

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



DISEÑO, PROGRAMACIÓN DE ALCANTARILLADOS
Y LAGUNAS DE OXIDACIÓN DEL DISTRITO DE PACCHA-
PROV. CHOTA-DPTO. CAJAMARCA

TESIS

Para optar el Título Profesional de
INGENIERO CIVIL

ABRAHAN SAUCEDO MENDOZA

Lima - Perú
2000

DEDICATORIA

A MIS **PADRES** Y A
MIS **HERMANOS** POR SU
INDESMAYABLE APOYO
INCONDICIONAL PARA
LA CULMINACION DE
LA PRESENTE TESIS.

AGRADECIMIENTO

A MIS **PROFESORES** QUE SUPIERON INSTRUIRME EN ESTA HERMOSA PROFESION; A MI **ASESOR** POR LOS CONCEJOS Y RECOMENDACIONES IMPARTIDAS; Y A TODOS MIS **AMIGOS** QUE PARTICIPARON DIRECTA E INDIRECTAMENTE EN LA REALIZACION DE ESTA OBRA.

PROLOGO

Presento a consideración de los miembros del jurado la tesis “Diseño, Programación de Alcantarillados y Lagunas de Oxidación del Distrito de Paccha—Provincia de Chota—Departamento de Cajamarca”, para Optar el Título Profesional de Ingeniero Civil que otorga la Universidad Nacional de Ingeniería.

Este proyecto fue desarrollado en 8 capítulos, siendo el programa el siguiente:

Capítulo I, corresponde a la introducción del proyecto, capítulo II, consiste en el acopio y manejo de la información básica general y especial del proyecto.

Capítulo III, trata sobre la proyección de las demandas de desagüe futuras.

Capítulo IV, trata sobre los diseños correspondientes al sistema de alcantarillado.

Capítulo V, trata sobre el diseño de la planta de tratamiento, consiste en dos lagunas de oxidación facultativas.

Capítulo VI, corresponde a los metrados y presupuestos de obra.

Capítulo VII, corresponde a la programación de obra, especificaciones técnicas y fotos de la zona del proyecto.

Capítulo VIII se explican las conclusiones y recomendaciones.

Este proyecto fue desarrollado gracias al espíritu de cooperación de las autoridades del distrito de Paccha, localidad que se encuentra en el departamento de Cajamarca, sobre los 1,900 msnm., con problemas de abastecimiento de agua poblacional y falta de tratamiento de las aguas servidas, para mantener la salubridad de los pobladores y muy especialmente el caso de los colegios que se encuentran expuestos a sufrir los estragos de epidemias, a falta de salubridad en el ambiente en que vive la población.

Esto permitirá en el futuro, que la red de alcantarillado y las lagunas proyectadas funcionen en óptimo estado de operación y mantenimiento.

En el desarrollo de esta tesis, fue posible el uso del software S10 para la obtención de costos y presupuestos, así como el MS-Project para la programación de obra.

Es recomendable que este proyecto se realice y sirva como un modelo de experimentación en estos casos de localidades rurales para programar en el futuro nuevas unidades a nivel regional y nacional.

Mis agradecimientos a todas las personas que de alguna manera, ya sea directa e indirecta han contribuido para la culminación de esta tesis.

INDICE

CAPITULO I

I. INTRODUCCION

1 .0.0	Introducción	1
--------	--------------------	---

CAPITULO II

II. INFORMACION BASICA

2 .0.0	Generalidades	3
1.0	Ubicación	3
2.0	Topografía	6
3.0	Clima	6
4.0	Hidrología	9
5.0	Geología y Geotecnia	9
6.0	Actividades de la Población	13
7.0	Vías de acceso	13
8.0	características de la Localidad	14
8.1	Trazado Urbano	14
8.2	Sectorizacion actual	14
9.0	Servicios públicos	14
9.1	Alumbrado Eléctrico	14
9.2	Agua Potable	14
9.3	Desagüe	15
9.4	Educación	15
9.5	salud	15
9.6	Seguridad	16
9.7	Mercado	16
9.8	Comunicaciones	16
9.9	Oficinas Publicas	16
9.10	Recreación	16
10.0	Demografía	17

11	Impacto ambiental	17
11.1	Introducción	18
I.-	Evaluación de Impacto Ambiental	18
11.2	Identificación de impactos ambientales	22
11.3	Evaluación de impactos ambientales	27
11.4	E.I.A para el sistema de Alcantarillados proyectado del distrito de Paccha	32
I.-	Situación Actual	32
II.-	Metodología	33
III.-	Desarrollo	34
a)	Proyección de la población	34
b)	Soluciones identificadas	35
c)	Estimación de los costos del proyecto	36
d)	Identificación de los beneficios del proyecto	37

CAPITULO III

III. ESTIMACION DE LA POBLACION DE DISEÑO

3 .0.0	Periodo de diseño	39
1.0	criterio para fijar el periodo de diseño	39
1.1	Criterio Tiempo - población	39
1.2	Criterio Población - Tiempo	39
2.0	Factores determinantes para el periodo de diseño	40
2.1	Características de la Población	40
2.2	Vida útil de los materiales a húsar	41
2.3	posibilidades de expansión de Instalaciones	41
2.4	Factor económico	41
3.0	Fijación del periodo de Diseño	42
4.0	Calculo de la población futura	42
1.0	Métodos de calculo	43
a)	Métodos gráficos	43
a.1	Método de la tendencia	43
a.2	Método comparativo	43
b)	Métodos matemáticos	43
b.1	Método aritmético	45
b.2	Método de Interés simple	46
b.3	Método Geométrico o de Interés Compuesto	48
b.4	Método de los Incrementos de variables	49
b.5	Método de la Parábola de segundo grado	50
b.6	Método Brasileño o Logístico	51
b.7	Método Racional	52
5.0	cuadro final de la población	53
6.0	conclusión	54

