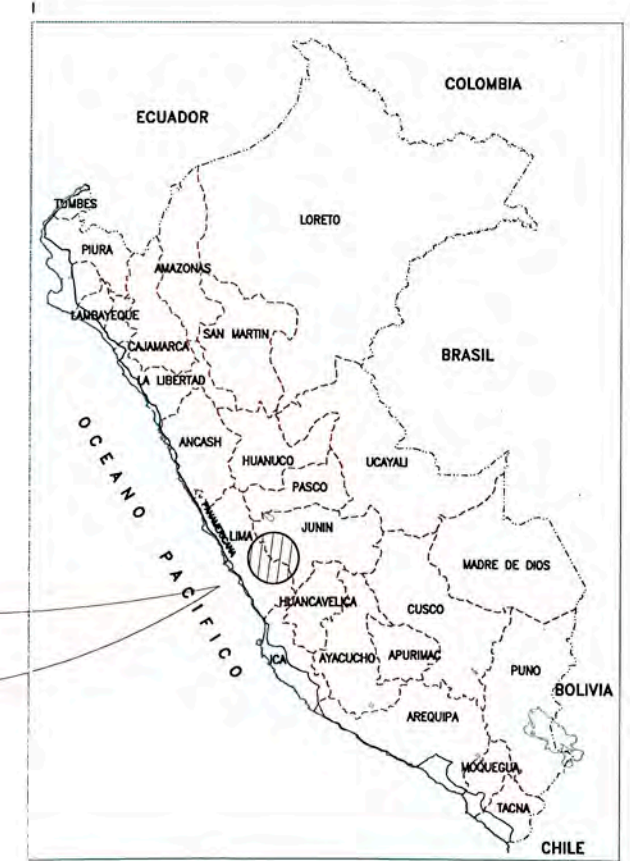
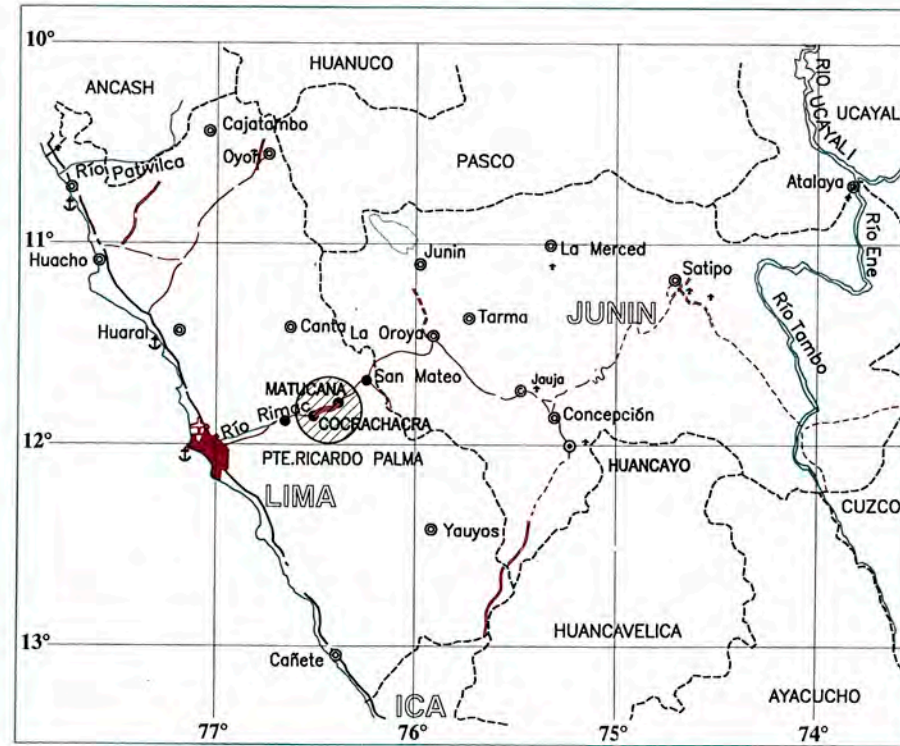
- Chow, V. T., D. R. Maidment y L. W. Mays (1994), Hidrología Aplicada, Mc Graw-Hill Interamericana, Santa Fe de Bogotá, Colombia.
- Linsley, R. K., M. A. Kohler y J. L. H. Paulhus (1988), Hidrología para Ingenieros, Mc Graw-Hill/Interamericana de México, México.
- MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES, VIVIENDA Y CONSTRUCCION – DIRECCION GENERAL DE CAMINOS. *Manual de Diseño Geométrico de carreteras DG-2001*. 2da Edición. Lima. MTC. 2001
- MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES, VIVIENDA Y CONSTRUCCION DIRECCION GENERAL DE CAMINOS. *Especificaciones Técnicas Generales Para la Construcción de Carreteras EG-2000*. 2da Edición. Lima. MTC. 2000
- MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES, VIVIENDA Y CONSTRUCCION – DIRECCION GENERAL DE CAMINOS. *Manual de dispositivos de Control del Tránsito Automotor Para Calles y Carreteras*. 2da Edición. Lima. MTC. 2000
- Instituto Nacional de Estadísticas, INE. Proyecciones departamentales de la Población 1995 – 2015, mayo de 1996.
- Curso Taller de Infraestructura Vial, Proyecto Mejoramiento y Rehabilitación de la Carretera Cocachacra – Matucana del Km 67+000 al Km 70+000. Universidad Nacional de Ingeniería. Facultad de Ingeniería Civil. Lima Noviembre 2005 – Marzo 2006.
- Escuela de Hidrología (1967), Curso de Hidrología General y Aplicada, Instituto de Hidrología, Consejo Superior de Investigaciones Científicas, Madrid, España.

