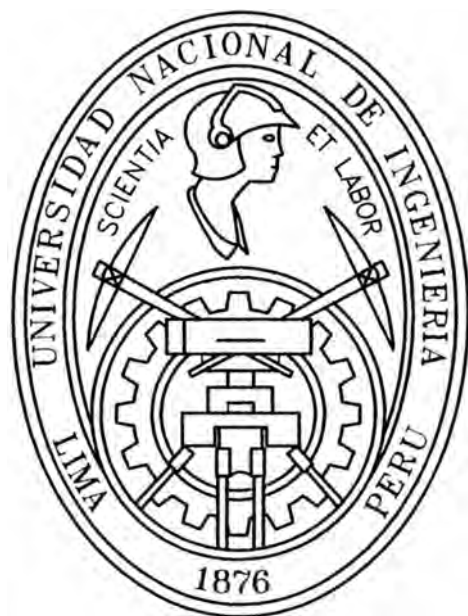


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**PROYECTO MEJORAMIENTO Y REHABILITACIÓN DE LA CARRETERA  
COCACHACRA-MATUCANA  
DEL Km. 61+000 AL Km. 64+000**

**ESTUDIO DE HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA PARA EL DRENAJE PLUVIAL  
DE LA CARRETERA**

**INFORME DE SUFICIENCIA**

**Para optar el Título Profesional de  
INGENIERO CIVIL**

**Cristian Yoshinori Yaka Alegre**

**Lima- Perú**

**2006**

---

## INDICE

	<b>Página</b>
<b>RESUMEN .....</b>	<b>03</b>
<b>INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>05</b>
<b>CAPITULO I. ANTECEDENTES .....</b>	<b>07</b>
1.1 Descripción del Proyecto .....	07
1.2 Diseño Geométrico .....	10
1.3 Ingeniería de Tránsito .....	13
1.4 Estudio de Geología y Geotecnia .....	18
1.5 Diseño de Pavimentos .....	23
1.6 Estudio Hidrológico e Hidráulico .....	26
1.7 Señalización y Seguridad .....	31
1.8 Evaluación Económica .....	32
1.9 Impacto Ambiental .....	35
<b>CAPITULO II. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA CUENCA .....</b>	<b>37</b>
2.1 Cuenca del Río Rímac .....	37
2.2 Cuenca del Tramo de Estudio .....	38
<b>CAPITULO III. ANÁLISIS HIDROLÓGICO .....</b>	<b>40</b>
3.1 Información Cartográfica .....	40
3.2 Información Pluviométrica .....	40
3.3 Análisis de Información Pluviométrica .....	41
3.3.1 Análisis de Frecuencia .....	42
3.3.2 Análisis de Bondad de Ajuste .....	45
3.3.3 Precipitación Máxima en 24 horas .....	47
<b>CAPITULO IV. ANÁLISIS DE SUBCUENCAS .....</b>	<b>52</b>
4.1 Características Fisiográficas .....	52
4.2 Parámetros Físicos y Geomorfológicos .....	55
4.2.1 Pendiente del Cauce .....	55

---

4.3 Parámetros Hidrológicos .....	56
4.3.1 Tiempo de Concentración .....	56
4.3.2 Precipitación Máxima .....	59
4.3.3 Intensidad .....	60
4.4 Estimación de Caudales Máximos .....	65
4.4.1 Método Racional .....	66
<b>CAPITULO V. DISEÑO DE OBRAS DE ARTE Y DRENAJE .....</b>	<b>69</b>
5.1 Sistema de Drenaje Longitudinal .....	69
5.1.1 Evaluación .....	72
5.1.2 Criterio de Diseño .....	73
5.2 Sistema de Drenaje Transversal .....	75
5.2.1 Evaluación .....	82
5.2.2 Criterio de Diseño .....	82
<b>CONCLUSIONES .....</b>	<b>84</b>
<b>RECOMENDACIONES .....</b>	<b>86</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>87</b>
<b>ANEXOS.</b>	
<b>ANEXO A Cuadros .....</b>	<b>88</b>
<b>ANEXO B Fotos y figuras .....</b>	<b>104</b>
<b>ANEXO C Planos .....</b>	<b>113</b>

---

---

## **RESUMEN**

El presente Informe trata sobre el estudio hidrológico de la cuenca del Río Rímac y de tributarios vecinos de la cuenca alta del Río Mantaro, que son los que rigen el comportamiento hidrológico del área de influencia del tramo en estudio.

Este informe se enfoca en el estudio hidrológico del área de influencia entre las progresivas 61+000 al 64+000 del tramo II: Cocachacra-Matucana de la zona I: Puente Ricardo Palma-La Oroya. En estas progresivas no se encuentran quebradas que hagan indispensable la proyección de pontones ni puentes. Sólo existen alcantarillas del tipo TMC que tienen como principal función la de evacuar el agua captada por las cunetas.

El estudio hidrológico tiene por objeto determinar el régimen pluvial en la zona de emplazamiento de la carretera en las progresivas 61+000 a 64+000 y las características físicas e hidrológicas de las cuencas que inciden en ella para la estimación de las descargas máximas y los parámetros de diseño de las obras de arte, en este caso cunetas y alcantarillas.

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 y pluviométrica
  - Análisis de consistencia de la información.
  - Determinación de las precipitaciones máximas en 24 horas para diferentes periodos de retorno.
  - Trazo de mapas de Isoyetas
  - Cálculo de las descargas máximas en los sitios requeridos.
  - Diseño de obras de arte y drenaje (cunetas y alcantarillas)

---

## **INTRODUCCIÓN**

Una carretera no sólo exige una adecuada planeación económica y la selección más conveniente de la ruta y materiales de construcción a emplear, sino también el diseño racional de las estructuras de drenaje que sean capaces de desalojar en todo momento y en forma eficiente el exceso de agua superficial en cualquier tramo de la carretera, así como evitar que el agua subterránea pueda comprometer la estabilidad de la base, de los terraplenes o cortes del camino.

También es conocido desde muchos años atrás que el agua acelera el deterioro y destrucción del pavimento, es por eso que es necesario un buen sistema de drenaje.

La importancia de un adecuado sistema de drenaje es todavía más relevante si se sabe que aproximadamente el 15 por ciento del costo total de una carretera se utiliza en estas estructuras, que deben justificar la inversión protegiendo la vía de comunicación de los ataques del agua.

El agua de lluvia que cae sobre la carretera (o sobre las laderas adyacentes si el camino es en corte) debe recogerse y eliminarse sin inundar o destruir la misma y sus zonas adyacentes.

Además, las carreteras generalmente cruzan cauces de drenaje natural a los cuales se debe permitir pasar el agua que transportan a través del derecho de

---

vía. Esto debe conseguirse sin obstruir el escurrimiento en el cauce natural aguas arriba de la carretera y sin causar daños a la propiedad fuera del derecho de vía. El paso de cauces de drenaje natural a través del terraplén de la carretera se efectúa por medio de conductos cerrados o alcantarillas, las cuales varían en tamaño y número.

---

## **CAPITULO I. ANTECEDENTES**

### **1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO**

El proyecto de mejoramiento y rehabilitación de la carretera Cocachacra – Matucana del km. 61+000 al km. 64+000, se encuentra ubicado en el departamento de Lima, provincia de Huarochirí, distrito de Matucana. Como se puede apreciar en el plano HH-01 de ubicación del anexo C.

La funcionalidad adecuada del proyecto no se limita a la aplicación de los cambios a solamente el tramo asignado de 3 Km, sino que se deberá aplicar al proyecto global, es decir a los 21 Km. detallados a continuación.

El Proyecto global (Cocachacra – Matucana):

Inicio:	Km. 52+948.61
Final:	Km. 74+295.80.
Longitud:	21.347 Km.

Tramo de estudio (km 61+000 – 64+000):

Progresiva de Inicio:	km. 61+000
Progresiva de Término:	km. 64+000
Longitud:	3 km.



---

### 1.1.1 Objetivos del Proyecto

- Dar a la vía mejores condiciones de Circulación mejorando sus parámetros de diseño, principalmente en la velocidad directriz.
- Eliminar los tiempos muertos e improductivos causados por las demoras a raíz de las bajas velocidades.
- Dar a la carretera la suficiente capacidad de soporte, para la demanda que se producirá debido a la activación de la interoceánica del centro.

### 1.1.2 Analisis de Alternativas Propuestas

Buscando soluciones que conjuguen la parte técnica con los beneficios económicos que generen, se analizó el trazo existente se vio las deficiencias en campo como las curvas y contra-curvas que no permiten alcanzar las velocidades de diseño, la pendiente existente, los problemas de geodinámica externa, el tráfico que circula por la vía, etc.

Se consideraron las siguientes propuestas:

- **Alternativa 1.**

Con el fin de atenuar la excesiva sinuosidad del tramo, se plantea la construcción de una variante en forma paralela al trazo real de la carretera, esto mediante un túnel de las siguientes características:

Longitud total	: 1,112.54 m.
Prog. Inicio	: 62 + 441.50.
Prog. Final	: 63 + 702.00
Pendiente	: 6.29 %
Material	: Estructura de Concreto armado con pernos de sostenimiento y revestimiento de shotcrete.
Ancho de calzada	: 7.20 m.

---

- **Alternativa 2.**

Con el fin de atenuar la excesiva sinuosidad del tramo, se plantea la construcción de una variante en forma paralela al trazo real de la carretera, esto mediante un puente de las siguientes características:

Longitud total : 569.00 m.  
Prog. Inicio : 61 + 444.80.  
Prog. Final : 62 + 124.00  
Pendiente : 6.70 %  
Ancho de calzada : 7.20 m.

- **Alternativa 3.**

Se plantea el mejoramiento y rehabilitación de la carretera existente, aumentando la velocidad directriz a 60 km/hr y tratando de llevar el nuevo trazo por el trazo inicial sin ocasionar grandes movimientos de tierras. En este caso se respeta parcialmente el trazo original y solamente se hacen tres variantes en zonas críticas en la que disminuye la velocidad de viaje y ocasionan pérdidas de tiempo. El trazo está orientado a mantener grandes longitudes de curvas, uso de curva de transición y longitudes de tramos en tangente no menores a la mínima establecida en las Normas Peruanas.

### **Elección de alternativa**

**Cuadro 1.1.2.1**

	Económico	EIA	Técnico	Conclusión
Alternativa 1	C	B	C	3
Alternativa 2	C	A	C	2
Alternativa 3	A	C	B	1

De acuerdo a la matriz de alternativas es evidente que la alternativa 3 es la más conveniente actualmente, por ser más factible técnica y económicamente.

## 1.2 DISEÑO GEOMÉTRICO

Las características técnicas fundamentales son las siguientes:

Inicio	: Km 61+000
Final	: Km 64+000
Longitud real (campo)	: 2.986 Km (Trazo corregido).
Velocidad directriz	: 60 Km/h.
Ancho de rodamiento	: 7.20 m
Berma	: solo por sectores con ancho variable
Radio mínimo	: 70 m (mínimo normal)
Nº de curvas horizontales	: 9 curvas (promedio 3 curvas/Km)
Cuneta triangular revestida	: 1.00 m x 0.40 m
Cuneta rectangular revestida	: 1.00 m x 0.40 m de prof.

El diseño propuesto para el proyecto contempla el cambio del eje de la vía existente en tres tramos donde, de acuerdo a la geología del estudio, no implica el corte para explanaciones sobre roca ígnea puramente.

- I. El primer cambio del trazo se inicia en el Km. 60+911.87, correspondiente a un PC (Principio de Curva) existente, aprovechando la tangente anterior a esta hasta hacerla converger mediante una curva circular de amplio radio de giro y un tramo en tangente, con la curva circular en el Km. 61+237.31.
- II. El segundo cambio del trazo se inicia en el Km. 62+328.85, también correspondiente a un PC existente en el que continuamos la tangente anterior incluyendo una curva circular de 452 m de longitud hasta unirla al tramo en tangente existente sobre la progresiva Km.62+844.58.
- III. El último tramo modificado se inicia en el Km. 63+452.23, donde añadimos una curva circular amplia seguida de un tramo en tangente con el fin de anular las cuatro últimas curvas horizontales con deficiencias en el trazo (ver cuadro 1.2.1), dos en el mismo sentido seguidas

inmediatamente de otras dos curvas de sentido inverso, y así darle un adecuado desarrollo hasta el Km.64+015.21.

Así se tienen los siguientes tramos modificados:

1. Km. 60+911.87 al 61+237.31 325.44m
2. Km. 62+328.85 al 62+844.58 515.73m
3. Km. 63+452.23 al 64+015.21 562.98m

Como se aprecia, el cambio se inicia antes del Km.61+000 y termina después del Km.64+000, por lo que debe quedar clara la importancia de un análisis integral incluyendo toda la carretera desde Matucana hasta Cocachacra a fin de lograr el objetivo establecido por el proyecto.

Del mismo modo, se ha modificado el trazo de 14 curvas horizontales originales a 9 curvas horizontales finales mejorando las condiciones del trazo en función a los radios de curvatura y longitudes de tangentes mínimos permitidos, iniciándose desde el Km. 60+911.87, principalmente en los lugares donde el talud permite cortarse por ser material conglomerado hasta el Km. 64+015.21. La zona de roca no se ha visto afectada debido a los altos cortes de talud de más de 10m que tendrían que ejecutarse entre las progresivas Km. 61+300 al Km. 62+330 y del Km. 62+840 al 63+340.

Se ha modificado la dirección de la curva N° 41 hacia la izquierda, y la curva N° 42 se ha reemplazado por un tramo en tangente de 112.84m (mínimo permitido: 83m) entre las dos curvas reversas generadas N° 41 y N° 43. Para ello se ha proyectado un muro de contención en la margen izquierda de la carretera.

Las curvas 48 y 49 han sido reemplazadas por una única curva horizontal de 480m de radio que se une a la curva N° 50 con un tramo en tangente de 85.20m (83m mín.) mejorándolo con respecto al trazo original.

La curva N° 51 se ha reemplazado por una de mayor radio (500m) para unirse a un tramo en tangente hasta el Km. 54+000, anulando las curvas existentes N°

52, 53 y 54 reversas entre sí cuyas longitudes de tangente y radios mínimos no cumplen la Norma Peruana. Ver siguiente cuadro:

**Cuadro 1.2.1**  
**Resumen de la Modificación del Trazo**

Curva	Nota	Dirección	Radio	Observ.	Long. Curva	Tangente L	Observ.
N°		D/I	(m)		(m)	(m)	
			R	Rmin=105m	Lc	355.3525	
40	Nueva	Izq.	1,100.00		131.244	126.7451	
41	Existente	Der.	107.00	Requiere curva de transición.	53.582	94.4727	NO cumple la long. Mínima requerida
42	Existente	Der.	125.00	Requiere curva de transición.	63.274	93.5900	NO cumple la long. Mínima requerida
43	Existente	Der.	310.00		41.496	150.7874	
44	Existente	Izq.	145.00	Requiere curva de transición.	227.927	65.0175	NO cumple la long. Mínima requerida
45	Existente	Der.	92.00	Menor al requerido	93.202	258.2810	
46	Nueva	Izq.	480.00		452.389	85.1987	
47	Existente	Der.	162.00	Requiere curva de transición.	276.193	259.4989	
48	Nueva	Izq.	500.00		210.191	654.2407	

La nueva longitud del tramo entre los Km. 61+000 al 64+000 se ha reducido en solo 13.29m, de modo que la variación de la pendiente de cada tramo modificado se ha visto ligeramente incrementada para no tener que modificar la pendiente de los tramos no mejorados.

Se ha tratado de seguir un alineamiento vertical similar o paralelo al trazo original de tal manera que los tramos modificados empalmen adecuadamente con los tramos no modificados.

### 1.3 INGENIERIA DE TRÁNSITO

El estudio de tráfico está 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.

El estudio comprende la recopilación de información básica para la estimación del tráfico, el cálculo de los factores de corrección y del IMDA, la determinación del área de influencia mediante encuestas de origen y destino, el cálculo de las tasas de crecimiento así como del tráfico total proyectado, y el cálculo de los factores destructivos y de los ejes equivalentes acumulados.

**Del estudio Volumétrico** se identificó que en esta carretera no hay vías afluentes por las que ingrese o salga volumen significativo de vehiculos que determinen nodos, pero sí hay localidades importantes como Cocachacra, San Mateo, Matucana, Morococha, Casapalca, Río Blanco y otras. De este modo se han considerado 4 tramos:

- Puente Ricardo Palma – Cocachacra – Matucana
- Matucana – San Mateo
- San Mateo – Morococha y
- Morococha – Oroya

Agrupados de esta forma, la estación de conteo vehicular puede ubicarse en cualquier parte dentro del primer tramo implicado para este proyecto. El volumen de tráfico además de las variaciones horarias y diarias varía según las estaciones climatológicas del año, por lo tanto es necesario efectuar una corrección para eliminar las fluctuaciones del volumen de tráfico durante el año. Para expandir la muestra tomada se utiliza los factores de corrección estacional

FCE. En este caso disponemos de series históricas de volumen de tráfico provenientes de los registros del cobro de peaje. El Factor de Corrección Estacional (FCE) adoptado, corresponde a los datos del año 2005, ya que este es el más cercano a nuestro año cero 2,006, que sirve para eliminar las fluctuaciones del tráfico durante el resto del año.

El Índice Medio Diario Anual en este tramo es de 3,946 compuesto por 35.6% de vehículos ligeros, 11.7% de ómnibus y 52.7% de vehículos de transporte de carga. Asimismo, en el siguiente cuadro se puede apreciar los IMDA por tipo de vehículo:

**Cuadro 1.3.1  
IMDA AÑO BASE (2006) POR TIPO DE VEHICULO**

<b>VEHICULO</b>	<b>COCRACHACRA-MATUCANA</b>
AUTOS	739
PICK UP	362
CAMIONTAS RURALES	152
MICROS	152
BUS 2 EJES	318
BUS 3 EJES	142
CAMION 2 EJES CHICO	573
CAMION 2 EJES GRANDE	451
CAMION 3 EJES	395
CAMION 4 EJES	33
2S2	46
2S3	142
3S2	81
3S3	295
2T2	4
2T3	1
3T2	30
3T3	30
<b>I.M.D.A.</b>	<b>3946</b>

Las encuestas de origen y destino tienen como objetivo conocer las zonas generadoras y atractoras de los viajes, lo que a su vez permite determinar el área de influencia de la carretera, para el cálculo del PBI utilizado en la proyección del tráfico.

El origen y destino de los pasajeros serán utilizadas para determinar la población del área de influencia de la vía. El vehículo tipo, motivo de viaje, ocupabilidad, profesión e ingreso económico de los pasajeros, así como el tipo de carga y cantidad transportada, serán utilizadas en el estudio económico.

De los resultados de las encuestas se ha determinado:

- El área de influencia de la carretera comprende los departamentos de Lima, Junín, Huancavelica, Huanuco, Pasco y Ucayali.
- Los viajes en vehículos de transporte público de pasajeros en unidades pequeñas como camionetas rurales y micros son de corta distancia, unen localidades cercanas como Chosica con Matucana.
- Los viajes en ómnibus mayormente tienen origen y/o destino la ciudad de Lima; de los vehículos encuestados en la estación de Corcona el 55% realiza viajes entre las ciudades de Huancayo, Huancavelica y Lima, el 19% entre Huánuco, Cerro de Pasco, Pucallpa, Tingo María y Lima, el 15% efectúa servicio de transporte entre Tarma, las ciudades ubicadas en el valle de Chanchamayo, Satipo y Lima.
- En vehículos de cargas el 27% de los viajes registrados fueron entre Lima y las ciudades de Huancayo, Jauja, Huancavelica y Pampas, el 22% entre las zonas de Cerro de Pasco, Tingo María, Pucallpa, Huánuco y Lima y el 29% entre el valle de Chanchamayo, la zona de Satipo, Tarma y Lima.

El estudio de la proyección del tráfico tuvo una consideración importante sobre el Tráfico Futuro, generalmente compuesto por un *Tráfico Normal Existente*, con un crecimiento vegetativo, un *Tráfico Derivado o Desviado*, que puede ser atraído hacia o desde otra carretera como consecuencia generalmente por la reducción de los costos del transporte, y un *Tráfico Inducido o Generado*, que es el que no existía y aparece como efecto de la ejecución del proyecto, pero debido a que en la actualidad la carretera Central es la única que se encuentra a nivel de carpeta asfáltica y con condiciones Geométricas que permiten una velocidad directriz apreciable, se ha considerado como casi imperceptibles los aportes dados tanto por el Tráfico Inducido como por el Tráfico Derivado.

El tráfico normal es el que está utilizando la carretera en la actualidad y que tendrá un crecimiento vegetativo independiente de las mejoras a realizar, y que estará influenciado por el mayor o menor desarrollo de las actividades económicas en el área de influencia directa e indirecta del proyecto y por el crecimiento de la población. De esta forma se ha calculado las tasas de



crecimiento del tráfico sobre la base de las variables socio económicas PBI y Población de los departamentos de Huancavelica, Lima, Junín, Pasco, Huanuco y Ucayali. Sobre el PBI se ha obtenido una Tasa de crecimiento de 2.43%, el cual será considerado en los 10 primeros años de la proyección; para los siguientes 10 años estamos considerando el efecto que tendrá sobre la carretera la activación de la Carretera Interoceánica Centro con la tasa de 3.20%. Se ha calculado la población de los departamentos involucrados, basándose en los datos censales del INEI, para los años 1993, 1995, 2000 y 2005<sup>1</sup>. Para determinar las tasas de crecimiento de la población en el área de influencia del proyecto, se ha analizado la participación de la población en los viajes en vehículos de pasajeros sobre la base de los resultados de la encuesta de origen y destino de pasajeros, ponderando las tasas de crecimiento de la población de cada departamento, en función de la generación de viajes.

Del estudio tanto del PBI como de la Población, se ha determinado las siguientes tasas de crecimiento promedio anual y total:

### **Cuadro 1.3.2**

#### **Tasas de Crecimiento del Tráfico**

PERIODO	Veh. Lig.	Camiones
2007-16	1.59%	2.43%
2016-26	1.59%	3.20%

---

<sup>1</sup> INEI, X Censo Nacional de Población y V Censo Nacional de Vivienda 2005 (Resultados Preliminares)

**Cuadro 1.3.3**  
**Tráfico Total Proyectado**

	2005 AÑO BASE	2006 CONS- TRUCCIÓN	2007 AÑO 1 DE OPERACION	2008 AÑO 2	2016 AÑO 10	2017 AÑO 11	2026 AÑO 20
<b>DIRECCION: MATUCANA - COCACHACRA</b>							
AUTOS	379	385	391	397	450	457	527
PICK UP	186	189	192	195	221	225	259
C.R.	77	78	79	80	91	92	106
MICROS	76	77	78	79	90	91	105
BUS 2 EJES	158	161	164	167	189	192	221
BUS 3 EJES	72	73	74	75	85	86	114
CAMION 2-L EJES	299	306	313	321	389	401	532
CAMION 2-P EJES	211	216	221	226	274	283	376
CAMION 3 EJES	190	195	200	205	248	256	340
CAMIONES 4 EJES	18	18	18	18	22	23	31
ARTICULADOS	303	310	318	326	395	408	542
<b>TOTAL</b>	<b>1969</b>	<b>2008</b>	<b>2048</b>	<b>2089</b>	<b>2454</b>	<b>2514</b>	<b>3153</b>
<b>DIRECCION: COCACHACRA - MATUCANA</b>							
AUTOS	360	366	372	378	429	436	503
PICK UP	176	179	182	185	210	213	245
C.R.	75	76	77	78	88	89	103
MICROS	76	77	78	79	90	91	105
BUS 2 EJES	160	163	166	169	192	195	225
BUS 3 EJES	70	71	72	73	83	84	112
CAMION 2-L EJES	274	281	288	295	357	368	489
CAMION 2-P EJES	240	246	252	258	313	323	429
CAMION 3 EJES	205	210	215	220	267	276	366
CAMIONES 4 EJES	15	15	15	15	18	19	25
ARTICULADOS	326	334	342	350	424	438	582
<b>TOTAL</b>	<b>1977</b>	<b>2018</b>	<b>2059</b>	<b>2100</b>	<b>2471</b>	<b>2532</b>	<b>3184</b>

Finalmente se calculó los efectos destructivos de las cargas transmitidas al pavimento por los vehículos pesados que circulan por la carretera.

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

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 (EAL).

El cálculo se ha efectuado para dos periodos. El primer periodo comprende el año de puesta en marcha del proyecto (2007) hasta el año 10 de vida útil (2016).

El segundo período abarca los siguientes diez años del 2017 al 2026 para poder compatibilizar los resultados con los obtenidos de la proyección de tráfico por la influencia de la futura construcción de la Carretera Interoceánica Centro.

Se observan diferencias entre los ejes equivalentes a 8.2 toneladas, acumulados en 10 y 20 años, según el sentido del tráfico. En la dirección La Oroya – Pte. Ricardo Palma la cantidad de EAL es mayor por que los camiones de más de 3 ejes viajan cargados con minerales provenientes de La Oroya y Cerro de Pasco, madera y frutas de Chanchamayo y Pucallpa. En cambio muchos de estos camiones realizan el viaje de regreso, es decir en la dirección Pte, Ricardo Palma – La Oroya, sin carga.

**Cuadro 1.3.4  
Sentido del Tránsito Vs. EAL**

Dirección	Ejes Equivalentes		
	10 años	10–20 años	20 años
Cocachacra - Matucana	6.5 x 10 <sup>6</sup>	8.05 x 10 <sup>6</sup>	15.1 x 10 <sup>6</sup>
Matucana – Cocachacra	11.2 x 10 <sup>6</sup>	14.08 x 10 <sup>6</sup>	26.3 x 10 <sup>6</sup>

## 1.4 ESTUDIO DE GEOLOGÍA Y GEOTECNIA

**Geológicamente**, la finalidad del presente estudio es identificar y evaluar los principales problemas geodinámicos existentes en la carretera Cocachacra – Matucana y recomendar las medidas correctivas así como identificar los problemas de estabilidad de taludes y fenómenos de geodinámica externa averiguando su causa para diseñar las soluciones de defensa.

Para este fin, se realizó una visita de campo, en la que se evaluaron los aspectos más importantes, 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. Encontrándose con lo siguiente:

- Depósito coluvial cuaternario, bloques de granodiorita tonalita englobado en una matriz de arena limosa con presencia de rocas feldespáticas (Ortosas, plagioclasas, y cuarzo), y en menor proporción elementos ferromagnesianos (biotita o mica negra y orblenda) estos últimos contienen bastante cantidad de hierro, por los que son los que oxidan con mayor facilidad.
- Taludes con fuertes pendientes de roca granítica.

Es importante señalar que es evidente la descomposición de material granítico, debido a la meteorización mecánica, que en este caso es el intemperismo esfenoïdal, que tiene como origen al cambio de temperatura y el clima semi-árido que con el paso de los años las rocas se oxidan y se descomponen.

De acuerdo a la visita hecha al campo, se distinguió lo siguiente:

Desde mucho antes del Km. 60+000 – 61+300, se nota que el material es de origen coluvial. Entre los Km 61+300 – 62+400, la carretera se desarrolla en el talud compuesto por riodacitas de fuerte inclinación, variable entre 50° y 70°. El afloramiento demuestra numerosas fracturas cerradas, semi-verticales, sin apertura. Los taludes, en general, presentan moderada estabilidad.

Entre los Km 62+400 y 62+820, cruza un flujo de escombros de origen coluvio-aluvial, cuya altura es de 40 m y de 35° de inclinación. En el talud superior se encuentra un afloramiento abrupto de rocas graníticas. El depósito coluvial descansa inestablemente.

En la sección comprendida entre los Km 62+820 y 63+700, se encuentra un talud de rocas graníticas de aproximadamente 30 m de altura y de 50° de pendiente. La litología está fuertemente meteorizada, presentándose una matriz arenosa y bloques. En general, este talud es estable.

Del mismo modo, a partir del Km. 63+700 – 64+000, el material cambia nuevamente a uno coluvial.

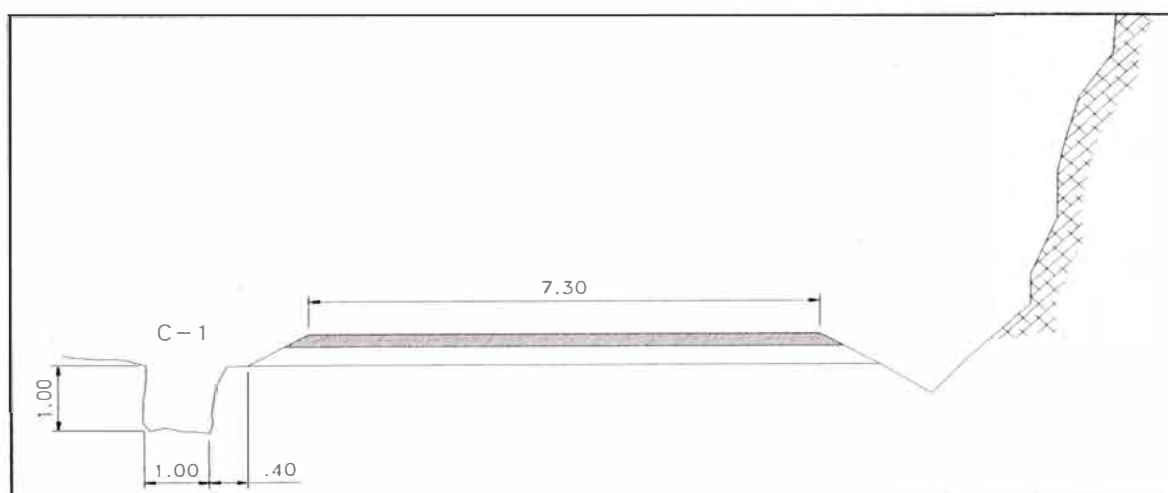
**Geotécnicamente**, para efectos de diseño de los componentes de la estructura del pavimento es muy importante conocer sobre qué material estamos y con qué recursos contamos que puedan servir como componentes estructurales de nuestra carretera y que su comportamiento bajo las condiciones de diseño sea el óptimo.

Por estas razones es importante conocer las características mecánicas y químicas de los materiales de sub-rasante, componentes de la base, sub-base, pavimento propiamente dicho y el agua.