CAPITULO IV

IV. DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

4 .0.0	Generalidades	56
1.0	Tipo de sistema utilizado	56
a)	Sistemas unitarios o separados	56
a.1	Sistemas de alcantarillados domestico o sanitario	56
a.2	Sistemas de alcantarillado pluvial	56
b)	Sistema combinado o mixto	56
2.0	Características de la red de alcantarillado	57
1.0	Buzones o cámaras de Inspección	57
2.0	Alcantarillas	58
3.0	Tipo de tubería	59
4.0	ventajas de la tubería PC	60
5.0	Pendientes mínimas	62
6.0	Aportes al desagüe	62
3.0	Fluctuaciones del caudal de aguas negras	63
1.0	Variaciones diarias	63
2.0	Variaciones horarias	64
4.0	Diseño de la red	65
1.0	Caudal de diseño	65
2.0	Capacidad del sistema de alcantarillado	66
3.0	Coeficiente de aporte unitario al caudal de desagüe	67
4.0	Aplicación del coeficiente de aporte	67
5.0	Diseño de colectores	67
1.0	Calculo hidraulico	68
2.0	Formulas usadas en el calculo	69
6.0	Tabla de cálculos hidráulicos	71

CAPITULO V

V. DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

5 .1.0	Generalidades	78
2.0	Tratamiento y eliminación de aguas negras	80
3.0	Objetivos del tratamiento de aguas negras	80
4.0	Ventajas	81
5.0	Plantas de tratamiento	81
6.0	Lagunas de estabilización	82
6.1	Laguna aeróbica	83
6.2	Laguna anaerobia	83
6.3	Laguna facultativa	85

7.0	Baterías de lagunas de estabilización	87
7.1	Lagunas en serie	87
7.2	Lagunas en paralelo	87
8.0	Diseño de lagunas de estabilización	88
8.1	Carga de contribución	89
8.2	Periodo de retención	89
5.9	Metodos de Diseño	89
a)	Diseño por tasa de trabajo	89
b)	Diseño basado en la cinética del proceso	90
c)	Diseño basado en el método de Gloyna	91
d)	Diseño basado en el método de CEPIS	92
10.0	Calculo de la laguna de estabilización para Paccha	99
a)	Diseño por tasa de trabajo	99
b)	Diseño basado en la cinética del proceso	100
c)	Diseño basado en el método de Gloyna	101
d)	Diseño basado en el método de CEPIS	102
11.0	Estructuras hidráulicas	112
1.0	Estructuras de control	112
2.0	Estructuras para distribución de caudales	113
3.0	Dispositivo de entrada	113
4.0	Dispositivo de salida	113
12.0	Uso de las aguas residuales	114
12.1	Disposición y uso indiscriminado de las aguas residuales	115
12.2	Rehuso de las aguas residuales y la legislación peruana	117
12.3	Directrices de la OMS recomendadas	121
12.4	Uso de las aguas residuales tratadas en la ciudad de Paccha	124

CAPITULO VI

VI. METRADOS Y PRESUPUESTO

6 .1.0	Metrados y presupuestos	128
2.0	Análisis de costos unitarios	130

CAPITULO VII

VII. PROGRAMACION DE OBRA

7 .1.0	Programación de obra	143
2.0	Uso del software "Microsoft Project"	150

Anexo I	
Especificaciones técnicas	151
Anexo II	
fotografías y planos	207

CAPITULO VIII

VIII. CONCLUSIONES

8 .1.0	Conclusiones y recomendaciones	210
2.0	Bibliografía	214

CAPITULO I

INTRODUCCION

El desarrollo integral de un territorio supone un proceso mediante el cual se construyen las condiciones necesarias para poner en vigencia o mejorar el uso de sus recursos e involucra, en una importante proporción la inversión, diseño y construcción de obras civiles de la infraestructura que hace falta.

Una de las principales obras básicas de desarrollo son las obras de saneamiento y tienen relación con el crecimiento poblacional, y es un factor muy importante para el diseño de un proyecto. Según el INEI en nuestro medio se han presentado altas tasas de fecundidad y una estructura piramidal joven que viene disminuyendo en los últimos años.

Recién en las últimas décadas se viene impulsando políticas de planificación familiar y métodos de control de la natalidad, que se espera permitan una mayor reducción de las tasas de crecimiento poblacional.

En nuestro medio la situación del sistema de alcantarillados es crítico, tanto por el escaso monto de inversión con respecto a los del agua potable como por el desconocimiento del tratamiento de las aguas servidas. En la ejecución de las inversiones en el sector saneamiento no se ha priorizado el tratamiento de las aguas servidas. Otro problema más serio aun es la carencia de una cultura sanitaria de la población.

Este problema también involucra al Distrito de Paccha, el cual es considerado dentro de una zona rural, para el que se ha desarrollado como tema de tesis el diseño y tratamiento de las aguas servidas, que servirá para la recolección, conducción, tratamiento y adecuada disposición final de las aguas servidas generadas en ese Distrito. Estas actividades están encaminadas a proteger el medio ambiente y la salud humana.