ANEXOS

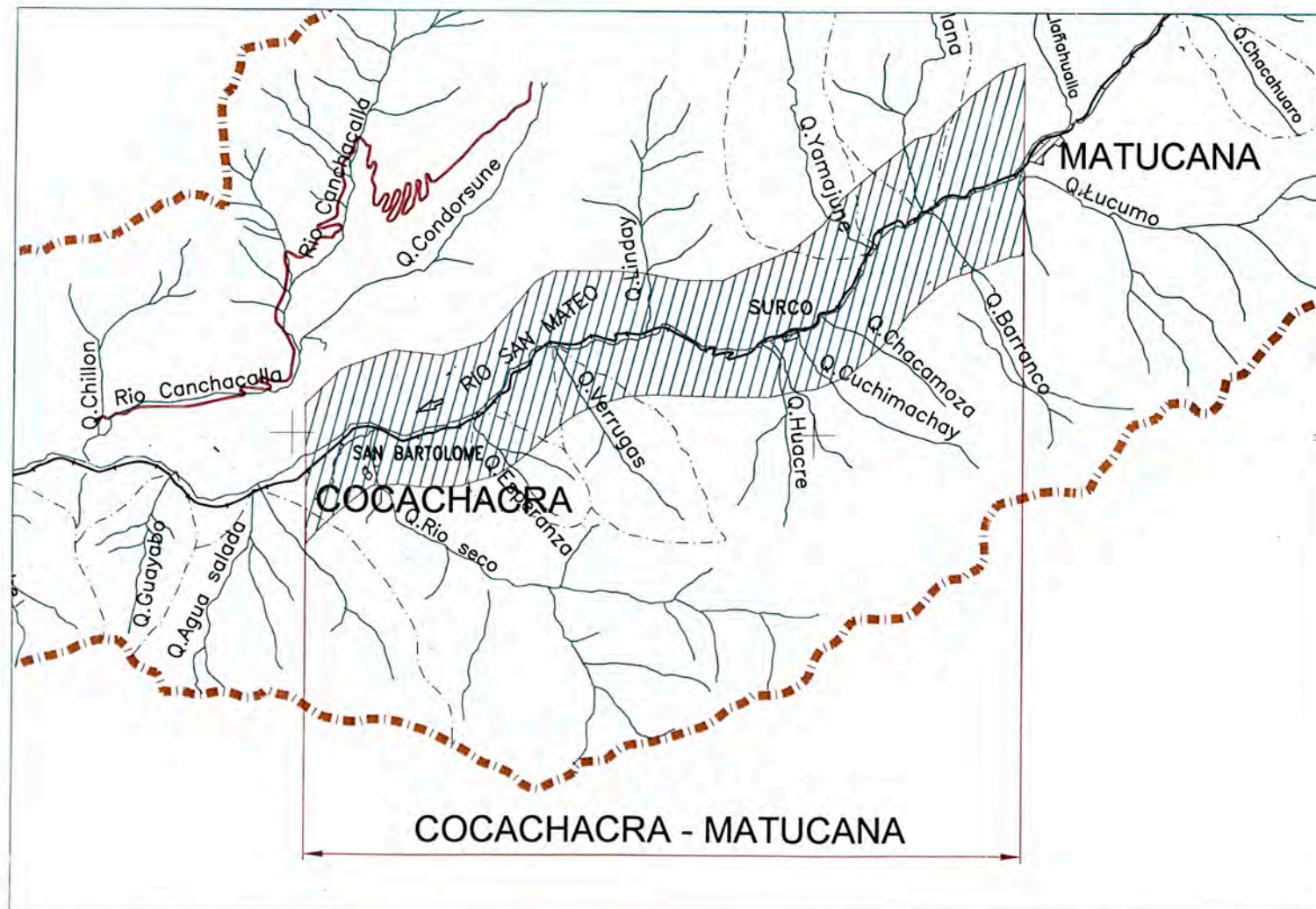
ANEXO A: DEL ESTUDIO HIDROLOGICO

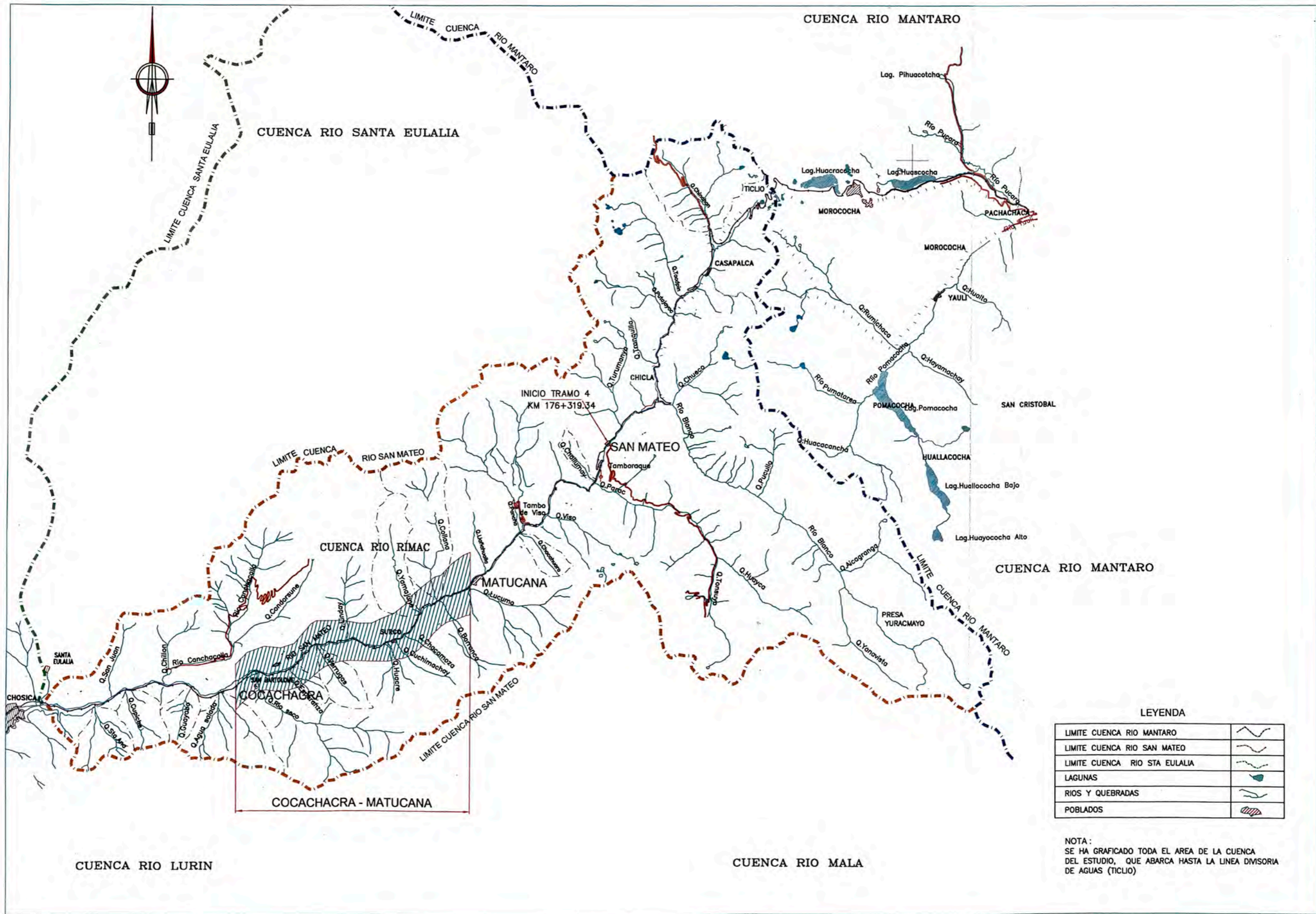
A.1: PLANOS DE UBICACION

LOCALIZACION



UBICACION





LEYENDA

LIMITE CUENCA RIO MANTARO	
LIMITE CUENCA RIO SAN MATEO	
LIMITE CUENCA RIO STA EULALIA	
LAGUNAS	
RIOS Y QUEBRADAS	
POBLADOS	

NOTA:
SE HA GRAFICADO TODA EL AREA DE LA CUENCA DEL ESTUDIO, QUE ABARCA HASTA LA LINEA DIVISORIA DE AGUAS (TICLIO)



A.2: HOJAS DE CÁLCULO KOLMOGOROV-SMIRNOV

ESTACIÓN MATUCANA

A. PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 HORAS

A.1 CALCULO ESTADÍSTICO

ANO	P	Log P
1964	15.90	1.201
1965	14.90	1.173
1966	17.10	1.233
1967	16.70	1.223
1968	12.80	1.107
1969	12.00	1.079
1970	31.70	1.501
1971	23.30	1.367
1972	18.10	1.258
1973	25.20	1.401
1974	11.90	1.076
1975	10.80	1.033
1976	15.80	1.199
1977	35.20	1.547
1978	7.80	0.892
1979	12.30	1.090
1980	8.80	0.944
1981	12.50	1.097
1982	9.50	0.978
1983	25.00	1.398
1984	21.50	1.332
1985	19.80	1.297
1986	27.20	1.435
1987	20.90	1.320
1988	13.20	1.121
1989	10.70	1.029
1990	20.60	1.314
1991	17.60	1.246
1992	30.50	1.484
1993	30.30	1.481
1994	15.50	1.190
1995	22.30	1.348
1996	13.60	1.134
1997	9.50	0.978
1998	21.90	1.340
$\mu =$	18.07	1.224
$\sigma =$	7.15	0.172
c.a. =	0.678	0.012
k =		0.002
$\bar{n} =$	35	

A.2. Precipitaciones Máximas Extremas en 24 hrs**A.2.1. Distribución Normal**

T (años)	P	w	z	P (mm)
2	0.5000	1.177	0.000	18.07
5	0.2000	1.794	0.841	24.09
10	0.1000	2.146	1.282	27.24
20	0.0500	2.448	1.645	29.84
25	0.0400	2.537	1.751	30.60
50	0.0200	2.797	2.054	32.77
100	0.0100	3.035	2.327	34.72
150	0.0067	3.166	2.475	35.78
500	0.0020	3.526	2.879	38.66

A.2.2. Distribución Log Normal

T (años)	P	w	z	Log P	P (mm)
2	0.5000	1.177	0.000	1.224	16.76
5	0.2000	1.794	0.841	1.369	23.38
10	0.1000	2.146	1.282	1.445	27.83
20	0.0500	2.448	1.645	1.507	32.14
25	0.0400	2.537	1.751	1.525	33.51
50	0.0200	2.797	2.054	1.577	37.79
100	0.0100	3.035	2.327	1.624	42.09
150	0.0067	3.166	2.475	1.650	44.64
500	0.0020	3.526	2.879	1.719	52.36

A.2.3. Distribución Log Pearson III

T (años)	P	w	z	K _T	Log P	P (mm)
1.005	0.9950	0.100	-2.17	-2.160	0.853	7.1
1.05	0.9524	0.312	-1.58	-1.572	0.954	9.0
1.25	0.8000	0.668	-0.83	-0.829	1.082	12.1
2	0.5000	1.177	0.00	-0.002	1.224	16.7
5	0.2000	1.794	0.84	0.841	1.369	23.4
10	0.1000	2.146	1.28	1.283	1.445	27.8
20	0.0500	2.448	1.65	1.649	1.508	32.2
50	0.0200	2.797	2.05	2.061	1.578	37.9
100	0.0100	3.035	2.33	2.335	1.626	42.2
150	0.0067	3.166	2.48	2.485	1.651	44.8
500	0.0020	3.526	2.88	2.893	1.722	52.7
1000	0.0010	3.717	3.09	3.107	1.758	57.3
2000	0.0005	3.899	3.29	3.310	1.793	62.1
5000	0.0002	4.127	3.54	3.563	1.837	68.7
10000	0.0001	4.292	3.72	3.744	1.868	73.8

A.2.4. Distribución Extrema Tipo I- Gumbel

T (años)	K _T	P (mm)	P _c Corregida (mm)
2	-0.1643	16.89	18.92
5	0.7195	23.22	26.00
10	1.3046	27.40	30.69
20	1.8658	31.42	35.19
25	2.0438	32.69	36.61
50	2.5923	36.61	41.01
100	3.1367	40.51	45.37
150	3.4541	42.78	47.91
500	4.3947	49.51	55.45

ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE PRECIPITACION MÁXIMA EN 24 HORAS
D. PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE KOLMOGOROV - SMIRNOV

Variables

Media	18.069
D.S.	7.154
Coef. Asim	0.678
n	35.000
Var Coef Asi	0.171
D.S. Coef As	0.414

Media	1.22
D.S.	0.17
Coef. Asim	0.01
n	35.00
Var Coef Asi	0.28
D.S. Coef As	0.53
k	0.002

D.1. Prueba Kolmogorov-Smirnov para distribución Normal

NORMAL							
Intervalo	Probabilidad	z	LS(mm)	N° datos	frec. Rango	Frec.Acum	Δ
1.0	0.125	-1.150	9.84	4	0.114	0.114	0.011
2.0	0.250	-0.674	13.24	8	0.229	0.343	0.093
3.0	0.375	-0.319	15.79	3	0.086	0.429	0.054
4.0	0.500	0.000	18.07	5	0.143	0.571	0.071
5.0	0.625	0.319	20.35	2	0.057	0.629	0.004
6.0	0.750	0.674	22.89	5	0.143	0.771	0.021
7.0	0.875	1.150	26.30	3	0.086	0.857	0.016
8.0	1.000			5	0.143	1.000	0.000
				35		Max D	0.093

D.2. Prueba Kolmogorov-Smirnov para distribución Log Normal

Log LS LN								
Intervalo	Probabilidad	z	Log LS	LS (mm)	N° datos	frec. Rango	Frec.Acum	Δ
1.0	0.125	-1.150	1.026	10.628	4	0.114	0.114	0.011
2.0	0.250	-0.674	1.108	12.830	7	0.200	0.314	0.064
3.0	0.375	-0.319	1.169	14.771	2	0.057	0.371	0.004
4.0	0.500	0.000	1.224	16.757	5	0.143	0.514	0.014
5.0	0.625	0.319	1.279	19.009	3	0.086	0.600	0.025
6.0	0.750	0.674	1.340	21.885	3	0.086	0.685	0.065
7.0	0.875	1.150	1.422	26.421	6	0.171	0.856	0.019
8.0	1.000				5	0.143	0.999	0.001
				35		Max D	0.085	

D.3. Prueba Kolmogorov-Smirnov para distribución Log Pearson III

Log LS LP III									
Intervalo	Probabilidad	z	Kt	Log LS	LS (mm)	N° datos	frec. Rango	Frec.Acum	Δ
1.0	0.125	-1.150	-1.150	1.027	10.63	4	0.114	0.114	0.011
2.0	0.250	-0.674	-0.676	1.108	12.82	7	0.200	0.314	0.064
3.0	0.375	-0.319	-0.320	1.169	14.76	3	0.086	0.400	0.025
4.0	0.500	0.000	-0.002	1.224	16.74	5	0.143	0.543	0.043
5.0	0.625	0.319	0.317	1.279	19.00	3	0.086	0.630	0.005
6.0	0.750	0.674	0.673	1.340	21.88	2	0.057	0.687	0.063
7.0	0.875	1.150	1.151	1.422	26.43	6	0.171	0.859	0.016
8.0	1.000					5	0.143	1.001	0.001
				35		Max D	0.064		