Para el cálculo del CBR del material de sub-rasante, en el campo se ha tomado una muestra, mediante una calicata en el borde de la carretera, -Calicata C1- Prog. 63+715-, esquemáticamente lo representamos en la siguiente figura:

**Figura 1.4.1**

**Esquema de Toma de calicata C-1, Prog. 63+715**



Con los datos recolectados a lo largo de los tres kilómetros, se ha elaborado un perfil estratigráfico en base a la información dada por las calicatas de diseño

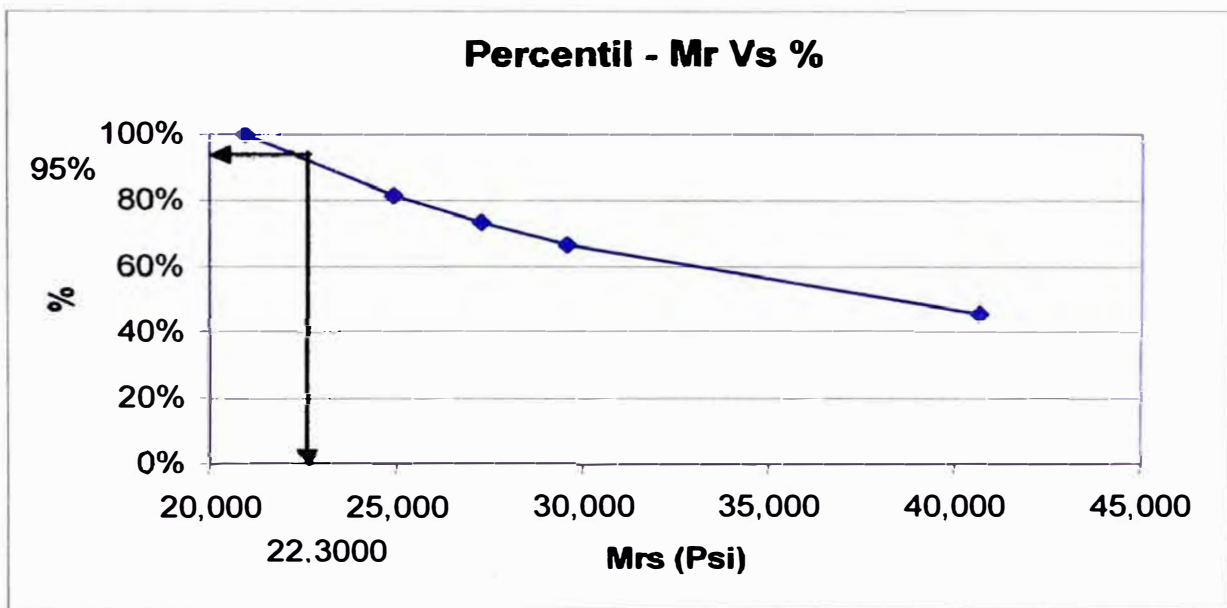
Seguidamente se calculó el CBR del tramo por el método del percentil.

**Cuadro 1.4.1**

**Cálculo del CBR por el método del percentil**

Mr (psi) Ordenado	CBR (Mpa)	Valores >= Mr	% >=
40,647	48	1	46%
29,557	33	2	67%
27,256	30	3	73%
24,920	27	4	81%
20,937	22	5	100%

**Figura 1.4.2**



Considerando la fórmula del Instituto de Aeronáutica de Brasil:

$$\text{CBR} = 0.0624(\text{Mr})^{1.176}$$

Donde:

Mr (Psi)

Para CBR de 4 a 48%

Finalmente se obtiene un CBR de diseño de 24 Mpa, equivalente a un Mr de 22,300 Psi aproximadamente.

**Respecto al material de canteras.** Se han localizado canteras con el fin de obtener agregado y rocas para concreto y asfalto. Otro tipo de canteras es el de préstamo para el afirmado, material compuesto por arenas, arcillas y fragmentos de roca para su utilización en la sub-rasante y capa basal de la carretera.

Las arenas que se utilizan para la producción de morteros y hormigón no debe contener más de un 2 % de arcilla y deben estar limpias; por lo general deben ser bien seleccionadas y estar libres de cualquier tipo de contaminación orgánica. Estas arenas limpias que se producen por la descomposición de las rocas graníticas y granodioríticas, se pueden conseguir en el cauce del río Rímac, y de sus tributarios. Las gravas y sedimentos finos utilizables como relleno, pueden ser extraídos de los conos aluviales que rellenan las quebradas. Se tratará de utilizar las canteras ya explotadas para evitar la desestabilización de nuevos taludes.

La relación de canteras explotables en el Tramo II del proyecto se muestra en el cuadro siguiente:

**Cuadro 1.4.2**  
**Canteras Explotables**

Cantera	Prog.	Lado	Acceso	Potencia (m³)	Rend	Uso	Tratamiento
Esperanza	58+500	Izq.	800m	220,000	70%	Sub-base Base, Concreto Asfalto	Zarandeo Chancado
San Juan	69+860	Der.	700m	60,000	60%	Sub-base Base, Concreto Asfalto	Zarandeo Chancado
Huariquiña	71+800	Der.	200m	23,400	90%	Sub-base Base, Concreto Asfalto	Zarandeo Chancado

## 1.5 DISEÑO DE PAVIMENTOS

El método de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), versión 1993, establece que la estructura de un pavimento debe satisfacer un determinado Número Estructural, el cuál se calcula en función:

- El tráfico que transcurrirá por la vía, durante un determinado número de años (período de diseño);
- La resistencia del suelo que soportará al pavimento; y,
- Los niveles de serviciabilidad deseados para la vía, tanto al inicio como al final de su vida de servicio.

Adicionalmente, deben considerarse determinados parámetros estadísticos, que funcionan como factores de seguridad que garantizan que la solución obtenida cumple con un determinado nivel de confianza.

La expresión dada por AASHTO para el cálculo del número estructural (SN) del pavimento, es:

$$\log W_{18} = Z_R S_o + 9.36 \log(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log\left(\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5}\right)}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \log M_R - 8.07$$

Donde

- $W_{18}$  : Número Total de Ejes Equivalentes, para el período de diseño.  
 $p_i$  : Serviciabilidad inicial.  
 $p_f$  : Serviciabilidad final.  
 $M_R$  : Módulo de Resiliencia de la subrasante.  
 $Z_R$  : Desviación Standard Normal  
 $S_o$  : Desviación Standard Total



Una vez determinado el Número Estructural requerido, la estructuración del pavimento se realiza por tanteos, asignando dimensiones a cada una de las capas consideradas y calculando en función a estas dimensiones y a la calidad de los materiales empleados –expresada mediante un coeficiente estructural- los números estructurales parciales, los que sumados deben satisfacer el valor total requerido.

La expresión que relaciona el número estructural con los espesores de capa es:

$$SN = a_1 D_1 + a_2 m_1 D_2 + a_3 m_2 D_3$$

Donde:

- $a_1, a_2, a_3$  = Coeficientes estructurales de los materiales
- $m_1, m_2$  = Coeficientes de drenaje de materiales granulares
- $D_1, D_2, D_3$  = Espesores de las capas

### Parámetros de Diseño

**Módulo Resiliente ( $M_R$ ).**- Del Estudio Geotécnico se establece que para una confiabilidad del 95%, tenemos que el Módulo de Resiliencia de la Subrasante de:  $M_R = 22,300.00$  psi

**Tráfico.**- Del estudio de Tráfico, se tienen los siguientes valores en Ejes Equivalentes para los diferentes periodos de análisis: (Cuadro 1.3.4 – Sentido del Tránsito Vs. EAL).

**Confiabilidad.**- Para su determinación se empleó la Guía AASHTO (2.1.2 Traffic, Part II: Pavement Design Procedures for New Construction or Reconstruction). Se está tomando una confiabilidad de 95%, con el cual se obtiene una Standard Normal Deviate ( $Z_R = -1,645$ )

**Desviación estándar total.**-  $S_0 = 0,45$

### **Serviciabilidad.-**

Serviciabilidad Inicial ( $p_i$ ) = 4.2

Serviciabilidad Final ( $p_f$ ) = 3.0

**Coefficientes estructurales de capas.-** Basados en lo señalado en el ítem 2.3.5 Layer coefficients, de la Guía de Diseño AASHTO, los coeficientes estructurales de capa considerados para el cálculo del número estructural de diseño son los siguientes:

$a_1 = 0,44/\text{pulg.} \text{ ó } 0,17/\text{cm}$  (para carpeta asfáltica en caliente)

$a_2 = 0,133/\text{pulg.} \text{ ó } 0,052/\text{cm}$  (para agregados de CBR = 80%) y un Módulo Resiliente igual a 30 ksi.

$a_3 = 0,11/\text{pulg.} \text{ ó } 0,043/\text{cm}$  (para agregados de CBR = 40%) y un Módulo Resiliente igual a 15 ksi.

**Coefficientes de drenaje.-** Para la elección del Coeficiente de Drenaje (Tabla 2.4 Valor de  $m_i$  recomendado para la modificación de coeficientes estructurales de base y subbase – AASHTO) se han tomado las siguientes consideraciones:

Exposición en agua de las estructuras de drenaje, entre 5 y 25%.

La condición de los sistemas de drenaje es Regular.

Por lo tanto se asume un Coeficiente de Drenaje  $m_i = 0.90$

**Diseño del Pavimento Para 20 Años.-** Tomando en cuenta que el valor de SN obtenido debe ser distribuido en las diferentes capas que conformaran el Pavimento, los que obedecen a la calidad del material y su coeficiente de aporte estructural los que son castigados por el coeficiente de drenaje dependiendo de las propiedades drenantes del material. Los espesores son distribuidos de acuerdo a criterios mínimos que se presenta a continuación.

**Cuadro 1.5.2**  
**Espesores Mínimos Pulgadas**

RANGOS DE TRAFICO	CONCRETO ASFALTICO	ESPESOR DE BASE
Menos de 50000	1 (Tratamiento Superficial)	4
50001 – 150000	2.0	4
150001 – 500000	2.5	4
5000001 – 2000000	3.0	6
2000001 – 7000000	3.5	6
Mayor a 7000000	4.0	6

Teniendo en cuenta todas estas consideraciones, asumimos los siguientes espesores para poder diseñar el espesor de la capa de sub base:

Carpeta Asfáltica            10.0 cm (4")

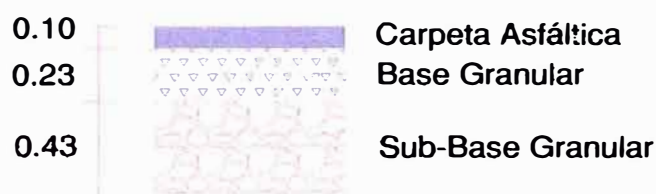
Base Granular                23.0 cm (9")

**Resultados.** Los cálculos realizados se obtienen los siguientes espesores para el Pavimento, con una proyección de 20 años.

Carpeta Asfáltica = 10.0 cm (4 pulg)

Base Granular = 23.0 cm (9 pulg)

Base Granular = 43.0 cm (17.03 pulg)



## 1.6 ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

El estudio hidrológico e hidráulico 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.-** Las estaciones pluviométricas fueron seleccionadas de la cuenca del río Rímac, de la cuenca del río Mantaro y vecinas. Estas cuencas son las que están más próximas a la zona de estudio. Estas estaciones pluviométricas se muestran en el siguiente cuadro:

**Cuadro 1.6.1  
Estaciones Pluviométricas**

Estación	Cuenca	Altitud msnm	Latitud	Longitud
Santa Eulalia	Rímac	1050	11°54'	76°40'
Matucana	Rímac	2378	11°50'	76°23'
Autista	Rímac	2250	11°44'	76°37'
Carampoma	Rímac	3272	11°39'	76°31'
San José de Parac	Rímac	3800	11°48'	76°15'
Chalilla	Turín	4050	11°56'	76°20'
Mina Colque	Rímac	4600	11°35'	76°29'
Milloc	Rímac	4400	11°34'	76°21'
Casapalca	Rímac	4191	11°37'	76°13'
San Cristóbal	Mantaro	4695	11°44'	76°03'
Morococha	Mantaro	4600	11°25'	76°20'
Pomacocha	Mantaro	4266	11°44'	76°08'
Marcapomacocha	Mantaro	4413	11°24'	76°20'

**Análisis de consistencia de la información.-** Para determinar cuál de las distribuciones se adapta mejor a la información histórica, se utilizaron los siguientes métodos: Método del error cuadrático mínimo, Test de Kolmogorov – Smirnov, Test de Chi – Cuadrado  $\chi^2$ . De acuerdo a estos métodos la distribución Gumbel es la que mejor se ajusta a la información histórica.

**Determinación de las precipitaciones máximas en 24 horas para diferentes períodos de retorno.-** Se determinó las precipitaciones máximas en 24 horas para 10 y 20 años de periodo de retorno, correspondiente a las cunetas y alcantarillas respectivamente. Estas precipitaciones se determinaron por la distribución Gumbel. A continuación se muestran estas precipitaciones en el siguiente cuadro:

**Cuadro 1.6.2  
Precipitaciones máximas**

Periodo Retorno	Matucana	Carampoma	Autisha	Casapalca	San José de Parac	Mina Colque	Marcapomacocha	Chalilla	Milloc
10	32.67	35.14	28.07	46.86	38.31	27.48	44.49	52.54	48.36
20	37.83	39.29	33.51	53.72	44.05	31.48	49.88	61.24	55.25

**Trazo de mapas de Isoyetas.-** El trazo de isoyetas se realizó de la siguiente forma: En el plano de la cuenca, donde se ubican las estaciones pluviométricas con sus respectivos valores de precipitación (precipitación máxima en 24 hs, para un período de retorno dado). Se realiza una interpolación lineal determinándose así los puntos de precipitación entera (30 mm, 40 mm, etc.). Uniendo estos puntos se tiene el trazo inicial de isoyetas. El trazo se realizó haciendo uso del software Autodesk Land 2006.

**Cálculo de las descargas máximas en los sitios requeridos.-** Se determinó las descargas máximas mediante el método racional para cada subcuenca determina. Para esto se determinó las características fisiográficas para determinar el tiempo de concentración y el área de cada subcuenca. Para hallar la intensidad se considero la fórmula del Soil Conservation Service (SCS). Además se utilizo el método del IILA – SENAMHI – UNI para verificar las descargas máximas. Las descargas máximas para cunetas y alcantarillas se muestran en los siguientes cuadros:

**Cuadro 1.6.3**  
**Precipitaciones máximas - Cunetas**

C = 0.42							
SUBCUENCA	CUNETAS		AREA (Km <sup>2</sup> )	IILA-SENAMHI-UNI		SCS	
	DE	A		INTENSIDAD (mm/hr)	CAUDAL (m <sup>3</sup> /seg)	INTENSIDAD (mm/hr)	CAUDAL (m <sup>3</sup> /seg)
S C 1	61+490	61+140	0.13	19.66	0.31	19.49	0.31
S C 2	61+800	61+490	0.09	21.37	0.22	24.13	0.25
S C 3	62+113	61+800	0.53	16.64	1.03	14.50	0.90
S C 4	62+525	62+113	0.41	18.19	0.88	17.07	0.83
S C 5	62+776	62+525	0.19	18.67	0.41	18.07	0.40
S C 6	63+107	62+776	0.08	20.60	0.19	22.47	0.21
S C 7	63+321	63+107	0.09	19.77	0.21	20.50	0.22
S C 8	63+640	63+321	0.32	16.27	0.61	14.31	0.53
S C 9	63+800	63+640	0.80	15.44	1.44	13.33	1.24
S C 10	64+000	63+800	0.17	16.60	0.33	14.96	0.30

**Cuadro 1.6.4**  
**Precipitaciones máximas - Alcantarillas**

C = 0.46		AREA (Km <sup>2</sup> )	IILA-SENAMHI-UNI		SCS	
SUBCUENCA	ALCANTARILLA		INTENSIDAD (mm/hr)	CAUDAL (m <sup>3</sup> /seg)	INTENSIDAD (mm/hr)	CAUDAL (m <sup>3</sup> /seg)
S C 1	61+140	0.13	22.64	0.39	22.34	0.39
S C 2	61+490	0.09	24.61	0.28	27.51	0.31
S C 3	61+800	0.53	19.16	1.30	16.44	1.11
S C 4	62+113	0.41	20.95	1.11	19.33	1.02
S C 5	62+525	0.19	21.50	0.52	20.48	0.49
S C 6	62+776	0.08	23.72	0.24	25.47	0.26
S C 7	63+107	0.09	22.77	0.27	23.25	0.27
S C 8	63+321	0.32	18.74	0.77	16.27	0.66
S C 9	63+640	0.80	17.78	1.81	15.19	1.55
S C 10	63+800	0.17	19.11	0.42	17.06	0.38

**Diseño de obras de arte y drenaje (cunetas y alcantarillas)**

**Cuadro 1.6.5**  
**Diseño de obras de arte y drenaje - cunetas**

SUBCUENCA	CUNETA		CAUDAL MAXIMO M3/S	CAUDAL DISEÑO M3/S	OBSERVACION
	DE	A			
S C 1	61+490	61+140	1.04	0.31	OK
S C 2	61+800	61+490	1.04	0.25	OK
S C 3	62+113	61+800	0.90	0.90	OK
S C 4	62+525	62+113	0.88	0.83	OK
S C 5	62+776	62+525	0.88	0.40	OK
S C 6	63+107	62+776	1.04	0.21	OK
S C 7	63+321	63+107	1.07	0.22	OK
S C 8	63+640	63+321	0.67	0.53	OK
S C 9	63+800	63+640	0.67	1.24	CAMBIAR
S C 10	64+000	63+800	0.67	0.30	OK

**Cuadro 1.6.6**  
**Diseño de obras de arte y drenaje - alcantarillas**

SUBCUENCA	ALCANTARILLA	DIAMETRO	CAUDAL MAX M3/S	CAUDAL M3/S	CONCLUSION
S C 1	61+140	36	1.13	0.39	OK
S C 2	61+490	36	1.13	0.31	OK
S C 3	61+800	48	2.35	1.11	OK
S C 4	62+113	48	2.35	1.02	OK
S C 5	62+525	36	1.13	0.49	OK
S C 6	62+776	36	1.13	0.26	OK
S C 7	63+107	36	1.13	0.27	OK
S C 8	63+321	36	1.13	0.66	OK
S C 9	63+640	36	1.13	1.55	CAMBIAR
S C 10	63+800	36	1.13	0.38	OK

Del análisis hidrológico e hidráulico, tenemos las siguientes modificaciones:

- Se proyecta una nueva alcantarilla en el km 61+140 TMC de 36", ubicado en un tramo de la primera variante.
- Se proyecta una nueva alcantarilla en la progresiva 62+525 TMC 36"
- Se alarga la alcantarillas 62+776 TMC 36", debido a que el trazo esta metido hacia el cerro.
- Se reemplaza la alcantarilla 63+640 por una TMC de 48" con su respectivo alargamiento.
- Se proyecta una nueva alcantarilla en el km 63+800 TMC 36"
- Progresivas 63+640 a 63+840 proyectar una cuneta de sección cuadrada de 1.0 x 0.40m. Esta cuneta podrá evacuar 1.7 m3/seg.

## 1.7 SEÑALIZACION Y SEGURIDAD

La propuesta para el mejoramiento del trazo existente de la carretera dentro del tramo en evaluación requiere de una adecuada complementación de la señalización en las condiciones actuales y sobre el nuevo trazo de la vía propuesta.

Se ha encontrado durante la inspección de campo, algunas deficiencias como, incompatibilidad de la señalización horizontal (marcas permanentes sobre el pavimento) con respecto a lo indicado en los planos del proyecto anterior.

Así, se registraron dos señales que no guardaban la distancia máxima requerida entre el borde del pavimento la señal respectiva. Una señal preventiva que se encontraba en mal estado, dando alerta de la necesidad del mantenimiento inmediato sobre esta. La señalización horizontal permitía, sobre algunas curvas, el paso de adelanto en zonas de poca visibilidad.

**Medidas de Seguridad Propuestas.-** La primera medida de seguridad propuesta consiste en mitigar la falta de visibilidad en las curvas horizontales, consiste en indicar con señales de reglamentación las zonas de “NO ADELANTAR”, además de lo que se pueda restringir con la señalización horizontal.

Al menos se deben colocar dos señales antes de ingresar a las curvas 44 y 47 de la vía existente. Contra lo observado en la progresiva km. 63+800 donde existe una zona de huaycos, se propone simplemente señalizarlo con una señal preventiva de zona de huaycos en temporada lluvias a modo de advertir al conductor que no se detenga en el tramo en peligro.

Tanto la señalización vertical como la horizontal deben responder a un mismo concepto de seguridad vial, por el que deberá corregirse esta última en algunos sectores de la vía, principalmente al ingreso y a la salida de las curvas con poca distancia de visibilidad.

## **1.8 EVALUACIÓN ECONÓMICA**

La evaluación económica se efectúa para determinar la factibilidad, en términos sociales, de llevar a cabo el proyecto, lo que se define en razón a los beneficios estimados frente al costo de las obras a realizar y los costos recurrentes de mantenimiento rutinario y las políticas de mantenimiento periódicas consideradas.



En la evaluación económica del Proyecto, se aplicará el Método del Excedente Social, analizando los ahorros en costos de operación de los vehículos que utilizan la carretera, evaluación que se fundamenta en el alto tráfico que soporta la vía y otros beneficios, como añadidos. A parte del tráfico normal, no se ha considerado tráfico generado ni tráfico desviado atraído hacia la carretera del proyecto, atendiendo a los estudios de tráfico realizados; asimismo, no se ha considerado el que se desviaría hacia la carretera Lima - Canta - Unish por no asegurarse su respectiva rehabilitación.

Este análisis permitirá, además, establecer el rendimiento del proyecto a través del confort de la solución técnica asociada a las políticas de mantenimiento que se aplique. En el desarrollo del estudio, se ha considerado los costos de inversión y mantenimiento, en relación a los presupuestos alcanzados por los especialistas de ingeniería. Los costos para su tratamiento en esta parte del estudio, han tenido que ser diferenciados en costos de mano de obra, en función a su costo de oportunidad en el mercado y costos en materiales y equipos de acuerdo a que se traten de bienes importados o de fabricación nacional; para luego ser convertidos a precios de eficiencia, en razón a que los precios de mercado en los países en desarrollo presentan distorsiones en su estructura, al aplicárseles obligaciones que permitan al Estado cubrir ciertos compromisos sociales, pero que no son compatibles con la razón del bien.

**Cuadro 1.8.1**  
**Variables generales del proyecto**

Año de inicio de construcción	2006
Año de la inversión	2006
Año de puesta en servicio del tramo	2007
Horizonte del proyecto	20 años
Tasa de descuento	14%
Indicadores de evaluación	Tasa Interna de Retorno (TIR) Valor Presente Neto (VAN) Relación Beneficio /Costo (B/C)

En lo que respecta a los costos de mantenimiento, se han asumido costos de mantenimiento periódico y rutinario, con un refuerzo a los diez años y en razón al comportamiento y características técnicas de ingeniería.

Para establecer el Flujo de Costos y Beneficios del Proyecto se estimaron los costos de inversión y mantenimiento, seguidamente se calcularon los beneficios por costos de operación vehicular de los usuarios, restando los costos de operación de los vehículos en la situación “con proyecto” de los costos de operación de los vehículos “sin proyecto”.

Los costos de la inversión y del mantenimiento se calculan llevando los presupuestos calculados para cada uno de ellos a precios económicos o precios sociales. Estos precios económicos o de eficiencia se estiman deduciendo a los precios financieros o de mercado las transferencias al Sector Público, tales como: impuestos, aranceles de aduana y otros derechos. Solo de esta forma es posible compararlo con el beneficio social dentro de la evaluación económica.

**Cuadro 1.8.2**  
**Factores de Ajuste de la Obras de Construcción de**  
**costos de Mercado a costos Económicos**

<b>INSUMOS</b>	<b>Material y Equipo nacional</b>	<b>Material y Equipo importado</b>	<b>Mano de obra calificada</b>	<b>Mano de obra no calificada</b>
<b>Aranceles (%)</b>		15%		
<b>IGV (%)</b>	19%	19%		
<b>Costo Oportunidad</b>			1	0.6
<b>FACTOR</b>	0.85	0.74	1	0.6

Para la situación sin proyecto se considera un mantenimiento rutinario incluido el bacheo, que se considera que se va a realizar esta tarea a un 7% de la superficie total. Rehabilitada la carretera, se aplicará la política de mantenimiento, consistente en efectuar un mantenimiento rutinario durante los 20 años del horizonte del proyecto. Considera bacheo del 6% de la superficie total, cuando estos se produzcan; sello de 10 mm. de espesor cada cinco años y un refuerzo de 5 mm al décimo año.

**Cuadro 1.8.3**  
**Ricardo Palma – La Oroya, Tramo: Cocachacra - Matucana**  
**Costos Financieros de Mantenimiento**

Concepto	Unidad	Total US\$	M. Obra Calificada	M. Obra No Calificada	Mat y Eq. Nacional	Mat y Eq. Importado
Bacheo	\$/m <sup>2</sup>	8.62	2.32	0.89	3.32	2.10
Sello	\$/m <sup>2</sup>	0.86	0.23	0.09	0.33	0.21
Refuerzo	\$/m <sup>2</sup>	2.95	0.79	0.30	1.13	0.73
M. Rutinario	\$/km-año	1678.79	451.34	172.33	645.22	409.90

Los costos de la operación vehicular se calcularon proyectando el tráfico para el periodo de vida del proyecto de acuerdo al estudio de tráfico presentado en los estudios de ingeniería, castigados por el costo en el que incurre cada tipo de vehículo por circular a través de la vía dentro las condiciones existentes o futuras de la misma. La diferencia entre la situación “con proyecto” y a situación “sin proyecto” nos da como resultado el beneficio que un usuarios obtiene por la ejecución del proyecto. Esto es lo que llamamos “Método del excedente social”

**Cuadro 1.8.4**  
**Costos de Operación Vehicular**  
**\$/Veh-Km a Precios Económicos**

TIPO DE VEHICULO	SIN PROYECTO	CON PROYECTO
AUTO	0.27	0.26
UTILITARIO	0.49	0.48
BUS	1.04	1.01
CAMIONES 2EJES L	1.24	1.16
CAMIONES 2EJES M	1.24	1.16
CAMIONES 3EJES P	1.68	1.6
CAMIONES 4EJES P	1.68	1.6
CAMION ARTICULA	2.13	2.05

Los resultados de la evaluación, se obtienen al comparar los flujos de costos de la situación “sin proyecto” con los flujos de costos de la situación “con proyecto”. Dentro del segundo, se incluyen los costos de la inversión y por diferencia se obtiene el flujo de beneficios netos que permitirá conocer el grado de rentabilidad del proyecto, medido mediante el Valor Actual Neto (VAN) y la Tasa Interna de Retorno (TIR).

La evaluación económica y el análisis de sensibilidad, nos muestran que el proyecto de rehabilitación del tramo II Cocachacra – Matucana km 61+000 al 64+000, es altamente rentable, en la alternativa propuesta con **TIR: 23%**; **VAN: 14.91 millones de soles.**

## **1.9 IMPACTO AMBIENTAL**

El objetivo del Estudio de Impacto Ambiental es el de identificar, predecir e interpretar a los probables impactos ambientales que puedan afectar el medio ambiente, originados en las etapas de planificación, construcción y operación del proyecto, con el fin de implementar las medidas de control que eviten, rechacen y/o minimicen los impactos ambientales negativos; y en el caso de los impactos positivos, implementar las medidas que refuercen los beneficios generados por la ejecución de éste.

Para ejecutar el presente Estudio de Impacto Ambiental se planteó una metodología multidisciplinaria e interdisciplinaria, utilizando como herramienta a la *Matriz de Causa Efecto*, la que nos permite realizar el cruce de información entre las acciones comprendidas dentro del proyecto (que generan impactos), y los parámetros de base, ya sean naturales o culturales (susceptibles a los impactos). De este modo se identifica en forma gráfica los impactos del proyecto.

Para completar la matriz, es necesaria la recopilación de datos en campo, para su posterior análisis en gabinete, de este modo proponer las medidas de control y corrección buscadas que armonicen el proyecto con el medio natural y cultural que lo rodea.

## **CAPITULO II: DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA CUENCA**

### **2.1 CUENCA DEL RÍO RÍMAC**

La cuenca del río Rímac está localizada entre los 11°32' y 12°15' de latitud sur y entre los 76°08' y 77°10' de longitud oeste. Está ubicada en las provincias de Lima y Huarochiri 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.

La cuenca del río Rímac se origina en la vertiente occidental de la cordillera de los Andes a una altitud máxima de aproximadamente 5,508 metros sobre el nivel del mar en el nevado Paca y aproximadamente a 132 kilómetros al nor-este de la ciudad de Lima, desembocando por el Callao, en el océano Pacífico. El área total de captación es de 3,132 km<sup>2</sup>, que incluye aquella de sus principales tributarios, Santa Eulalia (1,097.7 km<sup>2</sup>) y Río San Mateo (193.7 km<sup>2</sup>), tiene en total 191 lagunas, de las cuales 89 han sido estudiadas.

El relieve es el que predomina en los ríos de la vertiente occidental, con una cuenca alargada, de fondo profundo y de fuerte pendiente.

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

La cuenca del río Rímac es una de las cuencas hidrográficas más importantes del país, al encontrarse dentro de ella la Gran Capital, desempeñando un rol vital como fuente de abastecimiento de agua para el consumo humano, agrícola y energético, existiendo en ella 5 centrales hidroeléctricas importantes.

Conforme la cuenca se eleva de Lima hacia su fuente en la cordillera, el valle del río varía de un amplio plano costero, en el cual está situada Lima, a un perfil de valle bien definido que sirve de soporte a actividades agrícolas y a importantes centros de población tales como Vitarte, Chaclacayo, Chosica, Ricardo Palma y Matucana. En las partes más altas de la cuenca, al Este de Surco (altura de 2,200 m.s.n.m), el valle se vuelve extremadamente angosto con paredes laterales con un talud muy empinado y paisajes espectaculares.

## **2.2 CUENCA DEL TRAMO DE ESTUDIO**

El tramo de estudio se encuentra entre las progresivas 61+000 al 64+000 del tramo II: Cocachacra - Matucana de la zona 1: Puente Ricardo Palma - La Oroya. Las subcuencas de influencia para este tramo están dentro de la cuenca del río Rímac. El tramo de la carretera en estudio se encuentra en la margen izquierda del río Rímac.

El área de las subcuencas de influencia asciende a 3.02 km<sup>2</sup>. Altitudinalmente se desarrolla desde 1700 msnm hasta los 3300 msnm. Como se puede apreciar en el plano HH-01 del anexo C.

Las subcuencas se determinaron de acuerdo al área de influencia de cada alcantarilla proyectada. Se han determinado 10 subcuencas. Como se puede apreciar en el plano HH-04 del anexo C.

