

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



DEFENSAS RIBEREÑAS DEL RIO RIMAC

(Sector Puente Ricardo Palma -  
Chosica y Puente Los Angeles -  
Chaclacayo).

TESIS

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE

INGENIERO CIVIL

ELIZABETH LEON CHINCHAY

PROMOCION 1990-2

LIMA - PERU

1994

## SUMARIO

La presente tesis trata el problema de desastres por inundación, huayco y la combinación de éstos dos eventos, ni el de diagnóstico; aquí constatamos la falta de planificación de las diferentes obras realizadas para el encauzamiento desde un simple muro hasta defensas fortificadas hechas por entidades particulares como del estado observándose desorden y falta de control.

En los dos primeros capítulos, se muestra el marco social sobre el cual se desarrollará el proyecto. En el tercer capítulo se realiza el estudio hidrológico de la cuenca del río Rímac, haciendo aquí especial énfasis en el cálculo de avenidas para diferentes periodos de retorno por diferentes métodos estadísticos. En el Cuarto capítulo se recopilan los datos existentes, de estudios de encauzamiento, realizados hasta el momento por diferentes entidades tales como JICA-Misión Japonesa, PREDES, PyV Ingenieros y el Ing. Alberto Martínez Vargas. En el Quinto Capítulo se realiza un estudio geológico de la zona la cual, se complementa con un análisis fotogramétrico, del cual se concluyen las observaciones realizadas en los planos de geología del Anexo B. En el sexto capítulo se realiza la zonificación, determinándose zonas de riesgo ya sea por inundación, huayco

y la combinación de éstos eventos, además, se mencionan los problemas de geodinámica externa que afectan directamente a las Centrales hidroeléctricas de la zona, C.H. Huampaní y C.H. Juan Carlos-Moyopampa. En el séptimo capítulo se establecen los lineamientos para el control de inundaciones; basado principalmente en la protección de riberas y el uso de vegetación en el control de erosión de las laderas. En el octavo capítulo se lleva a cabo el encauzamiento, teniendo como material básico de construcción, la roca. Aquí se proponen dos tipos de defensas: los espigones y los muros o diques de encauzamiento, además, se realiza un análisis económico justificatorio del monto de la inversión a realizar, en el encauzamiento de éste tramo del río. Finalmente las conclusiones y recomendaciones reflejan los aportes del presente trabajo de investigación, ante un eventual trabajo de encauzamiento en éste tramo del río.

El presente estudio en sus inicios se basó en las investigaciones que viene realizando PREDES, en Chosica hace más de una década, en el proyecto de encauzamiento y defensas, bajo el asesoramiento del Ing. Alberto Martínez Vargas.

DEFENSAS RIBEREÑAS DEL RIO RIMAC (Sector: Puente Ricardo Palma Chosica y Puente Los Angeles Chaclacayo).

INDICE GENERAL

CAPITULO 1	
Introducción .....	1
CAPITULO 2	
Antecedentes históricos de los pueblos ribereños de Chosica (Sector Puente Ricardo Palma - Puente Los Angeles).	3
2.1 Origen de los pueblos ribereños..	4
2.1.1 Pueblos Jóvenes y Asentamientos Humanos populares ubicados en la margen derecha y Santa Eulalia.....	6
2.1.2 Pueblos Jóvenes y Asentamientos Humanos populares ubicados en la margen izquierda.....	13
2.2 El cauce y su evolución.....	21
2.3 Estrangulamiento y reducción del cauce. ....	23
2.3.1 Presencia de Puentes.....	24
2.3.2 Defensas ribereñas contra la erosión.....	32
2.3.3 Vías férreas del ferrocarril central.....	33
2.3.4 Ocupación de población y Asentamientos Humanos.	33
2.3.5 Otras causas.....	34
CAPITULO 3	
Hidráulica fluvial	35
3.1 Meteorología...	35
3.1.1 Fenómeno del Niño.....	36
3.2 Hidrología básica.....	38
3.2.1 Caudal de Diseño.....	38
3.2.1.1 Riesgo del Proyecto.....	39
3.2.1.2 Tiempo de Retorno.....	40
3.2.1.3 Estaciones hidrométricas.....	41
3.2.1.4 Caudales.....	44
3.2.1.5 Métodos para calcular el caudal de diseño.....	48
3.2.2 Definición de las curvas tirante-descarga para diferentes secciones.....	87
3.2.3 Determinación de perfiles de flujo para crecidas de diferentes periodos de retorno.....	105



3.2.4	Características del río Rímac....	124
3.2.4.1	Trazo del cauce y evolución..	124
3.2.4.2	Dimensiones iniciales y actuales.....	124
3.2.4.3	Influencia de las terrazas....	125
3.3	Hidráulica de Sedimentos.....	126
3.3.1	Propiedades de los sedimentos....	127
3.3.2	Transporte de sedimentos.....	145
3.3.3	Diseño de cauces con arrastre....	166
3.3.3.1	Tipos de estabilidad..	167
3.3.3.2	Grados de Libertad.	168
3.3.3.3	Caudal Formativo.....	170
3.3.3.4	Cauces Estables.....	172
3.3.4	Socavación.....	183
3.3.4.1	Socavación General.....	184
3.3.4.2	Socavación Transversal.....	193
3.3.4.3	Socavación en curvas..	197
3.3.4.4	Socavación local.....	198
3.3.4.5	Socavación al pie de obras de descarga.....	203
3.4	Problemas existentes, orden de magnitud....	203
3.4.1	Erosión lateral y vertical.....	204
3.4.2	Sedimentación.....	206
3.4.3	Divagación.....	207
3.4.4	Estrangulamiento y represamiento..	207
3.4.5	Vórtices.....	211

#### CAPITULO 4

	Evaluación y análisis de documentación.....	218
4.1	Estudios y Proyectos de defensa y encauzamientos propuestos.....	218
4.1.1	Plan Master - JICA.....	218
4.1.2	P y V Ingenieros.....	232
4.1.3	PREDES - Actual 1992-1993...	245
4.2	Zonificación planteada sobre áreas de inundación.....	260
4.3	Tipos de medidas y recomendaciones dadas.....	260
4.4	Rescate de tecnología en base a la experiencia de obras efectuadas de encauzamiento, defensas, etc.....	261

#### CAPITULO 5

	Geotécnia de la zona..	264
5.1	Evaluación y análisis de foto interpretación (Vuelos 1955 y 1987).....	264
5.1.1	Vuelo 1955.....	265
5.1.2	Vuelo 1987.....	268
5.2	Mapas Geotécnicos.....	273
5.2.1	Geología.....	273
5.2.1.1	Ubicación Geológica.....	274
5.2.1.2	Discontinuidades.....	274
5.2.1.3	Estructuras Geológicas	

5.2.3	Geodinámica Externa.....	277
5.2.4	Zonas de riesgo.....	278
5.2.4.1	Quebrada Quirio.....	278
5.2.4.2	Quebrada Pedregal...	279
5.2.4.3	Quebrada Corrales.....	280
CAPITULO 6		
	Zonificación. ....	286
6.1	Inundaciones con descargas para diferentes periodos de retorno.	286
6.2	Peligro y riesgo por huaycos.....	290
6.3	Zonificación del peligro por inundación, huaycos y/o combinación.....	293
CAPITULO 7		
	Lineamientos de una política para el control de inundaciones y Medidas de Prevención.....	296
7.1	Basada en la experiencia de Chosica y los pueblos ribereños.....	296
7.2	Basada en las condiciones reales y riesgo presente.....	302
7.3	Medidas y lineamientos de prevención de desastres.....	307
CAPITULO 8		
	Encauzamiento. ....	324
8.1	Alternativas del trazo del cauce.....	325
8.1.1	Definición del Cauce.....	325
8.1.2	Defensa de las márgenes.....	326
8.2	Medidas de control de encauzamiento y regulación.....	328
8.2.1	Método de Corrección del Drenaje.	328
8.3	Obras Hidráulicas de defensa y encauzamiento.....	330
8.3.1	Obras de defensa en márgenes de los ríos.....	332
	1. Espigones.....	333
	2. Muros y Diques Longitudinales.	342
8.4	Diseño de enrocado.....	345
CAPITULO 9		
	Recomendaciones y conclusiones.....	352
CAPITULO 10		
	Referencias bibliográficas.....	358
ANEXOS		

## CAPITULO 1

### INTRODUCCION

El trabajo que ha continuación se presenta propone alternativas para la solución al problema del peligro de inundaciones en torno al encauzamiento del río Rimac en el tramo Puente Ricardo Palma en Chosica y el puente Los Angeles en Chaclacayo. La solución trata de recoger todas aquellas iniciativas tomadas en estudios anteriores; por entidades de reconocido prestigio. Probablemente las mejores soluciones al problema que se enfrenta aún no ha sido hallada, por que es necesario reconocer que ésta zona enfrenta problemas socio económicos debido al crecimiento poblacional dentro del cauce inundable y falta de zonas libres de peligro donde establecer a la población de menores recursos.

Podemos distinguir tres etapas en el estudio preliminar de la presente tesis; en la primera, se presenta un diagnóstico de la situación actual como se encuentran los poblados de las riberas del río Rimac; haciendo en ésta etapa un estudio de cada pueblo que ocupa no sólo la ribera sino las zonas colindantes al río; además de un análisis de las estructuras de defensas existentes así como la problemática que estas han generado luego de su

construcción, la segunda hace una evaluación general de la hidrología donde se evalúan los conceptos de máximas avenidas así como también se estiman las características físicas, geométricas e hidráulicas que tendría un encauzamiento del río en ésta zona, se estudia también la geotécnica para elaborar un estudio de riesgo, teniendo en cuenta los estudios realizados anteriormente y rescatando la experiencia de algunas de éstas obras llevadas a cabo y la tercera parte propone una solución integral que pueda satisfacer todas aquellas posibilidades de riesgo que impliquen los huaycos e inundaciones sobre los asentamientos ribereños.

## CAPITULO 2

ANTECEDENTES HISTÓRICOS DE LOS PUEBLOS RIBERENOS DE CHOSICA (SECTOR PUENTE RICARDO PALMA - PUENTE LOS ANGELES).

### UBICACION GEOGRAFICA.

La ciudad de Chosica está ubicada entre el km 15 y km 38 de la carretera central, geográficamente a 11°53' latitud Sur y 76°40' longitud oeste. Está desarrollada a ambas márgenes del río Rímac ubicándose la mayor parte de la población en la margen derecha. Ver Figura 2.1

Chosica es la capital del Distrito de Luringancho, provincia de Lima, departamento de Lima. Sus límites son:

Norte: Chaclla

Sur : Lima y Ate Vitarte.

Este Ricardo Palma.

Oeste: San Juan de Luringancho.

Los orígenes se remontan hacia la época hispánica desempeñando la función de lugar de paso entre la sierra central (zona habitada) y la costa, área de cultivo, existiendo un equilibrio ecológico. Con la construcción del ferrocarril central se convierte en estación y hacia 1884 se habilita la Hacienda Chosica en la margen derecha del río Rímac.



# JUNIN

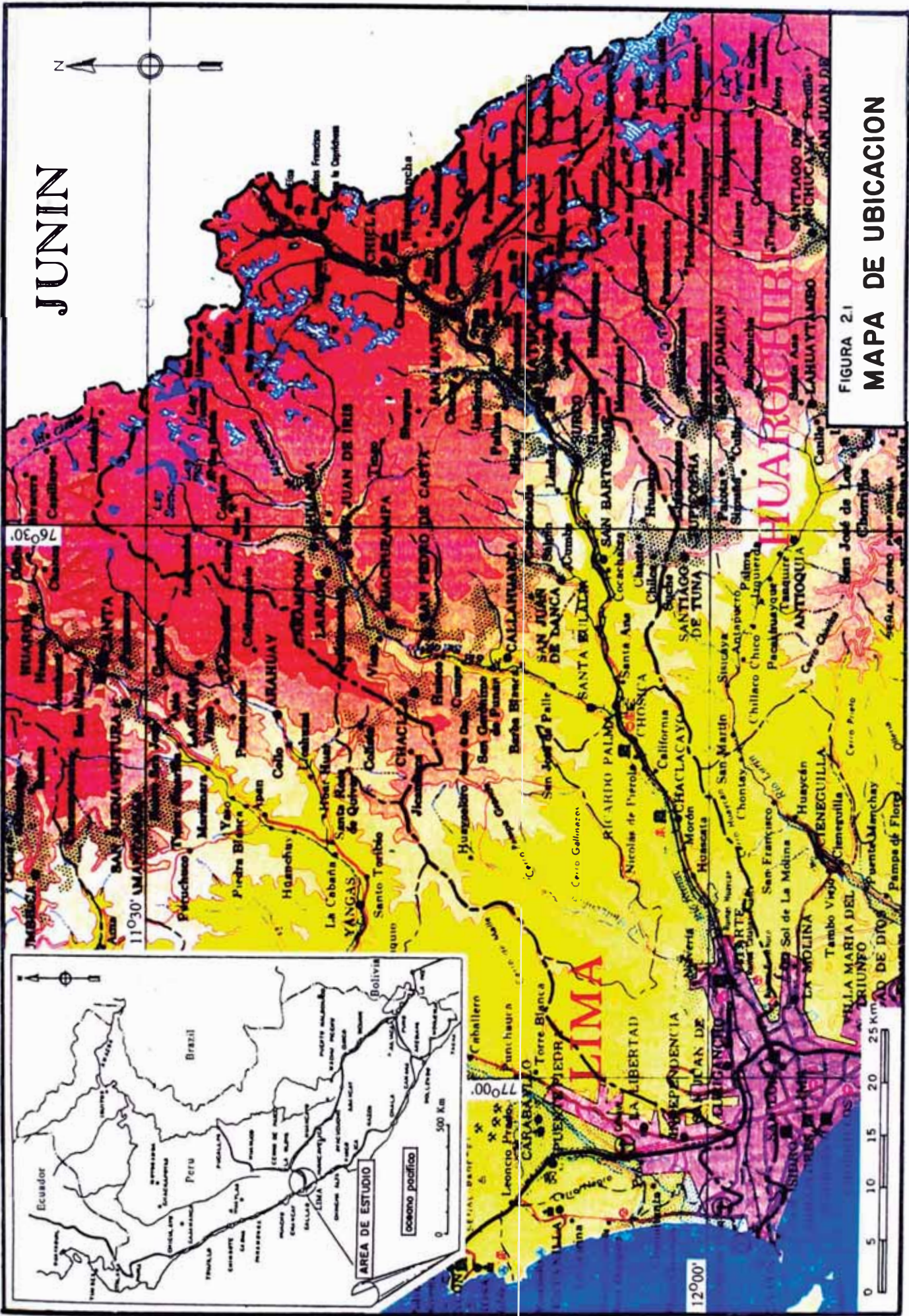


FIGURA 21  
MAPA DE UBICACION



- 1896 Se establece la capital del distrito.
- 1915 Se construye la Central de Yanacoto.
- 1936 Carretera Central - Fábrica de papel.
- 1950 Central Hidroeléctrica de Moyopampa.
- 1955 Universidad Guzmán y Valle (La Cantuta).
- 1960 Fábrica de calzado BATA.

Se han registrado hasta ésta época huaycos durante los años 1863, 1894, 1909, 1915, 1925, 1926, 1936 y 1939. Siendo los que produjeron mayores daños el de 1925 y 1987.

Luego por el auge de la ciudad su cauce se angosta. En la década del 70 hay mucha migración y asentamientos humanos pueblan las zonas ribereñas del río Rímac. Población que soportó huaycos en los años 1972, 1976, 1983, 1985, 1987 y 1989.

En Lima se encuentra localizada el mayor movimiento económico del país y la cuenca del Rímac ocupa un lugar preponderante en la producción energética, agrícola y minera que abastece principalmente a Lima, por lo tanto el río Rímac continuará siendo aún por muchos años el centro de la vida nacional.

## 2.1 ORIGEN DE LOS PUEBLOS RIBEREÑOS

"El origen del problema es universal y consecuencia de la Revolución industrial que ha producido paralelamente el crecimiento acelerado e incontrolado de las grandes ciudades, teniendo

como secuela la formación de éstas grandes masas de trabajadores".

Los pueblos jóvenes situados a orillas del río Rímac, en la zona limitada por el Puente Ricardo Palma y el puente Los Angeles, se encuentran expuestos a una serie de peligros entre los cuales la probable inundación de las zonas ribereñas es uno de los más importantes.

La ciudad de Chosica desde mediados de éste siglo se extiende aceleradamente ocupando un estrecho terreno de la cuenca media del valle del Rímac, ésta posee las siguientes quebradas:

En la Margen Derecha:	Margen izquierdo
Qda.Santa María (Yanacoto)	Qda.California
Qda.Quirio	Qda.La Cantuta
Qda.San Antonio de Pedregal	Qda.Santo Domingo
Qda.Libertad	Qda.Mariscal Castilla
Qda.Carosio	Qda.La Ronda
Qda.Corrales	
Qda.Casahuara	

que atraviesan la ciudad, las que constituyen el escenario donde cada cierto tiempo ocurren; desplazamientos de masas gigantescas de rocas y lodo, y desbordes del río Rímac que siembran la muerte y destrucción en los asentamientos más humildes.

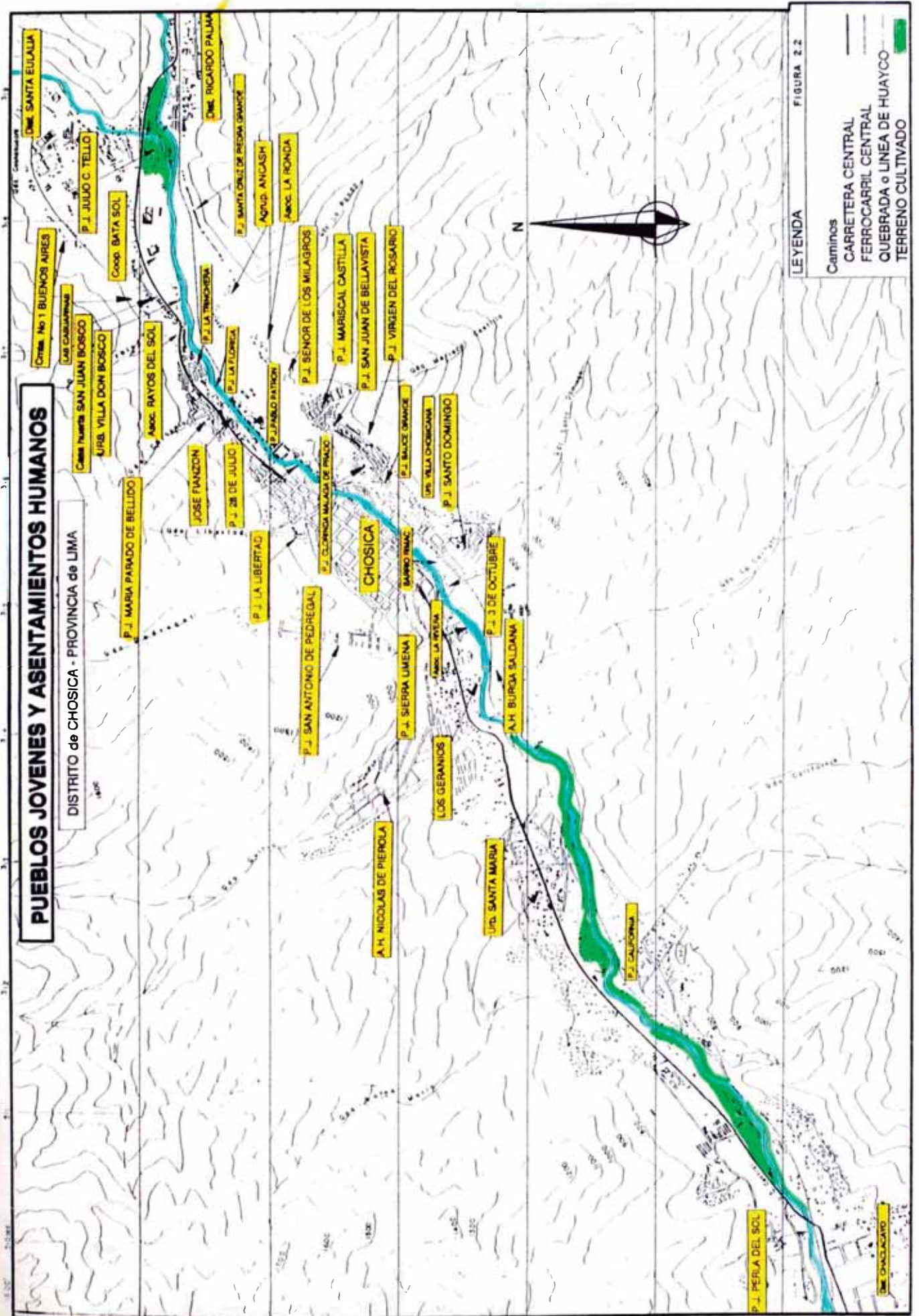
Ver Figura 2.2

<sup>1</sup> BARRIADAS DE LIMA METROPOLITANA; Ministerio de Salud Pública, 1990, p.17.



# PUEBLOS JOVENES Y ASENTAMIENTOS HUMANOS

DISTRITO de CHOSICA - PROVINCIA de LIMA



LEYENDA FIGURA 2.2

- Camino
- CARRETERA CENTRAL
- FERROCARRIL CENTRAL
- QUEBRADA o LINEA DE HUAYCO
- TERRENO CULTIVADO



### 2.1.1 PUEBLOS JOVENES Y ASENTAMIENTOS HUMANOS POPULARES UBICADOS EN LA MARGEN DERECHA (Cono Norte) y Santa Eulalia.

Desde el puente Los Angeles existe una zona no muy densamente poblada, encontramos el colegio Beata Imelda y el Club El Bosque los que ocupan grandes extensiones de terreno y los que se han ocupado individualmente de proteger sus linderos mediante la reforestación de la zona. Más adelante tenemos el Club de esparcimiento del Banco de Crédito y el Centro de Esparcimiento Scout Peruano, los que se encuentran bajo la terraza aluvial con poco desnivel con el río siendo ésta zona de alta vulnerabilidad. La urbanización Santa María que se encuentra bajo el cono deyectivo de la quebrada Quirio. A continuación se mencionaremos los centros poblados que ocupados por invasión los terrenos eriazos y ribereños.

A.H. Nicolás de Piérola.

- Población: 10500 hab

- Ubicación: Se encuentra en la quebrada de Quirio, altura del Km 36 de la Carretera Central; pertenece a distrito de San Juan de Lurigancho, sobre un área de 660 000 km<sup>2</sup>.

- Origen: Se estableció en 1942 como Asociación Pro-Hogar Propio de Chosica y en 1946 es reconocida como Nicolás de Piérola. El 69,08% de la po-

blación ha nacido en el departamento de Lima, 22,97% en Chosica y un 30,5% procede del interior del país; siendo los departamentos de origen; Junín, Ayacucho, Huancavelica, Ancash, Huánuco y Pasco. Hoy es el Asentamiento más grande, con casas de material noble construidas entre 10 y 15 años.

**- Problemas:**

- El poblado se encuentra en una zona que es lecho de huaycos y deslizamientos.
- No poseen agua potable ni desagüe y soluciona parcialmente éste problema con un canal de 5 km de los reboses de la Hidroeléctrica de Moyopampa.
- El cauce del huayco se encuentra a nivel de las casas y existe peligro por el material suelto de la zona.

**-Defensas:-** Tratamiento de cárcavas con el levantamiento de pircas por el lecho del huayco.

**P.J. Sierra limeña**

- Población: 1,000 hab.
- Ubicación: Altura del Km. 30 de la Carretera Central.
- Origen: Cuenta con 200 lotes
- Tiene problemas de estabilidad de taludes.

P.J. San Antonio de Pedregal.

- Población: 9,603 hab.
- Ubicación: Altura del Km. 36 de la Carretera Central.
- Origen: San Antonio de Pedregal Alto fue reconocido oficialmente el 7 de Junio de 1973. Cuenta con 6 Asentamientos Humanos;
  - Pedregal Bajo; cuenta con 1,160 hab. y 116 lotes sobre un área de 10,640 m<sup>2</sup>.
  - El Islote; cuenta con 137 hab. y 18 lotes sobre un área de 24,367 m<sup>2</sup>.
  - La Ribera; cuenta con 600 hab. y 9 manzanas sobre un área de 50,352 m<sup>2</sup> aprox.
  - Cooperativa Jardín; cuenta con 250 hab. y 4 manzanas sobre un área de 7,607 m<sup>2</sup>.
  - San Miguel; cuenta con 1,656 hab. y 20 manzanas y 276 lotes sobre un área de 71,550 m<sup>2</sup>.
  - SAPA; cuenta con 5,340 hab. y 890 lotes sobre un área de 287,234 m<sup>2</sup>.
  - San Antonio II zona; cuenta con 460 hab. y 118 lotes.

P.J. La Libertad.

- Población: 2,270 hab.
- Ubicación: Se encuentra en el cono deyectivo de la quebrada Libertad.

P.J. 28 de Julio.

- Población: 950 hab.
- Origen: Fundado el 30 de Setiembre de 1963; reconocido oficialmente en Setiembre de 1964. Las tierras eran terrenos de cultivo, granjas o haciendas. El 60% de la población son mujeres. Los primeros pobladores eran procedentes de la Sierra Central y Sur. Hoy el 95% de sus viviendas son de material noble con una antigüedad no mayor de 20 años, en general la población es de bajos recursos económicos.
- Equipamiento e Infraestructura: Cuenta con centros educativos, Areas deportivas, sus calles carecen de asfalto servicio de agua, desagüe y luz.
- Defensas: Sus casas están asentadas sobre terreno de lecho de huayco. Existen riberas sin muros de protección. El puente de ENAFER representa un peligro para el pueblo.

P.J. María Parado de Bellido.

- Población: 500 hab.
- Ubicación: Se encuentra en el cono deyectivo de la quebrada Carossio.
- Defensas:
  - Sobre la ribera derecha se observa que carecen de muros de defensas, se considera por lo tanto que esta zona es de alta vulnerabilidad.

- Determinar alineamiento de muro que corresponde al pueblo.
- Bloqueo de la calle por viviendas; es urgente un replanteo de ancho de vía de salida de flujos de la quebrada Carossio.

#### P.J. La Trinchera.

- Población: 640 hab.
- Ubicación: Se encuentra en el Km 36 de la Carretera Central, sobre la terraza fluvial de 1500 a 2000 metros sobre el nivel del río. Existen dos zonas: Trinchera Alta y Trinchera Baja.
- Defensas:
  - Faltan 60 metros lineales de muro de protección en la parte alta de la ribera y paralelo a la carretera.
  - El malecón de la calle Manuel Belgrano cuenta parcialmente con muros de protección.
  - Falta limpieza y profundización de vía que la separa de la Urbanización Villa Don Bosco además de la canalización de flujos de la quebrada Corrales.

#### Asociación Rayos del Sol.

- Población: 399 hab.
- Ubicación: Se encuentra en el cono deyeectivo de la quebrada Corrales.
- Vivienda: Son en su mayoría de material noble, -



cuenta con 57 lotes.

#### Urbanización Villa Don Bosco.

- Población: 210 hab.
- Ubicación: Se encuentra en las riberas del río Rímac y colinda con la Cooperativa de vivienda Bata Sol.
- Vivienda: Cuenta con 42 lotes.

#### Cooperativa Bata Sol.

- Población: 285 hab.
- Ubicación: Se encuentra en las riberas del río Rímac.
- Vivienda: Las viviendas con frente a la carretera Central son de material noble y se encuentran en proceso de construcción. Cuenta con 57 lotes.
- Equipamiento e Infraestructura:
  - Areas para uso educativo, campo deportivo, areas verdes existentes y otros fines.
  - Piscina existente.
  - En su ribera se encuentran dos pozos del sistema de servicio de agua potable de Chosica con peligro de ser dañados por inundación.
- Defensas: Con fondos propios realizan defensas del frontis de la Cooperativa.

P.J. Julio C. tello

- Ubicación: Se encuentra en las riberas del río Santa Eulalia y el Río Rímac. Esta zona es de alta peligrosidad no sólo por las crecidas frecuentes del Rímac sino por el huayco proveniente de la quebrada Santa Eulalia.

Comite No 1 Buenos Aires.

- Población: 1,360 hab.

- Ubicación: Se encuentra entre las quebradas Corrales y Cashahuacra. Carece de servicios básicos de desagüe y luz.

- Vivienda: Cuenta con 103 lotes.

Asociación Agrícola Don Bosco.

- Población: 710 hab.

- Vivienda: Cuenta con 142 lotes.

Los Geranios.

- Población: 230 hab.

- Vivienda: Posee 46 lotes.

Jose Fianzón.

- Población: 220 hab.

- Ubicación: Se encuentra en Moyopampa, cerca a la Central Hidroeléctrica Juan Carosio.

- Vivienda: Cuenta con 44 lotes.



**Las Casuarinas - Chosica.**

- Población: 305 hab.
- Ubicación: Se encuentra limitada por una zona cercana a la Central Hidroeléctrica de Moyopampa.
- Vivienda: Cuenta con 61 lotes.

**Casa Huerta San Juan Bosco.**

- Población: 1920 hab.
- Vivienda: Cuenta con 384 lotes.

**Asociación Las Magnolias.**

- Población: 125 hab.
- Vivienda: Cuenta con 25 lotes.

**2.1.2 PUEBLOS JOVENES Y ASENTAMIENTOS HUMANOS POPULARES UBICADOS EN LA MARGEN IZQUIERDA.**

A partir del puente los Angeles en ésta margen se ha ubicado el centro de esparcimiento del Banco Hipotecario y a lo largo de la quebrada california podemos observar casas haciendas de grandes extensiones de terreno y los que se han ocupado individualmente de proteger sus linderos mediante la reforestacion de la zona y las defensas ribereñas las cuales no siguen una planificación adecuada, sino están en función del criterio individual del dueño de cada parcela colindante con las riberas del río.

La conformación de los urbanos marginales se inicia desde 1946. Sus primeros pobladores fueron campesinos de las haciendas "Chosica" y "California" los que ocupan por invasión éstos cerros. Luego se forman asociaciones de propietarios los que utilizan éstos terrenos como lugar de veraneo y descanso. Dado el rápido crecimiento de la población, ésta zona fué invadida con violencia, lo que originó la formación de los pueblos jóvenes:

P.J.Santo Domingo	en 1948
P.J.San Juan de Bellavista	en 1955
P.J.Mariscal Ramón Castilla	en 1956
P.J.Señor de los Milagros	en 1964

A.H. Burga Saldaña

- Población: 365 hab.

- Ubicación: Se encuentra sobre el cono deyectivo de la quebrada La Cantuta, colinda con el jardín botánico de la UNE, sobre la terraza fluvial de 1 a 2 metros sobre el nivel del río. Existen tres grandes problemas de peligro:

1. Flujos de huayco de la Quebrada La Cantuta.
2. Flujos de huayco de la Quebrada Santo Domingo.
3. Inundación del río Rímac, quedando grávemente afectada el 16 de febrero.

- Vivienda: Son principalmente de cartón prensado con estructuras metálicas angulares ligeras.

- Infraestructra: Posee pozo de agua abandonado,

necesita alternativa de abastecimiento ante falla del actual.

- Defensa: Completar murete a lo largo del asentamiento.

P.J. 3 de Octubre.

- Población: 293 hab.

- Ubicación: Se encuentra a orillas del río Rímac, en el cono deyectivo de la quebrada de Santo Domingo.

- Viviendas: Estas son de material noble en su mayoría, algunas aún se encuentran en proceso de construcción.

P.J. Rímac.

- Población: 986 hab.

- Ubicación: Se encuentra a orillas del río Rímac, colinda con el P.J. 3 de Octubre sobre el cono deyectivo de la quebrada de Santo Domingo.

P.J. Santo Domingo.

- Población: 918 hab.

- Origen: Se funda oficialmente en 1948, con la constitución de la asociación pro hogar propio Santo Domingo; pero ya en 1946 se lleva a cabo su conformación con la ocupación de la falda del cerro, siendo en su mayoría los habitantes migrantes de la Sierra Central (Ayacucho, Huancavelica, Hua-

rochiri, Apurimac y Cuzco) los que al llegar construyen sus casas sobre pircas y sin material cementante.

- Ubicación: Se encuentra ubicada en el cono deyectivo de la quebrada Santo Domingo, altura del Km. 33 de la carretera central, distrito de San Juan de Luringancho.

- Vivienda: Cuenta con 285 lotes.

P.J. Sauce Grande.

- Población: 618 hab.

- Ubicación: Está sobre el cerro y lo limita el ferrocarril Central, la Estación. Colinda con el P.J. Virgen del Rosario.

- Vivienda: Posee 618 lotes.

P.J. Virgen del Rosario.

- Población: 1230 hab.

- Origen: Fundada oficialmente en 1953. Se ocuparon terrenos destinados a asociación de propietarios (abogados, médicos y profesores) para lotizarla como lugar de veraneo o descanso. Los primeros pobladores proceden de la sierra central.

- Vivienda: Son deficientes e inconclusas y están construidas sobre pircas sin material cementante. Posee 198 lotes.

- Organización:

- Poseen una junta directiva central.

- Organismos de base: Club de Madres, Club Deportivo, Club provincial, Club Distrital.

P.J. San Juan de Bellavista.

- Población: 966 hab.
- Ubicación: Altura del Km. 35.5 de la Carretera Central.
- Origen: Se funda en 1955, siendo sus primeros pobladores emigrantes de la zona Central y Sur del país; Junín, Huanuco, Ayacucho y Apurímac. La primera ocupación fue en 1945 por pequeños grupos de barrios de La Libertad-Chosica, todos trabajadores del Ferrocarril Central. El 70% de sus terrenos son accidentados.
- Vivienda: Cuenta con 161 lotes.
- Equipamiento e Infraestructura:
  - Cuenta con local comunal, Centro educativo y Capilla.
  - Agua a través de una pileta pública y acequia que pasa por los linderos del P.J. Virgen del Rosario.
  - Servicio de alumbrado público domiciliario.
  - Cuentan con comedor popular.
  - Organización: Junta Directiva Central.

P.J. Mariscal Castilla.

- Población: 948 hab.
- Origen: Fundada en 1956.

Se va poblando rápidamente como ampliación de los pueblos jóvenes Santo Domingo y Virgen del Rosario. Sus primeros pobladores eran emigrantes de la sierra central. Cuenta con 5 ó 6 habitantes por familia.

- Vivienda: Son deficientes e inconclusas de ladrillo de arcilla.

Están construidas sobre pircas sin material cementante. Cuenta con 158 lotes.

- Organización: Poseen directiva central. Club deportivo, Club Distrital.

P.J. Señor de los Milagros.

- Población: 756 hab.

- Origen: Se funda en 1964 y se puebla rápidamente como ampliación de los pueblos jóvenes Santo Domingo y Virgen del Rosario. Los pobladores son migrantes de la Sierra Central.

- Viviendas: Son deficientes e inconclusas de ladrillo de arcilla y están construidas sobre pircas. Cuenta con 126 lotes.

- Organización: Tiene una junta directiva central y Organismos de Base; Club de Madres, Club Deportivo, Club Provincial y Club Distrital.

Cooperativa Pablo Patrón.

- Población: 2100 hab.

- Ubicación: Se encuentra a orillas del río Rímac,

junto al pueblo joven La Florida. Utilizan el puente peatonal Pablo Patrón para cruzar el río. Tiene centro educativo.

- Viviendas: Son deficientes e inconclusas y cuenta con 126 lotes.

P.J. La Florida.

- Población: 300 hab.

- Ubicación: Se encuentra en la margen izquierda del río Rímac, frente a la estación de aforos del SENAMHI, sobre la terraza fluvial de 2.00 m sobre el nivel del río.

- Defensas:

- Se ha construido un muro de concreto ciclópeo de 50 metros de longitud, el cual se encuentra inconcluso.

- El límite ribereño es de 110 m, de los cuales; 50 m no tienen obras de defensa y del resto 20 m presentan muros socavados.

Agrupación Ancash.

- Población: 120 hab.

- Ubicación se encuentra en el cono deyectivo de la quebrada la Ronda.

- Vivienda: Son precarias y de barro. Posee 20 lotes.

P.J. LA RONDA.

- Ubicación: Pertenece al distrito de Ricardo Palma, Provincia de Huarochiri, sobre una extensión de 78,8 hectáreas. A la altura del km. 36 de la Carretera Central a 500 metros de la misma y a 2 km. del distrito de Ricardo Palma.

- Origen: Reconocida oficialmente en Setiembre de 1974 con el nombre de "Asociación Agraria de Conductores Directos Nueve de Octubre". Sus pobladores son básicamente emigrantes de la Sierra Central.

- Necesidades:

- Carecen de posta médica.
- No tienen títulos de propiedad.
- No tienen agua potable ni desagüe.
- Agricultura incipiente, falta orientación agrícola.

P.J. Santa Cruz de Piedra Grande.

- Población: 767 hab.

- Origen: Reconocida oficialmente el 12 de Agosto de 1956. Pertenece al Distrito de Ricardo Palma. Cuenta con 50 lotes sobre 23 hectareas de terreno. La población es básicamente inmigrante de la Sierra Central.

- Servicios:

- Tienen agua potable en surtidores que se encuentran en las calles principales.
- Poseen luz eléctrica domiciliaria y no en las



calles.

- No tienen desagüe por lo que las aguas servidas son conducidas al río en algunos casos.
- Carecen del servicio de recojo de basura, éstas tiene que ser depositadas en las márgenes del río para luego ser quemadas.
- Organizaciones: Funcionan el Club de Madres, el local comunal y un centro educativo.

Asociación Primero de Enero.

- Población: 294 hab. Posee 50 lotes.
- Ubicación: Se encuentra entre la Qda. La Ronda y la Qda. Mariscal Castilla.

P.J. Clorinda Málaga de Prado.

- Población: 360 hab. Posee 60 lotes.
- Ubicación: Se encuentra entre la Qda. La Ronda y la Qda. Mariscal Castilla.

Asociacion Solis Garcia.

- Población: 180 hab. Posee 30 lotes.
- Ubicación: Se encuentra entre la Qda. La Ronda y la Qda. Mariscal Castilla.

## 2.2 EL CAUCE Y SU EVOLUCION

A lo largo de los años hemos observado que río ha sufrido grandes cambios no sólo con respecto al ancho del cauce sino también a la posición de és-

te, esto es debido a diversos factores que se han dado a través de los años.

Con respecto al flujo proveniente de la quebrada Santo Domingo el año 1989. Se explica las razones de éste desborde que no habría sido previsto. La Universidad Guzmán y Valle había bloqueado con un muro de ladrillos el cauce de dicha quebrada; y el 16 de febrero de 1989 al bajar el huayco, rompe el muro e invade el campus atravesándolo y alcanzando al asentamiento humano Burga Saldaña. En cuanto al río se observó el estado del islote, que divide al mismo en dos ramales, a unos 300 metros aguas arriba del pueblo. Este es un punto crítico.

Respecto a la quebrada La Cantuta, el escurrimiento se ha mantenido alejado del sector derecho del cono deyectivo en el que se ubica el asentamiento humano Burga Saldaña. Faenas comunales previas a los huaycos son positivas ya que el flujo de lodo, encontró libre el camino antes de descargar al río.

En el asentamiento humano 28 de Julio el cauce se estrecha y no existen muros de defensa. Se inspeccionó el muro que divide la clínica San Antonio del Asentamiento Humano y el nivel que alcanzaron las aguas en 1987. En la parte alta se observa el volumen de sedimentos que ha dejado el río en la ribera del frente (curva), la modificación de la sección del mismo en éste punto existen 3 niveles

de defensa levantados rudimentariamente, para enfrentar la fuerte erosión, por ser curva cerrada. Las defensas han sido avanzadas por tramos y para reponer muros que han claudicado.

En el asentamiento humano María Parado de Bellido, el conjunto de muros tienen una buena altura y la erosión es menor, en la parte alta del Asentamiento humano se encuentra un punto crítico que se trata de una curva contra-curva, formada por la acumulación de siles (material de huayco) arrojada por la margen derecha a unos 200 metros aguas arriba (parte baja del pueblo joven trincheras). En ésta zona no existe muro y las bases (cimiento) empezaron en 1987 han sido parcialmente cubiertos por material de río. Se observa que se interrumpe la vía entre ambos pueblos, dada la profunda erosión de la terraza fluvial de la curva.

### 2.3 ESTRANGULAMIENTO Y REDUCCIÓN DEL CAUCE

A lo largo de los años se ha podido observar la evolución del río Rímac el cual, en éste tramo se encuentra ya en etapa de erosión vertical del cauce, incrementándose por la invasión de estructuras de defensa y viviendas las cuales hacen que el cauce se angoste y se profundice cada vez más. Entre las causas más frecuentes de estrangulamiento y reducción del cauce tenemos:

### 2.3.1. Presencia de Puentes.

Existen doce puentes en éste tramo los que son utilizados por peatones y vehículos. Figura 2.3

#### 1.- Puente Los Angeles.

Longitud de 98.50 m.

Ubicación: Se encuentra a la altura del Km 28 de la carretera central.

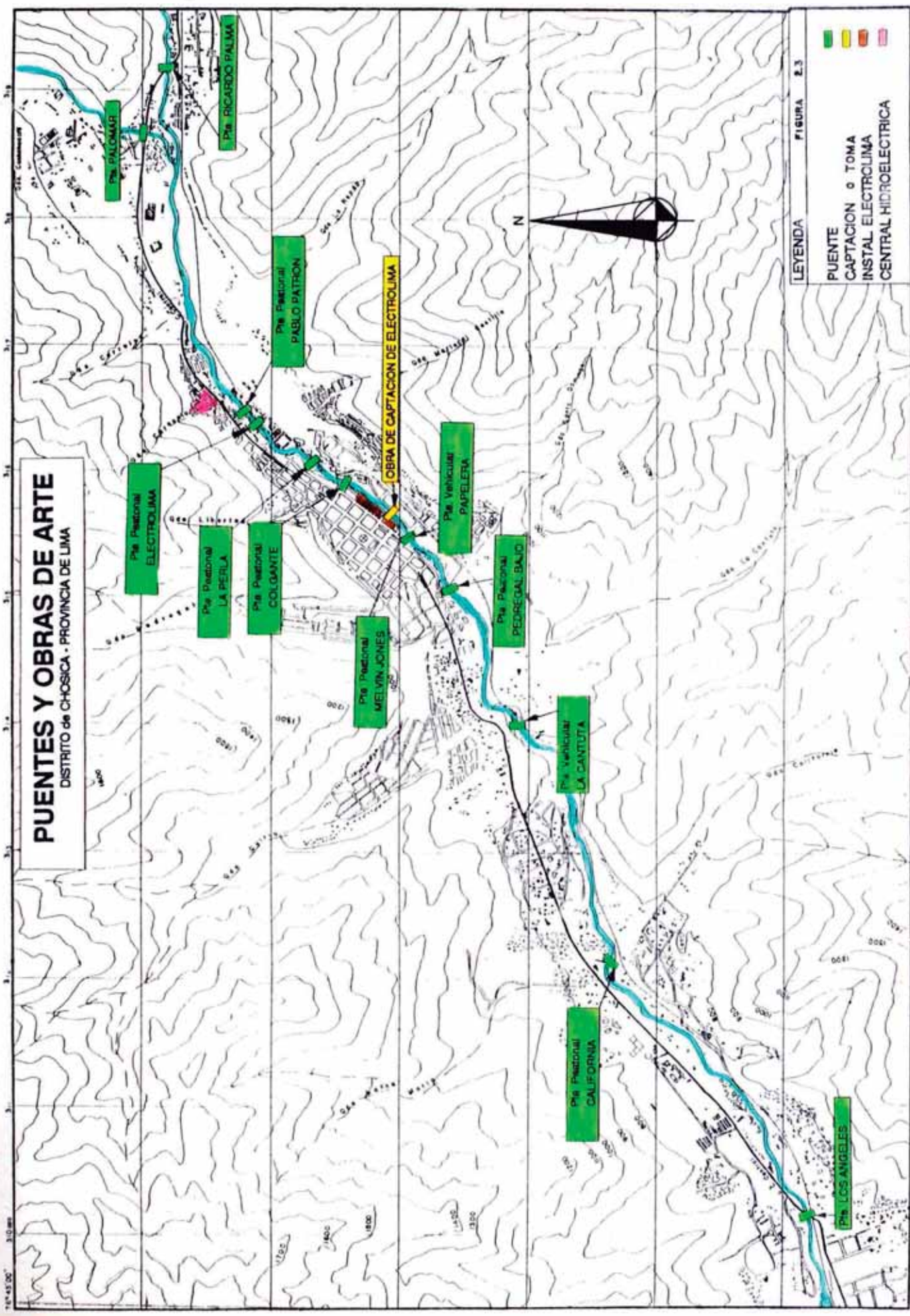
Características: Es de concreto, tiene bermas de tránsito peatonal y doble tránsito vehicular. Este puente tiene dos tramos debajo de los cuales uno es utilizado por las vías de ENAFER y la otra por el cauce del río. El cauce en ésta zona siempre está en constante limpieza sobre todo en épocas de sequía ya que se acumulan grandes cantidades de piedras a ambos lados del cauce debido a que aguas abajo del puente el ancho del cauce se estrecha hasta 16 m, por la presencia del P.J. Perla del Sol, lo que hace que la velocidad del caudal aguas arriba del puente disminuya por lo tanto los sedimentos en suspensión del río se acumulen en ésta zona.

#### 2.- Puente Peatonal California

Longitud aproximada de 38 m.

Ubicación: Comunica el P.J. California con la C. Central.

Características: Es de madera con pilares concre-





to. Este puente tiene dos tramos, se puede observar en esta zona la construcción de gaviones y muros de concreto que sirven para reducir el cauce en caso de grandes avenidas, éstas solo se sitúan en la margen derecha del río en terrenos aledaños a las instalaciones de las Empresas Eléctricas. Las riberas que se encuentran al frente tienen defensas mixtas, desde pircas hasta muros de concreto, pero todos no tienen continuidad ni altura uniforme.

### 3.- Puente Caracol.

Longitud de 50 m.

Ubicación: Comunica por vía vehicular la margen izquierda del río Rímac, en donde se encuentra la Universidad Guzmán y Valle "La Cantuta" con la Carretera Central.

Características: Es de madera con pilares concreto. Este puente tiene dos tramos, se puede observar en esta zona la construcción de gaviones y muros de concreto que sirven para reducir el ancho del cauce en caso de grandes avenidas, éstas solo se sitúan en la margen derecha del río en terrenos aledaños a las instalaciones de las Empresas Eléctricas. Las riberas que se encuentran al frente tienen defensas mixtas desde pircas hasta muros de concreto pero todos no tienen continuidad ni altura uniforme.

#### 4.- Puente Peatonal Pedregal Bajo.

Longitud de 28 m.

Ubicación: Comunica el Pueblo Joven 3 de Octubre con la Carretera Central, además es el paso obligado de los estudiantes de la UNE.

Características: El puente es mixto; las vigas son perfiles de acero losa de concreto, los pilares de apoyo son de concreto. Este puente tiene un solo tramo, se puede observar en esta zona la construcción de defensas sobre todo en la zona correspondiente al malecón del P.J. 3 de Octubre, donde los muros de concreto que sirven para reducir el cauce en caso de grandes avenidas, están concluidas, reduciendo en cauce en ésta zona hasta un ancho promedio de 25 metros.

#### 5.- Puente Peatonal Melvin Jones.

Longitud 26 m.

Ubicación: Comunica el Pueblo Joven Sauce Grande y Villa Chosicana con la carretera central.

Características: El puente es mixto; las vigas son perfiles de acero losa de concreto, los pilares de apoyo son de concreto. Este puente tiene un solo tramo, se puede observar en esta zona que el cauce es muy angosto debido a la presencia del puente, los muros de concreto que sirven para reducir el cauce y proteger la riberas contra la erosión se sitúan en ambas márgenes río, los que están conti-

nuamente socavados ya que la sección es estrecha por lo tanto la velocidad del caudal es alta lo que produce la socavación.

#### 6.- Puente Vehicular Papelera.

Longitud 28 m.

Ubicación: Comunica el Pueblo Joven Santo Domingo, Pueblo Joven Sauce Grande, Villa Chosicana y Virgen del Rosario con la carretera central.

Características: Es de concreto. Este puente tiene un solo tramo, no tiene vía peatonal por lo que se utiliza el puente vecino para tal fin, aquí el cauce es muy angosto como consecuencia de la presencia del puente peatonal, al igual que el puente anterior los muros de concreto que sirven para reducir el cauce y proteger la riberas contra la erosión se sitúan en ambas margenes río, los que están continuamente socavados ya que la sección sigue siendo estrecha por lo tanto la velocidad del caudal es alta lo que produce la socavación

#### 7.- Puente Colgante

Longitud 55 m.

Ubicación: El Centro de la ciudad de Chosica, comunica el Pueblo Joven Virgen del Rosario con la carretera central.

Características: La de estructura de acero con madera. Este puente tiene un solo tramo, se puede



observar en esta zona la construcción muros de concreto por las viviendas aledañas al río los que practicamente lo han invadido estrechando el cauce, por otro lado el mercado Sr. de los Milagros que ha construido muros de defensa para los puestos aledaños al río.

Actualmente el puente está siendo invadido por vendedores ambulantes y en las defensas ribereñas se observa fuerte actividad erosiva. Existe aprox. 1,5 m de diferencia de altura entre el nivel del agua y el nivel del puente.

#### 8.- Puente Peatonal La Perla.

Longitud 27 m.

Ubicación: Se encuentra en Moyopampa, comunica el Pueblo Joven La Perla con la carretera central.

Características: La estructura es de acero apoyado sobre pilares de concreto. Este puente tiene un solo tramo, se puede observar en esta zona la construcción muros de concreto a lo largo de ambas márgenes. En la margen derecha el P.J. Malecón 28 de Julio a reforzado sus riberas con la construcción de muros de concreto que sigue la dirección del río, al frente el P.J. La Perla tiene incompleta ésta defensa. En ambos casos el muro de defensa tiene poca altura porque si hay un aumento del caudal promedio como el cauce es un angosto, 20 m aprox., el nivel de agua se elevaría y sobre-

pasaría la altura actual del muro. La última gran avenida del mes de enero, la mayor en 50 años se llevó parte del muro de defensa y erosionó fuertemente los pilares de concreto del río.

#### 9.- Puente Peatonal Electrolima

Longitud 29 m.

Ubicación: Se encuentra en el taller de mantenimiento de Hidrandina y comunica ambos márgenes del río Rímac.

Características: La estructura es de fierro apoyado sobre pilares de concreto. Este puente tiene un solo tramo, se puede observar en esta zona la construcción muros de concreto de defensa construidos por las Empresas Eléctricas.

#### 10.- Puente Peatonal Pablo Patrón.

Longitud 22 m.

Ubicación: Se encuentra en Moyopampa, comunica el Pueblo Joven Pablo Patrón con la carretera central

Características: La estructura es de fierro apoyado sobre pilares de concreto, tiene un solo tramo, se puede observar en ésta zona un angostamiento del cauce natural del río y la ausencia de defensas aguas arriba del puente donde solo se ha limpiado el cauce reacomodando las rocas para dar paso al agua.

11.- Puente Palomar (Río Santa Eulalia)

Longitud 25 m.

Ubicación: Sobre la carretera central.

Características: Es de concreto. Este puente tiene un tramo, se puede observar en esta zona que todas las defensas ribereñas son naturales, el cauce del Río Santa Eulalia es profundo aproximadamente 10 m, éste puente no tiene vía peatonal sólo para vehículos.

12.- Puente Ricardo Palma

Longitud 60 m.

Ubicación: En el Distrito de Ricardo Palma sobre la carretera central.

Características: Es de concreto. Este puente tiene un tramo, se puede observar en esta zona que sólo la margen derecha tiene un muro de concreto en la zona del puente, mientras que la margen izquierda sólo presenta defensas naturales de rocas, las que posiblemente hayan sido acarreadas por las grandes avenidas del río. El ancho aproximado del cauce en ésta zona es de 35 m.

A continuación en la tabla 2.1, se presenta un resumen de las características observadas en los puentes estudiados con algunas recomendaciones.

Tabla 2.1

UBICACIÓN	TIPO DE DEFENSA	LONG.	MATERIAL	RECOMENDACIONES
Pte. Los Angeles	Rocas sueltas como muros de defensa	60 m	Rocas y material coluvial	La limpieza del cauce se realice periódicamente.
Pte. Peatonal California	Estructura de troncos con pilares de concreto.	25 m	Rocas y material de huayco.	Limpieza y ensanche del cauce. Redimensionamiento del Pte. peatonal que reduce el cauce hasta 15 m.
Qda. California	Roca y concreto pero sin continuidad.	100 m	Rocas y cantos rodados.	Encauzar uniformizando el tipo de defensas a usar.
Urb. Santa María	defensas naturales	100 m	Rocas y cantos rodados.	Limpieza del cauce y reforzar las defensas.
Pte. Caracol	Riberas naturales en ambas márgenes.	150 m	Rocas y material coluvial	Enrocado en la margen derecha del río.
Malecón 3 de Octubre	Mixtas: Concreto y rocas. h=1.5m en ambas márgenes.	200 m	Material aluvial	Sustituir las defensas existentes aguas abajo del puente por enrocado.
Pte. Peatonal Pedregal	Concreto ciclópeo	250 m	Rocas, cantos rodados y arenas	En la margen derecha reforzar los taludes con enrocado.
Bocatoma ELECTROLIMA	Terraza natural y concreto respectivamente en cada margen.	350 m	Material aluvial	Reforzar defensas en la margen izquierda, para proteger la via existente.
Pte. Melvin Jones y Pte. Papelera.	Mampostería de piedra y muros de concreto como defensas.	150 m	Sedimentos finos	Limpieza y ensanche del cauce estrangulado en ésta zona, evitar construcciones dentro del cauce.
Pte. Colgante Mdo. Señor de los Milagros	Muros de encauzamiento de concreto armado.	100 m	Sedimentos finos	Las viviendas y el mercado que han invadido el cauce deberán reubicarse, ensanchar el cauce.
Pte. Peatonal La Perla	Muros de concreto y piedra	200 m	cantos rodados	Proteger los pilares del puente y muros de la socavación.
Pte. Peatonal Pablo Patrón	Muros de concreto y piedra	150 m	Rocas y cantos rodados	El angostamiento del cauce ha provocado socavación en muros.
Pte. Ricardo Palma	diques de tierra	150 m	Rocas y cantos rodados	Realizar la construcción de defensas de enrocado.

### 2.3.2. Defensas ribereñas contra la erosión.

A lo largo de las riberas del río se han podido observar una variedad de defensas desde las más sofisticadas de concreto y fierro con diseños aerodinámicos, hasta defensas rudimentarias de piedra y barro. El fenómeno de erosión de riberas tienen su causa directa en las crecientes que ocurren en cada temporada de lluvias y las variaciones de su dinámica fluvial. La mayoría de los casos, la erosión afecta a riberas naturales y en otros, a riberas formadas por rellenos artificiales, que generalmente sirven como plataforma de algunos tramos de carretera o vía férrea. Estos rellenos muestran poca coherencia por lo que son más susceptibles a la erosión de riberas. La destrucción se produce no sólo por efecto de la acción hidráulica, sino porque éstas crecientes arrastran gran cantidad de sólidos que al impactar en los bordes contribuyen notoriamente a la erosión con efectos colaterales que se reflejan en la destrucción de los terraplenes de la carretera, campos de cultivo y viviendas que se ubican en el borde de las riberas.

Podemos clasificar las riberas observadas:

Riberas naturales.

Riberas artificiales de piedra y cemento.

Riberas artificiales de concreto.

Riberas artificiales de concreto armado.

A continuación indicaremos las características de los tramos más críticos del río observadas en sucesivas visitas hechas al río, en especial de los puentes y obras de arte existentes en este tramo.

### 2.3.3. Vías férreas del Ferrocarril central.

Estudiaremos zonas críticas causadas por las obras de defensa del F.F.C.C.

P.J. 28 de Julio. Enafer por reforzar las defensas deposita material rocoso a lo largo de 100 metros y 15 metros de ancho, invadiendo ribera que queda frente al pueblo joven el cual no tiene muros de defensa.

P.J. María Parado de Bellido. El flujo hídrico se concentra en las márgenes aumentando su capacidad erosiva como consecuencia los taludes de la margen izquierda donde están ubicadas las líneas férreas se encuentran seriamente erosionadas.

### 2.3.4 Ocupación de la población y Asentamientos humanos.

A lo largo de todo el tramo observado los asentamientos humanos han sido los que para ganar terreno al río han ido invadiendo terrenos correspondientes al cauce para luego hacer fortificaciones y defensas contra la corriente natural del río.

Hay una zona cercana al mercado 28 de Julio 100 m aguas abajo, margen izquierda, en donde las riberas son naturales y existen construcciones sobre ellas, por lo que se espera que éstas colapsen en cualquier momento sobre todo por que al frente las E.E.E.E. han reforzado con concreto sus riberas.

#### 2.3.5 Otras causas.

2.3.5.1 Las construcciones temporales que en épocas de sequía levantan los pobladores vecinos, como terrenos de cultivo, con la ventaja de tener agua para regar a disposición.

2.3.5.2 Las riberas del río son utilizadas como grandes rellenos sanitarios donde se arroja a diario basura y desmote contaminando no sólo la ribera sino las aguas que posteriormente consume Lima.

2.3.5.3 La gran cantidad de desagües clandestinos de las poblaciones aledañas al río que hacen que éstas aguas tengan más turbidez y aumenten su contaminación.



## CAPITULO 3

### HIDRAULICA FLUVIAL

Existen muchos proyectos en el Perú en fase de estudio, en construcción y operación por lo que ya son muy difundidos los métodos hidráulicos de cálculo para valores de caudales de avenida, control de sedimentos, que son decisivos para el éxito del proyecto.

#### 3.1 METEOROLOGIA

Entre los 500 y 2500 m.s.n.m. se observan valles estrechos, profundos y empinados contrafuertes andinos con escasa vegetación, el clima es cálido aunque ligeramente húmedo y con escasas lluvias en verano, su clima primaveral hace que sea una región eminentemente frutícola. Son frecuentes los huaycos. El comportamiento pluviométrico de la cuenca del río Rímac es aleatorio aún en años de características similares, éstas se presentan

en magnitudes e intensidades diferentes, razón por la cual los huaycos e inundaciones pueden tener las mismas frecuencias de ocurrencia dependiendo del estado anterior de humedad y la actividad geodinámica externa del lugar.

La crisis climática no puede establecerse con un periodo fijo de repetición, se puede representar en años consecutivos con igual o diferente intensidad entre los meses de Diciembre a Marzo, como también periodos de tiempo largos, décadas de datos en las cuales se observe la repetición de fenómenos como sequía, avenidas, Fenómeno del Niño; que influyen en el comportamiento geodinámico externo de la zona.

### 3.1.1 EL fenómeno del Niño

La ocurrencia de huaycos está relacionada con las perturbaciones del clima, no se dan como fenómenos normales de temporada de lluvias. En Chosica las lluvias fuertes pero esporádicas pueden dar origen a los huaycos, ya que existen condiciones físicas favorables: las quebradas no tienen vegetación, tiene gran pendiente, algunas de ellas tienen suficiente área de recepción de aguas de lluvia en las cabeceras, abundancia de material suelto en

los cauces y roca meteorizada en las partes altas. Sin embargo hay otros factores que aportan al incremento excepcional de las lluvias en el área según advierte el Ing. A.MARTINEZ.<sup>2</sup> éstas lluvias también se relacionan con las variaciones del Atlántico cuyas nubes traspasan la cordillera de los Andes llegando a la zona de Chosica, entonces podemos resumir que para el origen de los Huaycos existen varios factores:

Crisis Climáticas relacionadas con el Fenómeno del Niño.

Variaciones del Atlántico.

Factores físicos favorables de la zona.

Influencia de los vientos fríos del Sur (Vientos Alisios).

Existen posiciones muy definidas en cuanto a la influencia del Fenómeno del Niño en la ocurrencia de huaycos, con respecto a ésta apreciación el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrografía (SENAMHI) como el Instituto del Mar del Perú (IMARPE) concluyeron que "las lluvias que asolaron Chosica en marzo de 1987, se originaron en la atmósfera continental y no tenían ninguna relación con la cálida corriente marina que transtorna

---

<sup>2</sup>MEMORIAS DEL 5to SIMPOSIUM NACIONAL DE PREVECIÓN DE DESASTRES del 29 al 31 Mayo 1991; Crisis Climáticas y Huaycos en el Valle del Rímac, CISMID - UNI. p.155.

periódicamente el clima del país y que los huaycos continuarán todos los años con la influencia de "El Niño" o sin su injerencia".<sup>3</sup>

## 3.2 HIDROLOGÍA BÁSICA

La forma de la sección transversal de los cauces de los ríos difiere mucho de los cauces artificiales; estos tienen forma irregular. En los cauces naturales, las secciones transversales, la rugosidad, etc. varían a lo largo del flujo. Con éste fin el flujo natural se divide en una serie de tramos con una sección y una pendiente uniforme, y luego se realiza el cálculo dentro de los límites del tramo elegido.

### 3.2.1 Cálculo del caudal de diseño.

Cuando la obra a diseñar involucra un gran peligro de vidas humanas, se diseña para la creciente más

<sup>3</sup>REVISTA DE ACTUALIDAD "SI"; Artículo: La Virgen y ¿Y el Niño?, Marzo 1987, p.16.

desfavorable posible, la selección de la magnitud de la avenida del proyecto es algo sumamente complejo y debe ser encarado por ingenieros expertos en estudios de avenidas, se deben tomar en cuenta los efectos derivados de un eventual fracaso de la obra. La determinación de los daños probables no debe limitarse a las condiciones que existen en la época de construcción. Deben por el contrario, evaluarse los futuros aprovechamientos en la llanura de inundación aguas abajo, como viviendas, granjas, caminos, puentes y otros.

### 3.2.1.1 Riesgo del proyecto

De acuerdo a los estudios realizados se considera éste tipo de obra en la categoría de mediano riesgo, en estudios de encauzamiento en el río Rímac se han asumido valores, como los indicados en la tabla 3.1:

Tabla 3.1

ESTUDIOS	Riesgo
JICA - PLAN MAESTRO	40%
TAMS PyV Ingenieros	23%
TESIS-UNI: Encauzamiento. Tramo: Atargea-Pte.Del Ejército. J.LAREDO	25%

Podemos conservadoramente optar un riesgo del 28% y diseñaremos una estructura de vida útil de 50

años que es un valor promedio considerando las obras de encauzamiento diseñadas anteriormente.

### 3.2.1.2 Tiempo de Retorno

La probabilidad  $J$  de que una crecienta con una probabilidad de ocurrencia promedio  $p$  sea excedida exactamente  $k$  veces durante un periodo de  $N$  años está definida por las fórmulas (3.1), (3.2), (3.3) y (3.4):

$$J = \binom{N}{k} (1-p)^{N-k} p^k \dots\dots\dots (3.1)$$

Donde el coeficiente binomial para el caso en que  $k = 0$  es 1 para el mayor evento:

$$J = 1 - (1 - p)^N \dots\dots\dots (3.2)$$

Para calcular la probabilidad de ocurrencia de un evento despejaremos el valor de  $p$  resultando la expresión:

$$p = 1 - (1 - J)^{\frac{1}{N}} \dots\dots\dots (3.3)$$

Resulta entonces el periodo de ocurrencia de un evento:

$$T = \frac{1}{1 - (1 - J)^{\frac{1}{N}}} \dots\dots\dots (3.4)$$

El procedimiento descrito no puede considerarse como un factor de seguridad; si el valor del riesgo se subestima considerablemente, éste procedimiento lleva a un gran sobrediseño.

Sabemos: 
$$T = \frac{1}{1 - (1 - J)^{\frac{1}{N}}}$$
 donde:

$N$  = vida útil de la obra  
 $J$  = riesgo del colapso de la obra

$N = 50$      $J = 28\%$      $T = \frac{1}{1 - (1 - 0.28)^{\frac{1}{50}}} = 152.71$

Según el resultado anterior por lo tanto la obra deberá ser diseñada para un caudal pico de periodo de retorno 150 años.

### 3.2.1.3 Estaciones Hidrométricas

Existen un total de 7 estaciones hidrométricas a lo en la cuenca del río Rímac encontrándose 4 en el río Rímac y 3 en el río Santa Eulalia, de las cuales las estaciones de Río Blanco, San Mateo y Chosica son operadas por SENAMHI y las estaciones



de Tamboraque, Milloc, Sheque y Autisha son operados por ELECTROLIMA. Las estaciones de Chosica, San Mateo, Río Blanco y Sheque tienen registros automáticos de nivel de agua, éstos registros son observados normalmente 4 veces al día a las 6:00 a.m., 10:00 a.m., 2 p.m. y 6 p.m.

Al analizar la curva altura-gasto de la estación de Chosica, la que tiene una sección variable con erosión y colmatación de fondo, debido a su fuerte pendiente aguas arriba de la estación, que además dificulta los trabajos de aforos con imitaciones en la medición de velocidad y área, trayendo problemas en el análisis de la curva altura-gasto. Para el análisis de ésta curva se consideraron las siguientes observaciones:

El actual lastre de 15 kg no permite una adecuada verticalidad en la medición de fondo. Los aforos realizados en su mayoría están por debajo del nivel de 1m de la mira.

La medición de caudales generalmente está sobreestimada, debido al error en la medición de la profundidad y sobre todo en la velocidad.

Existen pocos aforos de comprobación, a fin de evaluar los aforos existentes.

La sección de aforo no tiene mantenimiento si consideramos la variación de fondo, la que ha

sido alterada por los trabajos de encauzamiento y defensa, que se efectúan aguas arriba de la estación y también, por los sedimentos que acarrea todos los años el caudal del río en época de lluvias.

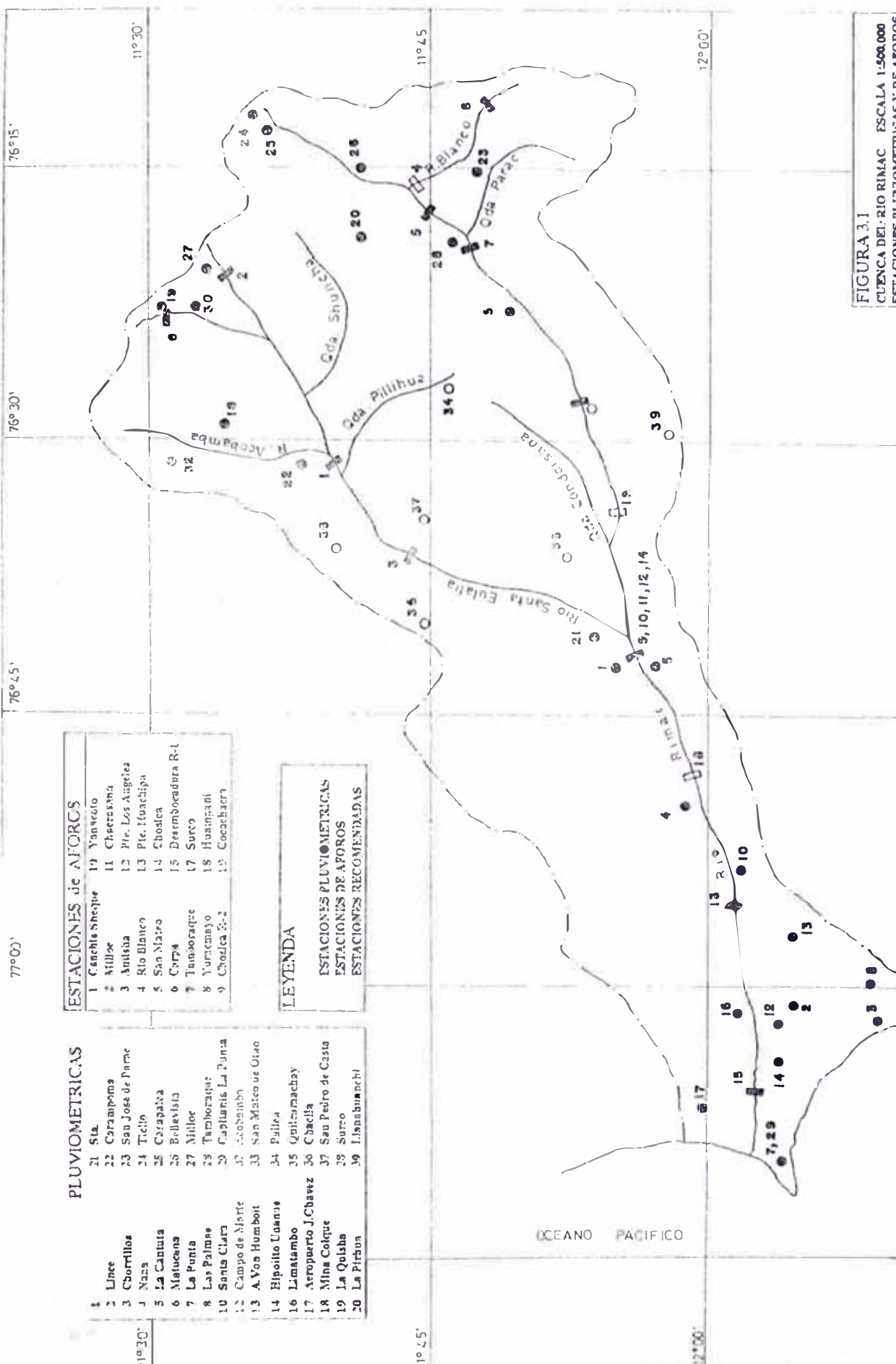
Cabe destacar que luego de elaborar la curva altura-gasto en la estación de SENAMHI, los resultados se comparan con la curva altura-gasto elaborada por ELECTROLIMA; se comparan y corrigen obteniéndose coeficientes de corrección para el caudal y el área de aforo, con el fin de obtener una curva más representativa.

El registro de caudales ha sido tomado en diferentes estaciones hidrométricas teniendo éstas periodos de funcionamiento indicados en la tabla 3.2:

Tabla 3.2

ESTACION	PERIODO
Chacrasana	Ene 1921 - Ago 1948
Pte. Los Angeles	Set 1948 - Dic 1954
Yanacoto	Ene 1955 - Ago 1960
Pte. Huachipa	Set 1960 - Ago 1962
Chosica R-1	Set 1962 - Ago 1967
Chosica R-2	Set 1967 - Actualidad

En la Figura 3.1 se muestran la ubicación de las estaciones Pluviométricas y Estaciones de Aforos en la cuenca del río Rímac.



**PLUVIOMETRICAS**

- |    |                      |
|----|----------------------|
| 1  | Linea                |
| 2  | Chorrillos           |
| 3  | Naza                 |
| 4  | La Cantuta           |
| 5  | Mitucana             |
| 6  | La Punta             |
| 7  | Las Palmas           |
| 8  | Santa Clara          |
| 9  | Campo de Marte       |
| 10 | A. Von Humbolt       |
| 11 | Hipoalto Usanus      |
| 12 | Limatambo            |
| 13 | Quilicmachay         |
| 14 | Aeropuerto J. Chavez |
| 15 | Mina Colque          |
| 16 | La Quilaba           |
| 17 | La Pirhua            |
| 18 | San Mateo de Otiao   |
| 19 | Pallta               |
| 20 | Chacalla             |
| 21 | Sau Pedro de Casua   |
| 22 | Surco                |
| 23 | Llanabunachi         |

**ESTACIONES DE AFOROS**

- |    |                  |
|----|------------------|
| 1  | Cacha Shetje     |
| 2  | Milloe           |
| 3  | Ankiba           |
| 4  | Rio Blanco       |
| 5  | San Mateo        |
| 6  | Corpa            |
| 7  | Tamboraque       |
| 8  | Yurumayo         |
| 9  | Chosica 31-2     |
| 10 | Yanvelo          |
| 11 | Chaeraxma        |
| 12 | Pte. Los Angeles |
| 13 | Pte. Huachipa    |
| 14 | Chosica          |
| 15 | Derembocubra R-L |
| 16 | Surco            |
| 17 | Huancani         |
| 18 | Cocachaca        |
| 19 | Yanvelo          |
| 20 | Chaeraxma        |
| 21 | Pte. Los Angeles |
| 22 | Pte. Huachipa    |
| 23 | Chosica          |
| 24 | Derembocubra R-L |
| 25 | Surco            |
| 26 | Huancani         |
| 27 | Cocachaca        |

**LEYENDA**

- ESTACIONES PLUVIOMETRICAS
- ESTACIONES DE AFOROS
- ESTACIONES RECOMENDADAS

**FIGURA 3.1**  
CUENCA DEL RIO RIMAC ESCALA 1:500,000  
ESTACIONES PLUVIOMETRICAS Y DE AFOROS

#### 3.2.1.4 Caudales

SENAMHI ha considerado una clasificación para los años hidrológicos de la cuenca del Rímac de acuerdo a la magnitud del caudal que discurre por éste tal como se indica en la tabla 3.3:

Tabla 3.3

CAUDAL PROMEDIO ANUAL	AÑO HIDROLOGICO
menor 26 m <sup>3</sup> /s	Intermedio o seco
mayor 32 m <sup>3</sup> /s	Semihúmedos o húmedos
promedio 29.3 m <sup>3</sup> /s	Promedio o medio

De acuerdo a ésta clasificación observamos que los años más secos han sido 1957/58, 1965/66, 1967/68 y 1991/92, siendo el más seco el mes de Agosto y el más húmedo el mes de Marzo.

A continuación se presenta una serie de observaciones del comportamiento de los caudales durante los últimos 5 años hidrológicos obtenidos de la revista vigilancia hidrológica (Fuente:SENAMHI):

#### Periodo 1988-1989

De acuerdo a las características pluviométricas y al análisis de caudales que se presentan hasta el mes de Febrero éste podría considerarse como un año hidrológico medio. Se obtuvo éste año un

caudal máximo instantáneo de 144.6 m<sup>3</sup>/s y un caudal promedio mensual de 71.8 m<sup>3</sup>/s.

#### Periodo 1989-1990

Este año fue considerado seco por la ausencia de lluvias y por la sequía que comenzaba a agudizarse en la zona donde se obtuvieron medidas de caudales promedio de 19.7 m<sup>3</sup>/s en el mes de diciembre, 25.5 m<sup>3</sup>/s en el mes de enero y 35.13 m<sup>3</sup>/s en el mes de febrero, detectándose un caudal máximo instantáneo de 58.14 m<sup>3</sup>/s el 16 de marzo.

#### Periodo 1990-1991

El presente año hubo escasa presencia de lluvias en la cuenca alta del río Rímac. La inspección de campo permitió constatar el estado de sequía de la cuenca y según informaron los pobladores es similar a la que aconteció en el año hidrológico 1957/58 y 1967/68. SENAMHI registró para este periodo un caudal máximo instantáneo de 100.6 m<sup>3</sup>/s los días 15 y 16 de Marzo.

### Periodo 1991-1992

Este año ha sido considerado el más seco en los 70 años de información hidrológica, cuyo máximo caudal promedio mensual es de 26.6 m<sup>3</sup>/s siendo el caudal máximo instantáneo de 36.8 m<sup>3</sup>/s que se produjo el 21 de Marzo. Este año hubo una sequía intensa, con presencia esporádica de luvias

### Periodo 1992-1993

Este año las mayores descargas del río Rímac se registraron en los meses de Enero y Febrero, el cual presenta una variabilidad de caudales. El pasado 20 de enero la descarga fue de 39 m<sup>3</sup>/s, el día 27 en la tarde alcanzó una descarga de 43.2 m<sup>3</sup>/s. El mismo día al promediar las 7 p.m., el caudal se elevó súbitamente a 72.4 m<sup>3</sup>/s a consecuencia de los huaycos que se precipitaron en Matucana y Huinco; el día domingo 7 de febrero a las 18:20 p.m. se produjo un caudal de 80.4 m<sup>3</sup>/s que fue el mayor caudal máximo instantáneo producido hasta el momento en éste año hidrológico que culminará en Agosto, hasta el momento ha tenido un caudal promedio máximo de 64.1 m<sup>3</sup>/s.

(Fuente: SENAMHI).

La tabla 3.4 muestra los caudales en m<sup>3</sup>/s en estaciones de Chosica en el periodo 1920-1993:  
Tabla 3.4

Periodo	Estación	Q <sub>máx</sub>	Periodo	Estación	Q <sub>máx</sub>
1920-21	Chacrasana	95	1957-58	Yanacoto	99.8
1921-22	Chacrasana	99	1958-59	Yanacoto	175
1922-23	Chacrasana	97	1959-60	Yanacoto	77.4
1923-24	Chacrasana	90.5	1960-61	Pte.Huachipa	70.5
1924-25	Chacrasana	500	1961-62	Pte.Huachipa	84.1
1925-26	Chacrasana	187.1	1962-63	Chosica-R1	92.2
1926-27	Chacrasana	137.6	1963-64	Chosica-R1	78.8
1927-28	Chacrasana	183.5	1964-65	Chosica-R1	108.1
1928-29	Chacrasana	139.8	1965-66	Chosica-R1	100.6
1929-30	Chacrasana	320.1	1966-67	Chosica-R1	100.5
1930-31	Chacrasana	97.6	1967-68	Chosica-R2	46.4
1931-32	Chacrasana	480	1968-69	Chosica-R2	81.4
1932-33	Chacrasana	225	1969-70	Chosica-R2	158
1933-34	Chacrasana	200	1970-71	Chosica-R2	139
1934-35	Chacrasana	250	1971-72	Chosica-R2	210
1935-36	Chacrasana	98.8	1972-73	Chosica-R2	115
1936-37	Chacrasana	105	1973-74	Chosica-R2	79.1
1937-38	Chacrasana	175	1974-75	Chosica-R2	144
1938-39	Chacrasana	205	1975-76	Chosica-R2	116
1939-40	Chacrasana	254.5	1976-77	Chosica-R2	162
1940-41	Chacrasana	385.4	1977-78	Chosica-R2	151
1941-42	Chacrasana	315.8	1978-79	Chosica-R2	144
1942-43	Chacrasana	261	1979-80	Chosica-R2	91.5
1943-44	Chacrasana	130	1980-81	Chosica-R2	216
1944-45	Chacrasana	94.5	1981-82	Chosica-R2	72
1945-46	Chacrasana	185	1982-83	Chosica-R2	108
1946-47	Chacrasana	130	1983-84	Chosica-R2	103.5
1947-48	Chacrasana	130	1984-85	Chosica-R2	110
1948-49	Pte.Los Angeles	108	1985-86	Chosica-R2	164.2
1949-50	Pte.Los Angeles	98.5	1986-87	Chosica-R2	82.77
1950-51	Pte.Los Angeles	316	1987-88	Chosica-R2	83
1951-52	Pte.Los Angeles	164	1988-89	Chosica-R2	144.6
1952-53	Pte.Los Angeles	175	1989-90	Chosica-R2	58.14
1953-54	Pte.Los Angeles	202	1990-91	Chosica-R2	100.6
1954-55	Yanacoto	380	1991-92	Chosica-R2	36.8
1954-56	Yanacoto	155	1992-93	Chosica-R2	80.4
1956-57	Yanacoto	100			



### 3.2.1.5 Métodos para calcular el caudal de diseño.

Para el cálculo del caudal utilizaremos varios métodos aplicados a modelos probabilísticos para los cuales se deberán calcular sus parámetros y realizar la prueba de bondad de ajuste, luego encontrada la ley de distribución que rigen las variables aleatorias se podrá predecir con determinada probabilidad, la ocurrencia o no, de una determinada magnitud del fenómeno hidrometeorológico.

Las distribuciones teóricas más utilizadas en Hidrología son:

Distribución Normal o Gaussiana.

Distribución log-normal de 2 y 3 parámetros.

Distribución gamma de 2 y 3 parámetros.

Distribución Gumbel

#### 1. PRUEBAS DE BONDAD DE AJUSTE

Antes de evaluar los datos en cualquiera de las distribuciones mencionadas realizaremos las pruebas de bondad de ajuste que consiste en comprobar estadísticamente, si la frecuencia empírica de la serie analizada se ajusta a una determinada función de probabilidad, con los parámetros estimados en base a los valores muestrales. Las pruebas estadísticas tienen por objeto medir la certidum-

bre que se obtiene al hacer una hipótesis estadística sobre una población, es decir calificar el hecho de suponer que una variable aleatoria se distribuya según una cierta función de probabilidades.

Las pruebas de bondad de ajuste más utilizadas son:

- Ajuste gráfico
- Ajuste estadístico
  - chi-cuadrado ( $\chi^2$ )
  - Smirnov-Kolmogorov

Las ventajas y limitaciones de aplicar el método de ajuste de Chi-cuadrado son:

- Es aplicable solo para ajustes a la distribución normal, puesto que ha sido desarrollado en base a datos normales e independientes.
- Es realizada en la función de densidad de datos agrupados en intervalos de clases.
- No requiere un conocimiento apriori de la función de distribución teórica utilizada en el ajuste.
- En la práctica se usa para cualquier modelo de ajuste, pero estrictamente es válido sólo para la normal.
- Es de fácil aplicación.
- Al utilizar esta prueba, se debe tener cuidado que en cada intervalo de clase existan por lo menos 5 observaciones.

Las ventajas de la aplicación del método de ajuste estadístico Smirnov-Kolmogorov son:

- No requiere un conocimiento a priori de la función de distribución teórica.
- Es aplicable a distribuciones de datos no agrupados, es decir, no se requiere hacer intervalos de clase.
- Es aplicable a cualquier distribución teórica.
- Se aplica en la función de distribución acumulada y no en la función de densidad.
- Comparándola con la prueba chi-cuadrado, no hay condición de que cada clase de frecuencia deba contener un mínimo de 5 valores observados.

Dado que la prueba de bondad de ajuste por el método de chi-cuadrado tiene algunas limitaciones para todos los casos utilizaremos la prueba de bondad de ajuste de Smirnov-Kolmogorov, que consiste en comparar las diferencias existentes entre la probabilidad empírica de los datos de la muestra y la probabilidad teórica, tomando el valor máximo del valor absoluto de la diferencia entre el valor observado y el valor de la recta teórica del modelo.

El procedimiento para efectuar el ajuste se resume a continuación y es el siguiente:

- Calcular la probabilidad empírica o experimental  $P(x)$  de los datos, para esto usamos la

fórmula de Weibull:

$$P(x) = \frac{M}{N + 1} \dots\dots\dots(3.5)$$

*M = número de orden*  
*N = número de datos*

- Calcular la probabilidad teórica  $F(x)$  para el caso usar la ecuación de la función acumulada  $F(x)$  característica de cada distribución.

El estadístico  $\Delta$  tiene su función de distribución de probabilidades. Si el valor de  $\Delta_0$  es un valor crítico para un nivel de significancia  $\alpha$ , se tiene que:

$$P[\max |F(x) - P(x)| \geq \Delta_0] = \alpha \dots\dots\dots(3.6)$$

$$P(\Delta \geq \Delta_0) = \alpha \dots\dots\dots(3.7)$$

$$P(\Delta < \Delta_0) = 1 - \alpha \dots\dots\dots(3.8)$$

- Calculamos las diferencias  $P(x)-F(Z)$  para cada valor evaluado.
- Seleccionamos la máxima diferencia resultante  $\Delta_{max}$ .

$$\Delta = \max |F(x) - P(x)| \dots\dots\dots(3.9)$$

$\Delta$  = Estadístico de Smirnov-Kolmogorov  
 $F(x)$  = Probabilidad de distribución de ajuste o teórica  
 $P(x)$  = Probabilidad experimental o empírica de los datos denominada también frecuencia acumulada.

- Calculamos el valor crítico del estadístico  $\Delta$ , es decir  $\Delta_0$ . Los valores de  $\Delta_0$  se muestran en la tabla 3.5:

Tabla 3.5

TAMANO MUESTRAL N	NIVEL DE SIGNIFICANCIA $\alpha$			
	0.20	0.10	0.05	0.01
5	0.45	0.51	0.56	0.67
10	0.32	0.37	0.41	0.49
15	0.27	0.30	0.34	0.40
20	0.23	0.26	0.29	0.36
30	0.19	0.22	0.24	0.29
35	0.18	0.20	0.23	0.27
40	0.17	0.19	0.21	0.25
50	0.15	0.17	0.19	0.23
N > 50	$1.07/N^{0.5}$	$1.22/N^{0.5}$	$1.36/N^{0.5}$	$1.63/N^{0.5}$

Para  $\alpha = 0.05$  tenemos:  $\Delta_c = \frac{1.36}{\sqrt{N}}$  ..... (3.10)

$N = \text{No de datos} = 73$        $\Delta_c = \frac{1.36}{\sqrt{73}} = 0.159176$

- Comparamos el valor estadístico  $\Delta$ , (máximo valor de  $|F(Z)-P(y)|$ , con el valor crítico  $\Delta_c$  de la tabla 3.5 con los siguientes criterios de desición deducidos de la ecuación 3.7 y 3.8:

Si  $\Delta < \Delta_c$       →      El ajuste es bueno, al nivel de significancia ajustado.