D.4. Prueba Kolmogorov-Smirnov para distribución Gumbel

Gumbel									
Intervalo	Probabilidad	T	ym	K	CL (mm)	N° datos	frec. Rango	Frec.Acum	Δ
1.0	0.125	1.143	-0.732	-1.128	10.00	4	0.114	0.114	0.011
2.0	0.250	1.333	-0.327	-0.768	12.57	8	0.171	0.286	0.036
3.0	0.375	1.600	0.019	-0.462	14.77	3	0.086	0.371	0.004
4.0	0.500	2.000	0.367	-0.154	16.97	3	0.086	0.457	0.043
5.0	0.625	2.667	0.755	0.190	19.43	6	0.171	0.629	0.004
6.0	0.750	4.000	1.246	0.625	22.54	6	0.171	0.800	0.050
7.0	0.875	8.000	2.013	1.305	27.41	3	0.086	0.886	0.011
8.0	1.000					4	0.114	1.000	0.000
				35		Max D	0.050		

ESTACIÓN MILLOC

A. PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 HORAS

A.1 CALCULO ESTADÍSTICO

ANO	P	Log P
1965	25.00	1.398
1966	23.00	1.362
1967	36.00	1.556
1968	26.00	1.415
1969	30.00	1.477
1970	17.50	1.243
1971	18.00	1.255
1972	21.00	1.322
1973	27.00	1.431
1974	26.70	1.427
1975	30.00	1.477
1976	21.80	1.338
1977	22.00	1.342
1978	22.40	1.350
1979	24.60	1.391
1980	23.00	1.362
1981	22.40	1.350
1982	24.60	1.391
1983	31.20	1.494
1984	23.40	1.369
1985	20.80	1.318
1986	22.80	1.358
1987	14.80	1.170
1988	32.40	1.511
1989	33.10	1.520
1990	46.20	1.665
1991	24.10	1.382
1992	44.40	1.647
1993	37.60	1.575
1994	49.20	1.692
1995	41.50	1.618
1996	54.40	1.736
1997	18.30	1.262
1998	27.50	1.439
$\mu =$	28.31	1.431
$\sigma =$	9.56	0.135
c.a. =	1.183	0.542
k =		0.090
n =	34	

A.2. Precipitaciones Máximas Extremas en 24 hrs**A.2.1. Distribución Normal**

T (años)	P	w	z	P (mm)
2	0.5000	1.177	0.000	28.31
5	0.2000	1.794	0.841	36.36
10	0.1000	2.146	1.282	40.56
20	0.0500	2.448	1.645	44.04
25	0.0400	2.537	1.751	45.05
50	0.0200	2.797	2.054	47.95
100	0.0100	3.035	2.327	50.55
150	0.0067	3.166	2.475	51.97
500	0.0020	3.526	2.879	55.83

A.2.2. Distribución Log Normal

T (años)	P	w	z	Log P	P (mm)
2	0.5000	1.177	0.000	1.431	26.96
5	0.2000	1.794	0.841	1.544	35.00
10	0.1000	2.146	1.282	1.603	40.12
20	0.0500	2.448	1.645	1.652	44.91
25	0.0400	2.537	1.751	1.667	46.41
50	0.0200	2.797	2.054	1.707	50.98
100	0.0100	3.035	2.327	1.744	55.48
150	0.0067	3.166	2.475	1.764	58.09
500	0.0020	3.526	2.879	1.818	65.83

A.2.3. Distribución Log Pearson III

T (años)	P	w	z	K _T	Log P	P (mm)
1.005	0.9950	0.100	-2.17	-1.829	1.184	15.29
1.05	0.9524	0.312	-1.58	-1.428	1.238	17.32
1.25	0.8000	0.668	-0.83	-0.845	1.317	20.75
2	0.5000	1.177	0.00	-0.090	1.419	26.22
5	0.2000	1.794	0.84	0.803	1.539	34.59
10	0.1000	2.146	1.28	1.324	1.609	40.65
20	0.0500	2.448	1.65	1.783	1.671	46.88
50	0.0200	2.797	2.05	2.333	1.745	55.58
100	0.0100	3.035	2.33	2.719	1.797	62.65
200	0.0050	3.255	2.58	3.086	1.846	70.20
500	0.0020	3.526	2.88	3.549	1.909	81.05
1000	0.0010	3.717	3.09	3.886	1.954	89.99
2000	0.0005	3.899	3.29	4.215	1.998	99.63
5000	0.0002	4.127	3.54	4.636	2.055	113.56
10000	0.0001	4.292	3.72	4.948	2.097	125.07

A.2.4. Distribución Extrema Tipo I- Gumbel

T (años)	K _T	P (mm)	P Corregida (mm)
2	-0.1643	26.74	29.95
5	0.7195	35.19	39.41
10	1.3046	40.78	45.68
20	1.8658	46.15	51.68
25	2.0438	47.85	53.59
50	2.5923	53.09	59.46
100	3.1367	58.29	65.29
150	3.4541	61.33	68.69
500	4.3947	70.32	78.75

ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE PRECIPITACION MÁXIMA EN 24 HORAS
D.-PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE KOLMOGOROV - SMIRNOV

Variables

Media	28.316
D.S.	9.567
Coef. Asim	1.183
n	34.000
Var Coef Asi	0.178
D.S. Coef As	0.420

Media	1.43
D.S.	0.13
Coef. Asim	0.54
n	34.00
Var Coef Asi	0.24
D.S. Coef As	0.49
k	0.090

D.1. Prueba Kolmogorov-Smirnov para distribución Normal

Intervalo	Probabilidad	z	NORMAL LS(mm)	N° datos	frec. Rango	Frec.Acum	Δ
1.0	0.125	-1.150	17.32	1	0.029	0.029	0.098
2.0	0.250	-0.674	21.87	6	0.178	0.206	0.044
3.0	0.375	-0.319	26.27	11	0.324	0.529	0.154
4.0	0.500	0.000	28.31	4	0.118	0.647	0.147
5.0	0.625	0.319	31.38	3	0.088	0.735	0.110
6.0	0.750	0.674	34.78	2	0.059	0.794	0.044
7.0	0.875	1.150	39.31	2	0.059	0.853	0.022
8.0	1.000			5	0.147	1.000	0.000
				34		Max D	0.154

D.2. Prueba Kolmogorov-Smirnov para distribución Log Normal

Intervalo	Probabilidad	z	Log LS	LN LS (mm)	N° datos	frec. Acum	frec.Rango	Δ
1.0	0.125	-1.150	1.278	18.871	4	0.118	0.118	0.007
2.0	0.250	-0.674	1.340	21.872	3	0.088	0.206	0.044
3.0	0.375	-0.319	1.388	24.424	8	0.235	0.440	0.065
4.0	0.500	0.000	1.431	28.961	5	0.147	0.587	0.087
5.0	0.625	0.319	1.474	29.782	2	0.059	0.648	0.021
6.0	0.750	0.674	1.522	33.234	5	0.147	0.793	0.043
7.0	0.875	1.150	1.588	38.520	2	0.059	0.852	0.023
8.0	1.000				5	0.147	1.000	0.000
					34		Max D	0.087

D.3. Prueba Kolmogorov-Smirnov para distribución Log Pearson III

Intervalo	Probabilidad	z	Kt	Log LS	LP III LS (mm)	N° datos	frec. Rango	Frec.Acum	Δ
1.0	0.125	-1.150	-1.107	1.282	19.13	4	0.118	0.118	0.007
2.0	0.250	-0.674	-0.713	1.336	21.61	2	0.059	0.178	0.074
3.0	0.375	-0.319	-0.394	1.378	23.66	8	0.235	0.412	0.037
4.0	0.500	0.000	-0.090	1.419	28.22	5	0.147	0.559	0.059
5.0	0.625	0.319	0.233	1.462	28.98	3	0.088	0.647	0.022
6.0	0.750	0.674	0.618	1.514	32.83	4	0.118	0.765	0.015
7.0	0.875	1.150	1.165	1.588	38.69	3	0.088	0.853	0.022
8.0	1.000					5	0.147	1.000	0.000
						34		Max D	0.074

D.4. Prueba Kolmogorov-Smirnov para distribución Gumbel

Intervalo	Probabilidad	T	ym	K	Gumbel CL (mm)	N° datos	frec. Rango	Frec.Acum	Δ
1.0	0.125	1.143	-0.732	-1.128	17.54	2	0.059	0.059	0.066
2.0	0.250	1.333	-0.327	-0.768	20.97	4	0.118	0.178	0.074
3.0	0.375	1.600	0.019	-0.462	23.90	8	0.235	0.412	0.037
4.0	0.500	2.000	0.387	-0.154	26.84	6	0.178	0.588	0.088
5.0	0.625	2.667	0.765	0.190	30.13	4	0.118	0.706	0.061
6.0	0.750	4.000	1.248	0.625	34.29	4	0.118	0.824	0.074
7.0	0.875	8.000	2.013	1.305	40.79	2	0.059	0.882	0.007
8.0	1.000					4	0.118	1.000	0.000
						34		Max D	0.088

ESTACIÓN CARAMPOMA

A. PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 HORAS

A.1 CALCULO ESTADÍSTICO

ANO	P	Log P
1965	19.50	1.290
1966	10.60	1.025
1967	22.20	1.346
1968	15.50	1.190
1969	21.30	1.328
1970	30.20	1.480
1971	30.40	1.483
1972	27.50	1.439
1973	32.60	1.513
1974	28.20	1.450
1975	17.00	1.230
1976	24.50	1.389
1977	23.80	1.377
1978	14.80	1.170
1979	20.30	1.307
1980	20.60	1.314
1981	30.30	1.481
1982	15.50	1.190
1983	26.20	1.418
1984	20.80	1.318
1985	21.40	1.330
1986	33.30	1.522
1987	22.70	1.356
1988	31.50	1.498
1989	19.60	1.292
1990	25.60	1.408
1991	23.30	1.367
1992	19.20	1.283
1993	22.40	1.350
1994	17.90	1.253
1995	15.10	1.179
1996	17.20	1.236
1997	15.70	1.196
1998	24.10	1.382
$\mu =$	22.38	1.335
$\sigma =$	5.76	0.116
c.a. =	0.199	-0.407
k =		-0.068
n =	34	