A fin de evitar que el destino final de este volumen de aguas servidas sea afectado por los agentes contaminantes de estas aguas, se requiere que antes de su disposición final sea tratada de alguna forma.

Uno de los métodos de tratamiento de desagüe más eficiente y económico es la construcción de lagunas de estabilización.

Atendiendo a estos problemas y adoptando las soluciones necesarias, he desarrollado el presente proyecto como un aporte al mejoramiento de las condiciones sanitarias de la localidad de Paccha.

CAPITULO II

INFORMACION BASICA

2.0.0 GENERALIDADES

2.1.0 UBICACIÓN

2.1.1 UBICACIÓN GEOGRAFICA

La localidad de Paccha esta situado en la parte sur oriental de la provincia de Chota, tiene como colindantes a los siguientes distritos: al N., Tacabamba; al E., Chadin y cortegana (Prov. de Celendin); al S., Miguel Iglesias (Prov. de Celendin) y Chalamarca y al O., Chota y Conchan.

Ver gráfico (2-1-1).

2.1.2 UBICACIÓN POLITICA

Región : Nor Oriental del Marañon.

En los inicios de la república, Paccha parece haber estado integrado en el Distrito de Chota, hasta el 2 de enero de 1857, fecha de su constitución distrital por la ley municipal de ese año. De su territorio se desprendió el distrito de Chadin en 1942, también se desprendió el distrito de Chalamarca en el año de 1995. Ver gráfico (2-1-2)

El distrito es el centro poblado de Paccha, ubicado a 1,900 m s.n.m. y entre los 6° 29m 18s de latitud Sur. Y los 78° 26m 15s de Longitud Oeste.

Sub región	:	III - Chota
Departamento	:	Cajamarca
Provincia	:	Chota
Distrito	:	Paccha
Localidad	:	Paccha

2.2.0 TOPOGRAFIA

La topografía de esta localidad es accidentada y esta caracterizado sobre todo por el gran callejón del río LLaucano, que lo atraviesa de S. a N., enmarcado por el ramal interno de la cordillera occidental de los andes y el gran contrafuerte que se desprende del mismo.

Sus superficies llana son escasas y sus playas, pequeñas.

Sus valles son los de Chontabamba, Matibamba y Huangamarquilla, formados por el río LLaucano; y los de Namoyoc y santa Clara, formados por el río Laquin, destacando él ultimo por su amplitud y belleza

2.3.0 CLIMA

El clima es templado y moderadamente frígido, registrándose una media anual de 15.6 °C en la estación de SENAMHI de Chota. La temperatura máxima media es de 22.6 °C. Sus lluvias, más abundantes caen con mas frecuencia entre Noviembre y abril,. Con promedio de 958.1 mm registrado en la estación Chota.

La mayor parte del año su cielo es despejado y azul; y sus noches son muy estrelladas. En general se considera un clima como favorable para la vida del hombre y las actividades agropecuarias. La Humedad relativa es de 81 %.

El viento es dominante en la dirección norte para todo el año fluctuando su frecuencia de 66.7% en verano y 80% en primavera. (cuadro 2-3-1)

(CUADRO 2-3-1)

DATOS METEREOLÓGICOS

Estación meteorológica : CHOTA

ELEMENTO METERE.	PERIODO DE REGIS.	UNIDAD DE MED.	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAYO	JUN.	JUL.	AGOS.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.	PROMEDIO ANUAL	TOTAL ANUAL
Temp. PMME	1970-74	° C	21.80	22.30	22.00	22.30	22.50	22.30	22.60	23.10	22.60	23.30	23.20	22.60	22.60	
Temp. PM			15.80	15.50	15.70	15.70	15.70	15.20	15.10	15.30	15.70	15.80	15.90	15.90	15.60	
Temp. tmme			9.60	9.10	9.30	8.30	8.80	7.90	7.90	6.50	8.10	8.30	8.70	8.40	8.10	
Precip. TMME	1970-74	mm	166.60	209.90	294.30	227.80	114.20	97.80	96.10	72.20	166.90	255.20	246.80	137.60		958.10
Precip. PM			87.30	92.00	117.90	124.70	59.90	34.70	26.60	31.50	77.90	130.40	107.90	67.30		
Precip. tmme			48.90	18.10	52.80	70.30	16.00	1.30	5.10	6.90	8.90	32.50	48.60	25.90		
H.R. PMME	1970-74	%	95.00	98.00	99.00	99.00	98.00	98.00	94.00	97.00	96.00	95.00	96.00	94.00		81.00
H.R. PM			83.00	83.00	85.00	85.00	83.00	81.00	78.00	77.00	80.00	81.00	79.00	79.00		
H.R. pmme			61.00	62.00	64.00	64.00	62.00	59.00	55.00	48.00	51.00	55.00	57.00	62.00		
Nubosidad	1970-74	Octav.	8.00	8.00	8.00	7.00	7.00	7.00	6.00	7.00	7.00	8.00	8.00	8.00		6.00
			7.00	7.00	7.00	7.00	6.00	6.00	5.00	6.00	6.00	6.00	6.00	7.00		
			6.00	6.00	5.00	5.00	5.00	3.00	4.00	3.00	4.00	4.00	4.00	5.00	6.00	
Evaporac.	1970-74	mm	95.20	87.00	79.90	91.90	80.70	100.80	132.00	150.60	138.00	135.90	91.70	103.30		1032.70
			80.10	72.70	67.00	66.80	71.00	84.00	115.60	120.60	102.50	87.20	79.00	85.20		
			68.70	49.40	52.20	53.90	58.20	64.00	100.30	93.90	74.10	57.30	69.30	76.20		

FUENTE :TESIS DE GRADO ÁBASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA CHOTA

AUTOR: MAGUIÑA ROBLES A.