Si  $\Delta \geq \Delta_c$       →      El ajuste no es bueno, al nivel de significancia ajustado.

Esta será la conclusión final para determinar si la muestra se ajusta o no con un nivel de significancia adecuado a la aplicación de un método determinado.

## 2. DISTRIBUCIONES TEORICAS

### - DISTRIBUCIÓN NORMAL O GAUSSIANA

La distribución Normal tiene gran utilidad en hidrología, siendo algunas de sus principales aplicaciones:

En el ajuste de distribuciones empíricas de variables hidrológicas de intervalos de tiempo grandes, tales como variables medias anuales, mensuales, estacionales, etc., que pueden ser descargas, precipitación, entre otros.

Análisis de los errores aleatorios en las observaciones o mediciones hidrológicas.

Como referencia para comprobar varias distribuciones teóricas de ajuste en una distribución empírica.

Para evaluar los datos existentes del río Rímac seguiremos el procedimiento:

- 1.- Determinar los parámetros de la distribución normal

Para estimar los parámetros de la distribución teórica usaremos el método de momentos o de máxima verosimilitud, es importante mencionar que ésta es la única distribución en la que se producen los

mismos resultados de los parámetros, estimados por ambos métodos. Estos parámetros son:

$$\bar{X} = \mu = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N X_i \dots\dots\dots(3.11a)$$

$$S = \sigma = \sqrt{\frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (S_i - \bar{X})^2} \dots\dots\dots(3.11b)$$

$\bar{X}$  = Estimado de la media, o parametro de posición  
 $S$  = Estimado insesgado de la desviación standard o parámetro de escala

Los parámetros resultantes para nuestra muestra son:

$$Q_{p.r.o.} = 154.178 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{y} \quad S = 92.432$$

2. Efectuaremos luego la prueba de bondad de ajuste mediante el estadístico Smirnov-Kolmogorov.

Calculamos la variable standarizada Z:

$$Z = \frac{X - \bar{X}}{S} \dots\dots\dots(3.12)$$

Calculamos la probabilidad teórica  $F(Z)=F(x)$ .

$$F(Z) = \int_{-\infty}^Z \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{u^2}{2}} \dots\dots\dots(3.13a)$$

$$F(-Z) = 1 - F(Z) \dots\dots\dots(3.13b)$$



Tabla 3.6; resultados de la prueba de bondad de ajuste mediante el estadístico Smirnov-Kolmogorov:

Tabla 3.6

n	Q=x	P(x)	Z	F(Z)	F(Z)-P(x)	n	Q=x	P(x)	Z	F(Z)	F(Z)-P(x)
1	36,8	0,0135	-1,27	0,102	0,0885	38	130	0,5135	-0,262	0,3974	0,1161
2	46,4	0,027	-1,166	0,121	0,094	39	130	0,527	-0,262	0,3974	0,1296
3	58,14	0,0405	-1,039	0,1492	0,1086	40	137,6	0,5405	-0,179	0,4286	0,112
4	70,5	0,0541	-0,905	0,1814	0,1274	41	139	0,5541	-0,164	0,4364	0,1176
5	72	0,0676	-0,889	0,1867	0,1192	42	139,8	0,5676	-0,156	0,4364	0,1311
6	77,4	0,0811	-0,831	0,2033	0,1222	43	144	0,5811	-0,11	0,4562	0,1249
7	78,8	0,0946	-0,815	0,2061	0,1115	44	144	0,5946	-0,11	0,4562	0,1384
8	79	0,1081	-0,813	0,209	0,1009	45	144,6	0,6081	-0,104	0,4602	0,1479
9	80,4	0,1216	-0,798	0,2119	0,0902	46	151	0,6216	-0,034	0,488	0,1336
10	81,4	0,1351	-0,787	0,2148	0,0796	47	155	0,6351	0,0089	0,504	0,1311
11	82,77	0,1486	-0,773	0,2207	0,072	48	158	0,6486	0,0413	0,516	0,1327
12	83	0,1622	-0,77	0,2207	0,0585	49	162	0,6622	0,0846	0,5319	0,1303
13	84,1	0,1757	-0,758	0,2236	0,048	50	164	0,6757	0,1063	0,5438	0,1319
14	90,5	0,1892	-0,689	0,2451	0,0559	51	164,2	0,6892	0,1084	0,5438	0,1454
15	91,5	0,2027	-0,678	0,2483	0,0455	52	175	0,7027	0,2253	0,591	0,1118
16	92,2	0,2162	-0,671	0,2514	0,0352	53	175	0,7162	0,2253	0,591	0,1253
17	94,5	0,2297	-0,646	0,2579	0,0281	54	175	0,7297	0,2253	0,591	0,1388
18	95	0,2432	-0,64	0,2611	0,0178	55	183,5	0,7432	0,3172	0,6255	0,1177
19	97	0,2568	-0,619	0,2676	0,0109	56	185	0,7568	0,3335	0,6293	0,1275
20	97,6	0,2703	-0,612	0,2709	0,0007	57	187,1	0,7703	0,3562	0,6406	0,1297
21	98,5	0,2838	-0,602	0,2743	0,0095	58	200	0,7838	0,4957	0,6915	0,0923
22	98,8	0,2973	-0,599	0,2743	0,023	59	202	0,7973	0,5174	0,6985	0,0988
23	99	0,3108	-0,597	0,2743	0,0366	60	205	0,8108	0,5498	0,7088	0,102
24	99,8	0,3243	-0,588	0,2776	0,0467	61	210	0,8243	0,6039	0,7258	0,0986
25	100	0,3378	-0,586	0,2776	0,0602	62	216	0,8378	0,6688	0,7486	0,0893
26	100,5	0,3514	-0,581	0,281	0,0704	63	225	0,8514	0,7662	0,7794	0,072
27	100,6	0,3649	-0,58	0,281	0,0839	64	250	0,8649	1,0367	0,8508	0,014
28	100,6	0,3784	-0,58	0,281	0,0974	65	254,5	0,8784	1,0854	0,8621	0,0162
29	103,5	0,3919	-0,548	0,2912	0,1007	66	261	0,8919	1,1557	0,877	0,0149
30	105	0,4054	-0,532	0,2981	0,1073	67	315,8	0,9054	1,7485	0,9599	0,0545
31	108	0,4189	-0,5	0,3085	0,1104	68	316	0,9189	1,7507	0,9599	0,041
32	108	0,4324	-0,5	0,3085	0,1239	69	320,1	0,9324	1,7951	0,9641	0,0316
33	108,1	0,4459	-0,499	0,3085	0,1374	70	380	0,9459	2,4431	0,9927	0,0467
34	110	0,4595	-0,478	0,3156	0,1438	71	385,4	0,9595	2,5015	0,9938	0,0343
35	115	0,473	-0,424	0,3372	0,1357	72	480	0,973	3,525	0,9998	0,0268
36	116	0,4865	-0,413	0,3409	0,1456	73	500	0,9865	3,7413	0,9999	0,0134
37	130	0,5	-0,262	0,3974	0,1026						

- Seleccionamos la máxima diferencia resultante  
 $\Delta_{max} = 0.1479381$

- Comparamos el valor estadístico  $\Delta$ , obtenido:

$$\Delta = 0.1479381 < \Delta_0 = 0.159176$$

Se concluye, que los datos de nuestra muestra se ajusta a una distribución Normal, con un nivel de significación de 0.05, o una probabilidad de 95%.

### 3. Cálculo de probabilidades.

Para calcular los caudales para los periodos de retorno requeridos es necesario hallar las probabilidades de recurrencia de cada periodo, para esto utilizamos las siguientes fórmulas:

$$P(T) = 1 - \frac{1}{T} \dots\dots\dots(3.14)$$

$$F(Z) = P(T) \dots\dots\dots(3.15)$$

$T$  = Periodo de retorno

$Z$  = valor interpolado TABLA No 1 del Anexo A

Luego el valor de  $Q$  será:

$$Q = \bar{Q} + SZ \dots\dots\dots(3.16)$$

La tabla 3.7, muestra los resultados de caudales de avenida para diferentes periodos de retorno:

Tabla 3.7

DISTRIBUCION NORMAL			
PERIODO DE RETORNO	PROBABILIDAD F(Z)	VALOR Z	CAUDAL Q
5	0.8	0.8416	231.97
10	0.9	1.2816	272.64
50	0.98	2.0537	344.01
100	0.99	2.3263	369.2
150	0.993	2.4749	382.94
200	0.995	2.5757	392.26
500	0.998	2.8783	420.23
1000	0.999	3.0900	439.78

En la siguiente figura 3.2 se muestra el comportamiento de los datos anteriores:

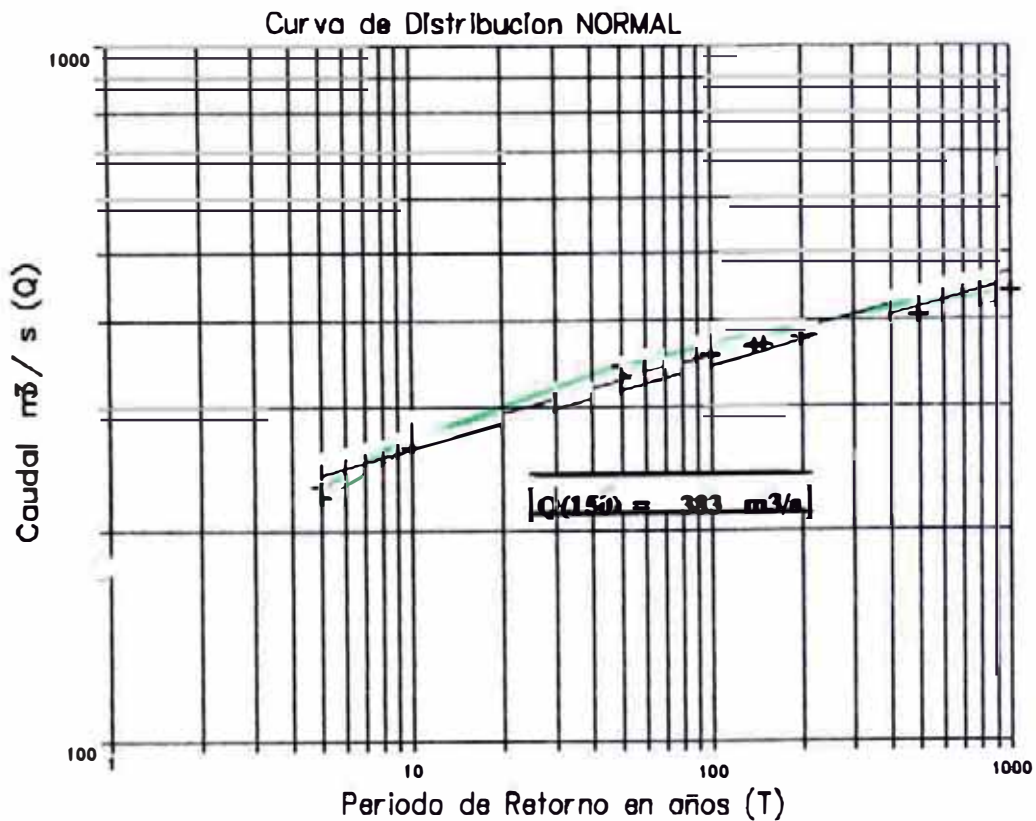


Figura 3.2

## DISTRIBUCIÓN LOG-NORMAL DE DOS PARÁMETROS

En este tipo de distribución la variable aleatoria  $x$ , es positiva y se expresa en función de la variable transformada  $y = \ln x$ , que es también aleatoria y normalmente distribuida con media  $\mu_y$  y varianza  $\sigma_y^2$ , se usan éstos parámetros para especificar que la distribución es logarítmica, pudiéndose usar también la media y la varianza de  $x$ . La función de distribución de  $x$ , es:

$$f(x) = \frac{1}{x\sigma_y\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y}\right]^2} \dots\dots\dots (3.17)$$

$$x \sim \log N(\mu_y, \sigma_y^2)$$

La función de la distribución acumulada será:

$$F(Z) = \int_{-\infty}^Z e^{-\frac{z^2}{2}} dz \dots\dots\dots (3.18)$$

$$Z = \frac{y - \mu_y}{\sigma_y} \dots\dots\dots (3.19)$$

Para evaluar los datos existentes del río Rímac seguiremos el procedimiento:

1. Determinar si los parámetros de una distribución log-normal de dos parámetros.

Calculamos los parámetros de la distribución teórica por el método de los momentos utilizando las fórmulas (3.11a) y (3.11b), teniendo en cuenta los datos iniciales de promedio y desviación standar calculados en el método anterior:

$$\text{Coef. de variación } C_v = \frac{S}{\bar{X}} = \sqrt{e^{\sigma_y^2} - 1} = 0.5995 \dots (3.20)$$

$$\text{Varianza } \sigma_y^2 = \ln(1 + C_v^2) = 0.3074 \dots (3.21)$$

$$\text{Promedio } \mu_y = \frac{1}{2} \ln\left(\frac{\bar{X}^2}{C_v^2 + 1}\right) = 4.8846 \dots (3.22)$$

$$\text{Coef. de sesgo } C_s = g = (e^{\sigma_y^2} + 2)\sqrt{e^{\sigma_y^2} - 1} = 1.5881 \dots (3.23)$$

2. Efectuar la prueba de bondad de ajuste mediante el estadístico Smirnov-Kolmogorov.

Como ya se calculó según la ecuación (3.10) el valor de  $\Delta_0$  para un nivel de significancia  $\alpha=0.2$ :

$$N = \text{No de datos} = 73 \quad \Delta_0 = \frac{1.07}{\sqrt{73}} = 0.1252340275$$

Según el procedimiento compararemos el valor estadístico  $\Delta$  (máximo valor de  $|F(Z)-P(Y)|$ ) con el valor de  $\Delta_0$ , entonces para nuestra muestra tenemos:

$$\Delta = 0.08997891892 < \Delta_0 = 0.1252340275$$



Tabla 3.8 de resultados de la prueba de bondad de ajuste mediante el estadístico Smirnov-Kolmogorov:

Tabla 3.8

n	Q=x	P(x)	Z	F(Z)	F(Z)-P(x)	n	Q=x	P(x)	Z	F(Z)	F(Z)-P(x)
1	36,8	0,0135	-2,308	0,0104	0,0031	38	130	0,5135	-0,031	0,488	0,0255
2	46,4	0,027	-1,89	0,0294	0,0024	39	130	0,527	-0,031	0,488	0,039
3	58,14	0,0405	-1,483	0,0694	0,0289	40	137,6	0,5405	0,07	0,5279	0,0126
4	70,5	0,0541	-1,135	0,1272	0,0731	41	139	0,5541	0,09	0,5359	0,0182
5	72	0,0676	-1,097	0,1157	0,0481	42	139,8	0,5676	0,10	0,5398	0,0277
6	77,4	0,0811	-0,967	0,166	0,0849	43	144	0,5811	0,15	0,5596	0,0215
7	78,8	0,0946	-0,934	0,1762	0,0816	44	144	0,5946	0,15	0,5596	0,035
8	79	0,1081	-0,93	0,1762	0,0681	45	144,6	0,6081	0,16	0,5636	0,0445
9	80,4	0,1216	-0,898	0,1841	0,0624	46	151	0,6216	0,24	0,5948	0,0268
10	81,4	0,1351	-0,876	0,1894	0,0543	47	155	0,6351	0,29	0,6141	0,021
11	82,77	0,1486	-0,845	0,1977	0,049	48	158	0,6486	0,32	0,6255	0,0231
12	83	0,1622	-0,84	0,2005	0,0383	49	162	0,6622	0,37	0,6443	0,0179
13	84,1	0,1757	-0,817	0,2061	0,0304	50	164	0,6757	0,39	0,6517	0,0239
14	90,5	0,1892	-0,684	0,2483	0,0591	51	164,2	0,6692	0,39	0,6517	0,0375
15	91,5	0,2027	-0,665	0,2546	0,0519	52	175	0,7027	0,51	0,695	0,0077
16	92,2	0,2162	-0,651	0,2579	0,0416	53	175	0,7162	0,51	0,695	0,0212
17	94,5	0,2297	-0,606	0,2709	0,0412	54	175	0,7297	0,51	0,695	0,0348
18	95	0,2432	-0,597	0,2743	0,031	55	163,5	0,7432	0,59	0,7224	0,0208
19	97	0,2568	-0,559	0,2877	0,031	56	185	0,7568	0,61	0,7291	0,0277
20	97,6	0,2703	-0,548	0,2912	0,0209	57	187,1	0,7703	0,63	0,7357	0,0346
21	98,5	0,2838	-0,532	0,2981	0,0143	58	200	0,7838	0,75	0,7734	0,0104
22	98,8	0,2973	-0,526	0,2981	0,0008	59	202	0,7973	0,76	0,7764	0,0209
23	99	0,3108	-0,522	0,3015	0,0093	60	205	0,8108	0,79	0,7852	0,0256
24	99,8	0,3243	-0,508	0,305	0,0193	61	210	0,8243	0,83	0,7967	0,0276
25	100	0,3378	-0,504	0,3085	0,0293	62	216	0,8378	0,89	0,6133	0,0246
26	100,5	0,3514	-0,495	0,3085	0,0428	63	225	0,8514	0,96	0,8315	0,0199
27	100,6	0,3649	-0,493	0,3121	0,0528	64	250	0,8649	1,15	0,8749	0,0101
28	100,6	0,3784	-0,493	0,3121	0,0663	65	254,5	0,8784	1,18	0,881	0,0026
29	103,5	0,3919	-0,442	0,33	0,0619	66	261	0,8919	1,23	0,8907	0,0012
30	105	0,4054	-0,416	0,3372	0,0682	67	315,8	0,9054	1,57	0,9418	0,0364
31	108	0,4189	-0,365	0,3557	0,0632	68	316	0,9189	1,57	0,9418	0,0229
32	108	0,4324	-0,365	0,3557	0,0767	69	320,1	0,9324	1,60	0,9452	0,0128
33	108,1	0,4459	-0,364	0,3594	0,0865	70	380	0,9459	1,90	0,9713	0,0253
34	110	0,4595	-0,332	0,3707	0,0888	71	385,4	0,9595	1,93	0,9732	0,0137
35	115	0,473	-0,252	0,4013	0,0717	72	480	0,973	2,33	0,9901	0,0171
36	116	0,4865	-0,236	0,4052	0,0813	73	500	0,9865	2,40	0,9918	0,0053
37	130	0,5	-0,031	0,488	0,012						

Se concluye, que los datos de nuestra muestra se ajusta a una distribución log-Normal de 2 parámetros, con un nivel de significación de 0.2, o una probabilidad de 80%.

### 3. Cálculo de probabilidades.

Para calcular los caudales para los periodos de retorno requeridos es necesario hallar las probabilidades de recurrencia de cada periodo, para esto utilizamos las fórmulas (3.14), (3.15) y (3.16) y obtenemos la siguiente tabla 3.9 se muestran los resultados:

Tabla 3.9

DISTRIBUCION LOG-NORMAL DE DOS PARAMETROS			
PERIODO DE RETORNO	PROBABILIDAD F(Z)	VALOR Z	CAUDAL Q
5	0.8	0.8416	210.81
10	0.9	1.2816	259.00
50	0.98	2.0537	412.66
100	0.99	2.3263	479.93
150	0.993	2.4749	521.13
200	0.995	2.5757	551.07
500	0.998	2.8783	651.68
1000	0.999	3.09	732.77

El siguiente gráfico, figura 3.3, muestra el comportamiento de los datos de los caudales obtenidos:

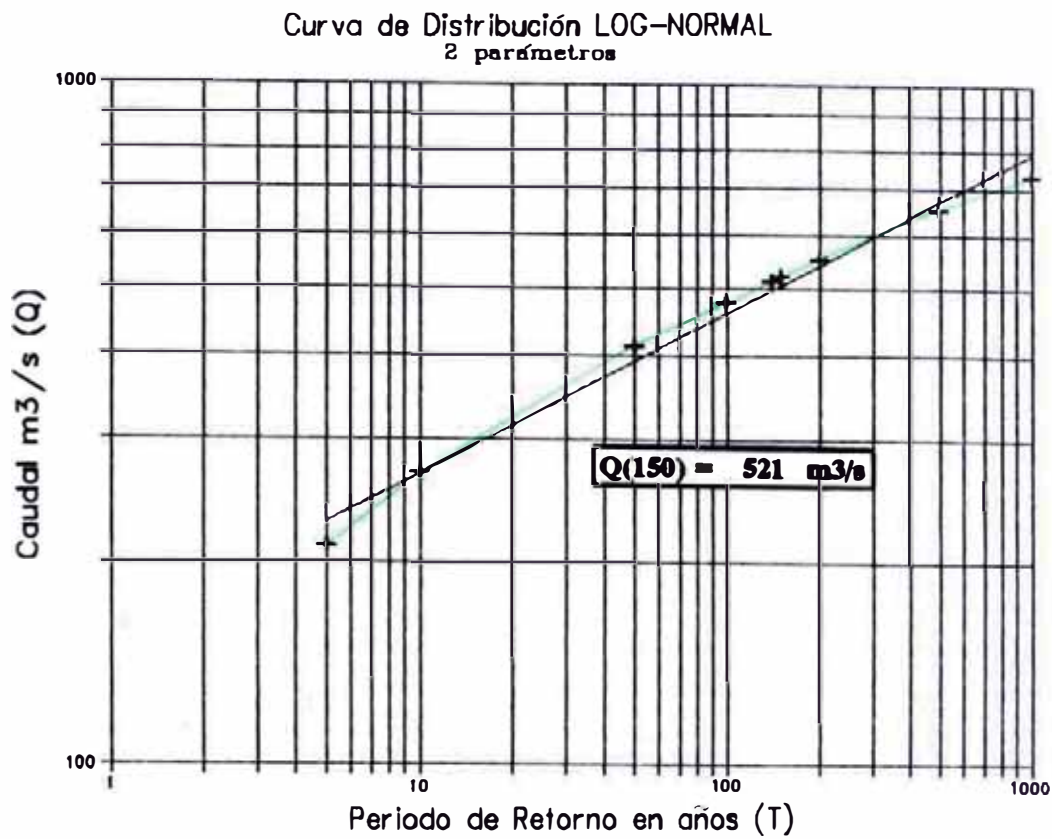


Figura 3.3

- DISTRIBUCIÓN LOG-NORMAL DE TRES PARÁMETROS

En éste tipo de distribución difiere de la distribución log-Normal de dos parámetros por la introducción de un límite inferior  $x_0$ , denominado parámetro de posición. La función de distribución de  $x$ , es:



Si:  $y = \ln(x-x_0)$

$$f(x) = \frac{1}{(x-x_0) \sigma_y \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left[ \frac{\ln(x-x_0) - \mu_y}{\sigma_y} \right]^2} \dots\dots\dots (3.24)$$

para valores de  $x_0 \leq x < \infty$  donde:

- $x_0$  : parámetro de posición en el dominio  $x$
- $\mu_y$  : parámetro de escala en el dominio  $x$
- $\sigma_y^2$  : parámetro de forma en el dominio  $x$

La función de distribución acumulada propuesta por R. GIBRAT es:

$$F(Z) = \int_{-\infty}^Z e^{-\frac{z^2}{2}} dz \dots\dots\dots (3.25)$$

$$Z = \frac{\log(x - x_0) - \mu_y}{\sigma_y} \dots\dots\dots (3.26)$$

Se debe mencionar que, si en las ecuaciones (3.24) y (3.26),  $x_0=0$ , las ecuaciones obtenidas corresponden a la distribución log-normal de dos parámetros.

Para evaluar los datos existentes del río Rímac seguiremos el procedimiento:

1. Determinar los parámetros de una distribución log-normal de tres parámetros.

Utilizando el método de los momentos, las relaciones entre la media, la varianza, el coeficiente de sesgo de la variable  $X$  y los parámetros  $x_0$ ,  $\mu_y$  y  $\sigma^2$ , aplicadas a nuestra muestra de caudales obtenemos los siguientes valores:

Para datos muestrales  $M_3 = \frac{\sum (x_i - \bar{X})^3}{N} = 1445200 \dots (3.27)$

Coef. de sesgo  $C_s = g = \frac{N^2 M_3}{(N-1)(N-2)S^3} = 1.9077 \dots (3.28)$

$\sigma_y = \sqrt{\frac{C_s - 0.52}{4.85}} = 0.5349 \dots (3.29)$

$\mu_y = \frac{1}{2} \left[ \ln \left[ \frac{g^2}{e^{\sigma_y^2} - 1} \right] - \sigma_y^2 \right] = 0.9358 \dots (3.30)$

$x_0 = \bar{X} - e^{\frac{\mu_y + \sigma_y^2}{2}} = -6.42 \dots (3.31)$

Utilizando un procedimiento aproximado, determinaremos las áreas parciales de la función de densidad las que luego se acumularán. Este procedimiento es válido para determinar la función de distribución acumulada de cualquier distribución teórica.

2. Realizar la prueba de bondad de ajuste a la distribución log-normal de tres parámetros.

Para probar si la serie independiente, se ajusta a una distribución log-normal de 3 parámetros, se sigue el mismo procedimiento que para el ajuste normal, excepto que los límites de clases ajustados, se calculan con la siguiente relación:

$LCL = x_0 + e^{(\mu_y + \sigma_y^2 LCZ)} \dots (3.32)$

- $LCL$  = límites de clase ajustada a la log-normal.
- $\mu_y, \sigma_y, x_0$  = Parámetros de la distribución log-normal.
- $LCZ$  = Límites de clase de los valores normalizados

La tabla 3.10 muestra los resultados de la prueba de bondad de ajuste con el estadístico Smirnov-Kolmogorov:

Tabla 3.10

■	Q=x	P(x)	Z	F(Z)	F(Z)-P(x)	■	Q=x	P(x)	Z	F(Z)	F(Z)-P(x)
1	36,8	0,0135	-2,186	0,0143	0,0007	38	130	0,5135	-0,038	0,4841	0,0295
2	46,4	0,027	-1,811	0,0352	0,0081	39	130	0,527	-0,038	0,4841	0,043
3	58,14	0,0405	-1,436	0,0749	0,0344	40	137,6	0,5405	0,06	0,5239	0,0166
4	70,5	0,0541	-1,109	0,1335	0,0794	41	139	0,5541	0,08	0,5319	0,0222
5	72	0,0676	-1,073	0,1423	0,0747	42	139,8	0,5676	0,09	0,5359	0,0317
6	77,4	0,0811	-0,948	0,1711	0,09	43	144	0,5811	0,15	0,5596	0,0215
7	78,8	0,0946	-0,917	0,1788	0,0842	44	144	0,5946	0,15	0,5596	0,035
8	79	0,1081	-0,913	0,1814	0,0733	45	144,6	0,6081	0,15	0,5596	0,0485
9	80,4	0,1216	-0,882	0,1894	0,0678	46	151	0,6216	0,23	0,591	0,0307
10	81,4	0,1351	-0,861	0,1949	0,0598	47	155	0,6351	0,28	0,6103	0,0249
11	82,77	0,1486	-0,832	0,2033	0,0546	48	158	0,6486	0,31	0,6217	0,0269
12	83	0,1622	-0,827	0,2033	0,0411	49	162	0,6622	0,36	0,6406	0,0216
13	84,1	0,1757	-0,804	0,2119	0,0362	50	164	0,6757	0,38	0,648	0,0276
14	90,5	0,1892	-0,677	0,2483	0,0591	51	164,2	0,6892	0,38	0,648	0,0412
15	91,5	0,2027	-0,657	0,2546	0,0519	52	175	0,7027	0,50	0,6915	0,0112
16	92,2	0,2162	-0,644	0,2611	0,0449	53	175	0,7162	0,50	0,6915	0,0248
17	94,5	0,2297	-0,601	0,2743	0,0445	54	175	0,7297	0,50	0,6915	0,0383
18	95	0,2432	-0,592	0,2776	0,0344	55	183,5	0,7432	0,58	0,719	0,0242
19	97	0,2568	-0,555	0,2877	0,031	56	185	0,7568	0,60	0,7258	0,031
20	97,6	0,2703	-0,545	0,2946	0,0243	57	187,1	0,7703	0,62	0,7324	0,0379
21	98,5	0,2838	-0,528	0,2981	0,0143	58	200	0,7838	0,74	0,7704	0,0134
22	98,8	0,2973	-0,523	0,3015	0,0042	59	202	0,7973	0,75	0,7734	0,0239
23	99	0,3108	-0,52	0,3015	0,0093	60	205	0,8108	0,78	0,7823	0,0285
24	99,8	0,3243	-0,505	0,305	0,0193	61	210	0,8243	0,83	0,7967	0,0276
25	100	0,3378	-0,502	0,3085	0,0293	62	216	0,8378	0,88	0,8106	0,0273
26	100,5	0,3514	-0,493	0,3121	0,0393	63	225	0,8514	0,95	0,8289	0,0224
27	100,6	0,3649	-0,491	0,3121	0,0528	64	250	0,8649	1,14	0,8729	0,008
28	100,6	0,3784	-0,491	0,3121	0,0663	65	254,5	0,8784	1,17	0,879	0,0006
29	103,5	0,3919	-0,441	0,33	0,0619	66	261	0,8919	1,22	0,8888	0,0031
30	105	0,4054	-0,416	0,3372	0,0682	67	315,8	0,9054	1,57	0,9418	0,0364
31	108	0,4189	-0,366	0,3557	0,0632	68	316	0,9189	1,57	0,9418	0,0229
32	108	0,4324	-0,366	0,3557	0,0767	69	320,1	0,9324	1,59	0,9441	0,0116
33	108,1	0,4459	-0,365	0,3594	0,0865	70	380	0,9459	1,91	0,9719	0,026
34	110	0,4595	-0,334	0,3707	0,0888	71	385,4	0,9595	1,93	0,9732	0,0137
35	115	0,473	-0,255	0,3974	0,0755	72	480	0,973	2,34	0,9904	0,0174
36	116	0,4865	-0,24	0,4052	0,0813	73	500	0,9865	2,41	0,992	0,0055
37	130	0,5	-0,038	0,4841	0,016						

Calculamos según las ecuaciones (3.13a) y (3.13b) el valor de  $\Delta_0$  para un nivel de significancia  $\alpha=0.2$ :

$$N = \text{No de datos} = 73 \quad \Delta_0 = \frac{1.07}{\sqrt{73}} = 0.125234075$$

Entonces para nuestra muestra tenemos:

$$\Delta = 0.0899789 < \Delta_0 = 0.1252340275$$

Se concluye, que los datos de nuestra muestra se ajusta a una distribución log-normal de 3 parámetros, con un nivel de significación de 0.2, o una probabilidad de 80%.

### 3. Cálculo de probabilidades.

Para calcular los caudales de avenida hallamos las probabilidades de recurrencia de cada periodo y luego para cada uno de éstos valores hallamos su correspondiente valor en la tabla No 1 del ANEXO A, para seguir éste procedimiento utilizamos las ecuaciones (3.14), (3.15) y (3.16) anteriormente enunciadas. La siguiente tabla 3.11 muestra los resultados de caudales de avenida para diferentes periodos de retorno:

Tabla 3.11

DISTRIBUCION LOG-NORMAL DE TRES PARAMETROS			
PERIODO DE RETORNO	PROBABILIDAD F(Z)	VALOR Z	CAUDAL Q
5	0.8	0.8416	211.91
10	0.9	1.2816	276.26
50	0.98	2.0537	417.55
100	0.99	2.3263	483.09
150	0.993	2.4749	523.06
200	0.995	2.5757	552.03
500	0.998	2.8783	649.87
1000	0.999	3.09	726.12

El siguiente gráfico, figura 3.4, muestra el comportamiento de los resultados obtenidos:

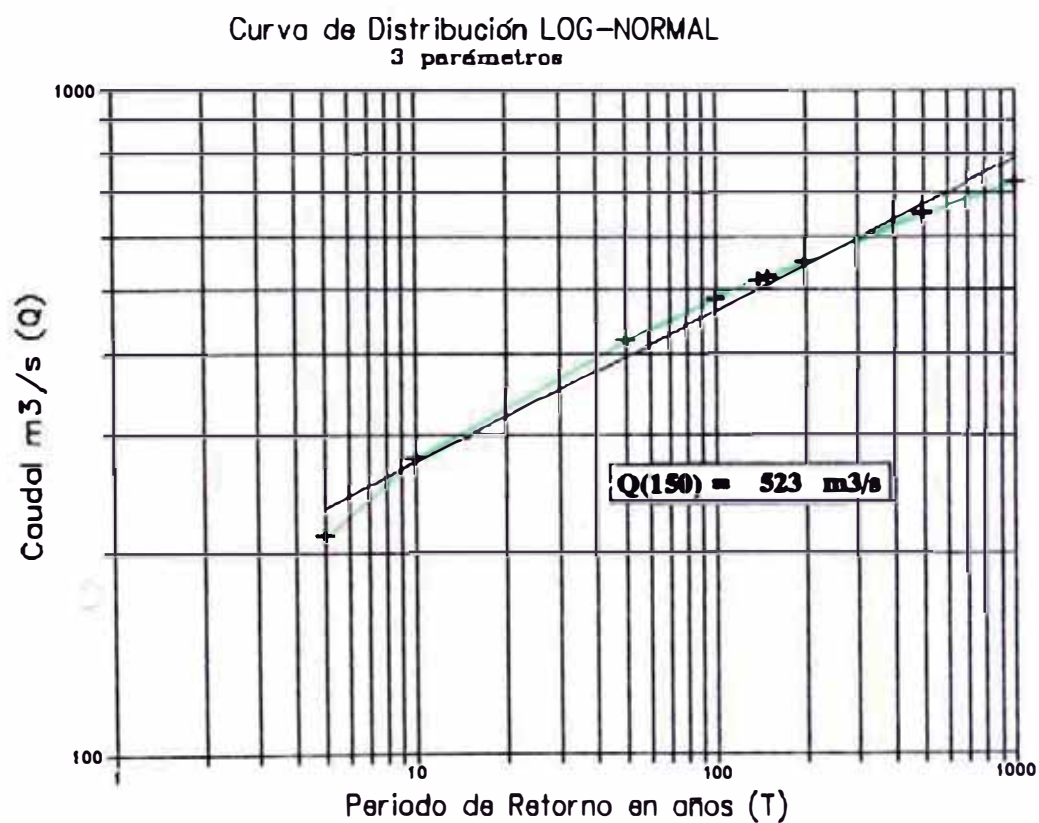


figura 3.4

## DISTRIBUCIÓN GAMMA DE 2 PARÁMETROS

Esta distribución es aplicada tan comunmente como la probabilidad log-normal. Se dice que una variable aleatoria  $x$  tiene una distribución gamma de 2 parámetros si su función de densidad de probabilidad es:

$$f(x) = \frac{x^{\gamma-1} e^{-\frac{x}{\beta}}}{\beta \gamma \Gamma(\gamma)} \dots\dots\dots (3.33)$$

para:  $0 \leq x < \infty$        $\gamma =$  parámetro de forma (+)  
 $0 < \gamma < \infty$        $\beta =$  parámetro de escala (-)  
 $0 < \beta < \infty$        $\Gamma(\gamma) =$  función  $\gamma$  completa

La función de la distribución acumulada, de la función gamma incompleta de 2 parámetros será:

$$F(Z) = \int_0^x \frac{x^{\gamma-1} e^{-\frac{x}{\beta}}}{\beta \gamma \Gamma(\gamma)} dx \dots\dots\dots (3.34)$$

La integral puede evaluarse para valores dados de  $\beta$  y  $\gamma$ , usando la tabla No 2 del ANEXO A, en la cual se ha tabulado la función gamma incompleta. En ésta tabla se dan los valores de la probabilidad de excedencia  $1-F(x)$ , y se entra con:

$$\chi^2 = \frac{2x}{\beta} \dots\dots\dots (3.35)$$

$$v = 2\gamma \dots\dots\dots (3.36)$$

Para evaluar los datos existentes del río Rímac seguiremos el procedimiento:

1. Determinar los parámetros de la distribución gamma de dos parámetros.

Calculamos los parámetros de la distribución teórica por el método de los momentos utilizando las relaciones entre la media, la varianza y el coeficiente de sesgo de la variable  $X$  y los parámetros  $\beta$  y  $\gamma$  de la distribución gamma, que se obtienen son:

$$\text{Media} \quad \bar{X} = E(x) = \beta\gamma = 154.178 \quad \dots (3.37)$$

$$\text{Varianza} \quad S^2 = \beta^2\gamma = 8543.748 \quad \dots (3.38)$$

$$\text{Coef. de sesgo} \quad C_s = g = \frac{2}{\gamma^{\frac{1}{2}}} = 1.0396 \quad \dots (3.39)$$

De las ecuaciones (3.37) y (3.38), se tiene:

$$\gamma = \frac{\bar{X}^2}{S^2} \quad \dots (3.40)$$

De las ecuaciones (3.37) y (3.40), resulta:

$$\beta = \frac{S^2}{\bar{X}} \quad \dots (3.41)$$

Thom (1858), estableció que para  $\gamma < 10$ , el método de momentos produce una estimación inaceptables de los parámetros  $\beta$  y  $\gamma$ . Para  $\gamma$  cerca de 1 el método de momentos usa sólomente el 50% de la información de la muestra para estimar  $\beta$  y solamente el 40% para estimar  $\gamma$ .



Greenwood y Durand (1960), presentan las relaciones aproximadas de estimación de parámetros por el método de máxima verosimilitud:

$$\text{Si } y = \ln \bar{X} \cdot \overline{\ln X} = 0.14112$$

$$\text{Para: } 0 \leq y \leq 0.5772$$

$$\gamma = \frac{0.5000876 + 9.05995 + 0.9775373y^2}{y} \quad \dots (3.42)$$

$$\text{para: } 0.5772 \leq y \leq 17.0$$

$$\gamma = \frac{8.898919 + 9.05995y + 0.9775373y^2}{y(17.79728 + 11.968477y + y^2)} \quad \dots (3.43)$$

$$\text{donde: } \beta = \frac{\bar{X}}{\gamma} \quad \dots (3.44)$$

Greenwood y Durand establecieron que el máximo error de la ecuación (3.42) es de 0.0088% y en la ecuación (3.43) es 0.0054%.

De las ecuaciones anteriores se obtienen los siguientes valores:

$$\beta = 41.658 \quad \text{y} \quad \gamma = 3.701$$

2. Efectuar la prueba de bondad de ajuste mediante el estadístico Smirnov-Kolmogorov.

Como ya se calculó anteriormente el valor de  $\Delta_0$  para un nivel de significancia  $\alpha=0.2$ :



En la tabla 3.12 se muestran los resultados de la prueba de bondad de ajuste mediante el estadístico Smirnov-Kolmogorov:

Tabla 3.12

n	Q=x	P(x)	X2	1-F(X)	F(X)-P(x)	n	Q=x	P(x)	X2	F(X)	F(X)-P(x)
1	36,8	0,0135	1,8	0,0299	0,0164	38	130	0,5135	6,2	0,4834	0,0301
2	46,4	0,027	2,2	0,0521	0,025	39	130	0,527	6,2	0,4834	0,0436
3	58,14	0,0405	2,8	0,0971	0,0566	40	137,6	0,5405	6,6	0,5283	0,0122
4	70,5	0,0541	3,4	0,1543	0,1002	41	139	0,5541	6,7	0,5392	0,0149
5	72	0,0676	3,5	0,1676	0,1	42	139,8	0,5676	6,7	0,5392	0,0284
6	77,4	0,0811	3,7	0,1785	0,0974	43	144	0,5811	6,9	0,56	0,0211
7	78,8	0,0946	3,8	0,1977	0,1031	44	144	0,5946	6,9	0,56	0,0346
8	79	0,1081	3,8	0,1977	0,0896	45	144,6	0,6081	6,9	0,56	0,0481
9	80,4	0,1216	3,9	0,209	0,0873	46	151	0,6216	7,2	0,5916	0,03
10	81,4	0,1351	3,9	0,209	0,0738	47	155	0,6351	7,4	0,6116	0,0236
11	82,77	0,1486	4,0	0,2202	0,0716	48	158	0,6486	7,6	0,6308	0,0178
12	83	0,1622	4,0	0,2202	0,0581	49	162	0,6622	7,8	0,6496	0,0125
13	84,1	0,1757	4,0	0,2202	0,0445	50	164	0,6757	7,9	0,6585	0,0172
14	90,5	0,1892	4,3	0,2543	0,0651	51	164,2	0,6892	7,9	0,6585	0,0307
15	91,5	0,2027	4,4	0,2673	0,0646	52	175	0,7027	8,4	0,7064	0,0036
16	92,2	0,2162	4,4	0,2673	0,0511	53	175	0,7162	8,4	0,7064	0,0099
17	94,5	0,2297	4,5	0,2793	0,0496	54	175	0,7297	8,4	0,7064	0,0234
18	95	0,2432	4,6	0,2914	0,0481	55	183,5	0,7432	8,8	0,7327	0,0106
19	97	0,2568	4,7	0,3035	0,0467	56	185	0,7568	8,9	0,74	0,0168
20	97,6	0,2703	4,7	0,3035	0,0332	57	187,1	0,7703	9,0	0,7473	0,0229
21	98,5	0,2838	4,7	0,3035	0,0197	58	200	0,7838	9,6	0,7879	0,0041
22	98,8	0,2973	4,7	0,3035	0,0062	59	202	0,7973	9,7	0,7939	0,0034
23	99	0,3108	4,8	0,3157	0,0048	60	205	0,8108	9,8	0,7998	0,011
24	99,8	0,3243	4,8	0,3157	0,0087	61	210	0,8243	10,1	0,8114	0,0129
25	100	0,3378	4,8	0,3157	0,0222	62	216	0,8378	10,4	0,838	0,0002
26	100,5	0,3514	4,8	0,3157	0,0357	63	225	0,8514	10,8	0,8497	0,0016
27	100,6	0,3649	4,8	0,3157	0,0492	64	250	0,8649	12,0	0,8994	0,0346
28	100,6	0,3784	4,8	0,3157	0,0627	65	254,5	0,8784	12,2	0,9081	0,0297
29	103,5	0,3919	5,0	0,34	0,0519	66	261	0,8919	12,5	0,9167	0,0248
30	105	0,4054	5,0	0,34	0,0654	67	315,8	0,9054	15,2	0,9664	0,061
31	108	0,4189	5,2	0,3644	0,0545	68	316	0,9189	15,2	0,9664	0,0474
32	108	0,4324	5,2	0,3644	0,068	69	320,1	0,9324	15,4	0,9687	0,0363
33	108,1	0,4459	5,2	0,3644	0,0815	70	380	0,9459	18,2	0,9888	0,0429
34	110	0,4595	5,3	0,3765	0,0829	71	385,4	0,9595	18,5	0,9901	0,0306
35	115	0,473	5,5	0,4007	0,0722	72	480	0,973	23,0	0,9983	0,0253
36	116	0,4865	5,6	0,4129	0,0736	73	500	0,9865	24,0	0,9989	0,0124
37	130	0,5	6,2	0,4834	0,0168						

$$N = \text{No de datos} = 73 \quad \Delta_0 = \frac{1.07}{\sqrt{73}} = 0.1252340275$$

- Según el procedimiento compararemos el valor estadístico  $\Delta$  (máximo valor de  $|F(Z)-P(Y)|$ ) con el valor de  $\Delta_0$ , entonces para nuestra muestra tenemos:

$$\Delta = 0.10310541 < \Delta_0 = 0.1252340275$$

Se concluye, que los datos de nuestra muestra se ajusta a una distribución gamma de 2 parámetros, con un nivel de significación de 0.05, o una probabilidad de 95%.

### 3. Cálculo de probabilidades.

Para calcular los caudales de avenida hallamos las probabilidades de recurrencia de cada periodo y luego para cada uno de éstos valores hallamos su correspondiente valor en la tabla No 2 del ANEXO A. La siguiente tabla 3.13, muestra los resultados de caudales de avenida para diferentes periodos de retorno:

Tabla 3.13

DISTRIBUCION GAMMA DE DOS PARAMETROS			
PERIODO DE RETORNO	PROBABILIDAD F(x)	VALOR $\chi^2$	CAUDAL Q
5	0.8	9.8033	204.19
10	0.9	12.018	250.33
50	0.98	16.631	346.40
100	0.99	18.476	364.88
140	0.993	19.366	403.38
150	0.993	19.539	406.98
200	0.995	20.317	423.18
500	0.998	22.651	471.79
1000	0.999	24.368	507.57

El siguiente gráfico, figura 3.5, muestra el comportamiento de los resultados obtenidos:

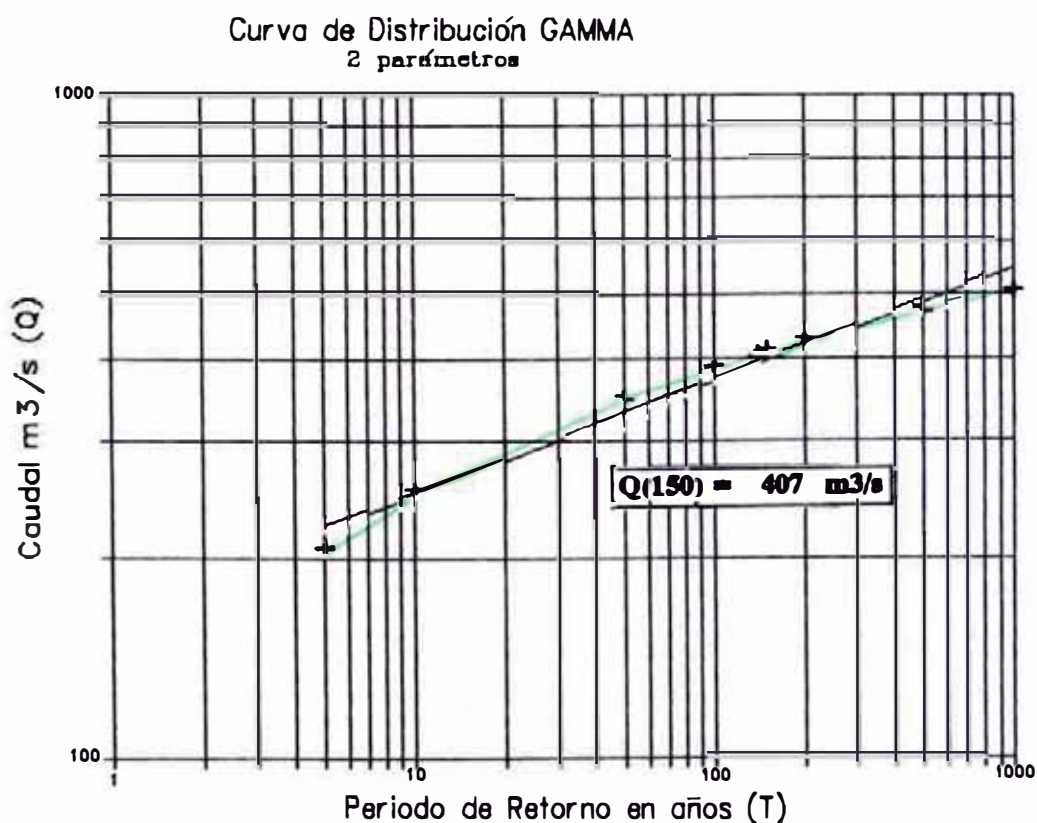


Figura 3.5

- DISTRIBUCIÓN GAMMA DE 3 PARÁMETROS O PEARSON III

Su uso en Hidrología está muy difundido, con la desventaja de la mayor complicación al estimar sus parámetros y calcular los valores de la función de distribución acumulada. La práctica ha demostrado que los resultados entre la distribución log-normal y distribución Pearson III, para el ajuste de precipitaciones anuales, módulos anuales, precipitaciones mensuales no difieren.

Se dice que una variable aleatoria  $x$  tiene una distribución gamma de 3 parámetros si su función de densidad de probabilidad es:

$$f(x) = \frac{(x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{x - x_0}{\beta}}}{\beta \gamma \Gamma(\gamma)} \dots\dots\dots (3.45)$$

para:

$$x_0 \leq x < \infty \quad -\infty < x_0 < \infty \quad 0 < \beta < \infty \quad 0 < \gamma < \infty$$

La función de la distribución acumulada será:

$$F(x) = \int_{x_0}^x \frac{(x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(x - x_0)}{\beta}}}{\beta \gamma \Gamma(\gamma)} dx \dots\dots\dots (3.46)$$

- $x$  = variable aleatoria  $\gamma$  de 3 parámetros
- $x_0$  = origen de la variable  $x$ , parámetro de posición
- $\beta$  = parámetro de escala
- $\gamma$  = parámetro de forma
- $\Gamma(\gamma)$  = función  $\gamma$  completa

La variable reducida Y Pearson tipo III, es:

$$Y = \frac{x - x_0}{\beta} \dots\dots\dots(3.47)$$

La función acumulada Pearson tipo III reducida es:

$$G(Y) = \int_0^Y \gamma^{\gamma-1} e^{-\gamma} d\gamma \dots\dots\dots(3.48)$$

La cual tiene como parámetro  $\gamma$ , y cuya variable aleatoria tienen origen en  $Y=0$  ó  $x=x_0$ .

Usar la tabla No 2 del ANEXO A, en la cual se ha tabulado la función gamma incompleta. Para evaluar los datos existentes del río Rímac seguiremos el procedimiento:

1. Determinar los parámetros de la distribución gamma de 3 parámetros.

Calculamos los parámetros de la distribución teórica por el método de los momentos utilizando las relaciones entre la media, la varianza y el coeficiente de sesgo de la variable X y los parámetros  $\beta$  y de la distribución gamma, que se obtiene son:

Media  $\bar{X} = x_0 + \beta\gamma$  ..... (3.49)

Varianza  $S^2 = \beta^2\gamma$  ..... (3.50)

Coef. de sesgo  $C_g = g = \frac{2}{\gamma^{\frac{1}{2}}}$  ..... (3.51)

De donde resulta:  $\gamma = \frac{4}{C_g^2} = 3.701$  ..... (3.52)

$$\beta = \frac{C_g S}{2} = 48.047 \quad \dots (3.53)$$

$$x_0 = \bar{X} - \frac{2S}{C_g} = -23.64 \quad \dots (3.54)$$

De las ecuaciones (3.49) al (3.54) anteriores de obtienen los siguientes valores:

$$\beta = 48.047 \quad \gamma = 3.701 \quad \text{y} \quad x_0 = -23.64$$

2. Efectuar la prueba de bondad de ajuste mediante el estadístico Smirnov-Kolmogorov.

Como ya se calculó según la ecuación (3.10) el valor de  $\Delta_0$  para un nivel de significancia  $\alpha=0.01$ :

$$N = \text{No de datos} = 73 \quad \Delta_0 = \frac{1.63}{\sqrt{73}} = 0.19077706993$$

- Según el procedimiento compararemos el valor estadístico  $\Delta$  (máximo valor de  $|F(Z)-P(Y)|$ ) con el valor de  $\Delta_0$ , entonces para nuestra muestra tenemos:

$$\Delta = 0.16244891892 < \Delta_0 = 0.19077706993$$



Tabla 3.14 de resultados de la prueba de bondad de ajuste mediante el estadístico Smirnov-Kolmogorov:

Tabla 3.14

■	Q=x	P(x)	X2	1-F(X)	F(X)-P(x)	■	Q=x	P(x)	X2	F(X)	F(X)-P(x)
1	36,8	0,0135	2,5	0,0731	0,0596	38	130	0,5135	6,4	0,5061	0,0074
2	46,4	0,027	2,9	0,1061	0,079	39	130	0,527	6,4	0,5061	0,0209
3	58,14	0,0405	3,4	0,1543	0,1138	40	137,6	0,5405	6,7	0,5172	0,0233
4	70,5	0,0541	3,9	0,2089	0,1548	41	139	0,5541	6,8	0,55	0,0041
5	72	0,0676	4,0	0,2202	0,1527	42	139,8	0,5676	6,8	0,55	0,0176
6	77,4	0,0811	4,2	0,2435	0,1624	43	144	0,5811	7,0	0,5711	0,01
7	78,8	0,0846	4,3	0,2554	0,1608	44	144	0,5946	7,0	0,5711	0,0235
8	79	0,1081	4,3	0,2554	0,1473	45	144,6	0,6081	7,0	0,5711	0,037
9	80,4	0,1216	4,3	0,2554	0,1338	46	151	0,6216	7,3	0,5814	0,0402
10	81,4	0,1351	4,4	0,2673	0,1321	47	155	0,6351	7,4	0,6116	0,0236
11	82,77	0,1486	4,4	0,2673	0,1186	48	158	0,6486	7,6	0,6308	0,0178
12	83	0,1622	4,4	0,2673	0,1051	49	162	0,6622	7,7	0,6401	0,022
13	84,1	0,1757	4,5	0,2793	0,1036	50	164	0,6757	7,8	0,6494	0,0262
14	90,5	0,1892	4,8	0,3157	0,1265	51	164,2	0,6892	7,8	0,6494	0,0397
15	91,5	0,2027	4,8	0,3157	0,1129	52	175	0,7027	8,3	0,693	0,0097
16	92,2	0,2162	4,8	0,3157	0,0994	53	175	0,7162	8,3	0,693	0,0232
17	94,5	0,2297	4,9	0,3278	0,0981	54	175	0,7297	8,3	0,693	0,0367
18	95	0,2432	4,9	0,3278	0,0846	55	183,5	0,7432	8,6	0,7173	0,0259
19	97	0,2568	5,0	0,34	0,0833	56	185	0,7568	8,7	0,7249	0,0319
20	97,6	0,2703	5,0	0,34	0,0698	57	187,1	0,7703	8,8	0,7325	0,0378
21	98,5	0,2838	5,1	0,3522	0,0685	58	200	0,7838	9,3	0,7681	0,0157
22	98,8	0,2973	5,1	0,3522	0,0549	59	202	0,7973	9,4	0,7748	0,0225
23	99	0,3108	5,1	0,3522	0,0414	60	205	0,8108	9,5	0,7814	0,0295
24	99,8	0,3243	5,1	0,3522	0,0279	61	210	0,8243	9,7	0,7939	0,0305
25	100	0,3378	5,1	0,3522	0,0144	62	216	0,8378	10,0	0,8114	0,0264
26	100,5	0,3514	5,2	0,3644	0,0131	63	225	0,8514	10,4	0,8327	0,0186
27	100,6	0,3649	5,2	0,3644	0,0004	64	250	0,8649	11,4	0,8653	0,0204
28	100,6	0,3784	5,2	0,3644	0,0139	65	254,5	0,8784	11,6	0,8653	0,0069
29	103,5	0,3919	5,3	0,3766	0,0153	66	261	0,8919	11,8	0,8924	0,0005
30	105	0,4054	5,4	0,3887	0,0167	67	315,8	0,9054	14,1	0,9505	0,0451
31	108	0,4189	5,5	0,4008	0,0181	68	316	0,9189	14,1	0,9505	0,0315
32	108	0,4324	5,5	0,4008	0,0316	69	320,1	0,9324	14,3	0,9537	0,0213
33	108,1	0,4459	5,5	0,4008	0,0452	70	380	0,9459	16,8	0,9812	0,0352
34	110	0,4595	5,6	0,4129	0,0466	71	385,4	0,9595	17,0	0,9826	0,0231
35	115	0,473	5,8	0,4367	0,0363	72	480	0,973	21,0	0,9962	0,0233
36	116	0,4865	5,8	0,4367	0,0498	73	500	0,9865	21,8	0,9972	0,0107
37	130	0,5	6,4	0,5061	0,0061						

Se concluye, que los datos de nuestra muestra se ajusta a una distribución gamma de 3 parámetros, con un nivel de significación de 0.01, o una probabilidad de 99%.

### 3. Cálculo de probabilidades.

Para calcular los caudales de avenida hallamos las probabilidades de recurrencia de cada periodo y luego, para cada uno de éstos valores, hallamos su correspondiente valor en la tabla No 2 del ANEXO A. La siguiente tabla 3.15 muestra los resultados de caudales de avenida para diferentes periodos de retorno:

Tabla 3.15

DISTRIBUCION GAMMA DE TRES PARAMETROS			
PERIODO DE RETORNO	PROBABILIDAD F(x)	VALOR X <sup>2</sup>	CAUDAL Q
5	0.8	9.8033	211.86
10	0.9	12.018	265.08
50	0.98	16.631	375.88
100	0.99	18.476	420.25
150	0.993	19.539	445.75
200	0.995	20.317	464.43
500	0.998	22.651	520.50
1000	0.999	24.368	561.77

El siguiente gráfico, figura 3.6, muestra el comportamiento de los resultados obtenidos:



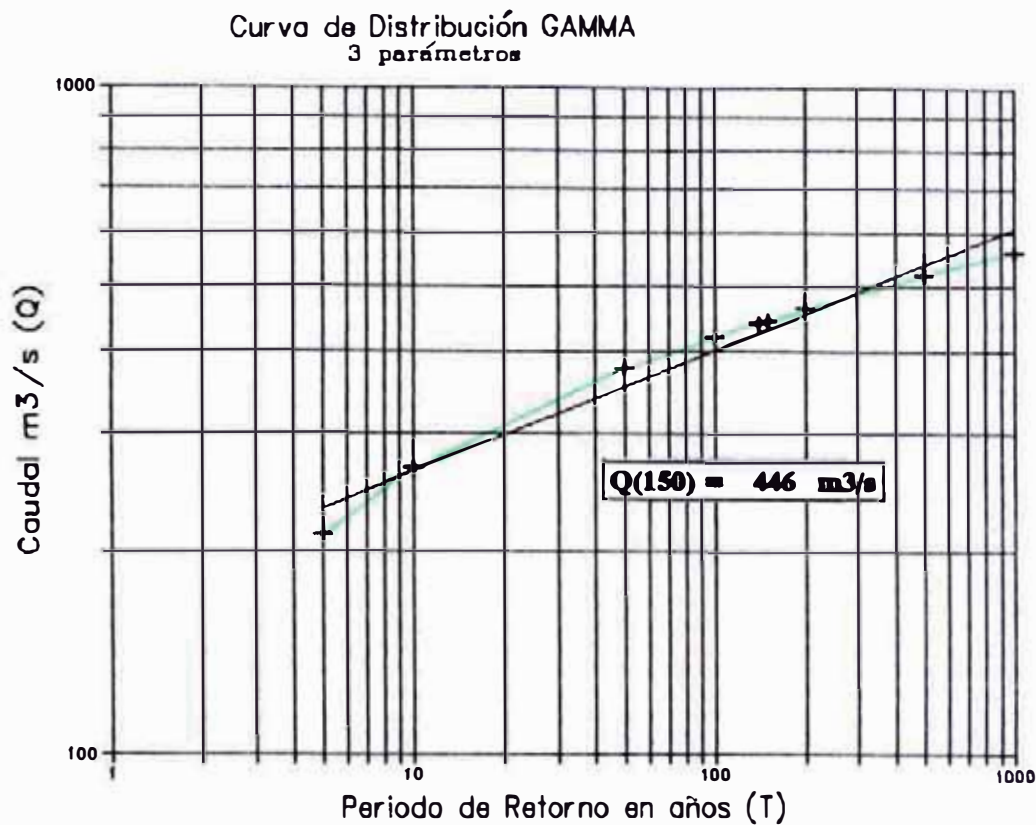


Figura 3.6

- DISTRIBUCIÓN VALOR EXTREMO TIPO I - GUMBEL

La distribución de Gumbel, es una de las distribuciones de valor extremo, llamada también Valor Extremo Tipo I, tiene gran utilidad en hidrología, siendo algunas de sus principales aplicaciones y limitaciones:

- En el ajuste de distribuciones empíricas a expresiones matemáticas, de variables hidrológicas, tales como caudales máximos anuales, precipitaciones máximas anuales, etc.
- Verificar antes de aplicar ésta distribución de probabilidad que los coeficientes de asimetría y curtosis de la distribución empírica sean del mismo orden que los valores poblacionales.
- Uno de los inconvenientes es que en una distribución doble exponencial, la variable puede tomar cualquier valor, por lo que se puede asignar probabilidades a valores negativos de la variable aleatoria, cuestión que resta significación física a la aplicación, debido a que las variables hidrológicas toman valores positivos o cero.

La función de distribución de  $x$ , es:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} \cdot e^{-\frac{x-u}{\alpha}} - e^{-\frac{x-u}{\alpha}} \dots\dots\dots (3.55)$$

Para:  $-\infty < X < \infty$

La función de la distribución acumulada será:

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-\mu}{\alpha}}} \dots\dots\dots(3.56)$$

Para  $-\infty < x < \infty$   
 Donde:  $0 < \alpha < \infty$       *Parámetro de escala.*  
 $-\infty < \mu < \infty$       *Parámetro de posición.*

Para evaluar los datos existentes del río Rímac seguir mos el procedimiento:

1.- Determinar los parámetros de la distribución Gumbel

Para estimar los parámetros de la distribución teórica usaremos el método de momentos. Estos parámetros son:

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S = 0.78 S = 72.069241 \dots(3.57)$$

$$\mu = X - 0.57521\alpha = X - 0.45 S = 112.57872 \dots(3.58)$$

los parámetros resultantes para nuestra muestra son:

$$\alpha = 72.069241 \qquad \mu = 112.57872$$

2. Efectuaremos luego la prueba de bondad de ajuste mediante el estadístico Smirnov-Kolmogorov.

Tabla 3.16 de resultados de la prueba de bondad de ajuste mediante el estadístico Smirnov-Kolmogorov:

Tabla 3.16

■	Q=x	P(x)	F(x)	F(x)-P(x)	■	Q=x	P(x)	F(x)	F(x)-P(x)
1	36,8	0,0135	0,0572	0,0436	38	130	0,5135	0,456	0,0575
2	46,4	0,027	0,0817	0,0547	39	130	0,527	0,456	0,071
3	58,14	0,0405	0,119	0,0785	40	137,6	0,5405	0,4933	0,0473
4	70,5	0,0541	0,1665	0,1124	41	139	0,5541	0,5	0,054
5	72	0,0676	0,1727	0,1052	42	139,8	0,5676	0,5039	0,0637
6	77,4	0,0811	0,1961	0,115	43	144	0,5811	0,5238	0,0573
7	78,8	0,0946	0,2023	0,1077	44	144	0,5946	0,5238	0,0708
8	79	0,1081	0,2032	0,0951	45	144,6	0,6081	0,5266	0,0815
9	80,4	0,1216	0,2095	0,0879	46	151	0,6216	0,5561	0,0655
10	81,4	0,1351	0,2141	0,079	47	155	0,6351	0,574	0,0611
11	82,77	0,1486	0,2204	0,0718	48	158	0,6486	0,5872	0,0615
12	83	0,1622	0,2215	0,0593	49	162	0,6622	0,6043	0,0579
13	84,1	0,1757	0,2266	0,0509	50	164	0,6757	0,6127	0,063
14	90,5	0,1892	0,2571	0,0679	51	164,2	0,6892	0,6135	0,0757
15	91,5	0,2027	0,2619	0,0592	52	175	0,7027	0,6567	0,046
16	92,2	0,2162	0,2653	0,0491	53	175	0,7162	0,6567	0,0595
17	94,5	0,2297	0,2766	0,0469	54	175	0,7297	0,6567	0,0731
18	95	0,2432	0,2791	0,0358	55	183,5	0,7432	0,6881	0,0551
19	97	0,2568	0,289	0,0323	56	185	0,7568	0,6934	0,0633
20	97,6	0,2703	0,292	0,0217	57	187,1	0,7703	0,7008	0,0695
21	98,5	0,2838	0,2965	0,0127	58	200	0,7838	0,7428	0,041
22	98,8	0,2973	0,298	0,0007	59	202	0,7973	0,7489	0,0484
23	99	0,3108	0,299	0,0118	60	205	0,8108	0,7578	0,053
24	99,8	0,3243	0,303	0,0213	61	210	0,8243	0,772	0,0523
25	100	0,3378	0,304	0,0338	62	216	0,8378	0,7881	0,0497
26	100,5	0,3514	0,3085	0,0448	63	225	0,8514	0,8105	0,0409
27	100,6	0,3649	0,307	0,0578	64	250	0,8649	0,862	0,0029
28	100,6	0,3784	0,307	0,0714	65	254,5	0,8784	0,8697	0,0086
29	103,5	0,3919	0,3217	0,0702	66	261	0,8919	0,8803	0,0116
30	105	0,4054	0,3293	0,0761	67	315,8	0,9054	0,9421	0,0367
31	108	0,4189	0,3445	0,0744	68	316	0,9189	0,9423	0,0234
32	108	0,4324	0,3445	0,0879	69	320,1	0,9324	0,9454	0,013
33	108,1	0,4459	0,345	0,1009	70	380	0,9459	0,9758	0,0299
34	110	0,4595	0,3547	0,1047	71	385,4	0,9595	0,9776	0,0181
35	115	0,473	0,3802	0,0927	72	480	0,973	0,9939	0,0209
36	116	0,4865	0,3853	0,1011	73	500	0,9865	0,9954	0,0089
37	130	0,5	0,456	0,044					

Seleccionamos la máxima diferencia resultante

$$\Delta_{max} = 0.11499415629$$

Comparamos el valor estadístico  $\Delta$ , obtenido:

$$\Delta = 0.11499415629 < \Delta_0 = 0.1252340275$$

Se concluye, que los datos de nuestra muestra se ajusta a una distribución Gumbel, con un nivel de significación de 0.2, o una probabilidad de 80%.

### 3. Cálculo de probabilidades.

Para calcular los caudales para los periodos de retorno requeridos es necesario hallar las probabilidades de recurrencia de cada periodo, para esto utilizamos las siguientes fórmulas:

$$F(q) = 1 - \frac{1}{T} \quad \dots\dots\dots(3.59)$$

$$F(y) = F(q) = e^{-\alpha y} \quad \dots\dots\dots(3.60)$$

Luego el valor de  $Q$  será:

$$Q = y \cdot \alpha + \mu \quad \dots\dots\dots(3.61)$$

La siguiente tabla 3.17, muestra los resultados de caudales de avenida para diferentes periodos de retorno:

Tabla 3.17

DISTRIBUCION DE GUMBEL			
PERIODO DE RETORNO	PROBABILIDAD F(Z)	VALOR Y	CAUDAL Q
5	0.8	1.4999	220.68
10	0.9	2.2503	274.76
50	0.98	3.9019	393.77
100	0.99	4.6001	444.11
150	0.993	5.0072	473.45
200	0.995	5.2958	494.24
500	0.998	6.2136	560.37
1000	0.999	6.9072	610.37

El siguiente gráfico, figura 3.7, muestra el comportamiento de los datos anteriores:

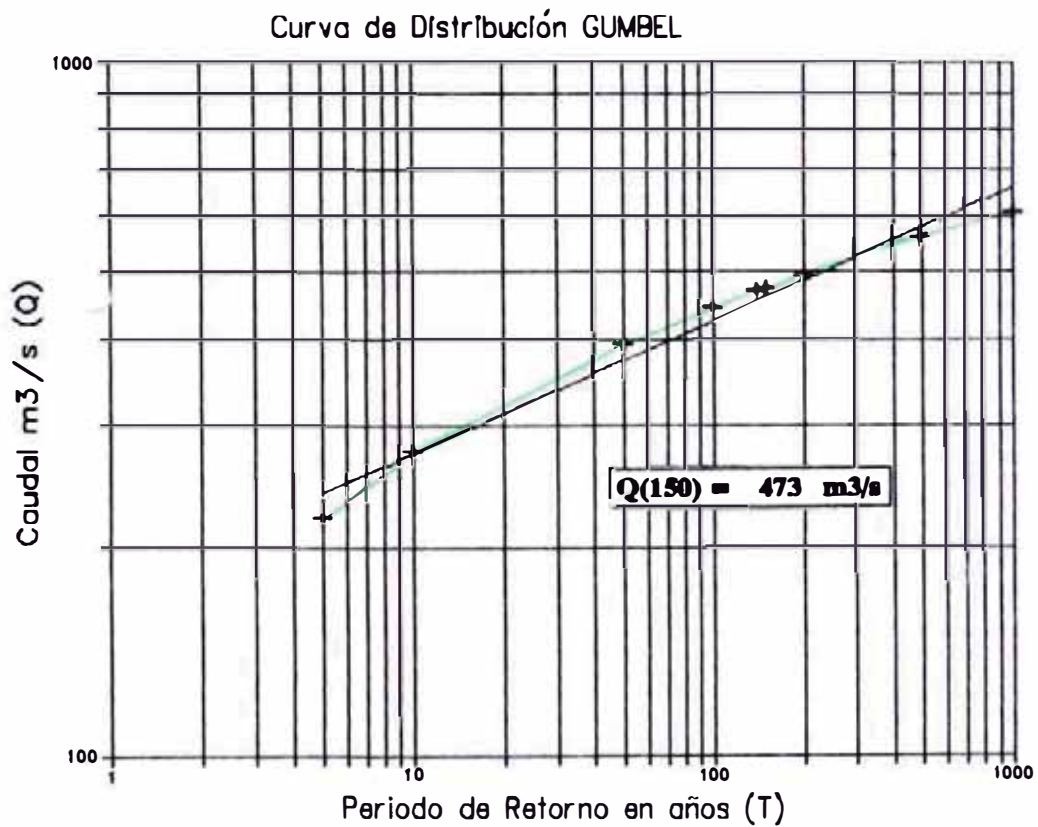


Figura 3.7

A continuación se muestra un resumen en la tabla 3.18, con los valores de caudales obtenidos para 150 años de periodo de retorno por diferentes métodos estadísticos:

Tabla 3.18

DISTRIBUCION	CAUDAL m <sup>3</sup> /s
NORMAL	383
LOG-NORMAL DE 2 PARAMETROS	521
LOG-NORMAL DE 3 PARAMETROS	523
GAMMA DE 2 PARAMETROS	407
GAMMA DE 3 PARAMETROS	446
GUMBEL	474

Con estos valores podemos hallar el caudal de diseño para el periodo de retorno calculado, observamos que sólo 2 de los valores hallados están sobre el máximo valor histórico conocido por lo que el caudal producido en 1925, de 500 m<sup>3</sup>/s, probablemente tenga un periodo de retorno de 500 años o más según los cálculos estadísticos realizados.

El caudal de diseño, en éste caso será aquel cuyo valor de significancia alcanzada sea menor, es decir, con mayor probabilidad de ocurrencia, en éste caso la distribución GAMMA de tres parámetros, cumple éste requisito y su valor es 446 m<sup>3</sup> /s:

Caudal estadístico  
Caudal de Trasvase del Mantaro

$$Q_e = 445.75 = 446 \text{ m}^3 /s$$

$$Q = 32 \text{ m}^3 /s$$

$$Q_{diseño} = 478 \text{ m}^3 /s$$

Calcularemos los caudales de diseño por tramos teniendo en cuenta los huaycos provenientes de las quebradas que desembocan en el río Rímac. Para ésto tomaremos el 50% del caudal aluvional calculado por que sólo ésta magnitud llega al río. Los caudales de las quebradas principales son:

$$Q_{\text{Yanacoto}} = 210 \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow 50\%(Q_{\text{Yanacoto}}) = 105 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{Quirio}} = 130 \text{ m}^3/\text{s} = 50\%(Q_{\text{Quirio}}) = 65 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{Pedregal}} = 350 \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow 50\%(Q_{\text{Pedregal}}) = 208 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{Corrales}} = 268 \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow 50\%(Q_{\text{Corrales}}) = 238 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tenemos entonces los caudales resultante por tramos:

1er Tramo	Pte Ricardo Palma - Qda Corrales	478 m <sup>3</sup> /s
2do Tramo	Qda Corrales - Qda Pedregal	716 m <sup>3</sup> /s
3er Tramo	Qda Pedregal - Qda Quirio	924 m <sup>3</sup> /s
4to Tramo	Qda Quirio - Qda Yanacoto	989 m <sup>3</sup> /s
5to Tramo	Qda Yanacoto - Pte Los Angeles	1094 m <sup>3</sup> /s

Los caudales de diseño hallados servirán para las obras de encauzamiento a diseñar.



### 3.2.2 Definición de las curvas tirante descarga para diferentes secciones

Definiremos las curvas tirante descarga con el objeto de conocer el área inundada en las actuales condiciones del cauce.

Las leyes que gobiernan el flujo de agua, en canales y trabajos fueron desarrolladas el siglo pasado. Las investigaciones sobre el diseño y construcción de canales erosionables sobre lecho móvil han conducido a dos principios, uno empírico, aprovechando datos en términos de promedio o sumación de parámetros como  $V$  (velocidad),  $R$  (radio hidráulico) y  $S$  (pendiente), los cuales son también parámetros de aplicación directa en el diseño, que serán relacionados mediante la fórmula de Manning; por otro lado existen bases físicas precedentes a la generación de taludes en canales y el transporte de sedimentos usando parámetros como la velocidad de turbulencia, gradiente de velocidades y esfuerzo de cizallamiento.

Para definir las curvas tirante - descarga en cada sección, fue necesario seguir la siguiente metodología:

- 1.- Realizar un levantamiento topográfico correspondiente en la zona de estudio, porque no se

cuenta con datos en la escala requerida para el diseño de estructuras de defensa. El levantamiento topográfico del cauce corresponde al tramo, Puente Los Angeles (km 45 + 100)<sup>4</sup> en el distrito de Chaclacayo, hasta el Puente Ricardo Palma (km 56 + 550)<sup>5</sup> en el Distrito de Ricardo Palma, las distancias consideradas fueron tomadas a partir de la desembocadura del río en el Océano Pacífico; para lo cual se desarrolló en un plano a escala 1/5000, completando el ya existente desarrollado por el IGN en base a restitución fotogramétrica. El desarrollo de los perfiles se hizo a partir de alineamientos cada 1000 en secciones transversales del río, se tomó en cuenta secciones de alto peligro y se completó el perfil con curvas de nivel en escala 1/1000 para efectos de detalle.

En base al plano de curvas de nivel desarrollado se determinó de la pendiente media del fondo del cauce, tomando como referencia el perfil longitudinal, de donde aproximamos el perfil a una recta y se obtuvo una pendiente promedio de 2.09% para el tramo en estudio. El siguiente gráfico muestra la pendiente media del fondo del cauce hallado a partir de un plano a curvas de nivel, el

---

<sup>4</sup> PLAN MAESTRO DE PREVENCIÓN DE DESASTRES - JICA; Study Area, Figura 11-5-1 Distance from the river mouth, 1987

<sup>5</sup> Dato obtenido durante el trabajo de campo, luego de las mediciones efectuadas en el cauce.

valor hallado de la pendiente nótese que es menor que el considerado por INGEMMET, de 3,23 %, para el río Rímac desde sus nacientes hasta su desembocadura en el litoral, tal como se indica en la figura 3.8

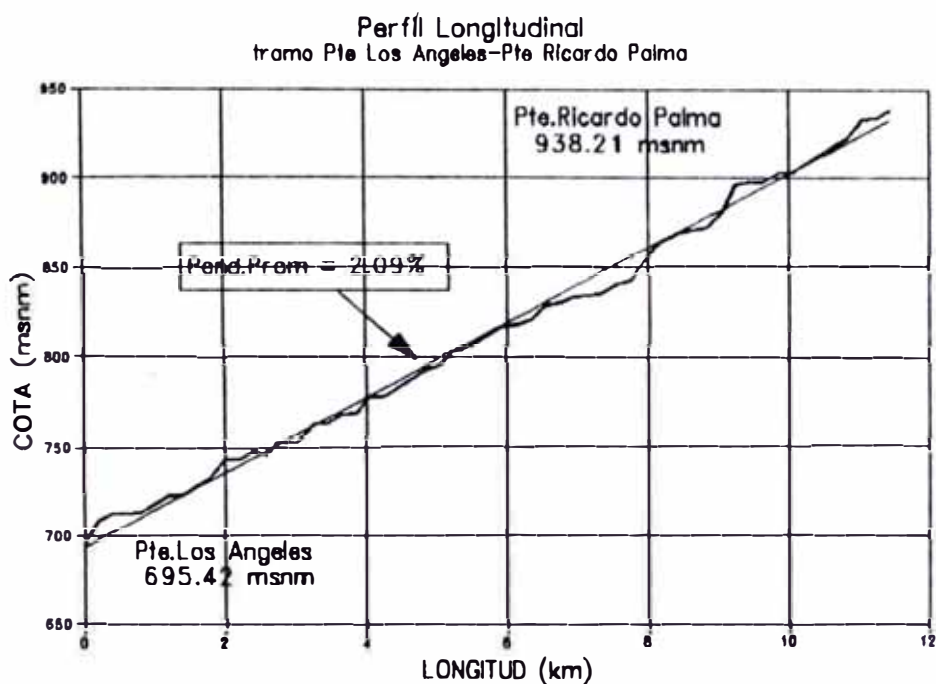


Figura 3.8

2.- Coeficiente de rugosidad "n", para el cálculo del tirante correspondiente al caudal de diseño. En inspecciones al cauce en épocas de sequía se pudo apreciar el material del lecho constituido por canto rodado con un diámetro promedio igual a 10 cm, el grado de irregularidad, las variaciones de algunas secciones transversales, muy poca vegetación en las riberas, defensas existentes que

en algunos casos obstruyen el cauce, el apreciable grado de meandrocidad. Reconociendo éstos factores primarios que afectan el coeficiente de rugosidad, Cowan desarrolló un procedimiento para estimar el valor de  $n$ . Por éste procedimiento  $n$  se puede calcular según la ecuación 3.62

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) m_5 \dots\dots\dots (3.62)$$

$n_0$  = Valor básico de  $n$  para canal recto corriente efecto de irregularidades (0.02 a 0.028).

$n_1$  = Grado de irregularidad del canal (0 a 0.02).

$n_2$  = Variaciones de forma y tamaño de la sección transversal del canal (0 a 0.015).

$n_3$  = Valor de las obstrucciones (0 a 0.060).

$n_4$  = Valor para la vegetación y condiciones de flujo (0.005 a 0.1).

$m_5$  = Factor de corrección para los meandros del canal (1 a 1.3).

De acuerdo a las condiciones dadas se seleccionaron los valores:

$$n_0 = 0.025, n_1 = 0.020, n_2 = 0.05, n_3 = 0.03, n_4 = 0.05 \text{ y } m_5 = 1.2$$

$$n = (0.025 + 0.020 + 0.005 + 0.030 + 0.005) 1.2$$

$$n = 0.07$$

Si bien es cierto éste valor de  $n$  es cuestionable cuando se aplica a grandes canales se hizo la verificación con valores " $n$ " que corresponde a cursos naturales (con un ancho superior al nivel de crecida < 100 ft)<sup>6</sup>. Ver tabla 3.19:

Tabla 3.19

Tipo de Canal y descripción	n		
	Valor Mínimo	Valor Normal	Valor Máximo
Cursos en Montaña, sin vegetación en el canal, laderas con pendientes pronunciadas, vegetación en las laderas sumergidos para niveles altos:			
Fondo: Cantos rodados con grandes rocas	0.040	0.050	0.070

Obtenemos así el valor de " $n$ " igual a: 0.07  
 Con los parámetros de  $n$  (coeficiente de rugosidad),  $Q$  (caudal) y  $S$  (pendiente), relacionados mediante la fórmula de Manning podemos hallar el tirante correspondiente a cada sección, pero debemos considerar también las propiedades de los sedimentos que forman el cauce así como el volumen de sedimentos que son transportados, tal efecto será estudiado en el siguiente subtítulo.

Para hallar la geometría de las secciones evalua-

<sup>6</sup>HIDRAULICA DE LOS CANALES ABIERTOS, Ven Te Chow, Cuadro "Coeficientes de rugosidad de Manning", Marzo 1983, pp.107-110

remos la ecuación 3.63, ecuación de Manning:

$$A \times R^{\frac{2}{3}} = \frac{Q \times n}{S^{\frac{1}{2}}} \dots\dots\dots (3.63)$$

- A = Area de la sección en m<sup>2</sup>*
- R = Radio hidráulico en m*
- Q = Caudal en m<sup>3</sup>/s*
- n = Coeficiente de rugosidad de Manning*

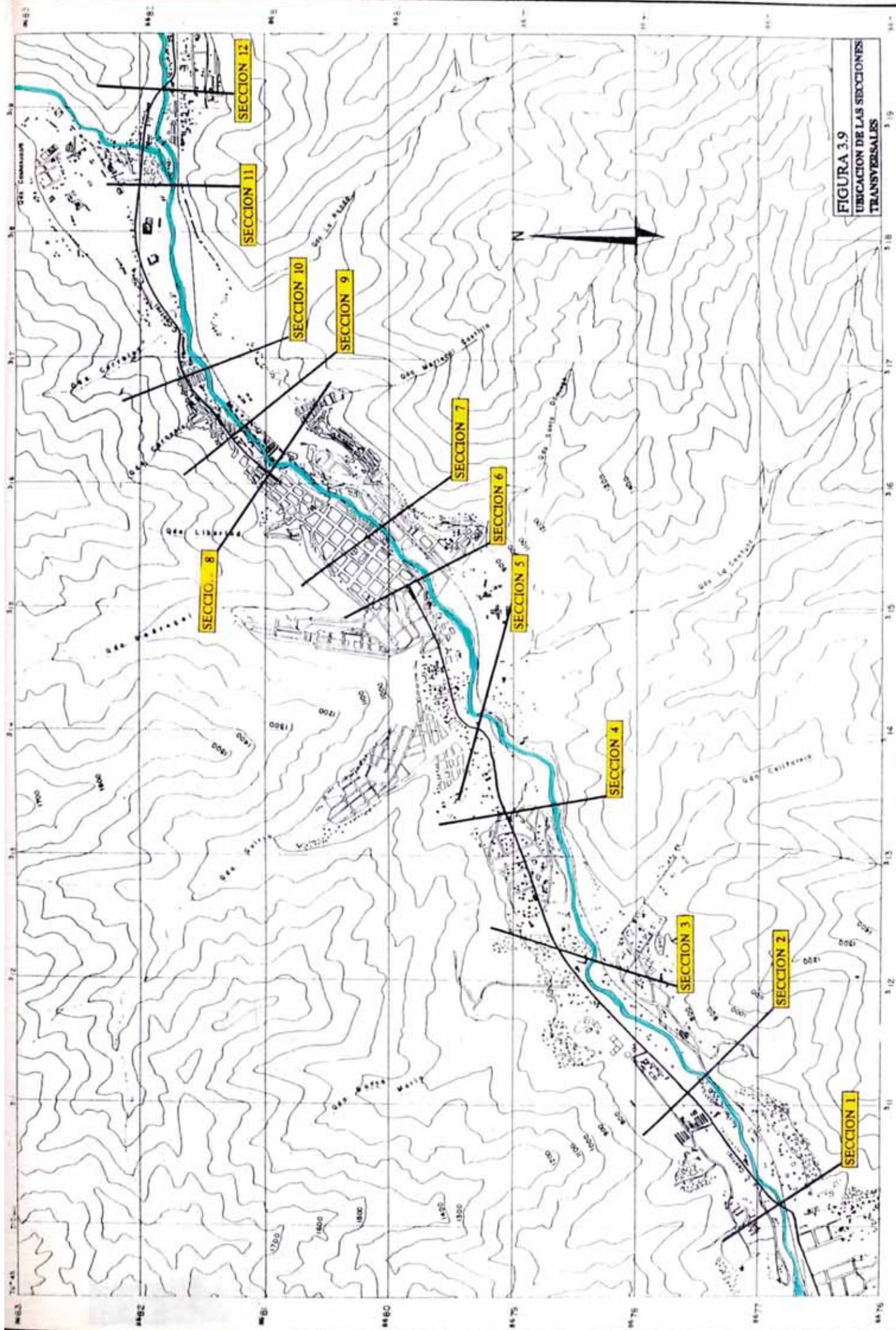
Considerando el caudal de diseño, correspondiente a cada tramo definido en 3.2.1.5, la tabla 3.20 muestra los resultados obtenidos para cada uno de las secciones en estudio, la figura 3.9 muestra la ubicación de las secciones transversales.