De la información recopilada de la Estación Matucana del 1990 al 2000 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. (ver cuadros 2.2.1 y 2.2.2)

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 está 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%),

Con respecto a la precipitación media, se cuenta con la estación Matucana que registra una lluvia media anual de 285 mm., considerando valor característico de la zona en estudio.

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

$$T = 0.0029H + 20.006$$

$$R^2 = 0.8686$$

Siendo:

T = Temperatura media anual, en °C

H = Altitud, en msnm

R = Coeficiente de correlación

**Cuadro 2.2.1**  
**Estación Matucana**  
**Temperatura Máxima Absoluta Mensual °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									

Estudio de la Rehabilitación de las carreteras afectadas por "El niño" MTC – SINMAC – JBIC

**Cuadro 2.2.2**  
**Estación Matucana**  
**Temperatura Mínima Absoluta Mensual °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									

Estudio de la Rehabilitación de las carreteras afectadas por "El niño" MTC – SINMAC – JBIC



## **CAPÍTULO III: ANÁLISIS HIDROLÓGICO**

### **3.1 INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA**

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

**Cuadro 3.1.1**  
**Cartas Nacionales Utilizados para el Estudio Hidrológico**

<b>Denominación</b>	<b>Hoja</b>	<b>Escala</b>	<b>Institución</b>
Chosica	24j	1:100,000	IGN
Matucana	24k	1:100,000	IGN
Oroya	24l	1:100,000	IGN

Estudio de la Rehabilitación de las carreteras afectadas por "El niño" MTC – SINMAC – JBIC

### **3.2 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 Rímac, en el río Mantaro y vecinas se muestran en el Cuadro

#### **3.2.1**

**Cuadro 3.2.1**  
**Estaciones Pluviométricas**

Estación	Cuenca	Altitud msnm	Latitud	Longitud
Santa Eulalia	Rímac	1050	11°54'	76°40'
Matucana	Rímac	2378	11°50'	76°23'
Autista	Rímac	2250	11°44'	76°37'
Carampoma	Rímac	3272	11°39'	76°31'
San José de Parac	Rímac	3800	11°48'	76°15'
Chalilla	Lurín	4050	11°56'	76°20'
Mina Colque	Rímac	4600	11°35'	76°29'
Milloc	Rímac	4400	11°34'	76°21'
Casapalca	Rímac	4191	11°37'	76°13'
San Cristóbal	Mantaro	4695	11°44'	76°03'
Morococha	Mantaro	4600	11°25'	76°20'
Pomacocha	Mantaro	4266	11°44'	76°08'
Marcapomacocha	Mantaro	4413	11°24'	76°20'

Estudio de la Rehabilitación de las carreteras afectadas por "El niño" MTC – SINMAC – JBIC

La ubicación de las estaciones se presenta también en el Plano HH-02 Y HH-03 del anexo C.

### 3.3 ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA

Para la estimación de caudales se ha efectuado un análisis de frecuencias de eventos hidrológicos máximos, aplicables a caudales de avenida y precipitación máxima. No contando con registros de aforo en los cursos hídricos que desfogan a través de la carretera, Además de no existir cursos hídricos importantes se considera el siguiente procedimiento:

- Uso de registros de precipitación máxima en 24 hrs.
- 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 10 y 20 años para cunetas y alcantarillas respectivamente.

- Trazo de mapas de Isoyetas.
- Aplicación del modelo precipitación – escorrentía.

### 3.3.1 Análisis de Frecuencia

El procedimiento está basado en las diferentes distribuciones de frecuencia usadas en análisis de eventos hidrológicos máximos.

Las distribuciones de frecuencia más usuales son:

- Distribución Normal (N).
- Distribución LogNormal (LN)
- Distribución Gumbel (EV1)
- Distribución Pearson III (P3).

Los parámetros de las distribuciones se hallaron por los métodos de Momentos y Máxima Verosimilitud, prefiriendo el segundo sobre todo en distribuciones sesgadas.

#### 3.3.1.1 Distribución Normal

La distribución Normal o Gaussiana no transformada, es simétrica con respecto a la media y no ha sido muy usada en análisis de frecuencias de avenidas, ya que la mayor cantidad de las series de avenidas tiene un pronunciado sesgo positivo. Sin embargo se ha encontrado apropiada para ciertas series de descargas de avenidas y niveles de agua, en particular donde hay grandes almacenamientos.

La función de distribución de probabilidades es:

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

Los parámetros son en este caso:

$\mu$   $\cong$  Media de la muestra

$\sigma$   $\cong$  Desviación Standard

Considerando la variable estandarizada:

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

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

### 3.3.1.2 Distribución LogNormal (LN).

Considera que los logaritmos de los caudales tienen una distribución Normal. Ha sido extensamente usada en los Estados Unidos de Norteamérica y Canadá debido a su consistencia y facilidad de aplicación e interpretación.

La función de probabilidad es:

$$F(x) = \int_0^x \frac{1}{2\pi} \frac{1}{x\sigma} e^{-\frac{1}{2} \left( \frac{\ln x - \mu}{\sigma} \right)^2} dx$$

La variable estandarizada es:

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

En este caso  $\mu$  y  $\sigma$  son la media y desviación estándar de los logaritmos de los caudales.

### 3.3.1.3 Distribución Gumbel (EV1)

La distribución de valores tipo 1 conocida como distribución Gumbel o doble exponencial, ha sido aplicada tanto a precipitaciones máximas como avenidas; en el Perú ha tenido buenos resultados. Su función de distribución de probabilidades es:

$$F(x) = e^{-e^{-a(x-\beta)}}$$

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

$$\beta = \mu - \frac{A}{\alpha}$$

Donde A y B se muestran en la siguiente tabla según el tamaño de la muestra:

**Cuadro 3.3.1.3.1**

N	A	B
10	0.4952	0.9496
15	0.5128	1.0206
20	0.5236	1.0628
25	0.5309	1.0914
30	0.5362	1.1124
35	0.5403	1.1285
40	0.5436	1.1413
45	0.5463	1.1518
50	0.5485	1.1607
55	0.5504	1.1682

### 3.3.1.4 Distribución Pearson III (P3)

Esta distribución es una de las series de funciones derivadas por Pearson. Ha sido usada en el análisis de avenidas con buenos resultados sobre todo en Canadá y Estados Unidos de Norteamérica.

La función de distribución de probabilidades es:

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

En este caso se tienen las relaciones adicionales:

$$\delta = \mu - \alpha\beta$$

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

$$\beta = \left(\frac{2}{\gamma}\right)^2$$

Siendo  $\gamma$  el sesgo.

### 3.3.2 Análisis de Bondad de Ajuste

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

- Método del error cuadrático mínimo.
- Test de Kolmogorov – Smirnov
- Test de Chi – Cuadrado  $\chi^2$

#### 3.3.2.1 Método del error cuadrático mínimo

El método consiste en calcular el error cuadrático:

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

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

### 3.3.2.2 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 siguiente:

**Cuadro 3.3.2.2.1**  
**Prueba de Kolmogorov – Smirnov**

Tamaño de la muestra	$\alpha=0.10$	$\alpha=0.05$	$\alpha=0.01$
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	$1.22\sqrt{n}$	$1.36\sqrt{n}$	$1.63\sqrt{n}$

### 3.3.2.3 Método o prueba $\chi^2$ .

En este caso se aplicará el último por considerarlo más completo. Esta prueba fue propuesta por Karl Pearson en 1990.

Su aplicación requiere en primer lugar agrupar los valores de caudales en clases, para lo cual se debe calcular el número de intervalos usando la sugerencia de Sturges:

$$K = 1 + 3.3 \log N$$

Donde  $K$  es el número de intervalos y  $N$  el número total de datos. Alternativamente se puede usar la expresión de Yevjevich:

$$K = 1 + 1.33 \ln N$$

Además se debe calcular el parámetro estadístico:

$$D = \sum_{i=1}^k \frac{(e_i - e_0)^2}{e_i}$$

Donde  $e_0$  es el número observado de eventos en el intervalo  $i$  y  $e_i$  es el número esperado de eventos en el mismo intervalo. Para calcular  $e_i$  se tiene:

$$e_i = n(F(S_i) - F(I_i))$$

$F(S_i)$  es la función de distribución de probabilidad en el límite superior del intervalo  $i$ ,  $F(I_i)$  es la misma función en el límite inferior y  $n$  es el número de eventos.

### 3.3.3 Precipitación Máxima en 24 horas

La información de precipitaciones máximas en 24 horas se muestra en el siguiente cuadro:



**Cuadro 3.3.3.1****Precipitación Máxima en 24 horas (mm) Cuenca del Río Rimac**

Año	Matucana	Carampoma	Autisha	Casapalca	San José de Parac	Mina Colque	Marcapomacocha	Chalilla	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				

Estudio de la Rehabilitación de las carreteras afectadas por "El niño" MTC – SINMAC – JBIC

Como se observa, hay 4 estaciones con período de registro largo y el resto con registros más cortos. El análisis de consistencia se centró en las estaciones de largo período: Matucana, Carampoma, Casapalca y Milloc.

Entre los métodos de análisis de bondad de ajustes se usó el Test Chi<sup>2</sup>, error cuadrático y Kolmogorov Smirnov, los resultados se muestran en los cuadros A1 al A12 del anexo A.

**Cuadro 3.3.3.2****Comparación de los resultados de las pruebas de bondad de ajuste**

<b>PRUEBA DE CHI-CUADRADO</b>				
<b>FUNCION</b>	<b>ESTACION</b>			
	<b>MATUCANA</b>	<b>CARAMPOMA</b>	<b>CASAPALCA</b>	<b>MILLOC</b>
<b>NORMAL</b>	4	1	4	4
<b>LOGNORMAL</b>	2	2	3	3
<b>GUMBEL</b>	1	3	1	2
<b>PEARSON III</b>	3	4	2	1
<b>ELECCIÓN</b>	<b>GUMBEL</b>	<b>NORMAL</b>	<b>GUMBEL</b>	<b>PEARSON III</b>

<b>ERROR CUADRATICO MINIMO</b>				
<b>FUNCION</b>	<b>ESTACION</b>			
	<b>MATUCANA</b>	<b>CARAMPOMA</b>	<b>CASAPALCA</b>	<b>MILLOC</b>
<b>NORMAL</b>	4	1	4	4
<b>LOGNORMAL</b>	2	2	3	3
<b>GUMBEL</b>	1	3	1	2
<b>PEARSON III</b>	3	4	2	1
<b>ELECCIÓN</b>	<b>GUMBEL</b>	<b>NORMAL</b>	<b>GUMBEL</b>	<b>PEARSON III</b>

<b>PRUEBA KORMOGOROV SMIRNOV</b>				
<b>FUNCION</b>	<b>ESTACION</b>			
	<b>MATUCANA</b>	<b>CARAMPOMA</b>	<b>CASAPALCA</b>	<b>MILLOC</b>
<b>NORMAL</b>	4	3	4	4
<b>LOGNORMAL</b>	2	2	3	3
<b>GUMBEL</b>	1	1	1	2
<b>PEARSON III</b>	3	4	2	1
<b>ELECCIÓN</b>	<b>GUMBEL</b>	<b>NORMAL</b>	<b>GUMBEL</b>	<b>PEARSON III</b>

Elaboración propia

Se opta por GUMBEL por estar más ajustada a los registros pluviométricos. Los valores para diferentes Períodos de Retorno en las estaciones de la cuenca del río Rimac son las mostradas en el cuadro 3.3.3.3

**Cuadro 3.3.3.3**  
**Precipitaciones (mm) para diferentes Períodos de Retorno – años**  
**Distribución Gumbel**

Periodo Retorno	Matucana	Caram-poma	Autisha	Casapalca	San José de Parac	Mina Colque	Marcapoma cocha	Chalilla	Milloc
1.05	7.58	13.94	2.36	13.10	10.20	7.79	17.09	10.49	14.31
2	16.97	21.49	12.25	25.58	20.63	15.06	26.89	26.33	26.84
5	24.15	27.27	19.83	35.14	28.62	20.63	34.40	38.46	36.44
10	28.91	31.10	24.84	41.47	33.91	24.32	39.37	46.49	42.80
20	33.47	34.77	29.65	47.54	38.98	27.86	44.14	54.20	48.89
25	34.92	35.93	31.18	49.47	40.59	28.98	45.65	56.64	50.83
50	39.38	39.52	35.88	55.40	45.55	32.43	50.31	64.17	56.78
100	43.81	43.08	40.54	61.29	50.47	35.86	54.94	71.64	62.70
200	48.22	46.63	45.19	67.16	55.37	39.28	59.55	79.09	68.59
500	54.04	51.31	51.33	74.90	61.84	43.79	65.63	88.91	76.36

Elaboración propia

Los valores para períodos de diseño se han afectado por un factor 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 se dan en el cuadro 3.3.3.4. Con esta información se tiene las Isoyetas para las precipitaciones máximas de 10, 20 años de períodos de retorno en los Planos HH-02 y HH-03 respectivamente del anexo C.

**Cuadro 3.3.3.4**  
**Precipitaciones (mm) afectadas por un factor 1.13 para diferentes Períodos de Retorno – años. Distribución Gumbel**

Periodo Retorno	Matucana	Caram-poma	Autisha	Casapalca	San José de Parac	Mina Colque	Marcapoma cocha	Chalilla	Milloc
10	32.67	35.14	28.07	46.86	38.31	27.48	44.49	52.54	48.36
20	37.83	39.29	33.51	53.72	44.05	31.48	49.88	61.24	55.25

Elaboración propia

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

En el plano de la cuenca, donde se ubican las estaciones pluviométricas con sus respectivos valores de precipitación (precipitación máxima en 24 hs, para un período de retorno dado), se realiza una interpolación lineal determinándose así los puntos de precipitación entera (30 mm, 40 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.

## **CAPÍTULO IV: ANÁLISIS DE SUBCUENCAS**

En la carta nacional hoja Matucana 24 k a escala 1:100,000 se ha delimitado las subcuencas que determinan el área de influencia de las cunetas y alcantarillas en el km 61+000 al 64+000. Se efectuó un inventario de las mismas y se determinó los parámetros geomorfológicos e hidrológicos para la estimación del caudal para el diseño hidráulico de estas estructuras.

### **4.1 CARACTERÍSTICAS FISIAGRÁFICAS**

En el Tramo II: Cocachacra – Matucana. Km 61+000 al 64+000 se presentan alcantarillas y cunetas de acuerdo al cuadro siguiente:

**Cuadro 4.1.1****Inventario actual de las alcantarillas existentes**

Progresiva	Función	Entrada	Estructura Principal				Salida	Observaciones	Foto N°
			Tipo	Longitud	Dirección	Esviaje			
61+055	pluvial	Caja de captación	TMC 48"	7	D-I		Alero Inclinado	Realizar Trabajos de Mantenimiento	Foto B.1
61+180	pluvial	Caja de captación	TMC 36"	7	D-I		Alero Inclinado	Realizar Trabajos de Mantenimiento	Foto B.2
61+490	pluvial	Caja de captación	TMC 48"	7	D-I		Alero Inclinado	Realizar Trabajos de Mantenimiento	Foto B.3
61+800	pluvial	Caja de captación	TMC 48"	7	D-I		Alero Inclinado	Realizar Trabajos de Mantenimiento	Foto B.4
62+113	pluvial	Caja de captación	TMC 36"	15	D-I		Alero Inclinado	Realizar Trabajos de Mantenimiento	Foto B.5
62+553	pluvial	Caja de captación	TMC 36"	7	D-I		Alero Inclinado	Realizar Trabajos de Mantenimiento	Foto B.6
62+776	pluvial	Caja de captación	TMC 36"	7	D-I		Alero Inclinado	Realizar Trabajos de Mantenimiento	Foto B.7
63+107	pluvial	Caja de captación	TMC 36"	7	D-I		Alero Inclinado	Realizar Trabajos de Mantenimiento	Foto B.8
63+321	pluvial	Caja de captación	TMC 36"	7	D-I		Alero Inclinado	Realizar Trabajos de Mantenimiento	Foto B.9
63+640	pluvial	Caja de captación	TMC 36"	7	D-I		Alero Inclinado	Realizar Trabajos de Mantenimiento	Foto B.10
63+840	quebrada	Aleros Inclinado	TMC 48"	13	D-I		Alero Inclinado	Realizar Trabajos de Mantenimiento	Foto B.11

Elaboración propia

De acuerdo a las variantes planteadas para el tramo de la carretera se ha realizado algunos cambios en las alcantarillas con la finalidad que cumplan eficientemente con la evacuación de las aguas pluviales. Los cambios optados son los siguientes:

- Se anula la alcantarilla ubicada en el km 61+055 debido a que esta se encuentra en una variante (ver Foto B.1).
- Se proyecta una nueva alcantarilla en el km 61+140, ubicado en un tramo de la primera variante.
- Se anula la alcantarilla 61+180 (ver Foto B.2).
- Se proyecta una nueva alcantarilla en la progresiva 62+525.
- Se anula la alcantarilla 62+553 (ver Foto B.6).

- Se reemplaza la alcantarillas 62+776 con su respectivo alargamiento debido a que el trazo esta mas metido hacia el cerro (ver Foto B.7).
- Se reemplaza la alcantarilla 63+640 y alargamiento (ver Foto B.10).
- Se proyecta una nueva alcantarilla en el km 63+800.
- Se anula la alcantarilla 63+840 (ver Foto B.11).

En el cuadro 4.1.2 se puede apreciar los cambios en las alcantarillas.

**Cuadro 4.1.2**  
**Características de las alcantarillas proyectadas**

Progresiva	Función	Entrada	Estructura Principal			Salida	Observaciones	Subcuenca
			Tipo	Longitud	Dirección			
61+140	pluvial	Caja de captación	—	7.00	D-I	Alero Inclinado	nuevo	S_C 1
61+490	pluvial	Caja de captación	TMC 36"	7.00	D-I	Alero Inclinado	Limpieza General	S_C 2
61+800	pluvial	Caja de captación	TMC 48"	7.00	D-I	Alero Inclinado	Limpieza general y cotar vegetación	S_C 3
62+113	pluvial	Caja de captación	TMC 48"	7.00	D-I	Alero Inclinado	Limpieza General	S_C 4
62+525	pluvial	Caja de captación	—	15.00	D-I	Alero Inclinado	nuevo	S_C 5
62+776	pluvial	Caja de captación	—	15.00	D-I	Alero Inclinado	reemplaza y alarga	S_C 6
63+107	pluvial	Caja de captación	TMC 36"	7.00	D-I	Alero Inclinado	Limpieza General	S_C 7
63+321	pluvial	Caja de captación	TMC 36"	7.00	D-I	Alero Inclinado	Limpieza General	S_C 8
63+640	pluvial	Caja de captación	—	15.00	D-I	Alero Inclinado	reemplaza y alarga	S_C 9
63+800	pluvial	Caja de captación	—	7.00	D-I	Alero Inclinado	Nuevo	S_C 10

Elaboración propia

La determinación de las subcuencas de ahora en adelante se hará teniendo en cuenta estos cambios de las ubicaciones de las alcantarillas.

Para las nuevas alcantarillas se determinará los diámetros de acuerdo al diseño hidráulico y para las existentes se hará una comparación entre los diámetros existentes con los diámetros calculados.

## 4.2 PARÁMETROS FÍSICOS Y GEOMORFOLÓGICOS

La extensión de las subcuencas se ha delimitado en la hoja Matucana 24 k siguiendo la línea de cumbres para determinar el área drenante y se determinó la longitud del cauce principal desde sus nacientes hasta la intersección con la vía.

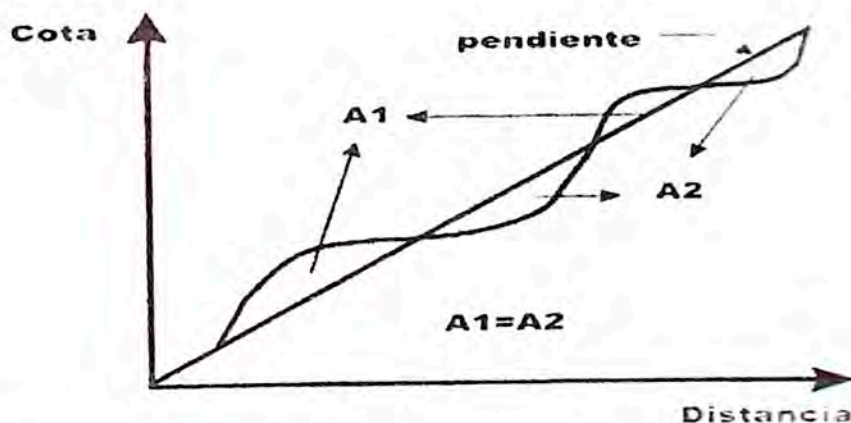
### 4.2.1 Pendiente del cauce

El conocimiento de la pendiente del cauce principal de una cuenca, es un parámetro importante, en el estudio del comportamiento del recurso hídrico.

Existen varios métodos para obtener la pendiente de un cauce. En este caso se determinó la pendiente del cauce mediante el método de la compensación de áreas:

#### 4.2.1.1 Compensación de áreas

Una manera más real de evaluar la pendiente de un cauce, es compensándola, es decir, elegir la pendiente de una línea que se apoya en el extremo final del tramo por estudiar, y que tiene la propiedad de contener la misma área (abajo y arriba), respecto al perfil del cauce (ver siguiente figura).



El proceso para su cálculo, es como sigue:

1. Trazar el perfil longitudinal del cauce.
2. Trazar una línea apoyada en el extremo final, y que divida el perfil longitudinal en áreas por encima y por debajo de ella.



3. Calcular las áreas por encima (A1) y por debajo de la línea (A2).
4. Si estas áreas son aproximadamente iguales, es decir  $A1 = A2$ , la línea trazada representa la pendiente del cauce, sino repetir los paso 2 y 3.

Los parámetros físicos y geomorfológicos se obtuvieron de los planos HH-04 y HH-05 del anexo C. Estos parámetros se muestran en el siguiente cuadro:

**Cuadro 4.2.1**  
**Parámetros Físicos y Geomorfológicos de la Subcuenca**

SUBCUENCA	AREA KM2	PENDIENTE	LONG. CAUCE KM
S C 1	0.13	90%	0.77
S C 2	0.09	97%	0.50
S C 3	0.53	78%	1.50
S C 4	0.41	79%	1.06
S C 5	0.19	75%	0.94
S C 6	0.08	69%	0.57
S C 7	0.09	70%	0.71
S C 8	0.32	73%	1.60
S C 9	0.80	66%	1.87
S C 10	0.17	71%	1.48

Elaboración propia

## 4.3 PARÁMETROS HIDROLÓGICOS

### 4.3.1 Tiempo de concentración

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

#### 4.3.1.1 Fórmula de Kirpich:

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

donde:

- $T_c$  = tiempo de concentración en hs  
 $L$  = longitud del cauce principal en km  
 $S$  = pendiente entre altitudes máximas y mínimas del cauce en m/m

#### 4.3.1.2 Fórmula de Hathaway:

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

En la cual:

- $T_c$  = tiempo de concentración en hs  
 $L$  = longitud del cauce principal en km  
 $S$  = pendiente en m/m  
 $N$  = factor de rugosidad de la cuenca

Los valores de  $N$  son los siguientes:

**Cuadro 4.3.1.2.1**  
**Valores de  $N$  para la fórmula de Hathaway**

TIPO DE SUELO	VALOR DE N
Liso impermeable	0,02
Suelo desnudo y compactado	0,10
Plantaciones; zonas agrícolas	0,20
Arbustos – vegetación baja	0,40
Selva	0,60

Para nuestro caso elegimos un valor de  $N$  igual a 0.20 por ser el suelo de la zona más parecido al de plantaciones y zonas agrícolas que se muestra en el cuadro 4.3.1.2.1.

### 4.3.1.3 Fórmula del US Corps of Engineers:

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

donde:

$T_c$  = tiempo de concentración en hs

$L$  = longitud del cauce en km.

$S$  = pendiente en m/m.

La aplicación de las formulas indicadas se resume en el cuadro adjunto, siendo los valores más realistas los obtenidos con la última de ellas:

**Cuadro 4.3.1.1**

#### Tiempos de concentración según Kirpich, Hathaway y Corps of Engineers para cada subcuenca

SUBCUENCA	PENDIENTE	LONG. CAUCE KM	FACTOR RUGOSIDAD	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (HORAS)		
				KIRPICH	HATHAWAY	CORPS OF ENGINEERS
S C 1	90%	0.77	0.2	0.06	0.26	0.25
S C 2	97%	0.50	0.2	0.04	0.21	0.18
S C 3	78%	1.50	0.2	0.10	0.37	0.43
S C 4	79%	1.06	0.2	0.08	0.31	0.33
S C 5	75%	0.94	0.2	0.07	0.30	0.30
S C 6	69%	0.57	0.2	0.05	0.24	0.21
S C 7	70%	0.71	0.2	0.06	0.26	0.25
S C 8	73%	1.60	0.2	0.11	0.38	0.45
S C 9	66%	1.87	0.2	0.13	0.42	0.52
S C 10	71%	1.48	0.2	0.10	0.37	0.43

Elaboración propia

Se puede observar que el tiempo de concentración según Hathaway y Corps of Engineers son bastante parecidos en comparación con la de Kirpich. Además los tiempos de concentración según kirpich son demasiados bajos para longitudes de subcuencas pequeñas. De todo esto se concluye escoger el método de la Corps of Engineers para el cálculo de caudales máximas.

### 4.3.2 Precipitación Máxima

La precipitación máxima caída sobre las subcuencas se determinó con los planos de isoyetas trazadas para períodos de retorno de 10 y 20 años que se encuentran en los planos HH-02 y HH-03 del anexo C.

La precipitación para cada subcuenca se determinó haciendo una interpolación lineal entre las isoyetas del periodo de retorno correspondiente y la ubicación del centro de gravedad de cada subcuenca. Véase los planos HH-06, HH-07 del anexo C y los cuadros 4.3.2.1 y 4.3.2.2:

**Cuadro 4.3.2.1**

**Precipitaciones Máximas con un periodo de retorno de 10 años para cada subcuenca**

PERIODO DE RETORNO 10 AÑOS (CUNETAS)		
SUBCUENCA	ALCANTARILLA	PRECIPITACIÓN MM
S_C 1	61+140	30.41
S_C 2	61+490	30.61
S_C 3	61+800	31.12
S_C 4	62+113	31.25
S_C 5	62+525	31.44
S_C 6	62+776	31.41
S_C 7	63+107	31.58
S_C 8	63+321	31.86
S_C 9	63+640	32.22
S_C 10	63+800	32.23

Elaboración propia

### Cuadro 4.3.2.2

#### Precipitaciones Máximas con un periodo de retorno de 20 años para cada subcuenca

PERIODO DE RETORNO 20 AÑOS (ALCANTARILLAS)		
SUBCUENCA	ALCANTARILLA	PRECIPITACIÓN MM
S_C 1	61+140	34.85
S_C 2	61+490	34.90
S_C 3	61+800	35.28
S_C 4	62+113	35.39
S_C 5	62+525	35.63
S_C 6	62+776	35.61
S_C 7	63+107	35.82
S_C 8	63+321	36.21
S_C 9	63+640	36.72
S_C 10	63+800	36.76

Elaboración propia

### 4.3.3 Intensidad

Las intensidades se han determinado por el método del Soil Conservación Service (SCS) que depende de la precipitación antes calculada y del tiempo de concentración.

Esta intensidad obtenida por el método del SCS se comparará con la intensidad determinada por el método del IILA-SENAMHI-UNI, para verificar si puede ser aplicado a esta región.

#### 4.3.3.1 Método del Soil Conservación Service (SCS)

La ecuación de intensidad, obtenido de la distribución de precipitaciones en 24 horas en base al método de Soil Conservation Service según lo analizado en el estudio de Hidrología:

$$I = \frac{0.280049}{t_c^{(0.6)}} P$$

Donde:

- I = Intensidad en (mm/hr)  
 tc = Tiempo de concentración en (hr)  
 P = Precipitación máxima de 24 hr.

Utilizando las precipitaciones obtenidas en los cuadros 4.3.2.1 y 4.3.2.2, y tiempos de concentración calculados por la Fórmula del US Corps of Engineers (cuadro 4.3.1.1) se ha calculado las intensidades según el método del SCS que se muestran en los siguientes cuadros:

#### Cuadro 4.3.3.1.1

#### Determinación de la intensidad para cada subcuenca según el método del SCS Para cunetas

SUBCUENCA	ALCANTARILLA	TIEMPO DE CONCENTRACION (hr)	PRECIPITACIÓN (mm)	INTENSIDAD (mm/hr)
S C 1	61+140	0.25	30.41	19.5
S C 2	61+490	0.18	30.61	24.1
S C 3	61+800	0.43	31.12	14.5
S C 4	62+113	0.33	31.25	17.1
S C 5	62+525	0.30	31.44	18.1
S C 6	62+776	0.21	31.41	22.5
S C 7	63+107	0.25	31.58	20.5
S C 8	63+321	0.45	31.86	14.3
S C 9	63+640	0.52	32.22	13.3
S C 10	63+800	0.43	32.23	15.0

Elaboración propia

### Cuadro 4.3.3.1.2

#### Determinación de la intensidad para cada subcuenca según el método del SCS Para alcantarillas

SUBCUENCA	ALCANTARILLA	TIEMPO DE CONCENTRACION (hr)	PRECIPITACIÓN (mm)	INTENSIDAD (mm/hr)
S C 1	61+140	0.25	34.85	22.3
S C 2	61+490	0.18	34.90	27.5
S C 3	61+800	0.43	35.28	16.4
S C 4	62+113	0.33	35.39	19.3
S C 5	62+525	0.30	35.63	20.5
S C 6	62+776	0.21	35.61	25.5
S C 7	63+107	0.25	35.82	23.3
S C 8	63+321	0.45	36.21	16.3
S C 9	63+640	0.52	36.72	15.2
S C 10	63+800	0.43	36.76	17.1

Elaboración propia

#### 4.3.3.2 Método del IILA – SENAMHI - UNI

La curva Intensidad Duración y Frecuencia se ha elaborado mediante el estudio realizado por el Convenio de Cooperación Técnica Ítalo – Latino Americano IILA-SENAMHI-UNI. En este método no se utilizan las precipitaciones halladas anteriormente.

Este método se esta utilizando sólo para la comparación con el método del SCS.

Las expresiones para las intensidades son las siguientes:

$$I_{(t,T)} = a.(1 + k.LogT).(t + b)^{n-1}$$

Para  $t < 3$  horas.