DATOS METEREOLÓGICOS

Estación metereológica : CHOTA

VIENTOS

VERANO				OTOÑO				INVIERNO				PRIMAVERA			
RUMBO	FRECUENCIA	%	V.M	RUMBO	FRECUENCIA	%	V.M	RUMBO	FRECUENCIA	%	V.M	RUMBO	FRECUENCIA	%	V.M
N	10.0	66.7	5.9	N	11.0	73.3	7.0	N	11.0	73.3	8.4	N	12.0	80.0	6.4
NE	2.0	13.3	8.4	NE	1.0	6.7	6.0	NE	3.0	20.0	10.2	NE	1.0	6.7	3.6
NW	3.0	20.0	3.6	NW	3.0	20.0	9.2	NW	1.0	6.7	8.2	NW	2.0	13.3	7.2

FUENTE : TESIS DE GRADO ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA CHOTA

AUTOR: MAGUIÑA ROBLES A.

2.4.0 HIDROLOGIA

En el distrito de Paccha hay dos estaciones bien marcadas, la estación de lluvias que se inicia en Noviembre y termina en Abril y la estación seca en los meses restantes.

Las lluvias generalmente van acompañadas de relámpagos, rayos, y truenos especialmente en esta zona. A veces las tempestades se inician con fuertes granizadas. Las precipitaciones están registradas en los pluviómetros de Chota la cual ha registrado una precipitación anual promedio de 958.1 mm, pero se han presentado años en que la precipitación ha llegado a 615.5 mm. Y otras veces ha llegado a 1999.1 mm. (cuadro 2-4-1)

2.5.0 GEOLOGIA Y GEOTECNIA

Considerando geológicamente el área de la provincia de Chota, se puede afirmar que esta constituida por una gran formación sedimentaria, el plegamiento de cuyos estratos han originado a la vez el levantamiento de la cordillera, los contrafuertes y los ramales, el derrame de las rocas eruptivas que en macizos y diques se observan en diferentes lugares.

El terreno sedimentario esta representado en la provincia con rocas calcáreas, areniscas conglomerados, así como los fósiles erizos de mar, de igual forma, viene por arcillas endurecidas, diversamente coloreadas de gris blanquisas, azul, amarillo y rojo ladrillo.

Conglomerados, arcillas abigarradas y esencias de grano anguloso, de origen continental, es un estrato cuya potencia es de mas de 300 mts. La unidad yace en discordia sobre las calizas de la formación lajas.

(CUADRO 2-4-1)

PRECIPITACIONES MENSUALES EN PLUVIOMETROS CHOTA
--

PLUVIOMETRO	PARAMETRO	OCT.	NOV.	DIC.	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	ANUAL
CHOTA	PROMEDIO	130.4	107.9	67.3	87.3	92	117.9	124.7	59.9	34.7	26.6	31.5	77.9	958.1
	50 % DE DURACION	130	110	60	82	94	112	127	62	25	25	24	79	930
	75 % DE DURACION	100	97	43	64	58	80	92	35	16	9	15	48	657

FUENTE: SENHAMI

SENAMHI

**PRECIPITACION MENSUAL EN
PLUVIOMETRO CHOTA**

ESTACION : CHOTA/CO-303/DRE-02

LAT 06° 33' " s "

DPTO : CAJAMARCA

PARAMETRO : PRECIPITACION TOTAL MENSUAL (MM)

LONG. 78° 39' " w "

PROV : CHOTA

ALT 2340 msnm.

DIST. : CHOTA

PLUVIOMETRO	AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
CHOTA	1998	58.5	199.6	178	164.5	125.4	3.1	0.7	16.7	64.6	165.7	58.4	89.7

FUENTE: SENHAMI

13 DE SETIEMBRE DE 1999

SENAMHI

**PRECIPITACION MENSUAL EN
PLUVIOMETRO BAMBAMARCA**

ESTACION : BAMBAMARCA/CP-362/DRE-02

LAT 06° 41' " s "

DPTO : CAJAMARCA

PARAMETRO : PRECIPITACION TOTAL MENSUAL (MM)

LONG. 78° 31' " w "

PROV : HUALGAYOC

ALT 2580 msnm.

DIST. : BAMBAMARCA

PLUVIOMETRO	AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
CHOTA	1998	60.1	147.5	134.7	118.6	48.0	3.7	0.0	2.0	51.0	156.5	69.4	65.0

FUENTE: SENHAMI

13 DE SETIEMBRE DE 1999

En cuanto a la morfología de la provincia de Paccha, las formas del suelo son recortadas por el río Llaucano, dando lugar a grandes valles, el suelo es irregular, encargándose la erosión pluvial y fluvial de desgastes constantemente y darle un nuevo modelo. Los calcáreos cretácicos, alterados por las lluvias y por el viento producen un suelo de buen valor agrícola.

2.6.0 ACTIVIDAD DE POBLACION

Su principal actividad de los pobladores de la zona es la agricultura y la ganadería.