Tabla 3.20

SECCION	TIRANTE (m)	AREA (m <sup>2</sup> )
1	7.77	526.74
2	7.83	880.10
3	5.75	448.79
4	8.81	687.00
5	7.75	606.92
6	6.89	381.48
7	6.77	542.88
8	6.38	583.70
9	7.98	490.56
10	6.67	482.27
11	4.00	324.76
12	7.37	299.40

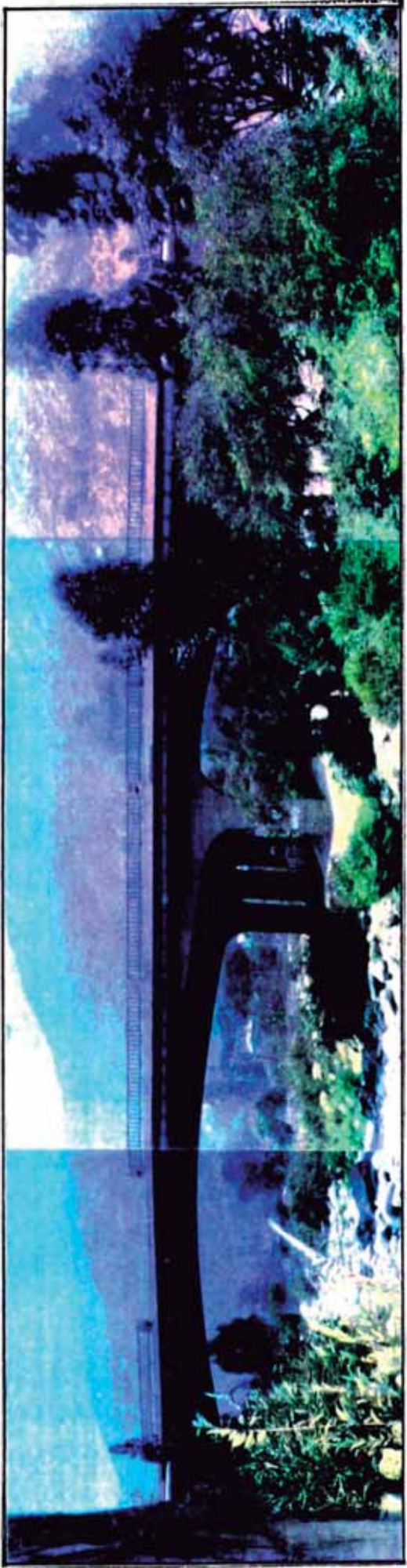
A continuación tenemos 12 secciones transversales, con el tirante correspondiente caudal de diseño, con una fotografía que ilustra la zona de estudio.



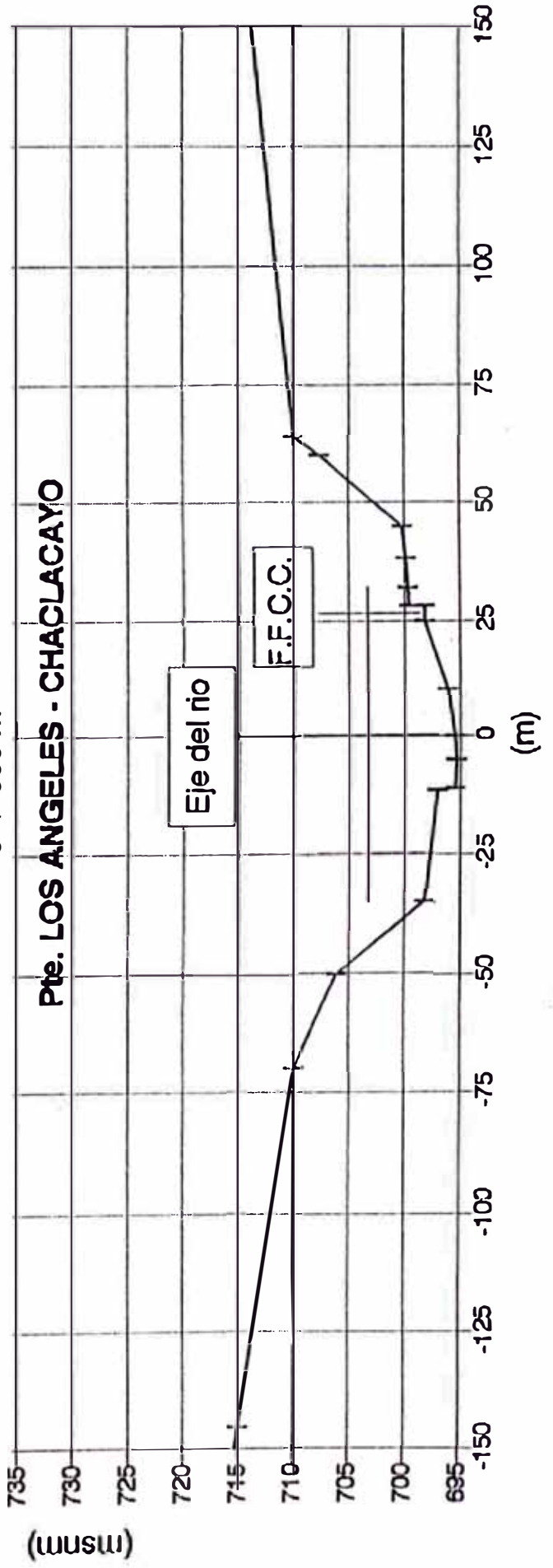


**FIGURA 3.9**  
**UBICACION DE LAS SECCIONES**  
**TRANSVERSALES**



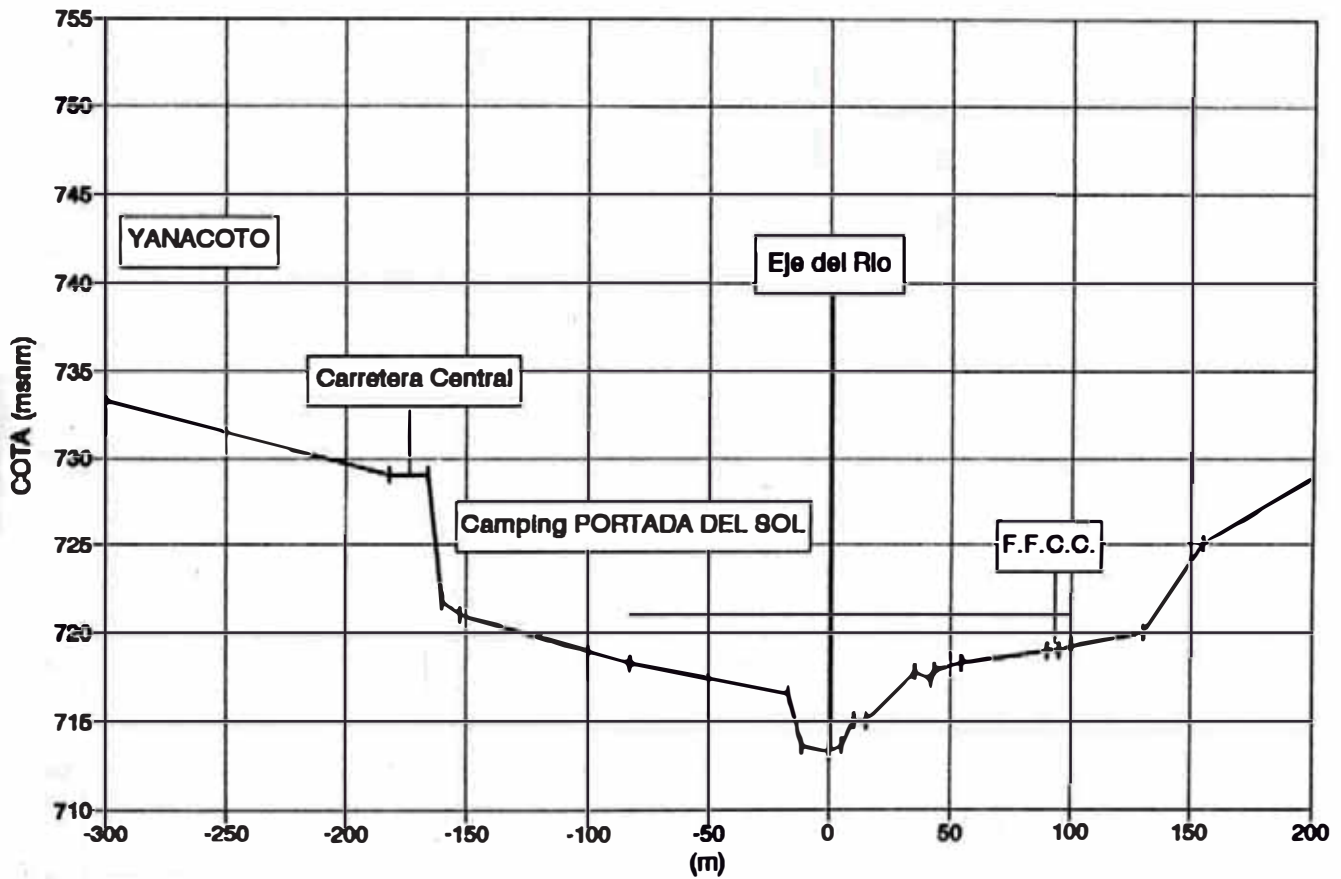


CORTE 1  
0 + 000 m



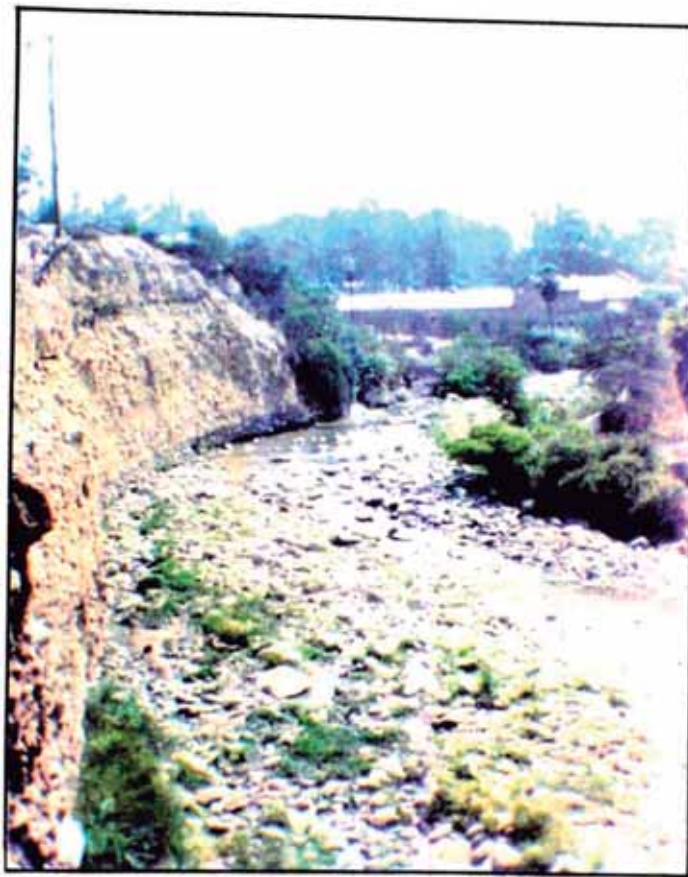


**CORTE 2**  
0 + 800 m

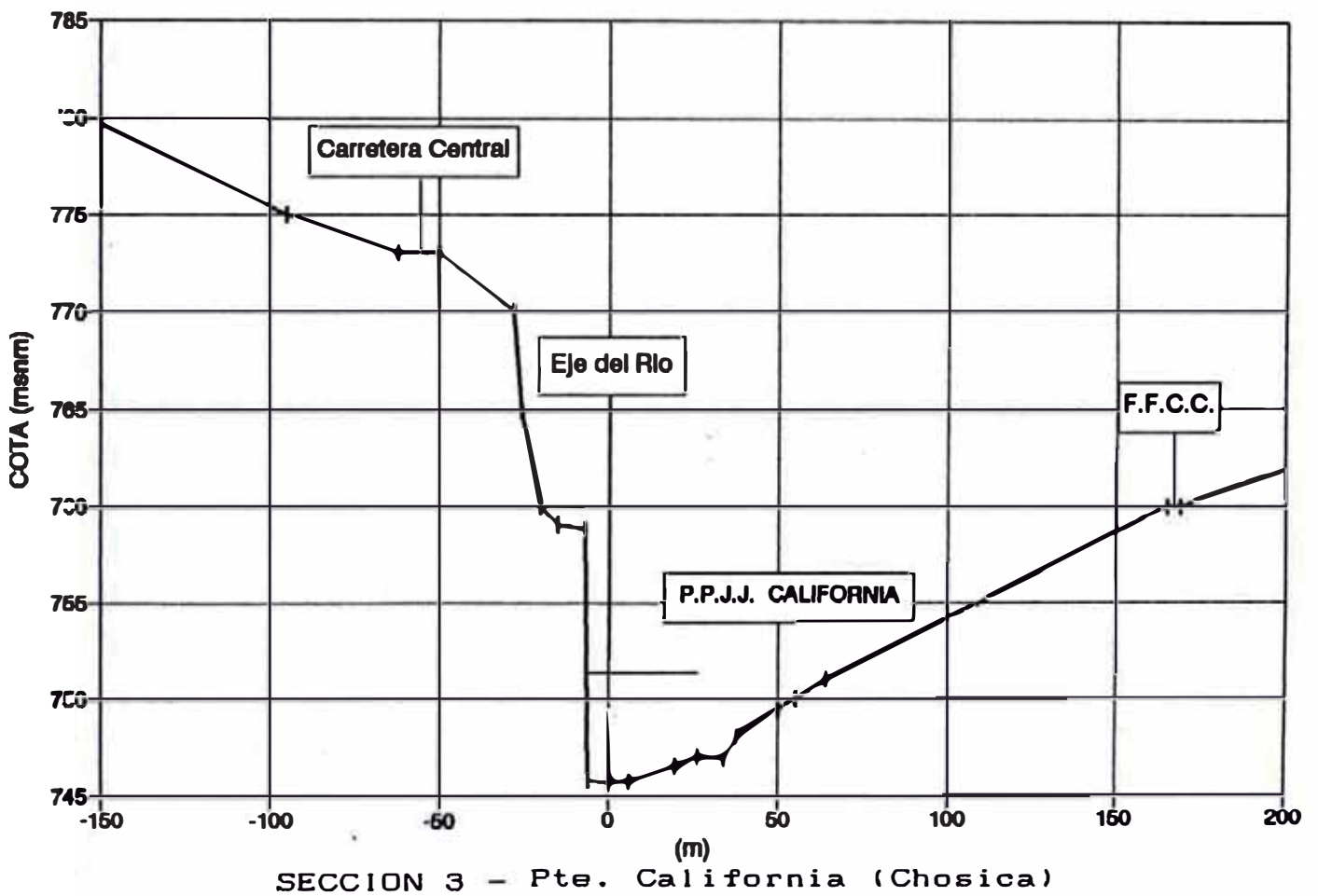


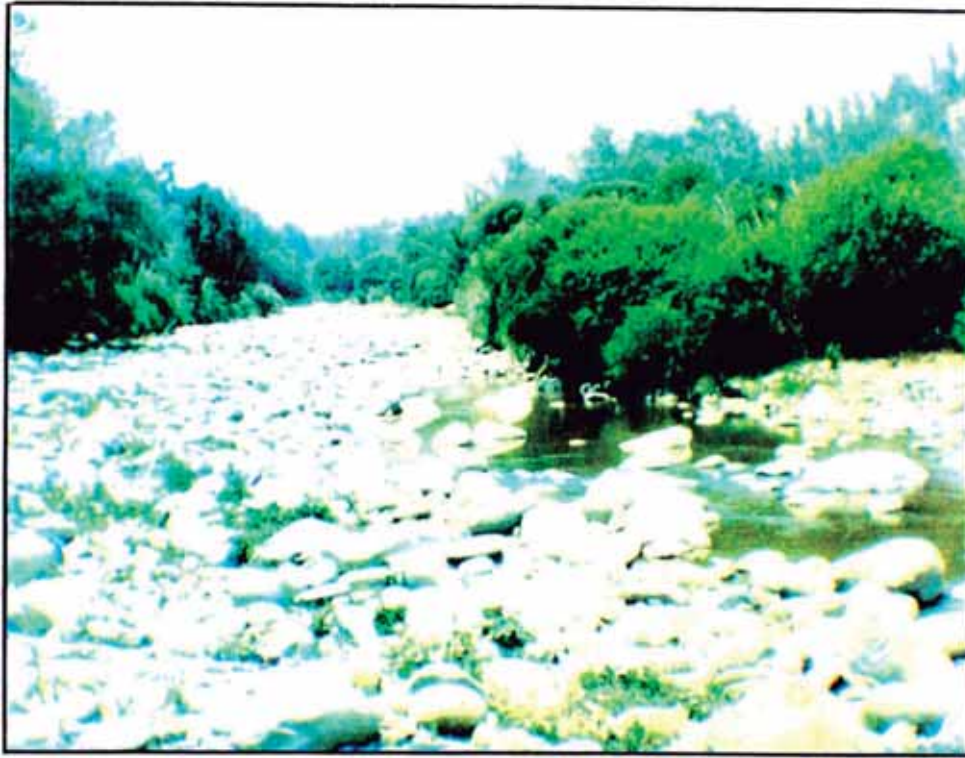
**SECCION 2 - Club Campestre PORTADA DEL SOL**



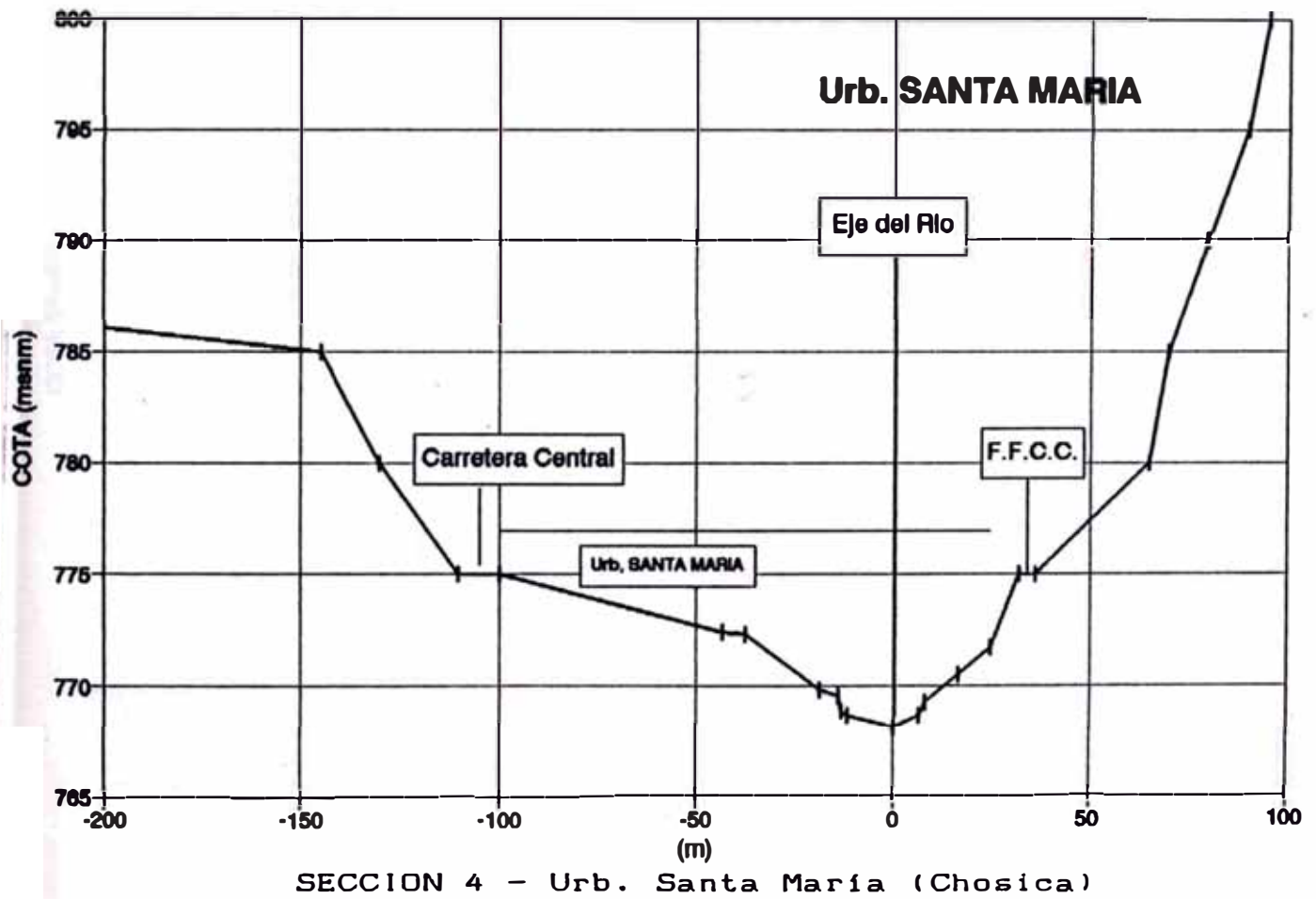


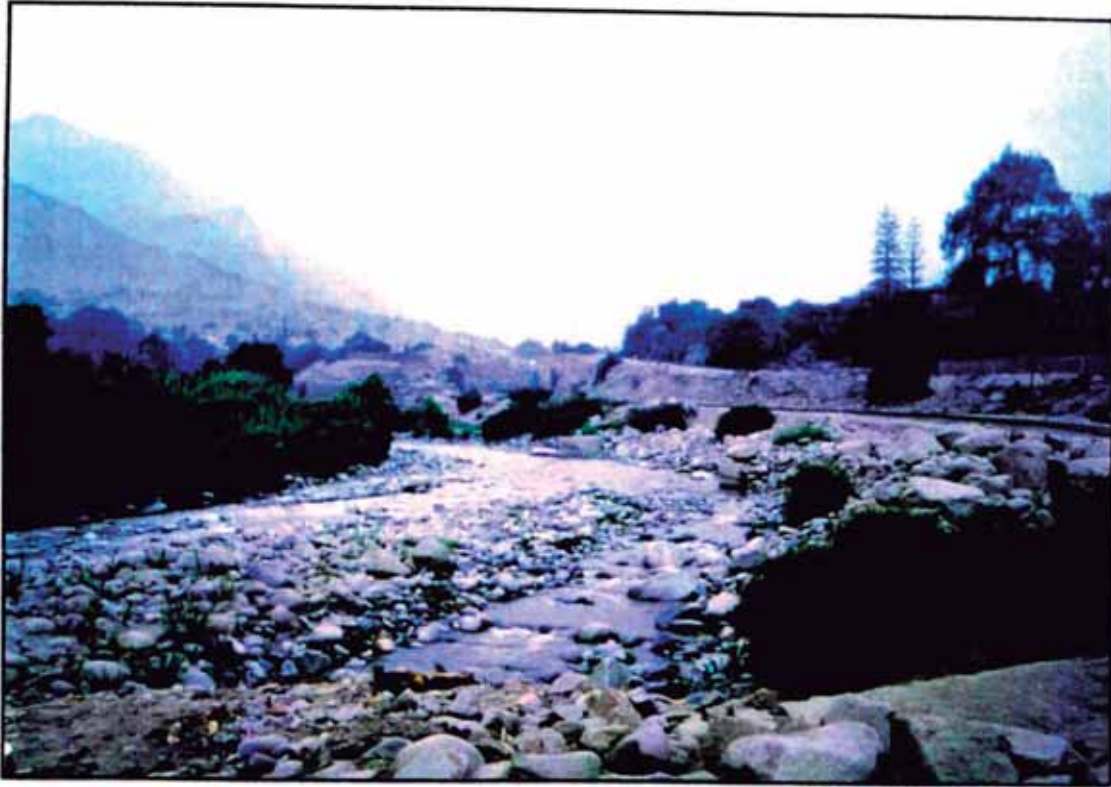
**CORTE 3  
2 + 600 m**



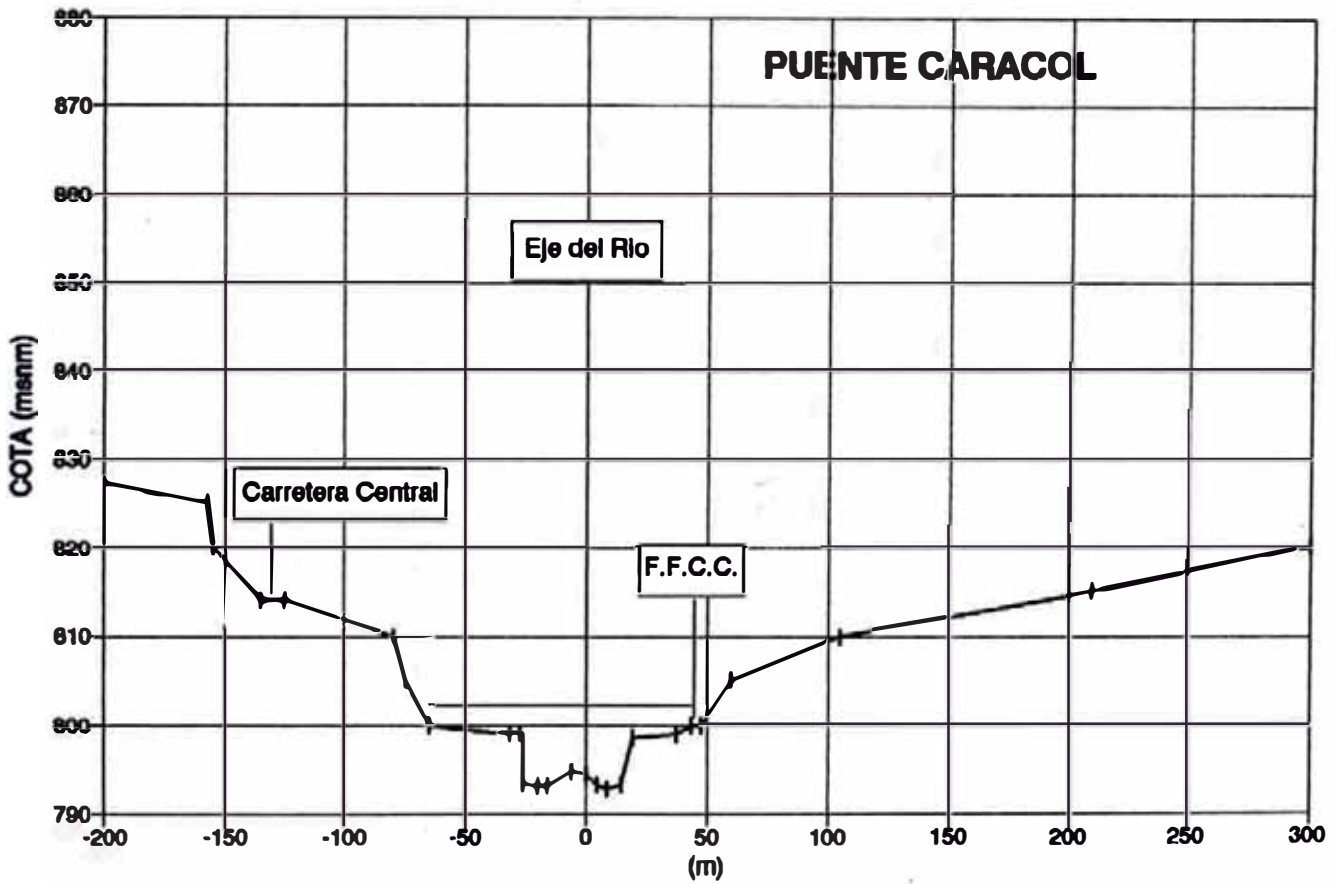


**CORTE 4**  
**3 + 850 m**



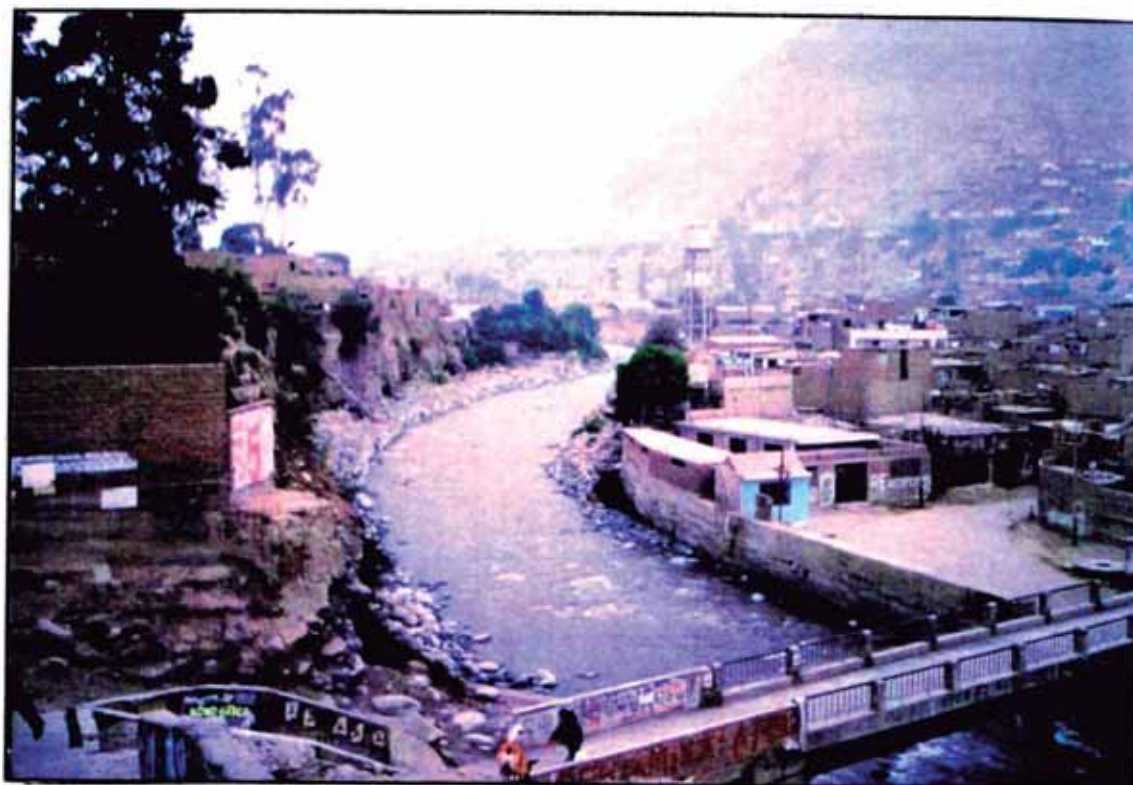


**CORTE 5**  
**4 + 650 m**

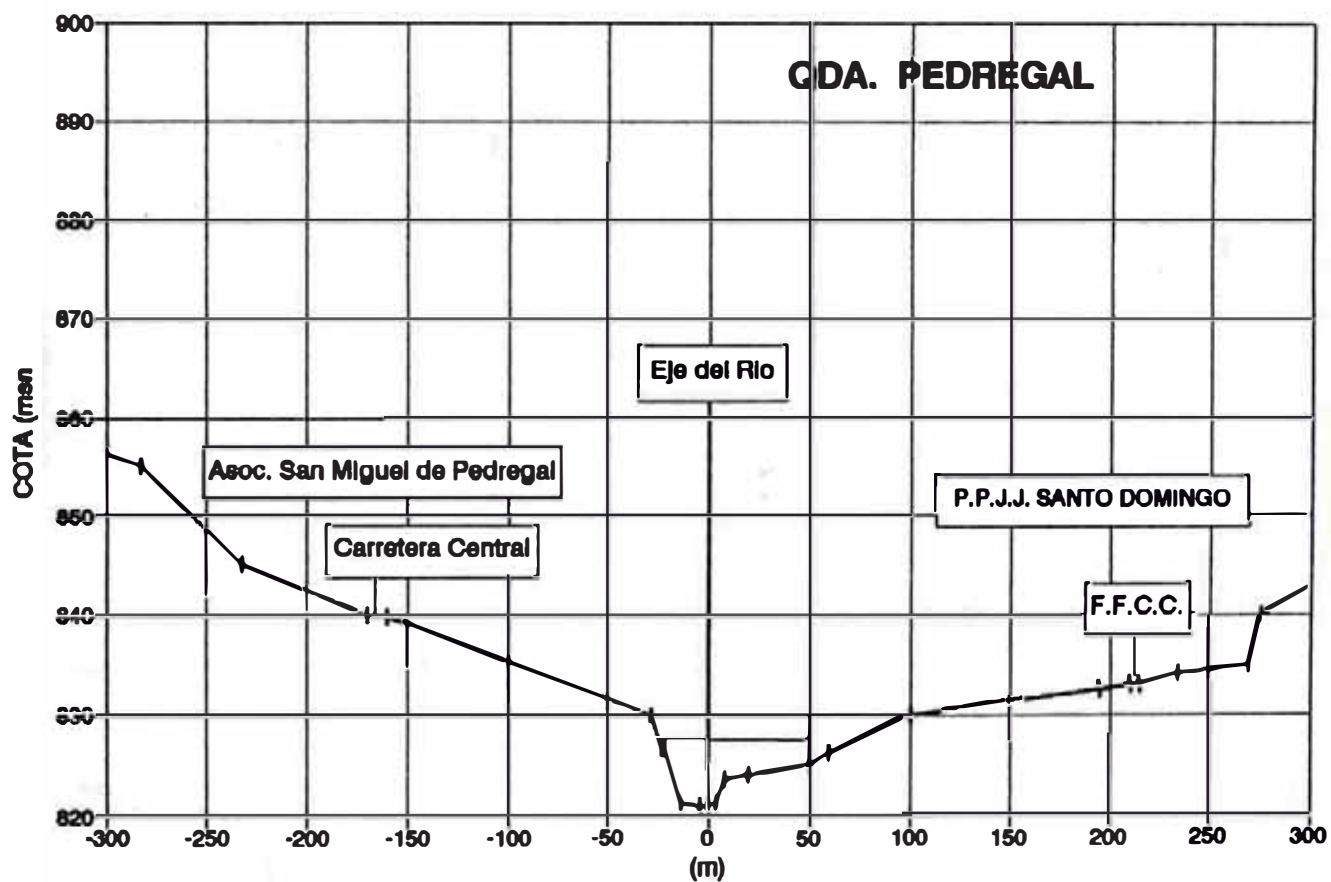


**SECCION 5 - Pte. Caracol (Chosica)**

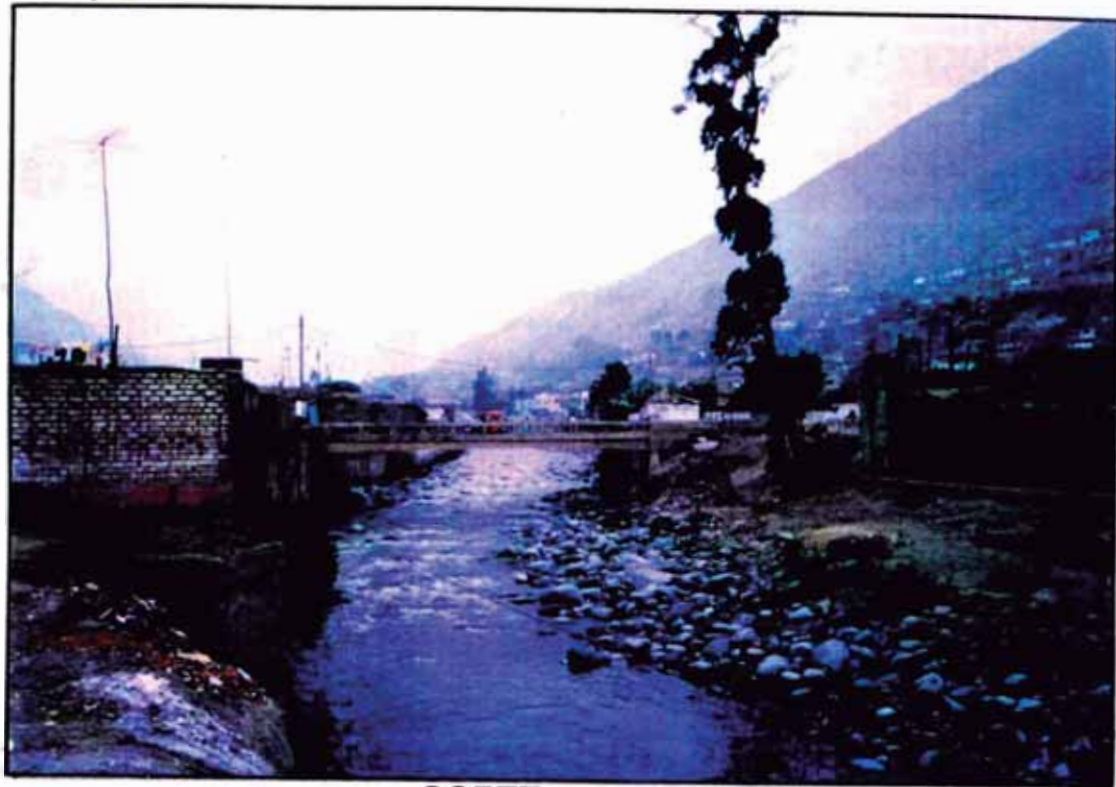




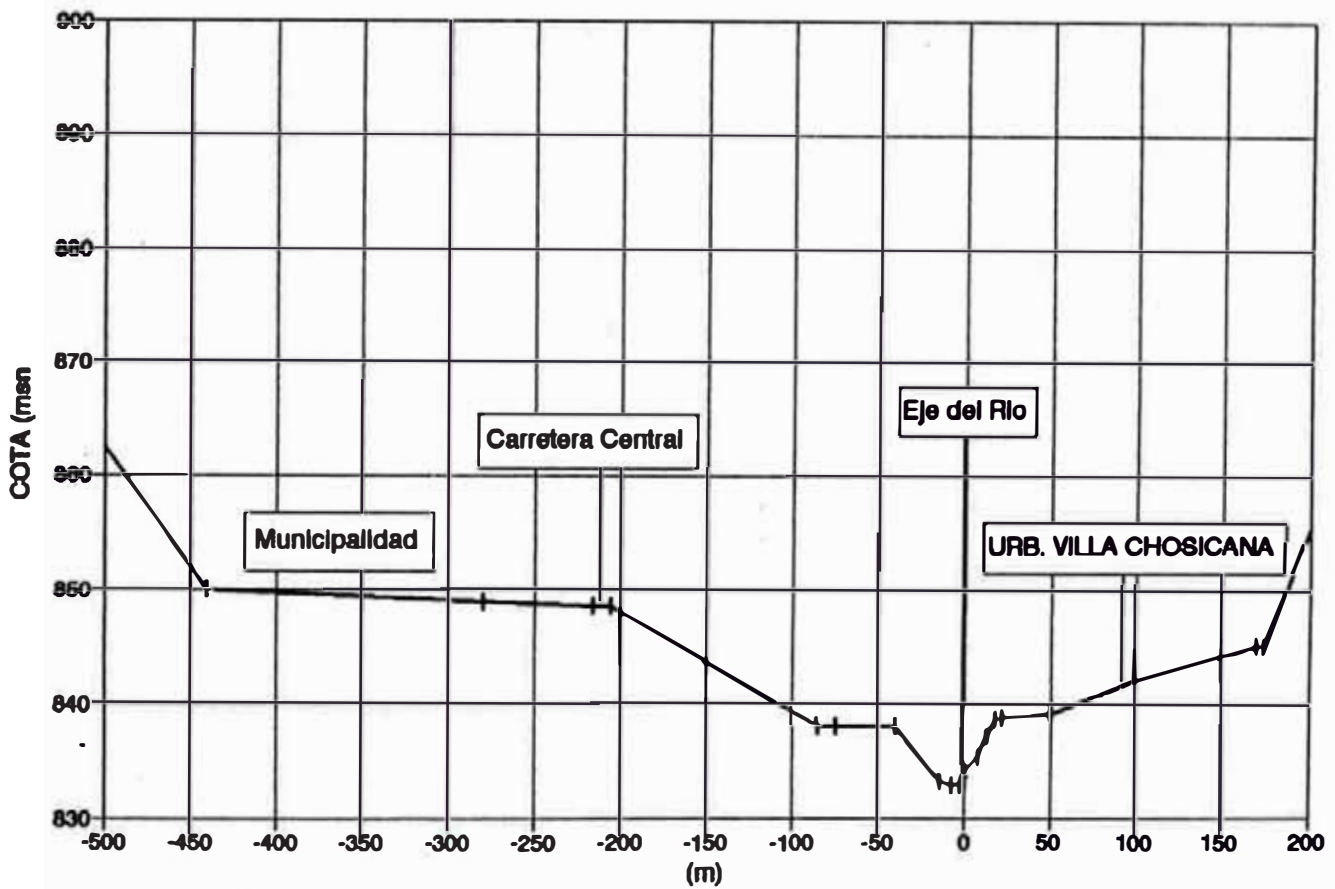
**CORTE 6**  
6 + 240 m



**SECCION 6 - Pte. Peatonal Pedregal**

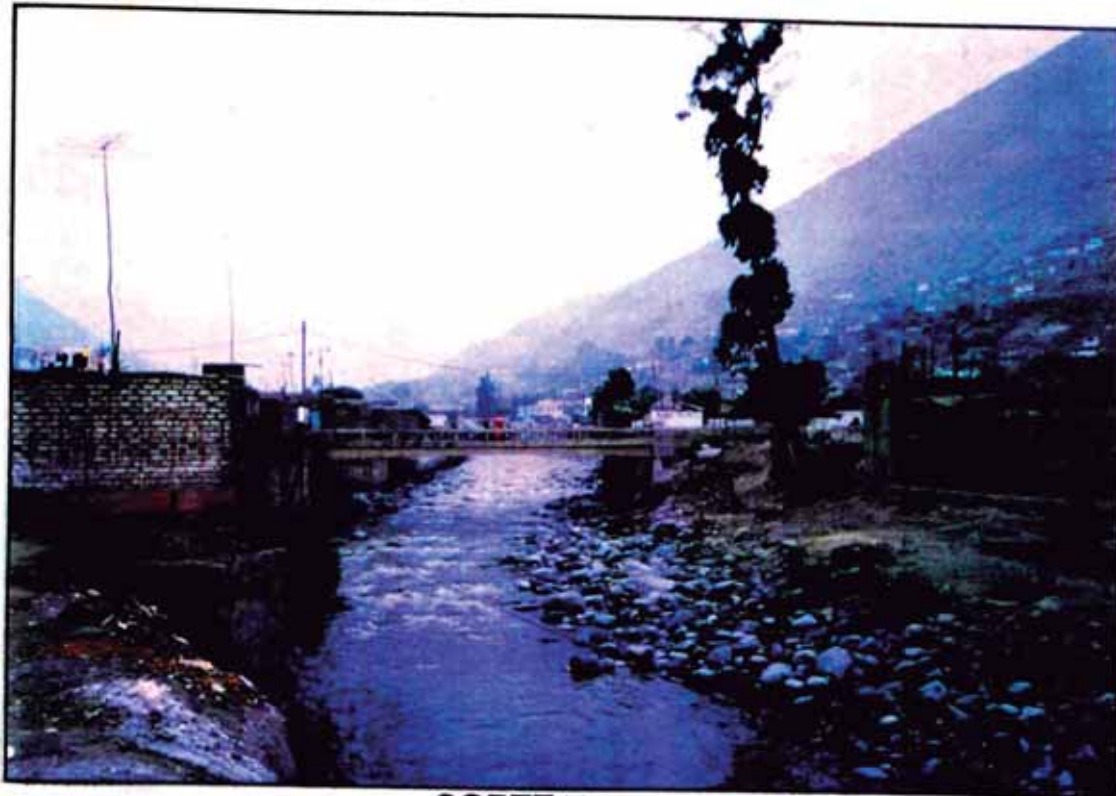


**CORTE 7**  
**6 + 950 m**

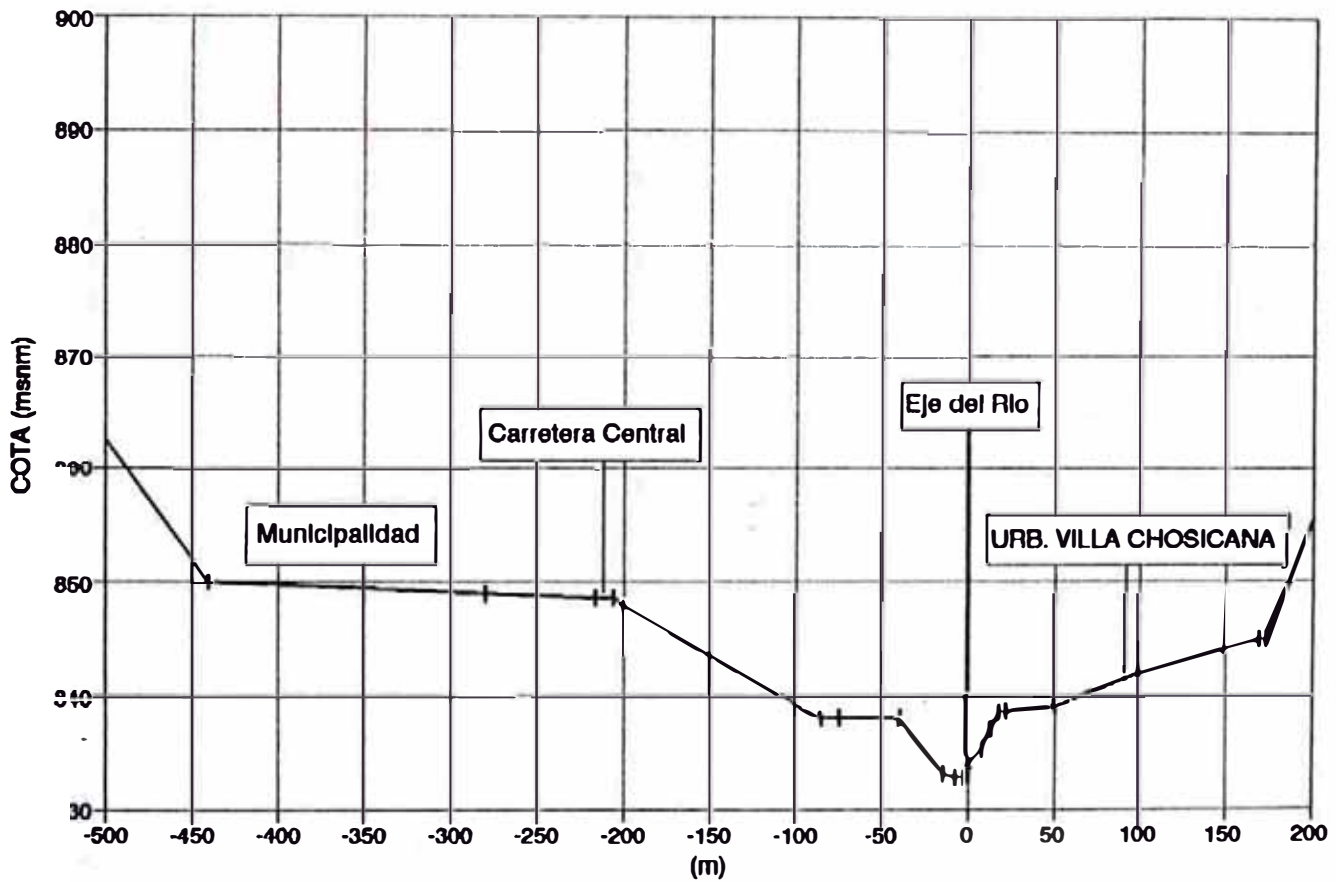


**SECCION 7 - Entre la Bocatoma de ELECTROLIMA y el Mercado 28 de Julio**

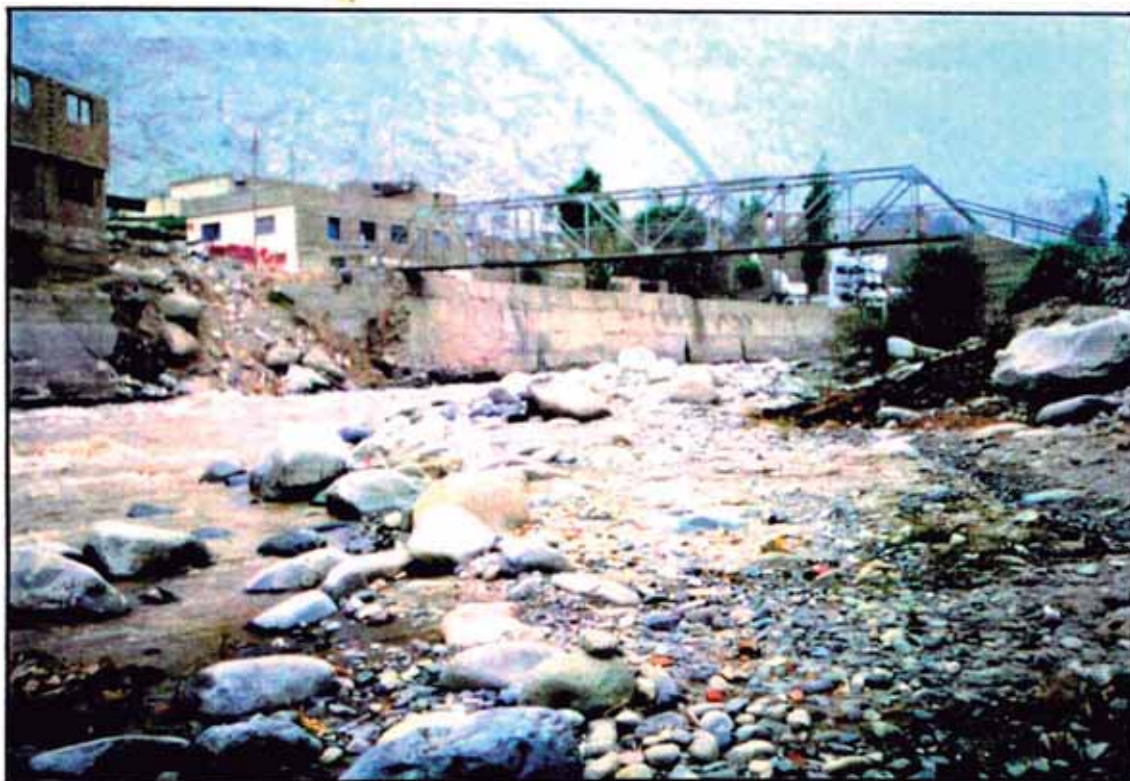




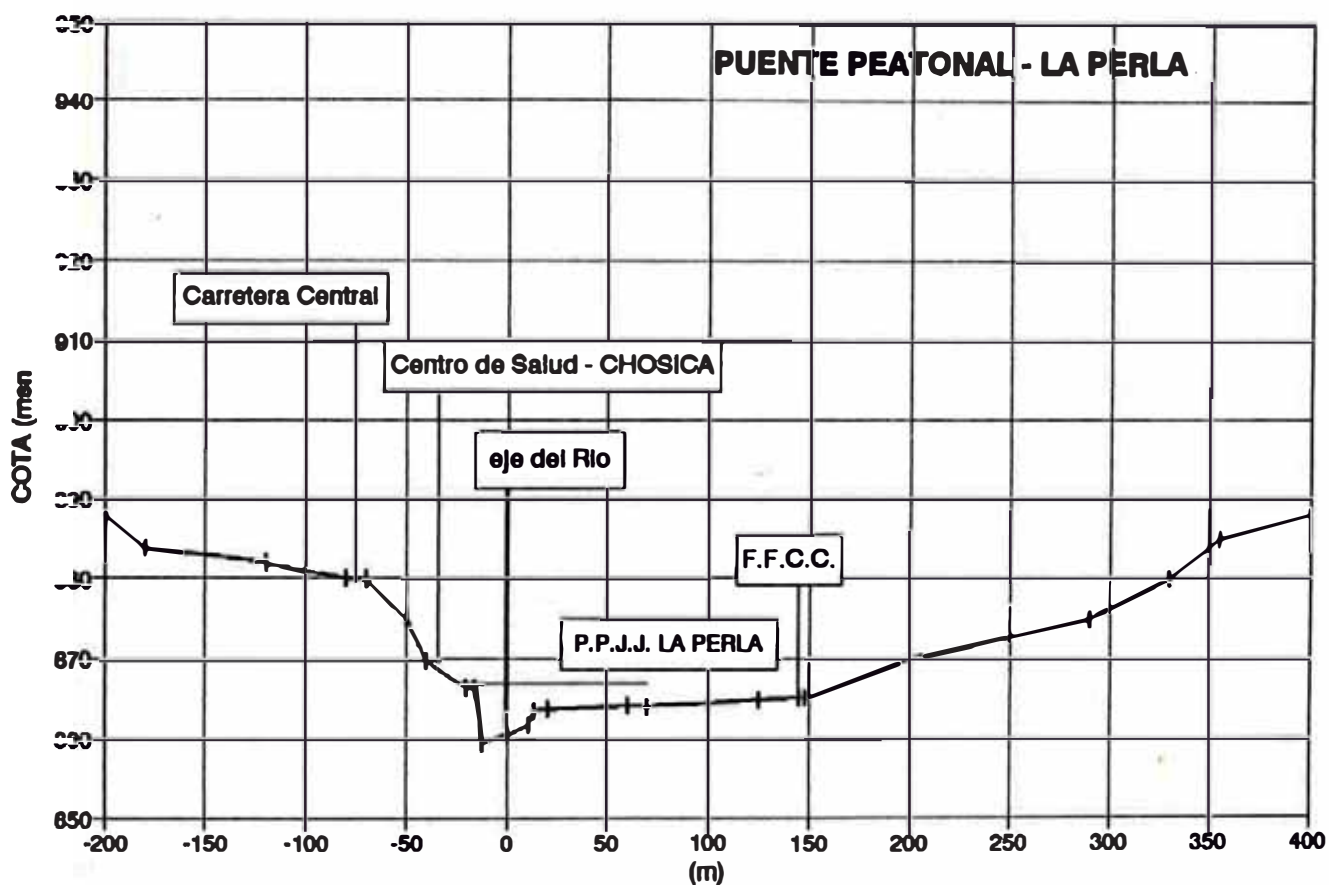
**CORTE 7**  
**6 + 950 m**



**SECCION 7 - Entre la Bocatoma de ELECTROLIMA y el Mercado 28 de Julio**



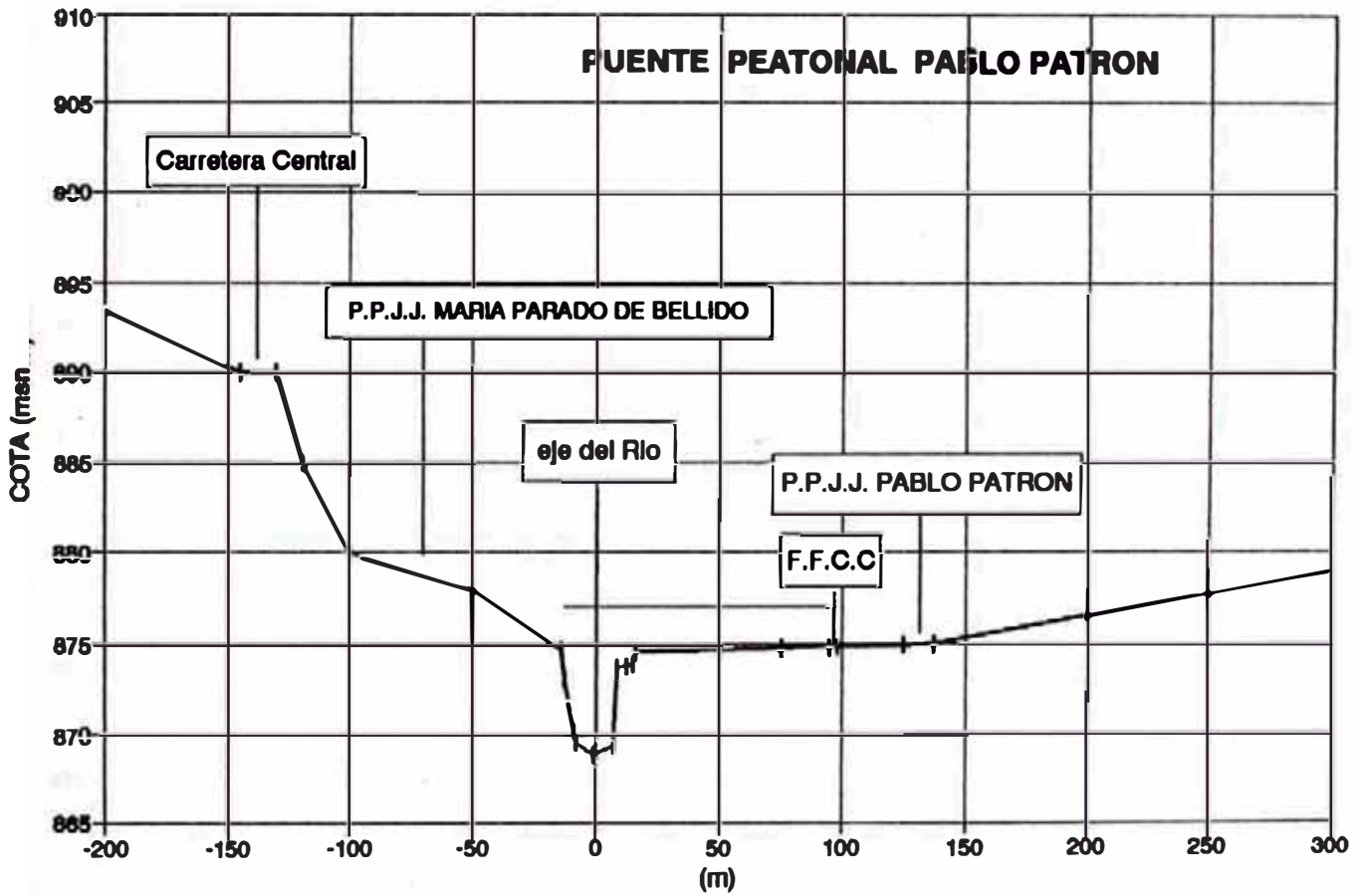
**CORTE 8**  
8 + 100 m



**SECCION 8 - Pte. Peatonal La Perla - Chosica**

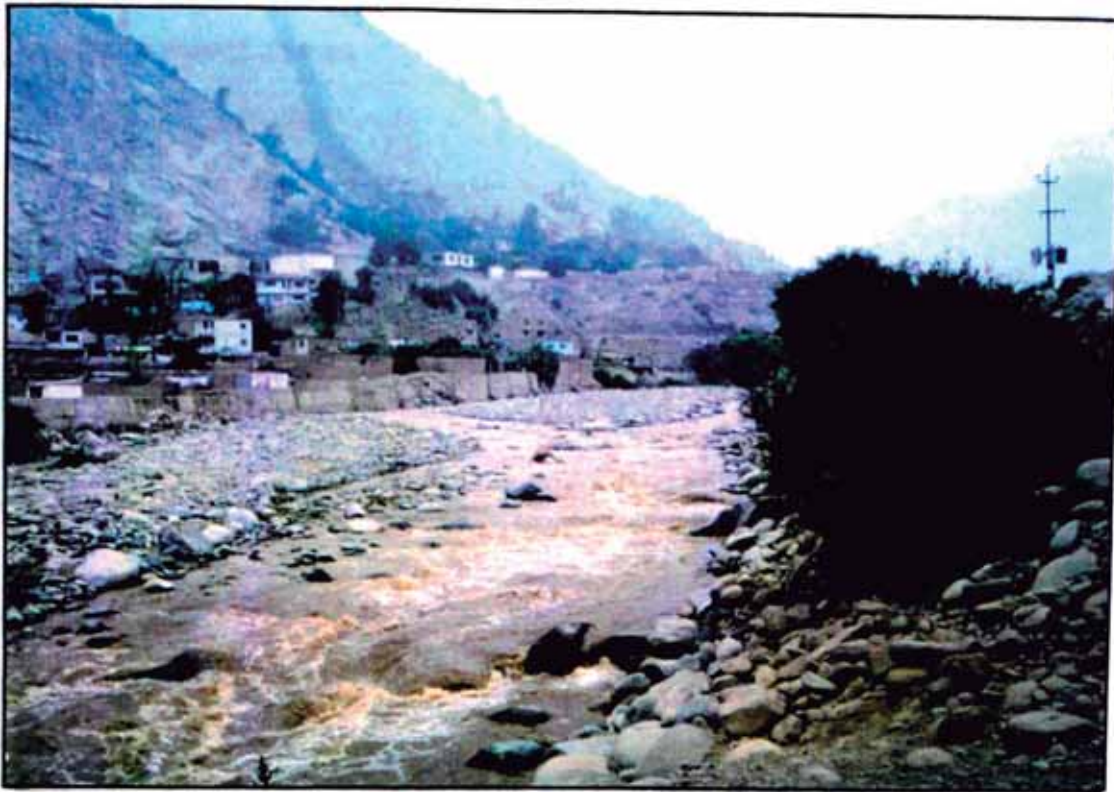


**CORTE 9  
8 + 450 m**

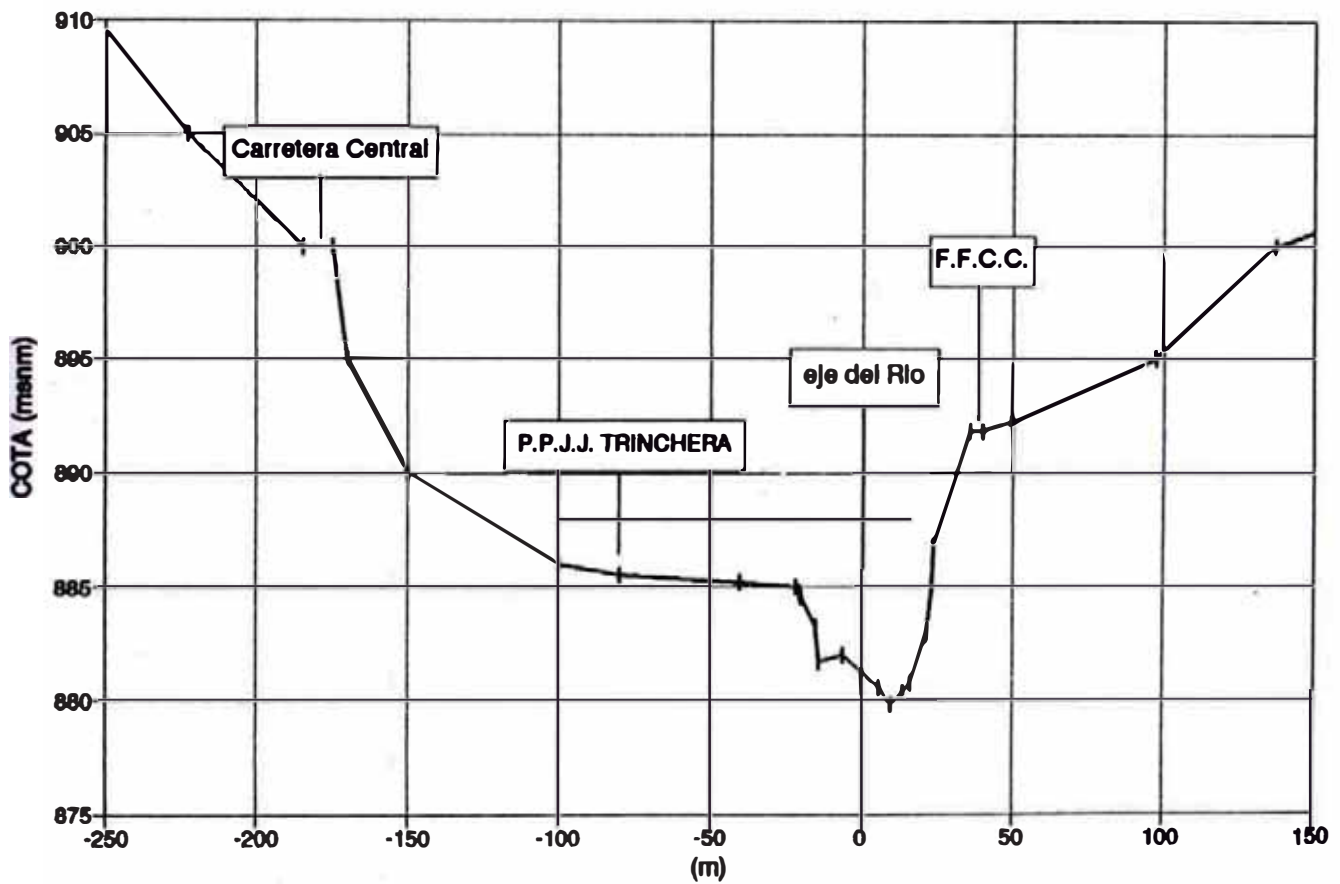


**SECCION 9 - Pte. Peatonal Pablo Patrón**

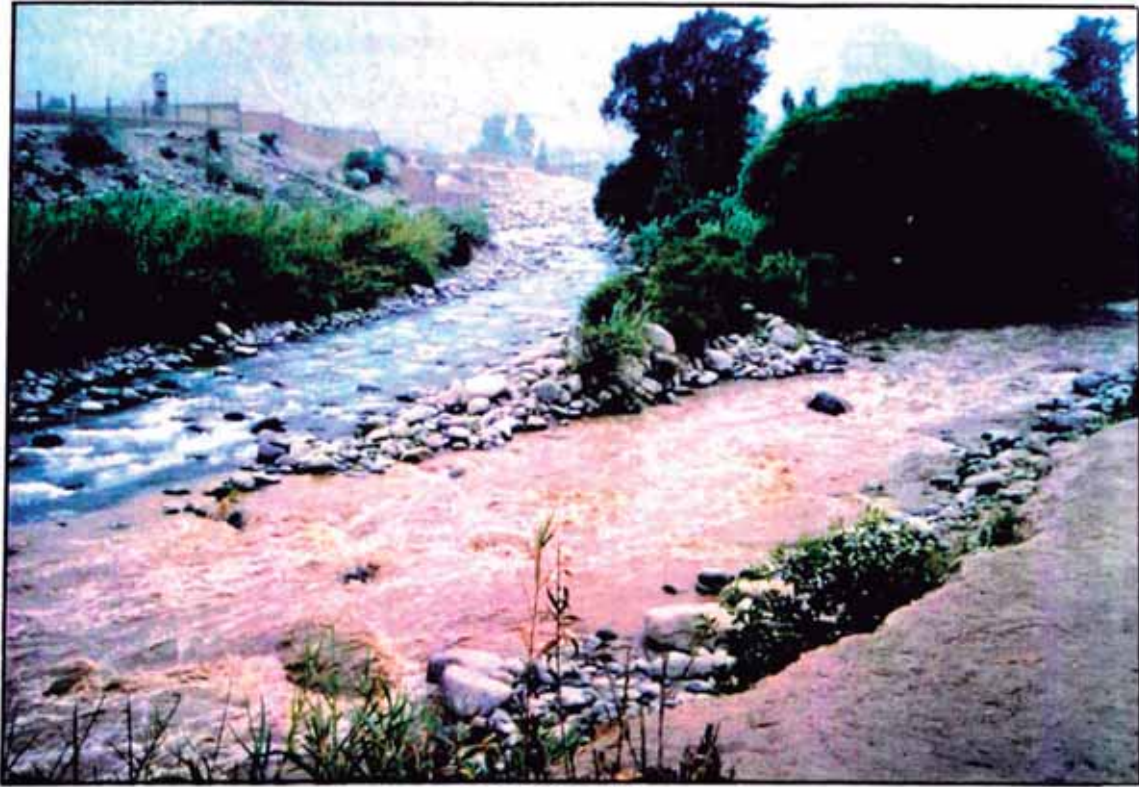




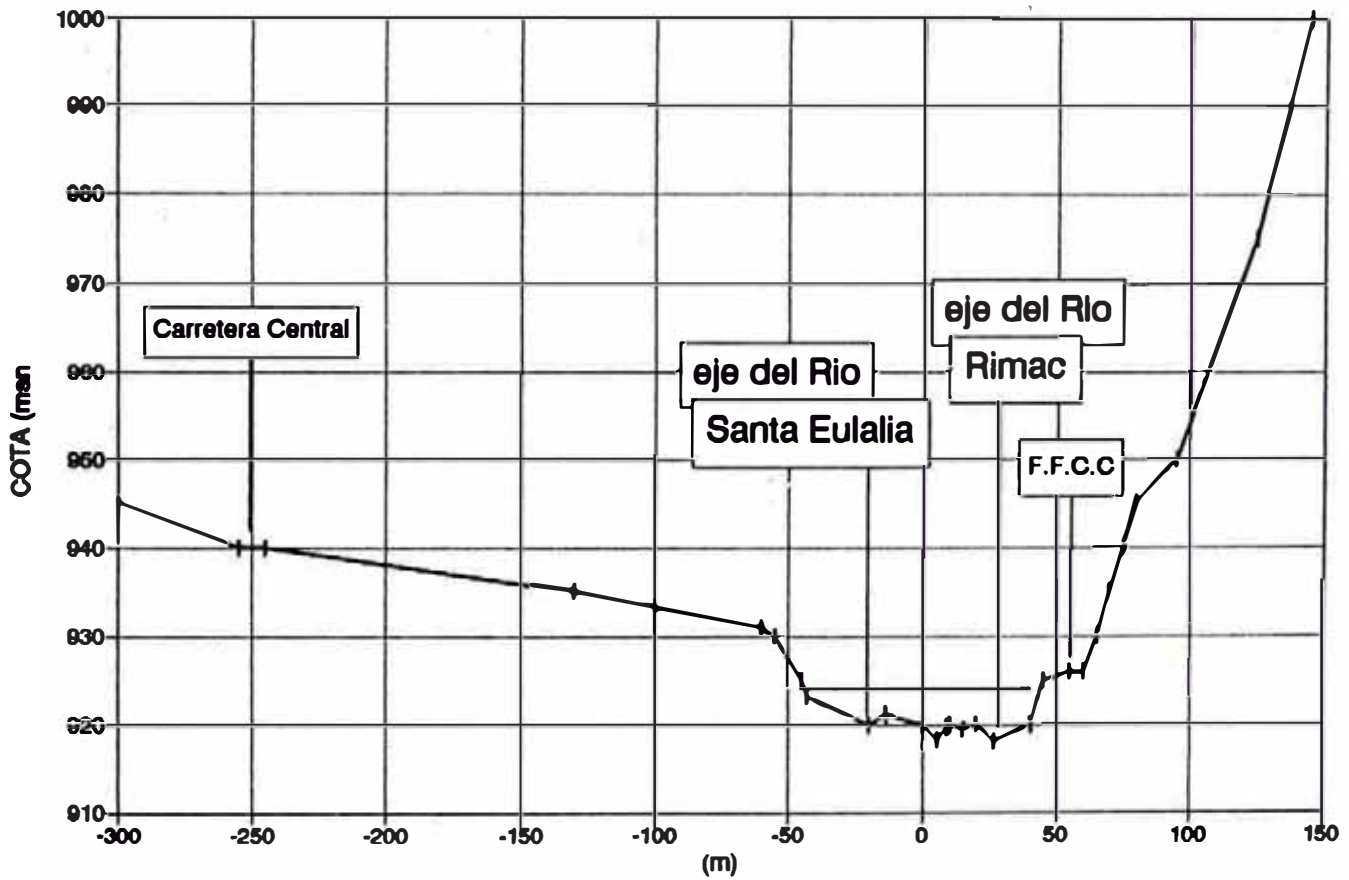
**CORTE 10**  
**9 + 050 m**



**SECCION 10 - Pueblo Joven Trinchera**

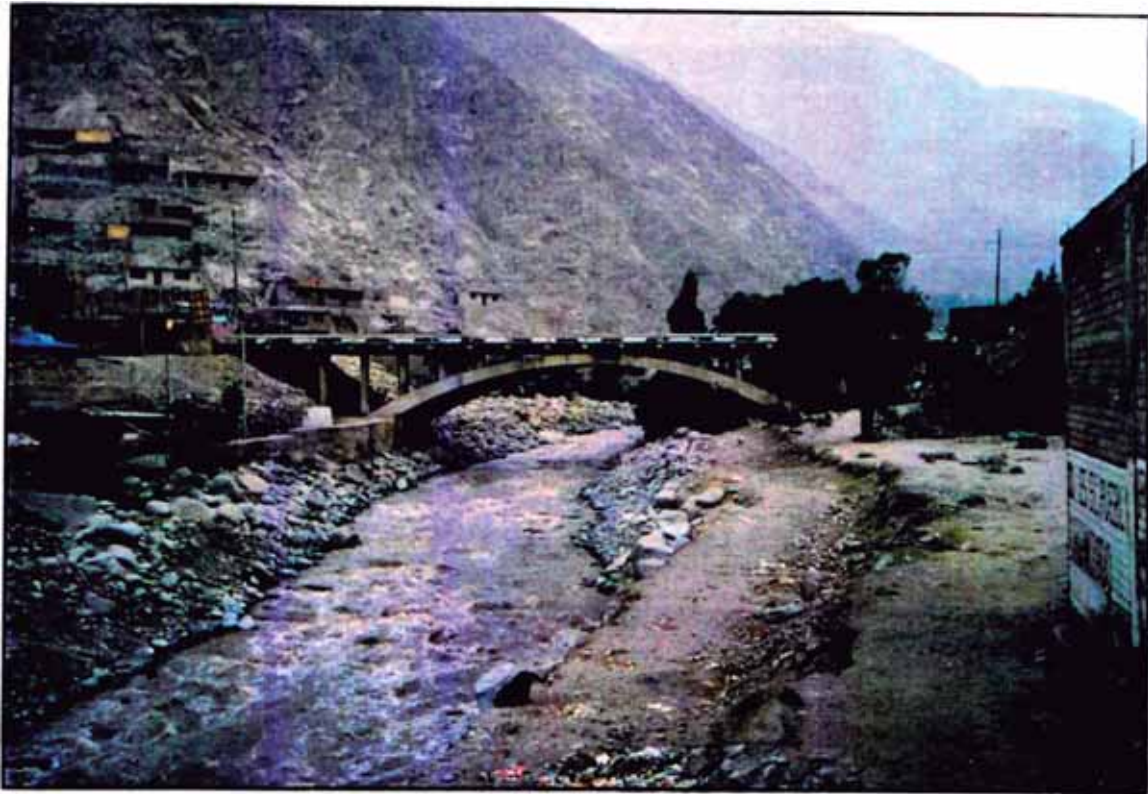


**CORTE 11**  
10 + 650 m

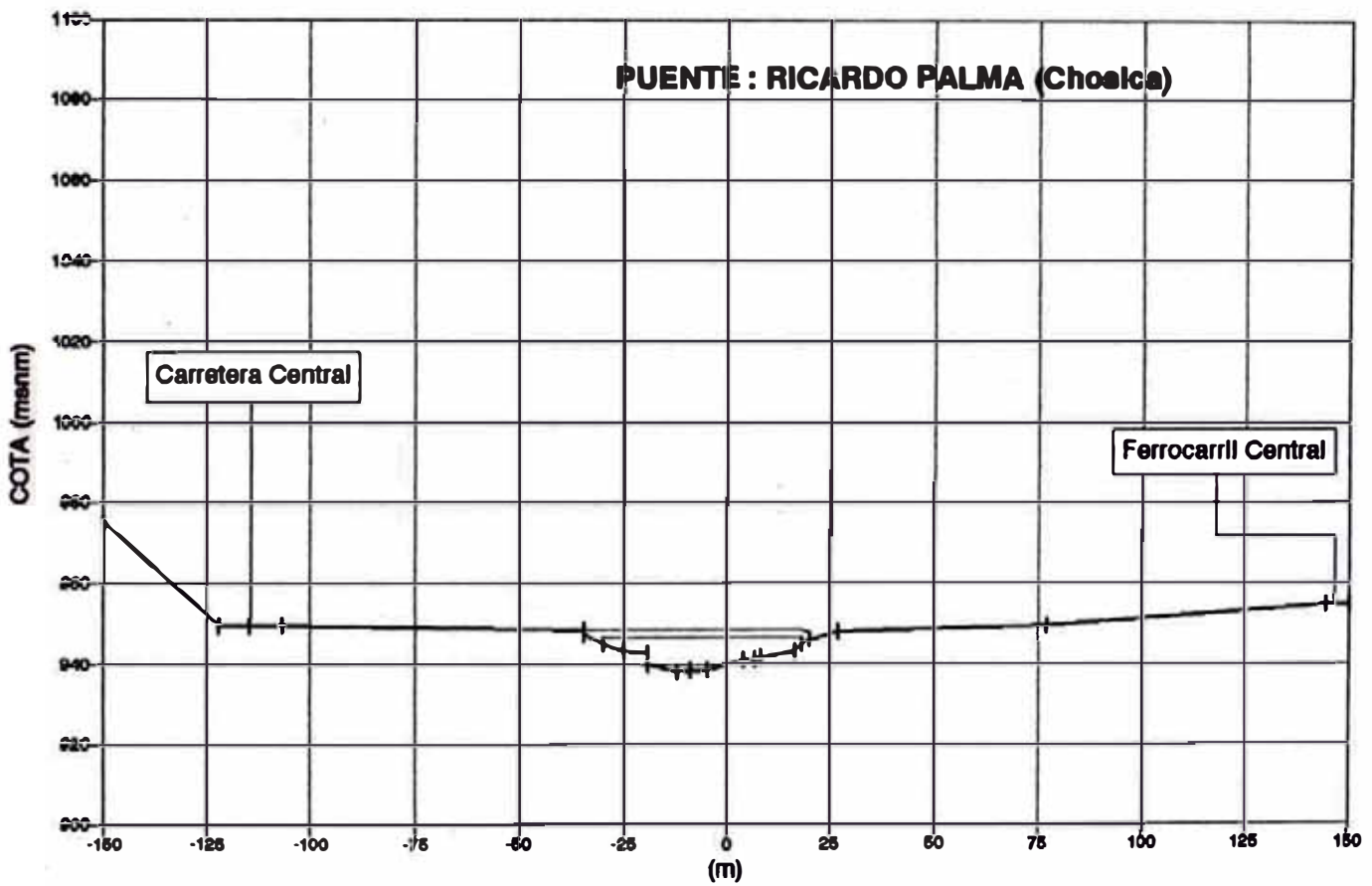


SECCION 11- Confluencia Río Rimac y Río Sta. Eulalia





**CORTE 12**  
**11 + 450 m**



**SECCION 12 - Pte. Ricardo Palma (Ricardo Palma)**

3.2.3 Determinación de perfiles de flujo para crecidas de diferentes periodos de retorno.

Para determinar los perfiles de flujo correspondientes a diferentes caudales utilizaremos los perfiles transversales del tramo en estudio, ver figura 3.9, y los caudales de avenida finales calculados para cada tramo, definido en 3.2.1.5 tal como se indica en la tabla 3.21

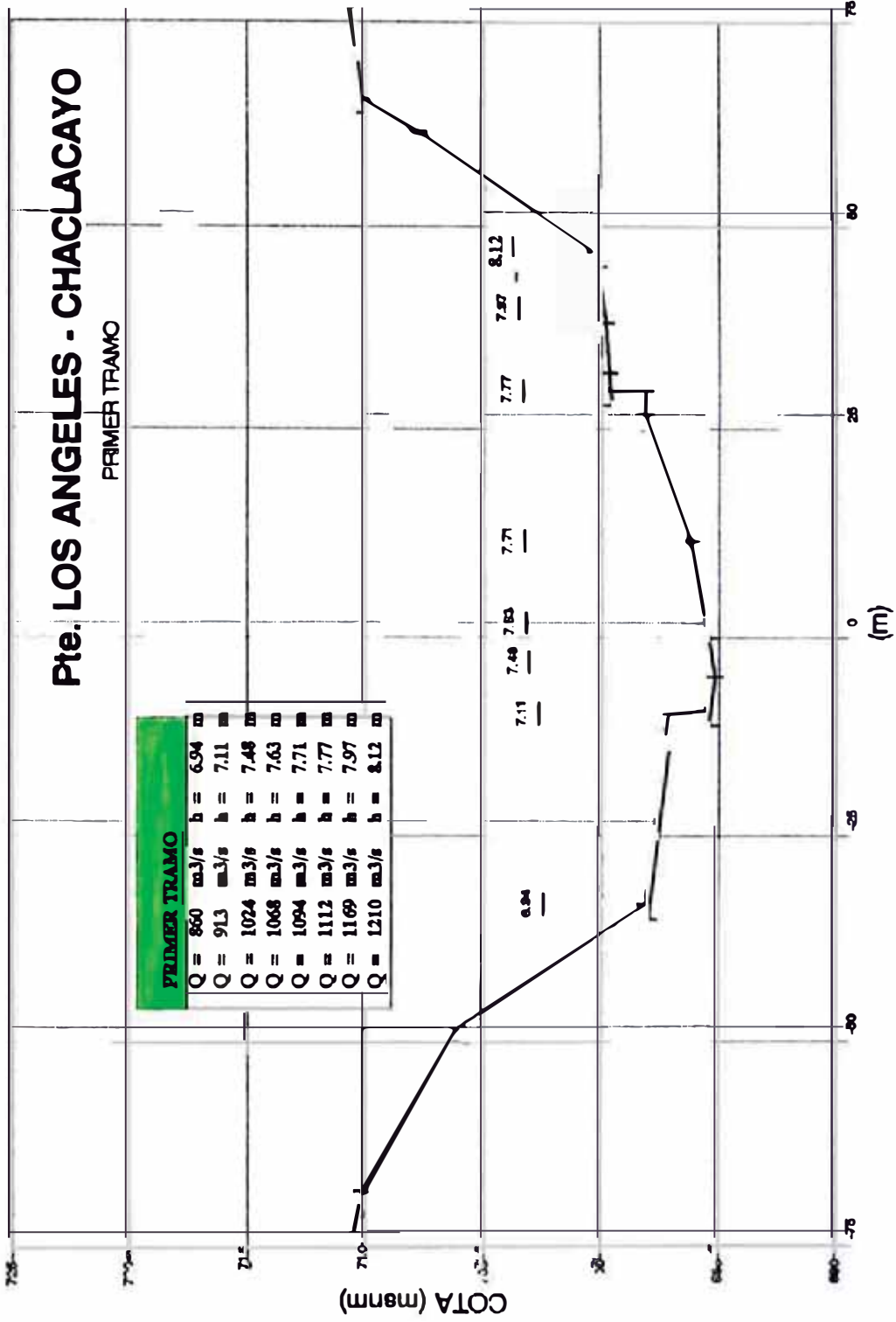
Tabla 3.21

PERIODO de RETORNO	CAUDAL (m <sup>3</sup> /s)				
	1erTramo	2doTramo	3erTramo	4toTramo	5toTramo
5	860	755	690	482	244
10	913	808	743	535	297
50	1024	919	854	646	408
100	1058	963	898	690	452
150	1094	983	924	716	478
200	1112	1007	942	734	496
500	1169	1064	999	791	553
1000	1210	1105	1040	832	594

Estos caudales, obtenidos por el método Gamma de 3 parámetros, tienen en cuenta los aportes parciales de las quebradas tributarias y el caudal del trasvase del Mantaro, de 32 m<sup>3</sup>/s, consideradas en el cálculo del caudal de diseño.