A.2. Precipitaciones Máximas Extremas en 24 hrs

A.2.1. Distribución Normal

T	P	w	z	P (mm)
2	0.5000	1.177	0.000	22.38
5	0.2000	1.794	0.841	27.22
10	0.1000	2.146	1.282	29.75
20	0.0500	2.448	1.645	31.85
25	0.0400	2.537	1.751	32.45
50	0.0200	2.797	2.054	34.20
100	0.0100	3.035	2.327	35.77
150	0.0067	3.166	2.475	36.62
500	0.0020	3.526	2.879	38.94

A.2.2. Distribución Log Normal

T	P	w	z	Log P	P (mm)
2	0.5000	1.177	0.000	1.335	21.64
5	0.2000	1.794	0.841	1.433	27.11
10	0.1000	2.146	1.282	1.484	30.51
20	0.0500	2.448	1.645	1.527	33.63
25	0.0400	2.537	1.751	1.539	34.60
50	0.0200	2.797	2.054	1.574	37.53
100	0.0100	3.035	2.327	1.606	40.37
150	0.0067	3.166	2.475	1.623	42.01
500	0.0020	3.526	2.879	1.670	46.81

A.2.3. Distribución Log Pearson III

T	P	w	z	KT	Log P	P (mm)
1.005	0.9950	0.100	-2.17	-2.412	1.054	11.33
1.05	0.9524	0.312	-1.58	-1.667	1.141	13.84
1.25	0.8000	0.668	-0.83	-0.801	1.242	17.46
2	0.5000	1.177	0.00	0.067	1.343	22.03
5	0.2000	1.794	0.84	0.854	1.435	27.20
10	0.1000	2.146	1.28	1.230	1.478	30.09
20	0.0500	2.448	1.65	1.522	1.512	32.54
50	0.0200	2.797	2.05	1.831	1.548	35.35
100	0.0100	3.035	2.33	2.027	1.571	37.25
200	0.0050	3.255	2.58	2.199	1.591	39.01
500	0.0020	3.526	2.88	2.397	1.614	41.14
1000	0.0010	3.717	3.09	2.531	1.630	42.64
2000	0.0005	3.899	3.29	2.652	1.644	44.05
5000	0.0002	4.127	3.54	2.798	1.661	45.81
10000	0.0001	4.292	3.72	2.898	1.673	47.06

A.2.4. Distribución Extrema Tipo I- Gumbel

T	(años)	KT	P (mm)	P Corregida (mm)
2		-0.1643	21.43	24.00
5		0.7195	26.52	29.70
10		1.3046	29.88	33.47
20		1.8658	33.12	37.09
25		2.0438	34.14	38.24
50		2.5923	37.30	41.77
100		3.1367	40.43	45.28
150		3.4541	42.26	47.33
500		4.3947	47.67	53.39

ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS
D. PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE KOLMOGOROV - SMIRNOV

Variables

Media	22.376
D.S.	5.756
Coef. Asim	0.199
n	34.000
Var Coef Asi	0.176
D.S. Coef As	0.420

Media	1.34
D.S.	0.12
Coef. Asim	-0.41
n	34.00
Var Coef Asi	0.22
D.S. Coef As	0.47
k	-0.068

D.1. Prueba Kolmogorov-Smirnov para distribución Normal

NORMAL							
Intervalo	Probabilidad	z	LS(mm)	N° datos	frec. Rango	Frec.Acum	Δ
1.0	0.125	-1.150	15.76	8	0.176	0.176	0.051
2.0	0.250	-0.674	18.49	3	0.088	0.265	0.015
3.0	0.375	-0.319	20.54	4	0.118	0.382	0.007
4.0	0.500	0.000	22.38	5	0.147	0.529	0.029
5.0	0.625	0.319	24.21	5	0.147	0.676	0.051
6.0	0.750	0.674	26.26	3	0.088	0.764	0.014
7.0	0.875	1.150	29.00	2	0.059	0.824	0.051
8.0	1.000			6	0.176	1.000	0.000
				34		Max D	0.051

D.2. Prueba Kolmogorov-Smirnov para distribución Log Normal

Log LS								
Intervalo	Probabilidad	z	LS (mm)	N° datos	frec. Rango	Frec.Acum	Δ	
1.0	0.125	-1.150	1.201	15.894	8	0.176	0.176	0.051
2.0	0.250	-0.674	1.257	18.057	3	0.088	0.265	0.015
3.0	0.375	-0.319	1.298	19.864	3	0.088	0.353	0.022
4.0	0.500	0.000	1.335	21.638	5	0.147	0.500	0.000
5.0	0.625	0.319	1.372	23.565	4	0.118	0.618	0.007
6.0	0.750	0.674	1.414	25.924	4	0.118	0.735	0.015
7.0	0.875	1.150	1.469	29.452	3	0.088	0.823	0.052
8.0	1.000			6	0.176	1.000	0.000	
				34		Max D	0.052	

D.3. Prueba Kolmogorov-Smirnov para distribución Log Pearson III

0.824

Log LS								LP III	
Intervalo	Probabilidad	z	Kt	Log LS	LS (mm)	N° datos	frec. Rango	Frec.Acum	Δ
1.0	0.125	-1.150	-1.164	1.200	15.84	8	0.176	0.176	0.051
2.0	0.250	-0.674	-0.632	1.262	18.26	3	0.088	0.265	0.015
3.0	0.375	-0.319	-0.255	1.305	20.21	3	0.088	0.353	0.022
4.0	0.500	0.000	0.067	1.343	22.03	5	0.147	0.500	0.000
5.0	0.625	0.319	0.376	1.379	23.93	5	0.147	0.647	0.022
6.0	0.750	0.674	0.706	1.417	26.14	3	0.088	0.735	0.015
7.0	0.875	1.150	1.120	1.466	29.22	3	0.088	0.824	0.051
8.0	1.000				6	0.176	1.000	0.000	
						34		Max D	0.051

D.4. Prueba Kolmogorov-Smirnov para distribución Gumbel

Gumbel									
Intervalo	Probabilidad	T	ym	K	CL (mm)	N° datos	frec. Rango	Frec.Acum	Δ
1.0	0.125	1.143	-0.732	-1.128	15.89	5	0.147	0.147	0.022
2.0	0.250	1.333	-0.327	-0.768	17.95	4	0.118	0.265	0.015
3.0	0.375	1.600	0.019	-0.462	19.72	3	0.088	0.353	0.022
4.0	0.500	2.000	0.367	-0.154	21.49	5	0.147	0.500	0.000
5.0	0.625	2.667	0.755	0.190	23.47	4	0.118	0.618	0.007
6.0	0.750	4.000	1.248	0.625	25.98	4	0.118	0.735	0.015
7.0	0.875	8.000	2.013	1.305	29.89	3	0.088	0.823	0.052
8.0	1.000				6	0.176	1.000	0.000	
						34		Max D	0.052

ESTACIÓN CASAPALCA

A. PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 HORAS

A.1 CALCULO ESTADÍSTICO

ANO	P	Log P
1966	35.20	1.547
1967	29.20	1.465
1968	19.20	1.283
1969	26.70	1.427
1970	46.10	1.664
1972	23.00	1.362
1973	20.10	1.303
1974	20.10	1.303
1975	18.70	1.272
1976	24.10	1.382
1977	31.10	1.493
1978	17.80	1.250
1979	24.40	1.387
1980	18.80	1.274
1981	25.40	1.405
1982	35.60	1.551
1983	16.80	1.225
1984	23.60	1.373
1985	44.50	1.648
1986	38.10	1.581
1987	17.80	1.250
1988	28.20	1.450
1989	16.80	1.225
1990	22.40	1.350
1991	47.00	1.672
1992	19.80	1.297
1993	33.90	1.530
1994	40.30	1.605
1995	36.80	1.566
1996	20.20	1.305
1997	15.70	1.196
$\mu =$	27.01	1.408
$\sigma =$	9.38	0.144
c.a. =	0.784	0.394
k =		0.066
n =	31	

A.2. Precipitaciones Máximas Extremas en 24 hrs

A.2.1. Distribución Normal

T (años)	P	w	z	P (mm)
2	0.5000	1.177	0.000	27.01
5	0.2000	1.794	0.841	34.91
10	0.1000	2.146	1.282	39.04
20	0.0500	2.448	1.645	42.45
25	0.0400	2.537	1.751	43.44
50	0.0200	2.797	2.054	46.29
100	0.0100	3.035	2.327	48.84
150	0.0067	3.166	2.475	50.24
500	0.0020	3.526	2.879	54.02

A.2.2. Distribución Log Normal

T (años)	P	w	z	Log P	P (mm)
2	0.5000	1.177	0.000	1.408	25.58
5	0.2000	1.794	0.841	1.529	33.79
10	0.1000	2.146	1.282	1.592	39.10
20	0.0500	2.448	1.645	1.644	44.09
25	0.0400	2.537	1.751	1.660	45.67
50	0.0200	2.797	2.054	1.703	50.49
100	0.0100	3.035	2.327	1.742	55.26
150	0.0067	3.166	2.475	1.764	58.04
500	0.0020	3.526	2.879	1.822	66.33

A.2.3. Distribución Log Pearson III

T (años)	P	w	z	KT	Log P	P (mm)
1.005	0.9950	0.100	-2.17	-1.922	1.132	13.54
1.05	0.9524	0.312	-1.58	-1.470	1.196	15.72
1.25	0.8000	0.668	-0.83	-0.843	1.287	19.35
2	0.5000	1.177	0.00	-0.065	1.398	25.03
5	0.2000	1.794	0.84	0.816	1.525	33.51
10	0.1000	2.146	1.28	1.316	1.597	39.54
20	0.0500	2.448	1.65	1.749	1.659	45.64
50	0.0200	2.797	2.05	2.259	1.733	54.04
100	0.0100	3.035	2.33	2.613	1.784	60.75
200	0.0050	3.255	2.58	2.947	1.832	67.85
500	0.0020	3.526	2.88	3.364	1.892	77.90
1000	0.0010	3.717	3.09	3.665	1.935	86.06
2000	0.0005	3.899	3.29	3.956	1.977	94.76
5000	0.0002	4.127	3.54	4.327	2.030	107.15
10000	0.0001	4.292	3.72	4.600	2.069	117.26

A.2.4. Distribución Extrema Tipo I- Gumbel

T (años)	KT	P (mm)	P Corregida (mm)
2	-0.1643	25.47	28.53
5	0.7195	33.76	37.81
10	1.3046	39.25	43.96
20	1.8658	44.52	49.86
25	2.0438	46.19	51.73
50	2.5923	51.34	57.50
100	3.1367	56.44	63.22
150	3.4541	59.42	66.55
500	4.3947	68.25	76.44

ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS
D. PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE KOLMOGOROV - SMIRNOV

Variables.