La agricultura es una actividad que ocupa a casi toda la población rural, entre los principales cultivos podemos nombrar a la papa, maíz, cereales, menestras, habas, ollucos, ocas, verduras, legumbres, arboles frutales, etc. La ganadería es otra actividad base de su economía, se cría ganado vacuno, lanar, porcino, equino, aves de corral, etc.

Sus viviendas son de tapial, concreto armado, cobertura de calamina y teja de uno y dos pisos.

2.7.0 VIAS DE ACCESO

Partiendo de la Ciudad de Cajamarca, Mediante carretera afirmada hasta Bambamarca, 160 km., empleando 2.5 horas.

Existe otra trocha carrozable de la ciudad de Chota a Paccha de 68 Km., empleando 6 horas, transitable en épocas de verano.

2.8.0 CARACTERISTICAS DE LA LOCALIDAD

2.8.1 Trazado urbano

La localidad presenta un trazo tipo damero con calles cuyas secciones van de los 6.0 mts hasta 10 mts. Las calles no están asfaltadas, la zona urbana construida es de dos pisos. El material predominante en las construcciones es el adobe y madera, también hay construcciones de concreto armado en menor proporción, las coberturas son de calamina y teja a dos aguas.

La carretera que une a Bambamarca - Paccha es de 8 mts, de ancho de vía carrozable.

2.8.2 Sectorización actual

Actualmente no tiene una zonificación, la zona residencial esta mezclada con la zona agrícola, no hay mucho comercio.

2.9.0 SERVICIOS PUBLICOS

2.9.1 Alumbrado eléctrico: El 70 % de la población cuenta con instalaciones de alumbrado eléctrico.

El cual esta generado por una mini-central hidroeléctrica. El otro 30% utiliza lamparas y velas.

2.9.2 Agua Potable: El sistema de abastecimiento de agua potable, cuya fuente de captación es un riachuelo, la cual es conducida por una tubería de 2"de diámetro a un reservorio de regulación de unos 8 m³. De capacidad.

No existe una planta de potabilización del río. La línea de conducción del reservorio apoyado tiene 2"de diámetro, lleva el agua a las redes de distribución de 2"de diámetro. La tubería es de PVC.

Actualmente el abastecimiento de agua es deficiente, además es insuficiente para prestar un servicio adecuado, la población que se beneficia con este servicio es un 75%, ya que en algunos lugares no llega el agua por estar en una zona alta. Además cada día son mayores las dificultades, siendo de urgente necesidad encontrar nuevas fuentes de abastecimiento.

2.9.3 Desagüe: El servicio de desagüe por red pública es menor en comparación con el de agua potable, la red de desagüe es de tuberías de concreto, la cual sirve a un 52 % de la población, el 48% restante tiene pozo ciego y algunos no tienen sistema de desagüe.

En cuanto al desecho del desagüe, este se realiza por una quebrada la cual está cerca al centro educativo Ramón Castilla, perjudicando la salud de los alumnos y de los habitantes de ese sector, por esto se hace imperiosa la necesidad de construir lagunas de estabilización para el tratamiento de aguas servidas, aprovechándola al mismo tiempo en el riego.

2.9.4 Educación: existe un C. E. mixto secundario Ramón Castilla, en donde las clases son en un solo turno, también hay un C.E. primario y un PRONOI.

2.9.5 Salud: Actualmente se cuenta con personal de salud atendiendo en un ambiente prestado por la municipalidad, también ya se ha empezado la construcción del centro de salud con recursos propios de la municipalidad. La salud de la población está acondicionada por la disponibilidad de cobertura y utilización de recursos y servicios correspondientes, esta situación es muy deficitaria, existe un solo médico y 4 asistentes de enfermería para servir a toda la población.

2.9.6 Seguridad: Existe un puesto policial que tiene por función velar por la seguridad de la población, su local es de dos plantas, construido con material de adobe, el área del terreno es de 250 m².

2.9.7 Mercado: No cuenta con mercado, tiene una área reservada para su construcción futura, actualmente el comercio se realiza en el área destinado para plaza principal.

2.9.8 Comunicaciones: La ciudad no tiene una buena infraestructura de comunicaciones, Cuenta con servicio de teléfono público, TV, radioemisora.

2.9.9 Oficinas Publicas: Municipalidad, Gobernación, Juzgado de Paz de Primera Instancia. A nivel local el distrito de Paccha cuenta con un gobernador, en el cual recae la responsabilidad de dirigir, guiar y hacer cumplir los mandatos constitucionales.

La elección del gobierno local llevada a cabo recientemente, se realizo sin contratiempo y fueron elegidas las autoridades locales del municipio distrital, siendo esta la instancia más accesible a la población para canalizar sus pedidos ante el gobierno central. La administración de justicia se realiza a través del juzgado de paz de primera instancia.

2.9.10 Recreación : La infraestructura recreacional es limitada a un campo de fútbol, un campo de fulbito.

Existen dos tipos:

- a) **Recreación pasiva.-** Esta se da en la plaza y en el parque de la localidad,
- b) **Recreación activa.-** Se da en el campo deportivo ubicado en el extremo norte del pueblo y en la losa deportiva existente dentro del colegio Ramón Castilla.

2.10.0 DEMOGRAFIA

El censo nacional de los años 1981 y 1993 muestra que la población esta aumentando, también el ultimo censo del año 1997 realizado con fines de estudio dio una población ascendente.