Donde:

I = Intensidad de la lluvia (mm/hora)

a = Parámetro de intensidad (mm)

K = Parámetro de frecuencia (adimensional)

b = Parámetro (hora)

0.5 horas (Costa centro y sur)

0.4 horas (Sierra)

0.2 horas (Costa norte y selva)

- n** = Parámetro de duración (adimensional)  
**t** = Duración (hora)  
**T** = Tiempo de retorno.  
**tg** = Duración de la lluvia diaria, asumido un promedio de 15.2 para Perú

Los valores de estos parámetros se encuentran en los cuadros A.13 y A.14 del anexo A y en la Figura B.1 del anexo B.

Para nuestro caso la zona en estudio se encuentra en la región hidrológica 5a<sub>4</sub> de la figura B.1 del anexo B. Cuyas características de la ley de regresión son:

$$\varepsilon_g = 3.8 + 0.0053Y$$

$$a = \left( \frac{1}{t_g} \right)^n \cdot \varepsilon_g$$

$$K'_g = 11 \cdot \varepsilon_g^{-0.85}$$

Donde:

**Y** = Altitud en msnm

Para nuestro caso **Y** = 2400 msnm

Esta es la altitud promedio del área en estudio que se puede observar en el plano HH-04 del anexo C.

Con todos estos datos de tienen los siguientes valores de los parámetros.

$$\varepsilon_g = 16.52$$

$$a = 7.24$$

$$K = 1.01$$

$$n = 0.303$$

$$b = 0.4$$

Con estos parámetros se obtiene la siguiente ecuación:

$$I_{(t,T)} = 7.2429 \cdot (1 + 1.0141 \cdot \text{Log}T) \cdot (t + 0.4)^{-0.697}$$



Con esta expresión se obtuvo el siguiente cuadro de Intensidad – Duración – Frecuencia:

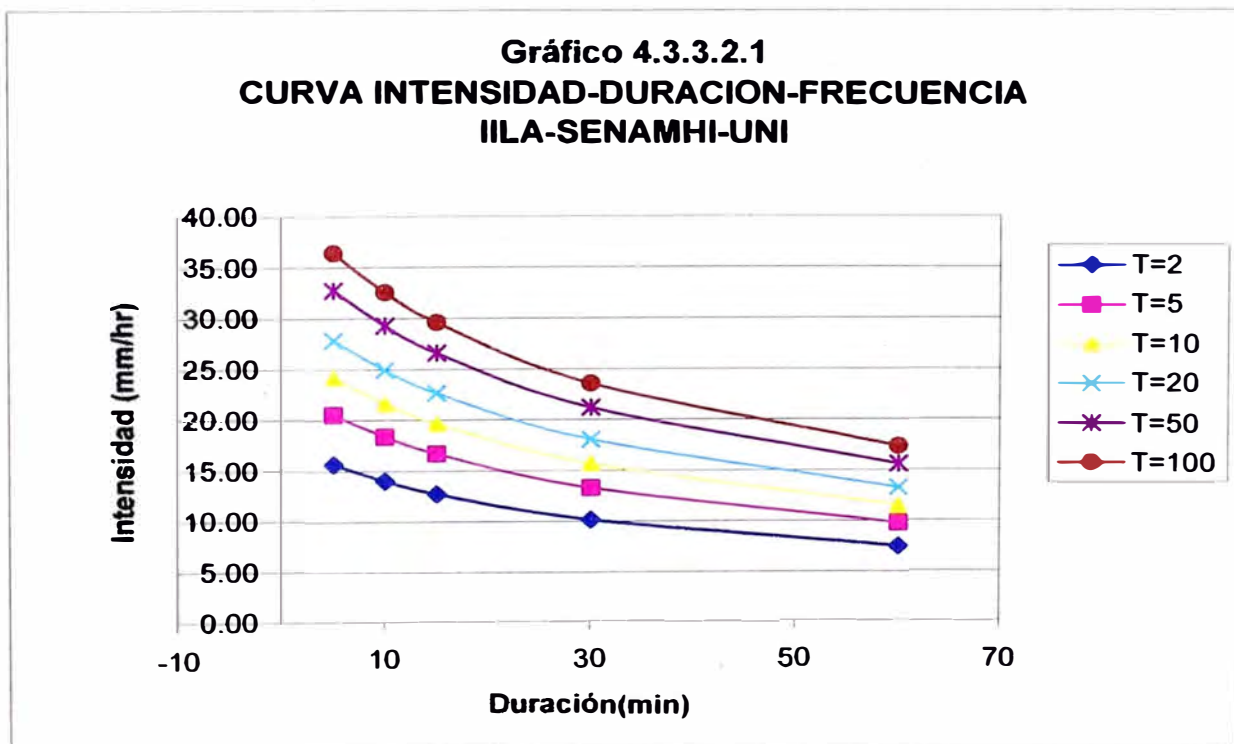
**Cuadro 4.3.3.2.1**

**Cuadro de Intensidad – Duración – Frecuencia**

Periodo Retorno (años)	Duración Td (min)				
	5	10	15	30	60
2	15.69	14.05	12.76	10.17	7.48
5	20.54	18.39	16.71	13.32	9.79
10	24.21	21.67	19.70	15.70	11.54
20	27.88	24.96	22.68	18.08	13.29
50	32.74	29.30	26.63	21.22	15.60
100	36.41	32.59	29.61	23.60	17.35

Elaboración propia

Con este cuadro se ha realizado el gráfico IDF que se muestra a continuación:



La determinación de las Intensidades según este método se ha realizado utilizando una duración igual al tiempo de concentración de cada subcuenca y un periodo de retorno igual a 10 años para el caso de cunetas y 20 años para las alcantarillas. Las intensidades se muestran en los siguientes cuadros.

**Cuadro 4.3.3.2.1**

**Determinación de la intensidad para cada subcuenca según el método del IILA – SENAMHI – UNI Para cunetas**

SUBCUENCA	ALCANTARILLA	TIEMPO DE CONCENTRACION (hr)	INTENSIDAD (mm/hr)
S C 1	61+140	0.25	19.66
S C 2	61+490	0.18	21.37
S C 3	61+800	0.43	16.64
S C 4	62+113	0.33	18.19
S C 5	62+525	0.30	18.67
S C 6	62+776	0.21	20.60
S C 7	63+107	0.25	19.77
S C 8	63+321	0.45	16.27
S C 9	63+640	0.52	15.44
S C 10	63+800	0.43	16.60

Elaboración propia

**Cuadro 4.3.3.2.2**

**Determinación de la intensidad para cada subcuenca según el método del IILA – SENAMHI – UNI Para alcantarillas**

SUBCUENCA	ALCANTARILLA	TIEMPO DE CONCENTRACION (hr)	INTENSIDAD (mm/hr)
S C 1	61+140	0.25	22.64
S C 2	61+490	0.18	24.61
S C 3	61+800	0.43	19.16
S C 4	62+113	0.33	20.95
S C 5	62+525	0.30	21.50
S C 6	62+776	0.21	23.72
S C 7	63+107	0.25	22.77
S C 8	63+321	0.45	18.74
S C 9	63+640	0.52	17.78
S C 10	63+800	0.43	19.11

Elaboración propia

#### 4.4 ESTIMACIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS

Para la estimación del caudal de diseño se utilizó el método racional, dado que las subcuencas tienen un área menor a 13km<sup>2</sup>.

#### 4.4.1 Método Racional

El uso de este método, tienen una antigüedad de más de 100 años, se ha generalizado en todo el mundo. En mayo de 1989, la universidad de Virginia, realizó una Conferencia Internacional, en conmemoración del Centenario de la Fórmula Racional.

El método puede ser aplicado a pequeñas cuencas de drenaje agrícola, aproximadamente si no exceden a 1300 has ó 13 km<sup>2</sup>.

En el método racional, se supone que la máxima escorrentía ocasionada por una lluvia, se produce cuando la duración de ésta es igual al tiempo de concentración (tc). Cuando así ocurre, toda la cuenca contribuye con el caudal en el punto de salida. Si la duración es mayor que el tc contribuye asimismo toda la cuenca, pero en ese caso la intensidad de la lluvia es menor, por ser mayor su duración y, por tanto, también es menor el caudal.

Si la duración de la lluvia es menor que el tc la intensidad de la lluvia es mayor, pero en el momento en el que acaba la lluvia, el agua caída en los puntos mas alejados aún no ha llegado a la salida; sólo contribuye una parte de la cuenca a la escorrentía, por lo que el caudal será menor.

El producto de la intensidad de lluvia I y el área de la cuenca A es el caudal de entrada al sistema, IA, y la relación entre este caudal y el caudal pico Q (que ocurre en el tiempo tc) se conoce como el coeficiente de escorrentía C ( $0 < C < 1$ ).

Aceptando este planteamiento, el caudal máximo se calcula por medio de la siguiente expresión, que representa la fórmula racional:

$$Q = 0.278 CIA$$

Donde:

Q = Caudal de diseño en m<sup>3</sup>/s

C = Coeficiente de escorrentía

I = Intensidad de la lluvia en mm/h

A = Area de la cuenca en km<sup>2</sup>

El coeficiente de escorrentía es la variable menos precisa en el método racional. El coeficiente "C" de escorrentía se obtiene del cuadro A.15 del anexo A.

Para elegir el coeficiente de escorrentía se considera que está dentro de pastizales y que además tiene una pendiente mayor a 7%. De esta manera obtenemos los siguientes coeficientes de escorrentía para cada periodo de retorno:

T = 10 años (cuneta)	C = 0.42
T = 20 años (alcantarilla)	C = 0.46

Una vez elegido el coeficiente de escorrentía se calculan los caudales máximos utilizando el método racional para cada una de la subcuencas, que se muestran en los siguientes cuadros:

**Cuadro 4.4.1.1**  
**Determinación del Caudal para cada subcuenca según el método racional Para cunetas**

<b>C = 0.42</b>							
SUBCUENCA	CUNETAS		AREA (Km <sup>2</sup> )	IILA-SENAMHI-UNI		SCS	
	DE	A		INTENSIDAD (mm/hr)	CAUDAL (m <sup>3</sup> /seg)	INTENSIDAD (mm/hr)	CAUDAL (m <sup>3</sup> /seg)
S C 1	61+490	61+140	0.13	19.86	0.31	19.49	0.31
S C 2	61+800	61+490	0.09	21.37	0.22	24.13	0.25
S C 3	62+113	61+800	0.53	16.64	1.03	14.50	0.90
S C 4	62+525	62+113	0.41	18.19	0.88	17.07	0.83
S C 5	62+776	62+525	0.19	18.67	0.41	18.07	0.40
S C 6	63+107	62+776	0.08	20.60	0.19	22.47	0.21
S C 7	63+321	63+107	0.09	19.77	0.21	20.50	0.22
S C 8	63+640	63+321	0.32	16.27	0.61	14.31	0.53
S C 9	63+800	63+640	0.80	15.44	1.44	13.33	1.24
S C 10	64+000	63+800	0.17	16.60	0.33	14.96	0.30

Elaboración propia

**Cuadro 4.4.1.2****Determinación del Caudal para cada subcuenca según el método racional Para alcantarillas**

<b>C = 0.46</b>			<b>IILA-SENAMHI-UNI</b>		<b>SCS</b>	
<b>SUBCUENCA</b>	<b>ALCANTARILLA</b>	<b>AREA (Km2)</b>	<b>INTENSIDAD (mm/hr)</b>	<b>CAUDAL (m3/seg)</b>	<b>INTENSIDAD (mm/hr)</b>	<b>CAUDAL (m3/seg)</b>
S C 1	61+140	0.13	22.64	0.39	22.34	0.39
S C 2	61+490	0.09	24.61	0.28	27.51	0.31
S C 3	61+800	0.53	19.16	1.30	16.44	1.11
S C 4	62+113	0.41	20.95	1.11	19.33	1.02
S C 5	62+525	0.19	21.50	0.52	20.48	0.49
S C 6	62+776	0.08	23.72	0.24	25.47	0.26
S C 7	63+107	0.09	22.77	0.27	23.25	0.27
S C 8	63+321	0.32	18.74	0.77	16.27	0.66
S C 9	63+640	0.80	17.78	1.81	15.19	1.55
S C 10	63+800	0.17	19.11	0.42	17.06	0.38

Elaboración propia

## **CAPITULO V: DISEÑO DE OBRAS DE ARTE Y DRENAJE**

Para tener una mejor organización en el análisis de los problemas de drenaje de la carretera, se puede plantear la solución del drenaje, diferenciando dos aspectos principales como son el tipo de flujo de agua presente en la carretera, ya sea éste superficial o subsuperficial, y el sentido de recorrido de dichos flujos de agua sobre la misma, ya sea longitudinal o transversal al eje de la carretera.

### **5.1 SISTEMA DE DRENAJE LONGITUDINAL**

El sistema de drenaje longitudinal se destina a la recolección del agua pluvial que incide directamente sobre la superficie de rodadura y sobre los taludes de corte aledaños a la carretera. Dicho flujo superficial es ordenadamente evacuado con estructuras de drenaje que siguen el sentido paralelo a la dirección del eje de la carretera. Las estructuras de drenaje para el Sistema de Drenaje Longitudinal son las denominadas cunetas, bordillos o zanjas.

La evacuación del flujo acumulado en las estructuras de drenaje longitudinal, se logrará a través de estructuras de drenaje transversal (alcantarillas, puentes, etc) así como también se evacuarán en entregas a través de Lavaderos y Bajantes protegidas hacia cauces naturales o taludes protegidos.

Al ser relativamente constantes la sección y pendiente de un dispositivo de la cuneta, bordillo o zanja, y ser su caudal de referencia aproximadamente proporcional a la longitud de carretera desaguada (contada desde el origen de la red), dicha longitud no podrá rebasar un cierto límite máximo sin que deje de cumplirse las siguientes condiciones:

- Las soluciones técnicamente disponibles.
- La facilidad de su obtención.
- Sus precios.
- Las posibilidades y coste de su construcción y conservación.
- Los daños que su presencia puede producir.

Y resulte necesario cambiar de sección o de pendiente, o desaguar a otro dispositivo o al punto de desagüe de la red.

Se procurará tipificar estos dispositivos, a fin de conseguir economías por ejecución en serie o por prefabricación. Se escogerán dispositivos que puedan conservarse fácilmente, no causen riesgos a la circulación y sean robustos. Donde hiele, serán preferibles los revestimientos de hormigón a los de mampostería.

Se procurará evitar el depósito de arrastres en los elementos del drenaje superficial de la plataforma y sus márgenes, o a su entrada salvo en los puntos de fácil limpieza en los que se provoquen esos depósitos, evitando el estancamiento en los puntos bajos y asegurando una velocidad mínima al agua.

Con el fin de facilitar el ingreso de las aguas de escorrentía superficial que discurren sobre la superficie de rodadura y facilitar su orientación hacia las cunetas, se debe considerar una pendiente mínima en el sentido transversal de la plataforma de la carretera en todos sus tramos.

La pendiente longitudinal de la cuneta se debe adoptar igual a la pendiente del trazo vial, pero cuando ésta es muy pronunciada (mayor de 5%) la longitud del tramo de la cuneta se recomienda que se acorte. Se toma dicha decisión para

evitar velocidades muy altas que a su vez provocan erosión de la losa de concreto.

Debe evitarse baja velocidad del agua, la cual ocurre donde la pendiente de la cuneta es inferior a 1%.

La longitud de recorrido de un tramo de cuneta depende de varios factores, tales como: ubicación de entregas naturales (ríos, hondonadas, etc.), ubicación de puntos bajos que presenta el perfil de la carretera, pendiente de trazo muy pronunciada, caudales de recolección en un tramo según los niveles de precipitación y necesidad de contar con un punto de evacuación en lugares que merecen no ser cambiados de su condición actual, tales como puntos de salida de canales de riego.

### **Estructuras de Entrega de Cunetas**

Se denomina así a las estructuras que permiten la entrega de las aguas que conducen las cunetas a los cauces naturales, taludes protegidos, buzones de ingreso de agua pluvial, etc, para así ser llevados en forma ordenada hacia su punto de evacuación final.

Siendo algunos de los tipos de estructuras de entrega las siguientes:

#### **Estructura de Entrega de la Cuneta hacia Terreno Natural**

Se obtiene ante la inevitable necesidad de desfogar las cunetas en terreno natural, contando para ello con una estructura de entrega adecuada. La siembra de especies herbáceas (de corto tamaño) en las cunetas mejora sus condiciones de desagüe, al aumentar tanto el tiempo de concentración y proteger contra la erosión.

#### **Estructura de Entrega de la Cuneta hacia las Alcantarillas**

Las cunetas también vierten directamente el agua pluvial que conducen a las estructuras las alcantarillas; esto con la finalidad de evitar desfogar en zonas del talud diferentes a los que vierten las alcantarillas. De esta forma se evita tener mayores lugares de desfogue que deriva en evitar lugares de erosión potencial.



### 5.1.1 Evaluación

Se ha hecho la inspección e inventario de la totalidad de cunetas. Los resultados del inventario se resumen en los cuadros 5.1.1.1 y 5.1.1.2 de evaluación e Inventario de cunetas, en el cual se ha registrado los siguientes casos de fallas:

**Obstrucción parcial:** Es la acumulación de sólidos ocurrida en la cuneta por piedras. Se ha recomendado limpieza general que deberá ser hecha con herramientas manuales como son barretas, picos, palas, sogas con garfios, carretillas.

En los siguientes cuadros se muestra las características de las cunetas como la longitud, su ubicación y las dimensiones que tienen:

**Cuadro 5.1.1.1  
Inventario de cunetas existentes (Lado Izquierdo)**

PROGRESIVA		TIPO	ENTREGA	LONGITUD	DIMENSIONES		OBSERVACIONES	Foto N°
DE	A				a	h		
61+240	61+180	CUNETA TRIANG	TMC 36"	60	1.05	0.5	Necesita Limpieza	Foto B.12
61+454	61+320	CUNETA TRIANG	TERRENO NATURAL	134	1.05	0.5	Necesita Limpieza	Foto B.12
61+650	61+500	CUNETA TRIANG	TERRENO NATURAL	150	1.05	0.5	Necesita Limpieza	Foto B.12
61+800	61+650	CUNETA TRIANG	CUNETA	150	1.05	0.5	Necesita Limpieza	Foto B.12
61+960	61+850	CUNETA TRIANG	TERRENO NATURAL	110	1.05	0.5	Necesita Limpieza	Foto B.12
64+050	63+960	CUNETA TRANG	TERRENO NATURAL	90	1.05	0.5	Necesita Limpieza	Foto B.12

Elaboración propia

**Cuadro 5.1.1.2****Inventario de cunetas existentes (Lado Derecho)**

PROGRESIVA		TIPO	ENTRAGA	LONGITUD	DIMENSIONES		OBSERVACIONES	Foto N°
DE	A				a	h		
61+180	61+055	CUNETA TRIANG	TMC 48"	125	1.0	0.4	Necesita Limpieza	Foto B.13
61+490	61+180	CUNETA TRIANG	TMC 36"	310	1.0	0.4	Necesita Limpieza	Foto B.13
61+800	61+490	CUNETA TRIANG	TMC 48"	310	1.0	0.4	Necesita Limpieza	Foto B.13
62+113	61+800	CUNETA TRIANG	TMC 48"	313	1.0	0.4	Necesita Limpieza	Foto B.13
62+553	62+113	CUNETA TRIANG	TMC 36"	440	1.0	0.4	Necesita Limpieza	Foto B.13
62+766	62+553	CUNETA TRIANG	TMC 36"	213	1.0	0.4	Necesita Limpieza	Foto B.13
63+107	62+776	CUNETA TRIANG	TMC 36"	331	1.0	0.4	Necesita Limpieza	Foto B.13
63+321	63+107	CUNETA TRIANG	TMC 36"	214	1.0	0.4	Necesita Limpieza	Foto B.13
63+640	63+321	CUNETA TRIANG	TMC 36"	319	1.0	0.4	Necesita Limpieza	Foto B.13
63+840	63+640	CUNETA TRIANG	TMC 36"	200	1.0	0.4	Necesita Limpieza	Foto B.13
64+050	63+840	CUNETA TRIANG	TMC 48"	210	1.0	0.4	Necesita Limpieza	Foto B.13

Elaboración propia

**5.1.2 Criterio de Diseño**

El cálculo hidráulico para las cunetas existentes se ha realizado por la formula de Manning:

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

Donde:

n = Número de Manning

R = Radio hidráulico

S = Pendiente

A = Área.

Considerando las dimensiones de las cunetas existentes que se encuentran en los cuadros 5.1.1.1 y 5.1.1.2. y las pendientes de la carretera. Se ha elaborado el siguiente cuadro donde se calcula el caudal que pueden transportar las cunetas existentes:

### Cuadro 5.1.2.1

#### Determinación del Caudal que puede llevar las cunetas triangulares de $A=1.00$ y $H=0.40$

SUBCUENCA	CUNETAS		PENDIENTE	n	A (m)	H (m)	CAUDAL M <sup>3</sup> /S
	DE	A					
S C 1	61+490	61+140	6.37%	0.014	1.0	0.4	1.04
S C 2	61+800	61+490	6.37%	0.014	1.0	0.4	1.04
S C 3	62+113	61+800	4.82%	0.014	1.0	0.4	0.90
S C 4	62+525	62+113	4.70%	0.014	1.0	0.4	0.88
S C 5	62+776	62+525	4.70%	0.014	1.0	0.4	0.88
S C 6	63+107	62+776	6.30%	0.014	1.0	0.4	1.04
S C 7	63+321	63+107	6.64%	0.014	1.0	0.4	1.07
S C 8	63+640	63+321	2.69%	0.014	1.0	0.4	0.67
S C 9	63+800	63+640	2.69%	0.014	1.0	0.4	0.67
S C 10	64+000	63+800	2.69%	0.014	1.0	0.4	0.67

Elaboración propia

### Cuadro 5.1.2.2

#### Comparación de los caudales máximos que puede soportar las cunetas (caudal máximo) con los caudales de diseño (caudal de diseño)

SUBCUENCA	CUNETAS		CAUDAL MAXIMO M <sup>3</sup> /S	CAUDAL DISEÑO M <sup>3</sup> /S	OBSERVACION
	DE	A			
S C 1	61+490	61+140	1.04	0.31	OK
S C 2	61+800	61+490	1.04	0.25	OK
S C 3	62+113	61+800	0.90	0.90	OK
S C 4	62+525	62+113	0.88	0.83	OK
S C 5	62+776	62+525	0.88	0.40	OK
S C 6	63+107	62+776	1.04	0.21	OK
S C 7	63+321	63+107	1.07	0.22	OK
S C 8	63+640	63+321	0.67	0.53	OK
S C 9	63+800	63+640	0.67	1.24	CAMBIAR
S C 10	64+000	63+800	0.67	0.30	OK

Elaboración propia

## **5.2 SISTEMA DE DRENAJE TRANSVERSAL**

La función principal del sistema de drenaje transversal es restituir el paso de los cauces naturales (ríos, quebradas, arroyos, cárcavas, etc) que han sido afectados por el trazo de la carretera, para lo cual se debe tratar de conservar las características del cauce natural, siendo entonces importante el análisis de la ubicación de estas estructuras. Estas estructuras de drenaje transversal, también sirven para evacuar el flujo proveniente del sistema de drenaje longitudinal, para lo cual se tiene que tener cuidado en la capacidad de éstas, siendo comúnmente necesario ubicar cada cierta distancia una estructura de drenaje transversal, así como evacuar en forma ordenada el flujo hacia drenes naturales.

Las obras de drenaje transversal más comunes que se usan en el País son:

- Alcantarillas.
- Puentes.
- Badenes.

La diferencia entre una alcantarilla y un puente consiste en que la parte superior de una alcantarilla generalmente no forma parte del pavimento de la carretera; en cambio, un puente eslabona una carretera sobre un cauce natural. También es importante anotar que los problemas en un puente son fundamentalmente de tipo hidrológico y de hidráulica de ríos, y difieren en su planeamiento con respecto a los de una alcantarilla. En cualquier caso, la idea es efectuar el cruce tratando de no modificar las condiciones originales del flujo en el río ó quebrada.

La práctica comúnmente aceptada considera como alcantarillas aquellos conductos bajo la carretera de cualquier forma y tamaño, con longitudes hasta de 6m. Las estructuras de mayor claro son tratadas como puentes.

Aunque el costo unitario de las alcantarillas es mucho menor que el de los puentes, aquellos son más numerosos, en promedio 5 por cada Km. de carretera (dependiendo de la necesidad de ubicar mas alcantarillas en cada tipo de carretera) y representan un costo total mayor que el de los puentes.

Las alcantarillas son conductos cerrados que se construyen transversales a un terraplén y por debajo de este, con objeto de conducir flujo de escorrentía proveniente de cunetas y contracunetas hacia cauces naturales, también sirve de paso a flujos provenientes de cauces naturales pequeños o medianos.

### **Clasificación de las alcantarillas**

Una alcantarilla, se puede clasificar de acuerdo al tipo de sección transversal, al material o forma.

La forma de una alcantarilla no es la más importante consideración, como lo es el rendimiento hidráulico. La sección circular, arco o rectangulares son de igual capacidad hidráulica, lo cual es muchas veces necesarias, sin embargo es un problema para el funcionamiento de la alcantarilla, la baja altura del terraplén por lo que es este un factor limitante.

Para la selección de la forma de las alcantarillas, se tiene que considerar el costo de la construcción, el potencial de obstrucción por los escombros, los problemas que se originan por la altura permisible de agua en la entrada, la altura de terraplén sobre la alcantarilla y el rendimiento hidráulico.

Comúnmente se utilizan las siguientes secciones transversales en las alcantarillas:

#### **(1) Circular**

La sección circular es la sección comúnmente usada y resiste en forma satisfactoria, en la mayoría de los casos. Este tipo de sección lo podemos encontrar en gran variedad de longitudes estándares a costo razonable.

El diseño, las especificaciones constructivas y los métodos para determinar la máxima cobertura para tubos de concreto y acero, están incluidos en las publicaciones de la American Association state Highway Administratio y otros.

## **(2) Arco y Elíptica**

La sección arco y elíptica en una alcantarilla, son generalmente usadas en reemplazo de una sección circular, porque se puede usar esta sección con menor altura del terraplén.

Cuando se compara con la sección circular, la sección arco y elípticas son más caras, a pesar de tener la misma capacidad hidráulica, pero se requiere incrementar las características estructurales.

## **(3) Rectangular**

Las alcantarillas de cajón cuadradas o rectangulares pueden ser diseñadas para evacuar grandes crecidas y puede acomodarse con cambios de altura, a distintas limitaciones que puedan existir, tales como alturas de terraplén o alturas permisibles de agua en la entrada. Como generalmente se construyen en el lugar deberá tomarse en cuenta el tiempo de construcción al compararlas con las circulares prefabricadas, por lo cual se están usando secciones rectangulares prefabricados.

En los casos de cauces naturales muy anchos se suelen ocupar alcantarillas múltiples. También se utilizan cuando el terraplén de la carretera es muy bajo. Sin embargo, cuando se ensancha un canal para acomodar una batería de alcantarillas múltiples, se produce depósito de sedimentos tanto en el canal como en la alcantarilla, situación que deberá tenerse presente.

## **(4) Arco**

Una alcantarilla arco tiene aplicación en lugares donde hay poca obstrucción al curso del flujo y donde las cimentaciones que se pueden construir, sean adecuadas para resistir las estructuras.

Así como también las estructuras de esta sección pueden ser instaladas manteniendo el arroyo natural donde se encuentren peces u otros animales que habiten en el lugar, pero esto debería ser cuidadosamente evaluado.

Las estructuras de las placas de metal de los arcos pueden usarse en situaciones de bajas coberturas, así como tiene la ventaja de una rápida construcción, poco transporte y bajo costo de mano de obra.

Esta forma es especialmente ventajosa en áreas remotas y abruptas.

### **(5) Múltiples Ojos o Barriles**

Este tipo de sección consiste en más de un ojo o barril y son generalmente usadas en cauces anchos, donde la concentración de flujo puede ser mantenida en un mínimo, así como se puede usar en carreteras de bajo terraplén que ofrece limitada cubierta, para lo cual se necesita el uso de pequeñas y varias alcantarillas.

En el caso de alcantarillas de celdas es usualmente más económico usar estructuras múltiples que una sola luz de gran ancho. En algunas ocasiones, los múltiples barriles tienen una tendencia para retener ripio lo cual entorpece el paso de agua. Ellas son también susceptibles a atascarse y a la deposición de arena en uno o más barriles. El alineamiento frontal de las alcantarillas a la proximidad del flujo y la instalación de estructuras de control de ripio, pueden ayudar a eliminar estos problemas.

### **Principios Para la Ubicación de Alcantarillas**

Se entiende por ubicación de alcantarillas, la alineación y el declive con respecto a la calzada y al curso de agua. La ubicación correcta es importante porque ejerce influencia sobre lo adecuado de la abertura, la conservación de la alcantarilla, y el posible derrumbamiento de la calzada. A pesar de que la instalación de cada alcantarilla constituye un problema distinto, los pocos

principios que se exponen a continuación tienen aplicación en la mayoría de los casos.

Una alcantarilla es un conducto tubular que continúa y substituye un curso de agua descubierto, en un lugar donde el curso de agua tropieza con un obstáculo artificial tal como una calzada, un terraplén o un dique. Es necesario tener en cuenta los terrenos lindantes, tanto en lo que concierne al embalse de agua curso arriba, como a velocidades de descarga que ofrezcan seguridad para evitar socavación o sedimentación indebidas aguas abajo.

Un curso de agua descubierto no es siempre estable. El recorrido del cauce puede variar, enderezándose en algunos puntos y volviéndose más sinuoso en otros. El fondo puede profundizarse como resultado de la erosión, o elevarse al depositarse sedimentos. Tanto la estabilidad como el caudal de las aguas pluviales en un curso de agua pueden variar como consecuencia de cambios en la utilización de la tierra aguas arriba: estos cambios pueden consistir en desmonte, forestación, urbanización, etc.

Como una alcantarilla es una línea fija en un curso de agua, es necesario el buen juicio del ingeniero para determinar la ubicación correcta de la estructura.

En cualquier caso, la mejor localización de una alcantarilla consiste en evitar que la corriente altere su curso cerca de los extremos del conducto, evitando con ello deslaves y la formación de remansos con los consecuentes gastos de conservación.

### **(1) Alineación**

El primer principio para determinar la ubicación de una alcantarilla, consiste en dotar al curso de agua con una entrada directa y una salida directa. Cualquier cambio de dirección abrupto, en cualquiera de los extremos de la alcantarilla, retardará el flujo de la corriente y hará necesaria la construcción de una estructura de mayor tamaño.