Media	27.013
D.S.	9.383
Coef. Asim	0.784
n	31.000
Var Coef Asi	0.194
D.S. Coef As	0.440

Media	1.41
D.S.	0.14
Coef. Asim	0.39
n	31.00
Var Coef Asi	0.27
D.S. Coef As	0.52
k	0.066

D.1. Prueba Kolmogorov-Smirnov para distribución Normal

NORMAL							
Intervalo	Probabilidad	z	LS(mm)	N° datos	frec. Rango	Frec.Acum	Δ
1.0	0.125	-1.150	18.22	1	0.032	0.032	0.093
2.0	0.250	-0.674	20.88	11	0.355	0.387	0.137
3.0	0.375	-0.319	24.02	3	0.097	0.484	0.109
4.0	0.500	0.000	27.01	4	0.129	0.613	0.113
5.0	0.625	0.319	30.00	2	0.065	0.677	0.052
6.0	0.750	0.674	33.34	1	0.032	0.710	0.040
7.0	0.875	1.150	37.81	4	0.129	0.839	0.038
8.0	1.000			5	0.181	1.000	0.000
				31		Max D	0.137

D.2. Prueba Kolmogorov-Smirnov para distribución Log Normal

Log LS LN								
Intervalo	Probabilidad	z	Log LS	LN	N° datos	frec. Acum	frec.Rango	Δ
1.0	0.125	-1.150	1.242	17.477	3	0.097	0.097	0.028
2.0	0.250	-0.674	1.311	20.459	9	0.290	0.387	0.137
3.0	0.375	-0.319	1.362	23.017	2	0.065	0.452	0.077
4.0	0.500	0.000	1.408	25.577	4	0.129	0.581	0.081
5.0	0.625	0.319	1.454	28.423	2	0.065	0.645	0.020
6.0	0.750	0.674	1.505	31.978	2	0.065	0.710	0.040
7.0	0.875	1.150	1.573	37.432	4	0.129	0.839	0.038
8.0	1.000				5	0.181	1.000	0.000
					31		Max D	0.137

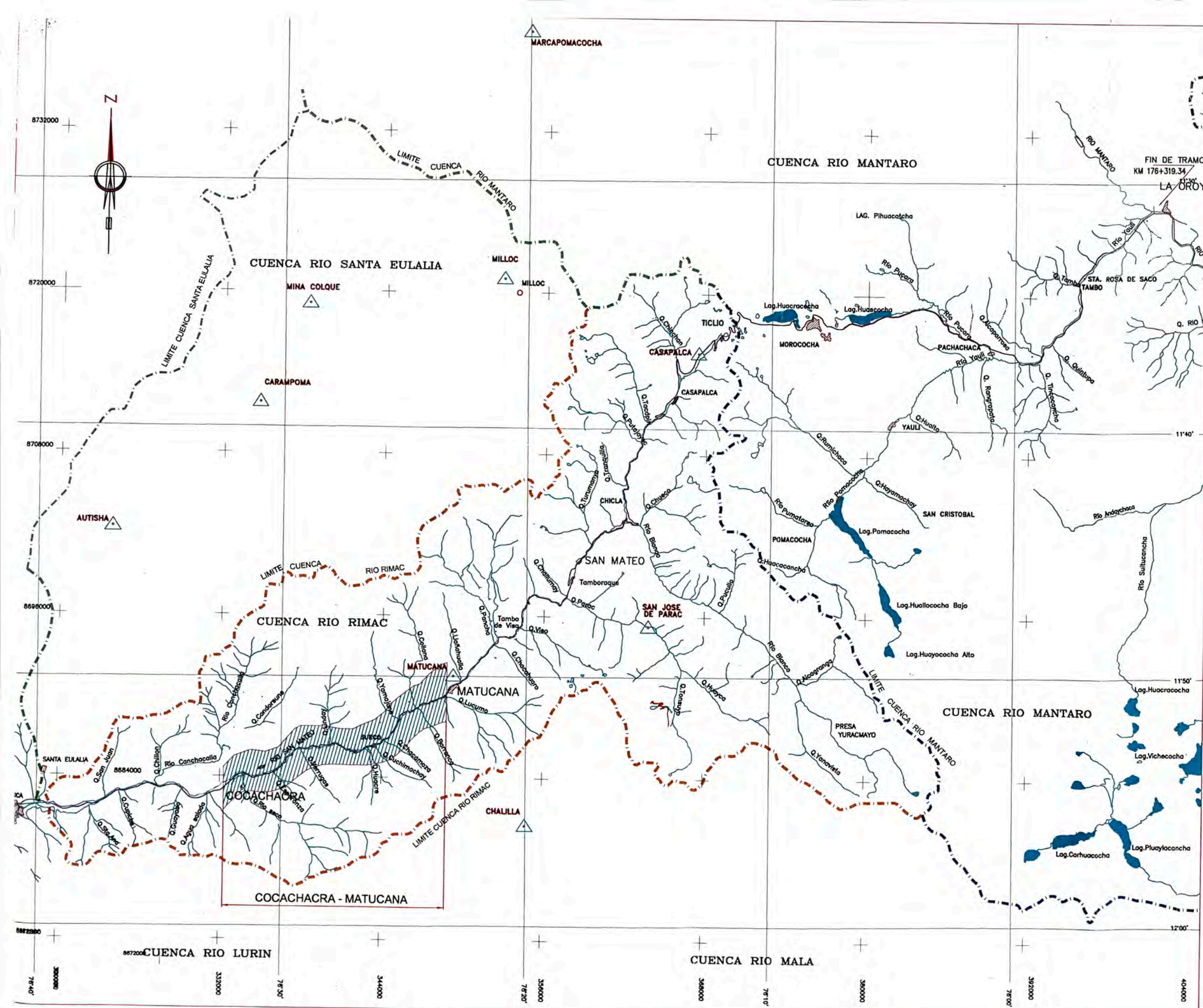
D.3. Prueba Kolmogorov-Smirnov para distribución Log Pearson III

Log LS LP III									
Intervalo	Probabilidad	z	Kt	Log LS	LP III	N° datos	frec. Rango	Frec.Acum	Δ
1.0	0.125	-1.150	-1.122	1.247	17.64	3	0.097	0.097	0.028
2.0	0.250	-0.674	-0.705	1.307	20.26	9	0.290	0.387	0.137
3.0	0.375	-0.319	-0.375	1.354	22.59	1	0.032	0.419	0.044
4.0	0.500	0.000	-0.065	1.398	25.03	4	0.129	0.548	0.048
5.0	0.625	0.319	0.257	1.445	27.85	2	0.065	0.613	0.012
6.0	0.750	0.674	0.634	1.499	31.55	3	0.097	0.710	0.040
7.0	0.875	1.150	1.184	1.575	37.60	4	0.129	0.839	0.038
8.0	1.000					5	0.181	1.000	0.000
						31		Max D	0.137

D.4. Prueba Kolmogorov-Smirnov para distribución Gumbel

Gumbel									
Intervalo	Probabilidad	T	ym	K	CL (mm)	N° datos	frec. Rango	Frec.Acum	Δ
1.0	0.125	1.143	-0.732	-1.128	16.43	1	0.032	0.032	0.093
2.0	0.250	1.333	-0.327	-0.768	19.81	8	0.258	0.290	0.040
3.0	0.375	1.600	0.019	-0.462	22.68	4	0.129	0.419	0.044
4.0	0.500	2.000	0.367	-0.154	25.57	4	0.129	0.548	0.048
5.0	0.625	2.667	0.755	0.190	28.80	2	0.065	0.613	0.012
6.0	0.750	4.000	1.246	0.625	32.88	3	0.097	0.710	0.040
7.0	0.875	8.000	2.013	1.305	39.26	5	0.181	0.871	0.004
8.0	1.000					4	0.129	1.000	0.000
						31		Max D	0.093

A.3: UBICACIÓN DE ESTACIONES



ESTACIONES PLUVIOMETRICAS

ESTACION	CUENCA	LATITUD	LONG.	ALTITUD mnm
MATUCANA	RIMAC	11°50'	76°23'	2378
AUTISHA	RIMAC	11°44'	76°37'	2250
CARAMPOMA	RIMAC	11°39'	76°31'	3272
SAN JOSE DE PARAC	RIMAC	11°48'	76°15'	3800
CHALILLA	LURIN	11°56'	76°20'	4050
MINA COLQUE	RIMAC	11°35'	76°29'	4600
MILLOC	RIMAC	11°34'	76°21'	4400
CASAPALCA	RIMAC	11°37'	76°13'	4191
MARCAPOMACOCHA	MANTARO	11°24'	76°20'	4413