El cuadro siguiente muestra la información censal.

CUADRO (2-10-1)

CENSO	AÑO	POBLAC.
INEI	1981	330
INEI	1993	669
ESTIMADO	1997	952

2.11.0 IMPACTO AMBIENTAL

2.11.1 Introducción:

El crecimiento económico de las décadas pasadas consideraba que la protección ambiental resultaba excesivamente cara y que frenaba el desarrollo industrial. La experiencia ha demostrado que no es así, y existen innumerables pruebas que evidencian la compatibilidad del desarrollo con la protección ambiental. Sin duda, ha habido un cambio notable sobre la manera de concebir la protección ambiental.

Antes de los años setenta, los proyectos de desarrollo tales como la construcción de una central hidroeléctrica o un sistema de agua y alcantarillado, proporcionaban análisis económicos y estudios de ingeniería; se justificaba la necesidad de los proyectos y sus costos y beneficios monetarios.

Ahora la sociedad organizada en grupos de presión, exige además un estudio sobre los efectos que los proyectos de desarrollo ejercerán sobre su nivel de vida y ambiente físico, es decir, demandan una Evaluación del Impacto Ambiental.

La EIA es el instrumento formal que ha contribuido a cambiar la mentalidad de los políticos ambientales pues precisamente asegura el desarrollo sostenido, y evita errores y catástrofes que serían costosos de corregir. Actualmente, la gestión ambiental se orienta hacia proyectos que utilizan intensamente la mano de obra local, minimización de desechos y la recuperación y protección de los recursos naturales.

I. Evaluación de Impacto Ambiental:

Existen numerosos ejemplos en donde la ejecución de un proyecto afecta al medio ambiente. Es por ello que se requiere, antes de su realización, conocimientos claros y profundos de las consecuencias positivas o negativas que sobre los componentes de este medio ha de tener la acción proyectada.

La EIA es un estudio realizado para identificar, predecir e interpretar las consecuencias o efectos ambientales que determinadas acciones, planes, programas o proyectos pueden causar a la salud, al bienestar humano y al entorno.

produce alteraciones en el medio que afectan a otros operadores del sistema general.

- Un medio, por ejemplo agua, aire y suelo, etc. Por lo cual se canaliza y transmite el impacto.

- Un receptor que sufre beneficios o daños por las acciones del emisor, que pueden ser personas, sistemas ecológicos, cursos de agua, etc.

a) Etapas de la Evaluación de Impacto Ambiental.- Pueden distinguirse dos etapas que son el estudio de impacto ambiental y la valoración del mismo:

a.1. Estudio de Impacto Ambiental.- En esta etapa se realiza un estudio técnico, de carácter interdisciplinario, con el objeto de predecir los impactos ambientales, sean estos positivos (beneficiarios) o negativos (costos), que pueden derivarse de la ejecución del proyecto.

Estos surgen de comparar, como se dijo, aquellos impactos que ocurren por la realización del proyecto con aquellos que existen si la situación evoluciona normalmente sin tal actuación.

La amplitud y profundidad de este análisis depende tanto de la naturaleza, complejidad y tamaño del proyecto como, también de la naturaleza del medio en que se pretende ubicar. No obstante, en todo caso, el estudio debe tener el rigor y la objetividad necesaria para identificar e interpretar la significación ambiental del proyecto y dar pautas para decidir en consecuencia.

a.2. Valoración del Impacto ambiental.- Los impactos que han sido identificados y medidos en magnitudes heterogéneas en la

etapa anterior se traducen a una unidad homogénea de comparación y se cuantifica en términos monetarios.

El objetivo de esta etapa es permitir la comparación tanto de alternativas diferentes de un mismo proyecto (de localización, tecnología, tamaño y calendario de ejecución) como de distintos proyectos.

La EIA requiere la utilización de mucha información, no siempre disponible. Es por esta razón que en esta etapa, como cuando se calculan indicadores de rentabilidad es necesario realizar un análisis de sensibilidad del resultado de la evaluación con respecto a las variables más importantes.

Generalmente este tipo de análisis se realiza según las siguientes alternativas:

- Se definen tres tipos de escenarios, uno optimista, otro esperado y uno pesimista y se calculan la rentabilidad del proyecto para cada uno ellos.
- Se determina al nivel crítico de la variable que convierte el proyecto en no rentable.

En cualquiera de las dos variantes se logra el objetivo del análisis de sensibilidad que es determinar el efecto que producen los cambios en los valores de las variables, estimadas para el proyecto, sobre la rentabilidad del mismo.

b. Métodos para la evaluación económica de impactos ambientales. Valoración del Impacto Ambiental.

La EIA debe asegurar la inclusión de la totalidad de los beneficios y costos que la realización de un proyecto general, tanto aquellos derivados directamente del mismo como los que afectan los recursos naturales y el bienestar de las personas.

Las técnicas para la valorización de los impactos ambientales que se mencionan a continuación son aquellas cuya utilización

se recomienda actualmente. En este trabajo sólo se explican aquellas que fundamentalmente se utilizan para la evaluación de los impactos ambientales asociados al uso del agua.

2.11.2 Identificación de Impactos Ambientales en el Sector Agua Potable y Saneamiento:

A continuación se presenta un resumen de los impactos ambientales que ocurren relacionados con el sector de saneamiento básico.