**CORTE 1**  
0 + 000 m

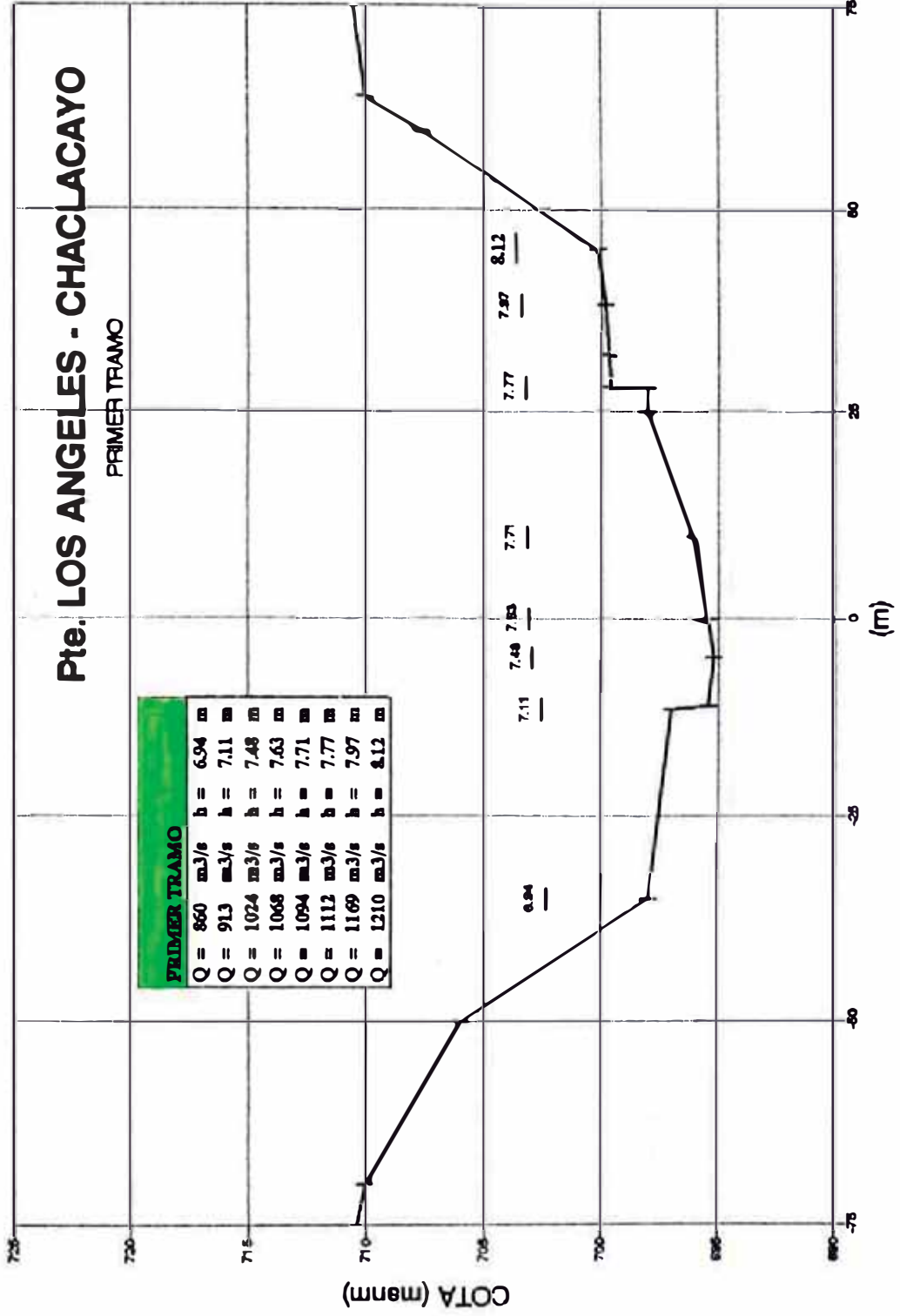


**CORTE 1**  
0 + 000 m

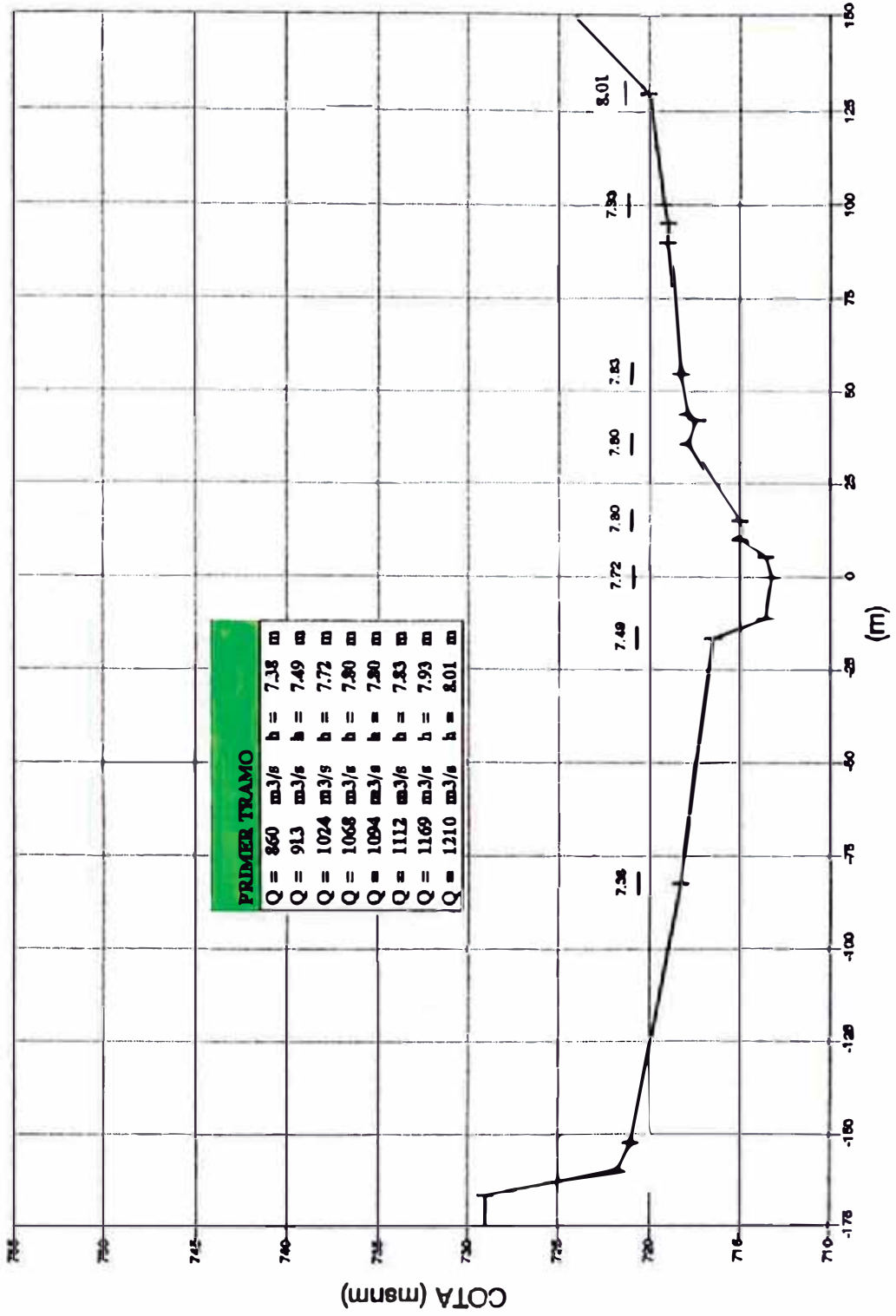
**Pte. LOS ANGELES - CHACLACAYO**

PRIMER TRAMO

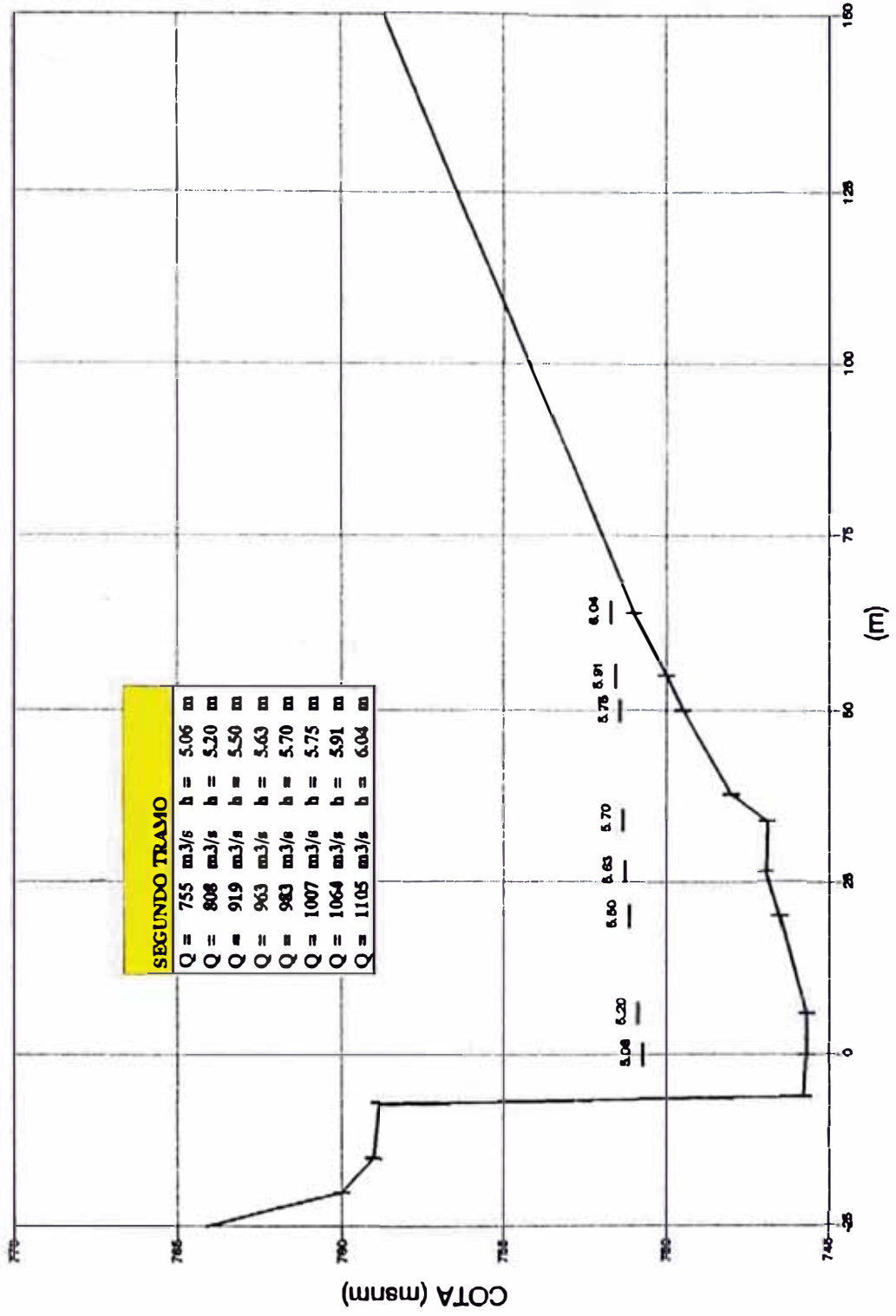
PRIMER TRAMO		
Q = 860	m <sup>3</sup> /s	b = 6.94 m
Q = 913	m <sup>3</sup> /s	b = 7.11 m
Q = 1024	m <sup>3</sup> /s	b = 7.48 m
Q = 1068	m <sup>3</sup> /s	b = 7.63 m
Q = 1094	m <sup>3</sup> /s	b = 7.71 m
Q = 1112	m <sup>3</sup> /s	b = 7.77 m
Q = 1169	m <sup>3</sup> /s	b = 7.97 m
Q = 1210	m <sup>3</sup> /s	b = 8.12 m



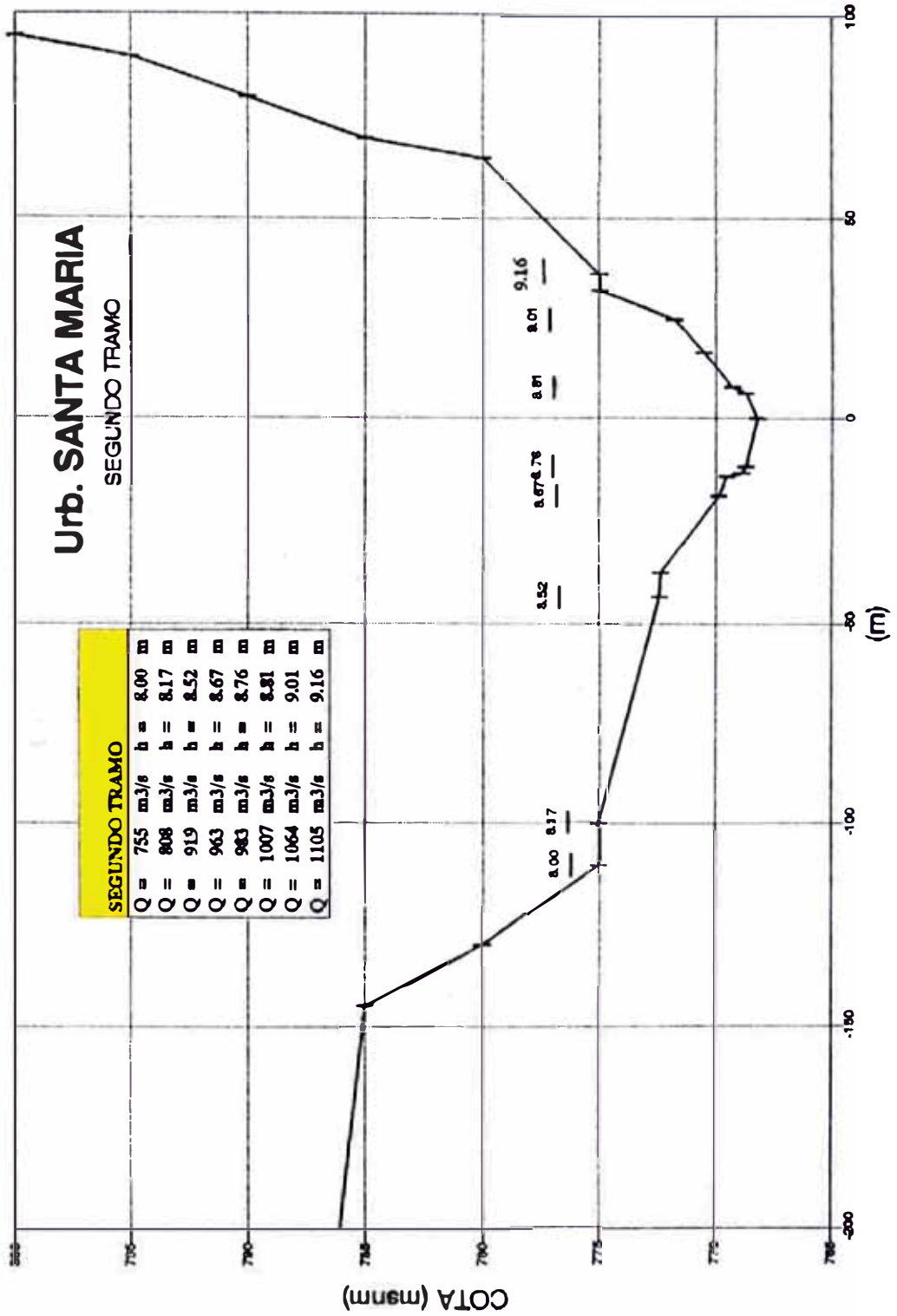
# CORTE 2 0 + 800 m



# CORTE 3 2 + 600 m

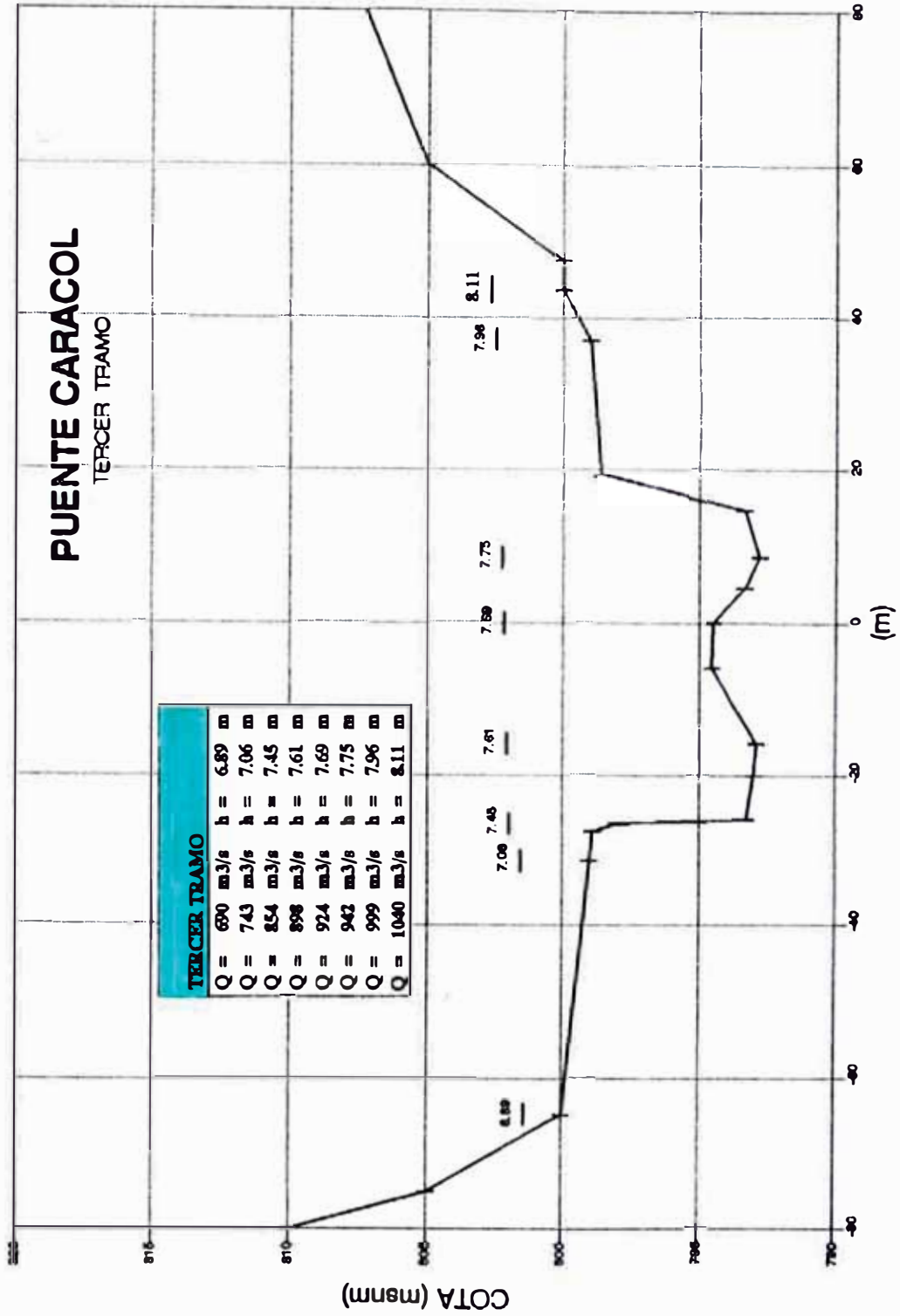


# CORTE 4 3 + 850 m



**CORTE 5**  
4 + 065 m

**PUENTE CARACOL**  
TERCER TRAMO

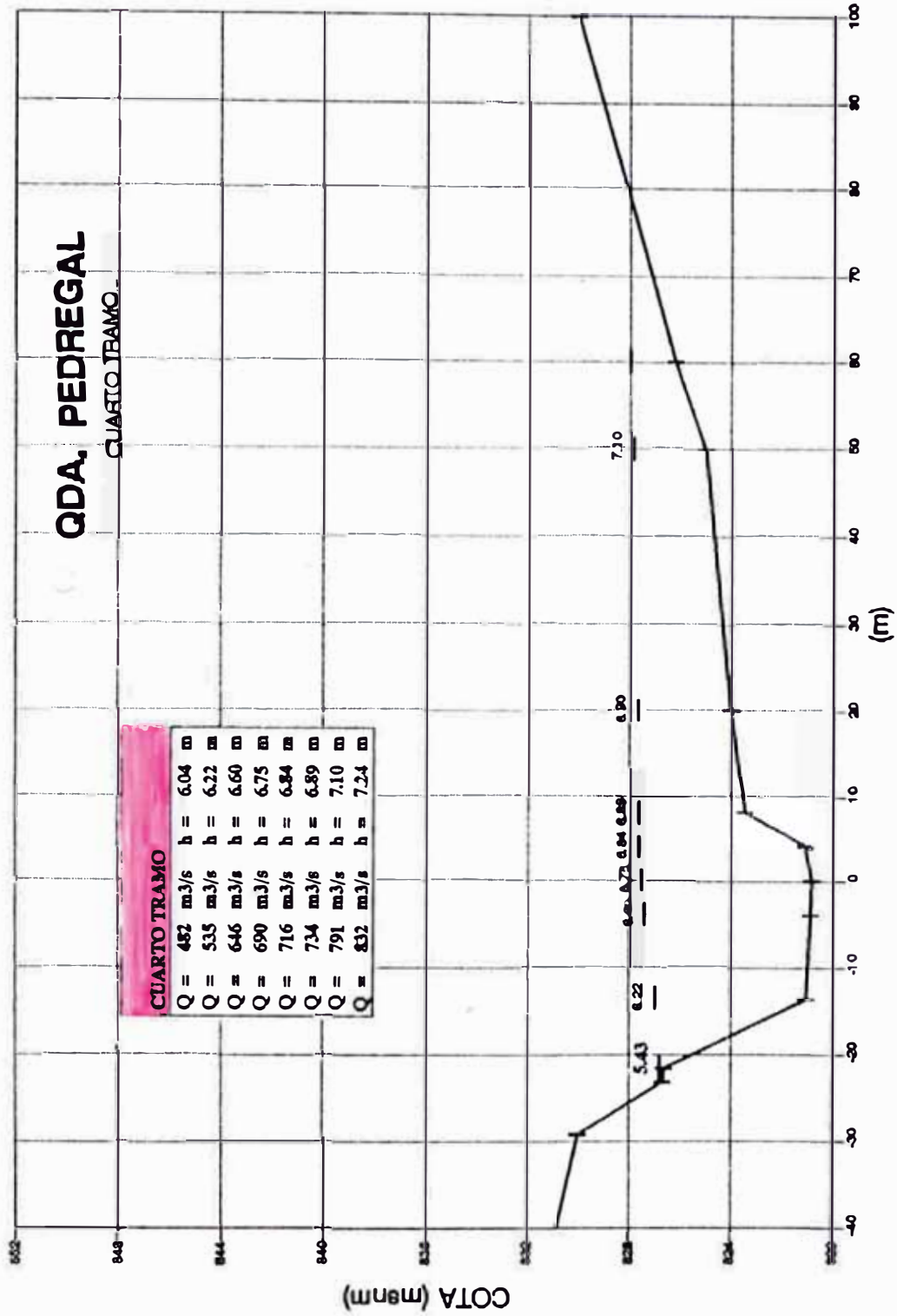




# CORTE 6 6 + 240 m

## QDA. PEDREGAL CUARTO TRAMO.

CUARTO TRAMO	
Q = 482 m <sup>3</sup> /s	h = 6.04 m
Q = 535 m <sup>3</sup> /s	h = 6.22 m
Q = 646 m <sup>3</sup> /s	h = 6.60 m
Q = 690 m <sup>3</sup> /s	h = 6.75 m
Q = 716 m <sup>3</sup> /s	h = 6.84 m
Q = 734 m <sup>3</sup> /s	h = 6.89 m
Q = 791 m <sup>3</sup> /s	h = 7.10 m
Q = 832 m <sup>3</sup> /s	h = 7.24 m



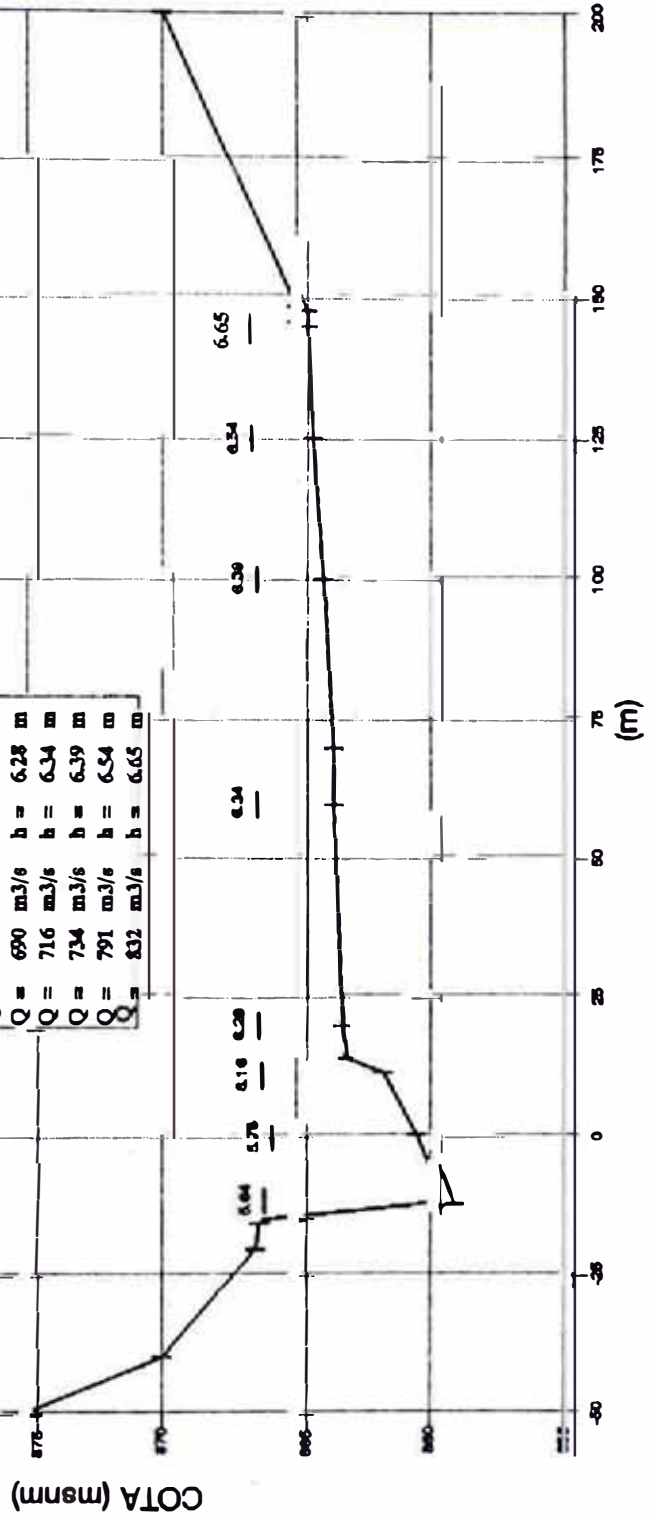


# CORTE 8 8 + 100 m

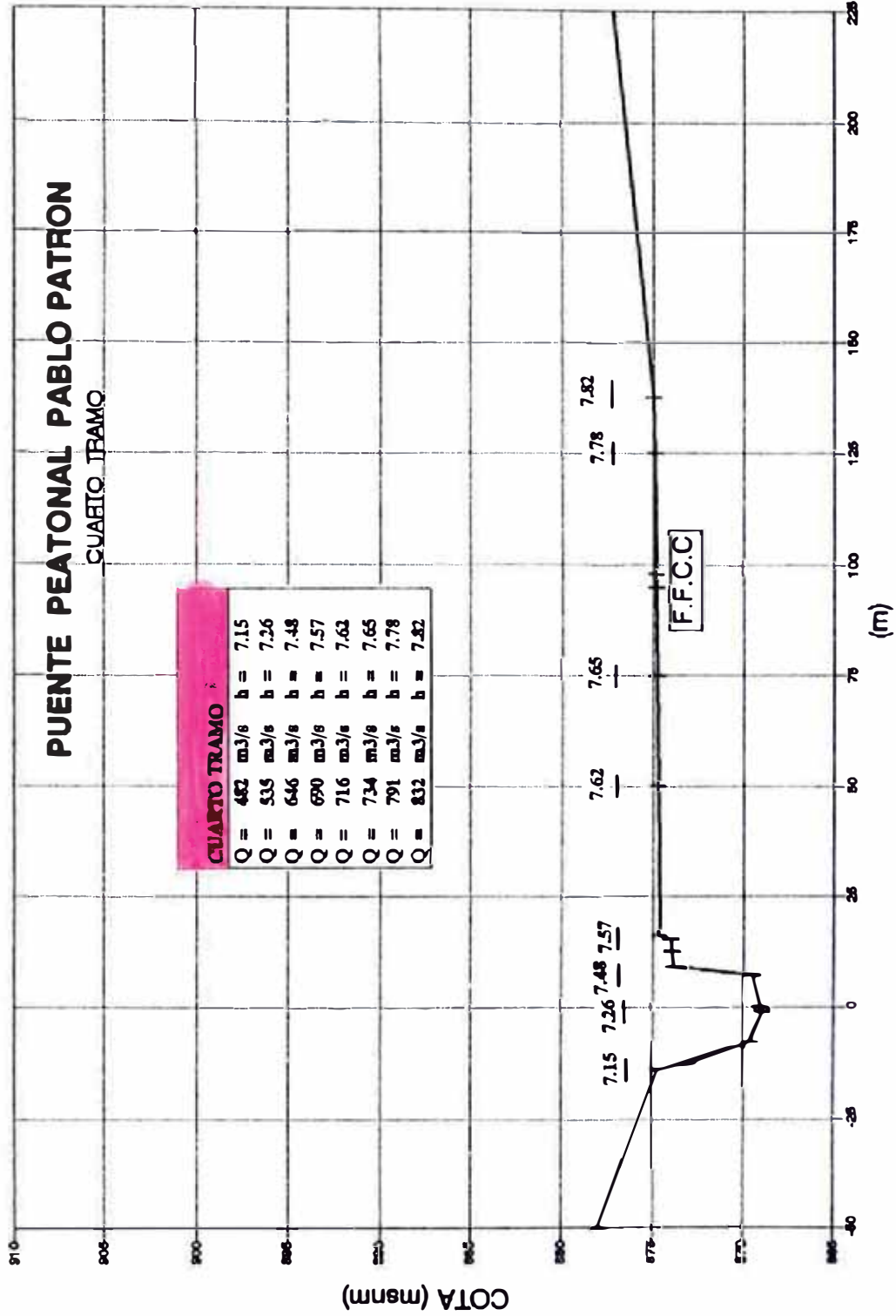
## PUENTE PEATONAL - LA PERLA

### CUARTO-TRAMO

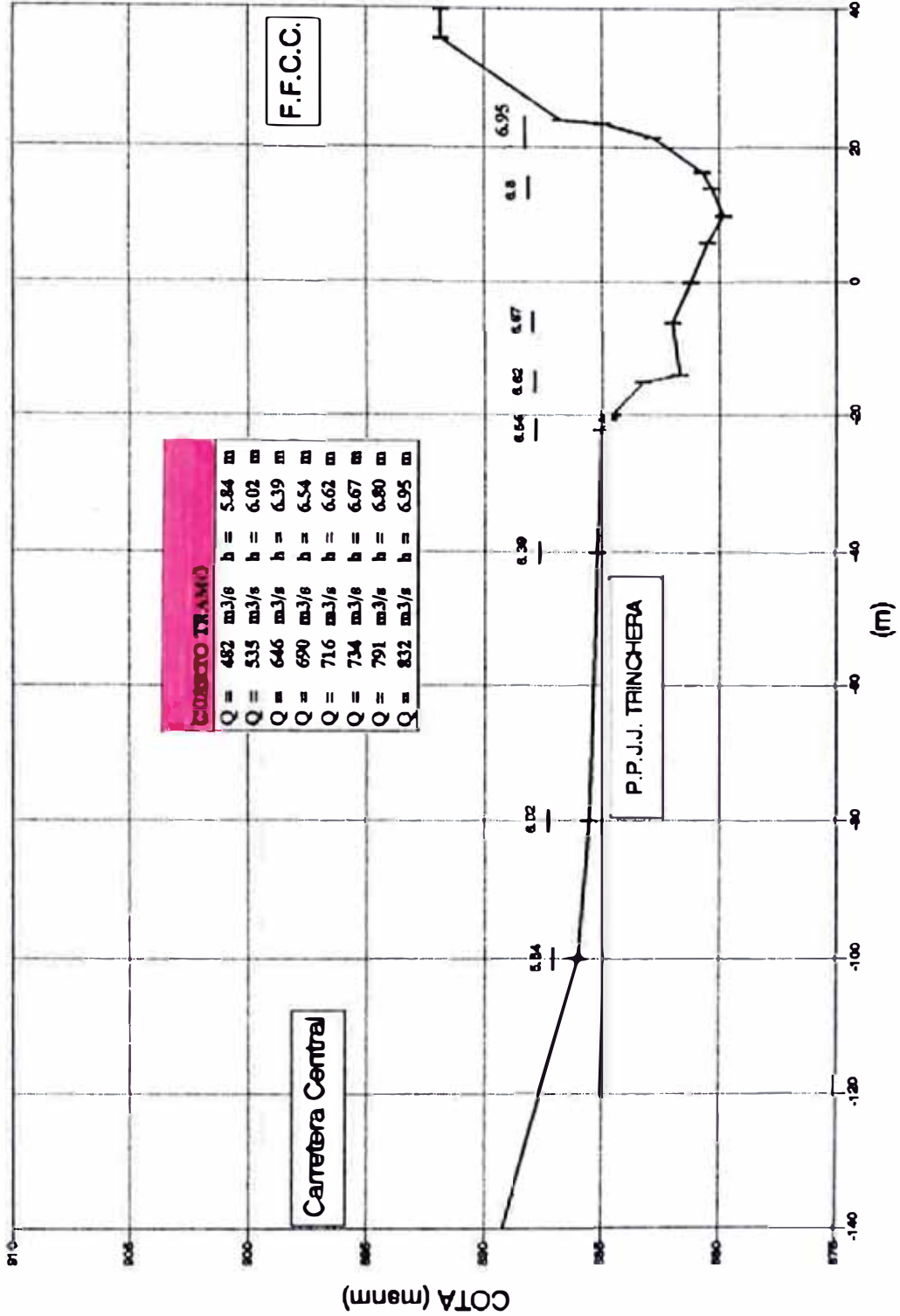
Q = 482 m <sup>3</sup> /s	h = 5.64 m
Q = 535 m <sup>3</sup> /s	h = 5.78 m
Q = 646 m <sup>3</sup> /s	h = 6.16 m
Q = 690 m <sup>3</sup> /s	h = 6.28 m
Q = 716 m <sup>3</sup> /s	h = 6.34 m
Q = 734 m <sup>3</sup> /s	h = 6.39 m
Q = 791 m <sup>3</sup> /s	h = 6.54 m
Q = 832 m <sup>3</sup> /s	h = 6.65 m



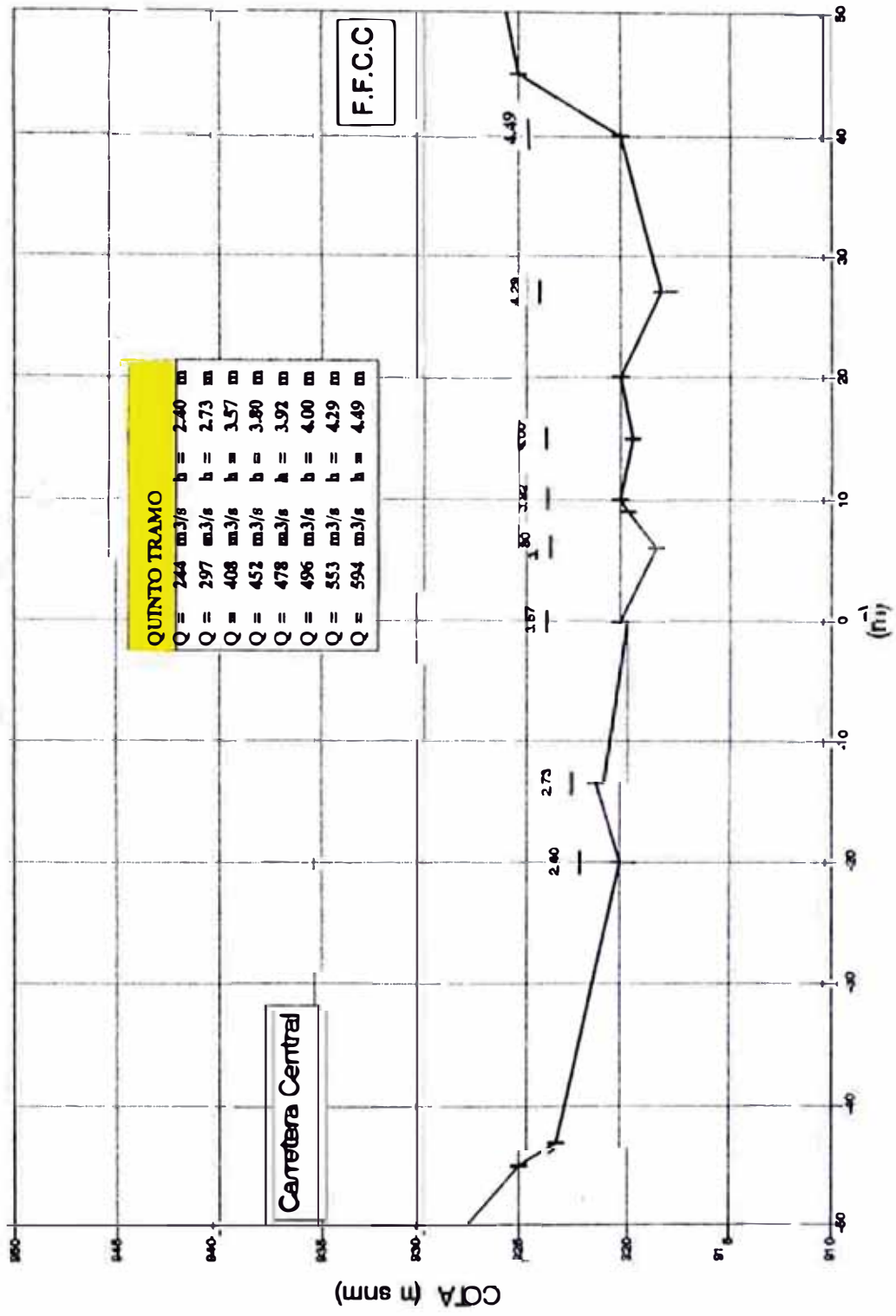
# CORTE 9 8 + 450 m



# CORTE 10 9 + 050 m

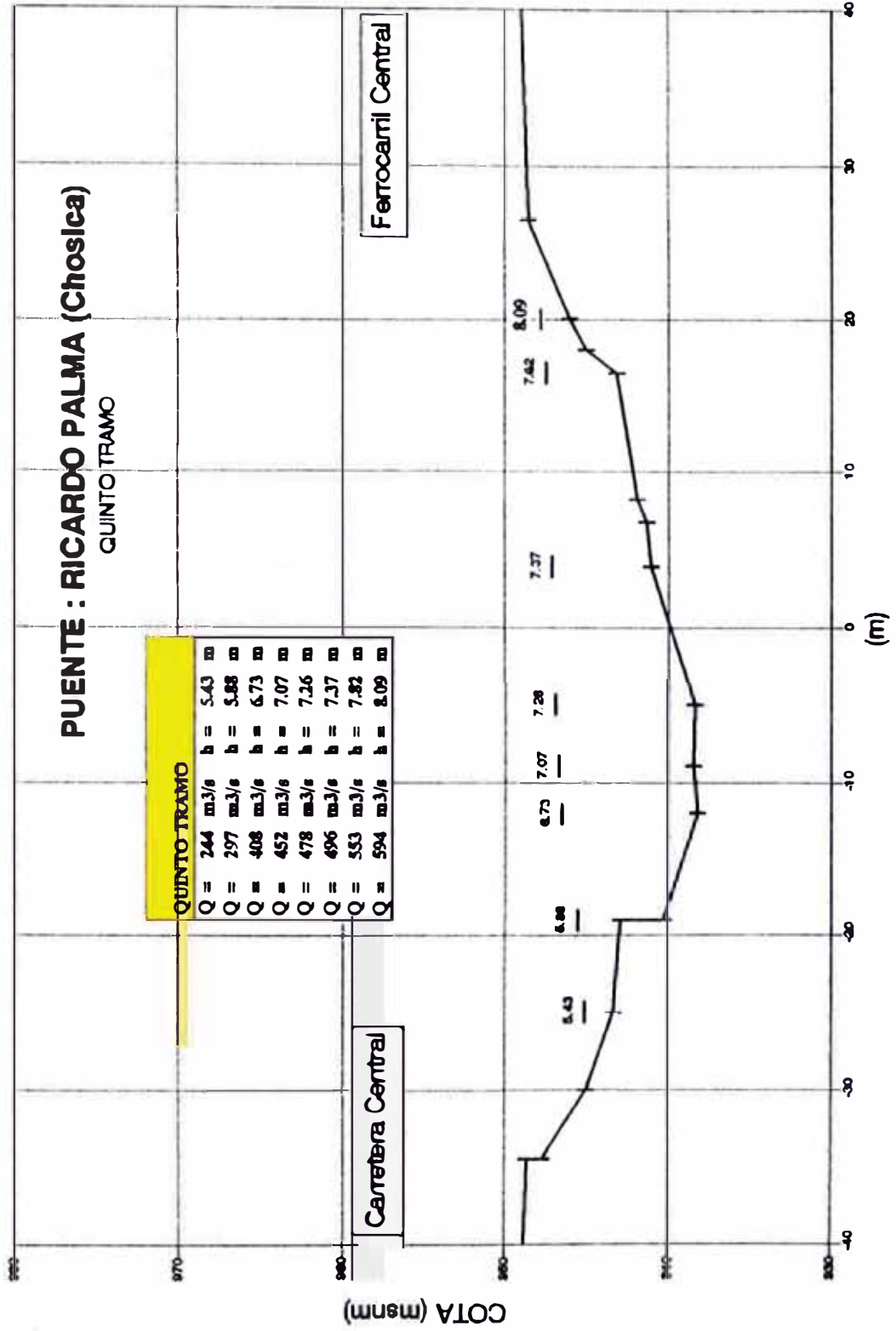


# CORTE 11 10 + 650 m





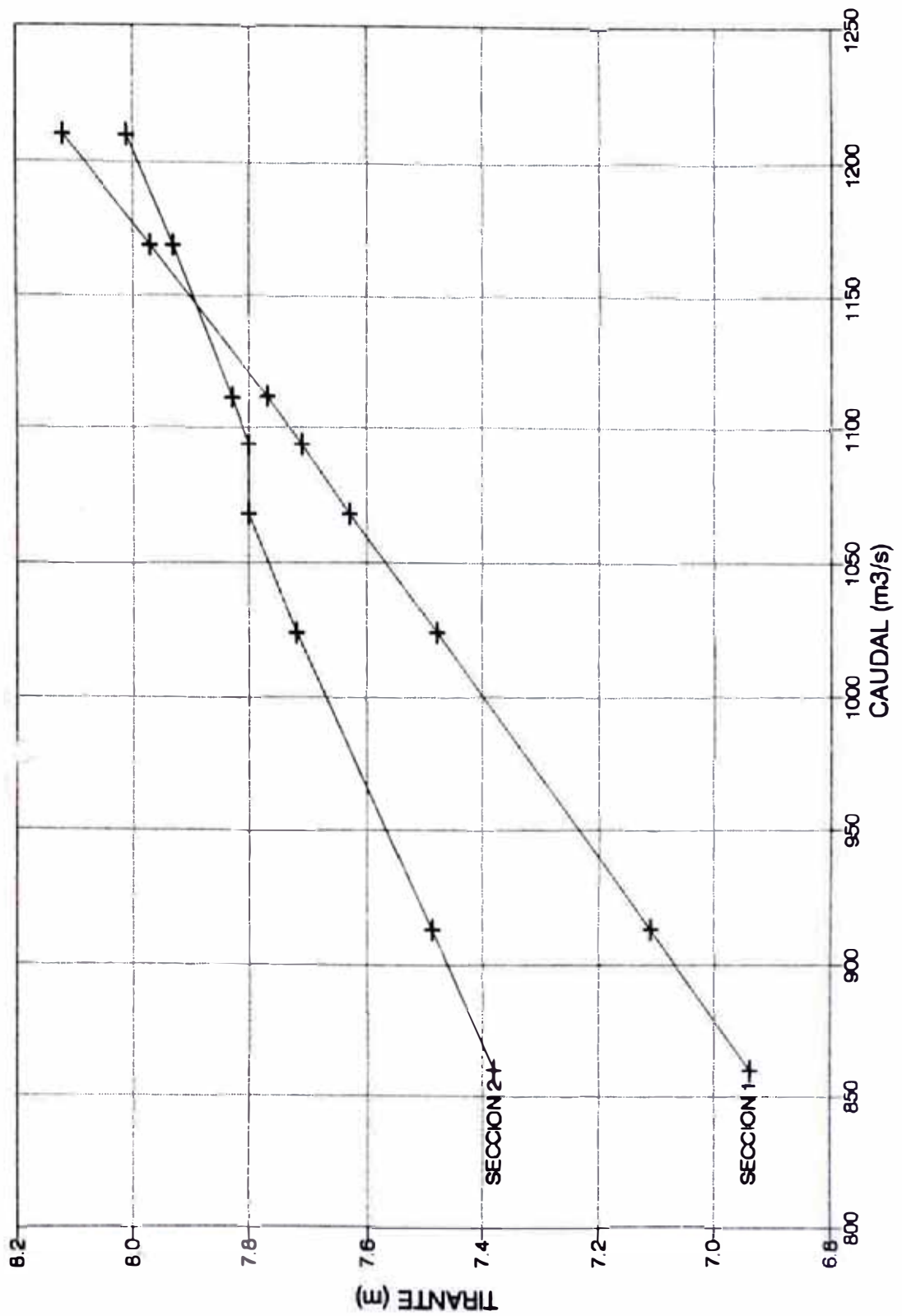
**CORTE 12**  
11 + 450 m



Finalmente se elaboraron las curvas Caudal Tirante para cada corte correspondiente a cada tramo definido anteriormente, siendo los caudales utilizados los correspondientes a la tabla 3.21.

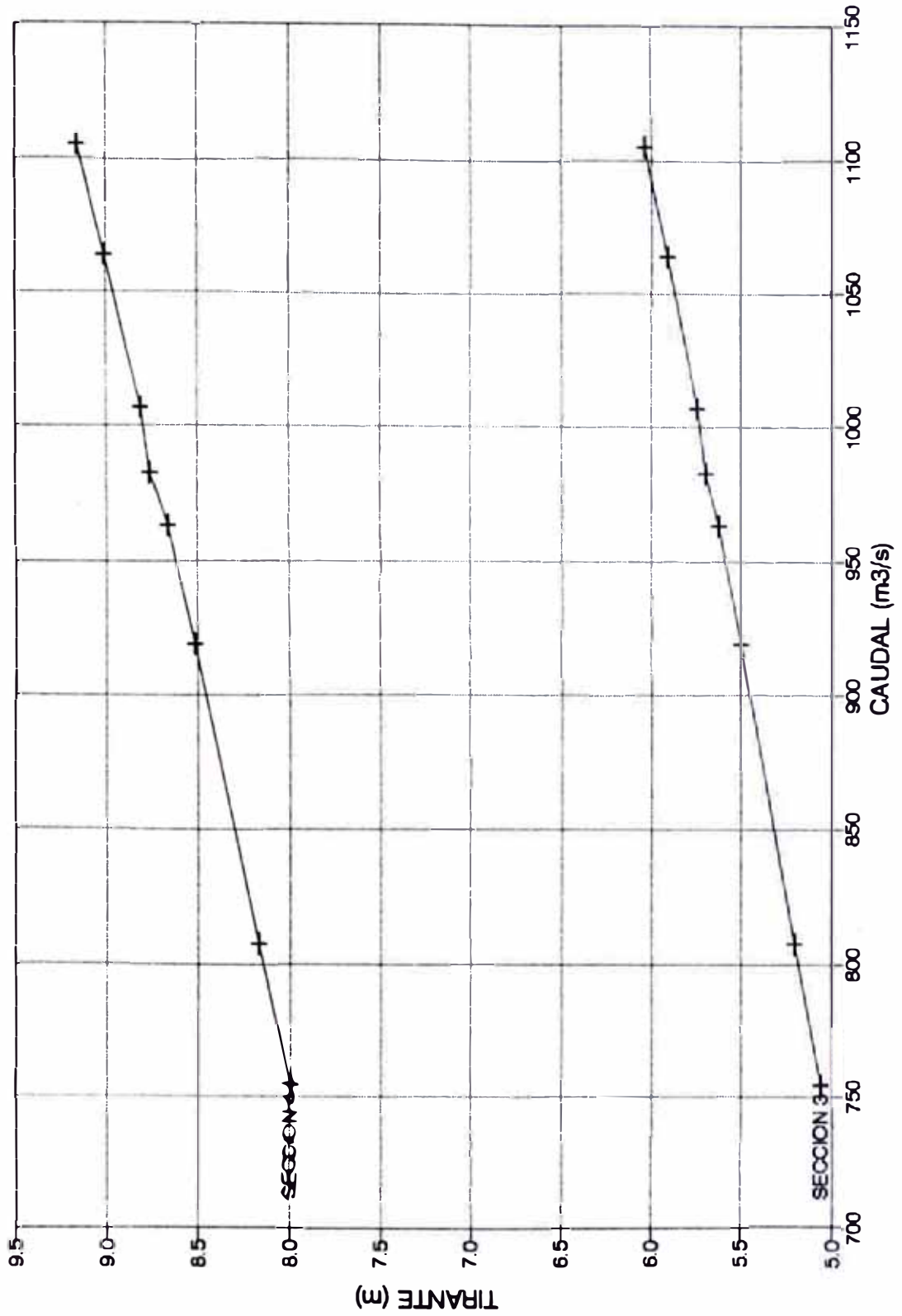
# 1er TRAMO: Pte. LOS ANGELES-Qda. YANACOTO

Caudal vs Tirante



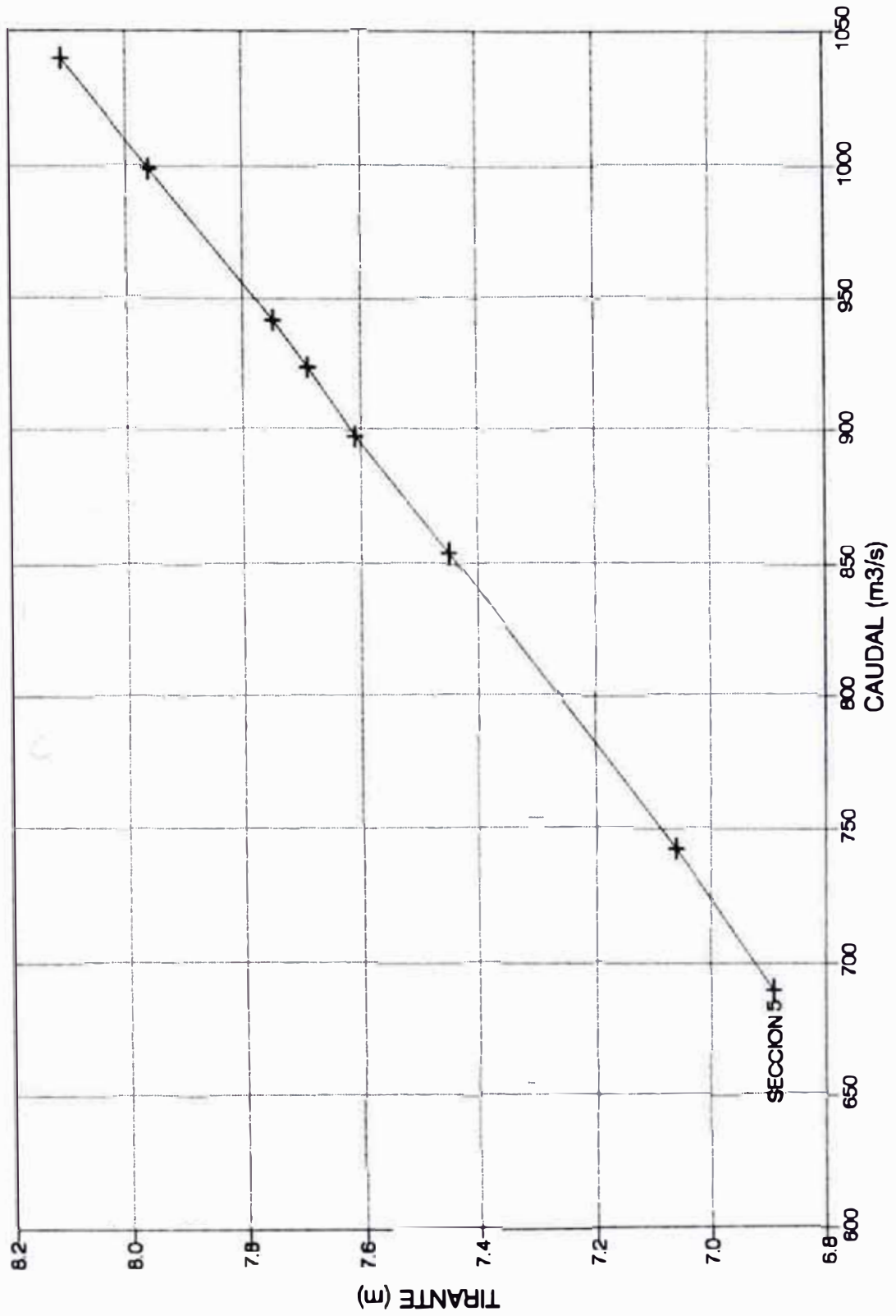
# 2do TRAMO: Qda. YANACOTO - Qda. QUIRIO

Caudal vs Tirante



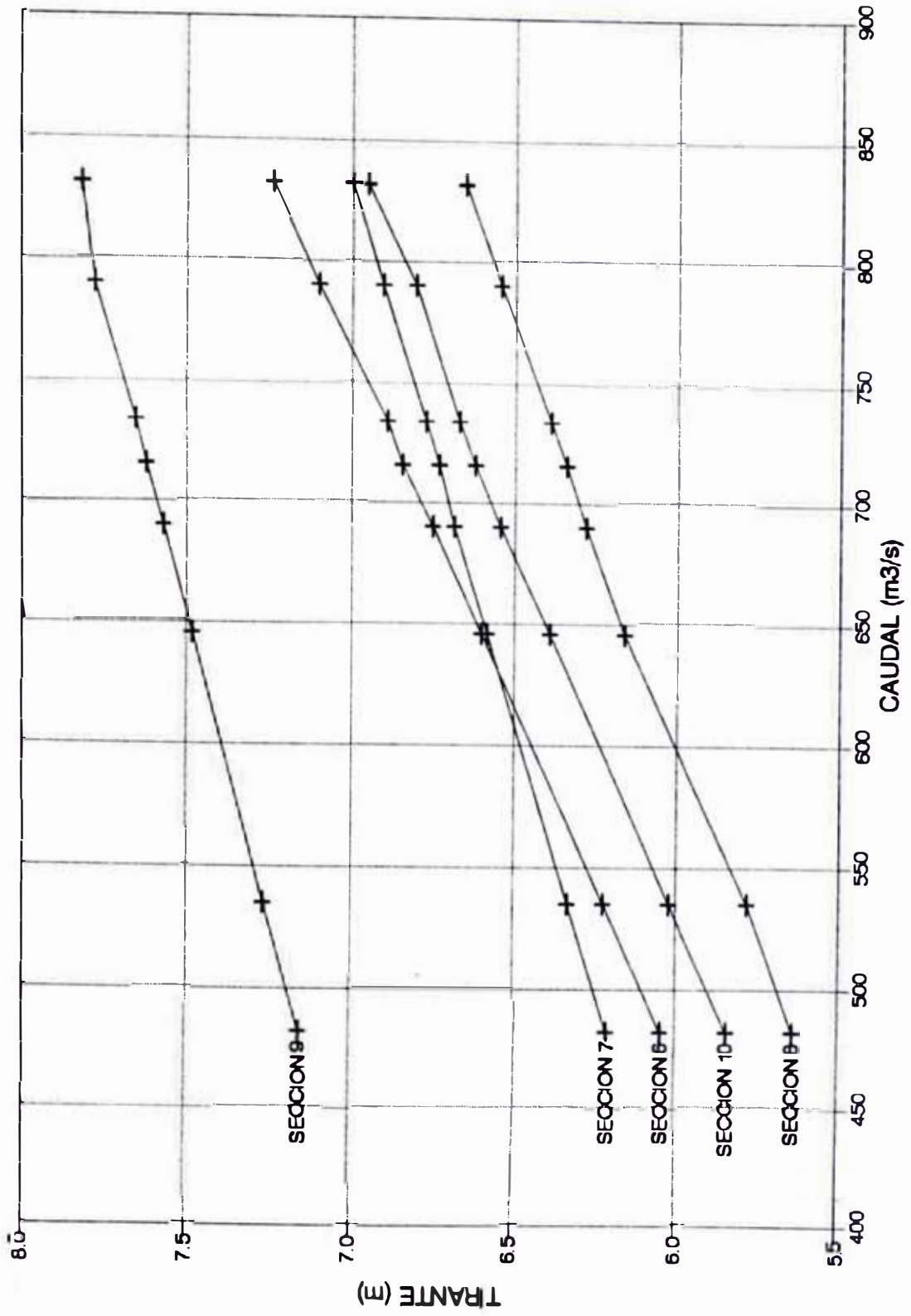
# 3er TRAMO: Qda. QUIRIO - Qda. PEDREGAL

Caudal vs Tirante



# 4to TRAMO: Qda. PEDREGAL-Qda. CORRALES

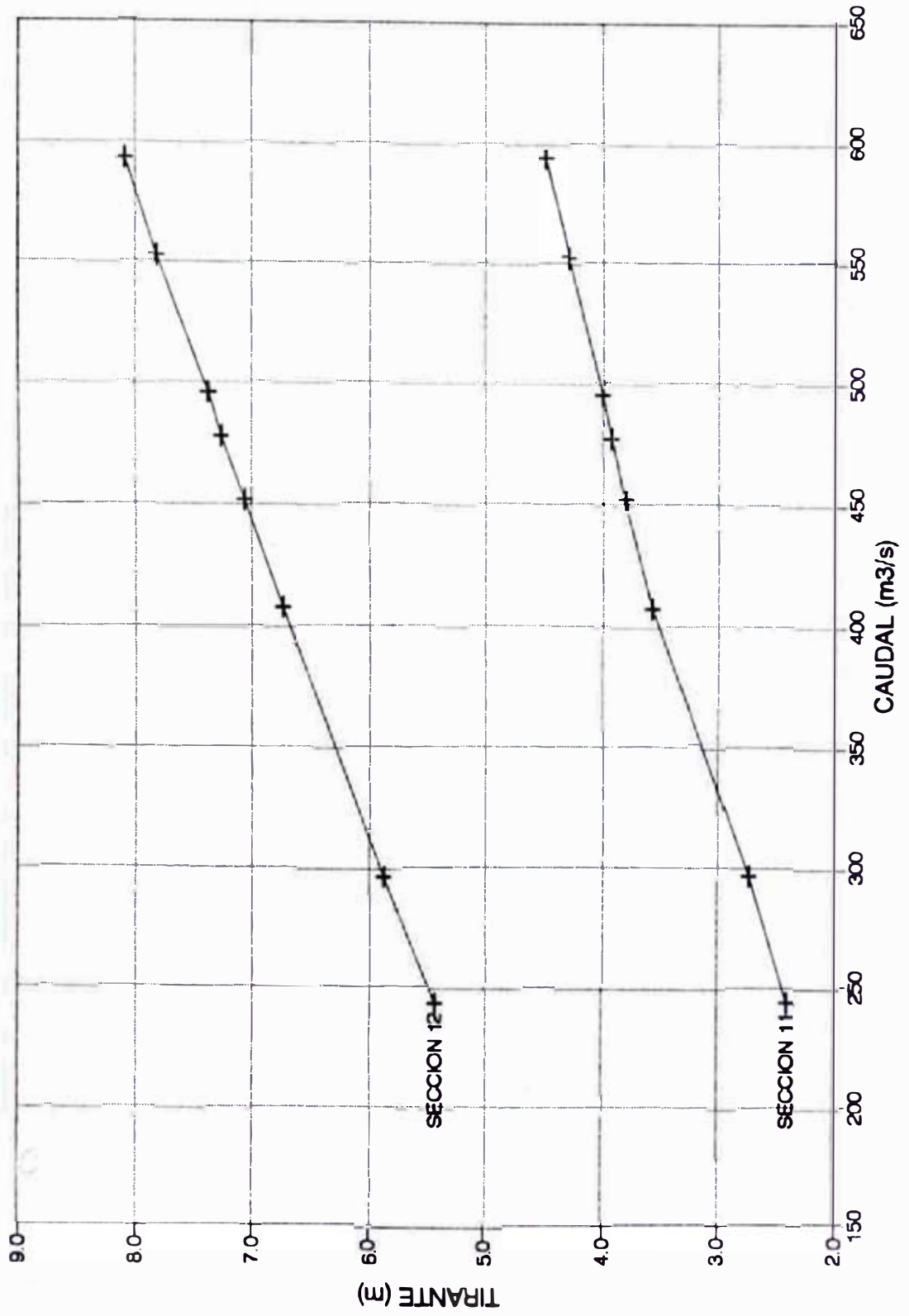
Caudal vs Tirante





# 5to TRAMO: QdaCORRALES-PteRICARDO PALMA

Caudal vs Tirante



### 3.2.4 Características del río Rímac

Algunas de las características físicas más importantes observadas en el río Rímac son:

#### 3.2.4.1 Trazo del cauce y su evolución

A través de los años el cauce ha ido estrangulando sus riberas hasta convertirlo en angosto y profundo, pero las más importantes modificaciones las ha hecho el hombre al invadir sus riberas para ser ocupadas por viviendas. La variación del ancho efectivo del cauce será cuantificado en el análisis de foto-interpretación en el capítulo 5, en el que se analizan fotografías aéreas para vuelos de 1955 y 1987.

#### 3.2.4.2 Dimensiones iniciales y actuales

Para poder comparar las características de la evolución del cauce del río es necesario conocer la variación de dimensiones a lo largo del tiempo, así tenemos zonas de las riberas que han sido pobladas angostando el cauce, casos específicos: A.H. Perla del Sol, Pte. Peatonal California, Pte. Peatonal Papelera, Malecón 28 de Julio y P.J.

Trinchera.

#### 3.2.4.3 Influencia de las terrazas

El ancho promedio del valle es de 1.3 km donde se pueden apreciar nítidamente hasta 3 niveles de terrazas. Una terraza de origen fluvial, una terraza superior con una altura promedio de 10 m de altura de origen fluvio-aluvional, y una tercera en la quebrada de Cashahuacra, formada por escarpa aluvional. En cada uno de los 12 cortes transversales a lo largo del cauce se puede observar cada uno de éstos tipos de terrazas, los cuales también serán indicados en el plano Geológico del capítulo 5

### 3.3 HIDRAULICA DE SEDIMENTOS

Como consecuencia de los fenómenos naturales de precipitación y escorrentía inherentes al ciclo hidrológico, se produce denudación y erosión de las cuencas, de tal forma que cantidades considerables de suelo llegan a los ríos. A través de la deforestación y del uso irracional de la tierra en los cultivos, se acelera el proceso de erosión llegándose a producir en un año la misma cantidad de material que en condiciones de equilibrio natural se hubiera producido en decenas de años. En el Perú se ha identificado, por ejemplo, la existencia de áreas críticas en las cuencas de los ríos Mantaro y Jequetepeque. El río Jequetepeque, con poca cobertura vegetal, tiene hasta la estación de Ventanillas una cuenca de 3,625 km<sup>2</sup> y una masa sólida anual del orden de 800 toneladas por año y por kilómetro cuadrado de cuenca. Esta es una erosión específica media; mientras que el río Zaña una cuenca con alta cobertura vegetal tiene una erosión del orden de 60 toneladas por año y por kilómetro cuadrado muy pequeña en relación a la cuenca vecina, del río Jequetepeque. A semejanza la cuenca de río Rímac, de 3,389 km<sup>2</sup>, por ser una cuenca sin vegetación en sus riberas deberá tener una erosión específica alta, la que será calculada en éste capítulo.

### 3.3.1. Propiedades de los sedimentos

Las características que definen los procesos de suspensión, transporte y posterior deposición del sedimento dependen de las propiedades del mismo. Una de las propiedades más importante de una partícula de sedimento es su tamaño.

Las partículas que forman el cauce pueden estar formadas por tres clases de material

No cohesivo, desde boleos, bloques, bolones, cantos rodados, arenas y limos, o granular y friccionante.

Cohesivo; arcillas y mezclas de arcillas arenosa y limosa.

Las propiedades individuales de las partículas que constituyen un suelo granular que deben conocerse para resolver problemas de hidráulica fluvial son:

1. Tamaño de las partículas. Según el sistema de clasificación y los diferentes métodos empleados en la determinación del tamaño de una partícula se basan ya sea en la selección arbitraria de un diámetro o en la selección de un método conveniente de medición.

El tamaño de las partículas que se encuentra en los cauces naturales varía dentro de límites muy

amplios: desde bloques de rocas de varios metros de mayor dimensión hasta partículas coloidales (menores de  $4\mu$ ).

Para conocer el tamaño de las partículas se usa una clasificación y se miden según el método o directamente si se trata de bloques, bolones, cantos rodados o guijarros; se hace un análisis granulométrico si son gravas o arenas, y se efectúa un estudio análisis hidrométrico de sedimentación cuando son limos o arcillas.

Las principales formas de determinar el tamaño de una partícula consiste en considerar sus dimensiones, a continuación definiremos algunos de los tipos de diámetro utilizados para clasificar las muestras del tramo en estudio:

a. Diámetro cribado; es la apertura mínima de una malla de tamiz a través de la cual pase la partícula.

b. Diámetro de Sedimentación; es el diámetro de una esfera con la misma densidad que la partícula, que cae con la misma velocidad terminal uniforme, en el mismo fluido y a la misma temperatura.



c. Diámetro Nominal; es el diámetro de una esfera con igual volumen al de la partícula.

d. Diámetro de caída normalizado (standard) es el diámetro de una esfera con peso específico relativo igual a 2,65 que tiene la misma velocidad terminal uniforme de la partícula cuando ambas caen en una extensión infinita de agua destilada en reposo a una temperatura de 24°C.

e. Dimensiones triaxiales; son las longitudes máxima a, media b y mínima c de la partícula, medidas a lo largo de los 3 ejes mutuamente perpendiculares. Cuando una partícula se tamiza por suficiente tiempo, se observa que pasa por un tamiz cuya apertura es proporcional a b. El diámetro del tamiz y el diámetro de sedimentación son los de mayor uso. Normalmente las arenas se miden por su diámetro de tamizado y los limos y arcillas por su diámetro de sedimentación.

En el estudio de la Hidráulica Fluvial normalmente se emplea la clasificación de Wentworth ampliada por el Subcommittee on Sediment Terminology of the AMERICAN GEOPHYSICAL UNION, la cual se presenta en la tabla 3.22:

Tabla 3.22

CLASIFICACION DE LOS SEDIMENTOS				
GRUPO	CLASE	TAMAÑO, en mm		
Bloques		Mayores de 4 000		
Cantos rodados	Muy grandes	2 000	-	4 000
	Grandes	1 000	-	2 000
	Medianos	500	-	1 000
	Pequeños	250	-	500
Guijarros	Grandes	125	-	250
	Pequeños	64	-	125
Grava	Muy gruesa	32	-	64
	Gruesa	16	-	32
	Mediana	8	-	16
	Fina	4	-	8
	Muy fina	2	-	4
Arena	Muy gruesa	1	-	2
	Gruesa	0.5	-	1
	Mediana	0.25	-	0.5
	Fina	0.125	-	0.25
	Muy fina	0.062	-	0.125
Limo	Grueso	0.031	-	0.062
	Mediano	0.016	-	0.031
	Fino	0.008	-	0.016
	Muy fino	0.004	-	0.008
Arcilla	Gruesa	0.002	-	0.004
	Mediana	0.001	-	0.002
	Fina	0.0005	-	0.001
	Muy fina	0.00024	-	0.0005

La clasificación de Wentworth es muy ventajosa en sedimentología ya que los tamaños están arreglados en una serie geométrica con razón 2" y los tamaños corresponden aproximadamente a las aperturas de los tamices de mayor uso.

Según la clasificación anterior en el tramo de estudio, en muestras representativas tomadas se han encontrado cantos rodados, guijarros, gravas, arenas y finos, el tamaño de éstos se determinará con el análisis granulométrico.

2. Forma de las partículas. La forma de las partículas es muy variada y afecta notablemente el comportamiento al iniciarse su arrastre o ser transportadas por el agua. Como la forma de las partículas no es un factor de cálculo que determine algún parámetro en el cálculo de las características del flujo, podemos establecer una magnitud llamada factor de forma  $F_f$ .

$$F_f = \frac{c}{\sqrt{ab}} \dots\dots\dots (3.64)$$

- $a$  = máxima longitud.
- $b$  = mínima longitud.
- $c$  = longitud perpendicular a y b.

donde  $a$ ,  $b$  y  $c$  son tres longitudes de la partícula medidas en tres direcciones perpendiculares, habiendo hecho coincidir una de ellas con su máxima longitud.

Para el tramo en estudio se determinaron las dimensiones de los bloques y bolones a lo largo del lecho y su respectivo factor de forma ( $F_f$ ) tal como se indica en la tabla 3.23:

Tabla 3.23

Forma predominante de las gravas, guijarros y cantos rodados					
Ubicación	a	b	c	F.f.	Ff <sub>prom</sub>
Pte. Los Angeles	27	22	15	0.62	0.533
	180	150	130	0.79	
	48	36	13	0.31	
	30	20	10	0.41	
Pte Pedregal	15	12	5.5	0.41	0.345
	40	37	6	0.16	
	60	45	15	0.29	
	110	85	50	0.52	
Pte. Ricardo Palma	30	25	23	0.84	0.680
	45	35	25	0.63	
	50	45	23	0.48	
	60	85	55	0.77	

de la tabla anterior se deduce que el factor de forma promedio es 0.52 m para el tramo en estudio.

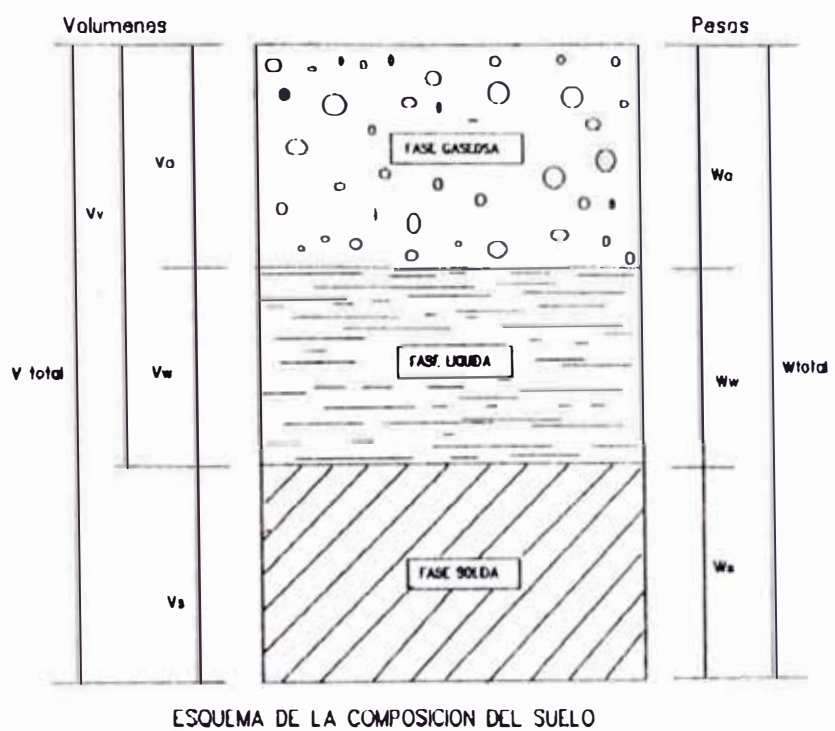
### 3. Peso específico volumétrico o unitario

El peso específico volumétrico,  $\gamma$ , de un conjunto de partículas es el peso total del material entre el volumen total que ocupa el conjunto.

Sus unidades y dimensiones son las mismas que las indicadas para el peso específico. En el peso volumétrico de una muestra de sedimento habrá que distinguir el peso volumétrico de la masa ( $\gamma_m$ ), el de sólidos ( $\gamma_s$ ), el seco ( $\gamma_d$ ) que se tiene cuando todos los vacíos están ocupados por aire, saturado cuando los vacíos están ocupados por agua, y el

sumergido cuando el saturado se le quita el peso volumétrico del agua, es decir:  $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ .

Las relaciones de mayor interés que se utilizan al evaluar el volumen real ocupado por los sedimentos al depositarse, son según la figura 3.10 que se muestra a continuación:



ESQUEMA DE LA COMPOSICION DEL SUELO

Figura 3.10

Se define la porosidad,  $n$ , como la relación entre el volumen de vacíos al volumen total:

$$n = \frac{\text{volumen de vacíos}}{\text{volumen total}} = \frac{V_v}{V_T} = f(e)$$

$$n = f(e) = \frac{e}{1 + e} \dots\dots\dots (3.65)$$

$$\gamma_v = \gamma_s (1 - n) \dots\dots\dots (3.66)$$

La relación de vacíos,  $e$ , se define como el volumen de vacíos entre el volumen de sólidos, por tanto, se pueden escribir las ecuaciones:

$$e = \frac{\text{volumen de vacios}}{\text{volumen de solidos}} = \frac{V_v}{V_s} = f(n)$$

$$e = f(n) = \frac{n}{1 - n} \dots\dots\dots (3.67)$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1 + e} \dots\dots\dots (3.68)$$

Con los ensayos en el laboratorio se pudieron encontrar los valores de contenido de humedad  $w$  y peso específico relativo de sólidos  $G_s$ , y con las ecuaciones anteriores se deducen los valores mostrados en la tabla 3.24:

Tabla 3.24

Ensayo	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3	Valor Promedio
w %	2.317	1.006	0.895	1.406
G <sub>s</sub>	2.740	2.740	2.755	2.745
γ <sub>d</sub>	1,726	1,644	1,645	1,672
n	0.370	0.400	0.403	0.391
e	0.588	0.667	0.676	0.644

#### 4. Distribución granulométrica

El análisis mecánico de una muestra natural de sedimentos permite separar dicha muestra en diferentes fracciones. La representación gráfica más



frecuentemente empleada en la curva de distribuciones de frecuencias acumuladas del tipo menor se le denomina curva granulométrica.

En el tramo de estudio, en las muestras representativas tomadas se han encontrado cantos rodados, guijarros, gravas, arenas y finos, para las secciones escogidas; Pte Los Angeles (Chaclacayo), y el Pte Ricardo Palma (Chosica). A continuación las tablas 3.25, 3.26 y 3.27 muestran respectivamente los resultados obtenidos en el laboratorio del análisis granulométrico de las secciones mencionadas.

Tabla 3.25

GRANULOMETRIA POR MALLAS				
OBRA: Encauzamiento del río Rimac		FECHA: 20 Agosto 1993		
LOCALIZACION: Pte Los Angeles(Chaclacayo)		MUESTRA: 1		PESO: 1000 gr
Malla	Peso Suelo retenido (gr)	Porcentaje parcial retenido	Porcentaje Acumulado	
			retenido	Pasando
1°	30.70	30.70	3.09	96.91
3/4°	139.60	170.30	17.13	82.87
1/2°	140.50	310.80	31.26	68.74
3/8°	130.60	441.40	44.40	55.60
1/4°	169.30	610.70	61.43	38.57
Nº 4	78.90	689.60	69.36	30.64
Nº 10	110.30	779.90	80.46	19.54
Nº 20	63.70	863.60	86.86	13.14
Nº 30	34.10	897.70	90.29	9.71
Nº 40	34.70	932.40	93.78	6.22
Nº 60	41.50	973.90	97.96	2.04
Nº 100	16.30	990.20	99.60	0.40
Nº 200	3.70	993.90	99.97	0.03
Platillo	6.00	994.20	100.00	0.00

Tabla 3.26

GRANULOMETRIA POR MALLAS				
OBRA: Encauzamiento del río Rímac		FECHA: 20 Agosto 1993		
LOCALIZACION: Pte Pedregal (Chosica)		MUESTRA: 2		PESO: 1000 gr
Malla	Peso Suelo retenido (gr)	Porcentaje parcial retenido	Porcentaje Acumulado	
			retenido	Pasando
1"	150.70	150.70	15.32	84.68
3/4"	189.80	340.50	34.61	65.39
1/2"	154.70	495.20	50.34	49.66
3/8"	65.90	561.10	57.03	42.97
1/4"	54.20	615.30	62.54	37.46
Nº 4	34.00	649.30	66.00	34.00
Nº 10	47.60	696.90	70.84	29.16
Nº 20	50.20	747.10	75.94	24.06
Nº 30	34.20	781.30	79.42	20.58
Nº 40	48.65	829.95	84.36	15.64
Nº 60	83.40	913.35	92.84	7.16
Nº 100	47.60	960.95	97.68	2.32
Nº 200	21.40	982.35	99.85	0.15
PLATILLO	1.44	983.79	100.00	0.00

Tabla 3.27

GRANULOMETRIA POR MALLAS				
OBRA: Encauzamiento del río Rímac		FECHA: 20 Agosto 1993		
LOCALIZACION: Pte. Ricardo Palma (Chosica)		MUESTRA No: 3		PESO: 2000 gr
Malla	Peso Suelo retenido (gr)	Porcentaje parcial retenido	Porcentaje Acumulado	
			retenido	Pasando
2"	337.40	337.40	17.18	82.82
1 1/2"	223.70	561.10	28.58	71.42
1"	257.85	818.95	41.71	58.29
3/4"	260.00	1078.95	54.95	45.05
1/2"	247.50	1326.45	67.55	32.45
3/8"	89.60	1416.05	72.11	27.89
1/4"	60.40	1476.45	75.19	24.81
Nº 4	26.80	1503.25	76.56	23.44
Nº 10	75.35	1578.60	80.39	19.61
Nº 20	74.80	1653.40	84.20	15.80
Nº 30	47.80	1701.20	86.64	13.36
Nº 40	55.70	1756.90	89.47	10.53
Nº 60	91.60	1848.50	94.14	5.86
Nº 100	69.20	1917.70	97.66	2.34
Nº 200	38.70	1956.40	99.63	0.37
PLATILLO	0.48	1956.88	99.66	2.34

a. Distribuciones teóricas para representar granulometrías.

En la mayoría de los fenómenos fluviales intervienen principalmente la arenas y gravas. Las observaciones de quienes se han dedicado al estudio de los sedimentos naturales, llevan a la conclusión de que los tamaños de las partículas que constituyen tales sedimentos no se distribuyen según una ley única. Sin embargo, se ha comprobado que dependiendo de las condiciones en las que se encuentren los sedimentos en el lecho de los ríos, se dan abundantes casos que presenten una tendencia definida hacia cierto tipo de distribución. En el caso del río Rímac los datos se distribuyen siguiendo un comportamiento logaritmo normal para las 3 muestras analizadas, debido a que aquí se produce el menor error al hallar los coeficientes de  $x$ , y la variable independiente al aproximarla a una recta. Las muestras obtenidas corresponden al lecho del río, banco almacenado en la margen derecha y banco almacenado en la margen izquierda de cada una de las 3 secciones analizadas. Gráficamente el comportamiento de la distribución granulométrica de cada una de las muestras estudiadas se puede observar en las figuras 3.11, 3.12 y 3.13 respectivamente:

Analisis Granulometrico  
Muestra 1

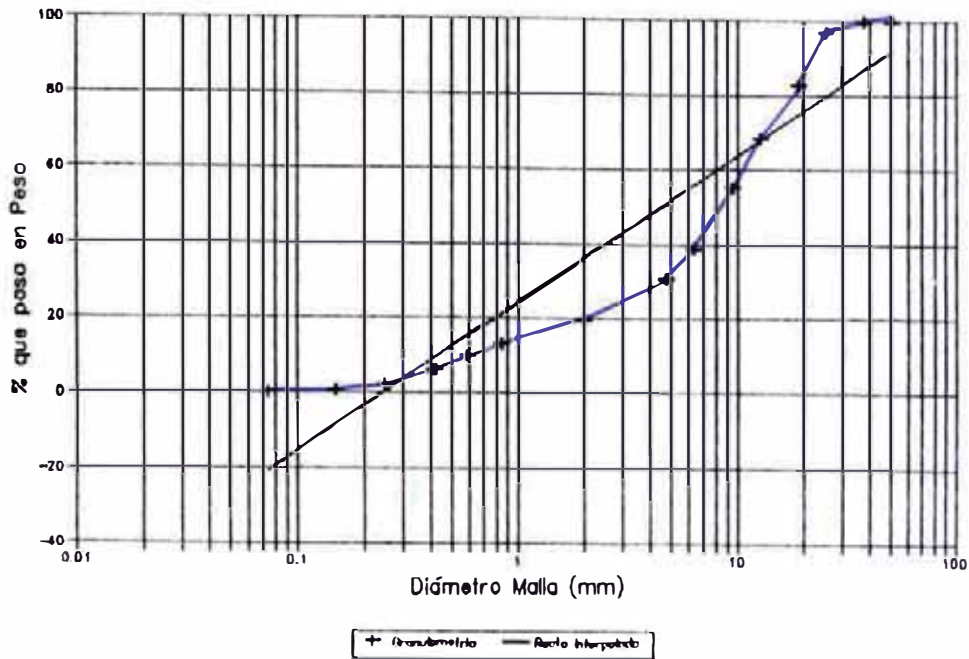
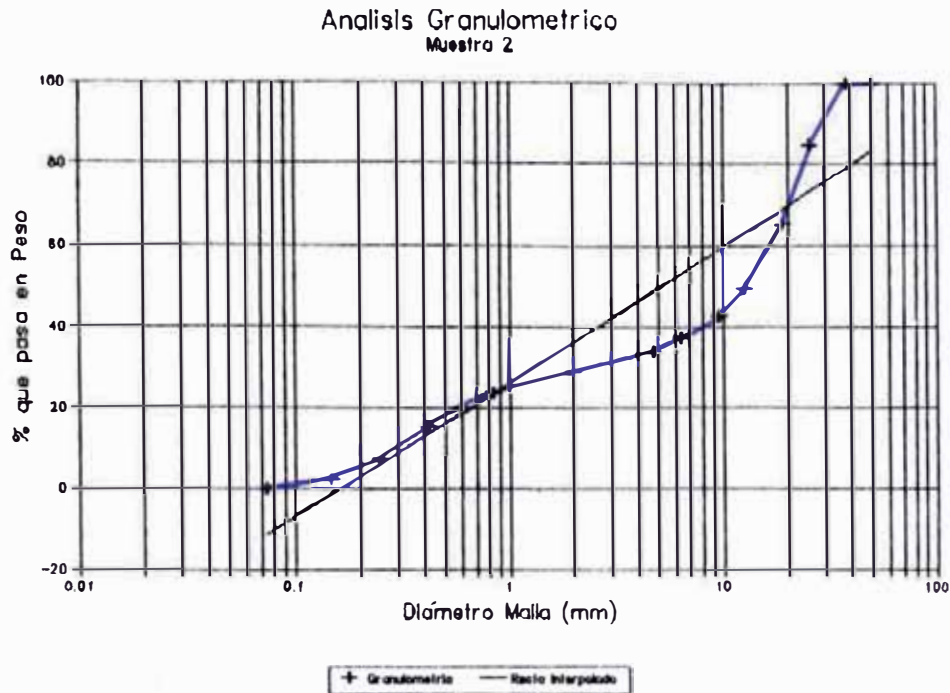


Figura 3.11

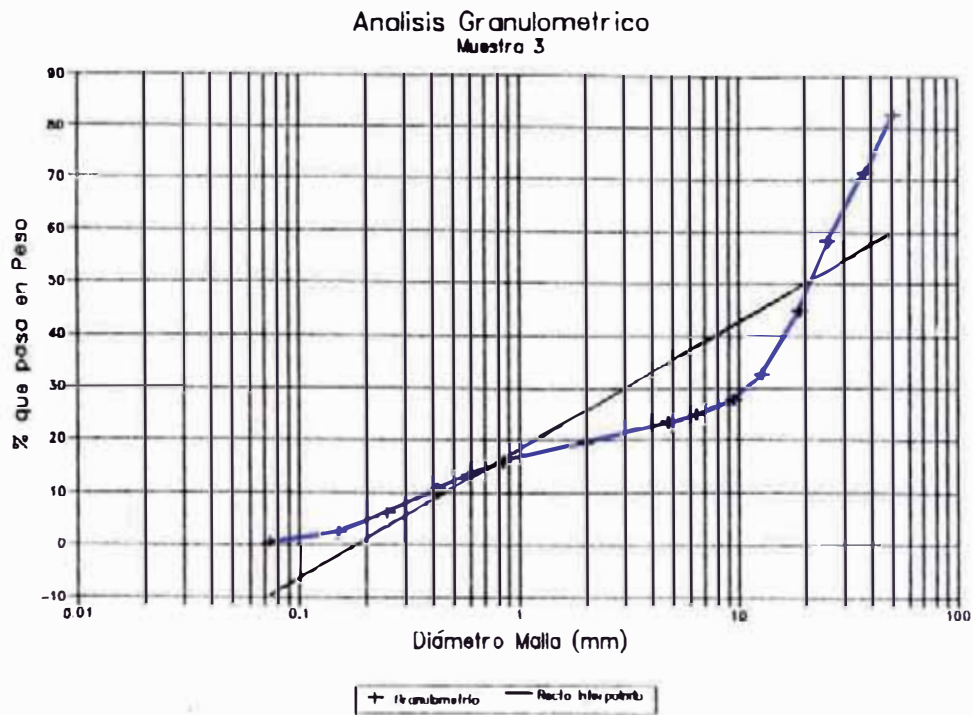
Esta muestra contiene gran cantidad de finos y en menor proporción arenas y gravas, puesto que ha sido obtenida del cauce del río y en estado natural con alto contenido de humedad, de 2.32, se quiere con esto, hacer un análisis de la conformación del material de fondo, el cual en épocas de avenida será material de arrastre.