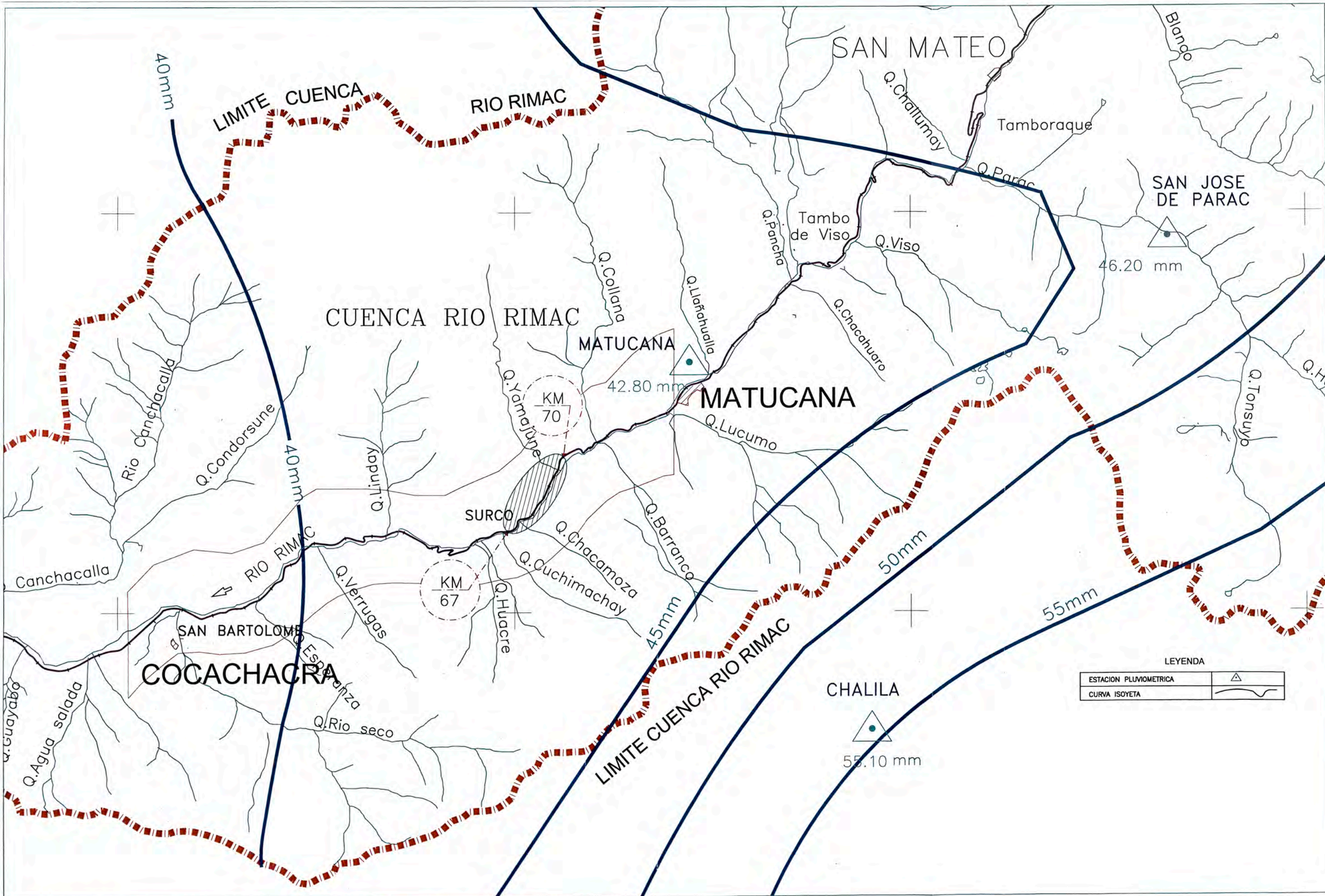
LEYENDA

ESTACION PLUVIOMETRICA	
LIMITE CUENCA RIO MANTARO	
LIMITE CUENCA RIO RIMAC	
LIMITE CUENCA STA.EULALIA	
LAGUNAS	
RIOS Y QUEBRADAS	
POBLADOS	

NOTA:
SE HA GRAFICADO TODA EL AREA DE LA CUENCA DEL ESTUDIO, QUE ABARCA HASTA LA LINEA DIVISORIA DE AGUAS (TICLIO)

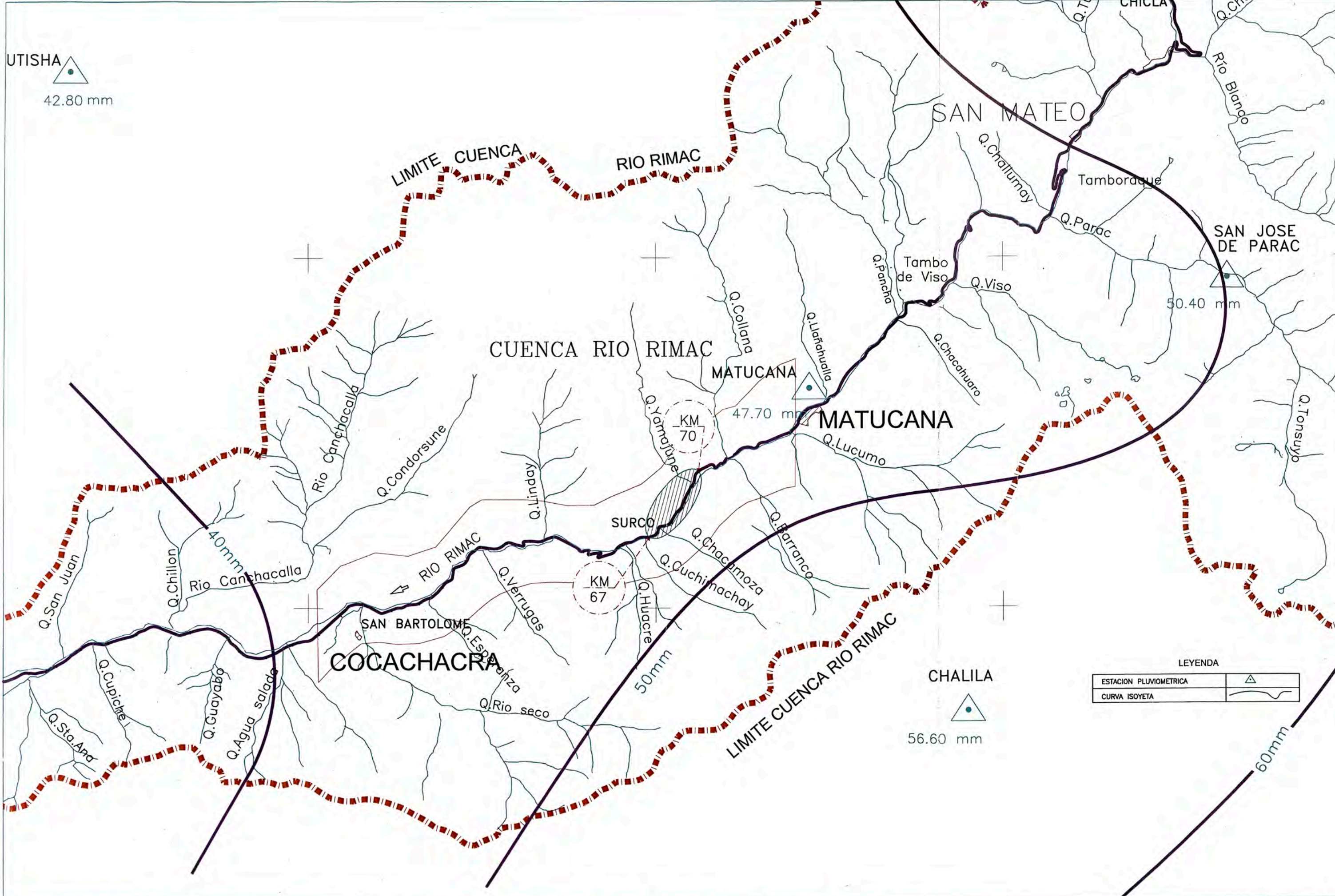


A.4: PLANOS ISOYETAS



TITULACION PROFESIONAL POR ACTUALIZACION DE CONOCIMIENTOS CURSO INTEGRADOR TIPO TALLER - PROYECTO DE INFRAESTRUCTURA VIAL	ALUMNO: NOMBRES Y APELLIDOS	CODIGO	PROY: ESTUDIO HIDROLOGICO Y EVALUACION DIMENSIONAL DE LAS ALCANTARILLAS EXISTENTES (Carretera Cocachacra Matucana del Km. 67 al Km 70)	PLANO : ISOYETAS PERIODO DE RETORNO 50 AÑOS	ESCALA: INDICADA	FECHA: Julio 2006
	AVILA LLACSAHUANGA LUIS ALBERTO	931150A	HI-04	REV. N	REV. N	REV. N