Los tres componentes y fundamentales en todo el sistema de agua potable y saneamiento son, sintéticamente, los que se presentan a continuación:

a) Subsistema de captación del agua.

Involucra el aprovisionamiento de agua en la cuenca hídrica, sea este tanto del cuerpo de agua superficial como subterránea.

b) Subsistema de uso del agua:

Abarca el tratamiento del agua cruda y la distribución a los distintos usuarios del recurso.

c) Subsistema de tratamiento y disposición de efluentes.

Toma en consideración el alejamiento, tratamiento y disposición final de los efluentes.

Particularmente en el caso que existan sistemas de alcantarillado, éstos son los que reciben el grueso de los impactos que generan los procesos de contaminación de los sectores usuarios.

A continuación se identifican los principales aspectos ambientales relacionados a cada uno de estos subcomponentes.

1. Características de los Impactos ambientales en las fuentes de agua.

El aprovisionamiento de agua, como se dijo, se realiza en la cuenca hídrica, en cuyo ámbito el hombre realiza distintas actividades que producen impactos o alteraciones en el recurso hídrico tanto de su cantidad como en su calidad, sea porque se demande éste para distintos usos o porque se modifiquen la calidad del mismo.

Por lo tanto, todas estas actividades, dependiendo de su naturaleza y magnitud, se contribuyen en potenciales contaminantes de los recursos hídricos.

A manera de ejemplo se pueden citar los procesos de desertificación, degradación y erosión de suelos que, de alguna manera, producen impactos aguas abajo o las actividades agrícolas que, haciendo uso de fertilizantes y pesticidas, afectan los recursos hídricos aguas abajo o las eventuales áreas de recarga de los acuíferos.

Todas las actividades que ocurran entonces en las cuencas que se ubican las fuentes de agua deben de alguna manera ser incorporadas como elementos del sistema que necesitan un manejo a fin de asegurar la sustentabilidad de las mismas.

2. Caracterización de los impactos ambientales en el área de uso del agua:

El subcomponente en donde se realiza el uso del agua, con todos los procesos de contaminación y degradación asociados, es el sector más complicado en cuanto a la cantidad de

impactos cruzados e interacciones entre los distintos operadores radicados en el Subsistema.

En general, los principales impactos que ocurren relacionados al uso del agua son aquellos que, por su déficit o carencia o por falta de un adecuado proceso de potabilización, generan enfermedades hídricas, reducen la calidad de vida de los pobladores y afectan directamente aquellos aspectos que hacen al confort.

Estas situaciones se agravan en la medida que los asentamientos urbanos aumentan en magnitud y complejidad y en donde las actividades industriales se diversifican ampliando el aspecto de agentes contaminantes.

3. Aspectos Ambientales relevantes en el tratamiento y disposición de las aguas residuales.

Si no existen sistemas de alcantarillados y la disposición de los efluentes urbanos se realiza vía tanques sépticos, letrinas, etc., la naturaleza y magnitud de los impactos ambientales dependen tanto de las condiciones de comportamiento hidráulico de los mismos como de las características de los sistemas geológicos.

Sintéticamente:

- a. Si los sistemas geológicos son permeables y los pozos (tanque séptico, letrinas, etc.). Se comporta bien, la existencia de éstos presenta tanto:

Ventajas:

- Entre las que podemos citar que inducen a un uso racional del agua, en la medida que los usuarios consumen menos agua que en caso de disponer de un sistema de alcantarillado.

Desventajas:

- Entre las que, a manera de ejemplo, podemos nombrar los eventuales impactos ambientales negativos si se producen descargas en acuíferos que son utilizados como fuente de aprovisionamiento de agua potable; en donde se pueden producir elevaciones en los contenidos de nitritos y nitratos y la eventual presencia de flora bacteriana.

- b.** Si los pozos son de mal comportamiento, en la medida que el nivel freático sea alto, existen considerables impactos ambientales negativos que se traducen en mayores costos por contaminación de las aguas subterráneas, discomfort en los usuarios, problemas asociados al derrame de aguas de lavado y otras aguas servidas en las acequias o cauces urbanos, etc.

La existencia de alcantarillas elimina todas las externalidades o impactos ambientales que ocurren en el área urbana, trasladando el problema al lugar donde se realiza la disposición final de los efluentes cloacales, sea ésta en terreno o en cursos de agua.

La multiplicidad de estos impactos dependerá tanto de la existencia y características del tratamiento de los líquidos como de las condiciones del lugar en donde se disponen los mismos.

Al respecto podemos identificar, esquemáticamente, dos situaciones:

- a)** Si la disposición final de los efluentes cloacales se realiza en los cursos de agua, sean éstos naturales o cauces de riego, esta puede realizarse luego de un tratamiento de los mismos que sea:

- a.1)** Inadecuado, o en el peor de los casos, no existiera. En este caso se contaminó cauces hídricos trasladando el problema aguas abajo con distintos impactos ambientales.
- a.2)** Adecuado, produciéndose, en cierta magnitud, una amortiguación de los impactos aguas abajo.
- b)** Si la disposición final de los líquidos evacuados se realiza en terreno y:
- b.1)** No se realiza un adecuado tratamiento previo de los mismos, existen, a manera de ejemplo, los siguientes impactos.
- Drástica reducción de la calidad de vida de los pobladores del lugar.
 - Aparición o mayor incidencia de enfermedades de naturaleza hídrica en residentes.
 - Si existen actividades productivas con riego, se producen una difusión o efecto multiplicador de las enfermedades que se realiza vía la contaminación de productos agrícolas trasladados y vendidos en centros de consumo.
- b.2)** Existe un buen tratamiento de los líquidos cloacales, los impactos ambientales negativos disminuyen notablemente a la vez que se realiza un aprovechamiento eficiente del recurso hídrico, el que no siempre es abundante en numerosas zonas del país.