Figura 3.12



Esta muestra ha sido obtenida del banco de almacenamiento de la margen derecha del cauce del río y en estado natural el material tenía bajo contenido de humedad de 0.90, éste material almacenado en las márgenes será evacuado por el río en los próximos meses de lluvia (Diciembre-Marzo). Se pudo observar gran cantidad de arenas, gravas y cantos rodados de hasta 1" de diámetro en promedio.

Figura 3.13



Esta muestra ha sido obtenida del banco de almacenamiento de la margen izquierda del cauce del río se pudo observar que en estado natural el material tenía bajo contenido de humedad, de 1.01, se pudo observar gran cantidad de cantos rodados de hasta 2" de diámetro en promedio, aquí se pudo observar que el material de arrastre en las riberas lo conforman rocas con gran poder erosivo, hay también arenas gravas y finos pero en menor proporción.

De acuerdo al comportamiento granulométrico de los logaritmos de los diámetros que siguen una ley lineal observada en las figuras 3.11, 3.12 y 3.13; hallamos en cada caso las curvas promedio a las cuales le corresponden valores del diámetro nominal y la desviación standard geométrica definidas en las ecuaciones (3.69) y (3.70).

Como una medida simple de la uniformidad de un suelo, Allen Hazen propuso el coeficiente de uniformidad  $C_u$ . Este coeficiente indica la no uniformidad, pues su valor numérico decrece cuando la uniformidad aumenta. Este coeficiente clasifica al sedimento según las consideraciones:

Cuando  $C_u < 3$  El sedimento se considera uniforme.

Cuando  $C_u = 1$  El sedimento es completamente uniforme (la curva granulométrica correspondería a una línea vertical).

Cuando  $C_u > 3$  El sedimento es no uniforme y se dice que es de granulometría extendida.

Como dato complementario para definir la graduación, se define el coeficiente de curvatura del suelo  $C_c$ . Esta relación tiene un valor entre 1 y 3 en suelos bien graduados con amplio margen de tamaños de partículas y cantidades apreciables de cada tamaño intermedio.



$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \dots\dots\dots(3.69)$$

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60}D_{10}} \dots\dots\dots(3.70)$$

$D_{60}$  = *Tamaño tal, que el 60% del peso del suelo, sea igual o menor.*

$D_{10}$  = *Tamaño tal, que el 10% del peso del suelo, sea igual o menor.*

$D_{30}$  = *Tamaño tal, que el 30% del peso del suelo, sea igual o menor.*

En la Tabla 3.28 se muestra el resumen de los valores obtenidos para cada muestra.

b. Diámetros representativos. Luego de dibujada la curva granulométrica, es fácil determinar cualquier diámetro  $D_n$  de la muestra, donde el subíndice  $n$  indica el porcentaje en peso de la muestra, que contiene partículas que son menores o iguales que  $D_n$ .

La desviación estándar geométrica de la distribución granulométrica del sedimento  $\sigma_g$ , el diámetro medio aritmético de la distribución  $D_m$  y el diámetro medio geométrico de la distribución,  $D_g$  se obtienen mediante las expresiones siguientes:

$$D_n = D_{50} 10^{\left[\frac{n-50}{34} \log \sigma_g\right]} \dots\dots\dots (3.71)$$

$$\sigma_g = \frac{D_{84}}{D_{50}} \dots\dots\dots (3.72)$$

$$D_n = \frac{1}{100} \sum \Delta P_i D_i \dots\dots\dots (3.73)$$

$$D_g = 10^{\frac{1}{100} \sum \Delta P_i \log D_i} \dots\dots\dots (3.74)$$

- $\Delta P_i$  = valor en porcentaje de cada intervalo en que se divide la curva granulométrica.
- $D_i$  = Diámetro medio correspondiente a cada intervalo en que se divide la curva granulométrica.
- $D_{34}$  = Tamaño tal, que el 34%, en peso del suelo, sea igual o menor.
- $D_{50}$  = Tamaño tal, que el 50%, en peso del suelo, sea igual o menor.

A continuación la tabla 3.28 muestra los valores obtenidos para cada una de las muestras analizadas.

Tabla 3.28

Ensayo	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3	Valor Promedio
$C_u$	17.23	55.24	67.59	46.82
$C_c$	3.22	1.10	11.15	5.16
$\sigma_g$	2.34	1.96	2.47	2.25
$D_n$	10.81	13.34	26.15	16.53
$D_g$	5.92	5.50	11.43	7.62

De la tabla 3.28 podemos deducir los valores promedio de  $C_u$ ,  $C_c$ ,  $\sigma_g$ ,  $D_n$  y  $D_g$  para el material componente del cauce del río, en el tramo de estudio.

De los resultados obtenidos se deducen algunas características como la no uniformidad de las 3 muestras ensayadas, por lo tanto, el material sobre el cual se construirán las defensas no es uniforme. El coeficiente de contracción para la muestra 1 difiere ligeramente del rango para suelos bien graduados, con amplio margen de tamaños de partículas y cantidades apreciables de cada tamaño intermedio, mientras que la muestra 2 con un valor de 1.10 de  $C_c$ , dentro del rango, es un suelo bien graduado, la muestra 3 al tener un valor muy alto muestra la no uniformidad del suelo.

El  $D_m$ , diámetro medio, promedio del tramo en estudio es de 16.53 cm, mientras que el  $D_g$ , promedio, es de 7.62 cm.

### 3.3.2 Transporte de Sedimentos

Los sedimentos son transportados por un fluido, rodando sobre el fondo, saltando o en suspensión.

Las partículas gruesas generalmente ruedan o se deslizan sobre otras. Las de tamaño medio (como la arenas) ruedan sobre otras cuando la velocidad del flujo es baja, pero cuando la velocidad es alta y por ende la turbulencia del escurrimiento, pueden ser transportadas también en suspensión. Las partículas finas son transportadas en suspensión.

Los sedimentos que pueden ser transportados son los que forman el fondo y orillas del cauce además de las partículas muy finas procedentes de los terrenos de la cuenca.

Conocer la cantidad de sedimentos que transporta una corriente es útil para resolver problemas que pueden afectar las obras a diseñar. El transporte de sedimentos se dividen en seis clases:

1. Arrastre de la capa de fondo o arrastre de fondo. Está formado por el material arrastrado por una capa adyacente al fondo, cuyo espesor es igual, a 2 veces el diámetro de la partícula. Se le designará con el subíndice F.

2. Transporte de fondo en suspensión. Lo integran las partículas del fondo que son transportadas en suspensión, es decir arriba de la capa de fondo. Se le designará con el subíndice FS.

3. Transporte de fondo o transporte total de fondo. Lo constituye la totalidad de las partículas del fondo que son transportadas en suspensión y dentro de la capa del fondo. Lo designaremos con el subíndice TF

$$Q_{TF} = Q_F + Q_{SF} \dots\dots\dots(3.75)$$

4. Transporte de lavado. Lo constituyen todas las partículas finas transportadas en suspensión, que provienen de aguas arriba y que no están representadas en el material de fondo. Lo designaremos con el subíndice L.

5. Transporte en suspensión. Son todas las partículas que la corriente transporta en suspensión, ya sea que procedan del fondo o del lavado. Se designa con el subíndice S, y se cumple que:

$$Q_S = Q_{FS} + Q_L \dots\dots\dots(3.76)$$

6. Transporte total. Está formado por la totalidad de partículas que pasan por una sección (en suspensión o en la capa de fondo) y que procedan del fondo o del lavado de la cuenca. Se le designa con el subíndice T, según la relación siguiente:

$$Q_T = Q_{FT} + Q_L \quad \dots\dots\dots(3.77)$$

Existen gran cantidad de métodos para evaluar el transporte de sedimentos, con los datos disponibles sobre las características del material del cauce y su geometría permiten evaluar el transporte de sedimentos total.

Para determinar el transporte total de fondo utilizaremos los Métodos de Einstein y Engelund, sobre la sección transversal de un río del cual se conocen los siguientes datos:

1. Curva granulométrica del material de fondo.
2. Curvas elevación-área, elevación-perímetro mojado y elevación-radio hidráulico.
3. La viscosidad cinemática del agua a 6°C es:

$$\nu = 1.472 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 / \text{s}$$

4. Peso específico de las partículas es:

$$\gamma_s = 2,749 \text{ kf/m}^3$$

5. La pendiente promedio de fondo  $S = 2.12\%$

6. El peso específico del fluido  $\gamma = 1000 \text{ kf/m}^3$

7. Temperatura del agua  $T = 6^\circ\text{C}$ .

Con los datos anteriores es necesario calcular primero los siguientes valores:

1. Velocidad media de la corriente.

2. Velocidad media crítica para el tirante dado.

3. Velocidad de caída de algunos diámetros representativos dado.

4. Coeficiente de rugosidad media de la sección,

$$n = 0.0696.$$

3.2.2.1 Cuantificación del transporte total de fondo.

A continuación explicaremos los métodos utilizados en el cálculo de  $Q_{TF}$  para el cálculo de transporte de sedimentos, y se calculará el valor del transporte total de fondo según el método de Einstein y Engelund que son los métodos que más se ajustan a sus parámetros de aplicación.



## Método de Einstein

Fue propuesto en 1,950 y es uno los mas difundidos en la actualidad.

Las fórmulas finales propuestas por Einstein presentadas para su aplicación inmediata se explicarán a continuación. Este método se basa en pruebas de Laboratorio, aunque fue también probada en casos reales. La metodología exige obtener primero las características hidráulicas de la corriente para luego calcular el transporte total de fondo

a) Cálculo de las características hidráulicas. A continuación se indican las fórmulas y metodología utilizada en el cálculo de las características hidráulicas:

1. Suponer un valor de  $R'_H$
2. Calcular el valor de  $U'_*$  con la ecuación 3.77

$$U'_* = \sqrt{g R'_H S} \quad \dots\dots\dots(3.77)$$

3. Se calcula el valor de  $\delta'$  con la ecuación 3.78

$$\delta' = 11.6 \frac{v}{U'_*} \quad \dots\dots\dots(3.78)$$

4. Se calcula el valor  $k_* / \delta'$ ;  $k_* = D_{60}$ , la que se obtiene de la gráfica de granulometría correspondiente.

5. Con el valor  $k_* / \delta'$  obtenemos el valor de  $x$  con

ayuda de la figura 3.14

6. Se calcula  $k_s$  con el valor de  $x$  obtenido en el paso anterior.
7. Calculamos la velocidad media  $U$  del escurrimiento con la ecuación 3.79.

$$U = 5.75 U_*' \log \frac{12.27 R_H'}{\frac{k_s}{x}} \dots\dots\dots (3.79)$$

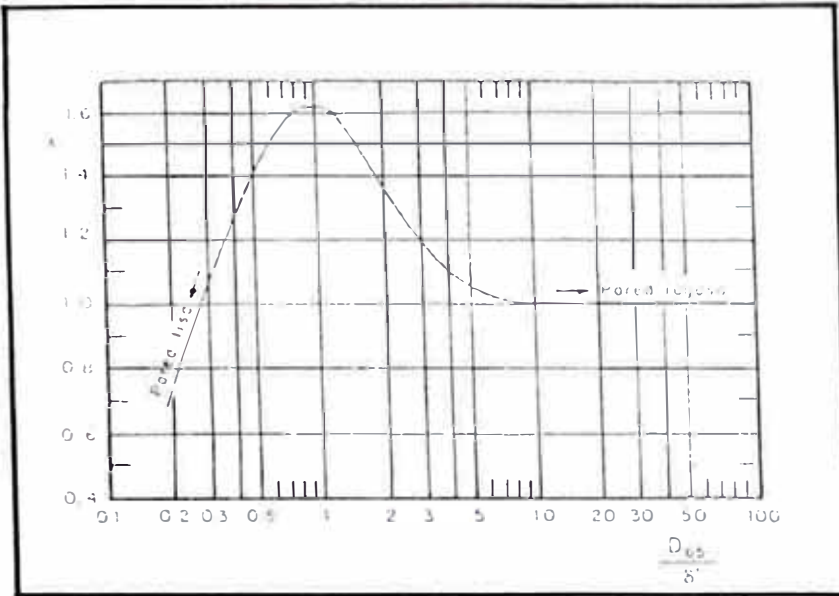
8. Se calcula el valor de  $\Psi'$ , el valor de  $D_{35}$  se obtiene de la curva granulométrica correspondiente.

$$\Psi' = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \left[ \frac{D_{35}}{R_H' S} \right] \dots\dots\dots (3.80)$$

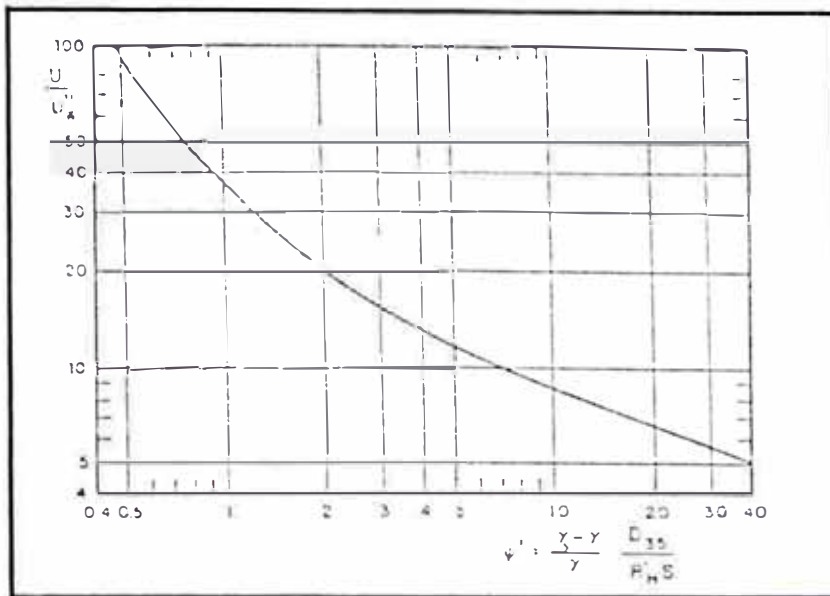
9. Con el valor de  $\Psi'$  y la figura 3.15 obtenemos la relación  $U/U_*'$ .
10. Se calcula el valor de  $U_*'$ .
11. Se calcula el valor de  $R_*''$ . Se calcula con la ecuación 3.81

$$R_H'' = \frac{U_*''^2}{g S} \dots\dots\dots (3.81)$$

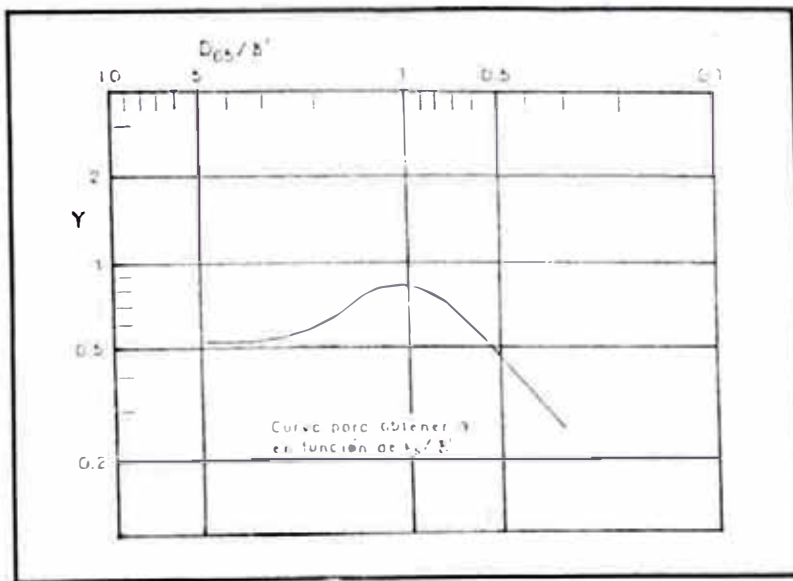
12. El nuevo valor de  $R_H = R_H' + R_H''$ .
13. Con el nuevo valor de  $R_H$  hallamos los valores correspondientes a área, elevación y caudal correspondientes a cada sección.
14. Como  $D_{65}/S'$  es conocido,  $X$  se calcula, con la



**FIGURA 3.14**  
**FACTOR DE CORRECCION X**  
**METODO DE EINSTEIN**



**FIGURA 3.15**  
**RELACION DE  $C^*/U^*$**



**FIGURA 3.16 FACTOR DE CORRECCION DE Y. METODO DE EINSTEIN**

ecuación 3.82:

$$X = 0.77 \frac{D_{65}}{X} \quad \text{si } \frac{D_{65}}{X\delta'} > 1.80$$

..... (3.82)

$$X = 1.39 \delta' \quad \text{si } \frac{D_{65}}{X\delta'} < 1.80$$

15. Con  $D_{65}/S'$  y la figura 3.16 calculamos el valor de  $\gamma$ . Este coeficiente toma en cuenta el cambio que sufre la sustentación de cada partícula dentro de la mezcla de granos y el hecho de que las partículas grandes ocultan a las pequeñas.
16. Se calcula el valor de  $\beta$  y hallamos el valor de  $(\beta/\beta_0)^2$ .
17. Calculamos el valor de  $P$ . El cual se calcula, con la ecuación 3.83:

$$\Psi' = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \left[ \frac{D_i}{R_H' S} \right] \quad \text{..... (3.83)}$$

b) Cálculo del transporte total de fondo. Este cálculo se realiza para los diferentes diámetros de las partículas del material de fondo y para un tirante del flujo, continuación en la tabla 3.29, 3.30 y 3.31 se indican los valores usados según la granulometría correspondiente a cada sección:

Tabla 3.29  
Pte. LOS ANGELES - Chaclacayo

D, diámetro de la partícula, (mm)	Di, diámetro representativo de la partícula (mm)	pi, porcentaje en peso respecto al peso de la muestra, en %
30 - 20	25.0	3.09
20 - 15	17.5	14.04
15 - 10	12.5	14.13
10 - 7.5	8.75	13.14
7.5 - 5	6.25	17.03
5 - 3	4.00	7.94
3 - 1	2.00	11.09
1 - 0.7	0.85	6.61
0.7 - 0.4	0.55	7.12
0.4 - 0.1	0.25	5.81
Menor que 0.1		

Tabla 3.30  
Pte. PEDREGAL - Chosica

D, diámetro de la partícula, (mm)	Di, diámetro representativo de la partícula (mm)	pi, porcentaje en peso respecto al peso de la muestra, en %
30 - 20	25.0	8.04
20 - 15	17.5	10.13
15 - 10	12.5	8.25
10 - 7.5	8.75	3.52
7.5 - 5	6.25	2.89
5 - 3	4.00	1.81
3 - 1	2.00	2.54
1 - 0.7	0.85	2.68
0.7 - 0.4	0.55	46.11
0.4 - 0.1	0.25	14.03
Menor que 0.1		

Tabla 3.31  
Pte. RICARDO PALMA - Chosica

D, diámetro de la partícula, (mm)	Di, diámetro representativo de la partícula (mm)	pi, porcentaje en peso respecto al peso de la muestra, en %
30 - 20	25.0	29.25
20 - 15	17.5	13.44
15 - 10	12.5	13.55
10 - 7.5	8.75	12.91
7.5 - 5	6.25	4.67
5 - 3	4.00	3.14
3 - 1	2.00	1.40
1 - 0.7	0.85	3.90
0.7 - 0.4	0.55	5.40
0.4 - 0.1	0.25	8.39
Menor que 0.1		

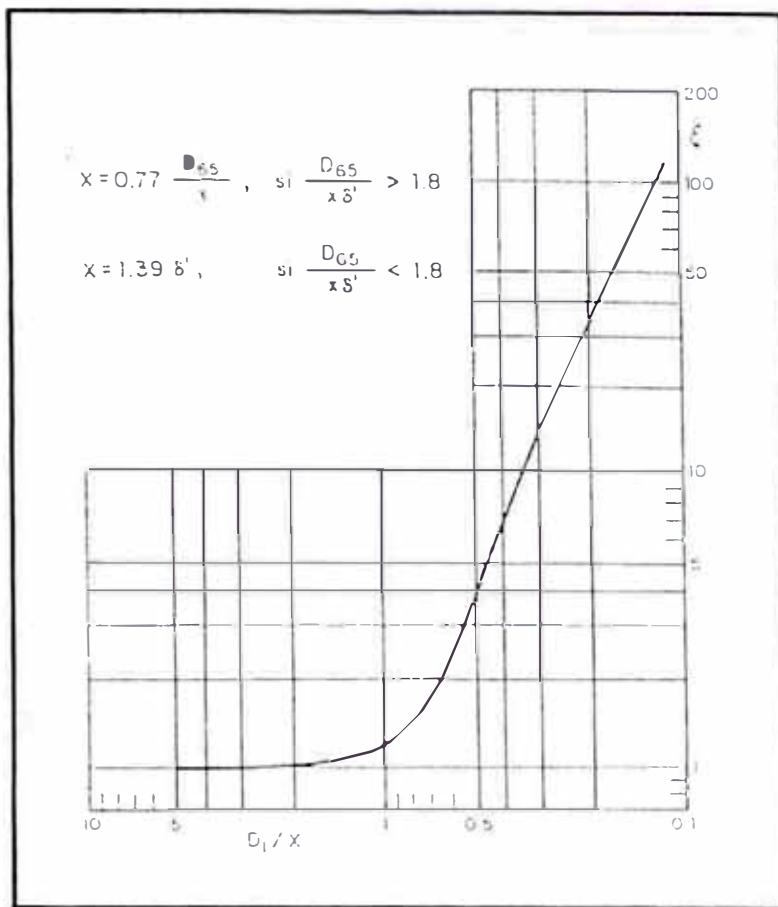
1. Se toma el valor  $R'_w$  calculado.
2. Calculamos la relación  $D_i/X$ . El valor de X es el calculado anteriormente.
3. Calculamos el valor de  $\Psi$ , el valor de  $D_i$  se obtiene de cada intervalo de clase indicado en las tablas 3.29, 3.30 y 3.31, con la ecuación 3.84

$$\Psi = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \left[ \frac{D_i}{R'_w S} \right] \dots\dots\dots (3.84)$$

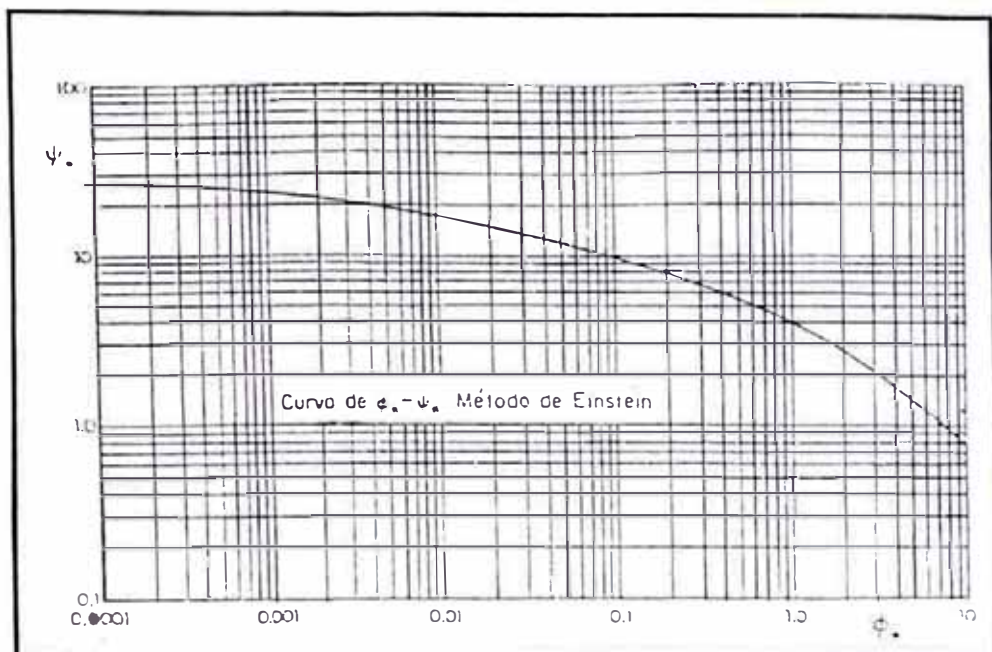
4. Se obtiene el valor de  $\xi$ , en función de  $D_i/X$  y con la figura 3.17
5. Se calcula el valor de  $\Psi_s$  con la ecuación 3.85

$$\Psi_s = \xi \gamma \Psi \left[ \frac{\beta}{\beta_s} \right]^2 \dots\dots\dots (3.85)$$

6. Se obtiene el valor de  $\phi_s$  en función de  $\Psi_s$  y



**FIGURA 3.17**  
**FACTOR DE CORRECCION  $\zeta$**   
**METODO DE EINSTEIN**



**FIGURA 3.18 CURVA DE  $\phi_n - \psi_n$ . METODO DE EINSTEIN**



de la figura 3.18

7. Se calcula  $(D_i)^{3/2}$

8. Calculamos el valor de  $Q_{TF_i}$ , con la ecuación 3.86

$$Q_{F_i} = 8.6 P_i \gamma_s [g \Delta D_i^3]^{1/2} \dots\dots\dots(3.86)$$

9. Se obtiene el valor de  $w_i$ , en función de  $D_i$  y la figura 3.19

10. Calculamos el valor de  $z$ , según la ecuación 3.87:

$$z = 2.5 \frac{w_i}{U_*'} \dots\dots\dots(3.87)$$

11. Calculamos el valor de  $A$ , según la ecuación 3.88:

$$A = 2 \frac{D_i}{R_H} \dots\dots\dots(3.88)$$

12. Se obtiene el valor de  $I_1$ , en función de  $A$  y  $z$  con la figura 3.20

13. Se obtiene el valor de  $I_2$ , en función de  $A$  y  $z$  con la figura 3.21

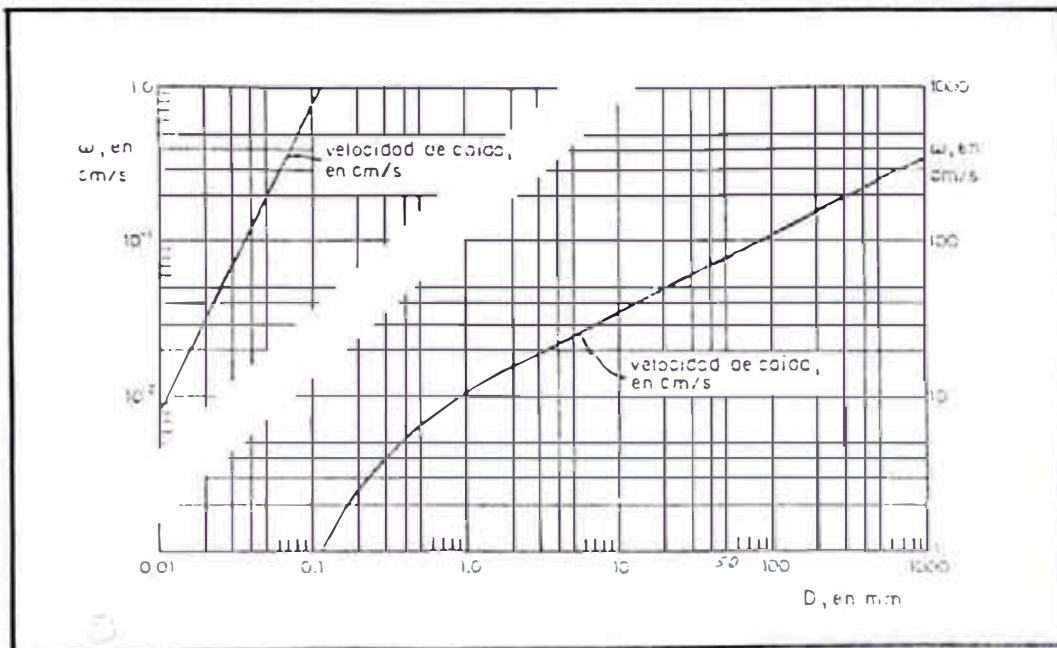
14. Calculamos el valor del gasto de fondo en suspensión  $Q_{FS_i}$ , según la ecuación 3.89:

$$Q_{FS} = Q_{F_i} [P I_1 - I_2] \dots\dots\dots(3.89)$$

15. Calculamos el valor del gasto total de fondo por intervalo de clase  $Q_{TF_i}$ , que será igual a

la sumatoria de los  $Q_{F_i}$  y  $Q_{F_{s_i}}$ .

16. Calculamos el valor de gasto de fondo  $Q_F$ , que será igual a la suma de los  $Q_{F_i}$ ,
17. Calculamos el valor del gasto total de fondo en suspensión  $Q_{F_S}$ , que será igual a la sumatoria de los  $Q_{F_{s_i}}$ ,
18. Calculamos el valor del gasto total de fondo  $Q_{T_F}$ , que será igual a la sumatoria de los  $Q_{T_{F_i}}$ ,



**FIGURA 3.19 VELOCIDAD DE CAIDA DE PARTICULAS NATURALES**  
Segun Rubey (para 20 °C)

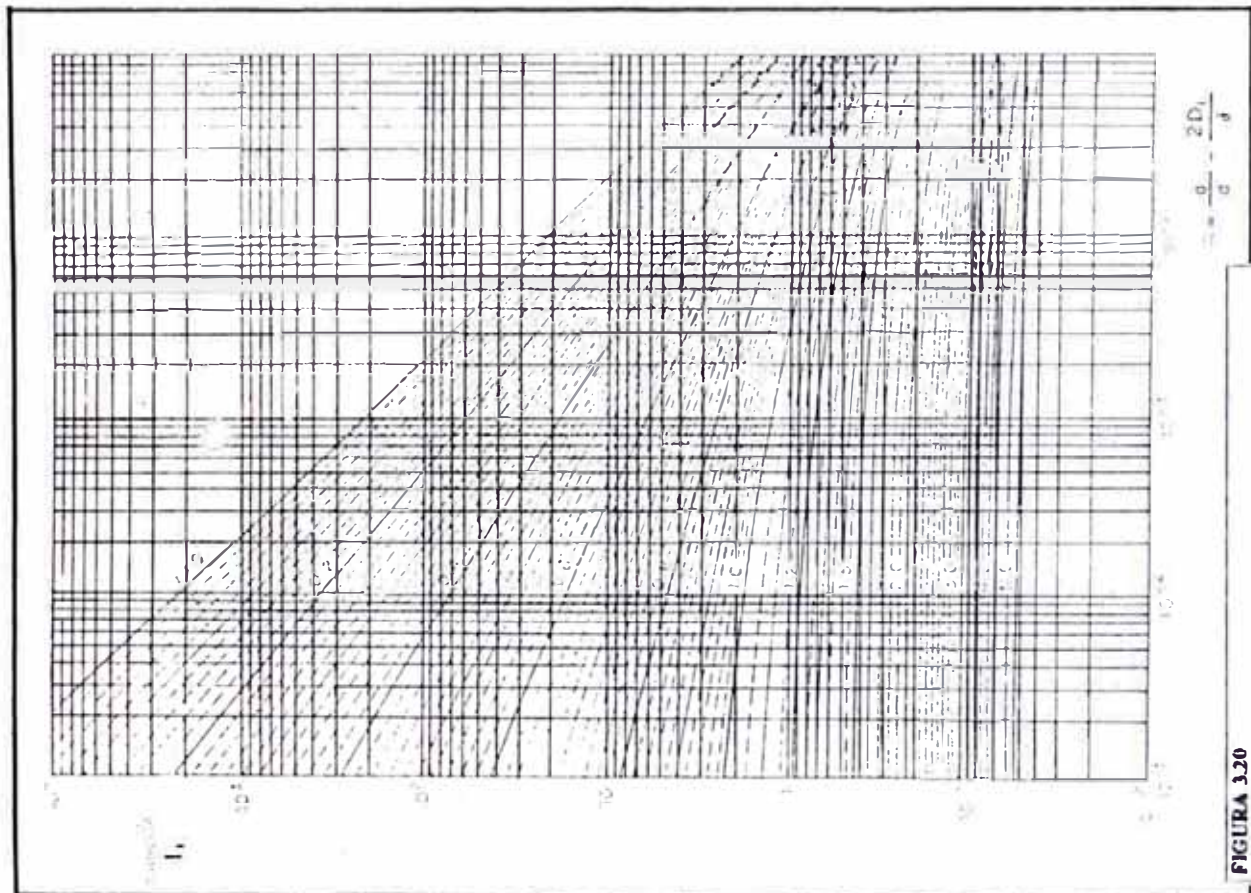


FIGURA 320

VALOR DE  $I_1$ , EN FUNCION DEL PARAMETRO A, PARA DIFERENTES VALORES DE Z. METODO DE EINSTEIN

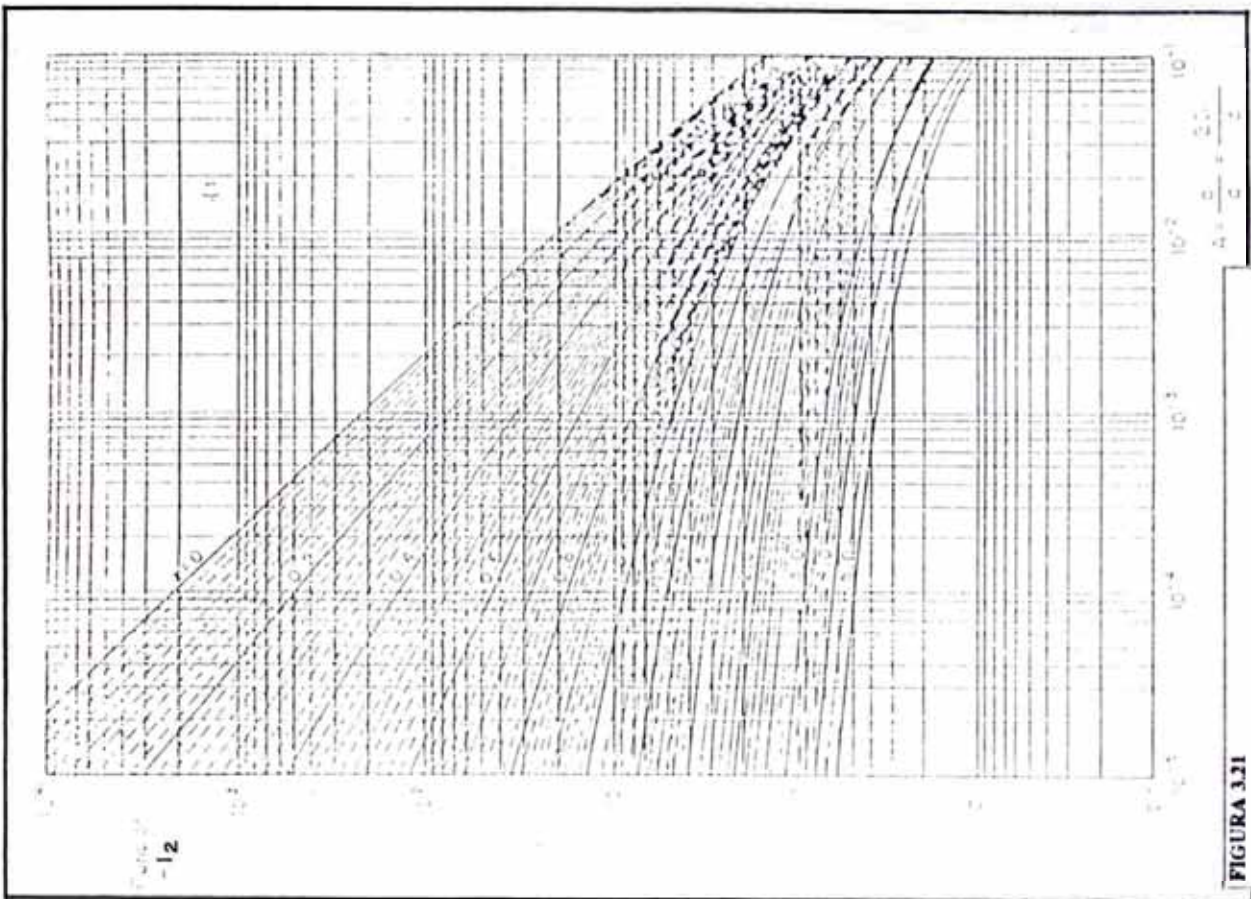


FIGURA 321

VALOR DE  $I_2$ , EN FUNCION DEL PARAMETRO A, PARA DIFERENTES VALORES DE Z. METODO DE EINSTEIN

A continuación en la tabla 3.29 se muestran los valores obtenidos para cada una de las secciones de estudio.

Tabla 3.29

SECCION	$Q_f$ (kg-f/s.m)	$Q_{fs}$ (kg-f/s.m)	$Q_{tr}$ (kg-f/s.m)
1	50.60	381.37	431.96
6	42.17	306.37	348.54
12	60.37	309.51	372.89

Los valores hallados muestran solo un aspecto del arrastre de sedimentos en el río Rimac, debido a que en épocas de avenida los sedimentos arrastrados son boleos de hasta 1m de diámetro y en caso de huayco los sedimentos en arrastre son de tal magnitud que modifican las características físicas del elemento líquido, los cuales producen efectos erosivos importantes sobre las defensas existentes sobre las márgenes del río.

## Método de Meyer-Peter y Müller

Este método sirve tanto para material de cualquier peso específico, como para muestras de material uniforme o con granulometría extendida.

La expresión propuesta establece que:

$$Q_{TF} = 8 \gamma_s g^{\frac{1}{2}} \Delta^{\frac{1}{2}} D_m^{\frac{3}{2}} \left[ \left( \frac{n'}{n} \right)^{\frac{3}{2}} \tau_* - 0.047 \right]^{\frac{3}{2}} \dots (3.90)$$

$n$  = rugosidad total del cauce.

$n'$  = rugosidad debida a partículas

Se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$n' = \frac{D_{90}^{\frac{1}{6}}}{26} \dots (3.91)$$

Donde  $n'$  está en  $\frac{s}{m^{\frac{1}{3}}}$  y  $D_{90}$  debe estar en m.

Meyer-Peter y Müller probaron materiales con pesos específicos comprendidos entre 1250 y 4200 kgf/m<sup>3</sup> y los diámetros medios de las muestras variaron de 0.4 mm a 30 mm. Como utilizaron parámetros adimensionales para analizar sus resultados, la fórmula propuesta se puede aplicar a otros diámetros y a otros pesos específicos.

Para el caso de nuestras secciones de estudio se pudo comprobar que el análisis mostraba error debido a que los valores de  $\tau_*$  son muy bajos que

hacen indeterminada la ecuación, por ésta razón el análisis no se realizó aún considerando el caso de que nuestra muestra se encuentra dentro de los límites de aplicación de ésta fórmula.

Método de Engelund.

La fórmula de Engelund propuesta para cauces arenosos es:

$$Q_{BT} = \frac{0.04 \gamma_s (R_H S)^2 U^2}{g^{1/2} \Delta^2 D_{35}} \dots\dots\dots(3.92)$$

La fórmula presupone el conocimiento de la velocidad media U, en la sección donde el transporte se desea evaluar. La ecuación de Engelund se puede aplicar siempre y cuando  $0.15\text{mm} < D_{50} < 2 \text{ mm}$ . Además, se debe cumplir que el número de Reynolds de la partícula asociada a la velocidad al cortante sea igual o mayor que 12, es decir:

$$\frac{U \cdot D_{50}}{\nu} \geq 12 \dots\dots\dots(3.93)$$

Debido a que el análisis granulométrico del material del cauce arroja valores para  $D_{50} = 14.11\text{mm}$  en promedio, la metodología propuesta por Engelund

no es aplicable.

### 3.2.2.2 Cuantificación del transporte en suspensión.

Dos clases diferentes de sedimentos pueden ser transportados en suspensión; material de lavado constituido por partículas finas como limos y principalmente arcilla, y material que procede del fondo. Para diferenciarlos se obtuvo la curva granulométrica del material que forma el cauce. El material de lavado está formado por partículas finas no presentadas en el material del fondo. Cuando no se conocen los tamaños de las partículas del fondo, se considera como material de lavado el formado por todas las partículas menores que 0.062 mm. Para cuantificar el gasto sólido transportado en suspensión, se necesitan conocer los datos indicados en 3.2.2 y además, la concentración del material en suspensión en un punto cuya distancia al fondo también sea conocida. Se requiere conocer además la granulometría de ese material o cuando menos su diámetro medio.

Para valuar el transporte de fondo en suspensión, hay fórmulas que sólo requieren de los datos concernientes al material en suspensión que se hayan muestreado, o bien métodos que únicamente necesitan el conocimiento del material del fondo. Para



valuar el transporte de lavado, se requiere necesariamente el conocimiento de la concentración en un punto conocido durante varios años, ya que un río puede transportar tanto material de lavado como leguen a él; es decir, no hay relación alguna entre el transporte de lavado y la característica hidráulica.

#### 3.2.2.2.1 Método para cuantificar el transporte en suspensión.

El método que se recomienda utilizar es el que Brooks propuso en 1963. Para aplicar este método es indispensable conocer la concentración a la mitad del tirante, esto es, para  $y=d/2$ . El o se puede lograr midiendo la concentración en ese punto, o calculando la concentración  $C_y = C_{y=d/2}$  con ayuda de la ecuación 3.94 y 3.95 a partir de otra concentración conocida,  $C_s$ ; en ésta última ecuación,  $w$  es la velocidad de caída de las partículas con diámetro  $D$ , que puede ser el diámetro del material en suspensión, aunque se recomienda hacer el cálculo para diferentes fracciones de la curva granulométrica. Según Brooks, el gasto de material sólido en suspensión es igual a la ecuación 3.96.

$$C_y = C_a \left[ \frac{d-y}{y} \frac{a}{d-a} \right] \dots\dots\dots (3.94)$$

*d* = tirante de la corriente, en m  
*a* = Distancia vertical sobre el fondo, concentración  $C_a$ ,  
*y* = distancia vertical sobre el fondo en m  
*z* = exponente que toma en cuenta la turbulencia y se expi

$$z = \frac{2.5 w}{U_*} \dots\dots\dots (3.95)$$

$$Q_s = q C_{\frac{d}{2}} \left[ f\left(z, \frac{kU}{U_*}\right) \right] \dots\dots\dots (3.96)$$

$Q_s$  = transporte unitario en suspensión, en kgf/s·m  
*q* = gasto unitario líquido, en m<sup>3</sup>/s·m  
*z* = parametro definido por la ecuación (3.83)  
 $C_{\frac{d}{2}}$  = concentración a medio tirante, en peso, kgf/m<sup>3</sup>

La función  $f(z, kU/U_*)$  se encuentra graficada y se presenta en la figura 3.22. En ella *k* es la constante de Von Karman y se toma igual a 11.4

A continuación se presenta un método para cuantificar el transporte en suspensión a partir de muestras de concentración del material en suspensión, a partir de una gráfica turbiedad-sólidos totales, tomadas en la Bocatoma de la ATARJEA<sup>7</sup>, correspondiente al período 1979-1982, figura 3.23

<sup>7</sup> ESTUDIO DE ENCAUZAMIENTO PARCIAL DEL RIO RIMAC; TAMS-PyV INGENIEROS, Octubre 1983.

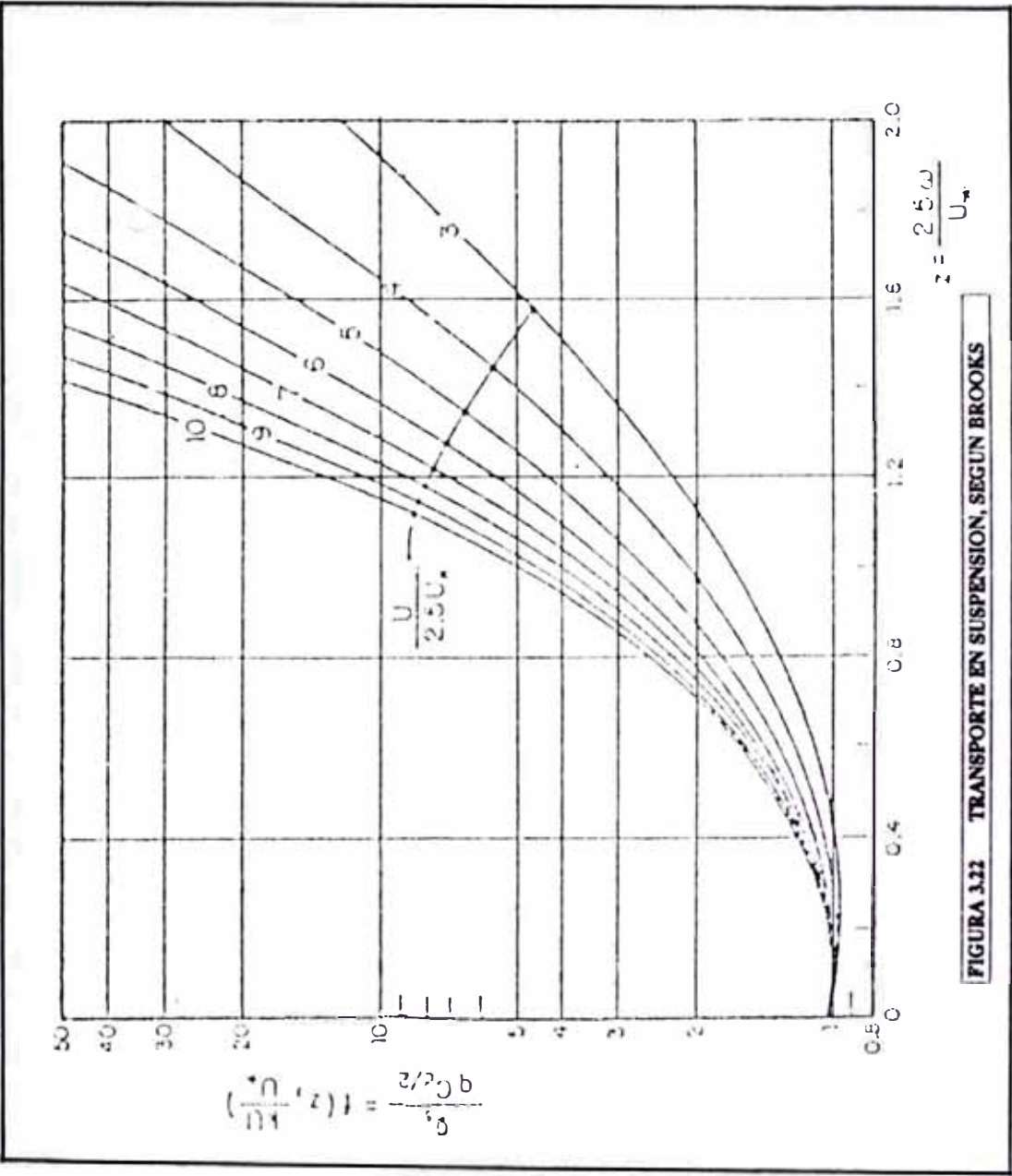


FIGURA 3.22 TRANSPORTE EN SUSPENSION, SEGUN BROOKS

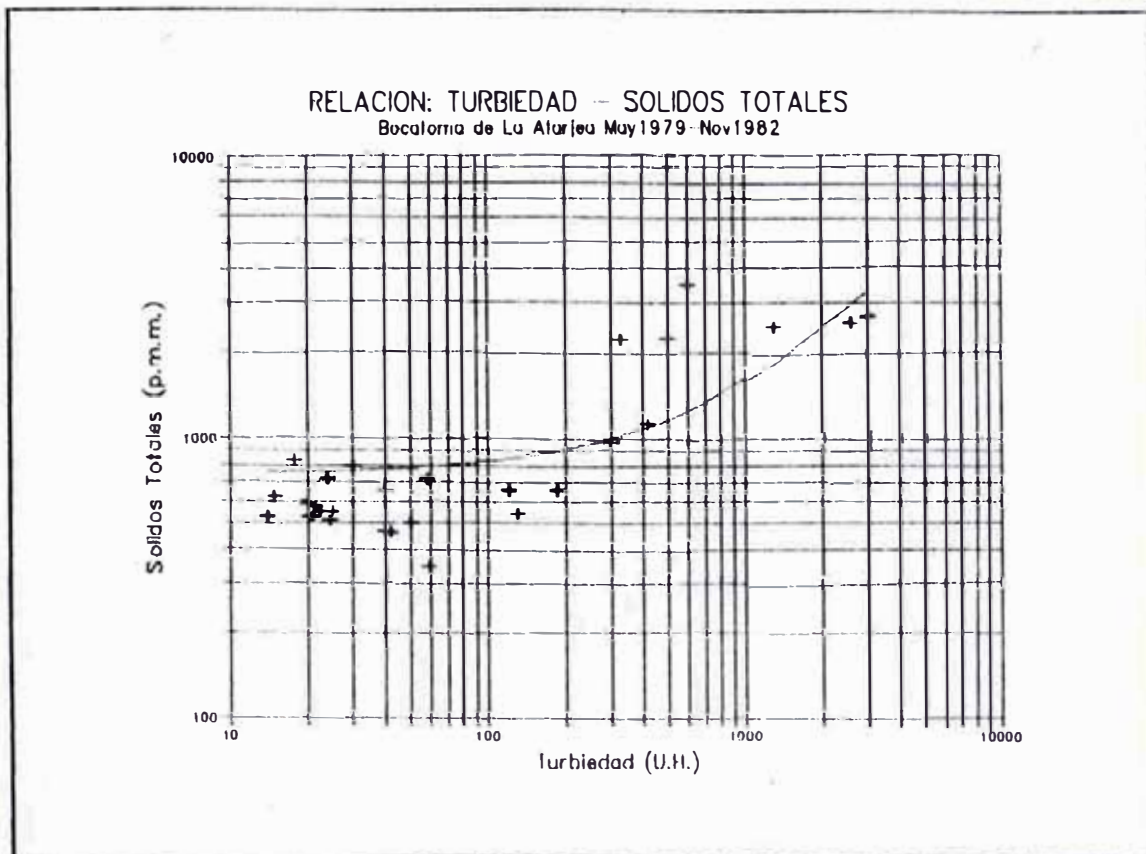


Figura 3.23

Tomaremos éste gráfico como referencia para calcular el transporte de sólidos en suspensión. Del gráfico anterior se pudo deducir que para una persistencia de turbidez de 80%, en época de estiaje, y 10%, en época de avenida, le corresponde 761.5 ppm y 1,864.11 ppm de concentración de sólidos respectivamente. Con éstos valores calculamos los correspondientes de transporte de sólidos en suspensión, que para los caudales mostrados en la tabla 3.30:

Tabla 3.30

Persistencia de Turbidez %	Concentración ppm	CAUDAL (kg-f/m <sup>3</sup> )
10	1864.11	1.86
20	1105.47	1.11
30	902.87	0.90
40	794.25	0.79
50	779.59	0.78
60	769.25	0.77
70	764.08	0.76
80	761.49	0.76
90	758.90	0.76

Los resultados muestran que para una persistencia de turbidez de 80%, en época de estiaje, le corresponde 0.76 kg-f/m<sup>3</sup> y para una persistencia de turbidez de 10%, en época de avenida, le corresponde 1.86 kg-f/m<sup>3</sup> de concentración de sólidos en suspensión.

### 3.3.3 Diseño de cauces con arrastre

Cuando se desea rectificar un río se deben conocer sus características geométricas finales, y se deben utilizar métodos de estabilidad de cauces. Estos métodos se aplican a ríos y canales en los que todo el gasto pasa por un único cauce, sin permitir bifurcaciones o la formación de islas dentro del cauce.

Se puede hablar de diferentes grados de libertad:

### 3.3.3.1 Tipos de estabilidad

La principal utilidad de lo que se explicará en este inciso es predecir las características geométricas y pendiente de un río cuando se modifica alguna de las condiciones naturales de la cuenca y del río, por ejemplo, al alterar el hidrograma de escurrimiento y el transporte de sedimento mediante la construcción de un embalse o aumentar el volumen de sedimentos en el cauce debido a deforestación en partes de la cuenca, etc. Si se construye un embalse el tramo aguas abajo adyacente tiende a no arrastrar material ese efecto es la causa principal que provoca el cambio de sección y pendiente. En los siguientes tramos aguas abajo, las modificaciones son ocasionadas por el cambio que sufre el escurrimiento, el que ahora estará formado por las descargas de la obra de toma y del vertedor.

Se puede hablar de diferentes grados de estabilidad:

#### a) Estabilidad estática

Se presenta cuando la corriente no es capaz de arrastrar los materiales de las márgenes y el fondo, por lo que la sección no varía, y en planta el río no sufre ningún corrimiento lateral. Este

grado de estabilidad lo tiene los canales sin arrastre o algunos ríos durante la época de estiaje.

#### b) Estabilidad dinámica

Corresponde a los ríos o canales que tienen un solo cauce y todo el gasto pasa por él; además existe arrastre de sedimentos y aunque sus secciones transversales llegan a variar, ellas son aproximadamente similares cada año al ser observadas en la misma época.

#### c) Estabilidad morfológica

Cubre el concepto más amplio, esto es, que en cualquier cauce natural, la pendiente, el ancho, tirante y número de brazos por los que escurre el gasto, depende del propio gasto y de su distribución anual, de las características del sedimento y de la calidad y cantidad del transporte de sedimentos que procede de aguas arriba o que es aportado lateralmente.

#### 3.3.3.2 Grados de libertad

Otro concepto de interés y que permitirá la mejor comprensión de los métodos que serán descritos es el grado de libertad de una corriente.



a) Escurrimiento con un grado de libertad.

Cuando se tiene un canal revestido o sin arrastre, con ancho y pendiente dadas, y se hace pasar un gasto determinado. Este escurrirá con un cierto tirante, que es lo único que puede variar. Se dice entonces que ese escurrimiento tiene un grado de libertad y basta una ecuación para conocer el tirante, que es la única variable.

b) Escurrimiento con dos grados de libertad.

Si en un canal revestido, además de hacer pasar un gasto líquido se alimenta constantemente un cierto gasto sólido, se ajustarán la pendiente del fondo y el tirante, hasta valores tales que el gasto líquido sea capaz de arrastrar ese material sólido, entonces se dice que el escurrimiento tiene dos grados de libertad, ya que se pueden ajustar el tirante y la pendiente, y se necesitarán dos ecuaciones para valuar las dos variables.

c) Escurrimiento con tres grados de libertad.

Si se forma un canal en material aluvial, y al principio el canal se alimenta con un gasto líquido y sólido como en b), se ajustarán la pendiente y tirante de la sección hasta que el gasto líquido arrastre en forma uniforme y continua el sedimento. En esas condiciones se dice que la corriente

tiene tres grados de libertad, por lo que se requerirán tres ecuaciones a fin de definir el estado de equilibrio.

### 3.3.3.3 Caudal formativo

Cuando se estudia la estabilidad de un cauce, es indispensable fijar un gasto que represente el hidrograma anual. Ese gasto asociado con la estabilidad de un cauce se denomina gasto formativo, existen al respecto varios criterios para determinarlo:

#### a) Caudal dominante.

El gasto formativo que recibe este nombre, es aquel que de permanecer constante a lo largo del año, transportará la misma cantidad de material del fondo que el hidrograma anual, por tanto, para encontrar el valor del gasto dominante se calcula para cada día del año el transporte de fondo en función del gasto medio diario aforado; sumando todos los resultados se obtiene el transporte anual del fondo y se divide entre 365 días del año, logrando el transporte medio diario, con lo cual resulta fácil obtener el gasto líquido diario que tiene esa capacidad de transporte. El gasto líquido, en m/s, asociado a ese gasto diario, recibe el nombre de dominante.

A continuación estudiaremos el comportamiento del caudal del río Rímac tomando en cuenta los registros de caudales de 73 años, datos sobre los cuales se ha elaborado la curva de persistencia, de la que es posible concluir que para caudales de 224 m<sup>3</sup>/s, 318 m<sup>3</sup>/s y 483 m<sup>3</sup>/s le corresponden 15%, 7.5% y 2.5% de Persistencia, tal como se indica en la Figura 3.24:

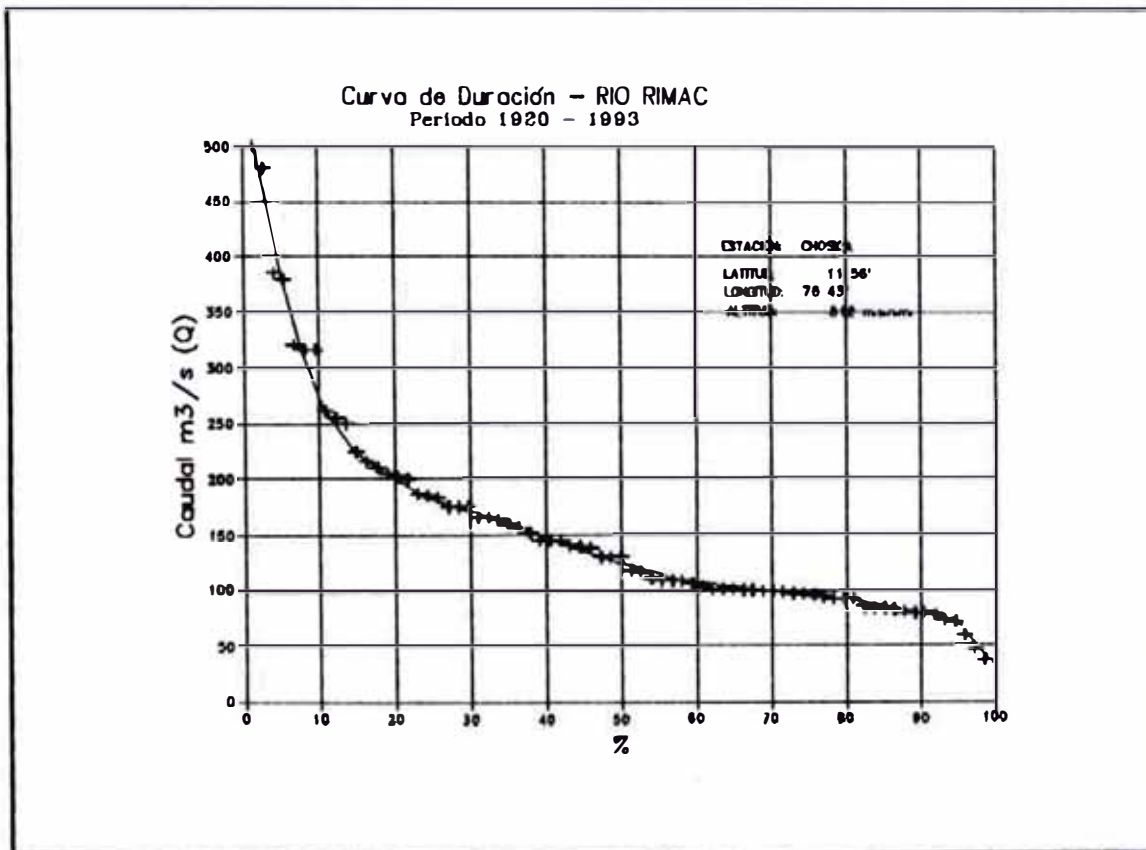


Figura 3.24

b) Caudal formativo

Es el que tiene un periodo de retorno de 1.4 años. para algunos autores (entre ellos Leopold y Ma-

dok). Si hay una estación de aforos cercana, se puede obtener analizando los gastos máximos con los criterios de Nash o Gumbel

#### c) Caudales formativos (en rios de planicie)

Es el gasto máximo capaz de pasar por el cauce principal sin que desborde hacia la planicie. En la mayoría de los problemas estudiados éste criterio ha conducido a resultados mas congruentes.

Sin embargo, recomienda utilizar los tres y probar los tres gastos obtenidos. Casi siempre se puede contar con algún dato adicional que permita conocer cual de ellos conduce un resultado mas acertado.

#### 3.3.3.4 Cauces estables

Cuando una corriente escurre por un solo cauce se ha mencionado que existe un equilibrio entre el hidrograma de la corriente o gasto formativo, el gasto sólido que entra al tramo en estudio, las características de los materiales del fondo y orillas, la pendiente media del tramo y las características de la sección transversal.

Generalmente conocido el gasto formativo  $Q$ , el

transporte de sólido que entra al tramo en estudio,  $Q_r$  o  $Q_{r,f}$  y un diámetro representativo,  $D$ , del material del fondo, se desea obtener la pendiente  $S$ , ancho  $B$  y tirante  $d$ , que hagan estable el tramo en estudio. Para lograr lo anterior se utilizan diferentes métodos para analizar la estabilidad de cauces, entre los que se pueden citar los propuestos por Altunin, Maza-Cruickshank y Blench. El primero se desarrolló para cauces formados con material grueso como gravas y boleas; el segundo únicamente se puede aplicar a cauces arenosos, en cambio el tercero es de mayor utilidad en cauces con márgenes formados con material cohesivo

#### 1. Método de Altunin para material granular

Para conocer la estabilidad de un cauce, Altunin tomó en cuenta además de las variables ya indicadas, la mayor o menor resistencia de las orillas a la erosión, y la zona del río donde se encuentra el tramo en estudio.

Con ello supuso que una sección es de tipo a, si las orillas son difícilmente erosionables y b si son erosionadas fácilmente.

Las ecuaciones 3.97, 3.98 y 3.99 se proponen para obtener los tres grados de libertad. La primera

permite conocer la velocidad media de la corriente que no produce erosión, tomando en cuenta el diametro medio del material del fondo y el tirante. La segunda define la velocidad media de la corriente en función de la resistencia del fondo.

La tercera resultó de la observación de secciones naturales y estables y fue propuesta por Gluschkov.

$$U = a V_{\phi} d^a \dots\dots\dots (3.97)$$

$$U = k d^x S^x \dots\dots\dots (3.98)$$

$$B^m = K d \dots\dots\dots (3.99)$$

La ecuación 3.99 se puede también expresar como:

$$B = \frac{A Q^{0.5}}{S^{0.2}} \dots\dots\dots (3.99a)$$

Donde A es un coeficiente.

donde:

a = Constante igual a 1 en la planicie y 1.1 en la zona intermedia.

$V_{\phi}$  = Velocidad media máxima que soportan las partículas del fondo sin que se produzca erosión cuando el tirante es de 1m. Se obtiene con ayuda de la tabla 3.31 en función del diámetro medio de las partículas, en m/s.

Valores de la velocidad  $V\phi$  en función del diámetro medio de las partículas cuando el tirante es de 1m.

Tabla 3.31

Diámetro mm	$V\phi$ m/s	Diámetro mm	$V\phi$ m/s
		46	1.44
		48	1.47
		50	1.50
1.0	0.60	52	1.54
2.5	0.75	54	1.56
5	0.80	56	1.59
10	0.83	58	1.62
15	0.86	60	1.65
20	0.90	65	1.69
25	0.98	70	1.73
30	1.04	75	1.76
32	1.11	80	1.80
34	1.17	85	1.84
36	1.24	90	1.88
38	1.29	95	1.91
40	1.35	100	1.95
42	1.38	150	2.40
44	1.41	200	2.60

$d$  = Tirante medio en la sección, igual al área entre el ancho de la superficie libre, en m

$\alpha$  = Exponente variable que depende del tirante y que puede tomar los valores:

$$\alpha = 1/3, \text{ si } d < 1.50 \text{ m}$$

$$\alpha = 1/4, \text{ si } 1.50 < d < 2.50 \text{ m}$$



$$\alpha = 1/5, \text{ si } d > 2.50 \text{ m}$$

k = Coeficient de rugosidad que para cauces con gravas o diámetros mayores, Altunin lo supone igual a 11.

z = Exponente que para las condiciones indicadas se recomienda igual a 1/2.

x = Exponente que para las condiciones indicadas se recomienda igual a 1/3.

B = Ancho de la superficie libre del agua, n m

m Exponente que es igual a 0.5 para ríos de montaña y 1.0 para cauces aluviales cerca de la desembocadura; se acepta 0.7 para cauces arenosos. Este exponente también se puede evaluar mediante la ecuación 3.100:

$$m = 0.72 \left[ \frac{\Delta D}{R_H S} \right]^{0.1} \dots\dots\dots(3.100)$$

A = Coeficiente dado por la ecuación 3.101. Su valor se obtiene de la tabla 3.32, la que está indicada para valores de A y m para cauces estables.

$$A = \left[ n K^{\frac{5}{3}} \right]^{\frac{3}{3+5m}} \dots \dots \dots (3.101)$$

Tabla 3.32

Zona del río y condición del cauce	Número de Froude	Parámetro A		Valor exponente m, cuando K=10	
		Tipo de sección		Tipo de sección	
		a	b	a	b
Zona de alta montaña. Cauce rocoso y cubierto de piedras.	1.0	0.50	0.75		1.0
Zona de montaña. Cauce formado por cantos rodados, boleos y guijarros. Rápidas y pendiente cercana a la crítica	1.0 a 0.5	0.75	0.90	1.0	0.8
Zona en las faldas de la montaña. Llegada del río al valle. Cauce formado por guijarros, grava y arena. Corriente tranquila.	0.5 a 0.2	0.90	1.00	0.8	0.25
Zona intermedia. Cauce formado por arena gruesa, media y fina. Corriente tranquila.	0.20 a 0.04	1.00	1.1	0.75	0.7
Zona de planicie. Cauce arena fina.					
a) Río Caudaloso.	0.2 a 0.02	1.1	1.3	0.75	0.70
b) Río poco caudaloso.	0.3 a 0.2	1.3	1.7	0.60	0.50

En la expresión propuesta para valuar A, n es el coeficiente de rugosidad según Manning, y K un

coeficiente que depende de la resistencia de las orillas, en la ecuación 3.99, cuyos valores son: 3 a 4 si el material que el cauce es muy resistente (tipo a), 16 a 20 para material fácilmente erosionable (tipo b) y para material aluvial entre 8 y 12. En los problemas de ingeniería se acepta  $K = 10$

A partir de las ecuaciones 3.97, 3.98 y 3.99 se obtienen las ecuaciones generales de diseño mostradas en la tabla 3.33, donde se ha considerado que  $z$  y  $x$  tienen los valores indicados anteriormente. Las ecuaciones se han presentado para los tres valores de  $\alpha$  mencionados.

Tabla 3.33

Elemento de cálculo	$\alpha = 1/5$	$\alpha = 1/4$	$\alpha = 1/3$
Profundidad media, $d$	$\frac{0.732 V \phi^{0.73}}{(1000 S)^{1.079}}$	$\frac{0.685 V \phi^1}{(1000 S)^{1.13}}$	$\frac{0.585 V \phi}{(1000 S)^2}$
Velocidad media, $U$	$\frac{0.939 V \phi^{1.3}}{(1000 S)^{2.19}}$	$\frac{0.909 V \phi^3}{(1000 S)^{1.13}}$	$\frac{0.835 V \phi^2}{(1000 S)^{2.19}}$
Gasto Unitario, $Q$	$\frac{0.686 V \phi^2}{(1000 S)^{1.13}}$	$\frac{0.623 V \phi^6}{(1000 S)^{3.13}}$	$\frac{0.471 V \phi^6}{(1000 S)^{8.13}}$
Gasto de agua en un brazo estable, $Q$	$\frac{7.46 A^2 V \phi^0}{(1000 S)^{3.67}}$	$\frac{6.20 A^2 V \phi^{1.2}}{(1000 S)^{3.73}}$	$\frac{3.50 A V \phi^6}{(1000 S)^{5.73}}$
Pendiente del curso estable, $S$	$\frac{0.0019 A^{0.653} V \phi^{3.26}}{Q^{0.326}}$	$\frac{0.0016 A^{0.563} V \phi^{3.21}}{Q^{0.268}}$	$\frac{0.0012 A^{0.31} V \phi^{3.15}}{Q^{0.154}}$
Velocidad de formación, $V \phi$	$\frac{6.85 Q^{0.10} S^{0.307}}{A^{0.2}}$	$\frac{7.40 Q^{0.083} S^{0.312}}{A^{0.173}}$	$\frac{8.45 Q^{0.049} S^{0.317}}{A^{0.10}}$

2. Método de Maza-Cruickshank para cauces arenosos.

Este método fue propuesto en 1973 y toma en cuenta 3 ecuaciones: una de fricción, una de arrastre y una que relacione anchos y pendientes, obtenida en forma empírica de observaciones reales.

Como fórmulas de fricción se utilizan las de Cruickshank-Maza para arenas, (ecuaciones 3.102 ó 3.103), y las ecuaciones de Chezy (ecuación 3.104) o de Manning (ecuaciones 3.105 y 3.106) para material grueso (primer grado de libertad).

*Para régimen inferior:*

$$U = 7.58 w_{50} \left( \frac{d}{D_{84}} \right)^{0.634} \left( \frac{S}{\Delta} \right)^{0.456} \dots\dots\dots (3.102)$$

que se cumple si:  $\frac{1}{S} \geq 83.5 \left( \frac{d}{\Delta D_{84}} \right)^{0.350}$

*Para régimen superior:*

$$U = 6.25 w_{50} \left( \frac{d}{D_{84}} \right)^{0.644} \left( \frac{S}{\Delta} \right)^{0.352} \dots\dots\dots (3.103)$$

que se cumple si:  $\frac{1}{S} \geq 66.5 \left( \frac{d}{\Delta D_{84}} \right)^{0.382}$

$$C = 18 \log \frac{11.1 R_H}{k_g} \dots\dots\dots (3.104)$$

$$C = \frac{R_H^{\frac{1}{6}}}{n} \dots\dots\dots(3.105)$$

$$U = \frac{1}{\Omega} R_H^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots(3.106)$$

Las fórmulas de arrastre que se proponen son las de Meyer-Peter y Müller o la de Engelund, ecuaciones 3.90 ó 3.92 respectivamente (según el grado de libertad)

Como tercera expresión se ha seleccionado la de Gluschkov, ecuación 3.99 (tercer grado de libertad).

Conocidos algunos de los parámetros que intervienen en las ecuaciones de partida, se pueden obtener el valor de tres que no sean conocidos. Si, por ejemplo, se conoce el gasto formativo Q, el transporte de sedimentos que entra al tramo Q la granulometría del material del fondo y orillas, y se supone que el exponente m, de la ecuación 3.99, igual a 0.709 valor promedio para cauces arenosos, se obtiene el ancho, tirante y pendiente del cauce con estabilidad dinámica. Las ecuaciones 3.107, 3.108 y 3.109 permiten encontrar las variables para régimen inferior y las ecuaciones 3.110, 3.111 y 3.112 permiten encontrar las variables para régimen superior, respectivamente.

Para régimen inferior:

$$B = \frac{0.368 D_{84}^{0.247} K^{0.7} Q^{0.63}}{w_{50}^{0.39} \Delta^{0.238} g^{0.06} D_{35}^{0.118} Q_{TP}^{0.119}} \dots\dots (3.107)$$

$$d = \frac{0.468 D_{84}^{0.173} Q^{0.44}}{w_{50}^{0.274} \Delta^{0.166} g^{0.041} K^{0.51} Q_{TP}^{0.083} D_{35}^{0.083}} \dots\dots (3.108)$$

$$S = \frac{3.215 \Delta^{1.12} g^{0.28} D_{35}^{0.56} D_{84}^{0.223} K^{0.294} Q_{TP}^{0.56}}{w_{50}^{0.352} Q^{0.768}} \dots\dots (3.109)$$

Para régimen superior:

$$B = \frac{0.037 D_{84}^{0.261} K^{0.714} Q^{0.596}}{w_{50}^{0.406} \Delta^{0.19} g^{0.048} D_{35}^{0.095} Q_{TP}^{0.095}} \dots\dots (3.110)$$

$$d = \frac{0.5 D_{84}^{0.183} Q^{0.417}}{w_{50}^{0.283} \Delta^{0.133} g^{0.035} K^{0.5} Q_{TP}^{0.067} D_{35}^{0.067}} \dots\dots (3.111)$$

$$S = \frac{3.50 \Delta^{1.16} g^{0.261} D_{35}^{0.581} D_{84}^{0.235} K^{0.309} Q_{TP}^{0.581}}{w_{50}^{0.365} Q^{0.797}} \dots\dots (3.112)$$

La ventaja principal de este método consiste en que permite tomar en cuenta el gasto sólido y por tanto conocer las variaciones que sufre la sección cuando es incrementada o reducida debido a alteraciones en la cuenca y obras en los cauces.

A continuación la tabla 3.34, muestra los resultados obtenidos para el cauce en estudio según los 2 métodos estudiados en las secciones indicadas:

Tabla 3.34

SECCION	B (m)		d (m)		S	
	Altunin	Maza-Cruicksh	Altunin	Maza-Cruicksh	Altunin	Maza-Cruicksh
1	254.50	9.58	1.04	0.24	0.00049	0.000833
6	260.17	17.27	1.01	0.25	0.00053	4.83E-5
12	235.08	14.88	0.97	0.25	0.00088	0.000156

Luego se procederá a seleccionar los valores de B, d y S calculados con los criterios anteriores, los cuales tendrán que ser aceptables; el procedimiento será el siguiente:

1. Se calcula el área con los valores de B y d.
2. Se divide el gasto que escurre por el cauce entre el área y se obtiene la velocidad de la corriente.
3. Hallamos el valor de n según la ecuación 3.63, como la sección es ancha se toma  $R_H = d$ .
4. Se comparan los valores de n, obtenidos con cada método, y se descarta el que conduzca a un resultado absurdo.

La tabla 3.35 muestra los resultados del análisis anterior:

Tabla 3.35

SECCION	A (m <sup>2</sup> )		U (m/s)		n	
	Altunin	Maza-Cruicksh	Altunin	Maza-Cruicksh	Altunin	Maza-Cruicksh
1	264.79	2.39	0.85	93.64	0.0271	0.000122
6	262.68	4.30	0.85	52.15	0.0273	5.27E-05
12	227.96	3.61	0.98	62.00	0.0296	7.84E-05

Comparando los valores de n, los obtenidos con el método de Altunin son más cercanos a los valores



de coeficientes de rugosidad que tienen los cauces naturales, por lo que los valores de  $B$ ,  $d$  y  $S$  obtenidos con dicho método son los que deben escogerse.

#### 3.3.4 Socavación

En un río y asociadas a las obras que en él se puedan construir se distinguirán los siguientes tipos de socavación:

- Socavación general

- Socavación transversal

- Socavación en curvas.

- Socavación local.

- Socavación aguas abajo de grandes embalses.

- Socavación producida por la descarga de compuertas de fondo.

- Socavación al pie de obras de descarga.

- Socavación bajo tuberías.

Para el desarrollo del presente estudio solo estudiaremos algunos casos mencionados, de acuerdo a las características del cauce observadas en el río Rímac.

### 3.3.4.1 Socavación general

Se dice que un cauce está bien definido cuando tiene sus orillas bien marcadas, y que en época de estiaje toda la corriente escurre por un sólo cauce. Para el cálculo de la socavación general se recomienda utilizar el método de Lischtvan-Lebediev, el cual está basada en determinar la condición de equilibrio entre la velocidad media de la corriente y la velocidad media del flujo que se requiere para erosionar un material de diámetro y densidad conocidos. Se aplica tanto si la distribución del material del subsuelo es homogénea, o heterogénea, es decir formando estratos de distintos materiales.

La condición de equilibrio está dada por la expresión 3.113:

$$U_* = U_r \dots\dots\dots(3.113)$$

$U_*$  Velocidad media que debe tener la corriente para erosionar el material de fondo (inicio del arrastre) en m/s.

$U_r$  Velocidad media real de la corriente, en m/s.

Para poder aplicar el método se requieren conocer el gasto máximo de diseño,  $Q_d$  elevación del agua

en el río (en la sección en estudio) para el gasto anterior, la sección transversal de la sección en estudio obtenida durante el estiaje anterior. Si el suelo es granular, se necesita la granulometría del material del fondo, de donde se calcula el diámetro medio  $D_m$ . Si el suelo es cohesivo, se deberá obtener el peso volumétrico de la muestra seca.

- a) Cálculo de  $U_r$ . La hipótesis fundamental consiste en suponer que el gasto unitario que pasa por cualquier franja de la sección permanece constante mientras dure el proceso de erosión.

Se obtiene así que para cualquier profundidad que se haya alcanzado,  $U_r$  equivale a la expresión 3.114:

$$U_r = \frac{\alpha d_o^{\frac{5}{3}}}{d_s} \dots\dots\dots(3.114)$$

donde:

- d<sub>o</sub>. Profundidad inicial que existe en una determinada vertical de la sección entre el nivel del agua al pasar la avenida y el nivel del fondo obtenido durante el estiaje, en m.
- d<sub>s</sub>. Profundidad después de producirse la cavación.

ción del fondo. Se mide desde el nivel del agua al pasar la avenida hasta el nivel del fondo erosionado, en m.

$\alpha$  Coeficiente que se deduce a partir de los datos, mediante la expresión 3.115:

$$\alpha = \frac{Q_d}{d_m^{\frac{5}{3}} B_e \mu} \dots\dots\dots(3.115)$$

donde:

$B_e$  Ancho efectivo en la sección descontados todos los obstáculos, en m. Para encontrar  $B_e$ , se traza una línea perpendicular a las líneas de corriente. Sobre esa línea se proyectan todos los obstáculos y  $B_e$  es la suma de todos los espacios libres. Así se toma en cuenta además al esviajamiento de la corriente.

$d_m$  Tirante medio de la sección, el cual se obtiene dividiendo el área hidráulica entre el ancho efectivo, en m.

$\mu$  Coeficiente que toma en cuenta el efecto de contracción producido por las pilas en el caso de existir un puente, su valor se encuentra en la tabla 3.36

Tabla 3.36 - Coeficiente de Contracción  $\mu$

V media sección en m/s	Longitud libre entre 2 pilas (claro), en m.							
	10	13	16	18	21	25	30	42
Menor 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97
4.00 o mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96

b) Cálculo de U. La velocidad mínima necesaria para arrastrar los materiales depende de la naturaleza de los mismos.

Para suelos no cohesivos

$$U_c = 0.68 D_m^{0.2} \beta d_s^* \dots \dots \dots (3.116)$$

Para suelos cohesivos

$$U_c = 0.60 \gamma_s^{1.1} \beta d_s^* \dots \dots \dots (3.117)$$

donde:

B = Coeficiente que toma en cuenta el periodo de retorno con que se presenta el gasto de diseño. Su valor se encuentra en la tabla 3.37

Tabla 3.37

Coeficientes de $\beta$	
Periodo de retorno en años	Coeficiente $\beta$
1	0.77
2	0.82
5	0.86
10	0.90
20	0.94
50	0.97
100	1.00
500	1.05
1000	1.07

$x$  = Exponente variable que tiene diferente valor en cada una de las fórmulas. En la fórmula para suelos no cohesivos, su valor depende de  $D_m$ , en mm, y para suelos cohesivos depende del peso volumétrico,  $\gamma_v$ , en ton/m<sup>3</sup>. Sus valores se indican en la tabla 3.38

Tabla 3.38

Valores de $x$ y $1/(1+x)$					
Suelos Cohesivos			Suelos no Cohesivos		
$\gamma_v$ ton/m <sup>3</sup>	$x$	$1/(1+x)$	$D_m$ en mm	$x$	$1/(1+x)$
1.52	0.33	0.75	8.00	0.35	0.74
1.58	0.32	0.76	10.0	0.34	0.75
1.64	0.31	0.76	15.0	0.33	0.75
1.71	0.30	0.77	20.0	0.32	0.76
1.80	0.29	0.78	25.0	0.31	0.76
1.89	0.28	0.78	40.0	0.30	0.77
2.00	0.27	0.79	60.0	0.29	0.78

1. Cálculo de la socavación,  $d_s$ , para suelos homogéneos. Conocido el tipo de suelo que existe en el sitio y suponiendo que la rugosi-

dad es constante en toda la sección, la profundidad hasta la que llegará la socavación se obtiene al igualar los valores de  $U_s$  y  $U_r$ , y éstas se indican en las expresiones 3.118 y 3.119

Para suelos granulares

$$d_s = \left[ \frac{\alpha d_o^{\frac{1}{3}}}{0.68 D_m^{0.28} \beta} \right]^{\frac{1}{1+x}} \dots\dots\dots(3.118)$$

Para suelos cohesivos

$$\left[ \frac{\alpha d_o^{\frac{1}{3}}}{0.60 \gamma_s^{1.18} \beta} \right]^{\frac{1}{1+x}} \dots\dots\dots(3.119)$$

2. Cálculo de la socavación,  $d_s$ , para suelos heterogéneos. Cuando la distribución de los materiales en el subsuelo es heterogéneo, es posible encontrar la profundidad de la erosión en cada vertical mediante un método por tanteos, o por un método semigráfico.

Si se cuenta con la distribución estratigráfica de los materiales bajo una vertical, se escoge el manto superior y, de acuerdo con la



naturaleza del material se aplica según se el caso las ecuaciones 3.118 ó 3.119. Si la profundidad obtenida, queda bajo el límite inferior del manto, se escoge el segundo estrato y se repite el tanteo anterior con la fórmula correspondiente al tipo de suelo del segundo estrato. En el primer tanteo en que la profundidad  $d$ , calculada esté dentro del estrato en estudio, se habrá obtenido la  $d$ , buscada.

3. Cálculo de la socavación general cuando rugosidad no es uniforme en sección. Cuando existen dos o más zonas con diferente rugosidad, a lo ancho de la misma sección el procedimiento de cálculo es semejante, con la única diferencia que hay que trabajar en forma aislada con cada zona y que para cada una hay que calcular el  $\alpha$ , correspondiente expresada en la ecuación 3.120:

$$\frac{Q_{d_i}}{d_{m_i}^{\frac{5}{3}} B_{e_i} \mu_i} \dots\dots\dots (3.120)$$

Para el caso del cálculo de la socavación general en una sección transversal en el auge del río Rimac. La información que se requiere es la si-

guiente:

1. La sección del cauce está formada por diferentes materiales (arena, grava y bolones  $\phi \geq 3''$ )
2. La rugosidad puede considerarse uniforme en toda la sección.
3. El gasto para el cual se desea calcular la socavación es de 478 m<sup>3</sup>/s para la sección correspondiente al Puente Ricardo Palma, 716 m<sup>3</sup>/s a la sección correspondiente al Puente Pedregal y 1094 m<sup>3</sup>/s a la sección correspondiente al Puente Los Angeles en Chaclacayo. Los niveles de superficie libre cuando se presenten éstos gastos son 60.2 m, 118.2 m y 108.4 m respectivamente.
4. Las características geométricas e hidráulicas de las secciones son:
  - 4.1 Ancho de la superficie libre, referido a los niveles 7.77m, 6.89m y 7.37m que corresponden a los cortes 1, 6 y 12 respectivamente.
  - 4.2 Separación de pilas entre puentes; 52m, 26m y 40m medidas correspondientes a los cortes 1, 6 y 12 respectivamente.

- 4.3 Area hidráulica;  $526\text{m}^2$ ,  $381\text{m}^2$  y  $299\text{m}^2$  medidas correspondientes a los cortes 1, 6 y 12 respectivamente.
- 4.4 Tirante medio en la sección original;  $108.38\text{m}$ ,  $129.04\text{m}$  y  $60.2\text{m}$  medidas correspondientes a los cortes 1, 6 y 12 respectivamente.
- 4.5 Velocidad media en las secciones de estudio se consideró igual a  $2.13\text{m/s}$ .
5. Diámetro medio representativo de la arena;  $0.15\text{mm}$ ,  $0.16\text{mm}$  y  $0.11\text{mm}$  valores correspondientes a los cortes 1, 6 y 12 respectivamente. Diámetro medio representativo de la grava;  $9.96\text{mm}$ ,  $13.18\text{mm}$  y  $26.04\text{mm}$  valores correspondientes a los cortes 1, 6 y 12 respectivamente.
6. En la figura 3.25, 3.26 y 3.27 se muestran los cortes con los estratos aproximados observados en el campo correspondientes a los cortes 1, 6 y 12 respectivamente.

A continuación la tabla 3.39, muestra los resultados obtenidos para el cauce en estudio según los métodos estudiados en las secciones indicadas:

Tabla 3.39

Efectos de Socavación				
SECCION	Grava		Arena	
	Profundidad (m)	Socavación (m)	Profundidad (m)	Socavación (m)
1	0.30	0.061	0.30	22.33
6	0.25	0.055	0.25	13.76
12	0.20	0.048	0.30	29.28

Debido que el valor de la socavación general no llega a sobrepasar el primer estrato sólo consideramos los valores de socavación de 0.061m, 0.055m y 0.48m para las secciones 1, 6 y 12 respectivamente.