UTISHA
42.80 mm

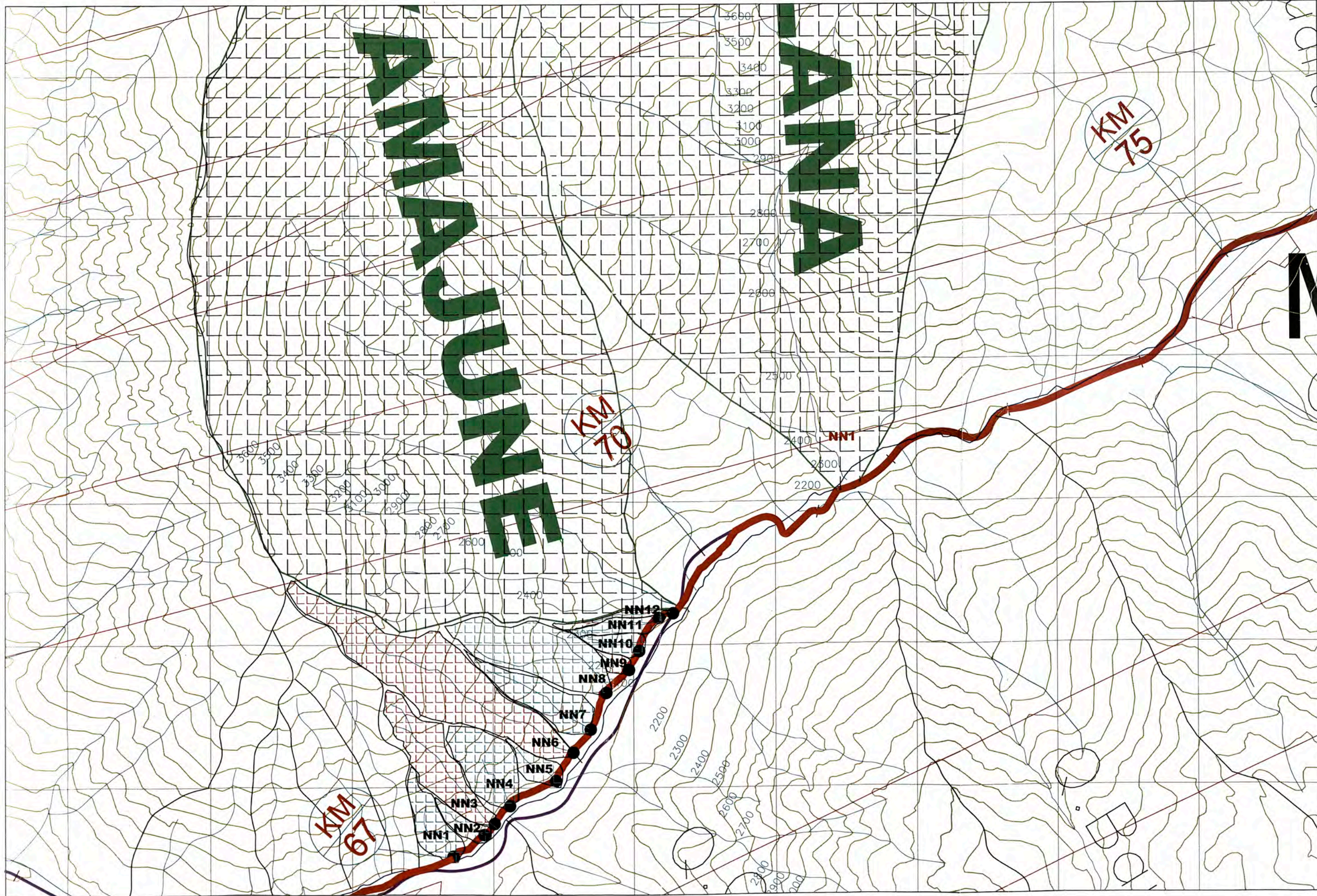


LEYENDA

ESTACION PLUVIOMETRICA	
CURVA ISOYETA	

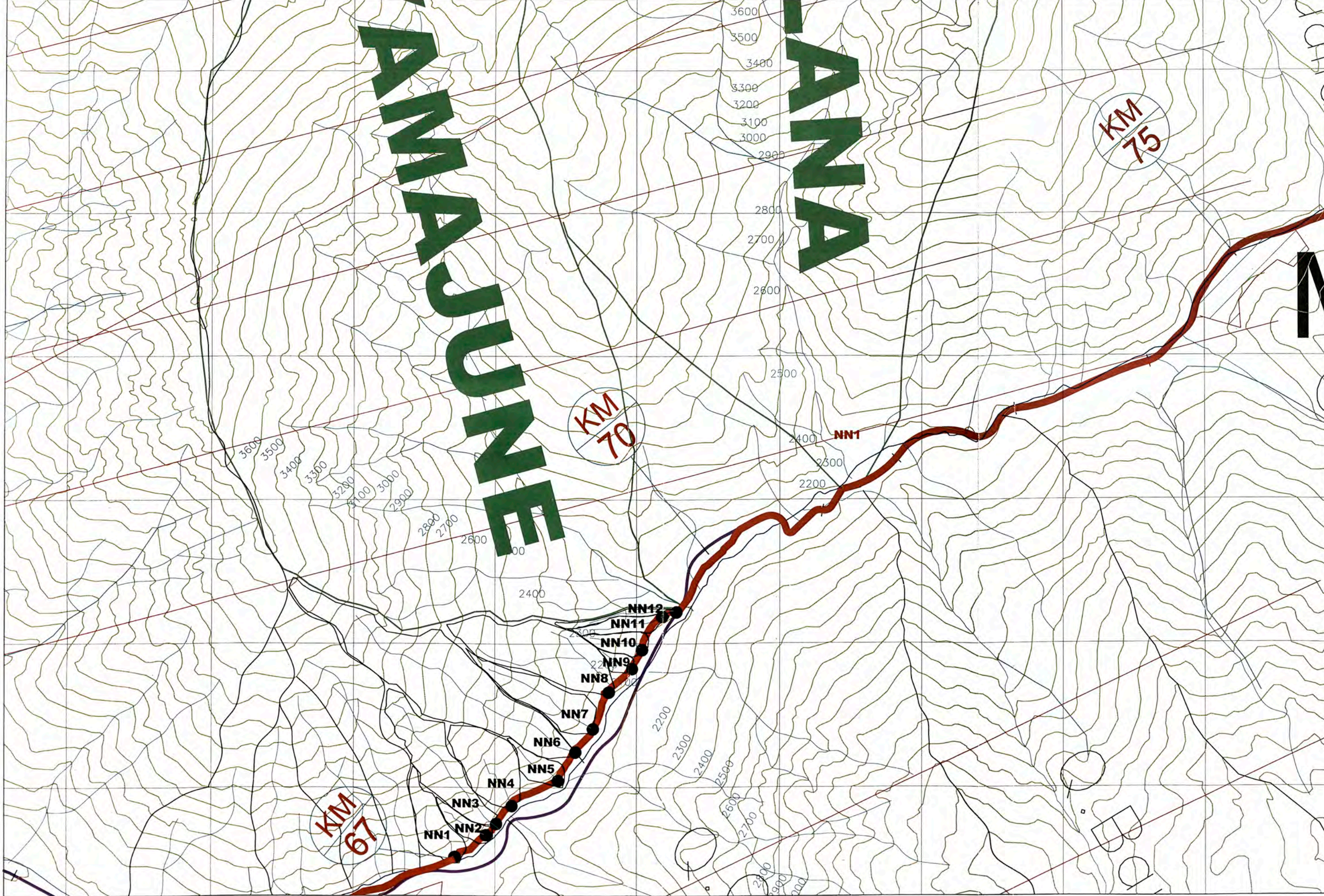
	TITULACION PROFESIONAL POR ACTUALIZACION DE CONOCIMIENTOS	ALUMNO:	PROY: ESTUDIO HIDROLOGICO Y EVALUACION DIMENSIONAL	PLANO :	ESCALA:	FECHA:
	CURSO INTEGRADOR TIPO TALLER - PROYECTO DE INFRAESTRUCTURA VIAL	NOMBRES Y APELLIDOS	DE LAS ALCANTARILLAS EXISTENTES	ISOYETAS	INDICADA	Julio 2006
	AVILA LLACSAHUANGA LUIS ALBERTO	COOIGO	(Carretera Cocachacra Matucana del Km. 67 al Km 70)	PERIODO DE RETORNO 100 AÑOS	PLANO N°	REV
	931150A					HI-05

A.5: AREAS DE SUBCUENCAS



ANEXO B: DE LA EVALUACION DE ALCANTARILLAS

B.1: UBICACIÓN DE ALCANTARILLAS



TITULACION PROFESIONAL POR ACTUALIZACION DE CONOCIMIENTOS

ALUMNO:
 NOMBRES Y APELLIDOS: AVILA LLACSAHUANGA LUIS ALBERTO
 CODIGO: 931150A

PROY: ESTUDIO HIDROLOGICO Y EVALUACION DIMENSIONAL
 DE LAS ALCANTARILLAS EXISTENTES
 (Carretera Cocachacra Matucana del Km. 67 al Km 70)

PLANO : UBICACION DE ALCANTARILLAS

ESCALA: INDICADA
 FECHA: Julio 200...
 PLANO N°: HI - 07

CURSO INTEGRADOR TIPO TALLER - PROYECTO DE INFRAESTRUCTURA VIAL

B.2: REGISTRO FOTOGRAFICO

B.2 REGISTRO FOTOGRÁFICO



B.2.1 Alcantarilla en buen estado, Km. 67+380.



B.2.2 Ingreso de Alcantarilla ligeramente obstruido con presencia de tuberías artesanales, Km. 67+960.



B.2.3 Salida de Alcantarilla colmatada, Km. 67+960.



B.2.4 Alcantarilla a pie de quebrada artificial (generada por instalaciones clandestinas de agua), totalmente colmatada, Km. 68+340.



B.2.5 Salida de Alcantarilla totalmente colmatada, Km. 68+340.



B.2.6 Salida de Alcantarilla con presencia de vegetación, Km. 68+497.



B.2.7 Buzón parcialmente obstruido con presencia de vegetación y tuberías de instalaciones clandestinas de agua, Km. 68+710.



B.2.8 Salida obstruida en un 50%, Km. 68+710.



B.2.9 Ingreso limpio y en buen estado, Km. 68+913.



B.2.10 Salida canalizada con mampostería de piedra, Km. 68+913.



B.2.11 Entrada en buen estado, obstruida parcialmente presencia de basura, Km. 68+913.



B.2.12 Presencia de basura y algo de vegetación a salida de Alcantarilla, Km. 68+913.



B.2.13 Alcantarilla parcialmente obstruida, presencia de vegetación a salida, Km. 69+520.

B.3: DIMENSIONAMIENTO CULVER MASTER

1.0 Alcantarilla NN1 – Progresiva 67+020

Culvert Calculator - Alcantarilla N° 1

Solve:

Culvert

Discharge: m³/s

Maximum Allowable HW: m

Tailwater Elevation: m

Section

Shape:

Material:

Size:

Number:

Mannings:

Inlet

Entrance:

Ke:

Inverts

Invert Upstream: m

Invert Downstream: m

Length: m

Slope: m/m

Headwater Elevations

Maximum Allowable: m

Computed Headwater: m

Inlet Control: m

Outlet Control: m

Exit Results

Discharge: m³/s

Velocity: m/s

Depth: m

OK Cancel Output Solve Help

Puede soportar carga de agua de hasta 0.85 m

2.0 Alcantarilla NN2 – Progresiva 67+324

Culvert Calculator - Alcantarilla N° 1

Solve:

Culvert

Discharge: m³/s

Maximum Allowable HW: m

Tailwater Elevation: m

Section

Shape:

Material:

Size:

Number:

Mannings:

Inlet

Entrance:

Ke:

Inverts

Invert Upstream: m

Invert Downstream: m

Length: m

Slope: m/m

Headwater Elevations

Maximum Allowable: m

Computed Headwater: m

Inlet Control: m

Outlet Control: m

Exit Results

Discharge: m³/s

Velocity: m/s

Depth: m

OK Cancel Output Solve Help

La carga promedio de control es 1.15m

3.0 Alcantarilla NN3 – Progresiva 67+380

Culvert Calculator - Alcantarilla N° 1	
Solve: Headwater Elevation	
Culvert	Inverts
Discharge: 0.5900 m ³ /s	Invert Upstream: 0.50 m
Maximum Allowable HW: 2.00 m	Invert Downstream: 0.00 m
Tailwater Elevation: 1.50 m	Length: 20.00 m
	Slope: 0.025000 m/m
Section	Headwater Elevations
Shape: Box	Maximum Allowable: 2.00 m
Material: Concrete	Computed Headwater: 1.50 m
Size: 1830 x 1830 mm	Inlet Control: 1.50 m
Number: 1	Outlet Control: 1.50 m
Mannings: 0.013	
Inlet	Exit Results
Entrance: 90° headwall w 45° bevels	Discharge: 0.5900 m ³ /s
Ke: 0.20	Velocity: 0.22 m/s
	Depth: 1.50 m
<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/> <input type="button" value="Output"/> <input type="button" value="Solve"/> <input type="button" value="Help"/>	

Ligeramente sobredimensionada, la carga promedio de control es de 1.5 m.