Si la salida y entrada directas no existen, se las puede obtener en una de las formas siguientes: un cambio en el cauce, una alineación sesgada, o una combinación de ambas. El costo de un cambio en el cauce puede compensarse parcialmente al poder usarse una alcantarilla más corta, o de diámetro menor. La alineación sesgada requiere una alcantarilla más larga, pero esto generalmente se justifica por la mejora en las condiciones hidráulicas y por la seguridad de la calzada.

El segundo principio para determinar la ubicación de una alcantarilla, consiste en el empleo de precauciones razonables para evitar que el cauce de agua cambie su curso cerca de los extremos de la alcantarilla. De lo contrario, la alcantarilla podrá volverse inadecuada, causar embalse excesivo, y posiblemente hasta derrumbarse. Cualquiera de estos problemas puede ocasionar grandes gastos para la conservación de la carretera. Los bordes del curso de agua pueden protegerse mejor contra la erosión y los cambios en el cauce, mediante el uso de secciones terminales de acero, revestimiento con roca, plantación de césped, o pavimentación.

En las intersecciones de carreteras, y frente a las entradas domiciliarias, las alcantarillas deben instalarse directamente en la línea de la zanja al costado de la calzada, especialmente donde las alcantarillas deberán conducir una cantidad importante de agua pluvial.

## **(2) Pendiente**

La rasante ideal para una alcantarilla es aquella que no produce sedimentación ni velocidades excesivas y erosión, que permite la menor longitud, y que hace más sencillo el reemplazo.

Las velocidades del orden de 3 m por segundo producen erosión destructiva aguas abajo, y a la estructura misma de la alcantarilla, a menos que esté protegida.

La capacidad portadora de sedimentos, de un curso de agua, varía según el cuadrado de velocidades.

La capacidad de una alcantarilla con salida libre (no sumergida) no aumenta al emplearse una pendiente mayor que la llamada “pendiente crítica”. La capacidad está determinada por la cantidad de agua que puede ingresar por la entrada.

Por otra parte, la capacidad de una tubería con pendiente muy suave, pero con salida sumergida, puede variar según la carga (diferencia de altura de la superficie del agua en los dos extremos). En este caso, la rugosidad del interior de la alcantarilla, además de la carga de velocidad y la pérdida por la entrada, es un factor que debe tenerse en cuenta.

Se recomienda una pendiente de 1 o 2 por ciento para obtener un declive igual o mayor que el crítico, siempre que la velocidad esté comprendida dentro de límites admisibles. En términos generales, una pendiente mínima de 50 cm en 100 m evitará la sedimentación.

### **(3) Largo de la Alcantarilla**

El largo necesario de la alcantarilla depende del ancho de la calzada o piso del camino, de la altura del terraplén, de la inclinación del talud, de la pendiente y oblicuidad de la alcantarilla, y del tipo de terminación que se utilice, tal como pieza terminal, muro de cabecera, entrada con caída, vertedero, o extremo biselado.

Una alcantarilla debe tener longitud suficiente para que sus extremos no se obstruyan con sedimentos ni sean cubiertos por el terraplén que se asienta y ensancha.

Un esquema del corte transversal del terraplén, y del perfil del lecho del curso de agua, servirá para determinar mejor el largo necesario de la alcantarilla. Si no se cuenta con tales esquemas, el largo de una alcantarilla sencilla, debajo de un terraplén, puede determinarse en la forma siguiente:

Agregar el doble del producto pendiente x altura del terraplén en el centro de la calzada, al ancho de la calzada (berma laterales incluidas). La altura del terraplén debe medirse desde la línea de superficie de la corriente si no se construirán muros de cabecera, y desde la corona de la alcantarilla si se emplearán muros de cabecera o secciones terminales.

### **5.2.1 Evaluación**

Se ha hecho la inspección e inventario de la totalidad de alcantarillas, habiéndose encontrado los siguientes casos:

- Alcantarillas que van a ser eliminadas por estar fuera de la variante que se ha proyectado.
- Alcantarillas que serán reemplazadas y alargadas por estar fuera de la variante, pero que se pueden alargar por estar muy próximas.
- Alcantarillas totalmente colmatadas, siendo nulo su funcionamiento.
- Para este caso se ha previsto la limpieza total de la estructura y de las zonas de entrada y salida de ésta, siempre que la alcantarilla sea aprovechable.
- En este tramo no hemos registrado cauces que requieran alcantarilla, dado que en todos hay obra de arte.

El inventario realizado se encuentra en el cuadro 4.1.2.

### **5.2.2 Criterio de Diseño**

La mayoría de alcantarillas existentes son para descarga de cunetas, denominadas "de alivio" habiéndose registrado una sección mínima de diámetro 36" en tubo TMC. Todas las alcantarillas en este tramo son del tipo de TMC y son de 36" y 48" de diámetro.

La cantidad de alcantarillas existentes con intervalos razonables, cubren las necesidades para el drenaje superficial de cunetas, por lo que no hubo necesidad de incorporar nuevas estructuras, excepto donde se ha proyectados las variantes, que se han realizado algunos cambios como se describe anteriormente.

Para la verificación de la sección hidráulica de las alcantarillas de alivio se ha seguido la práctica habitual, que consiste en analizar el caso más desfavorable y con ello calcular la sección hidráulica requerida, la cual se cotejará con las secciones mínimas encontradas en el tramo.

Según la Cuadro A.16 del anexo A:

Alcantarillas TMC 36"                      Caudal = 1.13 m<sup>3</sup>/seg

Alcantarillas TMC 48"                      Caudal = 2.35 m<sup>3</sup>/seg

#### Cuadro 5.2.2.1

#### Comparación de los caudales máximos que puede soportar las alcantarillas con los caudales de diseño

SUBCUENCA	ALCANTARILLA	DIAMETRO	CAUDAL MAX M3/S	CAUDAL M3/S	CONCLUSION
S C 1	61+140	36	1.13	0.39	OK
S C 2	61+490	36	1.13	0.31	OK
S C 3	61+800	48	2.35	1.11	OK
S C 4	62+113	48	2.35	1.02	OK
S C 5	62+525	36	1.13	0.49	OK
S C 6	62+776	36	1.13	0.26	OK
S C 7	63+107	36	1.13	0.27	OK
S C 8	63+321	36	1.13	0.66	OK
S C 9	63+640	36	1.13	1.55	CAMBIAR
S C 10	63+800	36	1.13	0.38	OK

Elaboración propia

---

## CONCLUSIONES

- Las estructuras de drenaje longitudinal existentes, casi en su totalidad en este tramo evaluado, son capaces de evacuar eficientemente el agua pluvial que cae sobre la carretera. Excepto en la cuneta de sección triangular de 1.0X0.40m que se encuentra entre las progresivas 63+640 a 63+840, se va a cambiar por una cuneta de sección rectangular de 1.0x0.40m.
- De las 10 alcantarillas existentes en el tramo evaluado sólo una no cumple con tener la dimensión suficiente para evacuar el agua pluvial captada por las cunetas. Esta alcantarilla subdimensionada, TMC de 36" de diámetro, esta ubicada en la progresiva 63+640. se ha optado por cambiar esta alcantarilla por una TMC de 48".
- Además de cambiar estructuras de drenaje porque no cumplen con los cálculos hidrológicos e hidráulicos realizados, también se van a realizar cambios debido a la variantes que se han planteado en el trazo geométrico de carretera en el tramo en estudio realizado. Como se detalla a continuación: Se proyecta una nueva alcantarilla en el km 61+140 TMC de 36" ubicado en la primera variante, se proyecta una nueva alcantarilla en la progresiva 62+525 TMC 36" ubicado en la segunda variante, se alarga la alcantarilla 62+776 TMC 36" ubicado en la segunda variante y se proyecta una nueva alcantarilla en el km 63+800 TMC 36" ubicado en la tercera variante.

- 
- Los proyectos de infraestructura vial son trascendentales en el desarrollo del país. Es por esto que deben ser diseñadas para mantenerse en buenas condiciones durante su vida útil.
  - La geografía del Perú es un gran reto para el desarrollo de los proyectos viales, debido a las condiciones meteorológicas particulares que presenta nuestro país en cada región.
  - El coeficiente de escorrentía "C" es la variable menos precisa del método racional. Una selección apropiada de este coeficiente requiere del conocimiento y la experiencia por parte del hidrólogo.
  - La comparación para determinar las intensidades por el método del Soil Conservation Service (SCS) y el IILA-SENAMHI-UNI nos arroja resultados similares. Esto nos permite concluir que el método del SCS puede aplicarse en zona de estudio.

## **RECOMENDACIONES**

- Se requiere del mantenimiento rutinario de la carretera como limpieza de cunetas y alcantarillas, para que estas estructuras puedan funcionar eficientemente, y así el pavimento no se deteriore por causa del agua.
- Los procedimientos son diversos para determinar el caudal de diseño en las cuencas y subcuencas, pero debería elaborarse una metodología aplicada al Perú para diversas regiones.
- Implementar una mayor cantidad de estaciones pluviométricas y de aforo para tener una medición más aproximada que puede comparar métodos para hallar el caudal de diseño.
- Se requiere una mejor normatividad en el aspecto hidrológico e hidráulico para los proyectos viales, con la finalidad de tener una metodología de diseño más uniforme para las estructuras de drenaje.
- Se necesita una decisiva participación universitaria en la investigación de métodos hidrológicos aplicables a nuestra realidad.

## **BIBLIOGRAFÍA**

- Carrión Huamán R., Juárez Li G., Rebaza Smith A., Yaka alegre C. Informe de titulación por actualización de conocimientos, Proyecto mejoramiento y rehabilitación de la carretera Cocachacra-Matucana del Km 61+000 al 64+000. UNI-FIC. Lima-2006
- Máximo Villón Béjar. Hidrología. Editorial Villón. Lima-2002.
- MTC-SINMAC-JBIC. Estudio de la Rehabilitación de las carreteras afectadas por "El Niño". PCI-Cesel. Lima-2000.
- Reglamento Nacional de Construcciones. Anexo 01 Hidrología. El Peruano. Lima-2006.
- Ven Te Chow, David R. Maidment, Larry W. Mays. Hidrología aplicada. McGraw-Hill. EEUU-1994.



# **ANEXOS**

**Cuadro A.1**

**Prueba de Bondad de Ajuste**

**Estación Pluviométrica Matucana**

**Prueba de Chi-Cuadrado**

Función de Distribución	Intervalo	Limite Superior	Limite Inferior	F(Si)	F(Li)	Ei (F(Si)-F(Li))n	Eo	(Ei-Eo)2/Ei
NORMAL	1	10.5	5.0	0.1451	0.0339	3.8912	4	0.00
	2	16.0	10.5	0.3862	0.1451	8.4415	13	2.46
	3	21.5	16.0	0.6843	0.3862	10.4304	7	1.13
	4	27.0	21.5	0.8941	0.6843	7.3430	6	0.25
	5	32.5	27.0	0.9782	0.8941	2.9437	4	0.38
	6	38.0	32.5	0.9973	0.9782	0.6710	1	0.16
						n=	35.00	
					SUMA	4.38		< 7.81
LOGNORMAL	1	10.5	5.0	0.1188	0.0011	4.1197	4	0.00
	2	16.0	10.5	0.4535	0.1188	11.7145	13	0.14
	3	21.5	16.0	0.7355	0.4535	9.8706	7	0.83
	4	27.0	21.5	0.8859	0.7355	5.2631	6	0.10
	5	32.5	27.0	0.9529	0.8859	2.3437	4	1.17
	6	38.0	32.5	0.9807	0.9529	0.9736	1	0.00
						n=	35.00	
					SUMA	2.25		< 7.81
GUMBEL	1	10.5	5.0	0.1463	0.0103	4.7595	4	0.12
	2	16.0	10.5	0.4460	0.1463	10.4921	13	0.60
	3	21.5	16.0	0.7124	0.4460	9.3236	7	0.58
	4	27.0	21.5	0.8673	0.7124	5.4193	6	0.06
	5	32.5	27.0	0.9419	0.8673	2.6136	4	0.74
	6	38.0	32.5	0.9752	0.9419	1.1637	1	0.02
						n=	35.00	
					SUMA	2.12		< 7.81
PEARSON III	1	10.5	5.0	0.0899	0.0000	3.1475	4	0.23
	2	16.0	10.5	0.4730	0.0899	13.4086	13	0.01
	3	21.5	16.0	0.7480	0.4730	9.6224	7	0.71
	4	27.0	21.5	0.8897	0.7480	4.9622	6	0.22
	5	32.5	27.0	0.9542	0.8897	2.2563	4	1.35
	6	38.0	32.5	0.9816	0.9542	0.9595	1	0.00
						n=	35.00	
					SUMA	2.52		< 5.99

Elaboración propia.

**Cuadro A.2**

Prueba de Bondad de Ajuste								
Estación Pluviométrica Carampoma								
Prueba de Chi-Cuadrado								
Función de Distribución	Intervalo	Límite Superior	Límite Inferior	F(Si)	F(Li)	Ei (F(Si)-F(Li))n	Eo	(Ei-Eo)2/Ei
NORMAL	1	12	7	0.0357	0.0038	1.0856	1	0.01
	2	17	12	0.1751	0.0357	4.7400	5	0.01
	3	22	17	0.4739	0.1751	10.1594	11	0.07
	4	27	22	0.7891	0.4739	10.7161	9	0.27
	5	32	27	0.9527	0.7891	5.5637	6	0.03
	6	37	32	0.9945	0.9527	1.4188	2	0.24
						n=	34.00	
					SUMA	0.64	< 7.81	
LOGNORMAL	1	12	7	0.0140	0.0000	0.4739	1	0.58
	2	17	12	0.1842	0.0140	5.7886	5	0.11
	3	22	17	0.5248	0.1842	11.5810	11	0.03
	4	27	22	0.7956	0.5248	9.2079	9	0.00
	5	32	27	0.9278	0.7956	4.4947	6	0.50
	6	37	32	0.9773	0.9278	1.6825	2	0.06
						n=	34.00	
					SUMA	1.29	< 7.81	
GUMBEL	1	12	7	0.0130	0.0000	0.4401	1	0.71
	2	17	12	0.1914	0.0130	6.0660	5	0.19
	3	22	17	0.5331	0.1914	11.6176	11	0.03
	4	27	22	0.7871	0.5331	8.6385	9	0.02
	5	32	27	0.9130	0.7871	4.2780	6	0.69
	6	37	32	0.9659	0.9130	1.8016	2	0.02
						n=	34.00	
					SUMA	1.66	< 7.81	
PEARSON III	1	12.0	7.0	0.0000	0.0000	0.0000	1	0.00
	2	17.0	12.0	0.1508	0.0000	5.1256	5	0.00
	3	22.0	17.0	0.5661	0.1508	14.1216	11	0.69
	4	27.0	22.0	0.8194	0.5661	8.6129	9	0.02
	5	32.0	27.0	0.9319	0.8194	3.8248	6	1.24
	6	37.0	32.0	0.9758	0.9319	1.4914	2	0.17
						n=	34.00	
					SUMA	2.12	< 5.99	

Elaboración propia.

**Cuadro A.3**

Prueba de Bondad de Ajuste								
Estación Pluviométrica Casapalca								
Prueba de Chi-Cuadrado								
Función de Distribución	Intervalo	Límite Superior	Límite Inferior	F(Si)	F(Li)	Ei (F(Si)-F(Li))n	Eo	(Ei-Eo)²/Ei
NORMAL	1	19.5	11.5	0.2116	0.0491	5.0380	8	1.74
	2	27.5	19.5	0.5207	0.2116	9.5808	11	0.21
	3	35.5	27.5	0.8172	0.5207	9.1899	5	1.91
	4	43.5	35.5	0.9606	0.8172	4.4456	4	0.04
	5	51.5	43.5	0.9955	0.9606	1.0823	3	3.40
	6	59.5	51.5	0.9997	0.9955	0.1321	0	0.13
							n=	31.00
						SUMA	7.44	< 7.81
LOGNORMAL	1	19.5	11.5	0.2062	0.0079	6.1495	8	0.56
	2	27.5	19.5	0.5867	0.2062	11.7926	11	0.05
	3	35.5	27.5	0.8390	0.5867	7.8223	5	1.02
	4	43.5	35.5	0.9457	0.8390	3.3071	4	0.15
	5	51.5	43.5	0.9827	0.9457	1.1496	3	2.98
	6	59.5	51.5	0.9946	0.9827	0.3680	0	0.37
							n=	31.00
						SUMA	5.12	< 7.81
GUMBEL	1	19.5	11.5	0.2404	0.0252	6.6703	8	0.27
	2	27.5	19.5	0.5757	0.2404	10.3953	11	0.04
	3	35.5	27.5	0.8075	0.5757	7.1841	5	0.66
	4	43.5	35.5	0.9205	0.8075	3.5043	4	0.07
	5	51.5	43.5	0.9684	0.9205	1.4856	3	1.54
	6	59.5	51.5	0.9877	0.9684	0.5960	0	0.60
							n=	31.00
						SUMA	3.17	< 7.81
PEARSON III	1	19.5	11.5	0.2169	0.0000	6.7239	8	0.24
	2	27.5	19.5	0.6101	0.2169	12.1896	11	0.12
	3	35.5	27.5	0.8378	0.6101	7.0586	5	0.60
	4	43.5	35.5	0.9385	0.8378	3.1198	4	0.25
	5	51.5	43.5	0.9779	0.9385	1.2232	3	2.58
	6	59.5	51.5	0.9924	0.9779	0.4481	0	0.45
							n=	31.00
						SUMA	4.24	< 5.99

Elaboración propia

**Cuadro A.4**

Prueba de Bondad de Ajuste								
Estación Pluviométrica Milloc								
Prueba de Chi-Cuadrado								
Función de Distribución	Intervalo	Límite Superior	Límite Inferior	F(Si)	F(Li)	$E_i$ (F(Si)-F(Li))n	$E_o$	$(E_i-E_o)/E_i$
NORMAL	1	18.8	10.8	0.1587	0.0337	4.3742	4	0.03
	2	26.7	18.8	0.4321	0.1587	9.5681	15	3.08
	3	34.6	26.7	0.7446	0.4321	10.9382	8	0.79
	4	42.5	34.6	0.9314	0.7446	6.5376	3	1.91
	5	50.4	42.5	0.9897	0.9314	2.0402	3	0.45
	6	58.4	50.4	0.9992	0.9897	0.3315	1	1.35
							n=	34.00
						SUMA	7.62	< 7.81
LOGNORMAL	1	18.8	10.8	0.1211	0.0017	4.1814	4	0.01
	2	26.7	18.8	0.4865	0.1211	12.7887	15	0.38
	3	34.6	26.7	0.7894	0.4865	10.6009	8	0.64
	4	42.5	34.6	0.9291	0.7894	4.8888	3	0.73
	5	50.4	42.5	0.9783	0.9291	1.7226	3	0.95
	6	58.4	50.4	0.9936	0.9783	0.5362	1	0.40
							n=	34.00
						SUMA	3.11	< 7.81
GUMBEL	1	18.8	10.8	0.1689	0.0114	5.5098	4	0.41
	2	26.7	18.8	0.4928	0.1689	11.3397	15	1.18
	3	34.6	26.7	0.7547	0.4928	9.1642	8	0.15
	4	42.5	34.6	0.8941	0.7547	4.8789	3	0.72
	5	50.4	42.5	0.9564	0.8941	2.1827	3	0.31
	6	58.4	50.4	0.9824	0.9564	0.9100	1	0.01
							n=	34.00
						SUMA	2.78	< 7.81
LOGPEARSON III	1	18.8	10.8	0.0903	0.0000	2.7998	4	0.51
	2	26.7	18.8	0.5402	0.0903	13.9455	15	0.08
	3	34.6	26.7	0.7979	0.5402	7.9890	8	0.00
	4	42.5	34.6	0.9157	0.7979	3.6539	3	0.12
	5	50.4	42.5	0.9659	0.9157	1.5540	3	1.35
	6	58.4	50.4	0.9864	0.9659	0.6371	1	0.21
							n=	34.00
						SUMA	2.26	> 5.99

Elaboración propia

**Cuadro A.5**

Estación Pluviométrica Matucana									
Error Cuadrático Mínimo									
T	Xe <sub>i</sub>	NORMAL		LOGNORMAL		GUMBEL		PEARSON II	
		X <sub>oi</sub>	(Xe-X <sub>o</sub> ) <sup>2</sup>	X <sub>oi</sub>	(Xe-X <sub>o</sub> ) <sup>2</sup>	X <sub>oi</sub>	(Xe-X <sub>o</sub> ) <sup>2</sup>	X <sub>oi</sub>	(Xe-X <sub>o</sub> ) <sup>2</sup>
36.00	35.20	31.7658	11.79	35.7532	0.31	37.0573	3.45	35.4967	0.09
18.00	31.70	29.4671	4.99	31.4834	0.05	32.7061	1.01	31.2841	0.17
12.00	30.50	27.9631	6.44	28.9696	2.34	30.1231	0.14	28.7123	3.20
9.00	30.30	26.8016	12.24	27.1664	9.82	28.2443	4.23	26.9381	11.30
7.20	27.20	25.8334	1.87	25.7495	2.10	26.7062	0.24	25.4667	3.00
6.00	25.20	24.9899	0.04	24.5754	0.39	25.4057	0.04	24.3023	0.81
5.14	25.00	24.2331	0.59	23.5676	2.05	24.3493	0.42	23.2735	2.98
4.50	23.30	23.5396	0.06	22.6805	0.38	23.3987	0.01	22.3571	0.89
4.00	22.30	22.8942	0.35	21.8848	0.17	22.5442	0.06	21.5337	0.59
3.60	21.90	22.2858	0.15	21.1604	0.55	21.7758	0.02	20.8203	1.17
3.27	21.50	21.7054	0.04	20.493	1.01	21.0345	0.22	20.1495	1.82
3.00	20.90	21.1428	0.06	19.8718	1.06	20.3492	0.30	19.5265	1.89
2.77	20.60	20.6119	0.00	19.2818	1.74	19.7334	0.75	18.9409	2.75
2.57	19.80	20.0809	0.08	18.7355	1.13	19.1177	0.47	18.3782	2.02
2.40	18.10	19.5745	2.17	18.2028	0.01	18.5642	0.22	17.8565	0.06
2.25	17.60	19.0649	2.15	17.7096	0.01	18.0112	0.17	17.3595	0.06
2.12	17.10	18.5667	2.15	17.2163	0.01	17.4751	0.14	16.8835	0.05
2.00	16.70	18.0686	1.87	16.7578	0.00	16.9668	0.07	16.4274	0.07
1.89	15.90	17.5704	2.79	16.3039	0.16	16.4585	0.31	15.9766	0.01
1.80	15.80	17.0723	1.62	15.8394	0.00	15.9722	0.03	15.5662	0.05
1.71	15.50	16.5677	1.14	15.412	0.01	15.4841	0.00	15.1473	0.12
1.64	14.90	16.0495	1.32	14.9846	0.01	15.0053	0.01	14.7435	0.02
1.57	13.60	15.5313	3.73	14.5572	0.92	14.5266	0.86	14.3622	0.58
1.50	13.20	14.9877	3.20	14.1298	0.86	14.0478	0.72	13.9606	0.58
1.44	12.80	14.4279	2.65	13.7024	0.81	13.569	0.59	13.576	0.60
1.38	12.50	13.8668	1.87	13.2749	0.60	13.0726	0.33	13.1941	0.48
1.33	12.30	13.243	0.89	12.8249	0.28	12.5821	0.08	12.8131	0.26
1.29	12.00	12.6193	0.38	12.378	0.14	12.0554	0.00	12.4316	0.19
1.24	11.90	11.9108	0.00	11.9281	0.00	11.5288	0.14	12.0492	0.02
1.20	10.80	11.1441	0.12	11.4256	0.39	10.9492	0.02	11.6686	0.75
1.16	10.70	10.3037	0.16	10.9232	0.05	10.3292	0.14	11.2583	0.31
1.13	9.50	9.3411	0.03	10.3436	0.71	9.6526	0.02	10.8395	1.79
1.09	9.50	8.1759	1.75	9.6936	0.04	8.8774	0.39	10.3926	0.80
1.06	8.80	6.6976	4.42	8.9175	0.01	7.9014	0.81	9.8966	1.20
1.03	7.80	4.3714	11.76	7.8588	0.00	6.5585	1.54	9.2954	2.24
<b>C</b>			<b>84.85</b>		<b>28.15</b>		<b>17.95</b>		<b>42.94</b>

Elaboración propia

**Cuadro A.6**

Estación Pluviométrica Carampoma									
Error Cuadrático Mínimo									
T	Xe <sub>i</sub>	NORMAL		LOGNORMAL		GUMBEL		PEARSON II	
		X <sub>oi</sub>	(Xe-X <sub>o</sub> ) <sup>2</sup>	X <sub>oi</sub>	(Xe-X <sub>o</sub> ) <sup>2</sup>	X <sub>oi</sub>	(Xe-X <sub>o</sub> ) <sup>2</sup>	X <sub>oi</sub>	(Xe-X <sub>o</sub> ) <sup>2</sup>
35.00	33.3	34.7278	2.04	36.0166	7.38	37.854	20.74	36.203	8.43
17.50	32.6	32.5844	0.00	33.0222	0.18	34.2293	2.65	32.8582	0.07
11.67	31.5	31.1396	0.13	31.2093	0.08	32.0561	0.31	30.809	0.48
8.75	30.4	30.0358	0.13	29.8509	0.30	30.5133	0.01	29.4012	1.00
7.00	30.3	29.1409	1.34	28.8367	2.14	29.285	1.03	28.2407	4.24
5.83	30.2	28.3261	3.51	27.9055	5.26	28.2497	3.80	27.2957	8.43
5.00	28.2	27.6059	0.35	27.1213	1.16	27.3667	0.69	26.4522	3.05
4.38	27.5	26.9252	0.33	26.4168	1.17	26.5863	0.83	25.7244	3.15
3.89	26.2	26.3304	0.02	25.7558	0.20	25.8713	0.11	25.0804	1.25
3.50	25.6	25.7514	0.02	25.1685	0.19	25.2285	0.14	24.4858	1.24
3.18	24.5	25.186	0.47	24.631	0.02	24.6444	0.02	23.9317	0.32
2.92	24.1	24.6633	0.32	24.1106	0.00	24.0882	0.00	23.4133	0.47
2.69	23.8	24.157	0.13	23.6206	0.03	23.5684	0.05	22.9403	0.74
2.50	23.3	23.6587	0.13	23.1489	0.02	23.0717	0.05	22.4987	0.64
2.33	22.7	23.1697	0.22	22.7026	0.00	22.6042	0.01	22.0705	0.40
2.19	22.4	22.6903	0.08	22.2692	0.02	22.1518	0.06	21.6728	0.53
2.06	22.2	22.2143	0.00	21.8405	0.13	21.7105	0.24	21.2839	0.84
1.94	21.4	21.7403	0.12	21.4288	0.00	21.2865	0.01	20.9038	0.25
1.84	21.3	21.2657	0.00	21.0199	0.08	20.8694	0.19	20.5478	0.57
1.75	20.8	20.789	0.00	20.6165	0.03	20.4591	0.12	20.1936	0.37
1.67	20.6	20.3089	0.08	20.2151	0.15	20.0538	0.30	19.8515	0.56
1.59	20.3	19.8232	0.23	19.8145	0.24	19.6521	0.42	19.5241	0.60
1.52	19.6	19.3223	0.08	19.4115	0.04	19.2502	0.12	19.1933	0.17
1.46	19.5	18.8211	0.46	19.0051	0.24	18.8469	0.43	18.869	0.40
1.40	19.2	18.2797	0.85	18.5896	0.37	18.4455	0.57	18.5525	0.42
1.35	17.9	17.7291	0.03	18.1629	0.07	18.0173	0.01	18.2268	0.11
1.30	17.2	17.1491	0.00	17.7243	0.27	17.5875	0.15	17.904	0.50
1.25	17	16.5465	0.21	17.2652	0.07	17.1397	0.02	17.5784	0.33
1.21	15.7	15.877	0.03	16.7776	1.16	16.6518	0.91	17.2452	2.39
1.17	15.5	15.1635	0.11	16.2462	0.56	16.1546	0.43	16.9028	1.97
1.13	15.5	14.3601	1.30	15.6643	0.03	15.5941	0.01	16.5386	1.08
1.09	15.1	13.4577	2.70	14.9999	0.01	14.9546	0.02	16.162	1.13
1.06	14.8	12.3305	6.10	14.1724	0.39	14.1675	0.40	15.7425	0.89
1.03	10.6	10.9058	0.09	12.9927	5.73	13.0392	5.95	15.2043	21.20
<b>C</b>			<b>21.61</b>		<b>27.73</b>		<b>40.81</b>		<b>68.20</b>

Elaboración propia

**Cuadro A.7**

Estación Pluviométrica Casapalca									
Error Cuadrático Mínimo									
T	Xe <sub>i</sub>	NORMAL		LOGNORMAL		GUMBEL		PEARSON II	
		X <sub>oi</sub>	(X <sub>e</sub> -X <sub>o</sub> ) <sup>2</sup>	X <sub>oi</sub>	(X <sub>e</sub> -X <sub>o</sub> ) <sup>2</sup>	X <sub>oi</sub>	(X <sub>e</sub> -X <sub>o</sub> ) <sup>2</sup>	X <sub>oi</sub>	(X <sub>e</sub> -X <sub>o</sub> ) <sup>2</sup>
32.00	47	44.5085	6.21	47.3778	0.14	51.3562	18.98	48.6422	2.70
16.00	46.1	41.377	22.31	42.521	12.81	45.5898	0.26	43.4627	6.96
10.67	44.5	39.3556	26.46	39.5643	24.36	42.0944	5.79	40.1222	19.17
8.00	40.3	37.8087	6.21	37.4355	8.21	39.4341	0.75	37.7719	6.39
6.40	38.1	36.5051	2.54	35.7334	5.60	37.4175	0.47	35.8588	5.02
5.33	36.8	35.3327	2.15	34.3155	6.17	35.7482	1.11	34.252	6.49
4.57	35.6	34.2992	1.69	33.1042	6.23	34.2492	1.82	32.9228	7.17
4.00	35.2	33.3285	3.50	31.9961	10.26	32.9613	5.01	31.7178	12.13
3.56	33.9	32.445	2.12	30.9817	8.52	31.8156	4.34	30.6009	10.88
3.20	31.1	31.5942	0.24	30.0416	1.12	30.7657	0.11	29.6231	2.18
2.91	29.2	30.7839	2.51	29.2192	0.00	29.7792	0.34	28.7148	0.24
2.67	28.2	30.0009	3.24	28.4184	0.05	28.8515	0.42	27.8805	0.10
2.46	26.7	29.239	6.45	27.6601	0.92	27.9764	1.63	27.0866	0.15
2.29	25.4	28.4893	9.54	26.9387	2.37	27.1457	3.05	26.3376	0.88
2.13	24.4	27.7475	11.21	26.2474	3.41	26.3508	3.81	25.6298	1.51
2.00	24.1	27.0097	8.47	25.5762	2.18	25.5805	2.19	24.9502	0.72
1.88	23.6	26.2712	7.14	24.9215	1.75	24.8303	1.51	24.2957	0.48
1.78	23	25.528	6.39	24.2765	1.63	24.0866	1.18	23.6626	0.44
1.68	22.4	24.7868	5.70	23.6429	1.54	23.3711	0.94	23.0464	0.42
1.60	20.2	24.0228	14.61	23.0132	7.91	22.6526	6.02	22.4339	4.99
1.52	20.1	23.2384	9.85	22.3831	5.21	21.9352	3.37	21.8636	3.11
1.45	20.1	22.4265	5.41	21.7458	2.71	21.2129	1.24	21.2732	1.38
1.39	19.8	21.5788	3.16	21.1025	1.70	20.4815	0.46	20.694	0.80
1.33	19.2	20.6703	2.16	20.4516	1.57	19.7345	0.29	20.116	0.84
1.28	18.8	19.7115	0.83	19.7613	0.92	18.9575	0.02	19.5304	0.53
1.23	18.7	18.6875	0.00	19.0622	0.13	18.1497	0.30	18.9414	0.06
1.19	17.8	17.5342	0.07	18.2909	0.24	17.2849	0.27	18.3232	0.27
1.14	17.8	16.2329	2.46	17.4753	0.11	16.3154	2.20	17.696	0.01
1.10	16.8	14.65	4.62	16.5336	0.07	15.2225	2.49	16.996	0.04
1.07	16.8	12.6612	17.13	15.3921	1.98	13.889	8.47	16.257	0.29
1.03	15.7	9.5358	38.00	13.8062	3.59	12.0078	13.63	15.3645	0.11
<b>C</b>			<b>232.38</b>		<b>123.41</b>		<b>92.47</b>		<b>96.46</b>