### 3.3.4.2 Socavación transversal.

Toma en cuenta la reducciones producidas dentro del valor del área efectiva,  $A_e$ , y el ancho efectivo,  $B_e$ .

Sin embargo una idea bastante aproximada del valor de la socavación transversal puede utilizar la fórmula de Straub indicada en la expresión 3.121:

$$d_2 = \left[ \frac{B_1}{B_2} \right]^{0.642} d_1 \quad \dots\dots\dots (3.121)$$

El subíndice 2 es para la sección reducida y el 1 para los valores en una sección inalterada local-

zada aguas arriba.

CORTE 1  
0 + 000 m

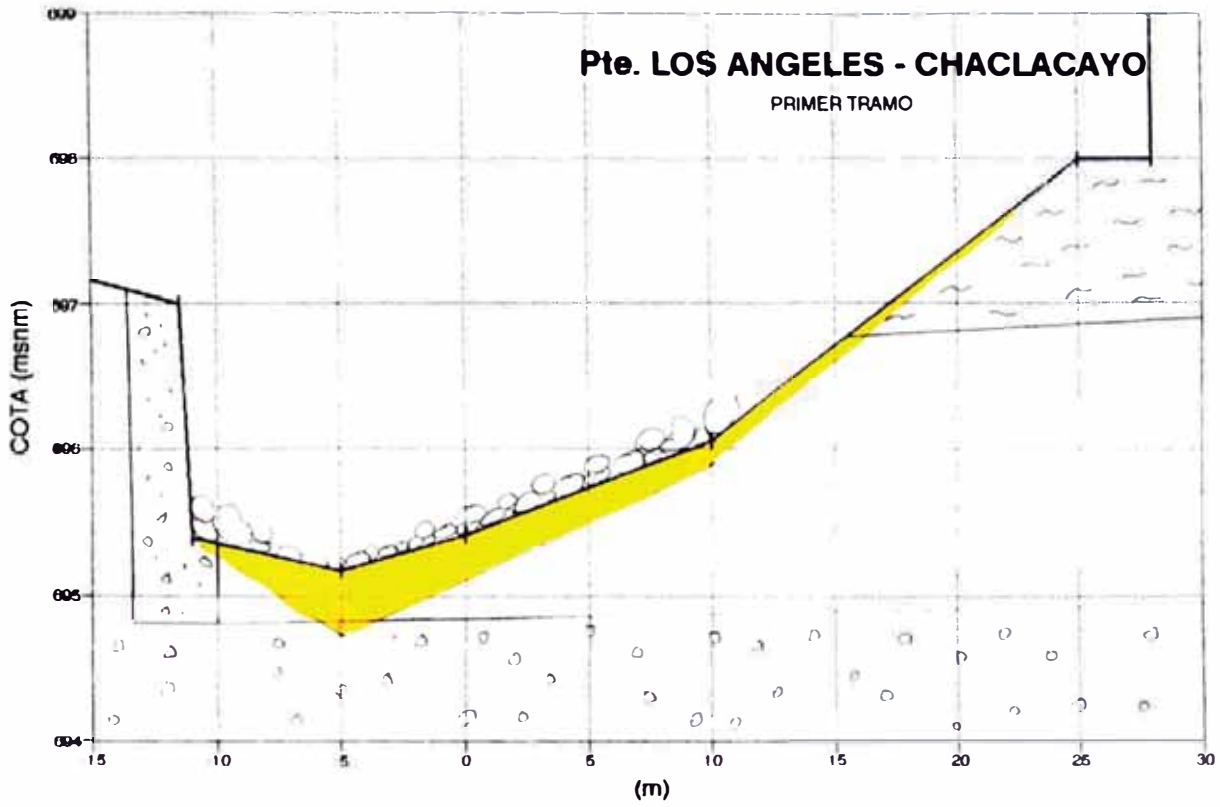


Figura 3.25

□ Arena

□ grava

□ Material Cohesivo

CORTE 6  
6 + 240 m

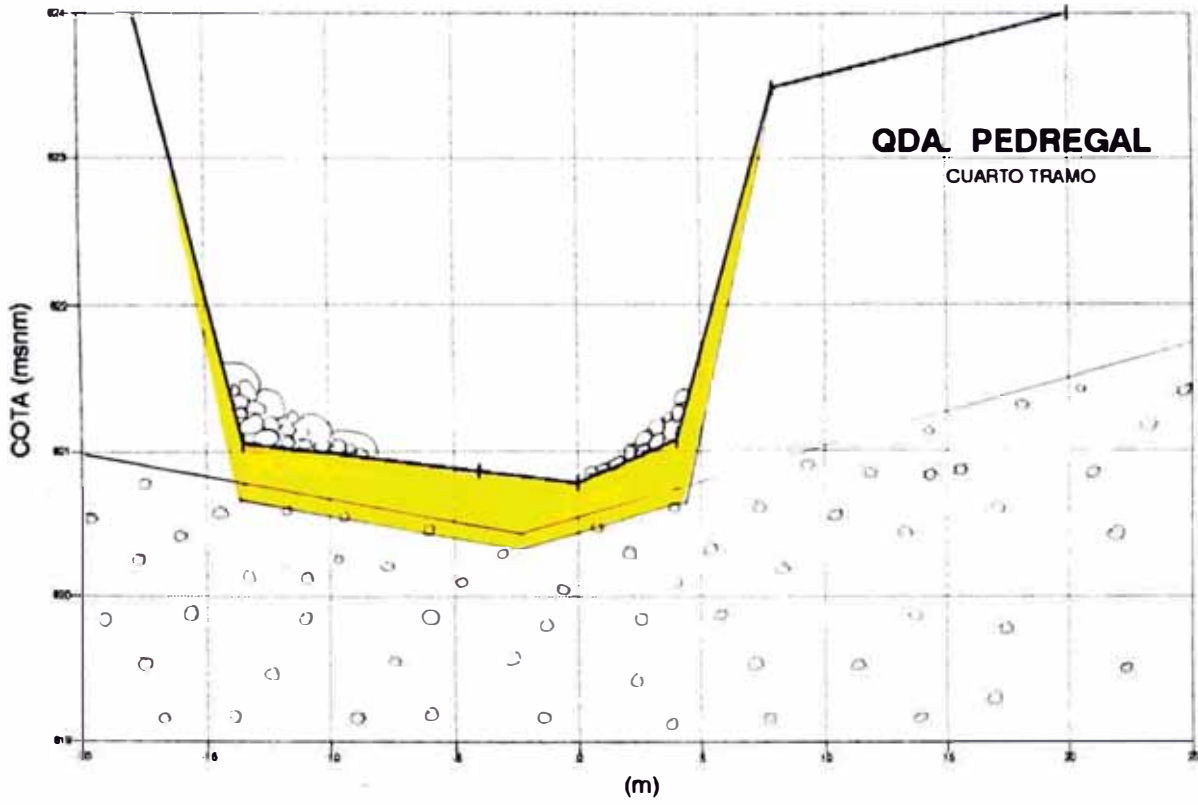


Figura 3.26

□ Arena      □ grava      □ Material Cohesivo

CORTE 12  
11 + 450 m

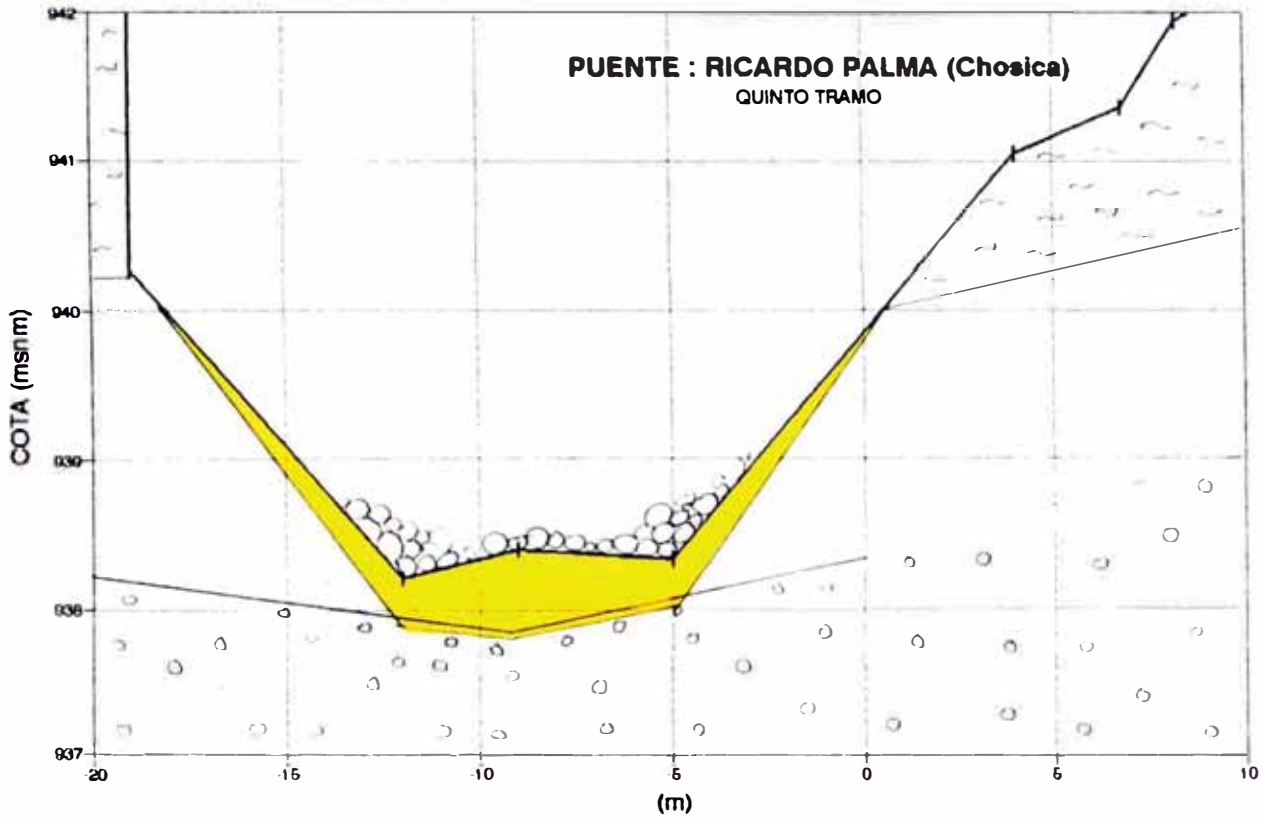


Figura 3.27

□ Arena      □ grava      □ Material Cohesivo



### 3.3.4.3 Socavación en curvas

Existen varias formas de resolver éste problema.

Si se dispone de la sección transversal en estiaje, se puede aplicar el método de la socavación general, pues el perfil de estiaje indica mayores profundidades en el lado exterior de las curvas. La aplicación de este método presenta la ventaja de que permite conocer la profundidad máxima, y la forma aproximada de la sección transversal, ya socavada.

Si se carece del perfil de estiaje, la máxima profundidad se calcula a partir del conocimiento de las características de la curva en planta: radio de curvatura  $r$  medido al centro del cauce, y ancho de la superficie libre  $B$ . La profundidad máxima,  $d_{max}$ , que puede llegar a presentarse según Altunin se expresa según la fórmula 3.122.

$$d_{max} = \epsilon d_r \quad \dots\dots\dots(3.122)$$

donde

$\epsilon$  Coeficiente que depende de la relación  $r/B$  y cuyo valor se encuentra en la tabla 3.40.

Profundidad máxima en el tramo recto situado aguas arriba de la curva, en m.

Tabla 3.40

Valores del coeficiente $\epsilon$ , en función de $r/B$						
$r/B$	$\infty$	6	5	4	3	2
$\epsilon$	1.27	1.48	1.84	2.20	2.57	3.00

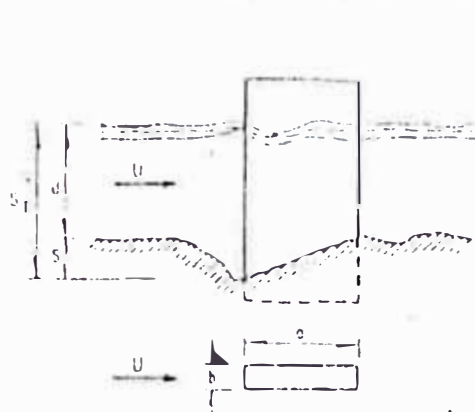
3.3.4.4 Socavación local.

La erosión local que interesa conocer es, por un lado, aquella que se produce al pie de obstáculos rodeados por la corriente, y otro, por aquella producida por obstáculos que solo desvían la corriente, pero que están ligados a la orilla. En el primer caso se pueden incluir las pilas de puente y en el segundo los espigones y estribos.

a) Socavación Local al pie de Pilas de Puente. El método que se recomienda utilizar es el propuesto por Maza-Sánchez mediante el uso de las figuras 3.28, 3.29 y 3.30. En ellas es posible encontrar la socavación local en función de la relación ancho de la pila y tirante, y del número de Froude.

b) Socavación Local frente a Espigones y Estribos. Para evaluarla se recomienda el método de Artamonov, que propone la expresión 3.123:

$$S_T = P_\alpha P_q P_k d_0 \dots\dots\dots(3.123)$$

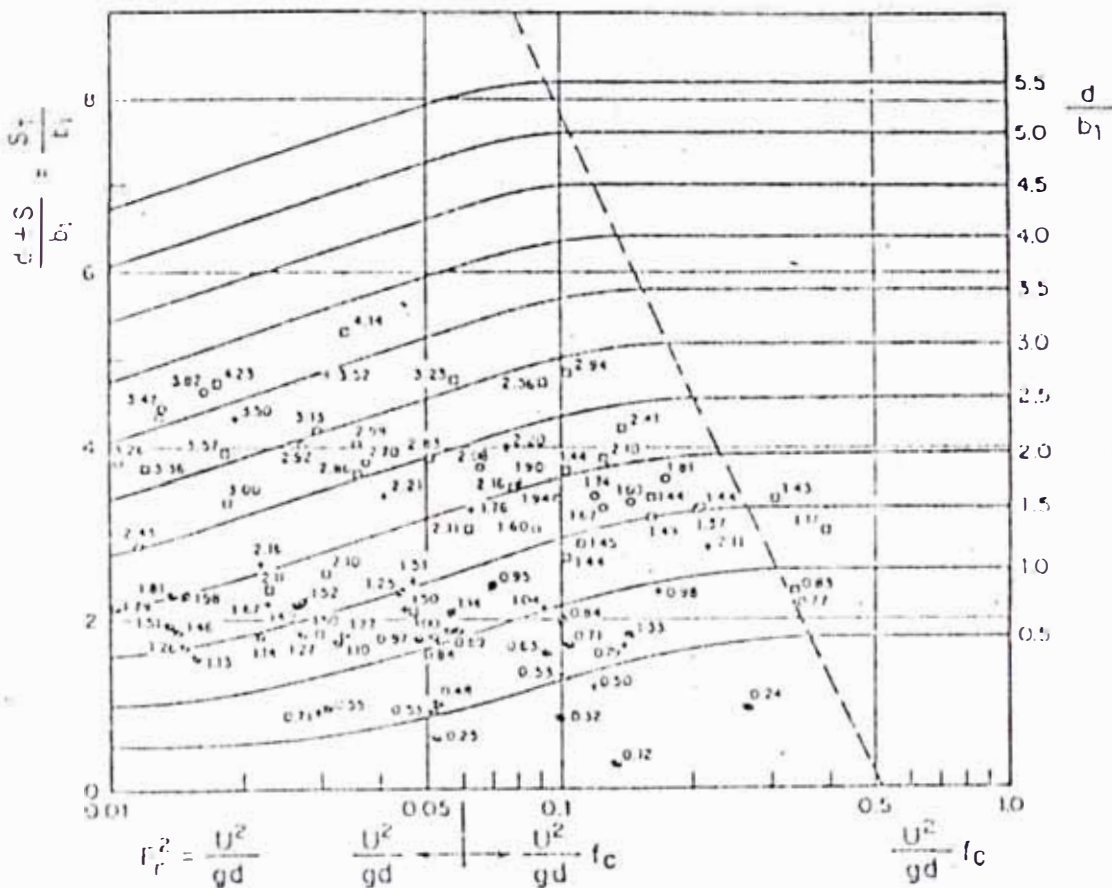


a) Si la pila está alineada con el flujo:  $b_1 = b$   
 $f_c = 1$

b) Si la pila forma un ángulo  $\beta$  cualquiera con la corriente, los parámetros son:  
 $b_1 = b \cdot f_c$

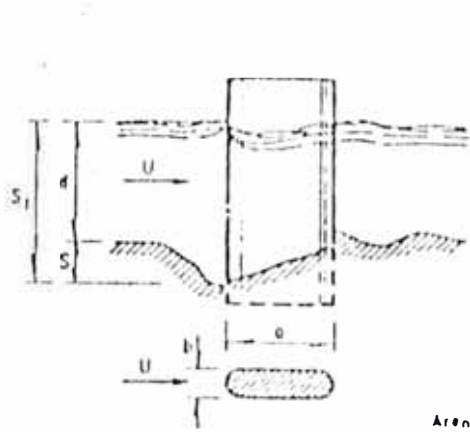
donde:  
 $b_1$  es la proyección de la pila sobre un plano perpendicular al flujo;  
El coeficiente  $f_c$  es variable y depende del ángulo de incidencia:  
 $\beta$   $0^\circ$   $15^\circ$   $30^\circ$   $45^\circ$   
 $f_c$   $1$   $1.25$   $1.4$   $1.45$

Arena negra, diám. 0.17 mm \*  
Arena parda, diám. 0.56 mm o  
Arena rosa, diám. 1.50 mm o  
Ángulo de incidencia  $\beta = 15^\circ$  y  
Ángulo de incidencia  $\beta = 30^\circ$  >



Si la pila está esviada  $\phi \neq 0$  y  $F_r^2 < 0.6$  se considera  $f_c = 1$   
Si  $F_r^2 > 0.6$  se multiplica por el  $f_c$  correspondiente y con  $F_r^2 f_c$  se entra a la gráfica

**FIGURA 328**  
**CALCULO DE LA SOCAVACION LOCAL AL PIE DE UNA PILA RECTANGULAR. METODO DE MAZA - SANCHEZ**



a) Si la pila esta alineada con el flujo  $\phi = 0$   
 $f_c = 1$

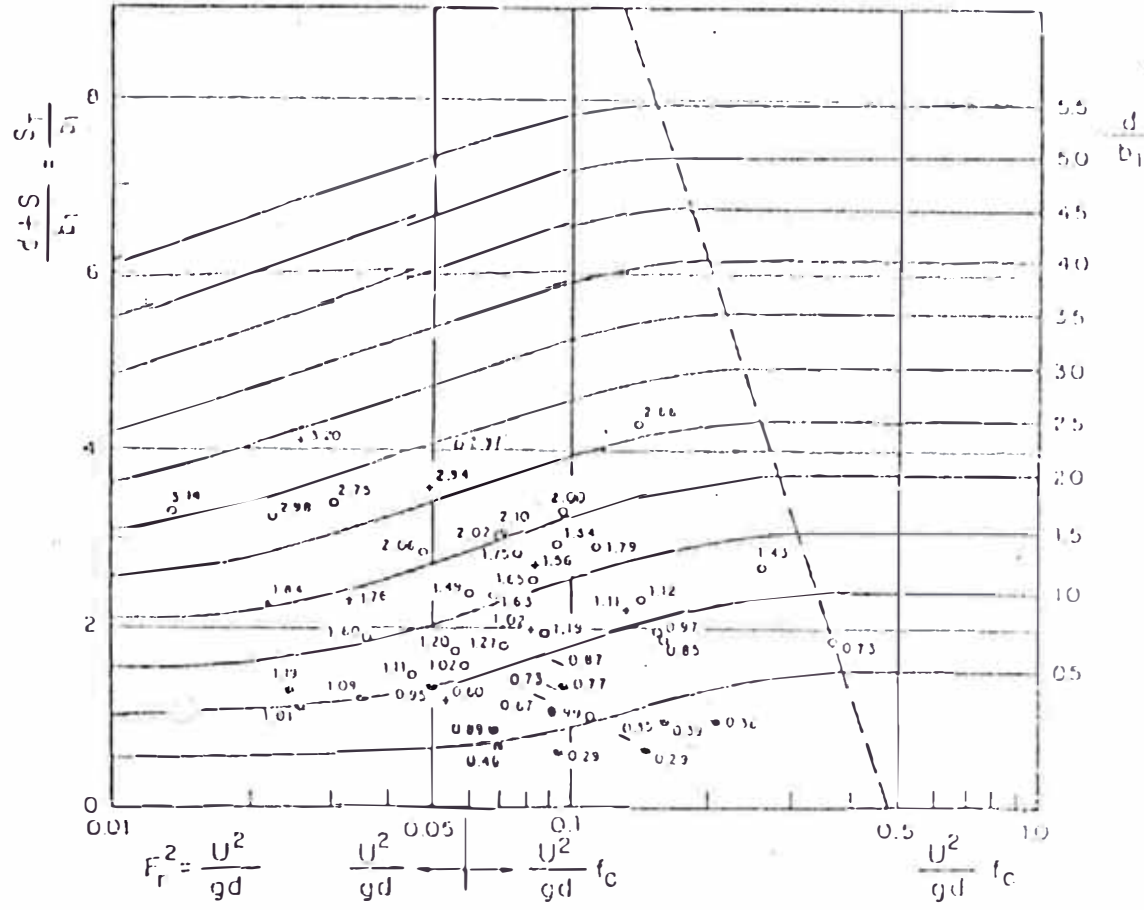
b) Si la pila forma un angulo  $\phi$  cualquiera con la corriente, los parametros son

$$\frac{d}{l} = \frac{1}{f_c} \left( \frac{U^2}{gd} \right) = \frac{S_1}{l_1}$$

donde  $b$  es la proyeccion de la pila sobre un plano perpendicular al flujo. El coeficiente  $f_c$  es variable y depende del angulo de incidencia

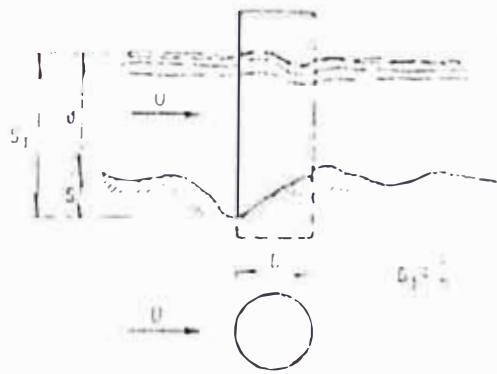
$\phi$ (°)	15°	30°	45°
$f_c$	1.25	1.4	1.45

Arena negra, diam 0.17 mm  
 Arena parva, diam 0.56 mm  
 Arena rasa, diam 1.30 mm  
 Angulo de incidencia  $\phi = 15^\circ$   
 Angulo de incidencia  $\phi = 30^\circ$

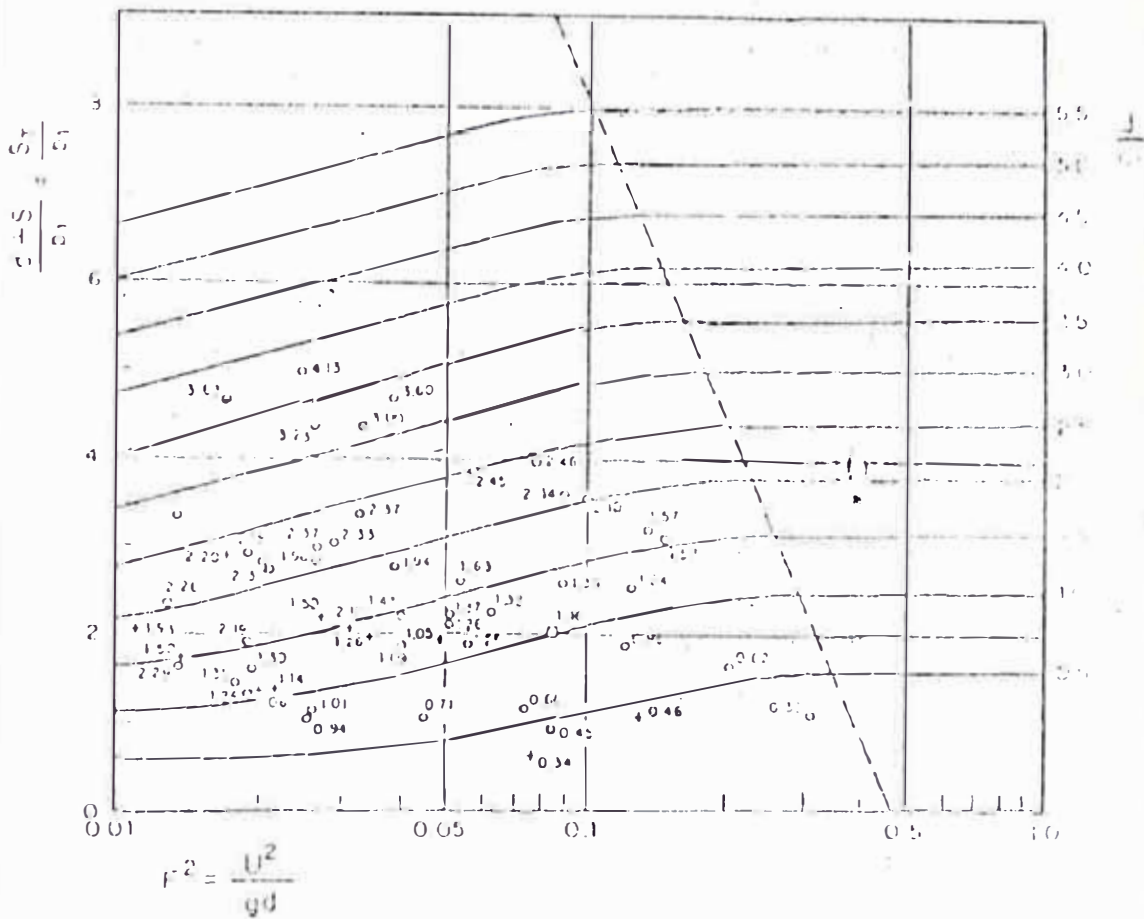


Si la pila esta esviada  $\phi \neq 0$  y  $F_r^2 < 0.6$  se considera  $f_c = 1$   
 Si  $F_r^2 > 0.6$  se multiplica por el  $f_c$  correspondiente y con  $F_r^2 f_c$  se entra a la gráfica

**FIGURA 3.29**  
**CALCULO DE LA SOCAVACION LOCAL AL PIE DE UNA PILA REDONDEADA. METODO DE MAZA - SANCHEZ**



Arena fina,  $d_{50} = 0.17 \text{ mm}$     \*  
 Arena media,  $d_{50} = 0.50 \text{ mm}$     o  
 Arena gruesa,  $d_{50} = 1.30 \text{ mm}$     □



**FIGURA 3.30**  
**CALCULO DE LA SOCACION LOCAL AL PIE DE UNA**  
**PILA CIRCULAR. METODO DE MAZA - SANCHEZ**

donde:

$S_r$  Profundidad máxima de la socavación medida desde la superficie libre del agua en m.

$P_a$  Coeficiente, depende de  $\alpha$ , su valor se encuentra en la tabla 3.41, si  $\alpha$  es el ángulo que forma el eje del espigón con la corriente.

$P_b$  Coeficiente que depende de la relación  $Q_1/Q$  cuyos se consignan en la tabla 3.42.  $Q_1$  gasto que teóricamente podría pasar por el lugar ocupado por el estribo si éste no existiera, y  $Q$  gasto total que escurre por el río.

$P_c$  Coeficiente que toma en cuenta el talud,  $k$ , que tiene los lados del estribo o espigón, su valor se obtiene de la tabla 3.43

d. Tirante inicial aguas arriba del estribo en una zona donde no hay socavación, en m.

Tabla 3.41

Valores del coeficiente correctivo $P_a$ , en función de $\alpha$ .					
$\alpha$	30°	60°	90°	120°	150°
$P_a$	0.84	0.94	1.00	1.07	1.188

Tabla 3.42

Valores del coeficiente $P_b$ , en función de $Q_1/Q$								
$Q_1/Q$	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
$P_b$	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

Tabla 3.43

Valores del coeficiente correctivo $P_k$ , en función de K						
Talud K	0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
$P_k$	1.0	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

### 3.3.4.5 Socavación al pie de obras de descarga

La erosión producida por saltos de ski y defletores, conviene estudiarlas en modelos hidráulicos con fondo móvil, debido a que pocas veces el chorro es continuo ya que su forma y aire que atrapa varía grandemente de una obra a otra.

Cabe destacar que el estudio de los diferentes tipos de socavación en forma particular será estudiado de manera más profunda cuando se cuenten con datos más precisos sobre el comportamiento del cauce durante 2 o más periodos de estiaje consecutivos, donde se podrán hacer las mediciones correspondientes a socavación producidas en zonas determinadas.

### 3.4 Problemas existentes, orden de magnitud

En el estudio de las características del cauce, existen problemas que afectan su estabilidad, a continuación serán enumerados algunos de los problemas, que se consideran determinantes en la modificación y estabilidad del cauce.



### 3.4.1 Erosión Lateral y Vertical

En la mayoría de los casos, la erosión lateral afecta a los pilares de los puentes, a las riberas naturales y en especial a riberas formadas por rellenos artificiales, que generalmente sirven como plataforma en algunos tramos de carretera o vía férrea. Estos rellenos muestran poca coherencia y su destrucción se produce por que las épocas de crecida traen consigo gran cantidad de sólidos que al impactar en los bordes contribuyen notoriamente a la erosión con efectos colaterales como la destrucción de terraplenes en la carretera, campos de cultivo y viviendas ubicadas en las riberas. Por otro lado la erosión vertical se produce principalmente por las obras de encauzamiento sin planificación, en algunos tramos el río es estrangulado lo que produce aguas abajo socavación por los sedimentos en suspensión que el río acarrea produciendo un encañonamiento de sus laderas lo que afecta significativamente a la estabilidad de taludes en éstos tramos. Con los cálculos realizados en el acápite 3.3.4.1, en la tabla 3.39, puede observarse el grado de socavación que alcanzan las secciones estudiadas. En la figura 3.31 se muestra un inventario de los diferentes tipos de defensas observadas en el cauce del río durante el trabajo de campo.



Coeficiente denudacional (cm)

Es un índice de erosión, cuando el terreno es más llano el valor es más bajo y es más alto cuando son más abruptos los procesos erosivos y se dan con mayor intensidad.

Para éste caso hemos considerado algunos parámetros físicos de la cuenca como el área media de la cuenca del río Rímac la cual se muestra en la expresión 3.124:

*Si los datos de la cuenca son:*

*Área de la cuenca*  $A = 3,398.1 \text{ km}^2$

*Altitud media de la cuenca*  $\bar{H} = 3,156 \text{ msnm}$

$$C_n = \frac{\bar{H}}{A} \dots\dots\dots (3.124)$$

$$C_n = \frac{3,156}{3,398.1} = 0.92875$$

$$C_n = 0.929 \frac{\text{m}}{\text{km}^2}$$

### 3.4.2 Sedimentación.

Los efectos de sedimentación observados tanto en el cauce, el cual se estudió, como el producido por efectos aluviónicos producen una modificación importante en el cauce del río. Entre el Puente Ricardo Palma y el Puente Huampaní, el río Rímac permanece confinado a un extremo del valle por la presencia de una terraza aluvial originada por el

proceso de sedimentación que induce el río Santa Eulalia. En ésta zona el río presenta un cauce principal definido y estrecho, con continuos cambios de dirección debido al aporte de sedimentos provenientes de las subcuencas contribuyentes al río. En la figura 3.32 se muestran las subcuencas contribuyentes así como el área de influencia de cada una de ellas.

### 3.4.3 Divagación.

Existe una manera de cuantificar la forma del río ésta es mediante un factor que nos permite determinar la divagación mediante la relación 3.125:

$$\text{Area de la cuenca } A = 3.398,1 \text{ km}^2$$

$$\text{Longitud del río } L = 54,1 \text{ km}$$

$$\text{Factor de Forma } (F_c): F_c = \frac{A}{L^2} \dots\dots\dots (3.125)$$

$$F_c = \frac{3,398.1}{54.1^2} = 0.161$$

$$F_c = 0.161$$

### 3.4.4 Estrangulamiento y represamiento.

Se pudo observar que el problema de estrangulamiento se presenta principalmente debido a las siguientes razones:

1. Presencia de puentes peatonales y vehiculares cuyos pilares reducen el ancho del cauce como



**CUENCAS Y MICROCUENCAS DE LA CUENCA DE RIO RIMAC. Tramo: HUAMPANI - RICARDO PALMA**

MARGEN DERECHA		MARGEN IZQUIERDA	
Área km <sup>2</sup>		Área km <sup>2</sup>	
1.53	17 Qda. Santa Ana	2.68	
1.06	18 Qda. Elpedrito	2.98	
1.86	19 Qda. Piedra Grande	1.34	
1.79	20 Qda. La Rueda	9.28	
1.83	21 Qda. Mica. Caudilla	1.45	
1.89	22 Qda. Santa Dominga	4.97	
4.83	23 Qda. La Cañasta	15.68	
2.14	24 Mza. Cañasta/California	8.55	
3.68	25 Qda. California	8.53	
3.28	26 Qda. Los Condores	3.47	
10.62	27 Cerros California	18.06	
10.76	28 Qda. Chachayco	4.23	
2.28	29 Qda. Chulpata	5.25	
1.48	30 Qda. El Compañero	6.18	
17.88	16 Qda. San Juan		
6.94			
	<b>ÁREA DE PELIGRO</b>	27.9	
	<b>ÁREA TOTAL DE LA CUENCA</b>	148.95	

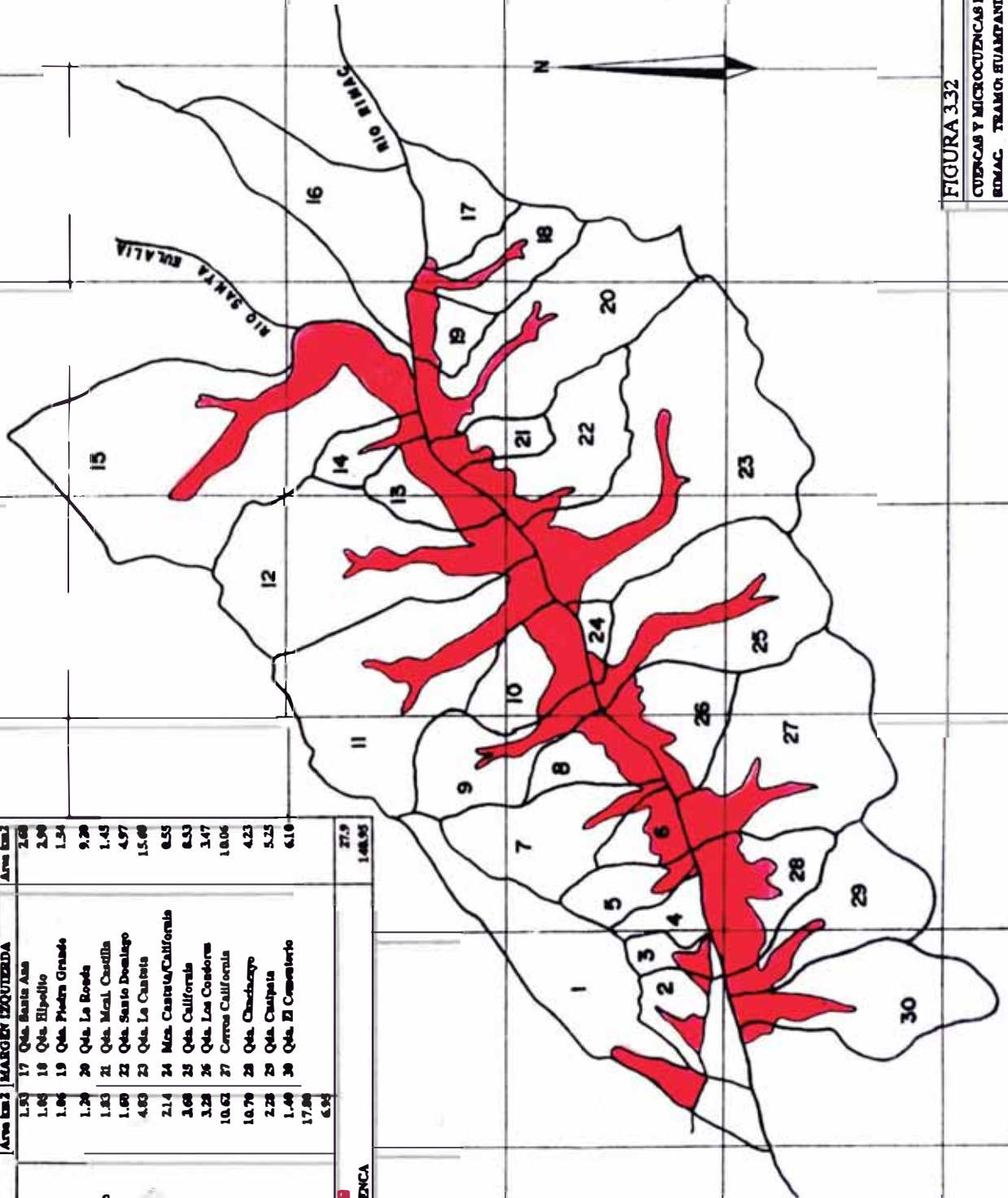


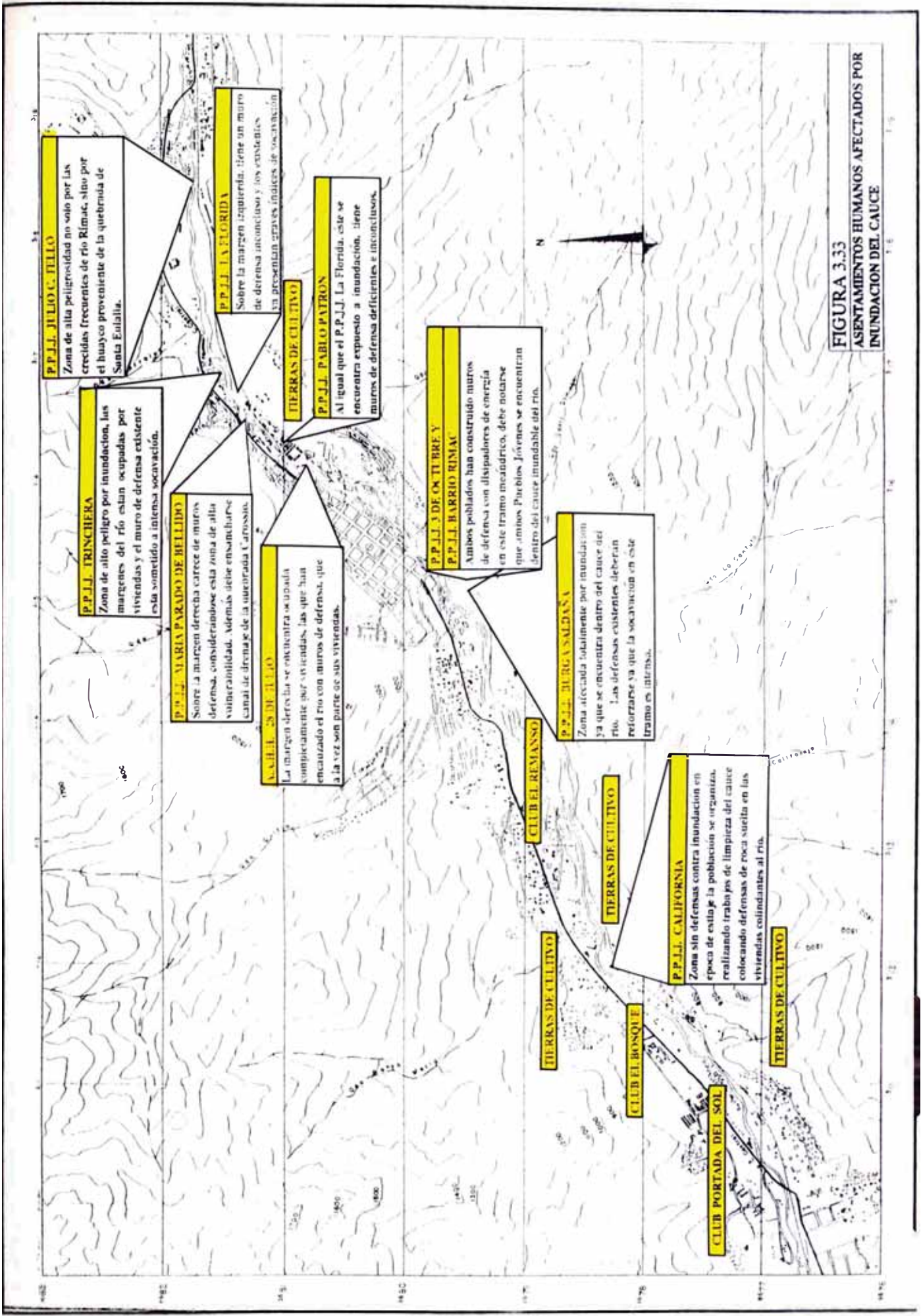
FIGURA 3.32

CUENCAS Y MICROCUENCAS DE LA CUENCA DEL RÍMAC. TRAMO: HUAMPANI - RICARDO PALMA. Elaborado por ARQUITA AMARU, TOSCA UNALMA y A. MARTÍNEZ VARGAS

es el caso de los Puentes Peatonales y Puentes Vehiculares, que al estrangular el cauce produce en sus pilares efectos de socavación, los cuales produce en la mayoría de los casos que éstos queden expuestos y se produzca un colapso de la obra.

2. Invasión del cauce por asentamientos humanos, los que al establecerse producen la modificación de las riberas construyendo defensas que afectan el curso natural del río, a continuación en la figura 3.33 se puede observar los Asentamientos Humanos afectados por éste problema.

El problema de represamiento se presenta principalmente cuando se produce un alud o huayco y el cauce del río es interrumpido de tal forma que en ese punto se produce un gran embalse cuyo volumen de almacenamiento va aumentado hasta un punto en que las condiciones geomorfológicas de la zona hacen que las aguas se evacúen en forma violenta, arrasando aguas abajo todo lo que encuentre a su paso, ésto incluye Asentamientos Humanos, campos de cultivo, etc., que de alguna manera hayan invadido parte del cauce.



**FIGURA 3.33**  
**ASENTAMIENTOS HUMANOS AFECTADOS POR INUNDACION DEL CAUCE**



### 3.4.5 Vórtices.

La formación de vórtices se producen por singularidades en el cauce del río y se produce cuando el perfil del flujo pasa a través del punto singular.

A continuación estudiaremos las condiciones que propician la formación de vórtices en el cauce de un torrente<sup>o</sup>:

#### 1. Condiciones naturales.

Cambio brusco de pendiente en la vaguada, se estima que inclinaciones mayores del 13% ya producen turbulencias y vórtices. En Chosica todas las subcuencas del paso de las laderas rocosas a los depósitos aluvionales, como Quirio, Pedregal, Corrales, etc.

Estrangulamiento del cauce, es decir reducción de la sección transversal del canal de escurrimiento, esto se debe generalmente a condiciones geológicas, por ejemplo del tipo de rocas, contactos, fallas, etc, y a condiciones geomorfológicas como cambio de geoforma por la

<sup>o</sup> CONDICIONES QUE PROPICIAN LA FORMACION DE VORTICES EN EL CAUCE DE UN TORRENTE: Ing. Alberto Martínez Vargas - Ing. José Martínez del Rosario. VII CONGRESO NACIONAL DE MECANICA DE SUELOS E INGENIERIA DE CIMENTACIONES. Ponencia: Efectos de los Vórtices en Aluviones y Huaycos en el Perú. Lima Noviembre 1993. p. 441.

mayor o menor resistencia al paso del flujo, tal como sucede en el cauce de Pedregal Alto y en Yanacoto por la separación del cauce en los ramales debido al cerro negro que lo divide.

Represamiento dentro del cauce, por derrumbe, deslizamiento y/o entrampamiento de bloques o bolones, en zonas donde la pendiente disminuye y la sedimentación aumenta formando represamientos cuya duración es breve y luego se rompen provocando aluviones.

Por mayor volumen de descarga que la capacidad del cauce, tal como sucede en la parte inferior del cono de deyección de la quebrada de Quirio.

Alta velocidad de desplazamiento del flujo aluvional y poca capacidad de recepción y conducción del cauce, tal como sucede en la quebrada Corrales en donde la masa aluvional llega a saltar.

Por relleno del cauce antiguo y cambio de dirección, tal como sucede en las quebradas de Pedregal, Quirio y Corrales.

## 2. Condiciones Antrópicas.

Cualquier tipo de obstrucción dentro del cauce, como la ubicación de viviendas, obras de arte y muros que reduzcan su sección, como terraplenes.

Eliminación, modificación o desplazamiento del cauce normal por otro, en beneficio de nuevas áreas incorporadas para los Asentamientos Humanos y/o urbanizaciones.

Falta de cuidado, limpieza y mejor uso del cauce de la torrentera, donde se han convertido en rellenos sanitarios, basurales, son culpables de los mayores daños ya que forman represamientos artificiales que permiten formar vórtices, en casi todos los torrentes.

Forestación dentro del cauce, en torrentes que parecen que no actúan por lo menos hasta el crecimiento de los árboles, tal como sucede en la quebrada Santo Domingo y Quirio.

Modificación del equilibrio ecológico en la sub-cuenca, ya sea por eliminación de los protectores naturales o por el mal uso de los recursos naturales existentes.

Cabe resaltar que los vórtices son causantes de los más grandes desastres ocurridos en el Perú y que por tal consideración merecen mayor investiga-

ción a fin de encontrar alternativas para su mitigación pues ésta es una enorme energía que causa daños y víctimas; que aún no se ha controlado ni disminuido, ni ha sido usado en ingeniería geotécnica.

#### Análisis Matemático del efecto Vórtice.

Al observar objetos circulares como cilindros o esféricos, caso más común, como rocas o bolones, sobre corrientes normales, se puede observar que suceden fenómenos particulares en la corriente resultante; vórtices y remolinos. El caudal resultante aguas abajo es denominado vórtice von Kármán. Este ocurre en el rango para números de Reynolds entre  $40 < Re < 10\ 000$ , y es acompañado de turbulencia sobre  $Re = 300$ . Para caudales con números de Reynolds mayores, esto es, caudales con fuerzas viscosas significativas, la frecuencia de vorticidad depende solo de la velocidad y del diámetro. Así  $w = f(V, D)$ . Haciendo uso del análisis dimensional esto demuestra que  $wD/V = cte$ . La frecuencia de vorticidad es expresada como el número de Strouhal. Ecuación 3.126:

$$St = \frac{\omega D}{V} \dots\dots\dots (3.126)$$

Producto de los resultados experimentales resulta la figura 3.34.

### EFEECTO DE VORTICIDAD No de Reynolds vs No de Strouhal

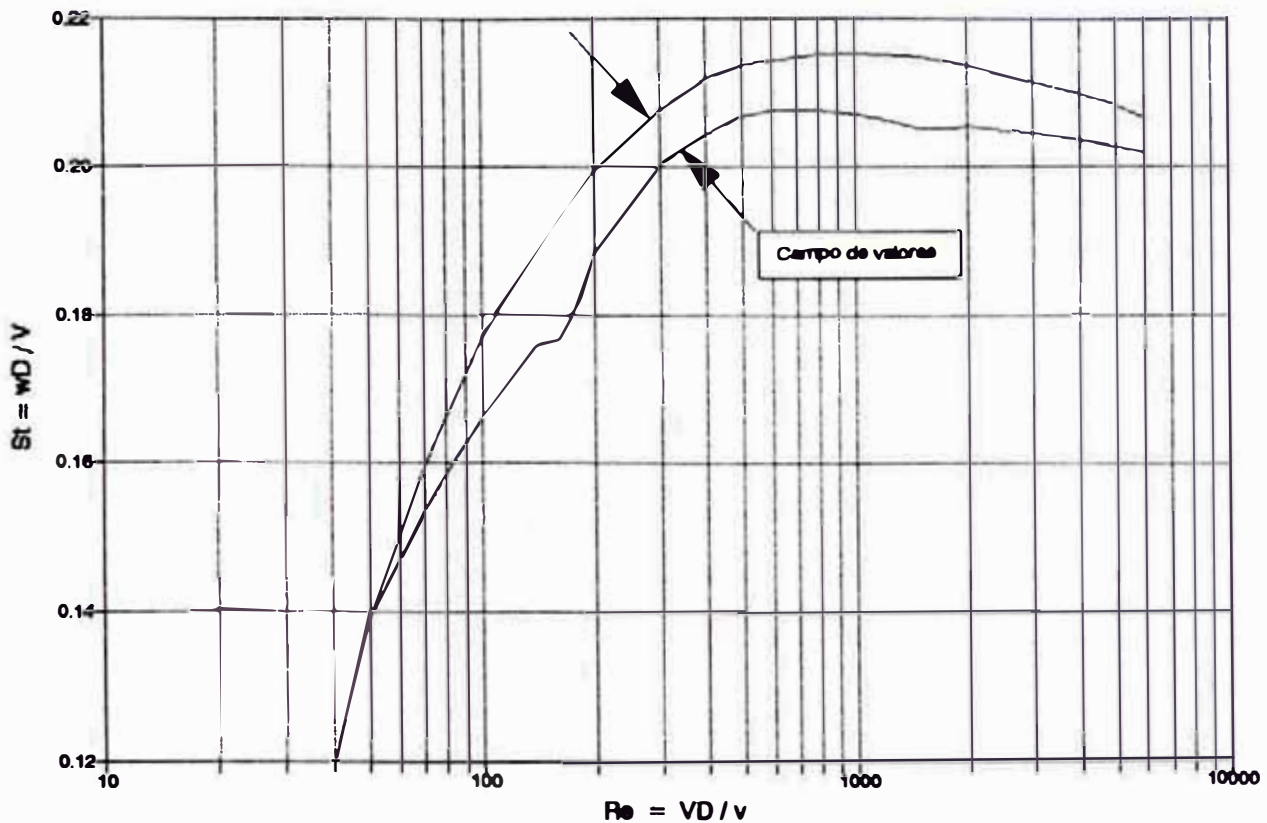


Figura 3.34

Aquí se puede ver que el número de Strouhal es básicamente una constante (0.21) sobre el rango  $400 < Re < 10\ 000$ , por lo tanto, la frecuencia es directamente proporcional a la velocidad sobre el relativamente gran rango del número de Reynolds.

Para obras de ingeniería se debe tener especial cuidado en el diseño de estructuras, como puentes, cuyas estructuras producen vórtices. Cuando un

vórtice es producido, una pequeña fuerza es aplicada a la estructura; si la frecuencia del vórtice es muy cercana a la natural de la estructura, el fenómeno de resonancia podría ocurrir con la respuesta de la fuerza aplicada, la que sería una fuerza multiplicada por un factor de alto valor y ésto produciría el colapso de la estructura.

### Aerodinámica

Si el caudal pasa por la superficie del objeto cilíndrico o esférico, éste será movido hacia regiones de mayor presión, tal como progresa el punto de estancamiento posterior. Con un número de Reynolds suficientemente alto ( $Re > 10$ ) el movimiento de la capa límite es lento, y cerca a la superficie hace imposible que éste sea un camino hacia una región de alta presión cerca al punto de estancamiento, entonces se separará del objeto.

Las formas aerodinámicas reducen las altas presiones en la parte posterior del objeto entonces el caudal con movimiento lento cerca a la superficie es probable que atraviese hacia una región de ligeramente mayor presión.

Obviamente para caudales con números de Reynolds menores ( $Re < 10$ ) el arrastre es cortante y entonces la forma aerodinámica es innecesaria; ésto indu-

dablemente conduce a incrementar el arrastre y entonces el área superficial debería ser incrementada.

Para el cálculo de la Fuerza de arrastre en el caso de rocas, que puedan arrastrar en caso de un huayco o alud consideramos el caso particular de una roca cuyo diámetro promedio es 1m, la velocidad de conducción es 1.5 m/s y cuyo valor de  $\gamma_s$  es de 2,745 en promedio, el número de Reynolds para una temperatura de 5°C está expresada en la fórmula 3.127 y 3.128:

$$Re = \frac{VD}{\nu} \dots\dots\dots(3.127)$$

Para un valor de  $\nu=1.519 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

$$Re = \frac{1.5 \cdot 1}{1.519 \cdot 10^{-6}} = 0.99 \cdot 10^6$$

Asumiendo un valor de  $C_D$  igual a 0.15

$$F_D = C_D \frac{1}{2} \rho V^2 A \dots\dots\dots(3.128)$$

$$F_D = 0.15 \frac{1}{2} (2,745 \times 9.81) 1.5^2 12.57$$

$$F_D = 57103.9 \text{ N}$$

Observamos pues que el valor de  $F_D$  es alto para el caso de una sola roca, por tal razón se producen grandes daños cuando se produce un torrente de éste tipo de rocas.



## CAPITULO 4

### EVALUACIÓN Y ANÁLISIS DE DOCUMENTACIÓN

En éste capítulo analizaremos los estudios realizados en la zona hasta el momento, realizados por diferentes entidades especializadas en proyectos de defensa y encauzamiento.

#### 4.1 ESTUDIOS Y PROYECTOS DE DEFENSA Y ENCAUZAMIENTOS PROPUESTOS.

Se consideraron estudios preliminares y estudios de JICA como el PLAN MAESTRO (Propuesto por la Misión Japonesa en 1988), el estudio de encauzamiento parcial propuesto por PyV Ingenieros, los estudios preliminares de encauzamiento propuestos por el Ing. Alberto Martínez V. a PRIEVAR de PREDES 1993, a lo largo de 10 años de estudio de la zona en mención.

##### 4.1.1 JICA - 1988; PLAN MAESTRO PARA EL PLANEAMIENTO Y PREVENCIÓN DE DESASTRES.

###### A. Objetivo

La transferencia tecnológica al personal de la contraparte peruana, así como la formulación de un Plan Maestro para la prevención de desastres. La

transferencia de tecnología se ha efectuado intensivamente en el curso del estudio a través de conferencias de los expertos y el envío de personal de la contraparte al Japón para entrenamiento.

## B. Hidrología

Las características generales del clima e hidrología de la cuenca son dominadas por el Fenómeno del Niño. Por el método hidrográfico convencional unitario tenemos los caudales esperados en hidráulica fluvial válido para encauzamiento, teniendo un registro de los caudales máximos instantáneos obtenemos la siguiente tabla 4.1, de descargas para determinados periodos de retorno:

Tabla 4.1

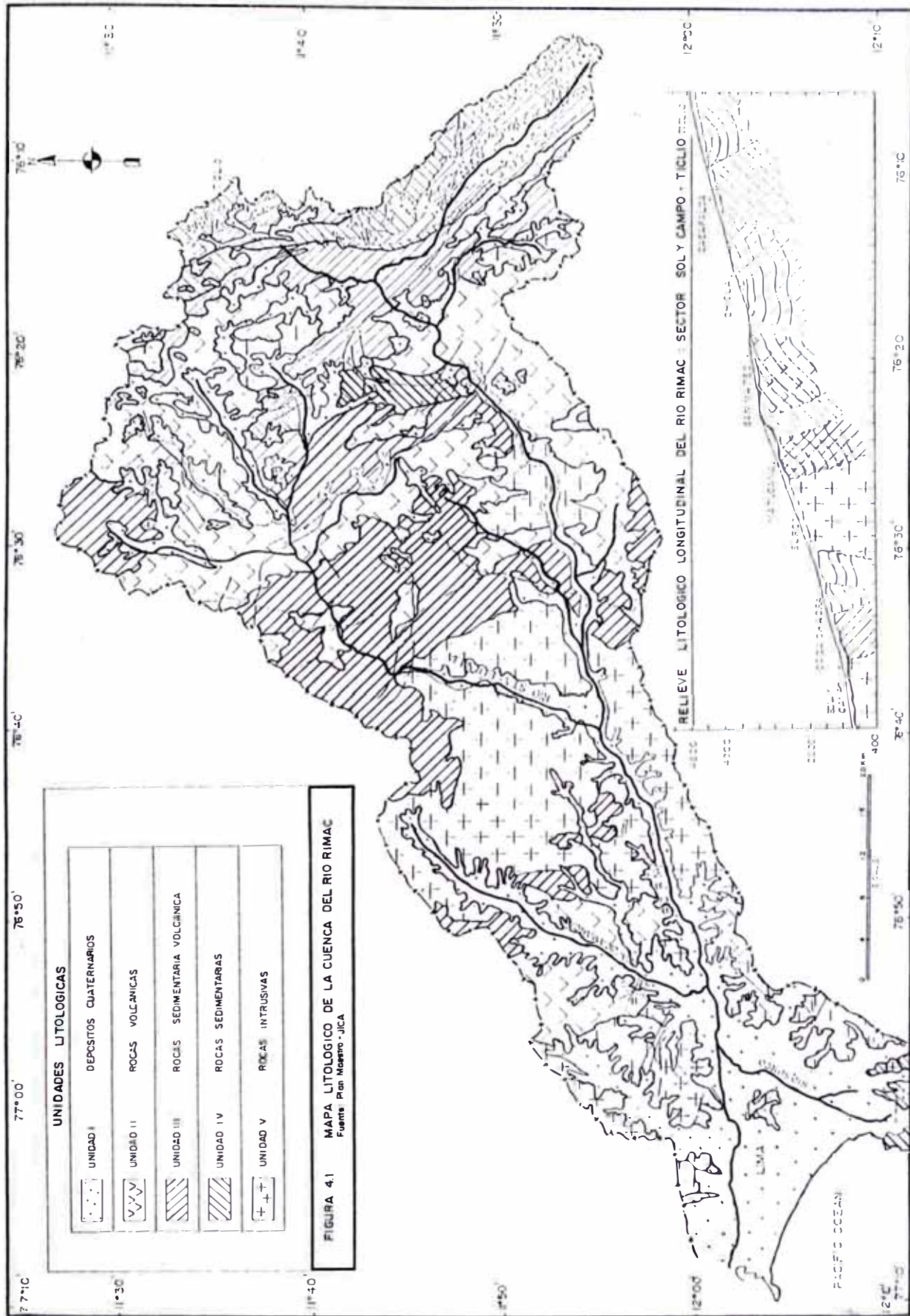
Periodo de Retorno (años)	Descarga Máxima (m <sup>3</sup> /s)
2	150
5	290
10	380
25	490
50	580
<b>100</b>	<b>660</b>
200	740
500	820
1000	920

Las estructuras se calcularon considerando un tiempo de retorno de 100 años, siendo el caudal de diseño de las estructuras de 660 m<sup>3</sup>/s.

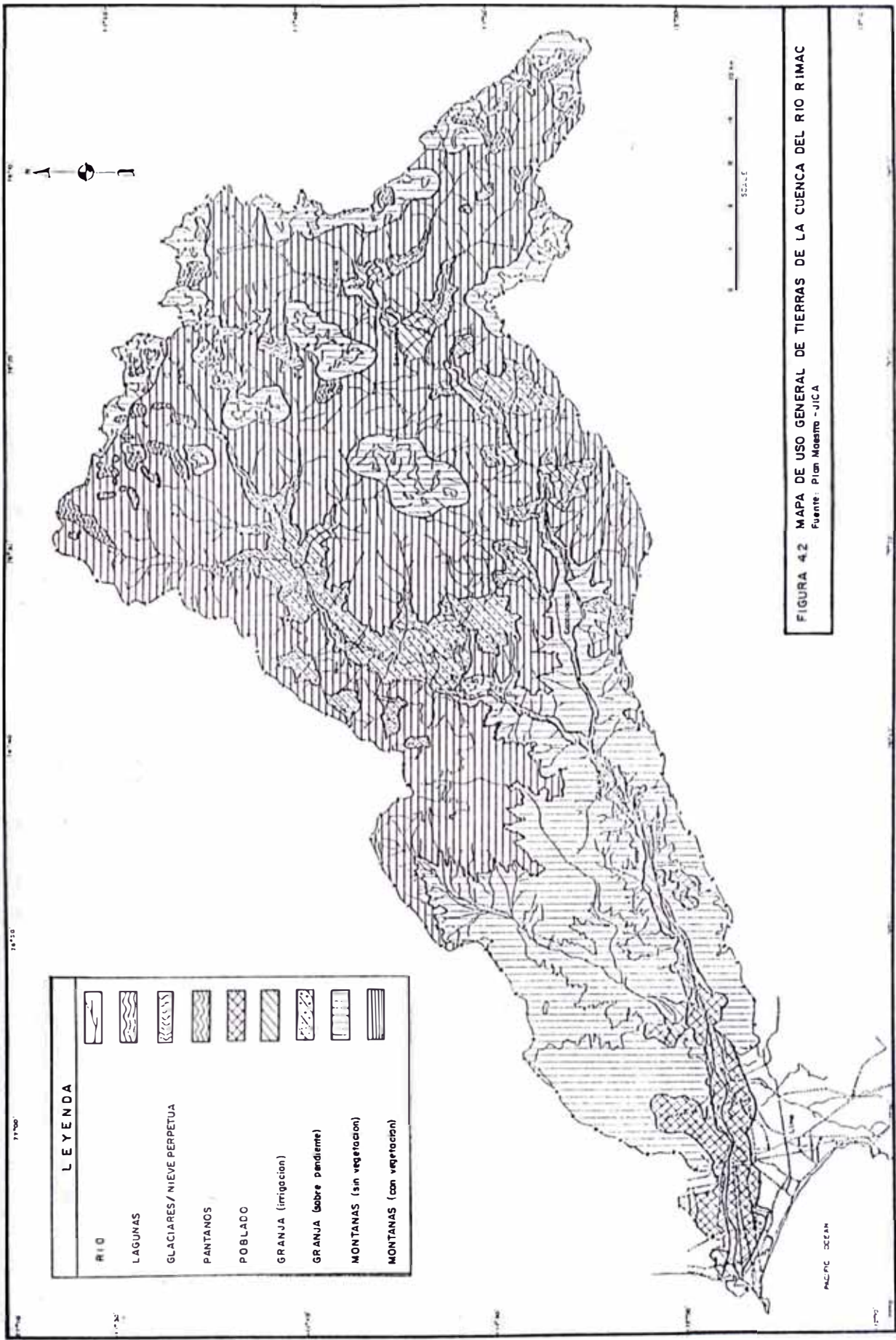
### C. Morfología

Las condiciones topográficas alrededor de la Carretera Central y el Ferrocarril Central en Chosica son inestables y son extremadamente escarpadas siendo una de las principales causas que inducen los diversos desastres naturales. En las áreas del tramo medio, se distribuyen ampliamente las capas del periodo terciario, en el inferior se aprecian diversas fases de rocas intrusivas (granito, granodiorita y andesita del periodo cretáceo o Terciario). Dentro de la clasificación del área de estudio siniestradas por huaycos tenemos diferentes grupos en los que se consideraron en el grupo A, de alto grado de peligro por huaycos por presentar susceptibilidad de amenaza y daños, las subcuencas de Quirio, Pedregal, Carossio, Corrales, Rio Seco, Paihua y Cashahuacra y en el grupo B, de menor grado de amenaza y protegidas en relación al grupo A, se encuentran las quebradas de Chaclacayo, California, Santa María, La Cantuta, La Ronda entre otras. Ver figura 4.1

La zona de Chosica, agrícola en Santa Eulalia, sus quebradas no tienen vegetación, siendo sus principales cultivos: Verduras, cactus, frutales como plátanos, manzanas y paltas, árboles como pinos y eucaliptos, la ciudad de Chaclacayo Chosica es una zona concentrada de población y asentamientos







**LEYENDA**

- RIO
- LAGUNAS
- GLACIARES/ NIEVE PERPETUA
- PANTANOS
- POBLADO
- GRANJA (irrigacion)
- GRANJA (sobre pendiente)
- MONTANAS (sin vegetacion)
- MONTANAS (con vegetacion)

**FIGURA 4.2 MAPA DE USO GENERAL DE TIERRAS DE LA CUENCA DEL RIO RIMAC**  
Fuente: Plan Maestro - JICA

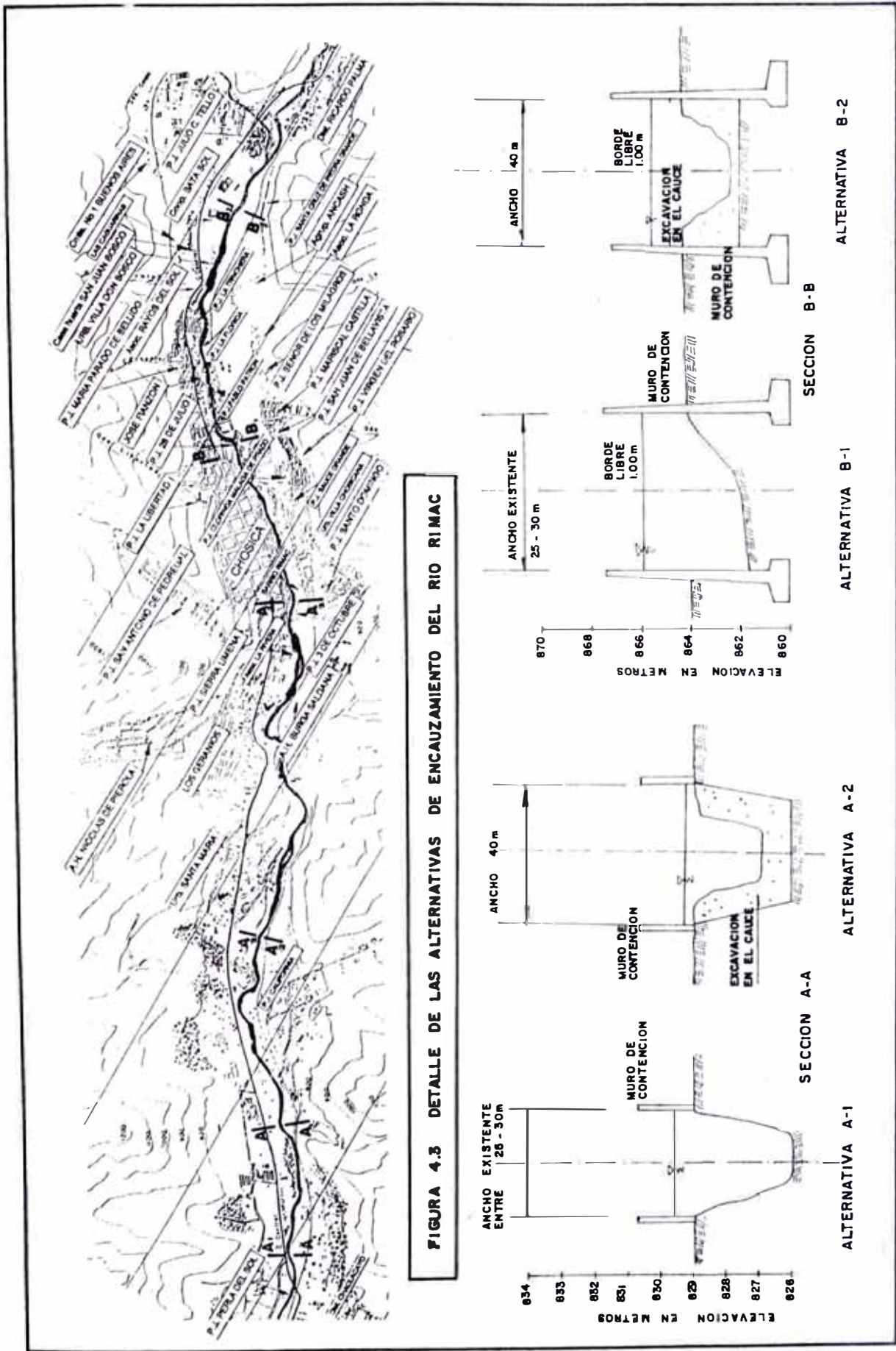
humanos usadas solo para veraneo y dormitorio, respectivamente. Ver figura 4.2

#### D. Defensas

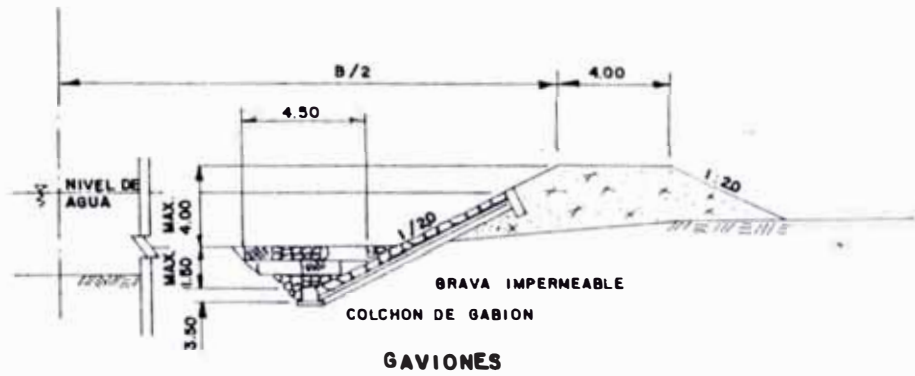
Las subdividiremos en dos tipos las defensas:

1. Defensas Ribereñas; en la zona de estudio se consideró un cauce de ancho promedio de 25 a 30 m y se considera para el encauzamiento un ancho promedio de 40 m en promedio. Se consideran dos alternativas (Alternativa A y Alternativa B) dentro de cada una de las cuales existe una subclasificación (Alternativa A-1, Alternativa A-2, Alternativa B-1 y Alternativa B-2), teniendo en cuenta la ubicación de la defensa según se indica en las figuras 4.3 y 4.4 donde se presentan las diferentes alternativas para la ubicación de las defensas ribereñas propuestas por JICA en el Plan Maestro.

2. Defensas para Torrente (huaycos); debido a que en ésta zona se encuentran subcuencas proclives a deslizamientos por su escasa vegetación, se dedujo una expresión matemática con el fin de estimar el volumen de escombros producidos por un deslizamiento en función del área de la subcuenca afectada, la cual es como sigue:



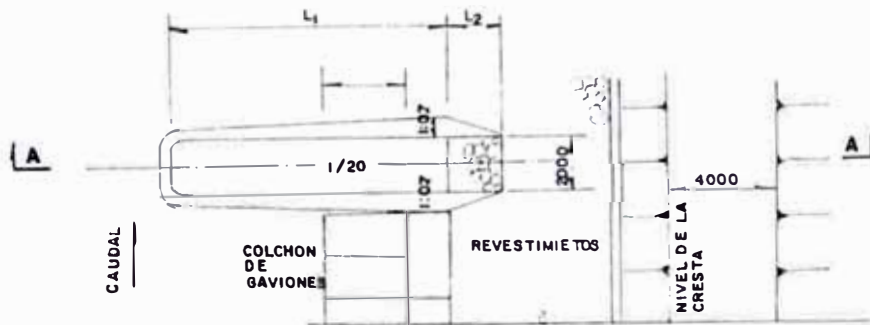




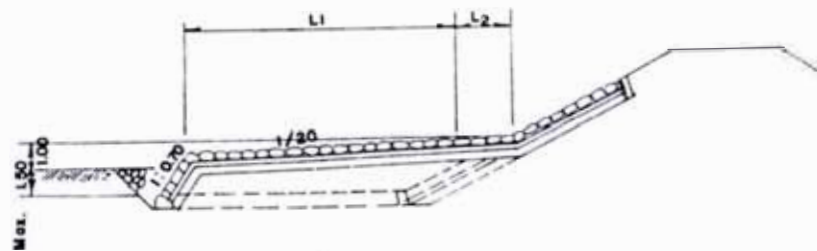
**GAVIONES**



**MURO DE CONTENCION**



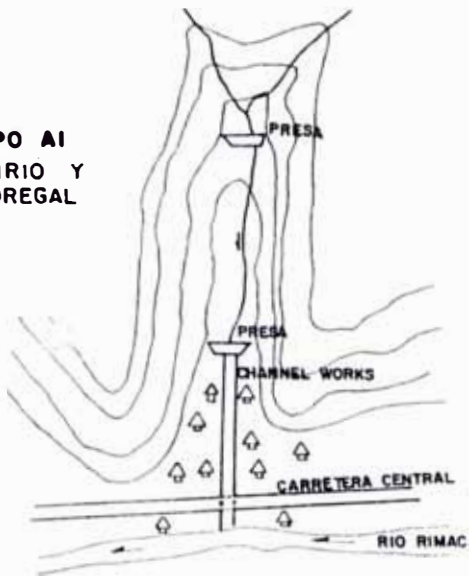
**ESPIGONES**



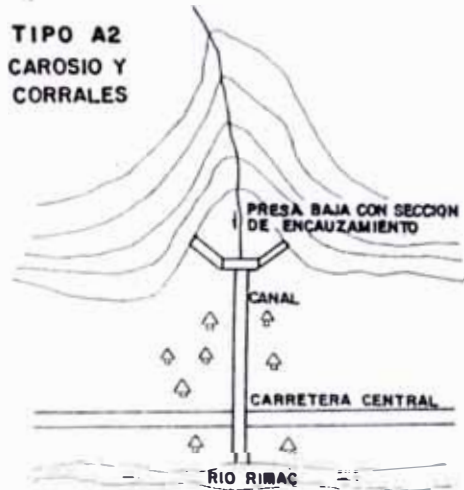
**SECCION A-A**

**FIGURA 4.4 ESTRUCTURAS PROPUESTAS PARA EL ENCAUZAMIENTO DEL RIO RIMAC.**

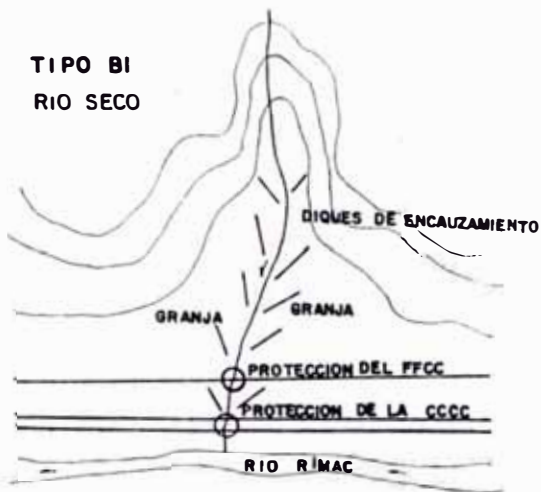
**TIPO A1**  
QUIRIO Y  
PEDREGAL



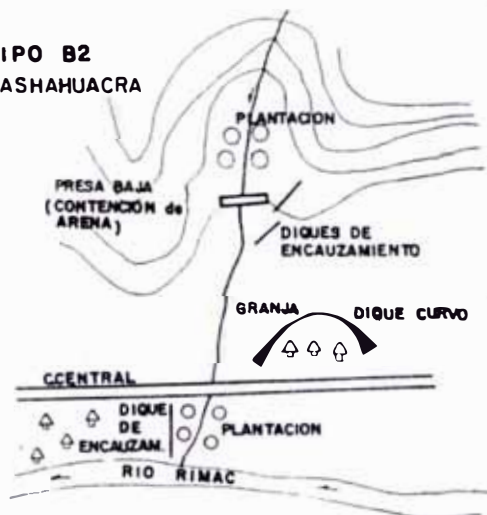
**TIPO A2**  
CAROSIO Y  
CORRALES



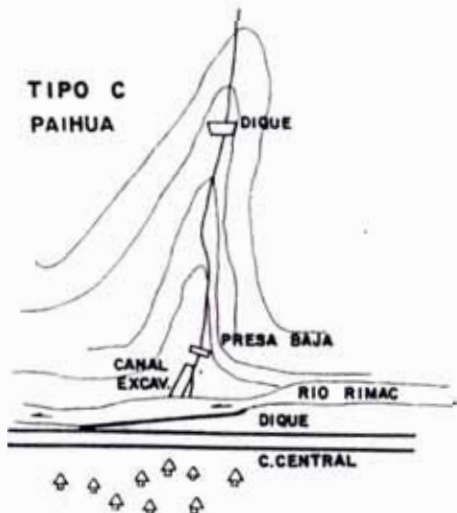
**TIPO B1**  
RIO SECO



**TIPO B2**  
CASHAHUACRA



**TIPO C**  
PAIHUA



**FIGURA 4.5** ESQUEMAS DE LOS 5 TIPOS DE ESTRUCTURAS PROYECTADAS PARA LAS QUEBRADAS.

$$V = \left( \frac{V_p}{C_p} \right) C \times 1.2 \times F \dots\dots\dots (4.1)$$

*V* = Volumen descarga del flujo de escombros.

*V<sub>p</sub>* = *V* (157,200 m<sup>3</sup>) en Pedregal Marzo 1987

*C<sub>p</sub>* = Area de captación (10.6 km<sup>2</sup>) en Pedregal

*C* = Area captacion de cada quebrada (km<sup>2</sup>)

1.2 = Factor de seguridad

*F* = Coeficiente de mitigación de cada quebrada.  
Condición de vegetación

Se diseñaron para éste fin tres tipos de estructuras de concreto, las cuales deberán ser construidas en cada quebrada según sean las necesidades (Ver figura 4.5):

Tipo A: Represas tipo Sabo, para limitar el flujo de escombros y obras del canal para manejar con seguridad el flujo del lodo ya que el establecimiento de Asentamientos Humanos es denso.

Tipo A1: Cuando hay un lugar conveniente para situar la estructura.

Tipo A2: Cuando no hay un lugar conveniente para situar la estructura.

Tipo B: Diques, el área de protección pequeña por lo tanto no se requiere mucho control.

Tipo B1: Cuando existen pocas viviendas en el área deyectiva.

Tipo B2: Cuando hay viviendas en el área deyectiva. Para esto se requiere controlar la dirección de caída del huayco.

Tipo C: Represas Sabo para la comprobación del paso de sedimentos y flujo de escombros, y obras de cambio de flujo de escombros.

A continuación en la tabla 4.2, tenemos un resumen de los volúmenes depositados calculados para cada quebrada y su respectivo tipo de estructura:

Tabla 4.2

NOMBRE DE LA QUEBRADA	VOL.DEPOSITADO	TIPO DE ESTRUCTURA
Quebrada QUIRIO	184,700 m <sup>3</sup>	A1: Represa SABO
Quebrada PEDREGAL	188,200 m <sup>3</sup>	A1: Represa SABO
Quebrada CAROSSIO	7,100 m <sup>3</sup>	A2: Represa SABO
Quebrada CORRALES	24,900 m <sup>3</sup>	A2: Represa SABO
Quebrada CASHAHUACRA	268,200 m <sup>3</sup>	B2: Represa SABO.
Quebrada CHACLACAYO	174,000 m <sup>3</sup>	A1
Quebrada CALIFORNIA	149,200 m <sup>3</sup>	A1
Quebrada SANTA MARIA	81,700 m <sup>3</sup>	A1
Quebrada LA CANTUTA	266,400 m <sup>3</sup>	A1
Quebrada LA RONDA	159,800 m <sup>3</sup>	A1

E. Recomendaciones sobre la política de manejo de encauzamiento y programa de mediciones.

La formulación del Plan Master deberá ser considerado como guía básica para la prevención de desas-

tres. La realización del Plan requerirá un largo tiempo, siendo una de las recomendaciones más urgentes:

1. Las Subcuencas clasificadas en el grupo A tienen urgencia en su implementación. Por otro lado las medidas estructurales propuestas para éstas quebradas requieren mayor detalle y la confirmación de las facilidades técnicas y económicas así como de las investigación al detalle de las condiciones topográficas y geológicas.

2. En vista que el área urbana en la parte baja es alcanzada por el Río Rímac y está expuesta a un peligro extremo de desastre por inundación, algunas medidas que deberían ser urgentemente tomadas son:

- Se recomiendan trabajos de excavación y retiro de desechos además de trabajos de revestimiento.
- Revestimiento y ensanchamiento de las riberas del río, dándole mayor importancia a las zonas urbanas.

3. Siendo las medidas no estructurales propuestas de urgente necesidad, los siguientes dos ítems tienen gran urgencia:

- Prohibición estricta de depósitos de desechos dentro del cauce del río.
- Prohibición estricta de incremento de asentamientos dentro del área inundable.

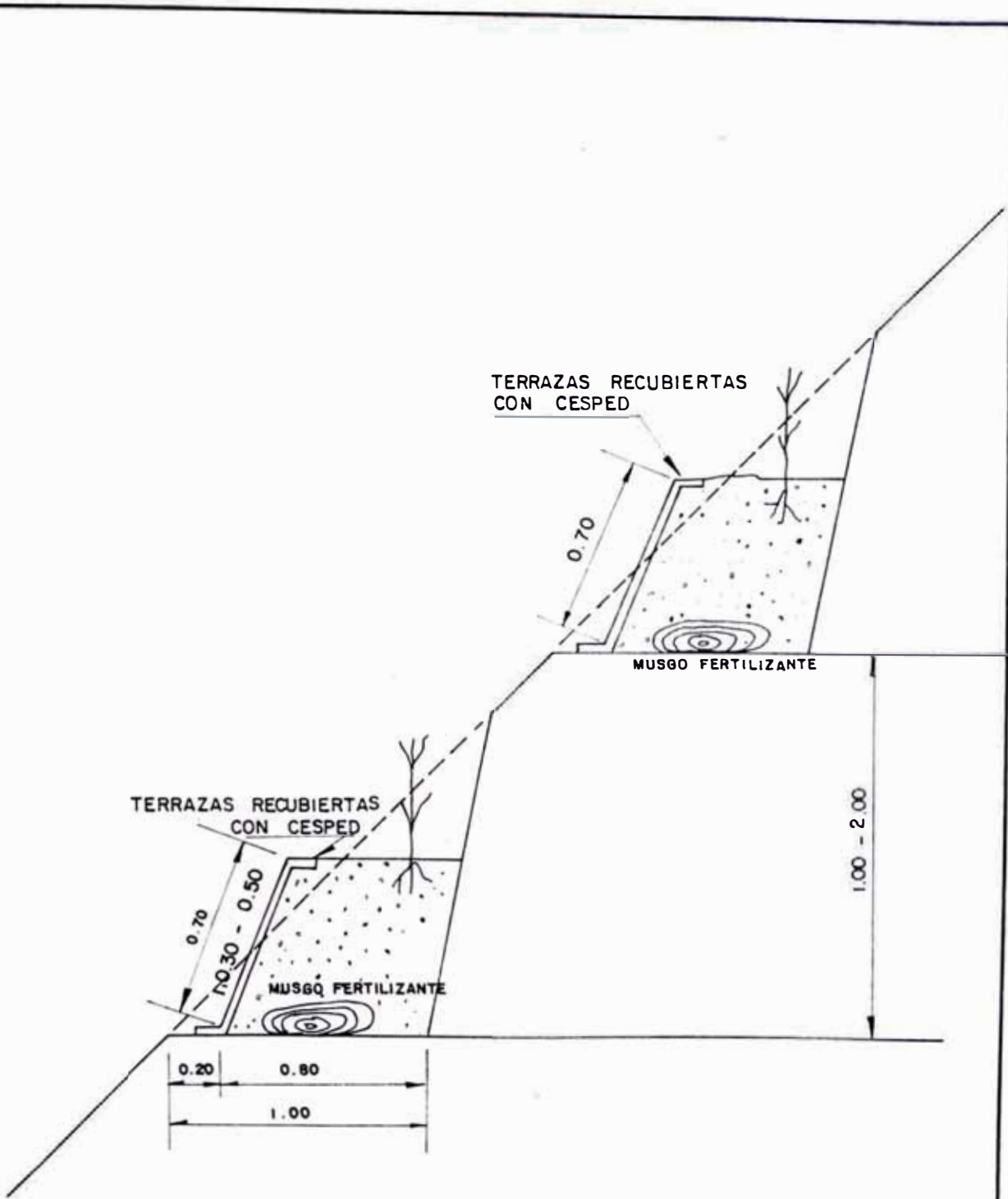
4. Se recomienda comenzar cuanto antes la reforestación de las subcuencas, aspecto que es considerado como lo más importante en la prevención de desastres siempre y cuando se disponga de agua necesaria. Ver figura 4.6

5. El estudio de necesidad y posibilidad de instalación de un radar medidor de lluvia.

La cuenca necesita la instalación de un radar de lluvia que hará posible predecir el estado de precipitación.

La instalación de un radar de medición de lluvias en la cuenca es técnicamente posible por su efectividad en la prevención de desastres.