4.0 Alcantarilla NN4 – Progresiva 67+528

Culvert Calculator - Alcantarilla N° 1	
Solve: Headwater Elevation	
Culvert	Inverts
Discharge: 0.8400 m ³ /s	Invert Upstream: 0.60 m
Maximum Allowable HW: 2.00 m	Invert Downstream: 0.00 m
Tailwater Elevation: 1.50 m	Length: 20.00 m
	Slope: 0.030000 m/m
Section	Headwater Elevations
Shape: Box	Maximum Allowable: 2.00 m
Material: Concrete	Computed Headwater: 1.51 m
Size: 1830 x 1830 mm	Inlet Control: 1.50 m
Number: 1	Outlet Control: 1.51 m
Mannings: 0.013	
Inlet	Exit Results
Entrance: 90° headwall w 45° bevels	Discharge: 0.8400 m ³ /s
Ke: 0.20	Velocity: 0.31 m/s
	Depth: 1.50 m
<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/> <input type="button" value="Output"/> <input type="button" value="Solve"/> <input type="button" value="Help"/>	

Ligeramente sobredimensionada, la carga promedio de control es de 1.5 m.

5.0 Alcantarilla NN5 – Progresiva 67+960

El máximo nivel de agua calculado dentro de la alcantarilla resulta 0.75 m. cumple con las dimensiones existentes.

6.0 Alcantarilla NN6 – Progresiva 68+340

La carga promedio de control es 0.83 m, la altura de la alcantarilla es de 1.0m, las dimensiones existentes cumplen con lo requerido.

7.0 Alcantarilla NN7 – Progresiva 68+497

El nivel máximo de agua calculado, dentro de la alcantarilla es de 2.10 m, con lo que las dimensiones existentes cumplen con lo requerido.

8.0 Alcantarilla NN8 – Progresiva 68+710

El nivel máximo de agua calculado, dentro de la alcantarilla es de 1.50 m, con lo que las dimensiones existentes cumplen con lo requerido.

9.0 Alcantarilla NN9 – Progresiva 68+913

Se considero en el análisis una alcantarilla de 0.91m de alto, la máxima carga de agua resulta 0.90, cumpliendo sobremanera las dimensiones existentes con 1.20 m de alto.

10.0 Alcantarilla NN9 – Progresiva 69+100

La máxima carga de agua en el interior de la Alcantarilla resulta 1.13 m la dimensión del alto de la alcantarilla es de 1.50 m.

11.0 Alcantarilla NN9 – Progresiva 69+399

Section	Value	Unit
Solve	Headwater Elevation	
Culvert Discharge	0.1900	m ³ /s
Maximum Allowable HW	0.70	m
Tailwater Elevation	0.57	m
Invert Upstream	0.30	m
Invert Downstream	0.00	m
Length	12.00	m
Slope	0.025000	m/m
Section Shape	Box	
Material	Concrete	
Size	910 x 610 mm	
Number	1	
Manning's	0.013	
Inlet Entrance	90° headwall w 45° bevels	
Ke	0.20	
Headwater Elevations - Maximum Allowable	0.70	m
Headwater Elevations - Computed	0.59	m
Headwater Elevations - Inlet Control	0.57	m
Headwater Elevations - Outlet Control	0.59	m
Exit Results - Discharge	0.1900	m ³ /s
Exit Results - Velocity	0.36	m/s
Exit Results - Depth	0.57	m

La máxima carga de agua que fluiría en el interior de la alcantarilla en un evento máximo es de 0.57 m. La altura de la alcantarilla es de 0.70 m.

12.0 Alcantarilla NN9 – Progresiva 69+520

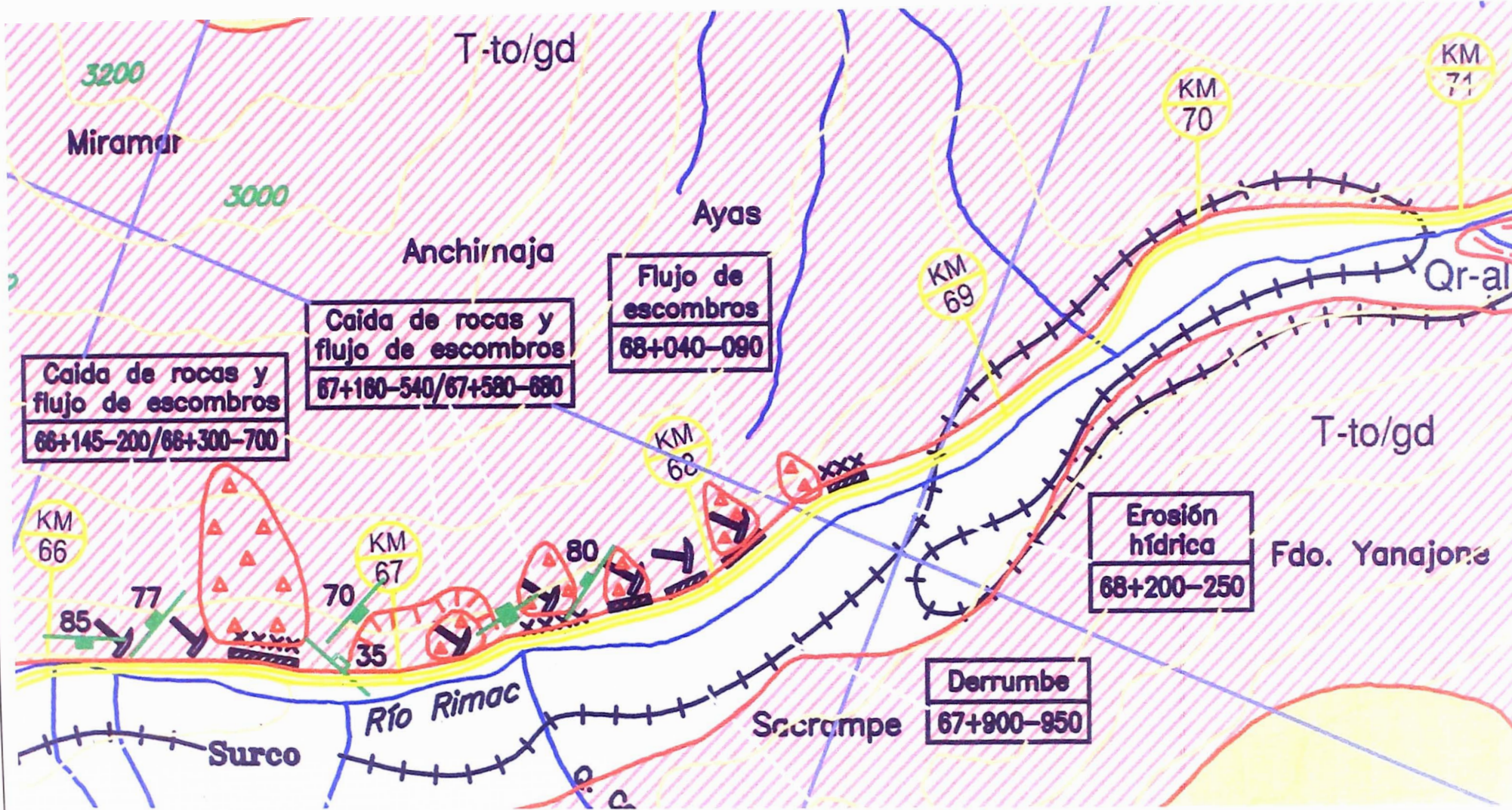
Section	Value	Unit
Solve	Headwater Elevation	
Culvert Discharge	0.0900	m ³ /s
Maximum Allowable HW	0.80	m
Tailwater Elevation	0.60	m
Invert Upstream	0.40	m
Invert Downstream	0.00	m
Length	14.00	m
Slope	0.028571	m/m
Section Shape	Box	
Material	Concrete	
Size	910 x 610 mm	
Number	1	
Manning's	0.013	
Inlet Entrance	90° headwall w 45° bevels	
Ke	0.20	
Headwater Elevations - Maximum Allowable	0.80	m
Headwater Elevations - Computed	0.61	m
Headwater Elevations - Inlet Control	0.60	m
Headwater Elevations - Outlet Control	0.61	m
Exit Results - Discharge	0.0900	m ³ /s
Exit Results - Velocity	0.16	m/s
Exit Results - Depth	0.60	m

La máxima carga de agua en un evento máximo resulta 0.60 m. La altura de la alcantarilla es de 0.80 m.

ANEXO C: INFORMACION COMPLEMENTARIA

C.1: MAPEO GEOLOGICO

MAPEO GEOLÓGICO DEL KM. 67+000 AL KM. 70+000



LEYENDA

ERA	SISTEMA	SERIE	UNIDADES ESTRATIGRAFICAS	ROCAS INTERLEVAS
CENOZOICO	CUATERNARIO	RECIENTE	Q-d	
		PLEISTOCENO		
	TERCIARIO	SUPERIOR		
		MEDIO	Tm-m	Tonalita Granodiorita
		INFERIOR	Tl-l	Andesita
	CRETACEO	SUPERIOR		
INFERIOR				
MESOZOICO	JURASICO		Fm. Arahuay	

FUENTE: INGEMMET.

SIMBOLOGIA

- Rumbo y buzamiento de estrato
- Buzamiento moderado: Fotointerpretación
- Diaclasas o fracturas
- Eje de sinclinal
- Eje de anticlinal
- Eje de anticlinal invertido
- Contacto conocido
- Contacto cubierto
- Hueyco
- Escarpa
- Flujo de escombros
- Desquinche
- Gavión
- Muro
- Limpieza
- Dren horizontal
- Falla conocida
- Falla inferida
- Carretera asfaltada

C.2: REGISTRO FOTOGRAFICO GEOLOGICO



Km 67+800 Roca Intrusiva, pendiente de talud 80%



Km 68+250 Roca Intrusiva ángulo de buzamiento 50°.



Km 68+250 Roca Intrusiva se aprecia distancia de fracturas de 30cm.



Km 68+250 Roca Intrusiva se aprecia distancia de fracturas entre 30cm a 50cm talud de 70%



Km 68+500 Roca Intrusiva intemperizada con afloramiento de deposito aluvial.



Km 69+450 Deposito aluvial contiene arena limosa y material anguloso que le da agarre al conjunto.



Km 69+450 Deposito aluvial midiendo pendiente del talud 70%



Km 69+450 Deposito aluvial se aprecia talud con pendiente 75%



Km 69+450 Deposito aluvial se aprecia talud con pendiente 75%

C.3: GRAFICO UBICACION DE CANTERAS

UBICACIÓN DE CANTERAS Y FUENTES DE AGUA