Elaboración propia



**Cuadro A.8**

Estación Pluviométrica Milloc									
Error Cuadrático Mínimo									
T	Xe <sub>i</sub>	NORMAL		LOGNORMAL		GUMBEL		PEARSON II	
		X <sub>oi</sub>	(Xe-X <sub>o</sub> ) <sup>2</sup>	X <sub>oi</sub>	(Xe-X <sub>o</sub> ) <sup>2</sup>	X <sub>oi</sub>	(Xe-X <sub>o</sub> ) <sup>2</sup>	X <sub>oi</sub>	(Xe-X <sub>o</sub> ) <sup>2</sup>
35.00	54.4	46.5959	60.90	48.5944	33.70	54.1249	0.08	52.0283	5.62
17.50	49.2	43.4237	33.37	43.988	27.16	47.9676	1.52	46.0742	9.77
11.67	46.2	41.3708	23.32	41.1991	25.01	44.4509	3.06	42.3774	14.61
8.75	44.4	39.8183	20.99	39.1603	27.45	41.8808	6.35	39.8227	20.95
7.00	41.5	38.5226	8.86	37.5645	15.49	39.7871	2.93	37.7893	13.77
5.83	37.6	37.3773	0.05	36.1932	1.98	38.0556	0.21	36.1275	2.17
5.00	36	36.3535	0.12	35.0058	0.99	36.5802	0.34	34.7037	1.68
4.38	33.1	35.4093	5.33	33.9211	0.67	35.2818	4.76	33.4492	0.12
3.89	32.4	34.5407	4.58	32.9897	0.35	34.1239	2.97	32.3484	0.00
3.50	31.2	33.7162	6.33	32.133	0.87	33.0585	3.45	31.3482	0.02
3.18	30	32.9311	8.59	31.3223	1.75	32.0733	4.30	30.4279	0.18
2.92	30	32.1801	4.75	30.5558	0.31	31.1626	1.35	29.5866	0.17
2.69	27.5	31.4316	15.46	29.8339	5.45	30.2791	7.72	28.8024	1.70
2.50	27	30.7593	14.13	29.1571	4.65	29.4687	6.09	28.076	1.16
2.33	26.7	30.0359	11.13	28.5035	3.25	28.6882	3.95	27.3873	0.47
2.19	26	29.3418	11.17	27.8719	3.50	27.9361	3.75	26.7326	0.54
2.06	25	28.6526	13.34	27.2604	5.11	27.2105	4.89	26.1157	1.24
1.94	24.6	27.9682	11.34	26.6628	4.26	26.504	3.63	25.5277	0.86
1.84	24.6	27.2797	7.18	26.0675	2.15	25.7946	1.43	24.9611	0.13
1.75	24.1	26.5837	6.17	25.5127	2.00	25.1263	1.05	24.4155	0.10
1.67	23.4	25.8825	6.16	24.9239	2.32	24.4621	1.13	23.8894	0.24
1.59	23	25.1737	4.72	24.3704	1.88	23.7926	0.63	23.3762	0.14
1.52	23	24.4441	2.09	23.7934	0.63	23.1236	0.02	22.8838	0.01
1.46	22.8	23.6897	0.79	23.2165	0.17	22.4516	0.12	22.4001	0.16
1.40	22.4	22.9135	0.26	22.6219	0.05	21.7763	0.39	21.9216	0.23
1.35	22.4	22.0818	0.10	22.0241	0.14	21.0912	1.71	21.4554	0.89
1.30	22	21.2214	0.61	21.4134	0.34	20.3646	2.67	20.9911	1.02
1.25	21.8	20.2929	2.27	20.7697	1.06	19.6213	4.75	20.5426	1.58
1.21	21	19.2564	3.04	20.1125	0.79	18.8413	4.66	20.087	0.83
1.17	20.8	18.1137	7.22	19.3555	2.09	17.9935	7.88	19.6247	1.38
1.13	18.3	16.8129	2.21	18.5861	0.08	17.0585	1.54	19.1556	0.73
1.09	18	15.283	7.38	17.6432	0.13	16.0018	3.99	18.6806	0.46
1.06	17.5	13.2429	18.12	16.5122	0.98	14.6749	7.98	18.178	0.46
1.03	14.8	10.0939	22.15	14.9461	0.02	12.8098	3.96	17.5997	7.84
<b>C</b>			<b>344.26</b>		<b>176.79</b>		<b>105.25</b>		<b>91.26</b>

Elaboración propia

**Cuadro A.9**

Estación Pluviométrica Matucana										
Prueba Kolmogorov Smirnov										
m	Xe <sub>i</sub>	Fo(X <sub>m</sub> )	NORMAL		LOGNORMAL		GUMBEL		PEARSON II	
			F(X <sub>m</sub> )	$\frac{i}{n} \frac{Fo(X_m) - F(X_m)}{F(X_m)}$	F(X <sub>m</sub> )	$\frac{i}{n} \frac{Fo(X_m) - F(X_m)}{F(X_m)}$	F(X <sub>m</sub> )	$\frac{i}{n} \frac{Fo(X_m) - F(X_m)}{F(X_m)}$	F(X <sub>m</sub> )	$\frac{i}{n} \frac{Fo(X_m) - F(X_m)}{F(X_m)}$
1	35.20	0.97	0.9917	0.02	0.9696	0.00	0.9617	0.01	0.9706	0.00
2	31.70	0.94	0.9716	0.03	0.9464	0.00	0.9344	0.01	0.9478	0.00
3	30.50	0.92	0.9589	0.04	0.9349	0.02	0.9213	0.00	0.9367	0.02
4	30.30	0.89	0.9563	0.07	0.9327	0.04	0.9189	0.03	0.9346	0.05
5	27.20	0.86	0.8991	0.04	0.8895	0.03	0.8711	0.01	0.8931	0.03
6	25.20	0.83	0.8406	0.01	0.8487	0.02	0.8277	0.01	0.8545	0.02
7	25.00	0.81	0.8337	0.03	0.8439	0.04	0.8227	0.02	0.85	0.04
8	23.30	0.78	0.7677	0.01	0.7975	0.02	0.7747	0.00	0.8063	0.03
9	22.30	0.75	0.7229	0.03	0.7648	0.01	0.7417	0.01	0.7755	0.03
10	21.90	0.72	0.7039	0.02	0.7506	0.03	0.7274	0.01	0.7621	0.04
11	21.50	0.69	0.6843	0.01	0.7355	0.04	0.7124	0.02	0.748	0.05
12	20.90	0.67	0.6539	0.01	0.7116	0.04	0.6889	0.02	0.7254	0.06
13	20.60	0.64	0.6383	0.00	0.699	0.06	0.6765	0.04	0.7135	0.07
14	19.80	0.61	0.5956	0.02	0.6633	0.05	0.6419	0.03	0.6795	0.07
15	18.10	0.58	0.5018	0.08	0.5772	0.01	0.5601	0.02	0.5966	0.01
16	17.60	0.56	0.4739	0.08	0.5494	0.01	0.5341	0.02	0.5692	0.01
17	17.10	0.53	0.4462	0.08	0.5204	0.01	0.5073	0.02	0.5406	0.01
18	16.70	0.50	0.4241	0.08	0.4966	0.00	0.4853	0.01	0.5167	0.02
19	15.90	0.47	0.3809	0.09	0.4473	0.02	0.4404	0.03	0.4666	0.01
20	15.80	0.44	0.3756	0.07	0.441	0.00	0.4347	0.01	0.4601	0.02
21	15.50	0.42	0.3598	0.06	0.4219	0.01	0.4175	0.00	0.4404	0.02
22	14.90	0.39	0.3289	0.06	0.3834	0.01	0.3828	0.01	0.3997	0.01
23	13.60	0.36	0.2661	0.10	0.299	0.06	0.3076	0.05	0.3073	0.05
24	13.20	0.33	0.2481	0.09	0.2733	0.06	0.2849	0.05	0.2782	0.06
25	12.80	0.31	0.2307	0.07	0.2481	0.06	0.2625	0.04	0.2489	0.06
26	12.50	0.28	0.2182	0.06	0.2295	0.05	0.2461	0.03	0.227	0.05
27	12.30	0.25	0.21	0.04	0.2174	0.03	0.2352	0.01	0.2125	0.04
28	12.00	0.22	0.1982	0.02	0.1995	0.02	0.2193	0.00	0.1908	0.03
29	11.90	0.19	0.1943	0.00	0.1936	0.00	0.2141	0.02	0.1837	0.01
30	10.80	0.17	0.1548	0.01	0.1336	0.03	0.1599	0.01	0.1087	0.06
31	10.70	0.14	0.1515	0.01	0.1286	0.01	0.1553	0.02	0.1023	0.04
32	9.50	0.11	0.1155	0.00	0.0758	0.04	0.1053	0.01	0.0365	0.07
33	9.50	0.08	0.1155	0.03	0.0758	0.01	0.1053	0.02	0.0365	0.05
34	8.80	0.06	0.0976	0.04	0.0519	0.00	0.081	0.03	0.011	0.04
35	7.80	0.03	0.0756	0.05	0.0267	0.00	0.0527	0.02	0	0.03
<b>C</b>				<b>0.10</b>		<b>0.06</b>		<b>0.05</b>		<b>0.07</b>

Elaboración propia

**Cuadro A.10**

Estación Pluviométrica Carampoma										
Prueba Kolmogorov Smirnov										
m	Xe <sub>i</sub>	Fo(X <sub>m</sub> )	NORMAL		LOGNORMAL		GUMBEL		PEARSON II	
			F(X <sub>m</sub> )	! Fo(X <sub>m</sub> )- F(X <sub>m</sub> )!	F(X <sub>m</sub> )	! Fo(X <sub>m</sub> )- F(X <sub>m</sub> )!	F(X <sub>m</sub> )	! Fo(X <sub>m</sub> )- F(X <sub>m</sub> )!	F(X <sub>m</sub> )	! Fo(X <sub>m</sub> )- F(X <sub>m</sub> )!
1	33.3	0.97	0.9711	0.00	0.9461	0.03	0.9316	0.04	0.9477	0.02
2	32.6	0.94	0.9622	0.02	0.9369	0.01	0.9221	0.02	0.9397	0.00
3	31.5	0.91	0.9435	0.03	0.9194	0.01	0.9046	0.01	0.9247	0.01
4	30.4	0.89	0.9183	0.03	0.8977	0.01	0.8833	0.00	0.9063	0.02
5	30.3	0.86	0.9157	0.06	0.8955	0.04	0.8812	0.02	0.9044	0.05
6	30.2	0.83	0.913	0.08	0.8932	0.06	0.879	0.05	0.9025	0.07
7	28.2	0.80	0.8442	0.04	0.8385	0.04	0.8271	0.03	0.8561	0.06
8	27.5	0.77	0.8133	0.04	0.8145	0.04	0.8047	0.03	0.8356	0.06
9	26.2	0.74	0.7468	0.00	0.7624	0.02	0.7563	0.01	0.7905	0.05
10	25.6	0.71	0.7123	0.00	0.7349	0.02	0.7307	0.02	0.7662	0.05
11	24.5	0.69	0.6439	0.04	0.6786	0.01	0.6784	0.01	0.7154	0.03
12	24.1	0.66	0.6177	0.04	0.6563	0.00	0.6575	0.00	0.6948	0.04
13	23.8	0.63	0.5977	0.03	0.6389	0.01	0.6413	0.01	0.6785	0.05
14	23.3	0.60	0.5637	0.04	0.6089	0.01	0.613	0.01	0.6499	0.05
15	22.7	0.57	0.5224	0.05	0.5711	0.00	0.5772	0.01	0.6129	0.04
16	22.4	0.54	0.5016	0.04	0.5515	0.01	0.5586	0.02	0.5933	0.05
17	22.2	0.51	0.4878	0.03	0.5382	0.02	0.5459	0.03	0.5799	0.07
18	21.4	0.49	0.4326	0.05	0.4837	0.00	0.4934	0.01	0.5229	0.04
19	21.3	0.46	0.4258	0.03	0.4767	0.02	0.4866	0.03	0.5154	0.06
20	20.8	0.43	0.3921	0.04	0.4416	0.01	0.4523	0.02	0.477	0.05
21	20.6	0.40	0.3788	0.02	0.4274	0.03	0.4384	0.04	0.4611	0.06
22	20.3	0.37	0.3591	0.01	0.406	0.03	0.4174	0.05	0.4368	0.07
23	19.6	0.34	0.3148	0.03	0.3562	0.01	0.3677	0.02	0.3779	0.04
24	19.5	0.31	0.3086	0.01	0.3491	0.03	0.3606	0.05	0.3693	0.06
25	19.2	0.29	0.2905	0.00	0.328	0.04	0.3393	0.05	0.3433	0.06
26	17.9	0.26	0.2184	0.04	0.2398	0.02	0.2492	0.01	0.2281	0.03
27	17.2	0.23	0.1842	0.04	0.196	0.03	0.2038	0.02	0.1675	0.06
28	17	0.20	0.1751	0.02	0.1842	0.02	0.1914	0.01	0.1508	0.05
29	15.7	0.17	0.123	0.05	0.1158	0.06	0.1193	0.05	0.0554	0.12
30	15.5	0.14	0.1161	0.03	0.1067	0.04	0.1097	0.03	0.0438	0.10
31	15.5	0.11	0.1161	0.00	0.1067	0.01	0.1097	0.00	0.0438	0.07
32	15.1	0.09	0.1031	0.02	0.0899	0.00	0.0919	0.01	0.0239	0.06
33	14.8	0.06	0.094	0.04	0.0783	0.02	0.0797	0.02	0.0125	0.04
34	10.6	0.03	0.0204	0.01	0.0039	0.02	0.0034	0.03	0	0.03
	<b>C</b>			<b>0.08</b>		<b>0.06</b>		<b>0.05</b>		<b>0.12</b>

Elaboración propia

**Cuadro A.11**

Estación Pluviométrica Casapalca										
Prueba Kolmogorov Smirnov										
m	Xe <sub>i</sub>	Fo(X <sub>m</sub> )	NORMAL		LOGNORMAL		GUMBEL		PEARSON II	
			F(X <sub>m</sub> )	! Fo(X <sub>m</sub> )- F(X <sub>m</sub> )!	F(X <sub>m</sub> )	! Fo(X <sub>m</sub> )- F(X <sub>m</sub> )!	F(X <sub>m</sub> )	! Fo(X <sub>m</sub> )- F(X <sub>m</sub> )!	F(X <sub>m</sub> )	! Fo(X <sub>m</sub> )- F(X <sub>m</sub> )!
1	47	0.97	0.9834	0.01	0.967	0.00	0.9468	0.02	0.9605	0.01
2	46.1	0.94	0.979	0.04	0.9624	0.02	0.941	0.00	0.9557	0.02
3	44.5	0.91	0.9688	0.06	0.9528	0.05	0.9291	0.02	0.9457	0.04
4	40.3	0.88	0.9216	0.05	0.9152	0.04	0.886	0.01	0.9086	0.03
5	38.1	0.84	0.8813	0.04	0.8857	0.04	0.8546	0.01	0.8807	0.04
6	36.8	0.81	0.8516	0.04	0.8641	0.05	0.8325	0.02	0.8608	0.05
7	35.6	0.78	0.82	0.04	0.8411	0.06	0.8095	0.03	0.8397	0.06
8	35.2	0.75	0.8086	0.06	0.8326	0.08	0.8012	0.05	0.8321	0.08
9	33.9	0.72	0.7685	0.05	0.8026	0.08	0.7722	0.05	0.805	0.09
10	31.1	0.69	0.6684	0.02	0.7226	0.04	0.6975	0.01	0.7333	0.05
11	29.2	0.66	0.5922	0.06	0.6555	0.00	0.6368	0.02	0.6729	0.02
12	28.2	0.63	0.5503	0.07	0.616	0.01	0.6016	0.02	0.637	0.01
13	26.7	0.59	0.4867	0.11	0.5516	0.04	0.5449	0.05	0.5776	0.02
14	25.4	0.56	0.4318	0.13	0.4916	0.07	0.4925	0.07	0.5207	0.04
15	24.4	0.53	0.3903	0.14	0.4434	0.09	0.4505	0.08	0.4738	0.06
16	24.1	0.50	0.3781	0.12	0.4287	0.07	0.4377	0.06	0.4591	0.04
17	23.6	0.47	0.358	0.11	0.404	0.06	0.4161	0.05	0.4343	0.03
18	23	0.44	0.3344	0.10	0.3742	0.06	0.3901	0.05	0.4038	0.03
19	22.4	0.41	0.3115	0.09	0.3443	0.06	0.3639	0.04	0.3726	0.03
20	20.2	0.38	0.2339	0.14	0.2379	0.14	0.2693	0.11	0.2545	0.12
21	20.1	0.34	0.2306	0.11	0.2333	0.11	0.2651	0.08	0.2491	0.09
22	20.1	0.31	0.2306	0.08	0.2333	0.08	0.2651	0.05	0.2491	0.06
23	19.8	0.28	0.221	0.06	0.2196	0.06	0.2527	0.03	0.233	0.05
24	19.2	0.25	0.2025	0.05	0.1931	0.06	0.2283	0.02	0.201	0.05
25	18.8	0.22	0.1907	0.03	0.1762	0.04	0.2125	0.01	0.18	0.04
26	18.7	0.19	0.1878	0.00	0.1721	0.02	0.2086	0.02	0.1749	0.01
27	17.8	0.16	0.1631	0.01	0.1367	0.02	0.1748	0.02	0.1298	0.03
28	17.8	0.13	0.1631	0.04	0.1367	0.01	0.1748	0.05	0.1298	0.00
29	16.8	0.09	0.1382	0.04	0.1021	0.01	0.1404	0.05	0.0843	0.01
30	16.8	0.06	0.1382	0.08	0.1021	0.04	0.1404	0.08	0.0843	0.02
31	15.7	0.03	0.114	0.08	0.0702	0.04	0.1068	0.08	0.0426	0.01
	<b>C</b>			<b>0.14</b>		<b>0.14</b>		<b>0.11</b>		<b>0.12</b>

Elaboración propia

**Cuadro A.12**

Estación Pluviométrica Milloc										
Prueba Kolmogorov Smirnov										
m	Xe <sub>i</sub>	Fo(X <sub>m</sub> )	NORMAL		LOGNORMAL		GUMBEL		PEARSON II	
			F(X <sub>m</sub> )	$\sum_{i=1}^m \text{Fo}(X_m) - F(X_m)!$	F(X <sub>m</sub> )	$\sum_{i=1}^m \text{Fo}(X_m) - F(X_m)!$	F(X <sub>m</sub> )	$\sum_{i=1}^m \text{Fo}(X_m) - F(X_m)!$	F(X <sub>m</sub> )	$\sum_{i=1}^m \text{Fo}(X_m) - F(X_m)!$
1	54.4	0.97	0.9968	0.03	0.9882	0.02	0.9723	0.00	0.9784	0.01
2	49.2	0.94	0.9856	0.04	0.9738	0.03	0.9498	0.01	0.9606	0.02
3	46.2	0.91	0.9694	0.06	0.9588	0.04	0.9296	0.02	0.9445	0.03
4	44.4	0.89	0.9538	0.07	0.9461	0.06	0.914	0.03	0.9319	0.05
5	41.5	0.86	0.9161	0.06	0.9178	0.06	0.8815	0.02	0.9055	0.05
6	37.6	0.83	0.8344	0.01	0.8582	0.03	0.82	0.01	0.8543	0.03
7	36	0.80	0.7893	0.01	0.8244	0.02	0.7873	0.01	0.8264	0.03
8	33.1	0.77	0.6917	0.08	0.7458	0.03	0.7152	0.06	0.7626	0.01
9	32.4	0.74	0.6655	0.08	0.7232	0.02	0.6952	0.05	0.7443	0.00
10	31.2	0.71	0.6186	0.10	0.6811	0.03	0.6583	0.06	0.7098	0.00
11	30	0.69	0.57	0.12	0.6347	0.05	0.6183	0.07	0.6712	0.01
12	30	0.66	0.57	0.09	0.6347	0.02	0.6183	0.04	0.6712	0.01
13	27.5	0.63	0.466	0.16	0.5254	0.10	0.5256	0.10	0.576	0.05
14	27	0.60	0.4453	0.15	0.5018	0.10	0.5058	0.09	0.5545	0.05
15	26.7	0.57	0.4329	0.14	0.4875	0.08	0.4937	0.08	0.5411	0.03
16	26	0.54	0.4043	0.14	0.4534	0.09	0.4649	0.08	0.5086	0.03
17	25	0.51	0.3644	0.15	0.4038	0.11	0.423	0.09	0.4591	0.06
18	24.6	0.49	0.3488	0.14	0.3838	0.10	0.406	0.08	0.4383	0.05
19	24.6	0.46	0.3488	0.11	0.3838	0.07	0.406	0.05	0.4383	0.02
20	24.1	0.43	0.3296	0.10	0.3588	0.07	0.3847	0.04	0.4115	0.02
21	23.4	0.40	0.3035	0.10	0.3239	0.08	0.3547	0.05	0.3726	0.03
22	23	0.37	0.2891	0.08	0.3042	0.07	0.3376	0.03	0.3496	0.02
23	23	0.34	0.2891	0.05	0.3042	0.04	0.3376	0.01	0.3496	0.01
24	22.8	0.31	0.282	0.03	0.2944	0.02	0.3291	0.01	0.3379	0.02
25	22.4	0.29	0.268	0.02	0.275	0.01	0.3121	0.03	0.3143	0.03
26	22.4	0.26	0.268	0.01	0.275	0.02	0.3121	0.05	0.3143	0.06
27	22	0.23	0.2544	0.03	0.256	0.03	0.2953	0.07	0.2902	0.06
28	21.8	0.20	0.2477	0.05	0.2466	0.05	0.2869	0.09	0.278	0.08
29	21	0.17	0.222	0.05	0.2102	0.04	0.254	0.08	0.2285	0.06
30	20.8	0.14	0.2159	0.07	0.2014	0.06	0.2459	0.10	0.216	0.07
31	18.3	0.11	0.1474	0.03	0.1057	0.01	0.1531	0.04	0.0642	0.05
32	18	0.09	0.1402	0.05	0.0963	0.01	0.1432	0.06	0.0482	0.04
33	17.5	0.06	0.1289	0.07	0.0817	0.02	0.1275	0.07	0.0242	0.03
34	14.8	0.03	0.0787	0.05	0.0266	0.00	0.0596	0.03	0	0.03
	<b>C</b>			<b>0.16</b>		<b>0.11</b>		<b>0.10</b>		<b>0.08</b>

Elaboración propia

Cuadro A.13

**Subdivisión el Territorio en Zonas y Subzonas Pluviométricas y Valores de los Parámetros  $K'_g$  y  $\epsilon_g$  que definen la distribución de probabilidades de  $h_g$  en cada punto**

ZONA	$K'_g$	Subzona	$\epsilon_g$
123	$K'_g = 0,553$	123 <sub>1</sub> 123 <sub>2</sub> 123 <sub>3</sub> 123 <sub>4</sub> 123 <sub>5</sub> 123 <sub>6</sub> 123 <sub>7</sub> 123 <sub>8</sub> 123 <sub>9</sub> 123 <sub>10</sub> 123 <sub>11</sub> 123 <sub>12</sub> 123 <sub>13</sub>	$\epsilon_g = 85,0$ $\epsilon_g = 75,0$ $\epsilon_g = 100 - 0,022 Y$ $\epsilon_g = 70 - 0,019 Y$ $\epsilon_g = 24,0$ $\epsilon_g = 30,5$ $\epsilon_g = -2 + 0,006 Y$ $\epsilon_g = 26,6$ $\epsilon_g = 23,3$ $\epsilon_g = 6 + 0,005 Y$ $\epsilon_g = 1 + 0,005 Y$ $\epsilon_g = 75,0$ $\epsilon_g = 70$
4	$K'_g = 0,861$	4 <sub>1</sub>	$\epsilon_g = 20$
5a	$K'_g = 11 \cdot \epsilon_g^{-0,85}$	5a <sub>1</sub> 5a <sub>2</sub> 5a <sub>3</sub> 5a <sub>4</sub> 5a <sub>5</sub> 5a <sub>6</sub> 5a <sub>7</sub> 5a <sub>8</sub> 5a <sub>9</sub> 5a <sub>10</sub> 5a <sub>11</sub> 5a <sub>12</sub> 5a <sub>13</sub> 5a <sub>14</sub>	$\epsilon_g = -7,6 + 0,006 Y$ ( $Y > 2300$ ) $\epsilon_g = 32 - 0,177 D_c$ $\epsilon_g = -13 + 0,010 Y$ ( $Y > 2300$ ) $\epsilon_g = 3,8 + 0,0053 Y$ ( $Y > 1500$ ) $\epsilon_g = -6 + 0,007 Y$ ( $Y > 2300$ ) $\epsilon_g = 1,4 + 0,0067$ $\epsilon_g = -2 + 0,007 Y$ ( $Y > 2000$ ) $\epsilon_g = 24 + 0,0025 Y$ $\epsilon_g = 9,4 + 0,0067 Y$ $\epsilon_g = 18,8 + 0,0028 Y$ $\epsilon_g = 32,4 + 0,004 Y$ $\epsilon_g = 19,0 + 0,005 Y$ $\epsilon_g = 23,0 + 0,0143 Y$ $\epsilon_g = 4,0 + 0,010 Y$
5b	$K'_g = 130 \cdot \epsilon_g^{-1,4}$	5b <sub>1</sub> 5b <sub>2</sub> 5b <sub>3</sub> 5b <sub>4</sub> 5b <sub>5</sub>	$\epsilon_g = 4 + 0,010$ ( $Y > 1000$ ) $\epsilon_g = 41,0$ $\epsilon_g = 23,0 + 0,143 Y$ $\epsilon_g = 32,4 + 0,004 Y$ $\epsilon_g = 9,4 + 0,0067 Y$
6	$K'_g = 5,4 \cdot \epsilon_g^{-0,8}$	6 <sub>1</sub>	$\epsilon_g = 30 - 0,50 D_c$
9	$K'_g = 22,5 \cdot \epsilon_g^{-0,85}$	9 <sub>1</sub> 9 <sub>2</sub> 9 <sub>3</sub>	$\epsilon_g = 61,5$ $\epsilon_g = -4,5 + 0,323 D_m$ ( $30 \times D_m \times 110$ ) $\epsilon_g = 31 + 0,475(D_m - 110)$ ( $D_m \times 110$ )
10	$K'_g = 1,45$	10 <sub>1</sub>	$\epsilon_g = 12,5 + 0,95 D_m$

Y: Altitud en msnm  
D: Distancia a la cordillera en Km  
D<sub>c</sub>: Distancia al mar en Km

Cuadro A.14

**Valores de los parámetros  $a$  y  $n$  que junto con  $K$ ,  
definen las curvas de probabilidad  
Pluviométrica en cada punto de las subzonas**

SUB ZONA	ESTACION	Nº TOTAL DE ESTACIONES	VALOR DE $n$	VALOR DE $a$
123 <sub>1</sub>	321-385	2	0.357	32.2
123 <sub>3</sub>	384-787-805	3	0.405	$a = 37,85 - 0,0083 Y$
123 <sub>13</sub>	244-193	2	0.432	
123 <sub>5</sub>	850-903	2	0.353	9.2
123 <sub>6</sub>	840-913-918	4	0.380	11.0
	958			
123 <sub>8</sub>	654-674-679	9	0.232	14.0
	709-713-714			
	732-745-752			
123 <sub>9</sub>	769	1	0.242	12.1
123 <sub>10</sub>	446-557-594	14	0.254	$a = 3,01 + 0,0025 Y$
	653-672-696			
	708-711-712			
	715-717-724			
	757-773			
123 <sub>11</sub>	508-667-719	5	0.286	$a = 0,46 + 0,0023 Y$
	750-771			
5a <sub>2</sub>	935-968	2	0.301	$a = 14,1 - 0,078 D_c$
5a <sub>5</sub>	559	1	0.303	$a = -2,6 + 0,0031 Y$
5a <sub>10</sub>	248	1	0.434	$a = 5,80 + 0,0009 Y$

**Cuadro A.15**  
**COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA C – MÉTODO RACIONAL**

Características de la superficie	Periodo de retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
<b>Áreas no desarrolladas</b>							
<b>Área de cultivos</b>							
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
<b>Pastizales</b>							
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
<b>Bosques</b>							
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



CAPACIDAD DE LAS ALCANTARILLAS CON DESCARGA LIBRE Y CON LA SUPERFICIE DEL AGUA  
EN LA ENTRADA A LA MISMA ELEVACION QUE LA CORONA DEL TUBO