6. Preparación de especialistas en el desarrollo de las obras de prevención de desastres.



**FIGURA 4.6 TERRAZAS TÍPICAS TRABAJADAS CON CESPED.**



#### 4.1.2 TAMS P y V INGENIEROS S.A. ESTUDIO DE ENCAUZAMIENTO PARCIAL DEL RIO RIMAC

##### A. Objetivo

La propuesta técnica está en función de la obtención de la información hidráulica y fluviomorfológica y la formulación de criterios básicos para la elaboración de los diseños de encauzamiento en que la Autopista Lima-Ricardo Palma y los terrenos adyacentes a la misma hayan de encontrarse sujetos a la acción directa del río y de las obras de protección requeridas por las estructuras, sobre el lecho del río y sus márgenes, en conexión a las obras de la Autopista.

Complementariamente recomendaciones de encauzamiento y defensa del río entre Matucana y la desembocadura, así como los anteproyectos de protección de estructuras del río ubicadas fuera de la influencia de la autopista, que presentan situaciones de inestabilidad y peligro.

##### B. Hidrología

Para la zona de estudio se definieron las siguientes características:

$$Q = 760 \text{ m}^3 / \text{s}$$

P = 200 años de periodo medio de retorno.

$r = 0,22$  de riesgo.

$t = 25$  años de vida útil para las obras.

$n = 0,045$  coeficiente de rugosidad de Manning para tirantes.

$n = 0,035$  coeficiente de rugosidad de Manning para vel ciudades.

Con excepción de las zonas de puentes en que para un periodo de retorno de 200 años se obtiene un caudal de  $870 \text{ m}^3/\text{s}$ . El sector entre Ricardo Palma y Huampaní constituye un tramo de transición donde las secciones presentan características geométricas similares, en que ocasionalmente se observan pequeñas márgenes inundables que no contribuyen mayormente al cambio del escurrimiento principal. El material expuesto es estable y con granulometría mayor ( $D_{50} = 0,50 \text{ m}$ ). Sólo constituyen puntos críticos aquellos cambios de dirección donde el flujo principal incide sobre el material aluvial. Se consideran tributarios con significación hidrológica las quebradas California, La Ronda y La Cantuta que presentan áreas colectoras bajo los 2000 msnm y es de esperar en años excepcionales escorrentías en forma de mezcla de conglomerado y agua por lo que se consideró oportuno asumir valores de escurrimiento conservadores con fines de diseño para los sistemas de drenaje.

Desde el Puente Ricardo Palma al Puente Los Ange-

les el río se orienta al flanco izquierdo, quedando confinado a una garganta bastante estable, mientras que, algunos tramos de la margen derecha son afectados sin constituir procesos intensos de erosión lateral. Se observa que en aquellas zonas donde se ha impuesto un encauzamiento parcial, las condiciones de pendiente, tirante y granulometría del lecho han variado adecuándose a las características generales del cauce impuestos en esas zonas.

#### Estimación del transporte de sólidos

Se llevó a cabo utilizando el modelo matemático de Meyer-Peter y Müller, probada en ríos netamente aluvionales.

$$S = \phi D^{\frac{3}{2}} (\Delta g)^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (4.2)$$

$$S_{bulk} = \frac{S}{1 - e} \text{ (m}^3\text{/sg/m)} \dots\dots\dots (4.3)$$

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w} = 1.65 \dots\dots\dots (4.4)$$

$$\phi = \frac{0.1}{f} \psi^{2.5} \dots\dots\dots (4.5)$$

$$f = \frac{2g}{C^2} \dots\dots\dots (4.6)$$

$$\psi = \frac{hi}{D} \dots\dots\dots (4.7)$$

$$\gamma_s = 2650 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \text{ y } \gamma_w = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \text{ e } = 0.40 \text{ (porosidad)}$$

*h* = tirante de agua para la descarga dominante.

*I* = pendiente hidráulica del río.

*u* = velocidad media del flujo.

*D<sub>m</sub>* = Diámetro promedio

*S* = Transporte de sólidos en (m<sup>3</sup>/sg/m)

Para caudales de 50, 70 y 90 m<sup>3</sup>/s considerando diámetros promedios de 10 ,15 y 20 mm se calcularon en 10m<sup>3</sup>/año, tal como se indica en la tabla 4.3:

Tabla 4.3

Q (m <sup>3</sup> /sg)	10 mm	15 mm	20 mm
50	2670	1800	1300
70	5250	3450	1680
90	7130	4740	3540

Transporte de sólidos en suspensión.

Esta estimación se ha basado en la curva de duración de caudales medios mensuales correspondientes al periodo 1922-1981. Ver tabla 4.4:

Tabla 4.4

Q (m <sup>3</sup> /s)	C (ppm)	Periodo
62	2750	Muy húmedo
30	2150	Húmedo
22.5	1650	Normal
14.0	1150	Seco
9.0	650	Muy seco

Integrando la curva de duración de caudales para su respectiva concentración en ppm obtenemos 1850 x 10<sup>3</sup> m<sup>3</sup>/año volumen de sólidos transportados en suspensión.

### C. Morfología

Se encuentra entre los meridianos 76° y 77°10' y entre los paralelos 11°25' y 12°10'. Entre los 1500 y 3000 msnm se identifica un área de depósi-

tos temporales, donde el suelo en formación se encuentra en inminente estado de remoción por desbarrancamiento, caída de bloques y huaycos, ésta es "área crítica" la cual aporta al cauce principal, una magnitud significativa del total del transporte hacia el cono de deyección. La cuenca es un área de mediana sensibilidad geodinámica con un valle expuesto a periódicas inundaciones.

El tipo de cauce entre Ricardo Palma y Huampaní, el río permanece confinado a un extremo del valle por la presencia de la terraza aluvional originada por el proceso de sedimentación, que induce el río Santa Eulalia. En ésta zona el río presenta un cauce principal definido y estrecho, con continuos cambios de dirección, tal como se indica en la tabla 4.5.

TABLA 4.5: RESUMEN ESTADISTICO DE FENOMENOS DE GEODINAMICA EXTERNA PRODUCIDA EN LOS ULTIMOS AÑOS (1931 - 1980)

LOCALIDAD (1931-1980)	LIMA
No DESLIZAMIENTOS %	8 4,8
No ALUVIONES %	1 2,5
No HUAYCOS %	882 23,6
No INUNDACIONES %	11 7,8
TOTAL departamentos %	902 22,10

Análisis de los efectos de Explotación del cauce como cantera.

Es técnicamente posible utilizar el cauce del río como cantera, realizando una explotación racional de los materiales consistente en:

Seleccionar los elementos de diámetro mayor de 10", los que quedarían en el cauce conformando la armadura del mismo.

Controlar los niveles de excavación del cauce en concordancia con las recomendaciones del estudio hidráulico.

Deberá evitarse la excavación del pie de los taludes de las márgenes y en el caso de curvaturas será preciso evitar la explotación del material al inicio de las mismas, incidiendo en la extracción de la margen expuesta al interior de la curva.

#### D. Defensas

En el sector comprendido entre Ricardo Palma y la Central Hidroeléctrica de Huampaní, solo merecen ser mencionadas como estructuras de defensa, los muros de concreto existentes entre unos 100 m aguas arriba del Puente colgante Chosica y las estructuras de toma de la Central Hidroeléctrica de Huampani, así como las escolleras de piedra de

cantera que ha construido ENAFER a lo largo de la vía férrea para su protección. En éste sector es igualmente frecuentemente la existencia de muros de concreto simple sin base de cimentación adecuada, los que se han construido para protección de los predios que dan al frente del río. Las estructuras de protección existentes en éste tramo son de tipo escollera o de relleno de material aluvial, diferenciándose por sus dimensiones y material empleado.

- Diseños

Con el caudal de diseño se cálculo de tirantes y velocidades para las condiciones actuales y futuras para lo que se aplicó la fórmula de Manning y de continuidad, utilizándose los respectivos coeficientes de rugosidad. Luego se determinó la correspondiente velocidad tangencial para los tramos en curva con la fórmula:

$$V_e = \frac{V}{R} \left( R + \frac{B}{2} \right) \quad \dots\dots\dots (4.8)$$

- R*    Radio de curvatura referido al eje del cauce en m.
- B*    Ancho del cauce en m.
- V*    Velocidad media antes de la curva en m/sg.
- V<sub>e</sub>* = Velocidad periferica en la curva en m/sg.

Los valores de velocidades obtenidas en conjunción con los diámetros medios críticos del material del lecho ueron comparados con las obtenidas por el



Dr. Arturo Rocha de su informe "Transporte de Sedimentos"

Con las velocidades calculadas se procedió a la determinación de la profundidad de socavación potencial de fondo existente en la zona, mediante la siguiente expresión contenida en el U.S. Corp. of engineering Manual.

$$E = B \left( \frac{50}{P} - 1 \right) \dots\dots\dots(4.9)$$

*E = Espesor de la armadura después de la socavación en m.*  
*P = Porcentaje del diámetro no erosionable.*  
*E = Profundidad de socavación m.*

El borde libre en ningún caso será inferior a 0,30 m. Con los parámetros calculados, se efectuó el calculo del tamaño y graduación necesarias de las rocas de escolleras, así como la comprobación del espesor del pie adoptado. El dimensionamiento de la escollera considera que el 67% del material deberá ser mayor que el peso crítico erosionable, complementándose con un límite de pesos inferior y superior que permitan la traba de los elementos del enrocado y por consiguiente una mayor estabilidad. Los diseños de la escollera incluyeron un pie de enrocado horizontal con la finalidad de evitar socavaciones en la base, en caso de un

ataque intenso de partículas, entonces se rellenará la cavidad formada limitando la acción destructiva sobre la escollera permitiendo la reparación adecuada y oportuna de ésta.

Se recomienda en donde sea posible llevar a cabo la arborización en ambos márgenes que permita incrementar la rugosidad de las áreas susceptibles a inundación de tal manera que eviten los daños ocasionados por los flujos divergentes del cauce principal a la vez que se evita su uso como área habitable. Ver figura 4.7

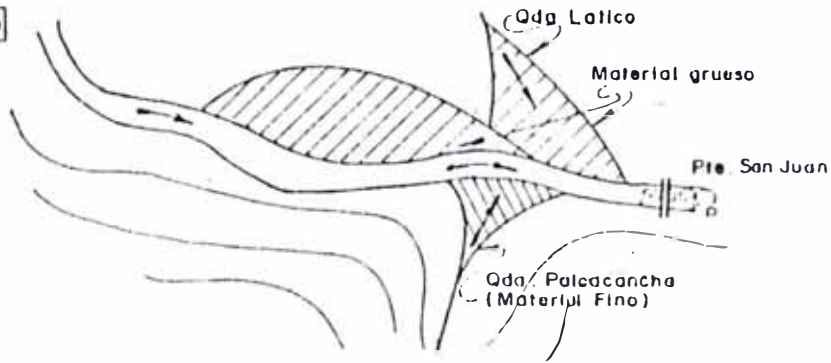
#### - Obras de encauzamiento

Entre los kilómetros 31+000 y 32+900 se ha previsto efectuar un cambio de cauce del río, a fin de llegar a lograr una adecuada ubicación de la autopista en dicha zona. La ubicación final adoptable para la vía y la consecuente reubicación del lecho del río en el tramo, se consideró como la alternativa más favorable del trazo luego del detallado análisis de otras rutas probables que hubieron de ser descartadas debido a los más elevados costos de construcción que ellas implicarían. Ver figuras 4.7, 4.8 y 4.9

#### - Obras de protección de estructuras

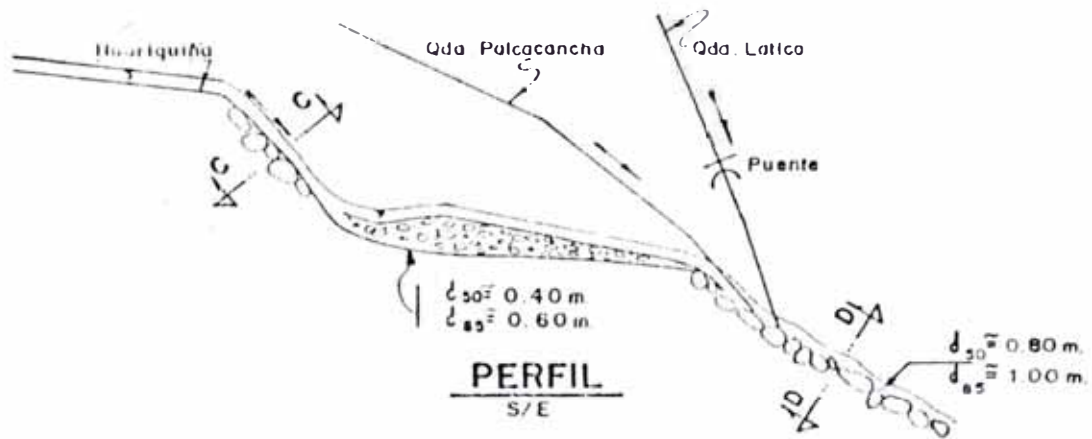
En las ubicaciones en que la vía cruza el cauce del río, haciendo necesaria la construcción de puentes que comprometen el ancho efectivo del

**TRAMO LATICO**



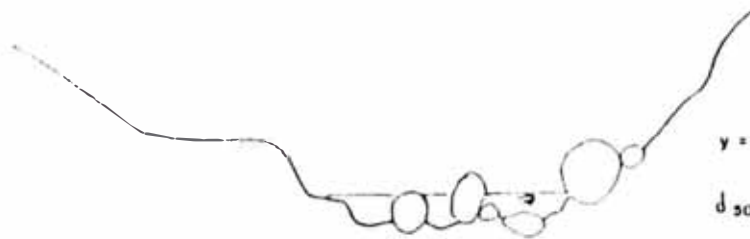
**PLANTA**

S/E



**PERFIL**

S/E



y = Tirante de agua

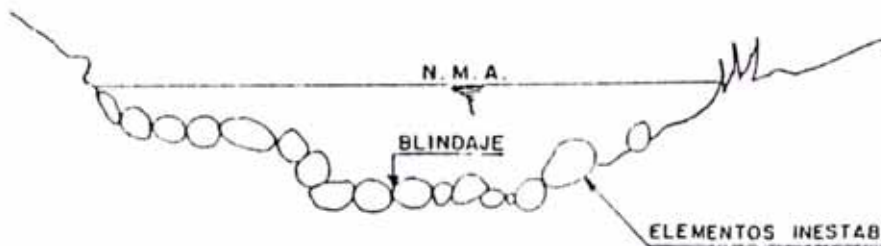
$d_{50}$  = Material granular en 50%

$y/d_{50} \leq 1.0$  ELEMENTOS EXPUESTOS

$y/d_{50} > 1.0$  ELEMENTOS SUMERGIDOS

**CORTE C-C**

S/E

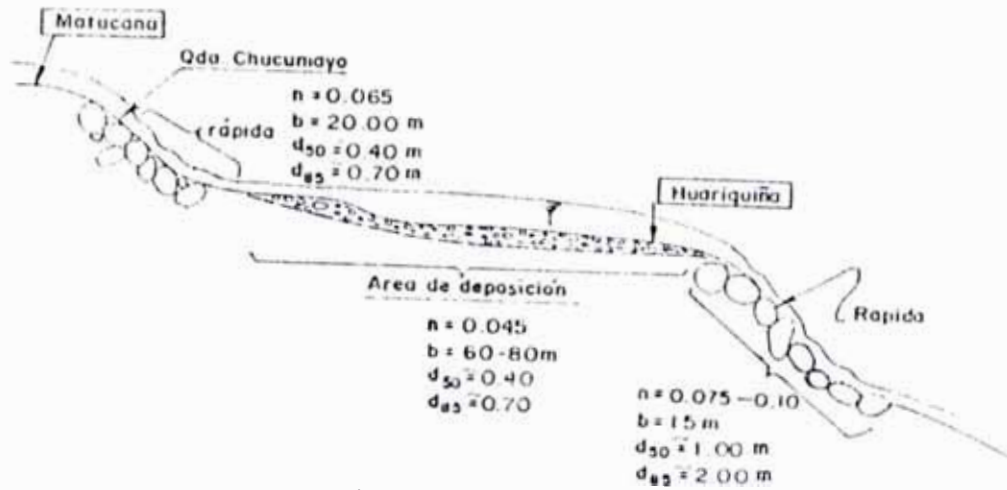


**CORTE D-D**

S/E

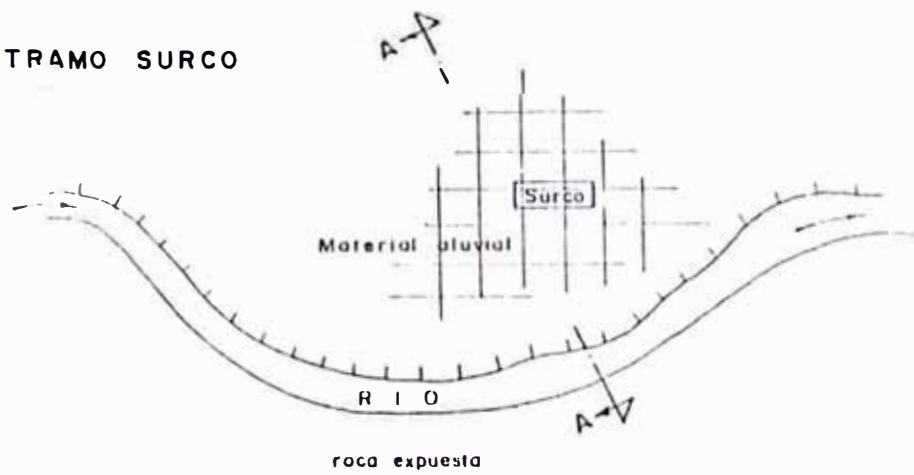
**FIGURA 47**  
ENCAUZAMIENTO PARCIAL DEL RÍO RIMAC - PIV INGENIEROS

**TRAMO HUARIQUIÑA**



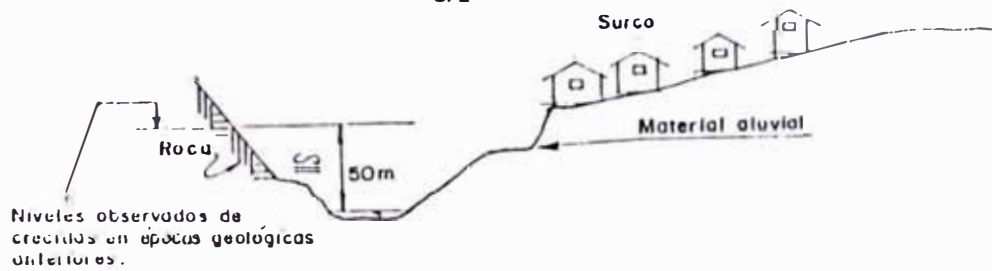
**PERFIL**

**TRAMO SURCO**



**PLANTA**

S/E



**CORTE A-A**

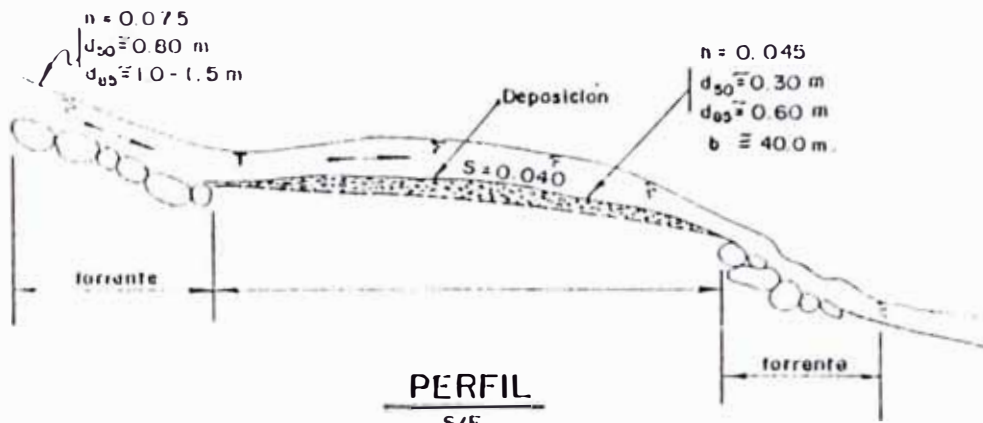
S/E

**FIGURA 48**  
**ENCAUZAMIENTO PARCIAL DEL**  
**RIO RIMAC - P.V. INGENIEROS**

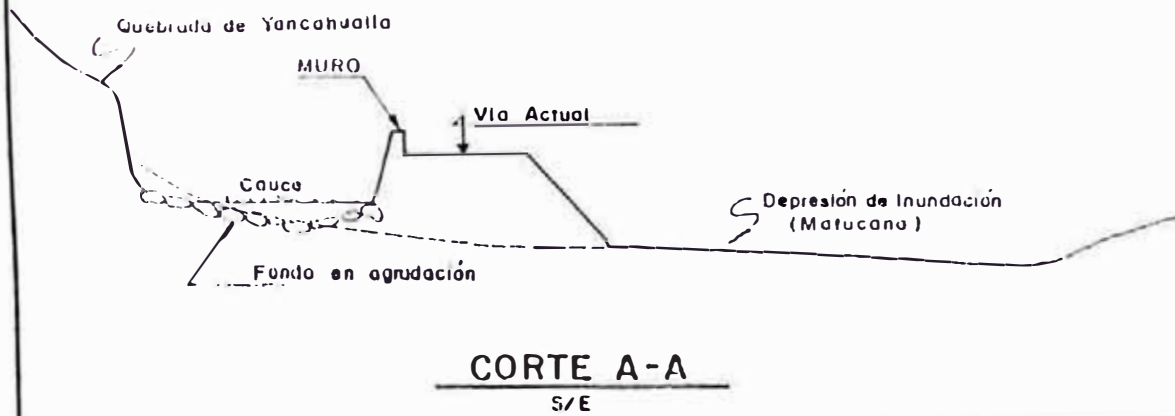
**TRAMO MATUCANA**



**PLANTA**  
S/E



**PERFIL**  
S/E



**CORTE A-A**  
S/E

**FIGURA 49**  
**ENCAUZAMIENTO PARCIAL DEL**  
**RIO RIMAC - PIV INGENIEROS**

cauce y originan consecuentemente variaciones en las características del flujo condicionantes de la morfología del río en dichas ubicaciones se ha previsto el blindaje del cauce aguas arriba y aguas abajo del puente a fin de evitar que la socavación del lecho pueda ocasionar desestabilización o falla de la estructura del puente.

E. Recomendaciones sobre la política de manejo de encauzamiento y programa de mediciones.

1. Para el manejo del río y las obras comprendidas, debería conformarse una autoridad del río Rímac que se encargará de definir políticas y acciones en concordancia con las necesidades de cada una de las entidades comprometidas.
2. Posteriormente a la ejecución de cada obra específica, deberá proseguirse las obras situadas fuera del área de influencia directa de la primera, de manera de permitir la observación de los efectos producidos por la obra ejecutada, que sirva de base para el diseño definitivo de los tramos o estructuras vecinas.
3. Deberá atenderse el proceso de encauzamiento del río Rímac en el marco de un programa integral de uso de la cuenca que incluya; aprovechamientos agrícolas e hidroeléctricos,

abastecimiento de agua potable, control de inundaciones, polución, vías de comunicación, expansión urbana y desarrollo vial.

4. La autoridad encargada del manejo del río deberá preparar y ejecutar un programa de inspecciones y mantenimiento o reparación del lecho y las escolleras con especial atención en los tramos de ubicación de puentes u otras estructuras a ser construidas sobre el lecho del río. Estas actividades deberán realizarse por lo menos después de cada periodo de crecientes, evaluándose los efectos producidos por el flujo y su incidencia en el comportamiento general del curso fluvial, determinándose los trabajos de nivelación, limpieza o reparación que fueran necesarios.

#### 4.1.3 PROYECTO PRIEVAR - PREDES 1985 y 1993

Diseño de canalización y propuesta de manejo integral, Chosica-Chaclacayo, por el Ing. Alberto Martínez V. 1992-1993.

##### A. Objetivo

El propósito principal es la seguridad física de los poblados ribereños así como el encauzamiento del río Rímac entre el Puente Huachipa y el Puente Los Angeles. Este proyecto pretende incorporar lo



más significativo de los anteriores proyectos y se plantea un nuevo enfoque el cual conduce a una zonificación integral entre desastres por huaycos e inundaciones, después de una experiencia de casi 10 años de huaycos en Chosica. En éste contexto se plantea comprender el origen, comportamiento, evolución, efectos y daños que causan cuando se presenta el fenómeno de los huaycos. Por lo general, en Chosica en base a los estudios geotécnicos realizados en Pedregal, Corrales, Quirio y Yanacotto es posible tomar medidas de prevención y plantear alternativas para soluciones realistas, frente a las limitaciones y peligros que siempre significan los huaycos para los Asentamientos Humanos: que se emplazan en áreas críticas, principalmente del cono de deyección. Para enfrentar y complementar el problema integral PREDES se encuentra desarrollando un proyecto de defensas ribereñas en el que se definirán: eje del cauce, secciones típicas, la propuesta de obras de encauzamiento y defensas complementarias, así como un día de la zonificación de Chaclacayo-Chosica y evaluación de obras vitales y en peligro.

El presente resumen del avance del informe técnico del Ing. A.MARTINEZ a PREDES; enfoca principalmente el encauzamiento de la zona de Chaclacayo y Chosica, entre el Puente Huampaní y el Puente

Ricardo Palma, presentando un modelo de zonificación entre inundaciones en Chaclacayo, puente Huampaní puente Los Angeles, y haciendo principal hincapié en el análisis de la zona del A.H. Perla del Sol, Asesorando la tesis del área de Chaclacayo como un modelo de tratamiento de la Bach. Rosario Alvarez y complementando dos tramos más con las tesis de los Bachs. Wilmer Pinao y Raúl Chirito hasta el puente Ricardo Palma, considerado como zona crítica debido a la invasión de las viviendas sobre el lecho inundable del río y las diferentes subcuencas con material aluvional.

## B. Hidrología

Para la estimación del caudal de diseño se siguió el siguiente procedimiento basado en la experiencia de estudio del comportamiento de los caudales del río, éste procedimiento es enunciado por el Ing. A. MARTINEZ:

- 1.- Se asume un caudal histórico máximo de 500  $m^3/s$  ocurrido 9/3/1925.
- 2.- Asumimos un caudal de 40  $m^3/s$  entre el periodo 1969-1993.
- 3.- Hallamos el caudal máximo del río Santa Eulalia (Sub-cuenca vecina) que es de 150  $m^3/s$ .
- 4.- Sumamos todos estos valores y hallamos el

caudal de diseño preliminar ( $Q_d$ ):

$$Q_d = Q_{\text{hist}} + Q_{\text{Sta.Eulalia}} + Q_{\text{prom}} \dots\dots\dots(4.10)$$

$$Q_d = 500 + 150 + 40$$

$$Q_d = 690 \text{ m}^3/\text{s}$$

El caudal obtenido se toma como referencia para todas las obras hidráulicas a diseñarse en el tramo en estudio.

5.- Calculamos de caudal promedio, para un periodo de recurrencia de 100 años, el que se calcula promediando los valores de caudales calculados en diferentes estudios, los que servirán como referencia para hallar un caudal promedio para un periodo de retorno de 100 años:

$$Q_{p(100)} = \frac{(Q_{\text{JICA}} + Q_{\text{PyV}} + Q_{\text{PREDES(88-92)}} + Q_{\text{Gumbel}} + Q_{\text{Weibull}} + Q_{\text{prob}})}{7} \dots\dots(4.11)$$

$$Q_{p(100)} = \frac{(660 + 690 + 680 + 600 + 660 + 680 + 659)}{7}$$

$$Q_{p(100)} = 661 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{=====>} \quad Q_{p(100)} = 660 \text{ m}^3/\text{s}$$

6.- Para el caso de múltiple desastre, Inundación y Huayco, no hay evidencia que se produzca simultáneamente más de dos eventos de éste tipo que aporten simultáneamente al caudal del río Rímac, siempre hay diferencia de tiempo y distancia por lo que para diseñar tomamos el

valor del caudal aluvional mayor producido en esa zona, es decir el de Pedregal que es de 175 m<sup>3</sup>/s

7.- Por lo que el caudal de diseño de las obras será la suma de los caudales calculados en 5 y 6:

$$Q_d = Q_p(100) + Q_{\text{aluvional-Pedregal}} \dots\dots\dots(4.12)$$

$$Q_d = 660 + 175$$

$$Q_d = 835 \text{ m}^3/\text{s}$$

Si la velocidad de descarga crítica es de 8 m/s, con el caudal hallado se puede establecer, que la según el criterio práctico del Ing.A.MARTINEZ, por continuidad:

$$Q = A \times V \quad \text{Tenemos áreas que varían desde } 105 \text{ m}^2 \text{ hasta } 120 \text{ m}^2$$

A continuación se dan las diferentes dimensiones para las condiciones dadas, que permiten analizar secciones y adoptar la más razonable como realista y práctica para el dimensionamiento del cauce, tal como se indica en la tabla 4.6

Tabla 4.6

Altura(m)	Ancho(m)
2	60
2.5	48
3	40
4	30
5	20
6	15

En la tabla 4.6 se establecen secciones recomendables de encauzamiento, las que pueden tener las siguientes dimensiones y que serán descritas detalladamente en el estudio de las defensas:

2m x 60m , 3m x 40m y 2,5m x 50m

Estimación para crisis climática para un periodo de recurrencia de 1000 años.

En la estimación de ocurrencia de una crisis climática, se considera un inundación de 1 metro sobre las terrazas  $T_1$  en el tramo 1, ésta inundación estará limitada por las escarpas de las terrazas  $T_2$ , entonces:

$$A_{total} = A_1 + A_2 = 420 \text{ m}^2$$

Según el criterio práctico del Ing. A.MARTINEZ, el caudal mínimo será:

$$Q_{crit} (1000) = V_{crit} \times A_{total}$$

$$Q_{cri} (1000) = 8 \times 420 = 3360 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para la evaluación del peligro se considera:

$$Q_{crit} (1000) = 3500 \text{ m}^3/\text{s}$$

Este caudal estimado para una crisis climática, está dentro del criterio de diseño apropiado, ya que el resultado de metodologías prácticas está de acuerdo con métodos matemáticos, como los usados por PyV Ingenieros en el estudio de encauzamiento del río Rímac en el que con parámetros tales como el coeficiente de seguridad, pendiente de 1.5% y ancho de 200 metros, se obtendría un caudal mayor a 2000 m<sup>3</sup>/s.

### C. Morfología

Debido a las evaluaciones y conocimiento de las quebradas más críticas en toda la cuenca del río Rímac, alrededor de Chosica se presentan cerca del 90% de los huaycos, en donde se encuentra la mayor concentración de población. Ver figura 4.10

En las riberas el peligro potencial es para el 75% de viviendas situadas en ésta zona, crítico para un 25% con un periodo de recurrencia de 100 años.





Para una crisis climática, el peligro por inundación es del 100% y 80% por efecto de aluvionamiento; toda ésta situación plantea la necesidad de una propuesta de manejo integral.

Análisis del área crítica del cauce del A.H. Perla Del Sol (Chaclacayo).

Se encuentra ubicada íntegramente en la terraza To, correspondiente al cauce inundable del río.

Representa el mayor estrangulamiento antrópico del cauce.

La evolución geomorfológica está limitada por el perímetro de la ribera, protegida por muros laterales, que ha acelerado la socavación vertical, es del orden de 15 cm/año que se ha acelerado en los últimos años de 1 a 2 m/año.

La evolución geomorfológica de la ribera erosionada es irremediable mientras no exista un trazo para el tratamiento y control definido del eje del encauzamiento.

Se han observado en el periodo 1992-93, en el tramo Pte. Huampaní Pte. Los Angeles modifica-

ciones al cauce natural con relleno en la ribera izquierda del cauce; la construcción del Puente Peatonal Huampaní sin criterio de hidráulica Fluvial, produce la aceleración de los efectos modificantes.

#### Consideraciones para el diseño de encauzamiento

Definir la variación del área inundable, máxima, promedio y mínima sobre el plano 1:5000 teniendo en cuenta los datos geotécnicos de geología y geomorfología, tomando como referencia las terrazas, las cuales actuarán bajo las consideraciones siguientes:

- a.- La escarpa  $T_2$  es el límite de cualquier inundación por crisis climática es decir por periodos de secuencia de 1000 años cuya altura es  $h_2$ , de 10 m a 7 m.
  
- b.- La escarpa de terrazas  $T_1$ , de 2 m a 1 m, que puede ser inundable para un periodo de recurrencia de 100 años y que la presencia de la línea del Ferrocarril Central con su terraplén de 0.5 m a 1 m y enrocado en margen que da al río constituye un primer punto de defensa, mas no, para la inundación ya que los Asentamientos Humanos se encuentran de 1 a 1.5 m por

debajo del nivel del agua.

c.- El cauce actual de terrazas  $T_0$  con respecto a terrazas  $T_1$  tiene una diferencia variable, según la limpieza efectuada y la socavación que el río ha destruido la coraza del lecho por la limpieza sin dirección técnica que varía desde 1 m a 3 m, aquí el caudal de 80  $m^3/s$ .

Se tiene entonces un resumen de las características morfológicas de la variación del ancho del cauce en el tramo Pte. Huampaní al Pte. Los Angeles en la Tabla 4.7

Tabla 4.7

Ancho	entre cerros	Entre $T_2$	$T_2$ y depósito aluvial	$T_1$	$T_2$	A.H. Perla Del Sol
Max	1000 m Qda. San Alberto	340 m Pte. Huampaní	350 m A.H. Huampaní	25 m A.H. Perla Del Sol	150 m Granja El Milagro	30 m
Min	700 m 250 m Pte. Los Angeles	220 m Pte. Los Angeles	135 m Qda. San Alberto	25 m A.H. Perla del Sol	150 m Granja El Milagro	15 m
Prom	800 m	300 m	250 m	20 m	100 m	20 m

Según el informe de PREDES en los últimos años, se han producido en la terraza  $T_1$  las mayores modificaciones afectando a  $T_0$ , observándose principalmente las siguientes modificaciones:

1.- Un estrangulamiento del cauce de 80 m a 20 m,

es decir se ha invadido 60 m del cauce del río. Entonces la velocidad de variación del ancho se prevee será de 2 m/año.

2.- La socavación del lecho del río que afecta la cimentaciones de los muros de las riberas.

3.- En los últimos años se ha duplicado la socavación debido a:

a) Limpieza del cauce sin muro perpendicular al cauce que controle la erosión.

b) Limpieza discriminada en las partes inferiores a Perla del Sol

c) Eliminación de boleos.

d) Construcción de muros y contrafuertes de propiedades particulares en la margen derecha, algunos fallados y dentro del cauce actual.

4.- En los últimos 9 años los muros de concreto, calzadura de erosión de cimentación y otras defensas, llamadas trabajos de emergencia, no han dado resultado y están quedando suspendidas por el mayor avance de la socavación.

Debe evitarse continuar ésta tendencia de ejecutar éste tipo de defensas de emergencia, y/o trabajos sin conocimiento de hidráulica fluvial que fueron

sugeridos y ejecutados sin base técnica.

#### D. Defensas

De acuerdo al estudio hidrológico realizado se plantearon las siguientes alternativas para trazos de encauzamiento:

1. Sección  $2 \times 60 \text{ m}^2$ . Trazo seccionado ancho 40 m de encauzamiento. Ancho de 20 m de carretera con defensa de enrocado en la margen izquierda.
2. Sección  $3 \times 40 \text{ m}^2$ . Alternativa de ancho de 40 m del encauzamiento y defensa en la ribera izquierda.
3. Sección  $2,5 \times 50 \text{ m}^2$ . Alternativa de ancho de 40 m con terraplén de defensa de enrocado de 10 m de ancho.

Se considera para todos los casos un ancho mínimo de encauzamiento de 40 m.

$Q_{crit} = 3400 \text{ m}^3/\text{s}$  (asumida para la condición de peligro)

- E. Recomendaciones sobre la política de manejo de encauzamiento y programa de mediciones.
1. Es posible y permisible el diseño y dimensionamiento del cauce en la zona más crítica (como cono de deyección) usando roca con criterio teórico-práctico.
  2. Una medida de prevención contra huaycos es el diseño del encauzamiento que se define considerando una velocidad que sea menor que 8 m/s.
  3. Es necesario desarrollar una Tecnología de ingeniería Civi propia, para el caso de los huaycos rescatando la tecnología y experiencia de nuestros antepasados Pre-Incas, en el uso de la roca, su control de erosión, inundaciones, huaycos, estabilidad de taludes, etc.
  4. Que los proyectos de investigación con apoyo Nacional e Internacional incorpore tecnología autóctona, recursos naturales predominantes y profesionales con experiencia comprobada.
  5. La roca en Chosica es el único material a la mano, disponible, de bajo costo para el encauzamiento de los huaycos que los materiales de construcción convencionales.

Finalmente tenemos un resumen de los lineamientos planteados en cada uno de los estudios realizados, en la Tabla 4.8

Tabla 4.8

	JICA-1988	TAMS PyV	PREDES 92-93
<b>OBJETIVOS</b>	Formulación de un Plan Maestro para la prevención de desastres.	Con información hidráulica y fluviomorfológica y realizar diseños de encauzamiento	Con bases geotécnicas y topográficas realizar un plano de riesgo.
<b>HIDROLOGIA</b> Q de diseño Vmáx diseño T retorno	Q = 660 m <sup>3</sup> /s Vmáx = 6,5m/s P = 100 años	Q = 760 m <sup>3</sup> /s Vmáx = 8 m/s P = 200 años	Q = 660 m <sup>3</sup> /s Vmáx = 6,5m/s P = 100 años
<b>MORFOLOGIA</b> Ancho Cauce Geología Topografía geodinámica	A = 25 a 30 m Capas del periodo terciario, rocas intrusivas (granito, granodiorita y andesita del periodo cretáceo o Terciario).	n = 0,045 Area Critica se presentan huaycos e inundaciones. Terraza aluvial, originada por la sedimentación, del río Sta.Eulalia.	Ancho minimo 15m Vestrang 2 m/año Vsocav 15 cm/año
<b>DEFENSAS</b> Ancho Cauce Tipo Riesgo Vida Util	A = 40 m Muros y diques. Concreto Armado.	<b>Escolleras</b> Enrocado r = 0,22 T = 25 años	Vmáx = 8 m/s enrocado con secciones de encauzamiento: 2x60m <sup>2</sup> , 3x40m <sup>2</sup> , 2.5x50m <sup>2</sup> T = 50 años
<b>CONCLUSIONES y RECOMENDACIONES</b>	Comenzar la reforestación de la cuenca. Necesidad de instalar un radar medidor de lluvia. Preparación de especialistas en el desarrollo de las obras de prevención de desastres.	Encauzamiento haciendo uso racional de los recursos de la cuenca. Una autoridad competente ejecutará un programa mantenimiento y reparación del lecho, escolleras, puentes y estructuras a ser construidas sobre el lecho del río.	Los proyectos de investigación con apoyo Nacional e Internacional incorpen tecnología autóctona, con empleo de metodología teórico práctica. Se desarrollará una tecnología propia basada en experiencias Pre-Incas así como el uso de la roca para la obras de encauzamiento.



#### 4.2 ZONIFICACIÓN PLANTEADA SOBRE AREAS DE INUNDACIÓN.

El planteamiento realizado para la zonificación del peligro está en función de las condiciones topográficas, geológicas y geotécnicas del cauce. En el ANEXO B, en los planos No 01, No 02 y No 03, se pueden observar los poblados que serán afectados en mayor o menor grado en caso de inundación, según el planteamiento resultado del análisis de inundación realizados en el capítulo anterior.

#### 4.3 TIPOS DE MEDIDAS Y RECOMENDACIONES DADAS.

1. Debido al alto peligro que representa la construcción de viviendas en el cauce inundable del río, se recomienda no continuar la construcción de estructuras que angosten el cauce, así como reubicar las viviendas existentes.
2. Controlar la emisión directa de desagües domésticos al río y evitar la evacuación de basura y desmonte, en las riberas del río lo que hace que el cauce se angoste y estreche cada vez más.
3. Elaborar un Plan de emergencia y zonificación del riesgo.
4. Realizar cuanto antes los talleres de emergen-

cia nombrando comisiones de trabajo: Obras, Vigilancia, Alerta y Evacuación.

#### 4.4 RESCATE DE TECNOLOGIA EN BASE A LA EXPERIENCIA DE OBRAS EFECTUADAS DE ENCAUZAMIENTO, DEFENSAS, ETC.

La tecnología para el encauzamiento utilizada hasta el momento en zonas limitadas del río, han dado como resultado la consideración de dos aspectos, uno de observación y el otro teórico que llamamos el Geomorfológico y el Hidrodinámico. El Ing. A.MARTINEZ ha desarrollado una tecnología basada en experiencias similares, en el que los aspectos considerados son los anteriormente mencionados, y que a continuación se detallan.

##### GEOMORFOLOGICO.

La experiencia y observación en el cauce de los ríos que pasan por formaciones rocosas como en nuestros andes nos muestran que los procesos geomorfológicos de erosión son permanentes, donde las marmitas son la expresión más representativa con sus oquedades formadas por el movimiento de las arenas en flujos turbulentos y vórtices, un ejemplo de ello lo tenemos en el Puente de Piedra de Lima, el cauce empedrado de la margen izquierda

después de más de 380 años muestra oquedades en los bloques de granito usado para la protección el paso del flujo de avenidas torrentosas del río Rímac.

Fenómenos similares se producen en la naturaleza en procesos geomorfológicos de hidraulica fluvial donde exista un salto, caída, catarata, rápida y donde actúa como parte del fluido el limo, arena grava y boleas, además se da el fenómeno de cavitación por ser flujo turbulento a altas velocidades.

En el cauce de los huaycos se presentan en masa de lodos muy fluidos como el del año 1989.

Esto nos permite diseñar el cauce y usar rocas al limitar y controlar la velocidad para que sea menor la velocidad al inicio de crítica y así evitar que la roca sea destruida.

#### HIDRODINAMICO

El fenómeno denominado por los Ingenieros Mecánicos como cavitación produce corrosión y daña las paletas de las turbinas hidroeléctricas cuando el fluido está en condiciones de movimiento rápido y turbulento producen burbujas de aire debido a la brusca evaporación de agua, cuando la presión desciende por debajo de la tensión de su vapor en sus oquedades llenas de aire constituyen un con-

torno de igual presión que al chocar con cualquier material impacta y erosiona.

Si consideramos que la masa fluida del huayco en movimiento rápido y turbulento produce burbujas de aire debido a la brusca evaporación de agua, cuando la presión desciende por debajo de la tensión de vapor éstas oquedades llenas de aire constituyen un contorno de igual presión que al chocar con cualquier material impacta y erosiona.

Si consideramos que la masa fluida del huayco en movimiento rápido y turbulento produce burbujas y además está conteniendo limos, rena, gravas y boleas que en conjunto producen erosión mayor que el fenómeno de cavitación, capaz de romper boleas, en consecuencia podemos admitir que la erosión de la roca corresponde al inicio de la cavitación.

Con éste criterio el diseño es fácil si se define la velocidad crítica y se deduce la velocidad inicial, se advierte que es necesario definir otros parámetros que han significado otros rescates tecnológicos inéditos de la metodología que hemos aplicado.

## CAPITULO 5

### GEOTÉCNIA DE LA ZONA

En éste capítulo se estudiará la geología, geodinámica externa y morfología, de la cuenca del río Rimac a través de los años, para así poder determinar la evolución de las unidades geológicas ya que debido a la fuerte actividad dinámica a que se halla sometido nuestro territorio, se producen con frecuencia fenómenos geodinámicos que modifican la vida económica de la zona, el estudio se justifica en razón de la importancia de los centros poblados y las obras de infraestructura que en ellas se ubican.

#### 5.1 EVALUACIÓN Y ANÁLISIS FOTO-INTERPRETACIÓN (VUELOS 1955, y 1987).

Se realizó el análisis de foto-interpretación de las doce secciones estudiadas en el capítulo 3, ya que se conoce la configuración actual de éstas secciones. La fotogrametría nos ha permitido definir con más precisión la medida en que se han efectuado las variaciones del ancho efectivo del cauce a través de los años. Para éste trabajo se contó con fotografías aéreas correspondientes a

los vuelos de NOVIEMBRE DE 1961 y MARZO DE 1987. El presente trabajo se realizó en el Laboratorio de Topografía contando para ello con estereógrafos de restitución fotogramétrica.

#### 5.1.1 VUELO 1961

Características morfológicas.

Sección 1. Puente Los Angeles. Ancho promedio del cauce entre terrazas es de 275m. No existe población en las márgenes cercanas del río. En la margen derecha hay extensos terrenos de cultivo que limitan con la carretera central. El ancho aproximado del cauce en éste tramo es de 71.70m.

Sección 2. Club Campestre Portada del Sol. No existen defensas de ningún tipo, solo hay vegetación en ambas márgenes del río, el ancho aproximado del cauce es de 300m entre terrazas, existe una carretera de doble vía en la margen derecha, que avanza paralelamente al río. El ancho del cauce en ésta sección es de 62.70m.

Sección 3. Pte. Peatonal California. No existe el Puente Peatonal California y las defensas en las riberas sólo son naturales, pero puede observarse también que en éste tramo la antigua hidroeléctrica y el canal antiguo se encuentran intactos y al parecer en funcionamiento. El ancho del cauce en

ésta sección es de 58.20m.

Sección 4. Urb. Santa María. Las riberas son naturales con vegetación abundante, el río en ésta sección se encuentra formando meandros con pequeñas islas dentro del cauce. El ancho del cauce es de 89.55m.

Sección 5. Pte. Caracol. No cuenta con defensas en las riberas sólo con vegetación en la margen derecha y con campos de cultivo hacia ambos márgenes del río, en éste tramo el cauce del río se encuentra bien definido. El ancho del cauce en ésta sección es de 53.70m.

Sección 6. Pte. Peatonal Pedregal. En ésta sección el cauce se encuentra encañonado, se observa que las quebradas de Quirio y Pedregal se encuentran casi despobladas con aproximadamente el 10% de la población actual. En la margen izquierda sólo existen terrenos de cultivo. El ancho del cauce en ésta sección es de 44.80m.

Sección 7. Urb. Villa Chosicana. En la margen izquierda existen extensos terrenos de cultivo y población aproximadamente 200m aguas arriba. En la margen derecha existen asentamientos humanos no muy densamente poblados.

El ancho del cauce en ésta sección es de 45.20m.



Sección 8. Pte. Peatonal La Perla. Este puente peatonal aún no existe, en ésta sección las defensas existentes solo son naturales con vegetación existente, las viviendas existentes se encuentran muy cercanas a las riberas del río. Ambas márgenes del río se encuentran pobladas. El ancho del cauce es de 71.80m.

Sección 9. Pte. Peatonal Pablo Patrón. En ésta sección se observa que ambas márgenes se encuentran pobladas con aproximadamente el 20% de la población actual. En la margen izquierda se observan extensos campos de cultivo los cuales aguas arriba colindan con la margen izquierda del río hasta la confluencia con el río Santa Eulalia, en donde termina la terraza aluvial. El ancho del cauce es de 44.80m.

Sección 10. Pueblo Joven Trinchera. La margen derecha del río se encuentra casi despoblada, con pocas viviendas, en la margen izquierda existen campos de cultivo puede observarse en ésta sección defensas naturales. El ancho del cauce es de 62.80m.

Sección 11. Confluencia río Santa Eulalia río Rímac. Ambas márgenes se encuentran despobladas, excepto en la confluencia, donde puede observarse una pequeña cantidad de viviendas muy mal ubicadas justo en medio de la confluencia. Se pueden

observar campos de cultivo hacia la margen derecha del río. El ancho del cauce es de 71.60m.

Sección 12. Pte. Ricardo Palma. Solo existen defensas naturales hacia ambas márgenes del río, la margen derecha se encuentra desértica mientras que la margen izquierda está poblada por escasas viviendas y campos de cultivo. El ancho del cauce en ésta sección es de 44.80m.

Se puede observar en general que el río es meándrico en zonas en donde las terrazas se separan por lo que el cauce se ensancha y forman islotes en épocas de estiaje y donde las terrazas se juntan el cauce se angosta, notándose que éste se profundiza, además cabe resaltar que existe muy poca población en ambas márgenes del río, aproximadamente el 20% de la población actual, y los campos de cultivo ocupan casi el 40% de total de las márgenes del río, caso que hoy no ocurre debido a que los campos de cultivo han sido reemplazados por asentamientos humanos.

#### 5.1.2 VUELO 1987

Características morfológicas.

Sección 1. Puente Los Angeles. El ancho promedio del cauce entre terrazas 275m. Existe población en ambas márgenes del río e incluso dentro del cauce inundable del río. En la margen derecha existen terrenos de cultivo. El ancho promedio del cauce en ésta sección es de 32.2m.

Sección 2. Club Campestre Portada del Sol. Existen defensas de concreto en la margen derecha del río, en la que se encuentra una pista de acceso a las casas de campo y clubes de ésta zona, solo existe vegetación en la margen izquierda del río, el cual se encuentra socavado. El ancho del cauce en ésta sección es de 22.0m.

Sección 3. Pte. Peatonal California. El Puente Peatonal California estrangula el cauce y las defensas en las riberas sólo son naturales aguas abajo del puente, y aguas arriba se han construidos espigones de concreto armado en ambas márgenes, los que sirven de defensa a las estructuras de la antigua hidroeléctrica. El asentamiento humano California ha invadido parte del cauce inundable del río, además el Ferrocarril Central que se encuentra en la margen izquierda ha rellenado de rocas gran parte del cauce en la zona curva. El ancho del cauce en ésta sección es de 23.5m.

Sección 4. Urb. Santa María. Las riberas tienen abundante vegetación, se observa que éstas se encuentran socavadas y el río se encuentra formando meandros con pequeñas islas dentro del cauce. En ésta zona no existen ningún tipo de defensa ni de concreto ni piedra. El ancho del cauce en ésta sección es de 45.50m.

Sección 5. Pte. Caracol. Existen defensas en ambas riberas del río; en la margen izquierda el Ferrocarril Central ha reforzado sus defensas con rocas de gran tamaño, en la margen derecha espigones de concreto. El ancho del cauce es de 45.0 m.

Sección 6. Pte. Peatonal Pedregal. En ésta sección el cauce se encuentra encañonado, se observa que las quebradas de Quirio y Pedregal se encuentran totalmente pobladas. En la margen izquierda se encuentran asentamientos humanos totalmente poblados. Se nota que el establecimiento de viviendas en ambas márgenes han hecho estrangular el cauce del río, en la margen derecha sólo existe acantilado que continuamente se encuentra socavándose, trayendo abajo las viviendas que sobre él se encuentran. El ancho del cauce en ésta sección es de 38.0m.

Sección 7. Urb. Villa Chosicana. La margen izquierda se encuentra poblada y existen viviendas

hasta dentro del cauce, cuyos límites son las defensas del río, es decir, los muros de las viviendas son los que canalizan el río. En la margen derecha existen espigones de concreto.

El ancho del cauce en ésta sección es de 28.0m.

Sección 8. Pte. Peatonal La Perla. El puente peatonal La Perla es relativamente nuevo, a lo largo de ésta sección existe un muro de defensa que limita con la Av. Malecón 28 de Julio, que encauza el río en la margen derecha, las viviendas existentes se encuentran muy cercanas a las riberas del río, sobre todo en la margen izquierda, que en un tramo del río carece de defensas, existiendo una losa deportiva con vegetación como defensa y límite con el río. El ancho del cauce en ésta sección es de 30.0m.

Sección 9. Pte. Peatonal Pablo Patrón. En ésta sección se observa que ambos márgenes se encuentran totalmente pobladas y urbanizadas. En la margen izquierda aguas arriba del Puente se observa que los asentamientos humanos María Parado de Bellido y La Trinchera han estrangulado el cauce del río pronunciando en éstas zonas las curvas. El ancho del cauce en ésta sección es de 32.0m.

Sección 10. Pueblo Joven Trinchera. Esta sección

es una de las que más peligro en cuanto a inundación representa. En la margen derecha del río se encuentra el Pueblo Joven Trinchera, el cual se encuentra dentro del cauce inundable del río, la margen izquierda colinda con el Ferrocarril Central, existen pequeños campos de cultivo aguas arriba de ésta sección con defensas naturales. El ancho del cauce es de 40.0m.

Sección 11. Confluencia río Santa Eulalia río Rímac. Ambas márgenes se encuentran pobladas de vegetación, tanto así en la confluencia, donde se observan también viviendas en medio de la confluencia. Se pueden observar en la margen derecha pequeños espigones de concreto mientras que en la margen izquierda solo hay defensas naturales. El ancho del cauce es de 50.0m.

Sección 12. Pte. Ricardo Palma. Existen defensas ambas márgenes del río en ésta sección, en la margen derecha existe un muro de concreto mientras que la margen izquierda solo tiene defensas naturales está poblada por viviendas correspondientes al distrito de Ricardo Palma. El ancho del cauce en ésta sección es de 25.6m.

Se observó que el cauce del río conserva su meán-

drocidad en algunos tramos, se nota también que el cauce se profundiza, además cabe resaltar que existe una densa población en ambas márgenes del río, existen campos de cultivo que ocupan solo aproximadamente el 10% de total de las márgenes del río, a diferencia de lo que ocurría hace aproximadamente 30 años. En general se puede observar que el ancho promedio del cauce se ha angostado y profundizado a la vez, por efecto de los asentamientos humanos y las estructuras tales como los puentes, que estrangulan el cauce modificando el comportamiento de la corriente, aguas arriba y abajo.

## 5.2 MAPAS GEOTÉCNICOS

En base al trabajo realizado por los Ing. A. Martínez V y Ing. César Ponce, (Plano G-01, G-02 y G-03), se hace un estudio geológico de la zona con más detalle, en el que además se adiciona el riesgo por huaycos y por combinación de huayco e inundación, ver planos del Anexo B.

### 5.2.1 Geología

Los extensos depósitos cuaternarios aluvionales han permitido a los huaycos profundizar y definir su cauce por socavación vertical con profundidades



que van de 10m a 30m y forman escarpas casi verticales con anchos 10m. a 35m.

La erosión lateral del paso de los huaycos es fundamentalmente sobre el material aluvional como en Pedregal y Quirio que se concentra en el pie del talud y su socavación es hasta de 2m. Debido al impacto de boleos, socavación y humedecimiento, que finalmente se producen pequeños derrumbes, las más grandes del orden de 5m a 10m. se les ubica en el borde de los escarpes con grietas de tensión que indican la existencia de zonas inundables. Se presentan taludes de altura que van desde 5 a 15m.

La socavación que en 1987 alcanzó de 2 a 3m, en 1989 en Corrales fue de 3 m. y en Quirio se produjo rellenos de 3m de espesor.

#### 5.2.1.1 Ubicación Geológica.

Las subcuencas de las quebradas Pedregal, Corrales y Quirio están dentro del intrusivo que forma parte del batolito andino donde predominan rocas granodioritas entre las dioritas y aplitas existentes.

#### 5.2.1.2 Discontinuidades

La discontinuidad más importante es el sistema de diaclasamiento que regula y modela la formación de

quebradas y laderas, y favorece la formación de bloques, que finalmente por alteración esferoidal explican la presencia de boleos con diámetro mayor de 1.5m.

#### 5.2.1.3 Estructuras Geológicas que incrementan el huayco.

##### a) Depósitos aluviales

Existen grandes depósitos aluviales cuaternarios en Pedregal y Quirio en el Holoceno y Pleistoceno.

##### Pedregal:

Depósitos entre cruzados del Panteón, margen izquierda cauce superior.

Terrazas, rellenas de huaycos más antiguo en el cauce medio, margen derecha.

Depósitos deltaicos del cono de deyección cubierto por aluviones de recientes aportes.

##### Quirio:

Deposito aluvional zona media erosionada por cárcavas, con cauces más anchos. En la margen derecha, deja una terraza que

llega hasta el cruce del canal de agua.

Un cono de deyección totalmente ocupado por los asentamientos humanos y servicios públicos.

#### Corrales:

Sólo existe un depósito aluvional definido por su cono de deyección truncado por el corte de la carretera central.

#### b) Suelos Residuales

De alteraciones de 0,1 a 1.00 m de espesor de los afloramientos de rocas ígneas ubicadas en las laderas cubriendo las rocas que le dieron origen.

#### c) Depósitos Coluviales

De origen aluvional, en quebradas secundarias forman cárcavas, etc. con espesores que van desde 7m a 10m en su parte más gruesa.

#### d) Suelos Eólicos

Tipo loes rojos ferruginosos con cárcavas hasta 1.00m que forman las lomas de Pedregal y Quirio, de donde proviene principalmente el mayor aporte de finos y de color típico ferru-

ginoso como se mostró en los últimos huaycos de Febrero de 1989, formado por material muy fino fluido (líquido).

### 5.2.2 Geomorfología

La geomorfología nos ha permitido advertir en 1988 que su evolución y forma de desplazarse del huayco está vinculada por sus características de relieve y no existe un modelo único, donde una o más de sus partes principales puede no desarrollarse y nos conduce a tener en cuenta la forma y tipo de diseño a tomarse.

### 5.2.3 Geodinámica Externa

El mayor riesgo por huaycos se encuentra en el intrusivo de la roca granodiorítica predominante del macizo de los Andes, siendo la alteración de la roca a suelos residuales un factor determinante regulado por el sistema de diaclasas, dan bloque, boleos y material de suelo arena limoso, que con un mínimo de agua por lluvias torrenciales, producen masas fluidas que descienden en las laderas de pendiente fuerte y destruyen todo a su paso, una característica y peculiaridad muy diferente que en otras zonas vinculadas a su origen geológico.

#### 5.2.4 Zonas de riesgo

A continuación estudiaremos las quebradas que representan el mayor riesgo en la zona de estudio:

##### 5.2.4.1 Quebrada Quirio.

Existe en la parte media una zona de gran erosión y pendientes mínimas que permiten la sedimentación. Hasta el momento se ha comportado como receptora de la mayor cantidad de volumen de material sólido. A veces lo ha sido el mismo cauce medio por lo que no han habido mayores daños y riesgo en los asentamientos humanos del cono de deyección, donde el cauce no tiene un ancho, ni profundidad adecuada, ni es capaz de recepcionar el material que se moviliza en la cuenca. Esto se ha verificado en el último huayco del 16 de Febrero de 1989, cuando el aporte fue mas fluido y tanto el cauce como las calles fueron prácticamente ríos como se pudo apreciar en su salida.

En Quirio es mayor el depósito de material, que se retiene en el cauce medio debido a que existen espacios y pendientes bajas. El huayco del 16 de Febrero de 1989 una gran cantidad de material se depositó en el cauce, al inicio del cono de deyección, esto sugiere que una alternativa de solución puede ser, ejecutar represamientos pequeños y medianos en el cauce medio y regularlo para

que la masa que baja por el cauce sea inferior a su capacidad, para un paso normal del huayco. Esta situación hace meditar sobre las decisiones y alternativas a tomar en las medidas de prevención de desastres.

#### 5.2.4.2 Quebrada Pedregal.

El huayco del torrente de Pedregal, tiene una zona de alto riesgo definida en su cono de deyección, por tener definido su cauce medio con profundidades hasta de 10m. Los desvíos del cauce se deben al encuentro con el intrusivo, zonas de sedimentación o aquellas de trazo definido, cuando existen cambios de pendiente en el mismo cauce. Los estudios de Martínez A. y Martínez J. (1988) sobre Pedregal, dejó constancia de que los vórtices se habían producido y las versiones de pobladores de un gran remolino eran ciertas. La versión técnica fue la siguiente: "Los parámetros hidrológicos determinados dan las características de la masa movilizada calculada en 650,000m<sup>3</sup> que recorrieron el cauce alto y medio bien definido, con una velocidad de 29 km/h, presentándose algunos represamientos pequeños por obstáculos de bolones que finalmente llegaron a la parte baja o cono de deyección, encontrando su cauce ocupado por viviendas y estrangulado por los asentamientos humanos, el represamiento del flujo aluvional,

provoca el vórtice, que a su vez contamina el área y por las características de los suelos totalmente saturados produce el salto al muro que atraviesa San Antonio, arrasa y rellena su cauce en la margen derecha e inunda la parte más baja siguiendo las calles".

#### 5.2.4.3 Quebrada Corrales.

Es otro huayco con características diferentes, violento aunque su cuenca es pequeña comparada con Pedregal y Quirio. Existen asentamientos ubicados en zonas muy deprimidas como Rayos del Sol. Probablemente la existencia de un antiguo cauce, aumentó su riesgo, sin embargo los asentamientos humanos de la parte alta como Las Magnolias sufrieron daños, por encontrar el cauce muy angosto, y fueron rebazados con la destrucción correspondiente.

En Chosica los huaycos se constituyen en uno de los Desastres Naturales más importantes, por lo que una zonificación para la planificación del riesgo en Chosica debe basarse en los alcances e influencia de los huaycos.

---

\* EFEECTO DE LOS VORTICES EN ALUVIONES Y HUAYCOS EN EL PERU:  
Ing. Alberto Martínez Vargas - Ing. José Martínez Del Rosario.  
VII CONGRESO NACIONAL DE MECANICA DE SUELOS E INGENIERIA DE  
CIMENTACIONES. Lima Noviembre 1993. p. 444.



No se descarte que la coincidencia de huayco e inundación sobre todo en los asentamientos humanos de las riberas del río Rimac con un mayor riesgo, donde es posible coincida con el efecto sísmico, sin embargo el efecto del huayco es siempre mayor y por consiguiente el determinante en la zonificación. En los casos que se efectuaron limpieza del cauce los daños se reducen significativamente. Esto nos lleva a sugerir algunas normas que después de un huayco lo inmediato de efectuar es la limpieza del cauce aún cuando no se tenga las dimensiones adecuadas, y reducir los vacíos de los boleos. Profundizar el cauce y limpiar es una medida preventiva que debe ser norma a partir del presente.

## CONCLUSIONES.

### 1.- Cauce Natural

El Cauce Natural en las quebradas Pedregal y Quirio ha sido definido por los afloramientos del intrusivo, sus curvas principales son debidas a los desvíos del flujo al impactar al macizo rocoso y su socavación vertical en roca no pasa de 1.00m siendo mayor si la roca se encuentra alterada.

En la quebrada Corrales el cauce en roca de su

cuenca es recta y ligeramente desviada en el tramo final, debido a su alta pendiente, siendo uno de los más rápidos y violentos en Chosica.

## 2.- Deslizamientos.

En los bordes medio y alto no se han presentado deslizamientos solo hay 1 caso de desprendimiento de roca en la margen izquierda en Quirio.

## 3.- Aporte de material.

Material fino, color chocolate que baja primero como lodo fluido, debido a la erosión y lavado de las lomas de la parte alta formando loes (color marrón con intensa oxidación de finos).

Las arenas de los suelos residuales, depósitos aluviales, etc. que por saturación fluyen y se incorporan al material del huayco.

Los boleos y bloques de taludes de escombros, principalmente material aluvional antiguo, que erosionan el cauce y los removidos por represamiento y ruptura dentro del cauce; como los debidos a vórtices en la quebrada Pedregal con la destrucción de viviendas del cauce en la zona del cono de deyección que originó el desastre del 9 de Marzo de 1987.

#### 4.- Cono de deyección.

Pedregal; es un área de alto riesgo con el 75% del total de la población afectada. (7 hab./ 150m<sup>2</sup>).

Quirio; después de 2 eventos se han depositado en su cauce medio gran cantidad de material y el cauce inferior es insuficiente de conducir el volumen de descarga de la cuenca real de Quirio por lo que merece un análisis y toma de decisión para encontrar una solución y mitigar efectos destructivos.

Corrales; Rayos del Sol está en la zona más deprimida y su peligro es alto, pero más evidente es que por sus características de cauce rápido y recto, cualquier área en Corrales está con los mismos riesgos, por ello el definir un solo cauce y efectuar su tratamiento debe ser un proyecto integral

#### 5.- Dimensionamiento del cauce.

La medida más efectiva es saber donde se efectúa la limpieza de manera tal que permita el paso de un futuro huayco. En el caso de Chosica se definió y efectuó la limpieza de los cauces de Pedregal y Corrales, ambos no se completaron en su parte final por lo que fueron dañados y afectados en los huaycos de 16 y 17 de Febrero de 1989.

En la quebrada de Quirio no se efectuó una limpieza del cauce medio ni del cauce bajo pues éste es angosto por la existencia de viviendas, razón por la cual en la parte media y baja se produjeron daños, si bien de poca consideración por su carácter líquido debido al represamiento en el cauce medio, con depósitos de 3m de potencia y de extensión aproximada de 300m en un ancho de 30m.

El dimensionamiento ha sido analizado bajo criterios técnicos y prácticos.

Pedregal	Q m <sup>3</sup> /sg	225 a 375
	V m/s	7.5
	Sección	2m x (15m a 25m)
Corrales	Q m <sup>3</sup> /sg	104 a 280
	V m/s	7.0
	Sección	2m x (8m x 25m)
Quirio	Q m <sup>3</sup> /sg	220 a 300
	V m/s	7.0
	Sección	2m x (15m x 22m)

## 6.- Obras.

El material a usar será la roca como material básico de construcción, alternativa viable y económica para llevar a cabo la prevención, además de la eliminación gradual del material aluvional depositado en el cauce, la construcción de diques de enrocado para retener materiales grandes que traigan los próximos huaycos, la ampliación y profundización del cauce en las zonas urbanas en la medida en que no afecte a las viviendas, la ejecución de obras de control de cárcavas en torrenteras.

## CAPITULO 6

### ZONIFICACION

En éste capítulo estudiaremos la zona de Chosica luego de haber obtenido las conclusiones geológicas, geomorfológicas y geodinámicas; lo que permitirá realizar la zonificación con mayor conocimiento del terreno. Los fenómenos de geodinámica externa conformada por los deslizamientos, derrumbes, desprendimiento de rocas, huaycos, erosión de riberas e inundaciones, son las variables que determinan la zonificación. La zonificación del peligro, tanto por huayco, inundación y combinación de éstos eventos en la zona, se ha realizado en base a los estudios llevados a cabo por diferentes instituciones tales como PREDES y JICA así como por la conclusión del presente trabajo de investigación.

#### 6.1 Inundaciones con descargas para diferentes periodos de retorno.

La población de Chosica se ubica en una zona plana, sobre depósitos fluviales y aluvionales, en parte sobre terrenos con suave inclinación, producto de la acumulación de materiales coluvia-

les y proluviales provenientes de las laderas y quebradas de régimen eventual ubicadas en ambos flancos del valle. El ancho promedio del valle es de aproximadamente 1.3 km<sup>1°</sup> donde se pueden apreciar nítidamente hasta 3 niveles de terrazas.

Los problemas de inundaciones se producen en la terraza más baja, que la denominaremos área de inundación, ello ocurre con el afán de ganar tierras urbanizables y por ello se ha canalizado el río Rímac en forma irregular y de acuerdo a intereses particulares; es decir, sin un criterio técnico que debería considerar dimensionamientos acordes con los caudales de máximas avenidas y de diseños que contemplan soluciones integrales de todo el sector. Por éstas razones se observan, en algunos tramos, estrangulamientos del cauce que en épocas de avenida son los puntos por donde se desbordan las aguas del río, afectando las viviendas, generalmente precarias, situadas en sus riberas. Los problemas de inundaciones, debido a causas descritas, no ocurre en forma generalizada en el sector de Chosica, sino que se presentan en algunos tramos. En éste capítulo no se analizan estas cosas puntualmente, porque se considera que las soluciones no deben darse para cada caso, por

---

<sup>1°</sup> ESTUDIO GEODINAMICO DE LA CUENCA DEL RIO RIMAC; Instituto Geológico Minero y Metalúrgico. Dirección de Geología. Lima, Abril 1988. p. 123



lo que, se plantea la necesidad de efectuar una canalización desde el Puente Ricardo Palma hasta el Puente Los Angeles, con lo que se daría solución a las inundaciones como a los fenómenos de erosión de riberas. Una primera medida sería erradicar las viviendas situadas muy próximas a las orillas del río.

El estudio del área inundable, se justifica en el caso de encauzamiento del río Rímac, ya que permitirá hacer un diagnóstico de la cantidad de asentamientos humanos afectados, así como las obras de infraestructura; puentes, fábricas, Colegios, Campos Deportivos, etc. que debido al desborde del río serán inundados y en algunos casos arrasados.

Para la realización de ésta tarea se tomaron los datos de los gráficos tirante-caudal-ancho de superficie, de las secciones estudiadas en el capítulo 3, se trabajó sobre la Carta Nacional desarrollada por el IGN cuya escala es 1/5000, aquí se trazaron las áreas de inundación las que aparecen indicadas en el plano 01, 02 y 03 en el ANEXO B.

A continuación en la tabla 6.1, se encuentra en resumen los valores tomados para graficar la superficie de inundación a lo largo del cauce en estudio.

Tabla 6.1

SECCION	Ancho de superficie para diferentes periodos de retorno		
	50	150	1000
1	108.38	118.40	125.40
2	231.90	232.05	332.35
3	170.81	180.62	210.30
4	132.38	182.00	195.00
5	135.00	142.00	156.00
6	118.16	129.04	135.00
7	312.50	325.00	350.00
8	210.90	212.30	240.00
9	390.50	398.00	410.30
10	124.00	131.26	142.65
11	90.00	98.00	106.00
12	48.00	60.20	70.00

En los planos mencionados pueden observarse los asentamientos humanos y zonas pobladas afectadas por efectos de inundación. Cabe resaltar que en los meses de fuertes precipitaciones pluviales (Enero, Febrero y Marzo), éstos fenómenos provocan el caos, tanto en el abastecimiento alimenticio a los Mercados de la Gran Lima, así como la baja en el volumen de exportaciones de minerales y el abastecimiento de combustible a los pueblos de la Sierra Central. Los meses de Febrero y Marzo de 1981, 1982 y 1983 serán recordados por la secuela de destrucción, pérdida de vidas humanas y crisis económica, provocados por los huaycos y desbordamientos del río Rímac. Estos fenómenos se repitieron con esa intensidad después de 50 años; pero anualmente se bloquean e interrumpen en tráfico

vehicular en varios tramos de la Carretera Central y la Línea Férrea, hoy paralizada para transporte turístico, consecuentemente, su conservación y mantenimiento, demanda ingentes sumas de dinero.

## 6.2 Peligro y riesgo por huaycos.

Los fenómenos de geodinámica externa que más daño provocan en la cuenca, son los huaycos y los desbordes del río Rímac. El desprendimiento de rocas se presenta con características genéticas y de activación diferentes, dependiendo del grado de fracturamiento, de la litología, pendiente y clima; en zonas áridas como es el caso del Pueblo Joven Mariscal Castilla (Chosica) y el de la margen izquierda del río Rímac entre los kilómetros 40 y 48 de la Carretera Central, son los lugares donde los desprendimientos se producen en rocas intrusivas que muestran amplio diaclasamiento a partir del cual se inicia la disyunción esferoidal que en sus procesos avanzados deja numerosos bloques libres, en estado de equilibrio crítico. Las causas que incentivan esos desprendimientos son las fuertes pendientes de los taludes, la fuerza de gravedad, los sismos y eventualmente las luvias. Siendo los sismos los que provocan mayor riesgo, ya que en éstos casos los

desprendimientos se producen simultáneamente, tal como ocurrió durante los terremotos de 1970 y 1974 que provocaron la interrupción de la vía central en diferentes puntos. En los niveles medio y alto de la cuenca, las características de éstos fenómenos son algo diferentes; los taludes rocosos presentan una mayor cobertura detrítica que hasta cierto punto contribuyen a estabilizar los bloques sueltos, pero cuando ocurren las lluvias estacionales, el conjunto pierde cohesión produciéndose dichos desprendimientos.

El efecto de los huaycos no solo es local, ya que además genera otras situaciones de riesgo, tales como represamientos momentáneos, inundaciones y erosión de riberas. Estos fenómenos tienen dos modalidades, en cuanto a frecuencia de ocurrencia y se les denomina periódicos y ocasionales. Los primeros, se producen generalmente en los meses de Enero, Febrero y Marzo (temporada de lluvias) y los segundos, muy eventualmente, estando relacionados a precipitaciones excepcionales, como la de los años 1981, 1982 y 1983. Las variables que determinan la ocurrencia de huaycos en la cuenca del río Rímac son: precipitaciones pluviales abundantes, presencia de grandes masas de materiales sueltos en las vertientes y lecho de las quebradas, aridez del lugar y las fuertes pendientes en

las quebradas. El Sector de Chosica-Santa Eulalia afectado en 1983 (Febrero y Marzo) por huaycos y corrientes de lodo, a consecuencia de las lluvias excepcionales, donde fueron sepultadas muchas viviendas. En las condiciones descritas, las precipitaciones saturan los materiales inconsolidados de las laderas produciéndose la remoción en masa por gravedad y acción hidráulica; éstos materiales ascienden hasta ocupar el lecho de la quebrada, para luego continuar brusca y destructivamente hacia los niveles inferiores. En su trayecto la quebrada produce erosión de riberas, estancamientos y desbordes. En la zona de descarga de éstas quebradas al río Rímac se producen los efectos más destructores: erosión, represamiento y acumulación de materiales, que producen inundaciones y desviaciones del cauce del río, afectando considerablemente a la carretera, a los centros poblados (Chosica, Matucana, etc.), así como los centros de esparcimiento (Sol y Campo, Las Quiscas en 1983). La zonificación del peligro por huayco se reproduce en los planos del ANEXO B; G-01, G-02 y G-03 en donde se estudia el efecto del huayco en cada quebrada del tramos de estudio así como el área de influencia de éste evento.

### 6.3 Zonificación del peligro por inundación, huaycos y/o combinación.

La combinación de los eventos de inundación y huayco implica un caso de riesgo múltiple, las poblaciones afectadas doblemente por éste efecto serán las que se encuentren principalmente en los conos deyectivos y también las estructuras de las Centrales Hidroeléctricas de Moyopampa (Juan Carossio) y Huampaní.

Las estructuras de la central hidroeléctrica de Moyopampa (Juan Carossio) en situación de riesgo geodinámico son:

- a) Toma de Callahuanca: Se ubica en la margen derecha del río Santa Eulalia, a 1395 m.s.n.m. y a 13 km de la ciudad de Chosica.

Riesgo Geodinámico: El desprendimiento de rocas en poca magnitud y derrumbes en el talud de la margen derecha del río Santa Eulalia que ocurren con más frecuencia en épocas de lluvia y por movimientos sísmicos, que pueden comprometer las instalaciones de la casa de máquinas y colmatar la toma.

- b) Túnel y Caída: El túnel se inicia en la margen derecha de río Santa Eulalia (sector Barba Blanca), tiene una longitud de 12.5 km y la caída es de 480 m.

Riesgo Geodinámico: El túnel no está afectado por los fenómenos de geodinámica externa. Frente a los sismos depende de la magnitud del evento, así como del tipo de construcción de la obra.

- c) Casa de máquinas: Está emplazada en superficie sobre una terraza aluvial del río Rímac, ubicada en la localidad de Chosica (Moyopampa), a 880 m.s.n.m. y a 45 km de Lima.

Riesgo Geodinámico: Desprendimientos de rocas que se producen con mayor frecuencia en épocas de lluvias y también por incentivo sísmico. En el tramo de la Carretera Chosica Callahuanca se producen, en épocas de lluvias; desprendimiento de rocas, derrumbes y huaycos que afectan la vía.

Las estructuras de la central hidroeléctrica de Huampaní en situación de riesgo geodinámico son:

- a) Toma de Chosica: Se ubica en la margen derecha del río Rímac, a 850 m.s.n.m. y a 45 km de Lima.

Riesgo Geodinámico: La erosión fluvial e inundaciones por crecidas ocasionales en épocas de lluvia en la margen derecha del río Rímac, pueden afectar las estructuras de la toma.

- b) Canal Túnel y Caída: Estas obras están empla-



zadas en la margen derecha de río Rímac, comprende un canal de 2.4 km, un túnel de 6 km de longitud y una tubería de presión de 175 m de caída.

Riesgo Geodinámico: Sobre el canal que discurre al pie de las laderas, se producen desprendimientos de rocas por efectos de lluvias o por incentivo sísmico. El túnel y la caída no tienen riesgo de geodinámica externa.

c) Casa de máquinas: Está emplazada en Huampaní Alto, en la margen derecha del río Rímac, a 645 m.s.n.m. y a 35 km de Lima.

Riesgo Geodinámico: Desprendimientos ocasionales de rocas sueltas en la parte alta del cerro de Huampaní, que puede producirse en época de lluvias o a causa de movimientos sísmicos. En la mayoría de los casos el desprendimiento de rocas compromete la seguridad de las obras.

La combinación de los efectos de inundación y huayco se ven reproducidos en los planos del ANEXO B; G-01, G-02 y G-03 en donde se estudia y determina la zonificación del peligro en donde se combinan los efectos de inundación y huayco teniendo como base los planos geológicos.

## CAPITULO 7

### LINEAMIENTOS DE UNA POLITICA PARA EL CONTROL DE INUNDACIONES

El objetivo de éste capítulo es hacer un diagnóstico del problema de inundaciones y describir las medidas de control y protección analizando algunas alternativas factibles teniendo en cuenta aspectos socio-económicos.

#### 7.1 Basada en la experiencia de Chosica y los pueblos ribereños

Cada año en la temporada de lluvias, se producen huaycos e inundaciones de gran magnitud en el Valle del Rímac. Estas producen desastres significativos, destruyendo viviendas, infraestructura y terrenos de cultivo en los asentamientos humanos del Valle y tienen impacto regional notable. Los daños producidos cada año a la Carretera y el Ferrocarril Central interrumpen la comunicación entre la sierra Central y Lima, lo que significa la paralización de la actividad económica en ambas partes, paralizando la producción y distribución de alimentos e insumos energéticos, causando pérdidas que suman millones de dólares, tanto en

términos de pérdidas en la producción como en gastos de reparación de las vías afectadas.

Además Lima queda desabastecida de alimento y agua potable por periodos extensos durante el verano.

Razones por las que se producen estos desastres cada año por:

- I. Las condiciones geológicas, climáticas y topográficas que se presentan en la cuenca; existe una gran actividad geodinámica y un proceso geomorfogénico bastante acelerado y violento.
  
- II. El proceso de desarrollo que se ha producido en la cuenca desde la llegada de los españoles, se han producido condiciones de vulnerabilidad extrema que magnifican la amenaza de los fenómenos naturales, creando un alto nivel de riesgo en los centros poblados. <sup>11</sup>

El riesgo de sufrir un desastre surge de la probabilidad de ocurrir fenómenos naturales amenazantes, en zonas donde se presentan las condiciones vulnerables. Las condiciones vulnerables se presentan en los asentamientos humanos que se han ubicado en los conos de deyección de las quebradas

---

<sup>11</sup> LA VULNERABILIDAD DE LOS CENTROS POBLADOS DE LA CUENCA DEL RIMAC; Andrew Maskrey, Febrero 1984. 1er Forum sobre Huaycos e inundaciones en el valle del Rimac.

y en las terrazas aluviales del río. Por su ubicación estos centros poblados siempre tendrán un alto riesgo de sufrir desastres: sepultados por una masa aluviónica de barro y rocas o inundados por las aguas del río. Sin embargo esta situación no es uniforme en todo el valle. Se pueden diferenciar dos zonas de desastres típicas:

- Desde Ricardo Palma (km 40) aguas arriba

- Desde Ricardo Palma (km 40) aguas abajo

En la parte baja de la cuenca, la situación es muy diferente. En las quebradas bajan huaycos de gran magnitud pero esporádicamente, en épocas de crisis climáticas (1925 y 1983). Ejemplo de esos huaycos son los de la Qda. de Kukuli y la Qda. Cashahuacra en 1983. El hecho de que las quebradas normalmente son secas y aparentemente seguras, combinados con la acelerada expansión de Lima Metropolitana, dan lugar a la formación de grandes asentamientos de los sectores populares en los sectores aluviónicos en Quebradas como Quirio y San Antonio de Pedregal. Estos asentamientos tienen poblaciones por encima de 5000 personas.

Por tanto, si bien la probabilidad de riesgo de sufrir desastre es bajo, ya que podría pasar 50 ó 100 años sin actividad geodinámica significativa

el riesgo expresado en términos de magnitud es bastante alto. Dada su vulnerabilidad, cuando ocurran grandes huaycos por estas quebradas, van a causar desastres de dimensiones catastróficas. La expansión continua de estos asentamientos en ubicaciones muy vulnerables es una bomba de tiempo.

*En conclusión el panorama es bastante alarmante como consecuencia del modelo de desarrollo capitalista dependiente que se ha optado (o se ha impuesto) en el Perú el cual tiene uno de sus ejes principales en el Valle del Rímac, el riesgo de ocurrir desastres grandes en la cuenca es alto y con tendencia a aumentar.*<sup>12</sup>

Debido al abandono del campo en la cuenca alta podríamos suponer que la actividad geodinámica seguirá acelerándose con consecuencias previsibles para la cuenca baja. A la vez en esta última la población que vive asentada en ubicaciones muy vulnerables sigue creciendo aumentando aun más el nivel de riesgo todavía no se ha visto desastres realmente grandes en el valle del Rímac.

<sup>12</sup> LA VULNERABILIDAD DE LOS CENTROS POBLADOS EN LA CUENCA DEL RIMAC; Andrew Maskrey, Febrero 1984, 1er Forum sobre Huaycos e Inundaciones en el valle del Rímac,

Dentro de las principales actividades que involucra un plan de defensa contra inundaciones se proponen las siguientes actividades basadas en la experiencia de Chosica y los pueblos ribereños:

1. Evaluación de los sistemas de protección existentes. La importancia de la evaluación radica en la determinación de la capacidad de cada defensa existente así como sus puntos débiles, con éste análisis se propondrán las obras de mejoramiento necesarias. El primer paso es llevar a cabo un inventario del cual se obtendrán los datos de cada defensa:

Descripción

Clasificación

Ubicación

Función

Estimado del costo

Evaluación

2. Zonificación de las áreas inundables. Esta actividad es una de las más importantes dentro del plan de defensa ya que nos muestra las áreas que serían afectadas para una determinada descarga y con ello se establece las precauciones a tomarse con el procedimiento:

a. Información topográfica e hidrológica básica, se estudian las características topográficas hidrológicas e hidráulicas del tramo del cauce para el que se hace la zonificación. Los datos más importantes lo constituyen las descargas y los datos de precipitaciones, como el estado y características del cauce actual modificado.

b. Elaboración de la curva de frecuencia de descargas. Con el análisis de frecuencia de descargas se determina la frecuencia con que avenidas de cierta intensidad serán igualadas o excedidas. La base para éste análisis son los registros de descarga.

c. Definición de las curvas de relación tirante descarga. Estas curvas se hacen para diferentes secciones claves del tramo en estudio previamente establecidas que relacionan la altura del nivel de agua con la descarga que discurre para esa altura.

d. Determinación de los perfiles de descarga, son líneas que muestran la variación de la superficie de agua en un tramo del cauce para diferentes frecuencias y se establecen uniendo las alturas correspondientes a una descarga de frecuencia específica en todas las secciones.



e. Preparación de los mapas o zonificación de áreas inundables. Con el resultado de los análisis anteriores se confecciona un mapa que muestra las áreas propensas a ser inundadas por crecidas de varios periodos de retorno.

### 3. Selección del tipo de medida de Protección.

Se proponen medidas de protección tanto a nivel estructural como social. Se dividen en dos tipos: La llamada estructural que está relacionada con la construcción de obras de ingeniería civil (diques, desvío, almacenamiento temporal de agua, etc). El otro tipo es la llamada no estructural o social y su importancia radica en la preparación de la población en la prevención de desastres y trabajos de emergencia.

#### 7.2 Basada en las condiciones reales y riesgo presente.

Estudiamos algunas características de los centros poblados del valle que se encuentran en situación de riesgo los cuales han sido evaluados por el

Sociólogo Gilberto Romero. <sup>13</sup>

En las afueras de la ciudad de Lima (zona Este) están los distritos de Ate-Vitarte, Chaclacayo y Lurigancho-Chosica de la provincia de Lima. El valle Rímac en ésta zona se estrecha aún más, convirtiéndose en una gran quebrada. Los pueblos ribereños mas importantes en la Cuenca Alta son Ricardo Palma, Matucana y San Mateo. También hay que incluir a varios pequeños centros poblados de los distritos de Santa Eulalia y Callahuanca en el valle ramal del Rímac llamado Santa Eulalia. Todos estos poblados están dentro de la Provincia de Huarochirí.

A continuación tenemos algunos datos demográficos que describen someramente el proceso de formación de estos pueblos e indican su posible crecimiento. En lo que se refiere a la parte baja del valle centraremos nuestra discusión en Lurigancho-Chosica: éste es un distrito con alrededor de 90 mil habitantes cuyo centro urbano mas importante es Chosica. En el contexto de la ciudad de Lima, Lurigancho es un distrito de mediano tamaño en lo que a población se refiere. El crecimiento poblacional y de expansión de Lurigancho es limitado en

<sup>13</sup> DESASTRES Y POBLACION EN EL VALLE DEL RIMAC; Gilberto Romero, Febrero 1984, 1er Forum sobre Huaycos e Inundaciones en el valle de Rímac.

los actuales momentos ya que la ciudad de Lima aún está relativamente lejos y separada. Otro distrito como Ate-Vitarte ya ha sido incorporado a la ciudad de Lima. La población de Ate-Vitarte ha crecido durante los últimos 10 años en 80% habiendo tenido 60 mil habitantes en 1972 ha pasado a 145 mil en 1981. Su crecimiento ha sido desmesurado. La zona de Ate-Vitarte se está llenando de viviendas quedando cada día menos terrenos de cultivo agrícola.

La ciudad de Lima continuará creciendo y abarcará la zona de Chaclacayo y simultáneamente la de Lurigancho. Actualmente a partir de Campoy la zona de Huachipa tiene una fuerte demanda de vivienda. En Lurigancho hay numerosos Asentamientos humanos y Pueblos Jóvenes. En el caso de Chosica éstos constituyen más del 60% de la población. Chaclacayo también tiene un porcentaje significativo de Pueblos Jóvenes: 55% de su población; en el caso de Ate-Vitarte sólo entre el 15% y 20% viven en Pueblos Jóvenes.

Esto significa que los sectores populares tienen el mayor peso en el crecimiento de la ciudad de Chosica. El asentamiento de estos Pueblos Jóvenes no ha sido normado racionalmente. La necesidad de vivienda y la no respuesta positiva del Estado ha dado lugar a la ocupación espontánea de terrenos

baldíos (eriazos y de cultivo) generalmente abandonados en las riberas del río Rímac, laderas de los cerros y fondo de algunas quebradas. Chosica constituye un puente entre Lima y la Sierra. Provee fuerza de trabajo y canaliza algunos productos hacia Lima, es puente del proceso migratorio y una puerta de entrada y salida de la ciudad y un puente hacia la Sierra. En esta zona están asentados comerciantes y transportistas en general que trabajan en las rutas del Valle hacia la sierra central.

La ciudad de Chosica constituye un asentamiento bien diferenciado: el primer núcleo se originó en la ribera izquierda a fines del siglo XIX. Después se fundó la parte de la margen derecha, que se llamó Chosica Nueva que ahora es la más expandida, y que con el tiempo se fue diferenciando socialmente. (Esto se puede notar en el tipo de las edificaciones y en el tipo de urbanización). Finalmente, la ciudad ha quedado dividida en dos grandes áreas: Chosica Baja constituida fundamentalmente por urbanizaciones residenciales en el sector sur-oeste, que incluye a La Cantuta, California, Santa María, etc. hasta el Puente Los Angeles; allí están ubicados los Centros Privados de esparcimiento de la clase media y alta limeña.

En Chosica Alta viven los sectores populares.

Estos empezaron ocupando la zona de Moyopampa para después expandirse en las laderas de los escarpados de la margen izquierda y derecha y en los conos de deyección de dos Quebradas muy peligrosas, como Corrales y Santo Domingo casi saturadas de viviendas. Las posibilidades de expansión de la ciudad de Chosica son altas, no tanto por la existencia de tierras cuanto por su ubicación. Se espera que en la quebrada La Ronda aumente el número de viviendas, es probable también que aumente el número de viviendas en la quebrada de Chacrasana. Pero antes o quizá simultáneamente las cuencas de Quirio y Pedregal sus Pueblos Jóvenes de Nicolás de Piérola y San Antonio del Pedregal se expandirán hacia arriba ocupando las áreas libres del cauce de las quebradas.

Chosica al igual que Santa Eulalia y Ricardo Palma han experimentado un enorme crecimiento urbano y poblacional en la década del 70. No hay ninguna razón para que este crecimiento disminuya. No solamente la fuerza laboral sin calificación continuará ocupando la ciudad, sino incluso sectores medios de profesionales, comerciantes, etc. En este proceso las áreas agrícolas de la parte baja de Lurigancho y de Santa Eulalia serán sembradas de cemento.

### 7.3 Medidas y lineamientos de prevención de desastres.

Durante los últimos años, la comunidad ha sentido alarma creciente ante los desastres de 1983, 1987 y 1989 que, por afectar concentraciones cada vez mayores de población, han tendido a ser cada vez más destructivos. Aunque la respuesta del Estado ha estado fundamentalmente orientada hacia las medidas de socorro, se ha llegado ya a la conclusión de que las consecuencias reales y potenciales de los desastres están adquiriendo tal gravedad y un alcance tal que en lo sucesivo habrá que prestar más atención a las actividades de planificación y prevención.<sup>14</sup>

Los efectos de los fenómenos naturales deben enfocarse no sólo desde el punto de vista técnico-humanitario y social sino también, desde el punto de vista económico.

Los desastres naturales constituyen un gran obstáculo para el desarrollo económico y social. Por otra parte, las pérdidas causadas por los desastres en nuestro medio provocan una reducción del producto nacional bruto susceptible a una anulación práctica de todo progreso económico real.

<sup>14</sup> CONTROL DE INUNDACIONES; Fernando Oshiro, Febrero 1984, 1er Forum sobre Huaycos e Inundaciones en el valle del Rímac.

De la explicación expuesta se deduce la necesidad de prestar más atención a las actividades de preparación y prevención de los desastres y de la conciencia del Gobierno en considerar la prevención de los desastres y la planificación como parte integrante de la política general de desarrollo.

En medida limitada, una comunidad está dispuesta a soportar cierta magnitud de inundaciones, y durante un período de años la vida de la comunidad se adapta a esta eventualidad. No obstante, la intensificación de la ocupación de la llanura de inundación y su importancia creciente para el bienestar social y económico de una región origina una mayor demanda de protección contra las inundaciones. Esta demanda se hace intensa cuando se produce un desastre importante. Durante muchos siglos, esa demanda en todas las regiones condujo al desarrollo de medidas de ingeniería para controlar el movimiento de las aguas de las crecidas; en consecuencia conocemos hoy técnicas de ingeniería ya aprobadas para combatir las inundaciones fluviales. Algunos de los métodos planteados con éste fin hasta el momento son los siguientes:



## METODOS DE EMBALSE

- 1.- Construcción de una o varias presas para atenuar los caudales máximos mediante el embalse de las aguas de crecidas.
- 2.- Construcción de depósitos controlados y provisionales en una llanura de inundación no ocupada, aguas arriba de la zona ocupada.

## METODOS DE ENCAUZAMIENTO

- 1.- Construcción de diques de defensa en las márgenes del río.
- 2.- Excavación de un canal de desviación para aliviar el cauce normal del río.
- 3.- Mejoramiento del cauce del río mediante una realineación, ensanchando la sección transversal o incrementando la pendiente del lecho, para aumentar sus dimensiones y por consiguiente su capacidad de caudal y disminuir como controlar la erosión lateral del cauce.

Existen numerosos ejemplos de control por obras de ingeniería tanto en los países industrializados como en los países en pleno proceso de desarrollo. Pero con la excepción quizás de las grandes presas, construidas con gran frecuencia para almace-

nar agua y para fines de control de las crecidas, todos los esquemas son de capacidad limitada para las inundaciones. En determinado momento se producen hechos que exceden la capacidad de cálculo y causan la inundación de la zona protegida. En sí mismo esto no tendría necesariamente mayores consecuencias, sino fuera por el hecho de que la construcción de obras de protección contra las inundaciones, suele intensificar la ocupación de la llanura de inundación indebidamente, debido a la exagerada sensación de seguridad que se origina en la población protegida. No es fácil hacer comprender al poblador ribereño las limitaciones de la protección contra las inundaciones e incluso cuando esto se consigue, ciertas persona tal vez sigan haciendo caso omiso de las advertencias y continúen construyendo y ocupando más superficie de la llanura de inundaciones y consiguiendo autorización oficial por Defensa Civil, Municipalidad, etc. con las mal llamadas obras de emergencia que según el Ing. A. Martínez deben ser ejecutadas dentro de trazos de cauces definidos y aprovechados en base de estudios única forma de prevención y seguridad para el futuro, confiando en que si se producen inundaciones extremas el Estado se encargará de evacuar a los habitantes y sus bienes, asumirá luego la responsabilidad y prestará asistencia para la reubicación de la

población afectada. Aún agrava más este peligro la posibilidad de que fallen las obras de protección, cuyo caso el desastre podría ser más grave de lo que hubiera sido sin la existencia de los controles de ingeniería.

Como con frecuencia no resulta práctico proteger todas las zonas contra todas las crecidas, existe evidentemente la necesidad de que se adopten otras medidas para evitar un desastre debido a inundaciones.

#### PREVENCION DE DESASTRES

Se considera la influencia combinada de medidas estructurales y no estructurales, los métodos no estructurales para la prevención de desastres incluyen la zonificación de la llanura de inundación la construcción aprueba de inundación los seguros y la aceptación limitada de los daños, la evaluación y la lucha contra las inundaciones.

#### INUNDACIONES

1.- Como resultado del proceso de expansión urbana caótica, debido a la forma como está organizado el negocio del valor de áreas para viviendas en los Pueblos Jóvenes se ubican en la llanura de inundación del río o en los conos aluviónicos de las quebradas: zonas muy vulne-

rables a sufrir desastres debido a huaycos e inundaciones.

2.- Todos los años los huaycos destruyen centros poblados, carreteras, terreno de cultivo e infraestructura y afectan el abastecimiento de agua potable, alimentos y fluido eléctrico a Lima.

3.- El material arrasado por los huaycos en la cuenca alta rellena el cauce del río en la cuenca baja, causando desbordes anuales que afectan a los pueblos ribereños y a las áreas de cultivo.

4.- El sobre pastoreo y la deforestación en la cuenca alta del Rímac, dan lugar a la erosión acelerada del suelo y la formación de cárcavas y éstos a los huaycos.

#### MEDIDAS DE PROTECCION Y CONTROL

Vamos a ver algunas medidas de control y protección:

1.- A nivel de cuenca

Básicamente se puede mencionar la reforestación,

y medidas de reducción de la energía de la escorren-  
rentía, usando los bancales, sistema de andenería  
las que pueden ser combinadas con estructuras tipo  
terminales; la idea es menguar el efecto erosivo  
de la lluvia.

## 2.- A nivel de cauce

Se pueden también tomar medidas a nivel de cauce  
y proyectar diques de control de torrentes. Un  
torrente por efecto del paso a través de un reser-  
vorio expresada como un hidrograma de entrada  
reduce su caudal de salida; así un caudal de 600  
m<sup>3</sup>/s por efecto de mengua del dique puede bajar el  
pico, a unos 500 m<sup>3</sup>/s. Esto nos estaría signifi-  
cando un menor costo en la proyección de las obras  
de ingeniería puede también proyectarse estabili-  
zadores de rasante del cauce, sobre todo en los  
cauces o los ríos de primer orden o de segundo  
orden, o sea a los inicios de las cuencas; resulta  
muy costoso en los cauces principales de orden  
superior.

### 1. Protección de riberas

Otro tipo de obras que más frecuentemente se  
emplean son las medidas de protección de riberas.  
Entre estas medidas de protección, de acuerdo al  
grado que se pueda brindar describiremos el enro-

cado, que consiste básicamente en la construcción de un dique generalmente con materiales arrimado del lecho del río y con un enrocado pesado del talud hacia el río. El aspecto que se debe tener en cuenta, con respecto al enrocado es que el peso de la roca, debe ser tal que resista el efecto de arrastre del río y debe estar bien anclado tal que asentamiento por socavación sea mínimo; el arrastre es mucho más fuerte en la zona de Chosica, donde la pendiente es del orden del 6% requiere de muros de defensas laterales; en Vitarte cuya pendiente es del orden del 2% son necesarias por ser zonas de sedimentación y aún las defensas hechas se pierden o quedan sepultadas. Otro tipo de "dique" es el arrimado del material del lecho del río, sin protección de taludes que permiten solamente un control eventual; ésto será una simple limpieza del cauce mal ejecutada sin criterio de hidráulica fluvial y creará nuevas zonas erosivas con lo que se aumenta el peligro y no es un control de tipo permanente; esto se hace en situaciones de emergencia con todas las áreas inundadas por lo que no es económico ni técnico, la inversión que se pierde por no tener un cauce con trazo definido y apropiado en el cual se efectúan éstos trabajos de emergencia. Se usan también los diques de concreto; de concreto ciclópeo y/o diques de concreto armado, como protección

lateral. El gran problema que existe entre la estructura de concreto frente a estructuras de enrocado es que el concreto con pequeñas deformaciones se fisura y puede fallar la estructura, para estabilizar requiere dar una fundación o cimiento bastante grande. Otro tipo de estructura que se viene usando, es el gavión, que consiste en mallas de alambre metálico, en las que se colocan piedras del orden de 15, 20, 30 cm de diámetro y que en conjunto llega también a tener un peso del orden de 3 ó 4 toneladas; de esta manera cumple la misma función que el enrocado, con una ventaja del gavión, al usarse piedra pequeña la necesidad de maquinaria pesada es mucho menor o prácticamente nula de mano de obra y es práctico ya que se puede hacer participar a la población. El gran problema para hacer obras de defensa es la falta de disponibilidad de maquinaria pesada. Otro tipo de defensa que se viene usando también son los enmallados, se usan mallas de simple torsión. También aquí el sistema es el mismo, poner piedras dentro del enmallado, pero el efecto de socavamiento del solado e impacto del material en arrastre y saltación puede producir la ruptura de la malla destruyéndose todo el enmallado, es una estructura que presta poca garantía. Se han usado dentro del río Rímac, unas estructuras que se denominan tetrápodas: son formas derivadas de un tetraedro con



aristas en forma de cono truncado, utilizados bastante en zonas del puente Santa Rosa; se puede hacer ésta construcción en un día para otro y colocarla en el río, ésta estructura según se diseñe puede tener un peso del orden de 3 a 4 toneladas, aquí hay un grave error, en el uso del tetrápodo, el cual se recomienda para construcciones costeras ya que soporta eficientemente impactos casi perpendiculares y no longitudinales, y como en las riberas el impacto es paralelo, falla su uso. Existen otra serie de medidas de protección que podemos calificar como rústicas o semi-rústicas y son de uso muy popular; los caballos, macarrones o burros según la región, consisten en poner una palizada en forma de un tetraedro y rellenarlo con piedras, son amarradas con alambres (en algunos sitios usan lianas de cueros). Su función no es del tipo permanente, pues vienen una avenida y se lleva los caballos o macarrones. Hay muchas zonas en las que se usan especies vegetales que luego enraizan y también garantizan cierta protección permanente.

También se puede usar cubos de concreto con pesos de 2 a 3 toneladas que se vuelcan hacia el cauce, cilindros que se llenan con piedras y otros sistemas.

Veamos algunas alternativas que se consideren

factibles en el control de erosión de flancos y en los ríos. Se debe pensar en soluciones con proyección a largo plazo y en soluciones de emergencia.

#### 1.- Soluciones con proyección a largo plazo

En soluciones a largo plazo funcionan muy bien los diques enrocados, los diques de concreto armado, los diques de engavionado, los diques de control de solado que pueden ser con cualquier tipo de material. Se debe pensar si es a largo plazo en un período de ejecución entre los meses de Abril a Noviembre.

#### 2.- Soluciones de emergencia

Hay otro tipo de soluciones que llamaríamos soluciones de emergencia, en construcciones de emergencia, se requiere el uso de maquinaria pesada para proteger riberas en zonas con problemas críticos, y no necesariamente constituyen una solución definitiva.

Se pueden usar gaviones, debido sobre todo a la versatilidad que el diseño brinda con la misma seguridad que un enrocado, la ejecución es bastante sencilla y el requerimiento de maquinaria pesada es mínima. También como soluciones de emergencia se usan tetrápodos, cubos de concreto

o cilindros rellenos con piedras, éstas últimas son medidas que han ido usando por los mismos pobladores. La idea siempre es protegerse contra la inundación y contra la erosión de la socavación del cauce y los flancos.

2. Uso de vegetación en el control de erosión de las laderas y cuenca alta evita los huaycos.

La vegetación protectora que se establezca en la cuenca alta constituye el arma más eficaz para controlar la erosión y formación acelerada de cárcavas.

La cobertura vegetal, es un factor de protección contra la erosión porque protege el suelo de la erosión pluvial y, aumentando la evapotranspiración y la filtración, disminuye la escorrentía. Siempre que se disponga de agua, que en Chosica es sucia y limitada por ser zona seca y semi-árida.

En efecto, debajo de cualquier tipo de vegetación una buena parte de las aguas de lluvias en zonas húmedas no llega al suelo por ser interceptada por el follaje y evaporada directamente. En caso de que el agua llegara al suelo ésta se infiltra por acción de la cobertura muerta y de la estructura del suelo bajo vegetación, de tal manera que la cantidad de agua de lluvias que se escurre es

menor en terrenos con cobertura vegetal que en terrenos desprotegidos.

Mediante estas especies se habrá consolidado el suelo en los terrenos de fuertes pendientes sujetos a erosión especialmente hídricas.

#### 1.- Especies forestales nativas.

El principal enemigo es la actividad ganadera. Siempre y cuando se maneje el ganado en forma racional la reforestación con especies nativas es posible realizarse hasta los 4,500m.s.n.m. Destacándose como especies de fácil propagación las especies: Quisuar, Quinual Chachacomo, Aliso, Sauco, Capulí y otros.

#### 2.- Especies exóticas

Las cárcavas a lo largo de la cuenca de recepción del río Rímac son factibles de reforestar con las siguientes especies: Eucaliptos, Pinos, Cipreses, Araucarias.

#### Conclusiones y recomendaciones

Sólo para zonas húmedas con lluvias más o menos regulares anuales y cíclicas como Matucana, en el caso de Chosica no es posible por falta de agua, en un futuro con canales de riego se podrá pensar

en la reforestación de las laderas.

Selección de especies rizomáticas en pequeños cuarteles o áreas.

Establecimiento de cercos naturales para proteger el área, principalmente con especies cespitosas y espinuliscetes (con espinas).

Seleccionar y proteger áreas de especies nativas herbáceas hasta arbustivas.

Grandes extensiones de cactus arborescentes son destruidos, quedando pequeñas áreas que necesitan de una protección adecuada con el fin de mantener el equilibrio ecológico.

Realizar un inventario de la ganadería, por ser esta actividad, la que destruye toda la cuenca hidrográfica. En la forma actual nos quedaremos sin cubierta vegetal.

Los agricultores deben ser orientados y posteriormente exigidos para que conserven sus suelos.

Se podría elevar el nivel económico de los pobladores fomentando el cultivo de Tuna y Tara como una alternativa de hacer suelo por las características de estas especies. La

primera por su gran capacidad de enraizamiento y la segunda por fijar nitrógeno al suelo.

Con el apoyo de las comunidades es posible realizar trabajos comunales en los meses lluviosos para realizar plantaciones. Esto mediante el apoyo técnico, de equipo y máquinas y apoyo alimentario si es posible.

Es urgente educar a los agricultores y/o pobladores de las comunidades rurales mediante charlas, ayudas visuales que podrían empezarse en las escuelas y colegios, como PREDES viene realizando en Quirio, Pedregal y Yanacoto.

Deben evitarse trabajos unilaterales ya que es mejor realizar acciones multidisciplinarias, lo que evitará los enormes gastos de millones de soles en defensas de infraestructuras que se realizan año tras año, sólo en las partes bajas de la cuenca, descuidando las partes altas.

### 3. Medidas propuestas para la cuenca del río Rímac

a.- Alejar o racionalizar el pastoreo. El sobrepastoreo destruye la cubierta vegetal y aumenta la compactación del suelo, ocasionando una alta escorrentía superficial y erosión. Alejar el pastoreo permite el rebrote de la vegetación como se de-

muestra sobre la ladera del río Santa Eulalia arriba de la central hidroeléctrica Barba Blanca

La plantación ofrece una mejor protección a causa de la capa orgánica. En consecuencia el mejoramiento de las cuencas se logrará con:

El alejamiento total del pastoreo durante algunos años en la parte más seca de la zona.

Reduciendo el nivel de pastoreo en la parte alta y más lluviosa.

Después, el nivel de pastoreo debe ser ajustado a la capacidad de soporte de la cuenca, es decir, se podrá pastorear la cuenca hasta un nivel que no ocasione daño a la vegetación y al suelo. Este nivel cambia durante el año y de un año al otro.

No se necesita investigaciones para saber que la racionalización del pastoreo es una necesidad para la rehabilitación de las cuencas. Sin embargo, se necesita investigaciones para definir el cambio de infiltraciones, de caudal y de la carga sólida siguiente a estas medidas. Además se debe determinar la capacidad del medio ambiente para soportar la ganadería.

Se necesita una alternativa para los pastores o

comunidades que tienen una fuente de ingreso en ésta actividad. Se puede evaluar la pérdida de producción debida a la reducción del pastoreo. En una primera etapa las organizaciones como el Ministerio de Transportes, ENAFER-PERU, Electrolima, Sedapal, y las comunidades del valle del Rímac deben invertir un monto de dinero equivalente al que ocasione la reducción del pastoreo. Pero, la inversión debe ser para dar trabajo a las comunidades de pastoreo en el manejo de las cuencas.

b. Obras mecánicas de protección complementadas por el establecimiento de vegetación. Hay diferentes tipos de obras mecánicas que son necesarias para estabilizar el suelo con la finalidad de plantar, pero es más difícil en zonas como Chosica en la que en sus áridas laderas no hay agua y solo cuando lueve crecen vegetación después de años; aquí la forestación no tiene la seguridad de cumplir sus cometidos como en las zonas húmedas.

Sobre el establecimiento de vegetación es importante comprender que no debemos pensar solamente en árboles. La vegetación más apropiada debe ser escogida para cada lugar sobre la cuenca. Se puede utilizar hierbas, cactáceas, arbustos, pinos, eucaliptos, quishuar, quinual u otros.



## CAPITULO 8

### ENCAUZAMIENTO

En éste capítulo se diseñarán las obras civiles a construir para el encauzamiento del río, analizando el diseño para cada caso que presente la topografía del río en éste tramo. Para el caso del río Rímac en éste tramo, puede observarse una serie de defensas construidas desordenadamente, las que carecen de criterio ingenieril, para poder integrar éstas defensas será necesario sistematizar un tipo de defensa que integre la ya existentes con las que se propongan para el encauzamiento. La sistematización fluvial tiene por objeto la ordenación de los cauces, éste ordenamiento dependerá de las condiciones especiales del río. Siempre hay que procurar reunir las aguas del río en un lecho único y regular (corrección), mejorando al mismo tiempo las curvas de radios desfavorables (rectificación del lecho). Con la corrección y la rectificación del lecho se toman medidas para la protección contra los daños de las crecidas. Los trabajos de sistematización del río se realizan avanzando en dirección aguas arriba; al mismo tiempo se construyen las obras indispensables para la sistematización de los torrentes que desembocan en el río.

## 8.1 ALTERNATIVAS DEL TRAZO DEL CAUCE.

Las obras empleadas para la regularización de los ríos pueden clasificarse en obras para la defensa de las márgenes, para encauzamiento, para la consolidación del álveo, construcción de traviesas o represas.

### 8.1.1 Definición del cauce

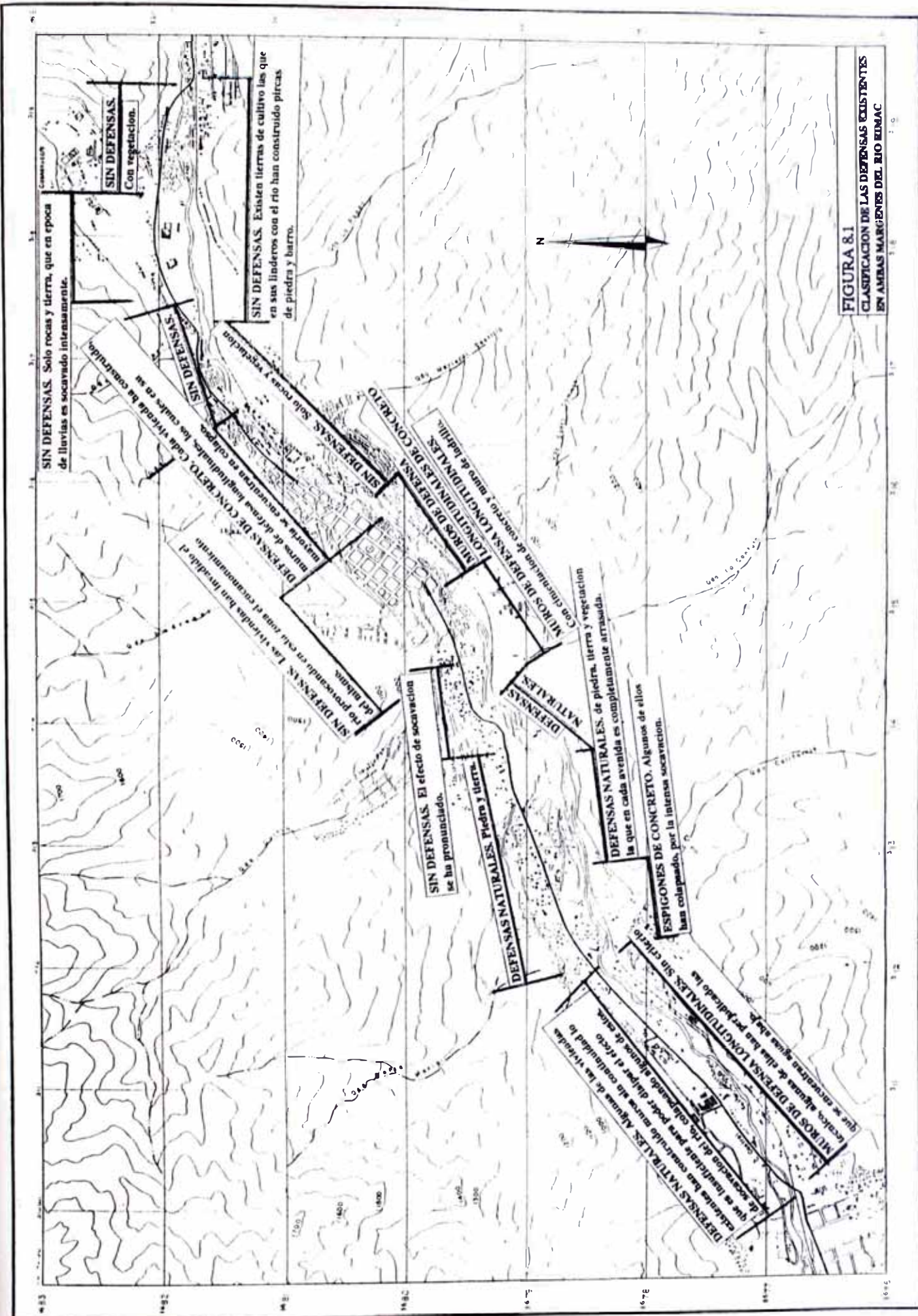
Uno de los problemas que implica la toma de decisión es definir el trazo del cauce que nunca es de concenso su aceptación, pues siempre existe afectados y es casi imposible evitarlo.

Las alternativas tienen que ser vistas desde el aspecto técnico, factibilidad socio-económica y de inmediato hacer la limpieza, regulación, y defensas ribereñas, para lo cual deben conocerse sus dimensiones, el ancho, la dimensión que más problemas trae por la afectación de viviendas. El ancho generalmente está limitado por alturas de defensas en promedio cercanas a 4.00 m y por las dificultades del movimiento de tierras, con excavaciones antieconómicas y casi imposible de ejecutar a corto plazo, entonces sólo se llega a la limpieza y eliminación de boleos del cauce por lo tanto el peligro sigue presente y el riesgo de desastre permanente. En la actualidad el cauce del

rio ha sido modificado por la acción del hombre, faltando únicamente en algunas zonas realizar un plan de defensas tal que, integre las ya construidas, en la mayoría de los casos, así como la construcción de nuevas defensas sin perjudicar a las ya existentes. A continuación en la figura 8.1 se muestra la clasificación de defensas existentes a lo largo del tramo en estudio. Esta clasificación tiene como base el inventario de defensas existentes, figura 3.31 del Capítulo 3, para la clasificación en; espigones, gaviones, muros de concreto, diques de tierra, diques de piedra, diques de piedra con mortero de cemento, sin defensas.

#### 8.1.2 Defensa de las márgenes

Las defensas de las márgenes se emplean para la protección de éstas contra la socavación y destrucciones, y para conservar en la línea deseada las nuevas orillas en formación. Las defensas de las márgenes en tramos rectos son necesarias en ambas orillas y en los tramos curvos, solamente en la orilla exterior. La acción erosiva de la corriente es más pronunciada al pie de los taludes, de ahí que su defensa deba ser allí más sólida que en las partes altas. El tipo de revestimiento más adecuado en cada sitio depende del valor que alcancen las máximas fuerzas de arrastre que se presenten durante las crecidas, y de las posibili-



**FIGURA 8.1**  
**CLASIFICACION DE LAS DEFENSAS EXISTENTES**  
**EN AMBAS MANZANAS DEL RIO EUMAC**

dades de que se produzcan notables socavaciones del lecho del río. Las obras de defensa se construyen en varias épocas sucesivas cuando el fondo no es estable o cuando la línea de la orilla no ha alcanzado todavía la proyectada, es decir si hay que contar todavía con profundizaciones del fondo o si la orilla proyectada queda todavía detrás de la actual. En las orillas de los ríos cuyo fondo tiene una tendencia a profundizarse hacia la base de la defensa se pueden producir socavaciones; en tal caso la obra, para que pueda seguir el movimiento del fondo y acomodarse a él; tiene que ser elástica, de modo que siempre pueda cubrir y proteger la margen e impedir nuevas socavaciones. El pie de tales defensas se construye de escollera, o una combinación con enrocado.

## 8.2 MEDIDAS DE CONTROL DE ENCAUZAMIENTO Y REGULACIÓN.

Al encauzar un río de lecho muy irregular se procura aprovechar por lo menos una orilla, por que la defensa de una orilla ya existente resulta mucho más fácil y económica que la formación de una nueva orilla.

### 8.2.1 El método de corrección del drenaje.

Este método está basado en dar drenaje ordenado y

lento a la mayor parte del agua precipitada en la cuenca, evitando que ella llegue al canal natural donde al converger de todos los lados tiene capacidad para transportar los bloques y materiales que a su paso se encuentran y que son los principales culpables, casi inmanejables, de los daños que causa el huayco.

Para hacer esto posible, es necesario construir un sistema de canales en las laderas que capten en la mayor parte de las aguas que se deslizan por ellas y den una orientación adecuada y disipen su violencia. Estos canales deben estar espaciados de tal manera que cada uno de ellos tome las aguas cuando ellas no se han sumado y tengan poder como para arrasar gran cantidad de detritos; el acceso a los canales sería por uno de sus lados y las aguas descendentes ya no continuarían su camino sino que serían llevadas por el canal, cambiando su dirección de caída de la máxima pendiente a la casi horizontal. Por la disposición de éstos canales la mayoría de las aguas serían captadas; sino es por un canal sería por el siguiente o subsiguiente ya que sería difícil para una corriente de agua evitar éstos obstáculos en su inevitable camino hacia abajo, para diferentes casos de drenaje se tiene canales captadores, disipadores, drenadores, canales perimetrales,



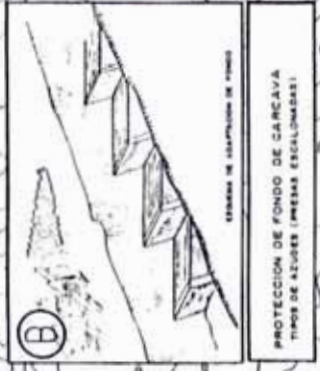
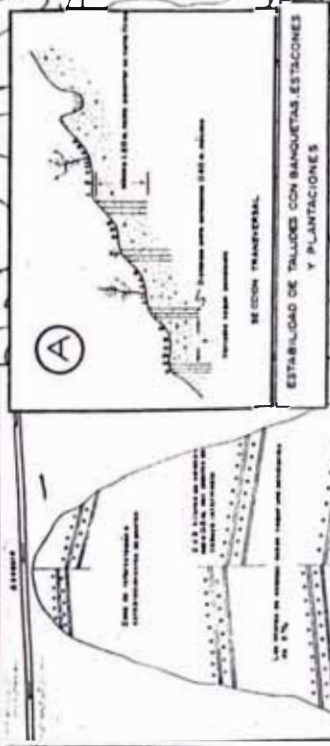
canales dobles conectados, canales paralelos de sangría, canales de captación convergentes, canales de bajada, etc. A continuación en la figura 8.2 se muestra un esquema de los canales de drenaje propuestos para cada quebrada, del tramo en estudio, contribuyente a río; cabe destacar que solo se ha trabajado a nivel de canales captadores y drenadores. Este trabajo se ha efectuado teniendo como base el tipo de estructuras existentes las que en algunos casos no han funcionado adecuadamente, para tal caso se propone una estructura con dimensiones adecuadas que sirvan para tal fin.

### 8.3 OBRAS HIDRÁULICAS DE DEFENSA Y ENCAUZAMIENTO.

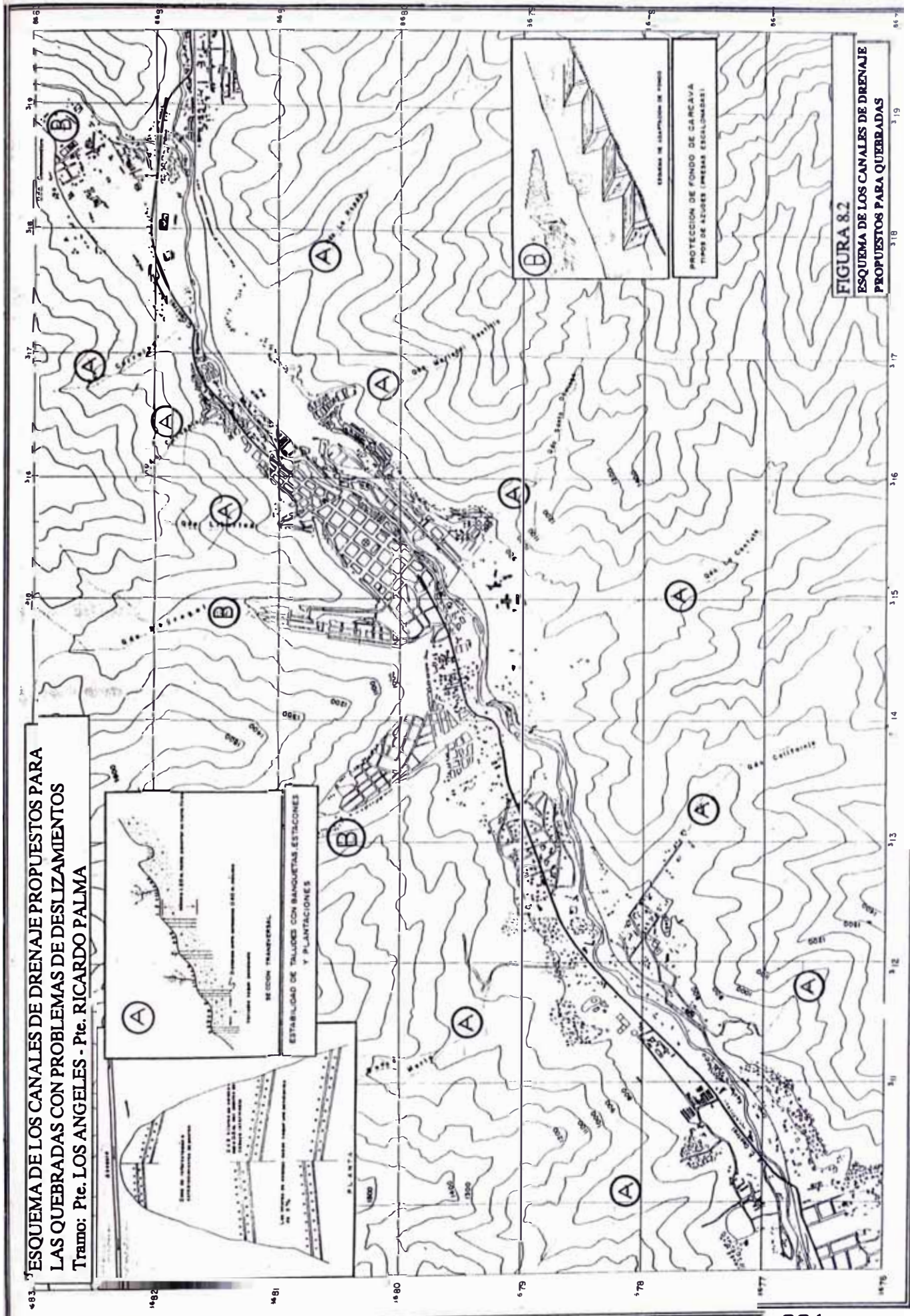
Cuando se desea evitar que las zonas adyacentes a los ríos se inundan todos los años durante la época de lluvias, se construyen obras que interfieran directamente con los escurrimientos permitiendo su almacenamiento, desvío o encauzamiento. Las principales obras de protección que se pueden construir son:

1. Bordes perimetrales a poblaciones o construcciones de importancia.
2. Bordes longitudinales a lo largo de una o ambas márgenes de un río.
3. Desvíos permanentes por medio de cauces de alivio.

**ESQUEMA DE LOS CANALES DE DRENAJE PROPUESTOS PARA LAS QUEBRADAS CON PROBLEMAS DE DESLIZAMIENTOS**  
 Tramo: Pte. LOS ANGELES - Pte. RICARDO PALMA



**FIGURA 8.2**  
**ESQUEMA DE LOS CANALES DE DRENAJE PROPUESTOS PARA QUEBRADAS**





4. Desvíos temporales a lagunas o zonas bajas adyacentes al río.
5. Corte de meandros o dragados.
6. Presas de almacenamiento.
7. Presas rompepicos.
8. Limpieza de los cauces.

Sólo en situaciones muy particulares una sola de las soluciones señaladas resuelve completamente el control de inundaciones. Cuando se desea proteger grandes extensiones, siempre se requiere de la combinación adecuada y afortunada de 2 ó más de dichas construcciones.

#### 8.3.1 OBRAS DE DEFENSA EN MARGENES DE LOS RIOS

Para evitar totalmente o reducir la erosión lateral que se presenta en las márgenes de los ríos, y con mayor frecuencia en las orillas exteriores de las curvas, se utilizan espigones, muros y diques longitudinales.

Algunas diferencias en estas obras consisten en que los muros longitudinales evitan por completo los corrimientos laterales de la márgenes, tanto en tramos rectos como en las curvas más forzadas fijándolas, mientras que los espigones permiten que la orilla entre ellos puede ser ligeramente erosionada inmediatamente después de su construc-

ción. Por otra parte, los muros longitudinales son más costosos y requieren mayor cuidado en su proyecto y construcción. Además cuando falla una parte de un muro longitudinal puede extenderse esa falla y destruirse toda la obra, sobre todo si la avenida tiene varios días de duración. En cambio los espigones permiten que la obra en su conjunto continúe trabajando aunque uno o dos de los espigones hayan sido socavados en sus extremos o destruidos y separados de la margen. Por último, el costo de su mantenimiento disminuye con el tiempo.

Las principales desventajas de los espigones consiste en que disminuyen el área hidráulica y aumentan la rugosidad en las orillas. Por otra parte, no se pueden utilizar en curvas con radio de curvatura muy reducido.

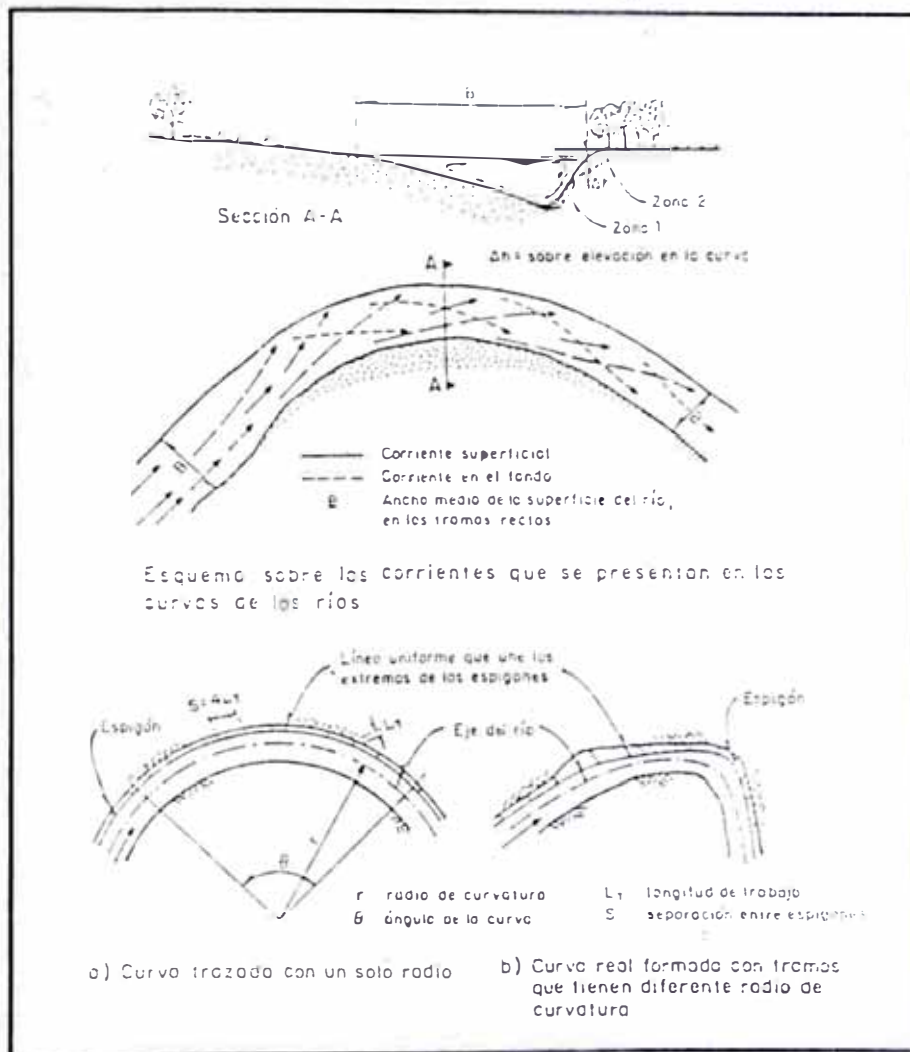
## 1. ESPIGONES

Son estructuras en forma de dique o pantallas interpuestas a la corriente y empotradas en uno de sus extremos a la orilla. Sirven para alejar las líneas de corriente de la orillas con lo cual las partículas de la misma no pueden ser erosionadas.

Los puntos más importantes a tomar en cuenta al diseñar una protección a base espigones son:

a. Localización en planta.

Al proyectar una obra de defensa, ya sea respetando la orilla actual, o bien en una nueva margen (al hacer una rectificación), se requiere trazar en planta el eje del río y en las orillas delinear una frontera, generalmente paralela a dicho eje, a la cual llegarán los extremos de los espigones tal como se indica en la figura 8.3:



**FIGURA 8.3**  
**LOCALIZACIÓN EN PLANTA DE UNA OBRA**  
**DE DEFENSA CON ESPIGONES**

La longitud de cada espigón estará dada por la distancia de la orilla real a esa línea.

La separación entre las nuevas orillas, es decir, el ancho B, estará dado por el estudio de la estabilidad de la corriente que se haya hecho, el cual tomará en cuenta si el tramo es navegable, el cambio de pendiente si se rectificó el río, etc.

Cuando se trata de una rectificación en cauces formados por arenas y limos, conviene dentro de lo posible que los radios de las curvas, medidos hasta el eje del río, tengan la longitud r indicada en la siguiente inecuación:

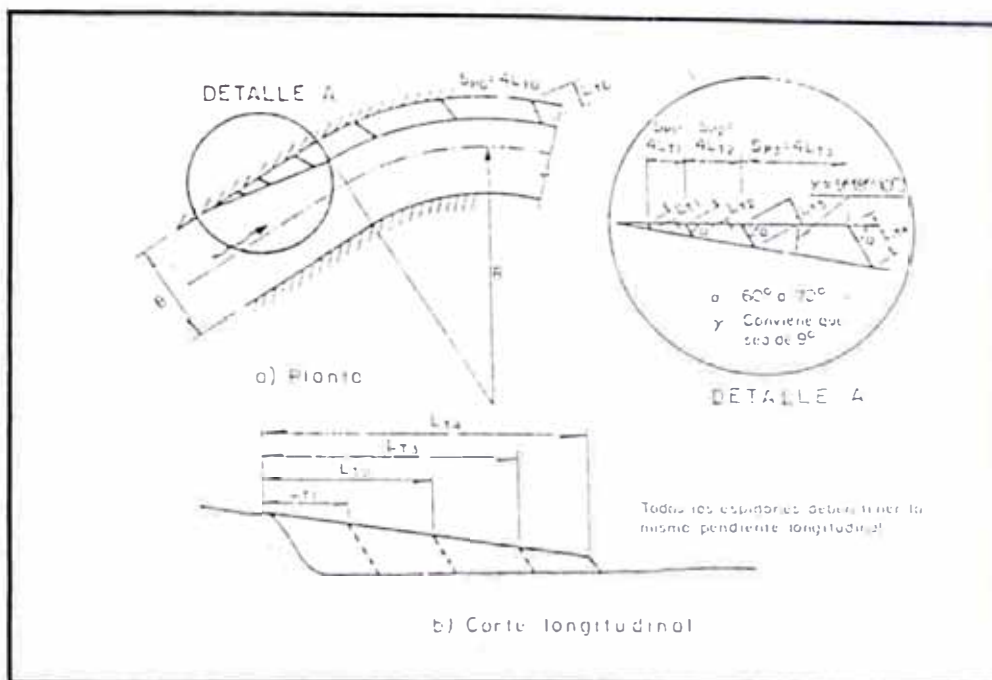
$$2.5B \leq r \leq 8B \dots\dots\dots(8.1)$$

donde:

B = Ancho medio de la superficie libre en los tramos rectos, en m.

Para el caso del río Rímac por tener en el cauce gran cantidad de gravas, bloques y bolones podemos conservadoramente asumir la relación 8.1 debido a que en éste caso el cauce es más estable además tenemos radios de curvatura únicos, por lo que todos los espigones tienen la misma longitud, ángulo de orientación y por lo tanto la separación entre ellos es uniforme.

Al proteger una sola curva o un tramo completo, los primeros tres espigones aguas arriba deben tener una longitud variable: el primero será el de menor longitud posible (igual al tirante) y los otros dos aumentar uniformemente, de tal manera que el cuarto ya tenga la longitud del proyecto tal como se indica en la figura 8.4:



**FIGURA 8.4**  
**LOCALIZACION DE LOS PRIMEROS ESPIGONES DE**  
**DEFENSAS HECHAS CON ESTAS ESTRUCTURAS**

#### b. Longitud de los espigones

La longitud total de un espigón se divide en longitud de anclaje o empotramiento y longitud de trabajo. La primera es la que inicialmente está

dentro de la margen y la segunda la que está dentro de la corriente.

La longitud de trabajo,  $L$ , medida sobre la corona se selecciona independientemente; se ha comprobado la conveniencia de que esté dentro de los límites de la siguiente inecuación:

$$d \leq L_t \leq 8B \dots\dots\dots(8.2)$$

donde:

$B$  = Ancho medio del cauce en m

$d$  = Tirante medio en m

Los valores de  $B$  y  $d$  deben ser los correspondientes al gasto formativo. Respecto a la longitud de anclaje o empotramiento, los espigones se pueden construir sin tener longitud de anclaje, es decir, sin que penetren en la margen; siempre deberán anclarse; si la falla de un espigón no causa problemas locales no conviene anclarlos, ya que el costo de la obra es menor.

### c. Separación de espigones

Se mide en la orilla, entre los puntos de arranque de cada uno; depende primordialmente de la longitud del espigón aguas arriba. Para calcularla se toma en cuenta la inclinación  $\alpha$  del espigón respecto a la orilla de aguas abajo de la ampliación

teórica de la corriente al pasar por el extremo del espigón. El ángulo de ampliación es de  $9^\circ$  a  $11^\circ$ .

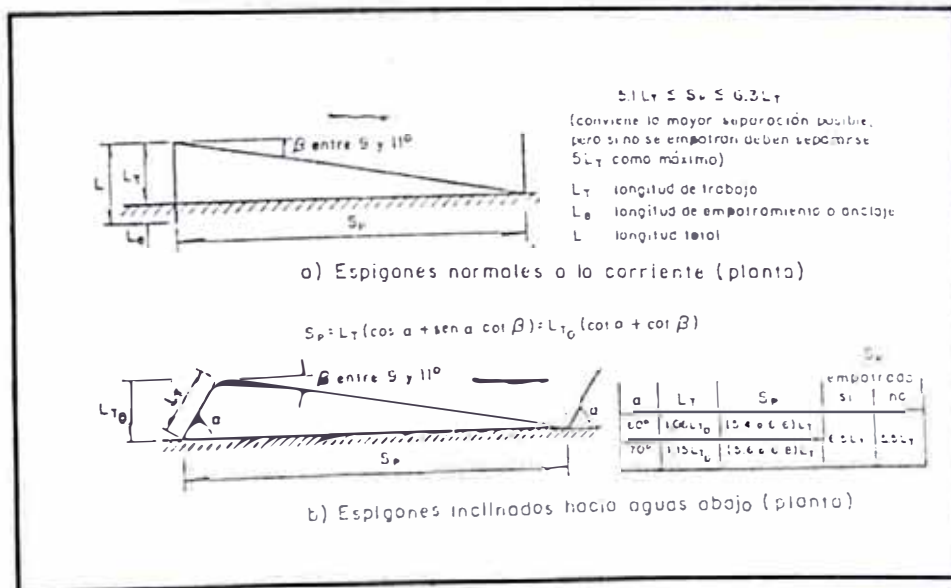
c.1 Separación en tramos rectos.

Cuando se requieran construir espigones en tramos rectos sin empotramiento en la margen, la separación  $S_p$ , entre sus arranques deberá tener los valores indicados en la tabla 8.1:

Tabla 8.1

ángulo $\alpha$	separación $S_p$
$70^\circ$ a $90^\circ$	$(4.5 \text{ a } 5.5)L_t$
$60^\circ$	$(5 \text{ a } 6)L_t$

El trazo de espigones en tramos rectos se indica en la figura 8.5:

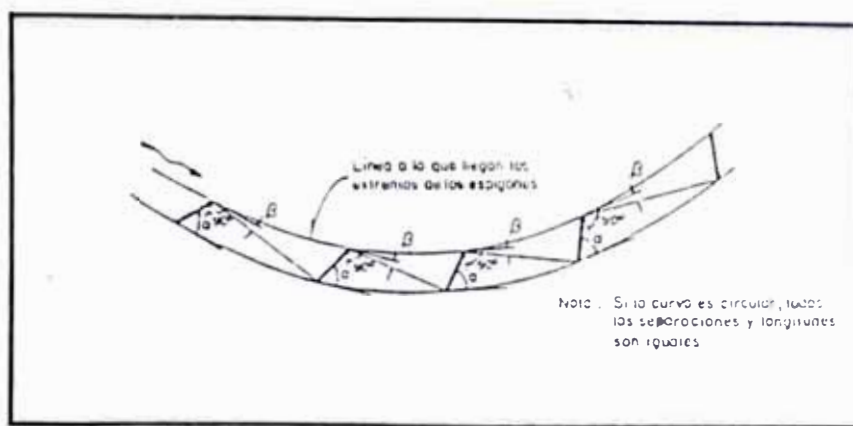


**FIGURA 8.5 TRAZO DE ESPIGONES EN MARGENES RECTAS**



### c.2. Separación en curvas

La separación  $S_p$ , entre espigones colocados en curvas, conviene encontrarla gráficamente tal como se indica en la figura 8.6:



**FIGURA 8.6 TRAZO DE ESPIGONES EN UNA CURVA**

Si la curva es regular y tiene un radio único de curvatura, la separación que se ha probado con buenos resultados es:

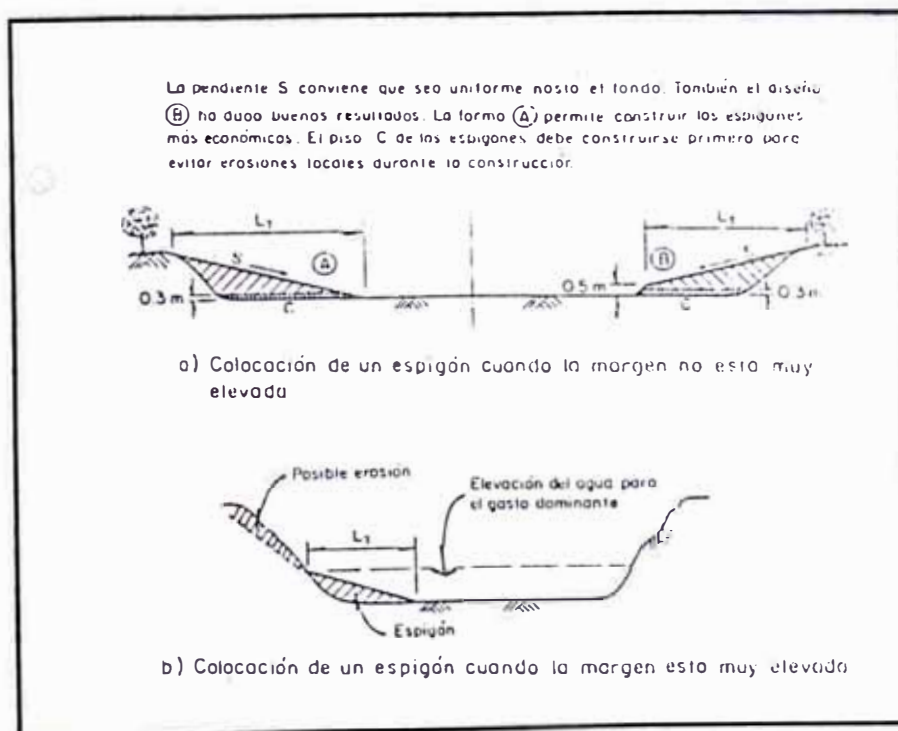
$$S_p = (2.5 \text{ a } 4) L_t \dots\dots\dots(8.3)$$

Si la curva es irregular o con un radio de curvatura pequeño, la separación entre espigones necesariamente deberá calcularse de acuerdo a la figura 8.6 indicada anteriormente. Al

mismo tiempo quedan fijadas sus longitudes y ángulos de orientación.

d. Elevaciones y pendientes de la corona.

Los espigones deberán construirse con pendiente longitudinal hacia adentro del río. Necesitan iniciarse a la elevación de la margen o a la elevación de la superficie libre al escurrir el gasto. El extremo dentro del cauce deberá tener alturas máximas de 50 cm sobre el fondo actual; con ello se logran pendientes de 0.05 a 0.25 que han trabajado satisfactoriamente tal como se indica en la en la figura 8.7:



**FIGURA 8.7**  
**COLOCACION DE ESPIGONES, EN FUNCION**  
**DE LA ELEVACION DE LA MARGEN**

#### e. Orientación de los espigones

Los espigones pueden estar dirigidos hacia aguas abajo o aguas arriba, o también ser normales a la corriente. La orientación de los espigones se mide por el ángulo que forma el eje longitudinal del mismo con la tangente a la orilla, hacia aguas abajo, en el punto de arranque tal como se indica en la figura 8.6 correspondiente al trazo de los espigones en una curva.

En un tramo recto en una curva regular conviene que los espigones formen un ángulo de  $70^\circ$  con la dirección de la corriente. Si la curva es irregular y aún más, si tiene un radio de curvatura menor de  $2.5 B$ , los ángulos de orientación serán menores de  $70^\circ$  y pueden alcanzar valores hasta de unos  $30^\circ$ .

#### f. Permeabilidad del espigón. Materiales de construcción.

Los espigones se pueden construir con una gran variedad de materiales: madera, troncos, piedra, elementos prefabricados de concreto, acero alambre, etc. Los más usados en el medio son los formados por tablestacados y los contruidos con enrocamiento, ya sea colocado suelto o dentro de gaviones (cajas formadas con malla de alambre).

Para el caso del río Rímac se recomienda usar el concreto armado y concreto ciclópeo para éste fin debido a la gran cantidad de boleos que acarrea el río en épocas de avenida y el uso de otro material podría no tener la estabilidad requerida.

#### g. Socavación local

La Socavación local en la punta de los espigones es de importancia durante su construcción cuando se utilizan elementos que están sueltos entre sí (bolsas, piedras, gaviones, etc.). Si la velocidad de la corriente es mayor de 0.50 m/s conviene recubrir el fondo sobre el que descansará el espigón con una capa de piedra de unos 30 cm de espesor, y después construir el espigón de la orilla hacia el centro del cauce. De no colocar ese piso que evita la socavación local durante la construcción, se necesitarán mayores volúmenes de material.

## 2. MUROS Y DIQUES LONGITUDINALES

Son estructuras apoyadas directamente en la margen de un río a fin de evitar que la corriente de agua esté en contacto con el material de la margen que protegen. Las obras longitudinales al estrechar la corriente provocan el aumento de la fuerza de arrastre en el lecho, y como consecuencia se

produce una profundización del fondo de la zona encauzada. Por esto, las obras longitudinales, han de tener cierta flexibilidad por el lado del lecho del río, con el fin de evitar las sovaciones provocadas por la profundización. Al mismo tiempo que se forma el nuevo lecho según el proyecto, se realiza la colmatación, por sedimentación, de los terrenos situados detrás de la obras de defensa. Es importante organizar la obras de modo que el agua realice los transportes de tierras. Por ésto las obras longitudinales, en su primera fase, solo se elevan hasta una altura que sea desbordada por todos los caudales superiores al caudal medio y solo más tarde se vayan elevando progresivamente, de modo que el agua cargada de lodo llega detrás de la obra longitudinal, y el terreno se va colmatando. El comienzo de la obra longitudinal se enlaza, por ésta última razón, fuertemente con la última orilla y entre la obra longitudinal y la antigua orilla se establecen traviesas, para dificultar o impedir la formación de corrientes sensibles. Cuando el recubrimiento no se puede apoyar directamente sobre la orilla por presentarse la necesidad de llevar la protección alejada de la orilla actual o por ser la orilla muy irregular y desear construir una defensa continua y regular, se construyen diques, con el talud en contacto con la corriente debidamente protegido.

La geometría en planta de los muros y diques se fija en una forma similar a la indicada para fijar los espigones, aunque siempre conviene utilizar la orilla actual, ya que los muros son más económicos que los diques. Los muros longitudinales pueden hacerse con losas de concreto, gaviones, piezas prefabricadas de concreto de diferentes formas, enrocamiento y arcilla. Los procedimientos de construcción varían de acuerdo al material, equipo de construcción disponible, lugar, niveles de agua en el río y sus periodos relativos de permanencia.

Se debe evitar que el material que forma la orilla salga a través de los huecos o juntas que pueda tener el revestimiento de protección del muro o dique; por lo tanto, se deberá colocar un filtro entre ambos materiales, que puede ser de material sintético o bituminoso, o bien de materiales pétreos debidamente graduados.

Si en la formación del muro se utiliza enrocamiento, el tamaño de sus elementos se deberá obtener con el criterio del esfuerzo cortante crítico, para que no se produzca erosión se requiere igualar el esfuerzo cortante que provoca la corriente en la orillas y en el fondo, con el esfuerzo cortante crítico que resiste el material del que está formado el muro. Los materiales que no cumplen con ésta condición no son lo suficientemente

resistentes contra la fuerza de la corriente y son arrastrados.

#### 8.4 DISEÑO DE ENROCADO.

El diseño de estructuras de defensas de enrocado en ésta zona es relativamente barato debido a que las canteras, del material a usar, se encuentran muy cercanas a la zona de trabajo.

A continuación presentamos la metodología de cálculo:

##### 1. ANÁLISIS PRELIMINAR

1.1 Recolección de los datos de campo referentes a sección actual del cauce, mecánica de suelos, fotografías aéreas, datos demográficos, etc.

1.2 Determinar el caudal de diseño

1.3 Desarrollo del diseño de las secciones estudiadas.

##### 2. TAMAÑO DE LA ROCA

2.1 Calcular el tirante para el caudal de diseño. Para el cálculo deberá usarse el valor de  $n$  (número de Manning calculado para la sección de estudio). Como las secciones no son regulares el tirante se calculará según el programa utilizado en el capítulo 3, acápite 3.2.3.

2.2 Determinación de la velocidad media y profundidad media.

2.3 Calcular el ángulo de corrección del banco, factor  $K_1$ :

$$K_1 = \sqrt{1 - \left(\frac{\text{Sen } \theta}{\text{Sen } \phi}\right)^2} \dots\dots\dots (8.4)$$

$\theta$  = *Angulo del banco con la horizontal*  
 $\phi$  = *Angulo de reposo del material del enrocado*

2.4 Determinar el tamaño requerido, de roca, para el enrocado, resistente a la erosión.

$$D_{50} = \frac{0.001 V_m^3}{d_m^{0.5} K_1^{1.5}} \dots\dots\dots (8.5)$$

$D_{50}$  = *Tamaño medio de la roca.*  
 $C$  = *Factor de corrección.*  
 $V_m$  = *Velocidad media en el centro del cauce.*  
 $d_m$  = *Profundidad promedio en el cauce principal*

Inicialmente no se asumen factores de corrección. Para evaluar éste factor nos basamos en las ecuaciones 8.6 y 8.7 en donde asumimos una gravedad específica de 2.65 y un factor de estabilidad de 1.2:



$$C_{sg} = \frac{2.12}{(S_g - 1)^{1.5}} \dots\dots\dots (8.6)$$

$S_g$  = Gravedad específica de la roca para enrocado

$$C_{sf} = \left[ \frac{SF}{1.2} \right]^{1.5} \dots\dots\dots (8.7)$$

$C_{sf}$  = Factor de estabilidad del enrocado

Resultando de la expresión  $C = C_{sg} \cdot C_{sf}$ , el valor del factor de corrección, que será aplicado en caso de usarse el enrocado para pilares de puentes o refuerzos de pilares, en cuyo caso  $C_{p/a} = 3.38$ , siendo el  $D_{50}$  corregido igual a la expresión 8.8:

$$D'_{50} = C \times C_{p/a} \times D_{50} \dots\dots\dots (8.8)$$

2.5 Finalmente seleccionar el valor de  $D_{50}$  requerido, teniendo en cuenta la gradación de la roca indicado en la tabla 8.1, que es una guía que establece los límites de gradación:

Tabla 8.1

Tamaño de roca (p)	Peso de la Roca (lb)	Porcentaje de Gradación (<)
1.5 $D_{50}$ a 1.7 $D_{50}$	3.0 $W_{50}$ a 5.0 $W_{50}$	100
1.2 $D_{50}$ a 1.4 $D_{50}$	2.0 $W_{50}$ a 2.75 $W_{50}$	85
1.0 $D_{50}$ a 1.15 $D_{50}$	1.0 $W_{50}$ a 1.5 $W_{50}$	50
0.4 $D_{50}$ a 0.6 $D_{50}$	0.1 $W_{50}$ a 0.2 $W_{50}$	15

En la tabla 8.2 se muestran 6 clases de

gradación basadas en las especificaciones AASHTO.

Tabla 8.2

Clase de Roca	Tamaño de Roca <sup>1</sup> (p)	Tamaño de Roca <sup>2</sup> (lb)	Porcentaje de roca menor que
Cubierta	1.30	200	100
	0.95	75	50
	0.40	5	10
Ligera	1.80	500	100
	1.30	200	50
	1.40	5	10
1/4 ton	2.25	1000	100
	1.80	500	50
	0.95	75	10
1/2 ton	2.85	2000	100
	2.25	1000	50
	1.80	500	5
1 ton	3.60	4000	100
	2.85	2000	50
	2.25	1000	5
2 ton	4.50	8000	100
	3.60	4000	50
	2.85	2000	5

Asumiendo una gravedad específica de 2.65

<sup>2</sup> Basada en la gradación de AASHTO

### 3. DETALLES DE REVESTIMIENTO

3.1 Determinar la extensión de protección longitudinal requerida.

3.2 Determinar la longitud apropiada del revestimiento vertical.

3.3 Diseñar la capa de filtro. Determinar el diámetro apropiado del material de filtro. Determinar el espesor del filtro.

A continuación se presentan las obras diseñadas para el encauzamiento teniendo como referencia el fundamento teórico expuesto. El planteamiento de

las defensas se indica en los planos 01, 02 y 03 del ANEXO B, los cálculos y secciones típicas se encuentran a continuación.

#### 8.4.1 Diseño de enrocado

Para el diseño se consideró una canalización de sección trapezoidal con los siguientes datos:

- El caudal de diseño:

Pte. Los Angeles - Pte. Pedregal  $Q_d = 582 \text{ m}^3/\text{s}$

Pte. Pedregal - Pte. Ricardo Palma:  $Q_d = 478 \text{ m}^3/\text{s}$

- Ancho medio de cauce, para lo cual se ha dividido en tramo en sub tramos de estudio, por la forma del cauce:

Pte. Los Angeles - Pte. Pedregal  $A_m = 40 \text{ m}$

Pte. Pedregal - Pte. Ricardo Palma:  $A_m = 27 \text{ m}$

- Determinación de la velocidad media:

Pte. Los Angeles - Pte. Pedregal  $V_m = 5.07 \text{ m}$

Pte. Pedregal - Pte. Ricardo Palma:  $V_m = 6.31 \text{ m}$

- Determinación del Tirante medio:

Pte. Los Angeles - Pte. Pedregal  $T_m = 3.0 \text{ m}$

Pte. Pedregal - Pte. Ricardo Palma:  $T_m = 3.0 \text{ m}$

- El ángulo de corrección, factor  $K_1$ :

$$1 - \left( \frac{\text{Sen } \theta}{\text{Sen } \phi} \right)^2 = 1 - \left( \frac{\text{Sen } 60^\circ}{\text{Sen } 35^\circ} \right)^2 = 0.70$$

$\theta = \text{Angulo de la sección eficiente } (60^\circ)$

$\phi = \text{Angulo de reposo del material del enrocado } (35^\circ)$

Tamaño requerido, de roca, para el enrocado, resistente a la erosión:

$$D_{50} = \frac{0.001 V_m^3}{d_m^{0.5} K_1^{1.5}} = \frac{0.001 \cdot 16.63^3}{9.84^{0.5} \cdot 0.70^{1.5}} = 2.49p \quad (0.76m)$$

$$D_{50} = \frac{0.001 V_m^3}{d_m^{0.5} K_1^{1.5}} = \frac{0.001 \cdot 20.70^3}{9.84^{0.5} \cdot 0.70^{1.5}} = 4.81p \quad (1.46m)$$

Tamaño medio de la roca a usar será: 0.80 m y 1.50 m para cada tramo respectivamente.

Detalles de revestimiento, determinaremos la extensión de protección longitudinal, en caso de ser necesaria, mediante observaciones de campo las que determinarán la capacidad erosiva del caudal sobre las orillas del cauce para éste caso recomendamos 90 m aguas arriba de la defensa y 140 m aguas abajo de la defensa.

Cálculo de la longitud apropiada del revestimiento vertical ( $d_s$ ) utilizaremos la fórmula 8.9b:

$$d_s = 12 \text{ pies} \quad \text{si } D_{50} < 0.005 \text{ pies} \dots\dots\dots (8.9a)$$

$$d_s = 6.5 (D_{50})^{-0.11} \quad \text{si } D_{50} > 0.005 \text{ pies} \dots\dots\dots (8.9b)$$

$d_s$  = Maxima profundidad estimada probable

$D_{50}$  = Diametro medio del material del lecho

$d_s = 5.88 p \quad (1.79m)$  y  $d_s = 5.47 p \quad (1.67m)$ , a los valores se le añadirá el valor del tirante medio:

$d_s = 1.79 + 3.0 = 4.79m$  y  $d_s = 1.67 + 3.0 = 4.67m$

para el 1er y 2do tramo respectivamente.

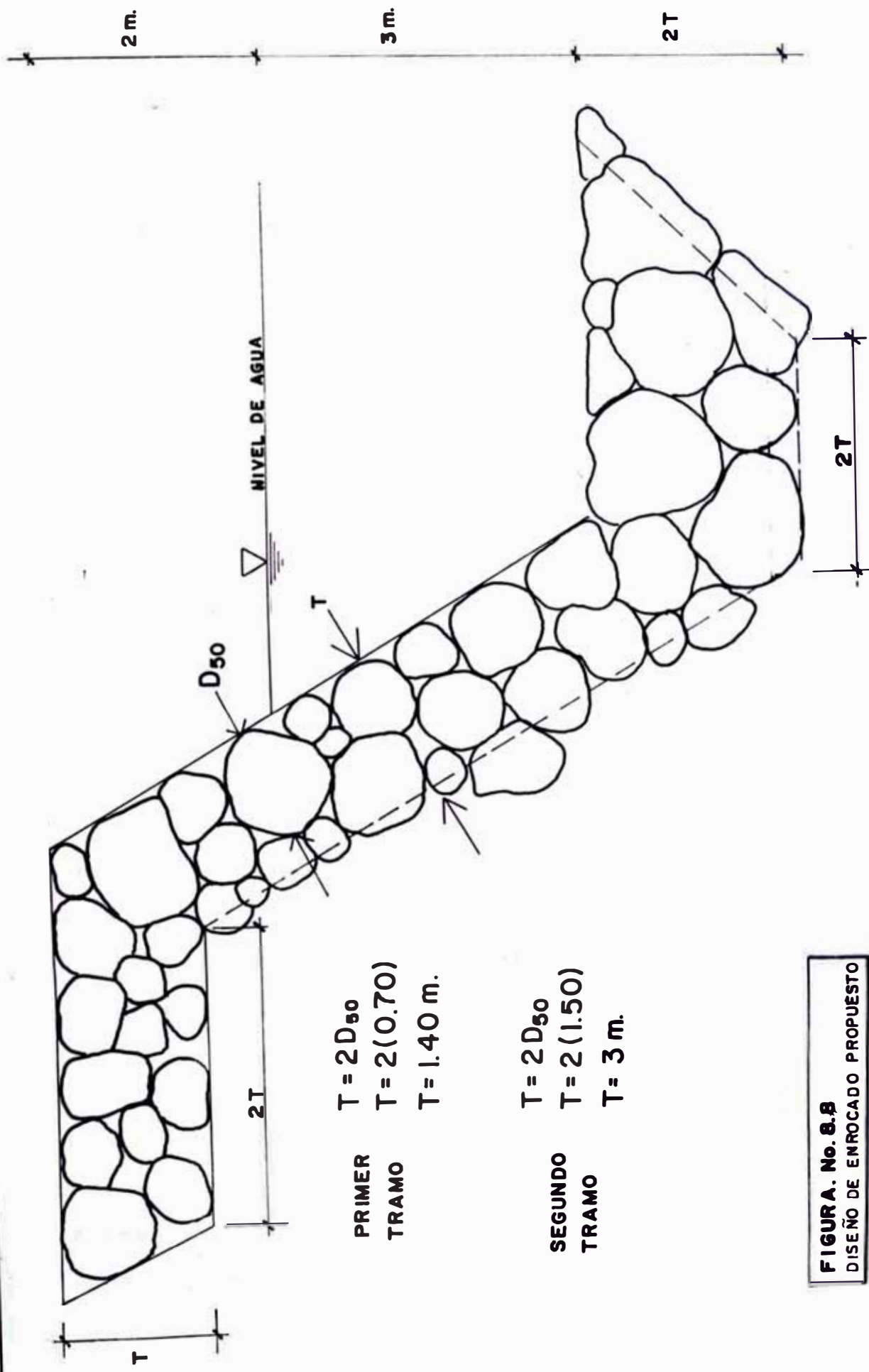
En la figura 8.8 se ilustra el enrocado diseñado, con los parámetros de diseño calculados.

Analisis económico del encauzamiento del río Rímac en el tramo Puente Los Angeles Puente Ricardo Palma.

El costo de rehabilitación de los desastres de la Carretera Central bordea los 5 millones de intís <sup>1º</sup> (2.5 millones de dólares) los cuales en el año 1983 correspondieron al 2% del total de lo presupuestado por el Gobierno Central, para el desarrollo del sector transporte, ese año.

El costo total de rehabilitación de los daños causados por los desastres, a través de los últimos 13 años hubieran podido ser evitados si se hubiese tomado la desición de iniciar las obras de encauzamiento y protección de riberas con anterioridad.

<sup>1º</sup> PROYECTO DE PREVENCION DE DESATRES EN LA CUENCA DEL RIO RIMAC - JICA; Informe final Misión Japonesa. Marzo 1988.



**FIGURA. No. 8.B**  
 DISEÑO DE ENROCAMO PROPUESTO

## CAPITULO 9

### RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES.

1. Las riberas del río se encuentran en constante socavación; las visitas realizadas al cauce durante dos años consecutivos demuestran el avance erosivo del río, no existiendo obras de encauzamiento necesarias para frenar éste problema, que se agudiza en épocas de avenidas durante los meses de febrero y marzo, especialmente en los puentes y obras de arte existentes que a lo largo de éste tramo han angostado significativamente el cauce reduciéndolo y profundizándolo. Casos específicos se pueden estudiar para el caso de los puentes del Mercado 28 de Julio, Melvin Jones y Papelera, el puente Peatonal Pablo Patrón que ha perdido parte del muro de defensa y el malecón del P.J. María Parado de Bellido que en la avenida 1993 en el mes de Enero las aguas colapsaron parte del muro de defensa.

2. Los pueblos ribereños utilizan como relleno sanitario, desagüe y terrenos de cultivo en épocas de sequía las riberas del río, causando de ésta forma la obstrucción del cauce haciendo que se socaven las riberas opuestas que generalmente en casos como sucede en el P.J. Pedregal Bajo cuya

ribera es natural frente al P.J. 3 de Octubre con muros de defensa éstos hacen uso de los terrenos que en época de sequía el río despeja dándole uso agrícola y como relleno sanitario, observándose así una fuerte socavación de las riberas del P.J. Pedregal Bajo donde ya han sucedido algunos accidentes, han caído parte de algunas viviendas durante la noche momentos en que el caudal es mayor.

3. Para hallar un registro de caudales completo para el estudio hidrológico, se estudió particularmente los años hidrológicos recientes a partir del año 1988-1989 hasta el periodo 1982-1983, los cuales fueron obtenidos directamente de los registros en proceso del SENAMHI, Dirección de Hidrología.

4. Del análisis hidrológico de la cuenca se puede concluir que las obras de encauzamiento se diseñarán para un caudal de  $478 \text{ m}^3/\text{s}$ , debiéndose tener en cuenta los caudales contribuyentes de las quebradas por efecto de los huaycos. Este caudal se calculó para 150 años de periodo de retorno y la distribución que en éste caso resulto más adecuada fue la distribución Gamma de 3 parámetros. Se tuvo en cuenta que el caudal de trasvase del Mantaro, de  $32 \text{ m}^3/\text{s}$ , se adiciona al caudal estadístico para obtenerse el caudal de diseño.



Debe recordarse que en 1925 hubo una gran avenida que históricamente aún no se ha vuelto a producir y sólo en la década del 40 se alcanzó un caudal un poco mayor a la mitad del caudal mencionado; por ésta razón es urgente realizar las obras de encauzamiento necesarias lo antes posible ya que si se produjera un caudal un poco menor a la mitad del caudal de 1925 ( $500 \text{ m}^3/\text{s}$ ) los daños en vivienda y población serían nefastos. Debe tenerse en cuenta los caudales contribuyentes de las quebradas por efecto de los huaycos.

5. Con el caudal de diseño calculado se halló, caudales para crisis climáticas en las cuales se activan las quebradas que contribuyen al río en toda éste tramo, con la finalidad de estudiar el hipotético caso de inundación por avenidas y por huayco. En éste estudio concluyó que los límites de la inundación abarcaría la terraza  $t_0$  y  $t_1$ , lo que significaría la desaparición de casi el 70% de la población de Chosica.

6. Para analizar el perfil de inundación se realizó un levantamiento topográfico del tramo en estudio, trabajo que sirvió además para hacer un inventario y reconocimiento del estado de las defensas existentes y poder plantear en el encauzamiento las obras necesarias para evitar mayores daños. El perfil longitudinal determinó una

pendiente media de 2.09% y un número de Manning igual a 0.07. Este trabajo además sirvió para determinar la división de la zona en estudio en 12 secciones aproximadamente equidistantes y a la vez en 5 tramos diferentes de estudio, los cuales se dividieron en base a los caudales por concepto de aluvión o huayco provenientes de las quebradas que en esas secciones llegaban a río.

6. Para el estudio de la hidráulica de sedimentos se realizaron trabajos de ensayos de Laboratorio de Mecánica de Suelos, en los cuales se incluyeron ensayos de granulometría, peso específico y relación de vacíos, los que sirvieron para deducir los valores de la tabla 3.24, del capítulo 3, en donde se estudian las muestras correspondientes a 3 secciones del tramo de estudio. Dichos valores servirán para determinar el caudal de sedimentos en suspensión y de arrastre, además para determinar el efecto erosivo en el cauce que por socavación se produce. Con el análisis granulométrico se determinaron los valores de  $C_u$ ,  $C_c$ ,  $\sigma_u$ ,  $D_{60}$  y  $D_{30}$  del material del cauce del río, éstos valores se encuentran en la tabla 3.26, del capítulo 3.

7. En el estudio del transporte de sedimentos, se diferencian, transporte de sedimento total de fondo y el transporte de sedimento en suspensión, éstos valores figuran en la tablas 3.29 y 3.30

respectivamente. Los cálculos del transporte de sedimentos en suspensión se realizó a partir de la gráfica turbiedad-sólidos totales, tomadas en la Bocatoma de la ATARJEA.

8. La evaluación y análisis fotogramétrico determinó que el cauce del río se ha angostado en promedio 41% en todo el tramo.

9. El cauce natural en la Quebradas de Pedregal y Quirio ha sido definido por afloramientos del intrusivo, en la quebrada Corrales es roca. El dimensionamiento técnico ha concluido con valores de caudales de 225 a 375 m<sup>3</sup>/s y secciones de 2m x (15m a 25m) para Pedregal, 104 a 280 m<sup>3</sup>/s y secciones de 2m x (8m a 25m) para Corrales y 220 a 300 m<sup>3</sup>/s y secciones de 2m x (15m a 22m) para Quirio. Siendo el material usar la roca.

10. La solución, a largo plazo, adoptada será encauzar el río con diques de piedra y concreto y el tratamiento de quebradas con el uso de vegetación en el control de erosión de laderas, de tal forma que se eviten los huaycos. La solución inmediata es la limpieza del cauce, y reubicar a los asentamientos humanos que se encuentran en el cauce inundable del río, tales como P.P.J.J. Trinchera, P.P.J.J. California, P.P.J.J. Burga Saldaña y A.A.H.H. y Mercado 28 De julio.

11. Las obras propuestas para el encauzamiento plantean el diseño de enrocado, como estructura base dentro de los centros poblados, y la construcción de espigones de encauzamiento, para las zonas en donde no exista peligro de pérdidas humanas, como es el caso del tramo Puente Los Angeles Quebrada California, siempre que el encauzamiento del tramo Puente Los Angeles Puente Huampaní no sea afectado, por las estructuras que en éste tramo puedan construirse, de lo contrario será necesario buscar continuidad de diseño, con las obras de encauzamiento en éstos dos tramos.

## CAPITULO 10

### Referencias bibliográficas.

1. ASISTENCIA TÉCNICA A CENTROS POBLADOS AFECTADOS POR DESASTRES NATURALES: HUAYCOS. Instituto Nacional de Desarrollo Urbano. Lima, 1989.
2. AUTOPISTA LIMA-RICARDO PALMA. ESTUDIO DE ENCAUZAMIENTO PARCIAL DEL RÍO RÍMAC. TAMS PyV INGENIEROS. Informe sobre las observaciones efectuadas por la Dirección de Aguas del Ministerio de Agricultura. Lima, 1983.
3. COMO ENFRENTAR LOS HUAYCOS. PREDES. Lima, 1992.
4. DIAGNÓSTICO DE LA ZONIFICACIÓN DEL PELIGRO MÚLTIPLE EN CHOSICA CHACLACAYO. PREDES Alberto Martínez Vargas. (1992-1993). Lima, 1993.
5. EFECTO DE LOS VORTICES EN ALUVIONES Y HUAYCOS EN EL PERU. VII CONGRESO NACIONAL DE MECANICA DE SUELOS E INGENIERIA DE CIMENTACIONES. Alberto Martínez Vargas. Lima, 1993.
6. ESTUDIO GEODINÁMICO DE LA CUENCA DEL RÍO RIMAC. Sector Energía y Minas. Instituto Geológico Minero y Metalúrgico. Dirección General de Geología. Lima, 1988.
7. ENCAUZAMIENTO PARCIAL DEL RIO RIMAC. Tesis de Grado para optar el Título de Ingeniero Civil. UNI. Jorge Laredo Reyna. Lima 1993.
8. GEOTECNIA PARA INGENIEROS. Principios Básicos. Alberto Martínez Vargas. Vol. I. Lima, 1990.
9. HIDRAULICA DE CANALES. Máximo Villón B. Lima, 1985.
10. HIDRAULICA DE LOS CANALES ABIERTOS. Ven Te Chow. 2da Edición. México, 1983.
11. HIDRAULICA y Máquinas Hidráulicas. N.N.Pashkov-F.M.Dolqachev. Ed. MIR MOSCU. Moscú, 1985.
12. HIDROLOGIA ESTADISTICA. Máximo Villón B. Lima, 1993.
13. HIDROLOGIA PARA INGENIEROS. Linsley-Kohler-Paulus. 2da edición. Bogotá, 1978.

14. HIDRAULICA DE SEDIMENTOS. Arturo Rocha Felices. Lima, 1990.
15. HUAYCOS E INUNDACIONES en el valle del Rímac. CIED-PREDES. Lima, 1985.
16. Informe final para el estudio del Plan Maestro sobre: "EL PROYECTO DE PREVENCION DE DESASTRES EN LA CUENCA DEL RIO RIMAC". Misión Japonesa. Lima, 1988.
17. MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES. Comisión Federal de Electricidad. Instituto de Investigaciones Eléctricas. Hidráulica Fluvial. México, 1981.
18. MECANICA DE LOS FLUIDOS. Víctor L. Streeter. Ed. McGRAW-HILL. Bogotá, 1977.
19. MECANICA DE SUELOS. Tomo I: Fundamentos de la Mecánica de suelos. Juárez Badillo-Rico Rodriguez. 3ra Edición. México, 1985.
20. MEMORIAS. 3er SIMPOSIO NACIONAL DE PREVENSIÓN Y MITIGACIÓN DE DESASTRES. Del 31 de Mayo al 2 de Junio 1989. CISMID-UNI-FIC, 1989.
21. MEMORIAS. 4to SIMPOSIO NACIONAL DE PREVENSIÓN Y MITIGACIÓN DE DESASTRES. Del 29 al 31 de Mayo 1990. CISMID-UNI-FIC, 1990.
22. PLAN DE DEFENSA CONTRA INUNDACIONES. Tesis de Grado para optar el Título de Ingeniero Civil. UNI. Susana Haji Shironoshita. Lima 1993.
23. PROTECCIÓN Y REFORZAMIENTO DE CASA EN AREAS INUNDABLES. PREDES. Lima, 1994.
24. QUIRIO. Prevención de desastres tradición y organización popular en Chosica. Pedro Ferradas. PREDES. Lima, 1992.
25. SENAMHI. DIRECCION GENERAL DE HIDROLOGIA. Boletín Hidrológico No 3. Lima, 1988.
26. TRATADO DE TOPOGRAFIA. Davis-Foote-Kelly. Ed. Aguilar. 5ta. Edición. Madrid, 1979.
27. VIGILANCIA HIDROLÓGICA DE LOS PRINCIPALES RIOS DEL PERU. SENAMHI. Dirección General de Hidrología. Boletín No 9. Lima 1989.