Valores en metros cúbicos por segundo

Cuadro A.16

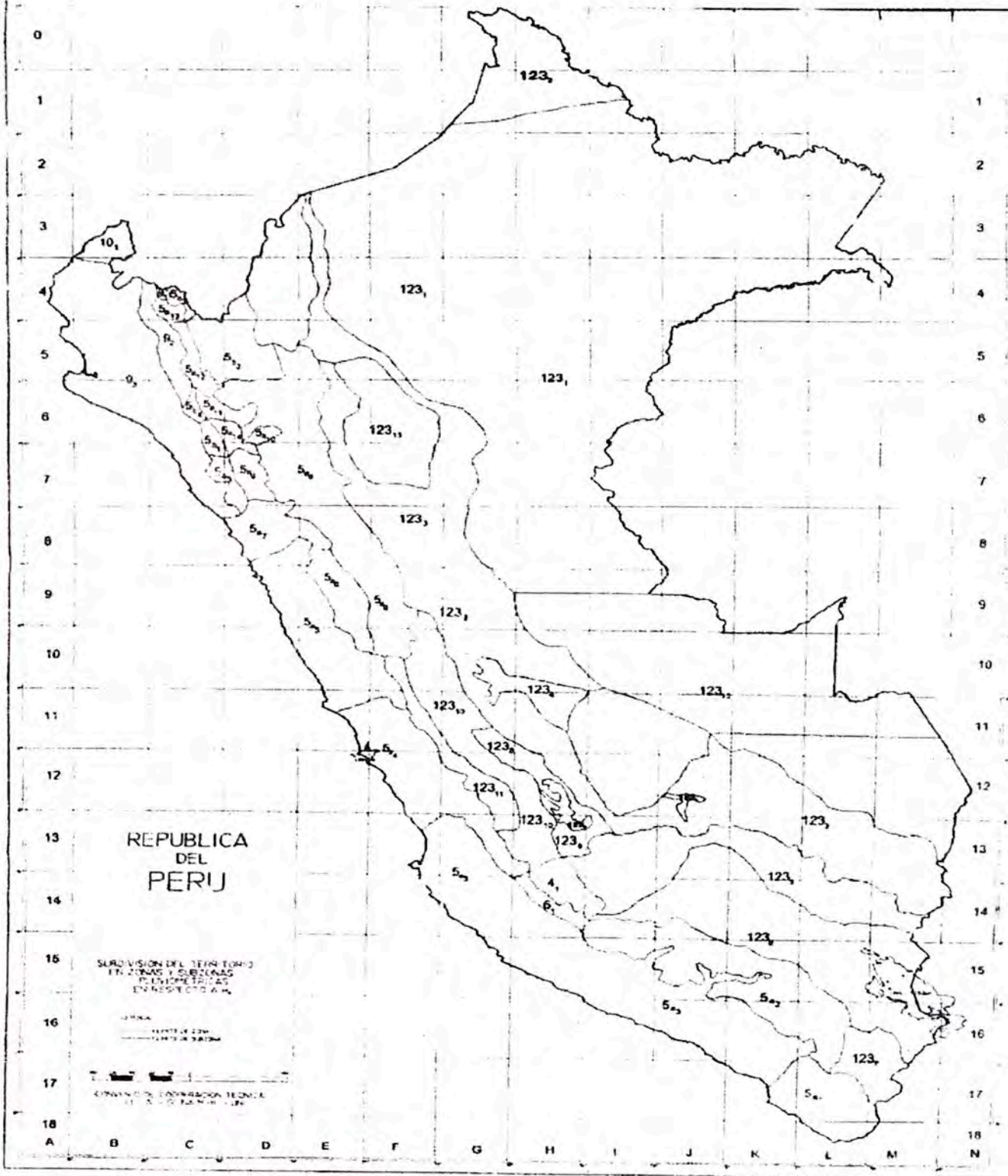
n/c	Diámetro del tubo en centímetros																			
	20	25	30	38	46	53	61	76	91	107	122	137	152	167	185	198	215	229	244	274
0.5	0.006	0.011	0.017	0.037	0.059	0.093	0.133	0.227	0.340	0.567	0.708	1.020	1.330	1.900	2.410	3.11	3.68	4.53	5.38	7.65
	0.008	0.017	0.028	0.057	0.088	0.133	0.192	0.340	0.539	0.850	1.190	1.614	2.180	2.830	3.68	4.53	5.38	6.51	7.65	10.76
	0.011	0.023	0.037	0.068	0.110	0.167	0.235	0.425	0.710	1.05	1.500	2.040	2.750	3.400	4.25	5.38	6.51	7.93	9.35	12.74
	0.014	0.025	0.042	0.080	0.125	0.192	0.270	0.481	0.793	1.19	1.760	2.350	3.110	3.965	5.10	6.23	7.65	9.06	10.76	14.44
	0.017	0.028	0.048	0.085	0.139	0.212	0.283	0.538	0.878	1.30	1.925	2.550	3.400	4.250	5.38	6.80	8.21	9.63	11.61	15.86
1	0.017	0.031	0.054	0.093	0.153	0.230	0.311	0.595	0.934	1.42	2.040	2.750	3.680	4.530	5.95	7.08	8.50	10.20	12.18	16.43
	0.023	0.034	0.059	0.105	0.173	0.255	0.358	0.651	1.05	1.56	2.180	2.830	3.970	5.10	6.23	7.65	9.06	11.00	13.03	17.56
	0.023	0.040	0.065	0.113	0.184	0.272	0.396	0.680	1.10	1.61	2.265	3.110	3.970	5.10	6.51	7.93	9.35	11.33	13.31	17.84
	0.023	0.042	0.058	0.122	0.192	0.283	0.396	0.708	1.13	1.67	2.322	3.110	4.250	5.38	6.51	7.93	9.35	11.33	13.31	17.84
	0.025	0.045	0.071	0.125	0.199	0.283	0.425	0.708	1.13	1.67	2.350	3.110	4.250	5.38	6.51	7.93	9.35	11.33	13.31	17.84
1	0.025	0.045	0.074	0.127	0.201	0.283	0.425	0.736	1.13	1.67	2.350	3.110	4.250	5.38	6.51	7.93	9.35	11.33	13.31	17.84
	0.025	0.045	0.074	0.130	0.201	0.311	0.425	0.736	1.13	1.67	2.350	3.110	4.250	5.38	6.51	7.93	9.35	11.33	13.31	17.84
	0.025	0.045	0.074	0.130	0.201	0.311	0.425	0.736	1.13	1.67	2.350	3.110	4.250	5.38	6.51	7.93	9.35	11.33	13.31	17.84
	0.025	0.045	0.074	0.130	0.201	0.311	0.425	0.736	1.13	1.67	2.350	3.110	4.250	5.38	6.51	7.93	9.35	11.33	13.31	17.84
	0.025	0.045	0.074	0.130	0.201	0.311	0.425	0.736	1.13	1.67	2.350	3.110	4.250	5.38	6.51	7.93	9.35	11.33	13.31	17.84

1.5      2      2.5      3

Nota: Los valores en relieve indican la descarga aproximada con "Pendiente crítica" cuando  $n = 0.02$ . Pendientes mayores que la "crítica" no aumentan la descarga. Las "escaleras" de líneas horizontales indican velocidades aproximadas de 0.5 - 1 - 2 - 2.5 y 3 metros por segundo.

Figura B.1

Subdivisión del territorio en zonas y sub-zonas pluviométricas





limpieza de basura. La entrada de la alcantarilla es del tipo buzón.

TMC de 36". Se encuentra en buenas condiciones, pero hacen falta trabajos de La alcantarilla está ubicada en la progresiva 61+180. Esta alcantarilla es del tipo

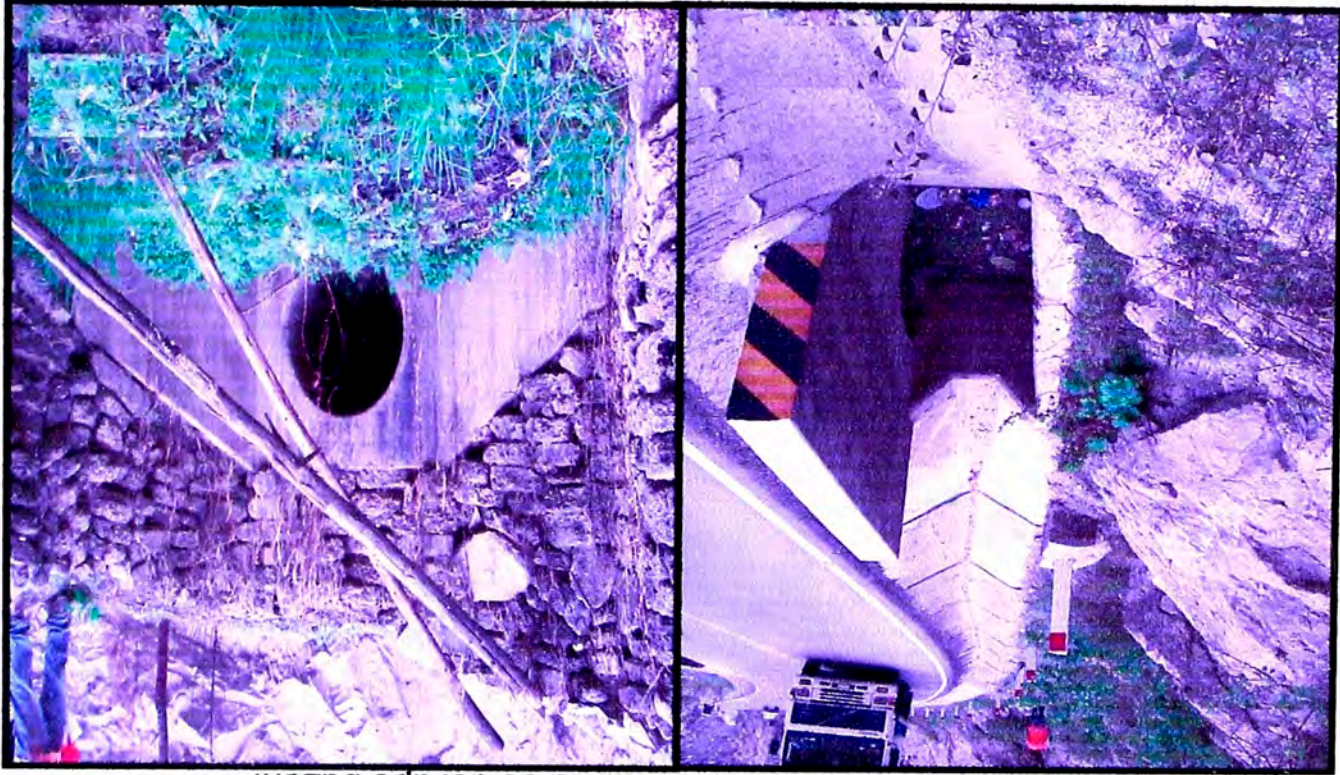
**Foto B.2: Alcantarilla 61+180**



La entrada de la alcantarilla es del tipo buzón.

Esta alcantarilla es del tipo TMC de 48". Se encuentra en buenas condiciones, pero hacen falta trabajos de limpieza de piedras que obstruyen el paso del agua.

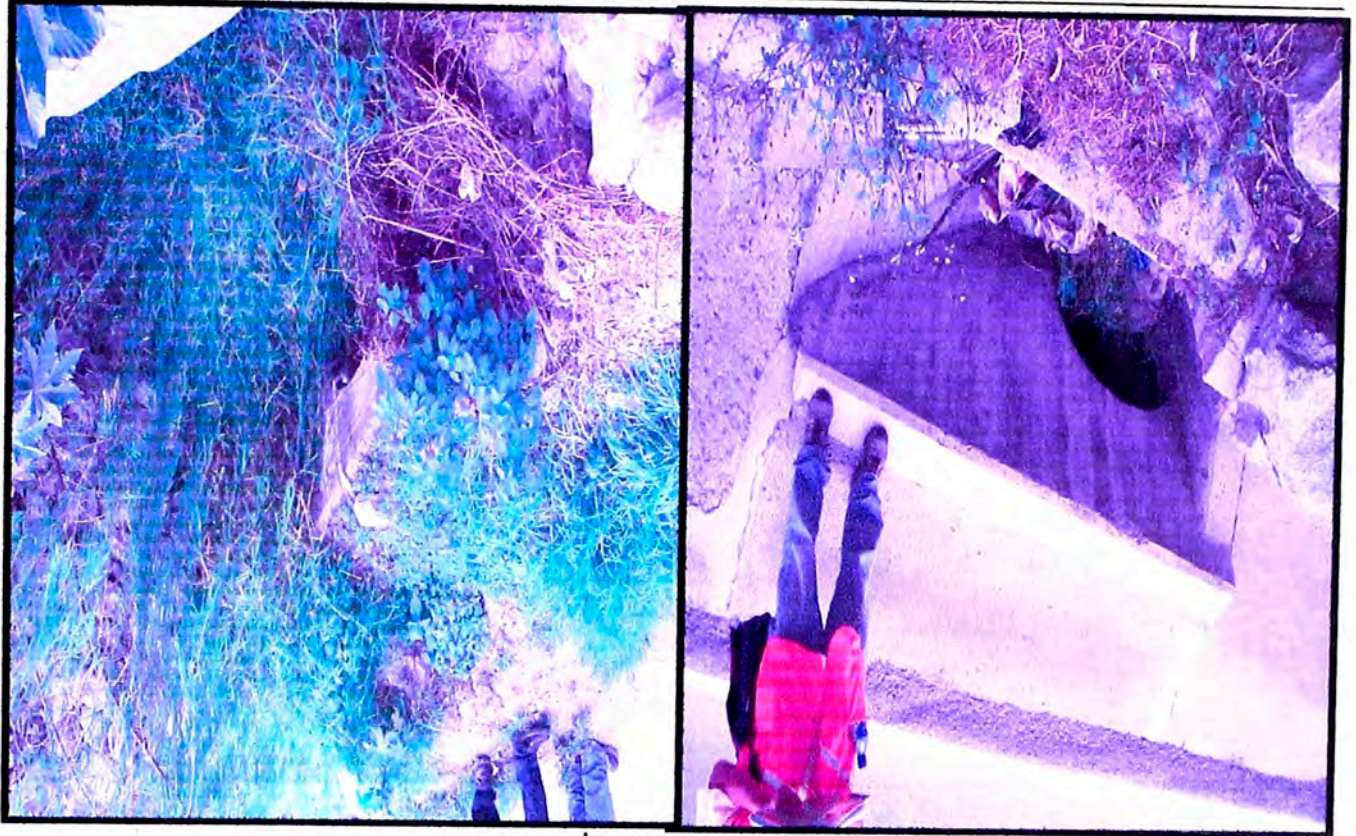
**Foto B.1: Alcantarilla 61+055**



**Foto B.4: Alcantarilla 61+800**  
La alcantarilla está ubicada en la progresiva 61+800. Esta alcantarilla es del tipo TMC de 48". Se encuentra en buenas condiciones, pero hacen falta trabajos de limpieza de basura. La entrada de la alcantarilla es del tipo buzón.

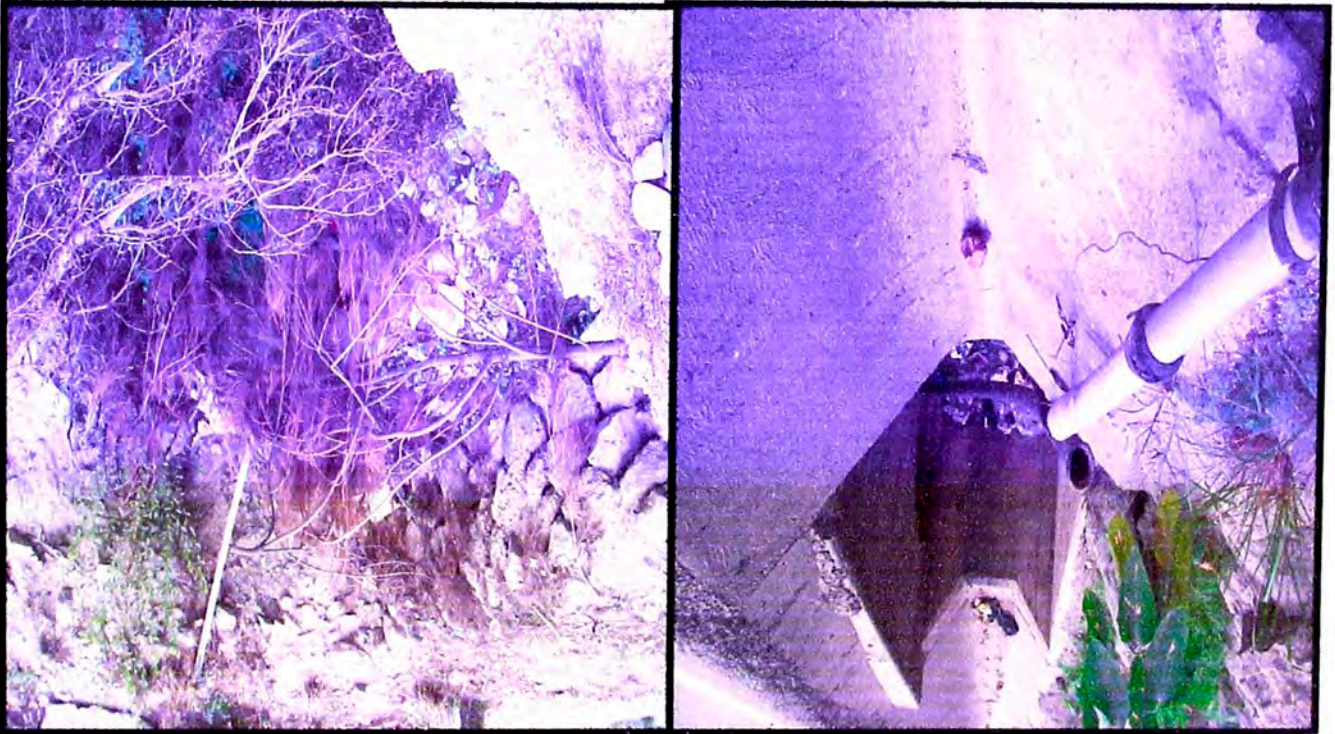


**Foto B.3: Alcantarilla 61+490**  
La alcantarilla está ubicada en la progresiva 61+490. Esta alcantarilla es del tipo TMC de 48". Se encuentra en buenas condiciones, pero hacen falta trabajos de limpieza. La entrada de la alcantarilla es del tipo buzón.



La alcantarilla está ubicada en la progresiva 62+553. Esta alcantarilla es del tipo TMC de 36". Se encuentra en buenas condiciones, pero hacen falta trabajos de limpieza. La entrada de la alcantarilla es del tipo buzón.

**Foto B.6: Alcantarilla 62+553**



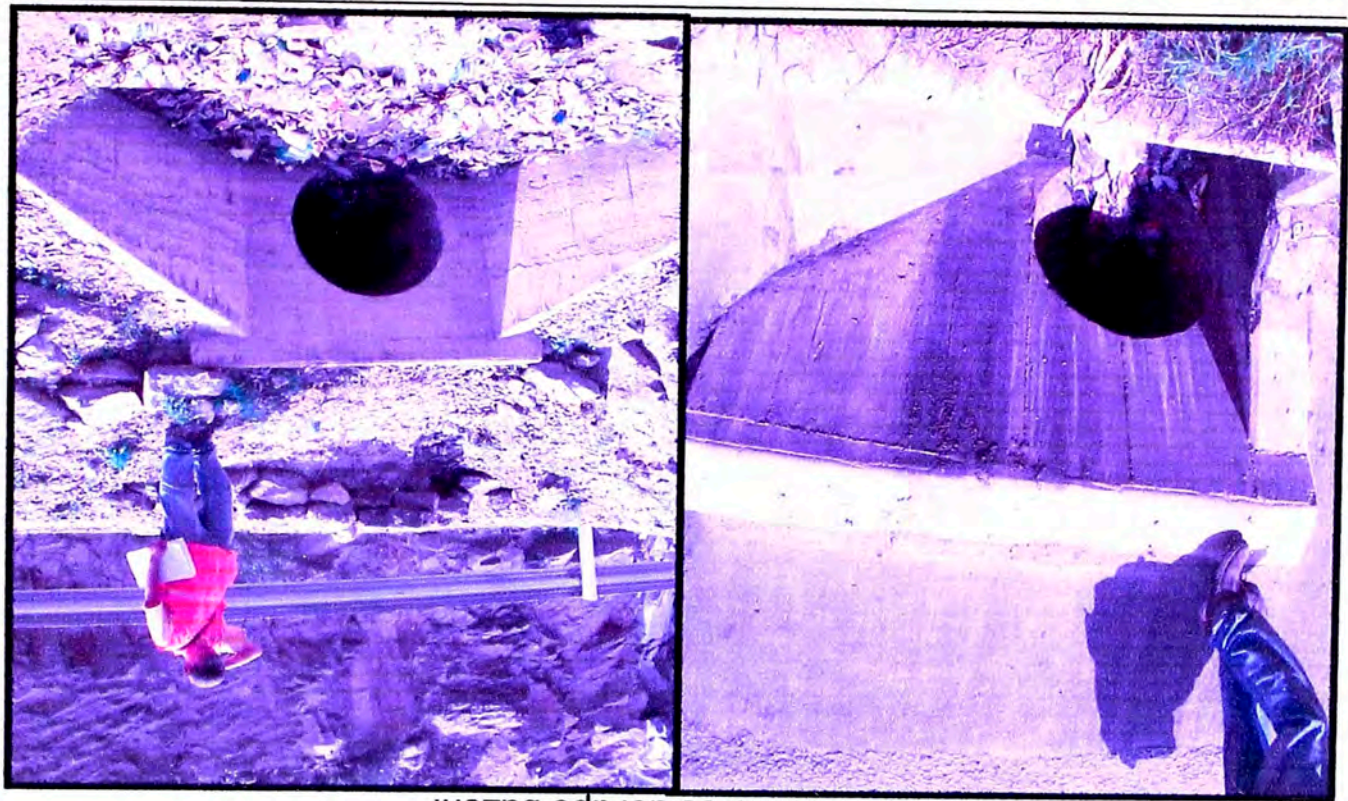
La alcantarilla está ubicada en la progresiva 62+113. Esta alcantarilla es del tipo TMC de 36". Se encuentra en buenas condiciones, pero hacen falta trabajos de limpieza de basura. La entrada de la alcantarilla es del tipo buzón.

**Foto B.5: Alcantarilla 62+113**



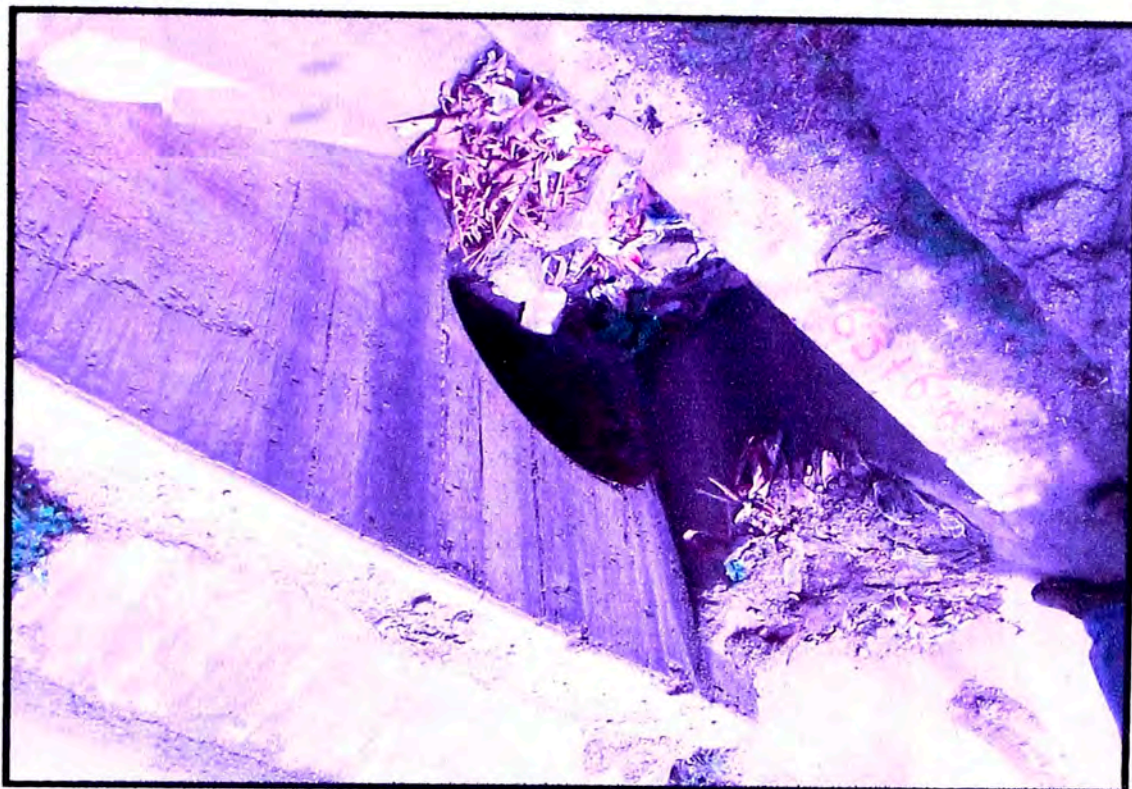
La alcantarilla está ubicada en la progresiva 62+776. Esta alcantarilla es del tipo TMC de 36". Se encuentra en buenas condiciones, pero hacen falta trabajos de limpieza de basura. La entrada de la alcantarilla es del tipo buzón.

**Foto B.7: Alcantarilla 62+776**



La alcantarilla está ubicada en la progresiva 63+107. Esta alcantarilla es del tipo TMC de 36". Se encuentra en buenas condiciones, pero hacen falta trabajos de limpieza. La entrada de la alcantarilla es del tipo buzón.

**Foto B.8: Alcantarilla 63+107**



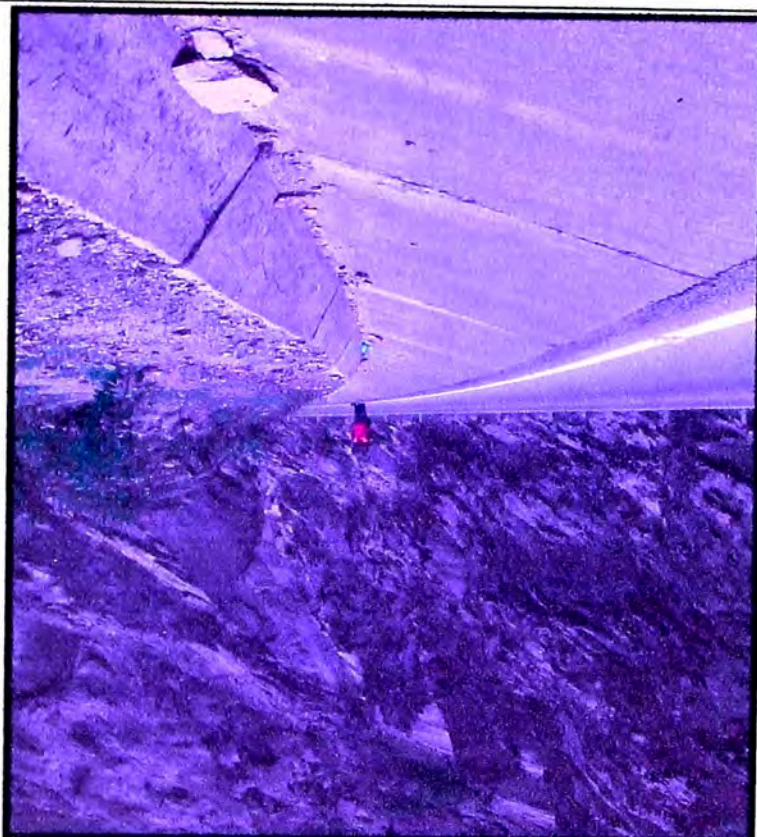
La alcantarilla está ubicada en la progresiva 63+640. Esta alcantarilla es del tipo TMC de 36". Se encuentra en buenas condiciones, pero hacen falta trabajos de limpieza. La entrada de la alcantarilla es del tipo buzón.

**Foto B.10: Alcantarilla 63+640**



La alcantarilla está ubicada en la progresiva 63+321. Esta alcantarilla es del tipo TMC de 36". Se encuentra en buenas condiciones, pero hacen falta trabajos de limpieza. La entrada de la alcantarilla es del tipo buzón.

**Foto B.9: Alcantarilla 63+321**



Las cunetas necesitan trabajos de limpieza.

Cuneta al lado izquierdo de la carretera de dimensiones  $a = 1.05\text{m}$ ,  $h = 0.50\text{m}$ . Se encuentra ubicada en las progresivas 61+180 a 61+240, 61+320 a 61+454, 61+500 a 61+650, 61+650 a 61+800, 61+850 a 61+960 y 63+960 a 64+050.

**Foto B.12: Cuneta al Lado Izquierdo**



La alcantarilla está ubicada en la progresiva 63+840. Esta alcantarilla es del tipo TMC de 48". Se encuentra en buenas condiciones, pero hacen falta trabajos de limpieza. La entrada de la alcantarilla es del tipo aleros inclinados.

**Foto B.11: Alcantarilla 63+840**

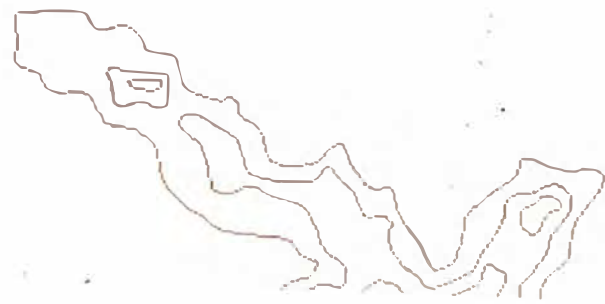




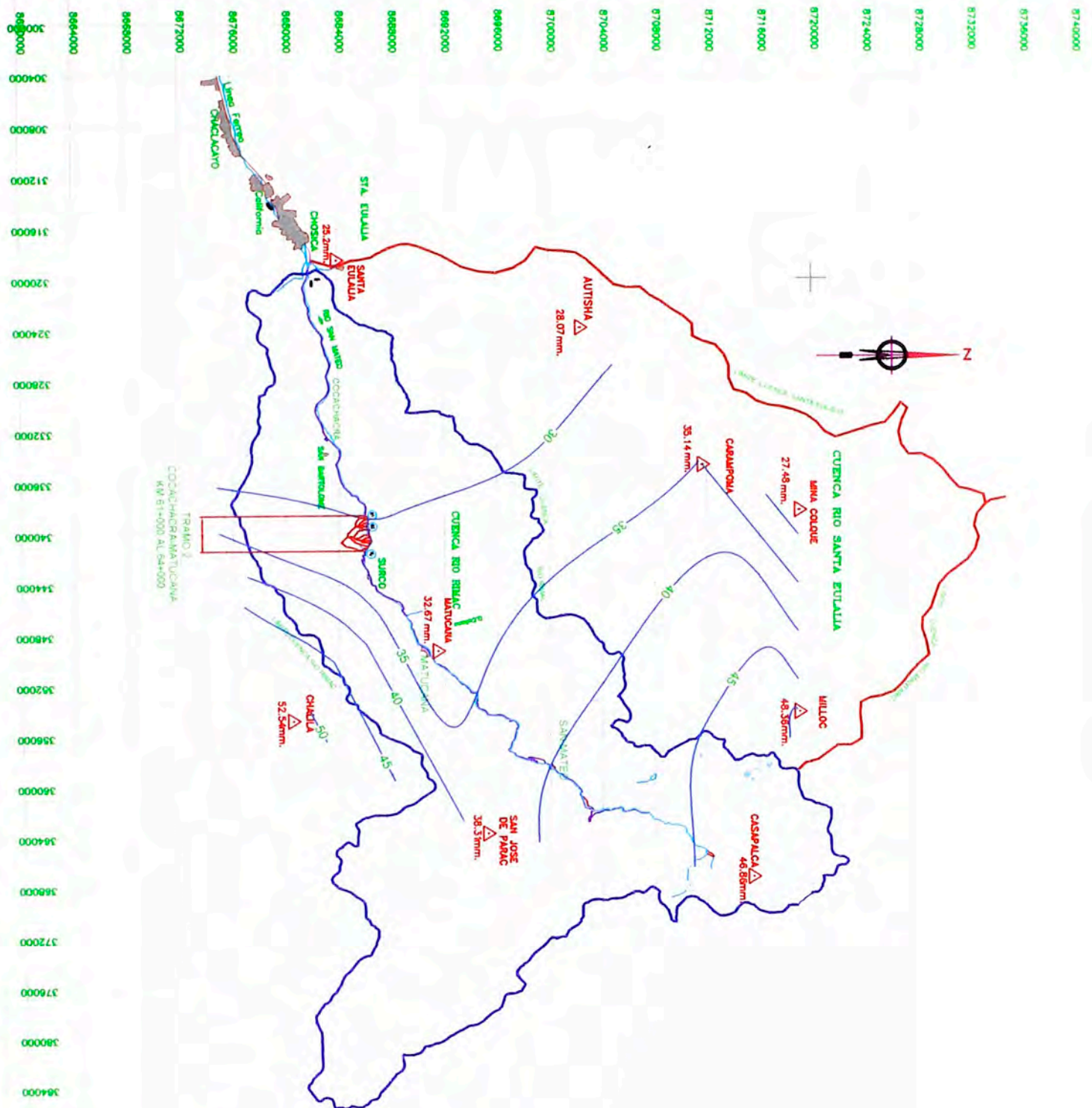
**Foto B.13: Cuneta al Lado Derecho**  
Cuneta al lado derecho de la carretera de dimensiones  $a = 1.00\text{m}$ ,  $h = 0.40\text{m}$ .  
Se encuentra ubicada en las progresivas 61+000 a 64+000.  
Las cunetas necesitan trabajos de limpieza.

MAPA CANTON TOSIGUEN Y LA ZONA

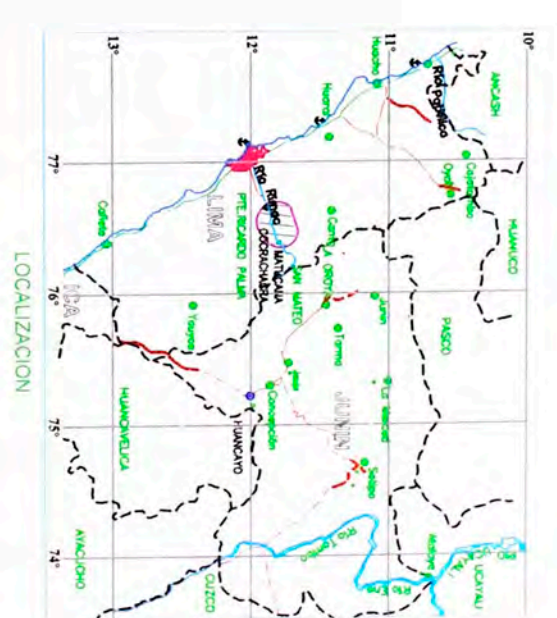
DE LA CARRETERA OCCIDENTAL-MATUCANA



0  
9

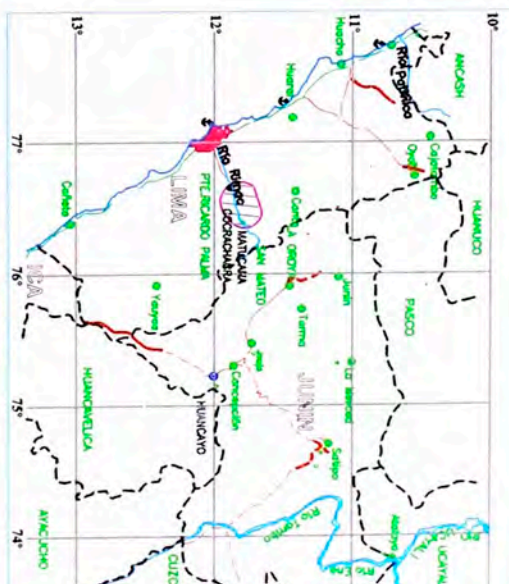
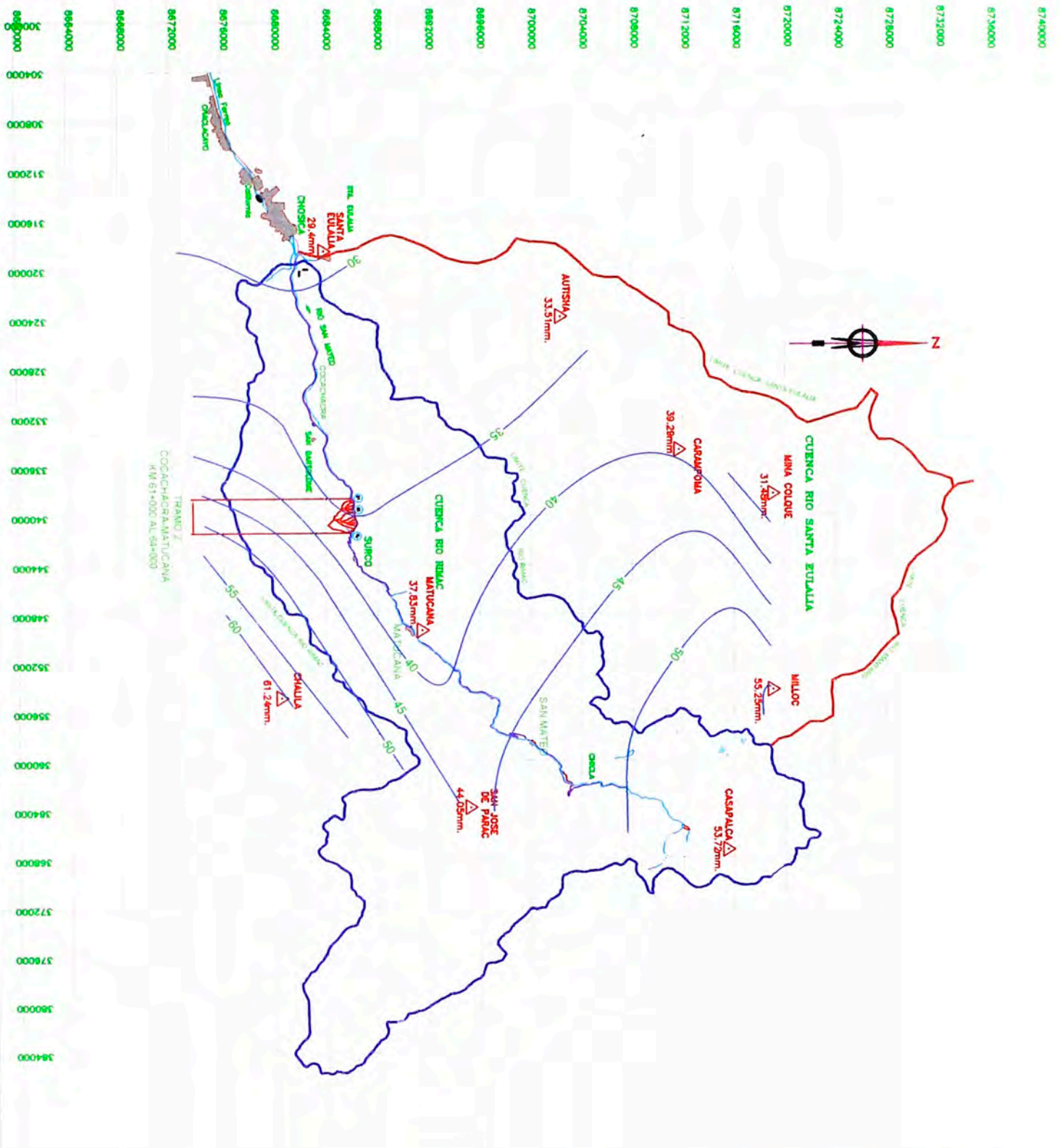


TRAMO 2  
 COCACACHA RAMA MATUCANA  
 KM 81+000 AL 84+000



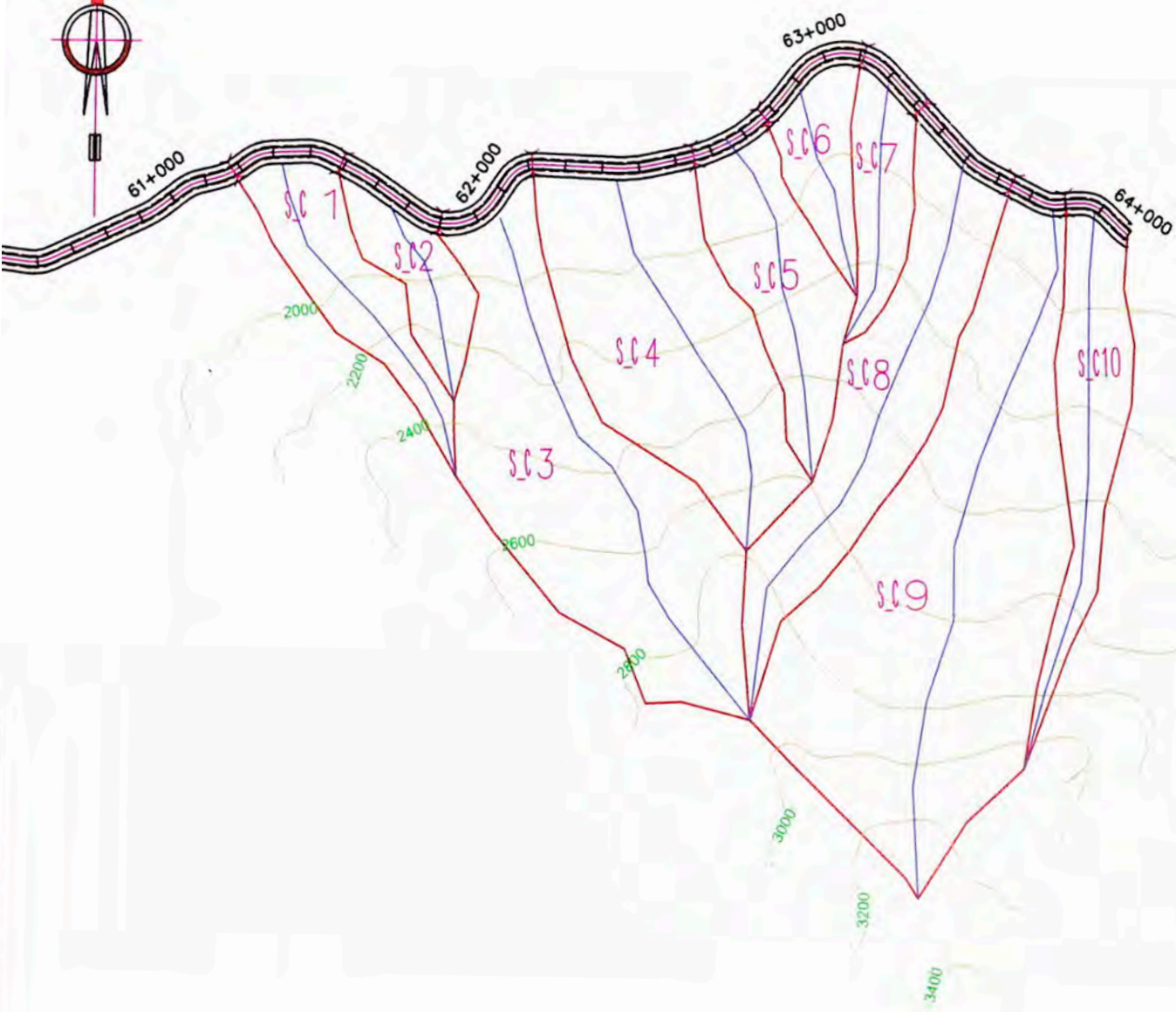
LEYENDA

ESTACION PLUVIOMETRICA	
CURVA ISOYETA	
LIMITE CUENCA RIO RIMAC	
LIMITE CUENCA RIO STA EULALIA	
RIOS Y QUEBRADAS	
POBLADOS	



LEYENDA

ESTACION PLUVIOMETRICA	▲
CURVA ISOYETA	—
LIMITE CUENCA RIO RIUAC	—
LIMITE CUENCA RIO STA EULALIA	- - -
RIOS Y QUEBRADAS	~ ~ ~
POBLADOS	



### DRENAJE LONGITUDINAL

LADO IZQUIERDO		TIPO	ENTREGA	LONGITUD	DIMENSIONES		OBSERVACIONES	Foto N°
DE	A				a	h		
61+240	61+180	CUNETA	TMC 36"	60	1.05	0.5	Necesita Limpieza	Foto A 12
		TRANG						
61+454	61+320	CUNETA	TERRENO NATURAL	134	1.05	0.5	Necesita Limpieza	Foto A 12
		TRANG						
61+650	61+500	CUNETA	TERRENO NATURAL	150	1.05	0.5	Necesita Limpieza	Foto A 12
		TRANG						
61+800	61+650	CUNETA	CUNETA	150	1.05	0.5	Necesita Limpieza	Foto A 12
		TRANG						
61+980	61+850	CUNETA	TERRENO NATURAL	110	1.05	0.5	Necesita Limpieza	Foto A 12
		TRANG						
64+050	63+960	CUNETA	TERRENO NATURAL	90	1.05	0.5	Necesita Limpieza	Foto A 12

LADO DERECHO		TIPO	ENTREGA	LONGITUD	DIMENSIONES		OBSERVACIONES	Foto N°
DE	A				a	h		
61+180	61+055	CUNETA	TMC 48"	125	1.00	0.4	Necesita Limpieza	Foto A 13
		TRANG						
61+490	61+180	CUNETA	TMC 36"	310	1.00	0.4	Necesita Limpieza	Foto A 13
		TRANG						
61+800	61+490	CUNETA	TMC 48"	310	1.00	0.4	Necesita Limpieza	Foto A 13
		TRANG						
62+113	61+800	CUNETA	TMC 48"	313	1.00	0.4	Necesita Limpieza	Foto A 13
		TRANG						
62+553	62+113	CUNETA	TMC 36"	440	1.00	0.4	Necesita Limpieza	Foto A 13
		TRANG						
62+786	62+553	CUNETA	TMC 36"	213	1.00	0.4	Necesita Limpieza	Foto A 13
		TRANG						
63+107	62+776	CUNETA	TMC 36"	331	1.00	0.4	Necesita Limpieza	Foto A 13
		TRANG						
63+321	63+107	CUNETA	TMC 36"	214	1.00	0.4	Necesita Limpieza	Foto A 13
		TRANG						
63+640	63+321	CUNETA	TMC 36"	319	1.00	0.4	Necesita Limpieza	Foto A 13
		TRANG						
63+840	63+640	CUNETA	TMC 36"	200	1.00	0.4	Necesita Limpieza	Foto A 13
		TRANG						
64+050	63+840	CUNETA	TMC 48"	210	1.00	0.4	Necesita Limpieza	Foto A 13

### DRENAJE TRANSVERSAL

Progresiva	Función	Entrada	Estructura Principal			Salida	Observaciones	Subcuenca
			Tipo	Longitud	Dirección			
61+140	pluvial	Caja de captación	---	7.00	D-I	Alero inclinado	nuevo	S_C 1
61+490	pluvial	Caja de captación	TMC 36"	7.00	D-I	Alero inclinado	Limpieza General	S_C 2
61+800	pluvial	Caja de captación	TMC 48"	7.00	D-I	Alero inclinado	Limpieza general y cortar vegetación	S_C 3
62+113	pluvial	Caja de captación	TMC 48"	7.00	D-I	Alero inclinado	Limpieza General	S_C 4
62+525	pluvial	Caja de captación	---	15.00	D-I	Alero inclinado	nuevo	S_C 5
62+776	pluvial	Caja de captación	---	15.00	D-I	Alero inclinado	reemplaza y alarga	S_C 6
63+107	pluvial	Caja de captación	TMC 36"	7.00	D-I	Alero inclinado	Limpieza General	S_C 7
63+321	pluvial	Caja de captación	TMC 36"	7.00	D-I	Alero inclinado	Limpieza General	S_C 8
63+640	pluvial	Caja de captación	---	15.00	D-I	Alero inclinado	reemplaza y alarga	S_C 9
63+800	pluvial	Caja de captación	---	7.00	D-I	Alero inclinado	Nuevo	S_C 10

### CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS

SUBCUENCA	AREA KM2	PENDIENTE	LONG. CAUCE KM
S_C 1	0.13	90%	0.77
S_C 2	0.09	97%	0.50
S_C 3	0.53	78%	1.50
S_C 4	0.41	79%	1.08
S_C 5	0.19	75%	0.94
S_C 6	0.08	69%	0.57
S_C 7	0.09	70%	0.71
S_C 8	0.32	73%	1.80
S_C 9	0.80	66%	1.87
S_C 10	0.17	71%	1.48

Long. = 0.77KM  
 Pendiente = 90%  
 Área = 0.13KM<sup>2</sup>



Long. = 1.06KM  
 Pendiente = 79%  
 Área = 0.41KM<sup>2</sup>



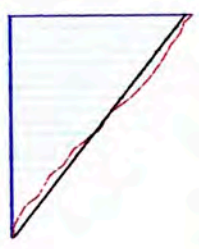
Long. = 0.71KM  
 Pendiente = 70%  
 Área = 0.09KM<sup>2</sup>



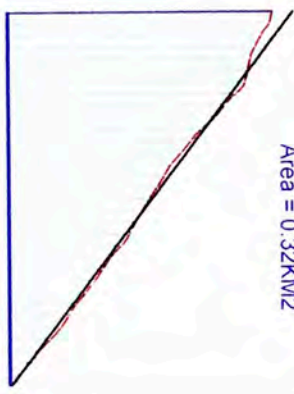
Long. = 0.50KM  
 Pendiente = 97%  
 Área = 0.09KM<sup>2</sup>



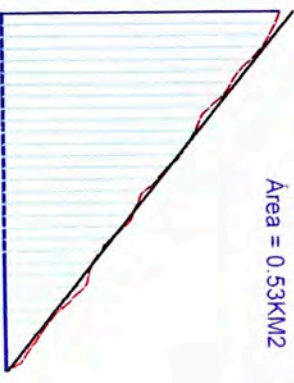
Long. = 0.94KM  
 Pendiente = 75%  
 Área = 0.19KM<sup>2</sup>



Long. = 1.60KM  
 Pendiente = 73%  
 Área = 0.32KM<sup>2</sup>



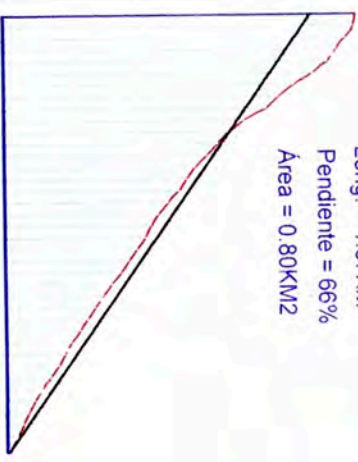
Long. = 1.50KM  
 Pendiente = 78%  
 Área = 0.53KM<sup>2</sup>



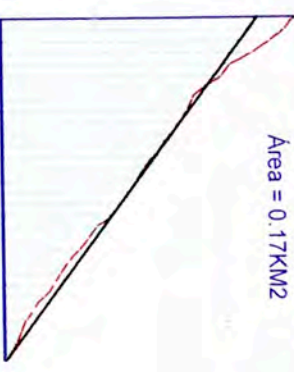
Long. = 0.57KM  
 Pendiente = 69%  
 Área = 0.08KM<sup>2</sup>



Long. = 1.87KM  
 Pendiente = 66%  
 Área = 0.80KM<sup>2</sup>

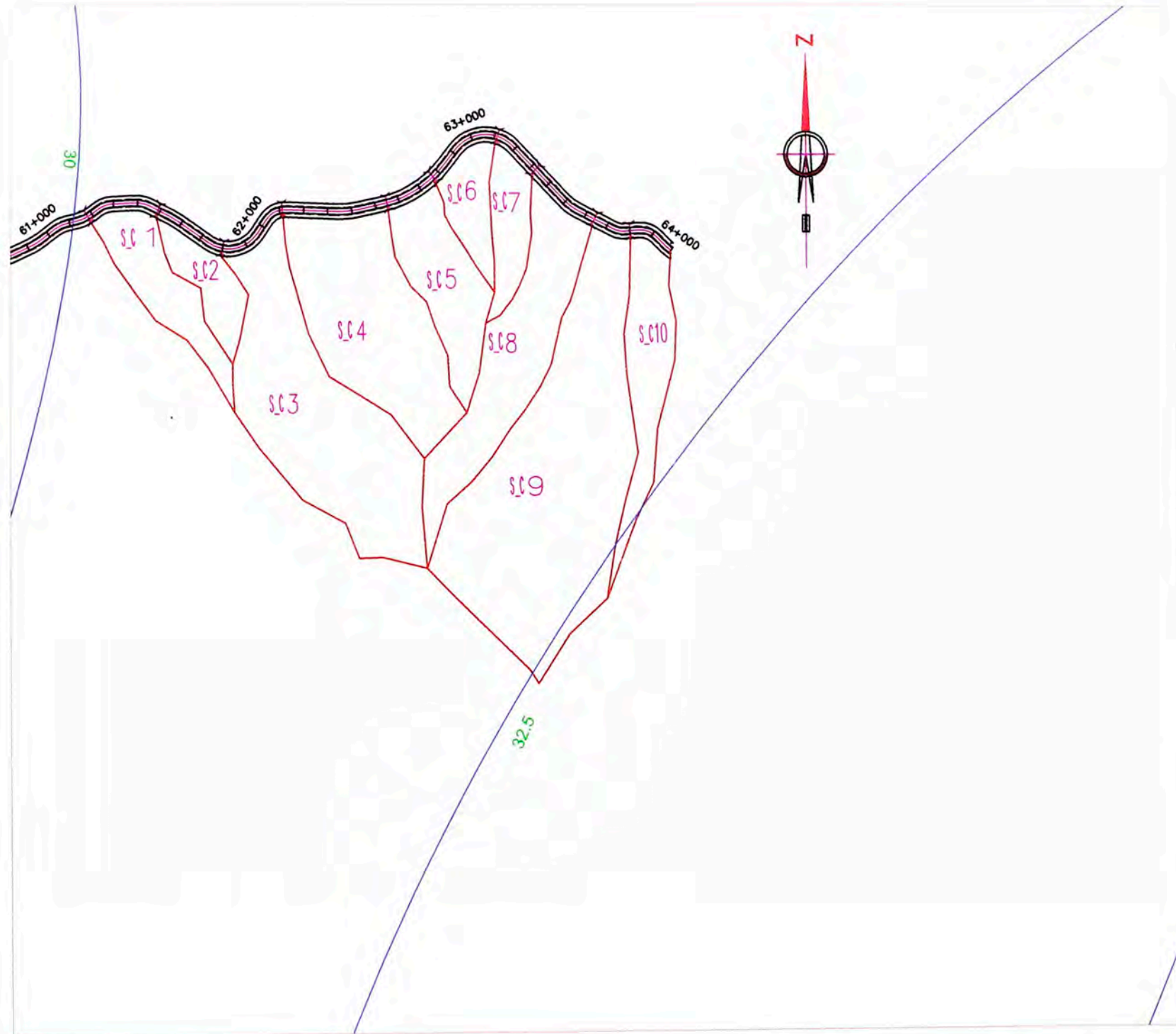


Long. = 1.48KM  
 Pendiente = 71%  
 Área = 0.17KM<sup>2</sup>

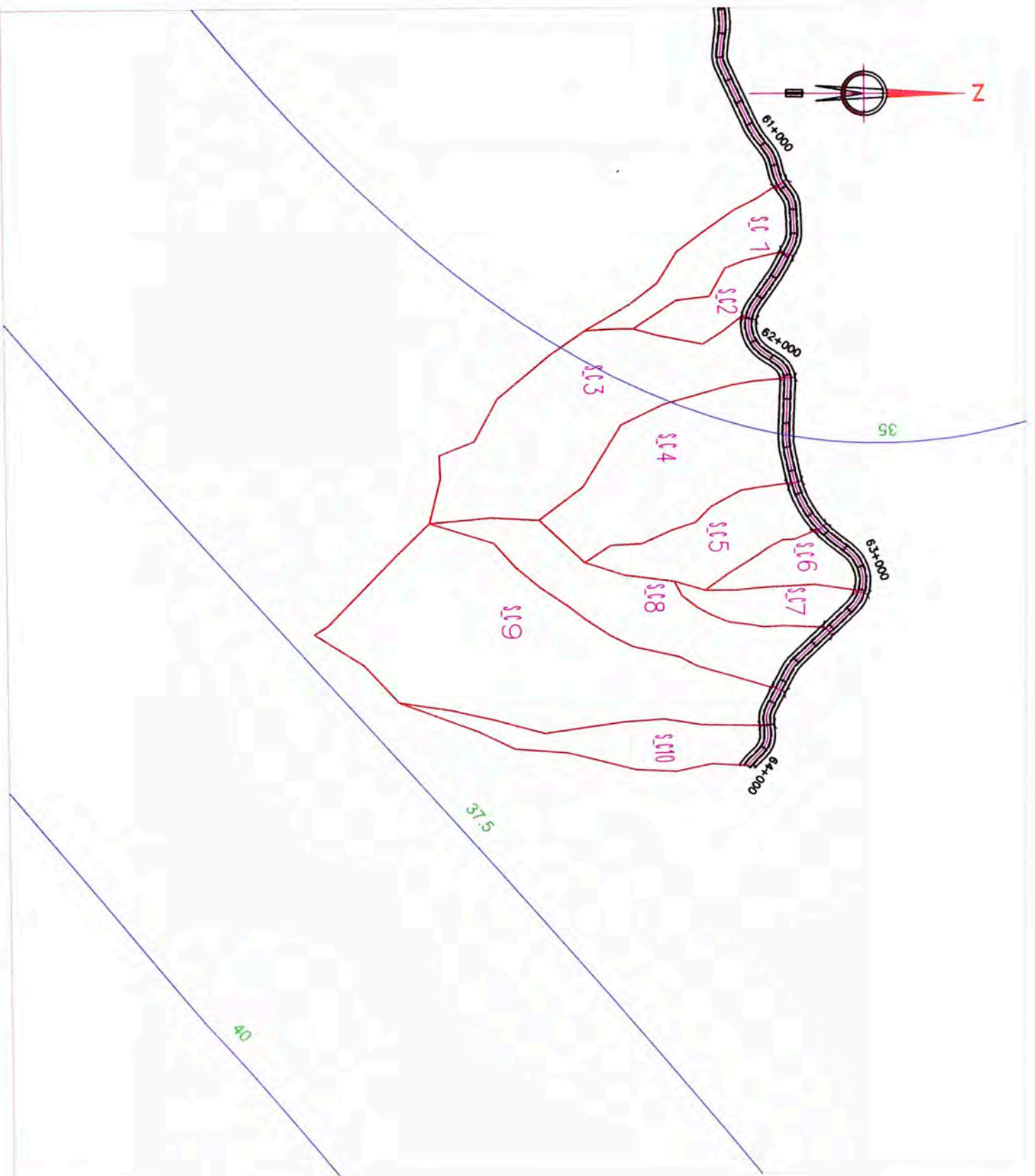


SUBSECUENCIA	AREA KM <sup>2</sup>	PENDIENTE	LONG. CAUCE KM
S_C1	0.13	90%	0.77
S_C2	0.09	97%	0.50
S_C3	0.53	78%	1.50
S_C4	0.41	79%	1.06
S_C5	0.19	75%	0.94
S_C6	0.08	69%	0.57
S_C7	0.09	70%	0.71
S_C8	0.32	73%	1.60
S_C9	0.80	66%	1.87
S_C10	0.17	71%	1.48

CARACTERÍSTICAS FISIOGRAFICAS



PERIODO DE RETORNO 10 AÑOS (CUNETAS)		
SUBCUENCA	ALCANTARILLA	PRECIPITACIÓN
		MM
S_C 1	61+140	30.41
S_C 2	61+490	30.61
S_C 3	61+800	31.12
S_C 4	62+113	31.25
S_C 5	62+525	31.44
S_C 6	62+776	31.41
S_C 7	63+107	31.58
S_C 8	63+321	31.86
S_C 9	63+640	32.22
S_C 10	63+800	32.23



PERIODO DE RETORNO 20 AÑOS (ALCANTARILLAS)		
SUBCUENCA	ALCANTARILLA	PRECIPITACION
		MM
S_C1	61+140	34.85
S_C2	61+490	34.90
S_C3	61+800	35.28
S_C4	62+113	35.39
S_C5	62+525	35.63
S_C6	62+776	35.61
S_C7	63+107	35.82
S_C8	63+321	36.21
S_C9	63+640	36.72
S_C10	63+800	36.76

PLAZA CECILIAN YOSHINOBU VAYA ALBERGE

DE LA CARRETERA COCHACHALGA-MATUCANA  
DEL KM. 61+000 AL KM. 64+000

PRECIPITACIONES  
PERIODO DE RETORNO 20 AÑOS

1:25000

JUN 21  
-07