Cabe destacar que la O.M.S., ha publicado directrices sanitarias para el uso seguro de los efluentes en riego. En este sentido presenta modelos alternativos para integrar las diferentes medidas recomendadas que son:

- El tratamiento de las aguas residuales
- La selección de los cultivos
- Métodos de riego; y
- El control de la exposición humana

No obstante lo antedicho, existe también algunos beneficios asociados a la utilización o rehuso en tierra de los efluentes sin tratar. En general, en la medida que los efluentes urbanos tienen fundamentalmente materia orgánica, esta actúa como fertilizadora de suelos, lo que genera un beneficio económico adicional al producir aumentos en la productividad.

Así mismo, si los efluentes son utilizados para recuperar suelos salinos o mejorar la calidad de los suelos de baja productividad vía el cultivo de leguminosas (alfalfa por ejemplo) se produce, además del beneficio económico del forraje, un enriquecimiento del suelo en materia orgánica y básicamente en nitrógeno, lo que produce un aumento en la productividad.

.11.3 Evaluación de los Impactos Ambientales:

Los distintos impactos que se han identificado en las secciones precedentes pueden ser evaluados utilizando las técnicas o enfoques que a continuación se indican:

- Enfoques de cambio de productividad.
- Cambios en el valor de la propiedad
- Costos de oportunidad
- Costo de Reemplazo
- Costo hospitalario
- Pérdidas de productividad por enfermedades

- Valuación contingente

A continuación se analizan estas técnicas con más detalle:

a.- Cambios en la productividad.

La realización de un proyecto puede generar cambios en el nivel de producción y, consecuentemente, afectar la productividad (sea tanto en forma positiva como negativa).

Estos cambios físicos ocurridos en el nivel de producción pueden valorarse:

- Utilizando precios de mercado, si éste existe para el producto analizado; utilizando precios sombras (precios de mercado correctamente modificados) si estos se encuentran distorsionados.

- Utilizando precios de mercado de productos semejantes, si no existe mercado o si no es posible usar precios sombra.

b.- Pérdidas de ganancias o ingresos

La ejecución de un proyecto puede provocar cambios en la calidad del medio ambiente que tengan efectos importantes para la salud del hombre.

Con este enfoque, similar al anterior ya, que se valorizan cambios en la productividad, se cuantifican en términos monetarios los cambios en la productividad humana debido a los impactos ambientales. Estos cambios se valorizan considerando las ganancias perdidas o el valor de los ingresos no gozados debido a enfermedades, ausentismo, muerte prematura, etc.

Esta técnica conocido también como el enfoque de capital humano de ganancias perdidas, crea grandes problemas éticos cuando se las aplica a la misma vida humana.

c.- Costo de oportunidad.

Este enfoque estima el costo de usar recursos para la conservación de bienes ambientales mediante ingresos perdidos por otros usos alternativos del recurso.

Es decir, en vez de intentar medir directamente los beneficios obtenidos por preservar el recurso, se valora lo que se deja de hacer en beneficio de la preservación.

De este modo, en muchas ocasiones en las que el costo de oportunidad de preservar es bajo, se decide conservar el recurso en su forma natural.

d.- Costos de reemplazo

Esta técnica se basa en el supuesto que los costos incurridos al reemplazar los activos producidos dañados por el proyecto puedan ser medidos. Estos costos pueden ser interpretados como una estimación de los beneficios que se generan al evitar que el daño se produzca.

Cabe aclarar que este costo estimado, no es la medida del beneficio que se obtiene si se evitan los daños porque los costos del deterioro pueden ser más altos o más bajos de reposición; sin embargo, constituye una técnica apropiada.

En general, el enfoque de costo de reemplazo puede ser más útil cuando un cierto efecto sobre el medio ambiente induce a que se destine dinero a reemplazar un activo físico. Cuando el activo es una ruta, un dique o un puente, la técnica es directa. Cuando se trata del suelo, del agua o de la vida acuática, su aplicación es igual pero los problemas de medición son mayores.

e.- Relocalización de costos.

Esta es una variación de la técnica de costo de reemplazo. En ella se usan los costos reales de relocalizar una instalación física debido a los cambios en la calidad del medio ambiente para evaluar los beneficios potenciales (y costos asociados) de evitar el daño ambiental.

f.- Enfoque del valor de la propiedad.

Este enfoque también llamado la técnica del precio hedonista, se basa en el supuesto que los compradores de propiedades revelarán su actitud hacia una cantidad de atributos (algunos estructurales, otros ambientales y otros estéticos) mediante su disposición al pago.

Esto se observa ya que si los atributos ambientales no tuviese precio el valor de una propiedad sería igual a sus costos de construcción más un adicional adecuado. Pero, en realidad, los precios de las casas reflejan una amplia gama de atributos, algunos de los cuales son solo físicos, mientras que otros tienen que ver con la calidad del medio ambiente.

El enfoque del valor de la propiedad determina los precios implícitos de las características específicas de los bienes. Al utilizarlo para los aspectos ambientales, su propósito es el de fijar un valor sobre los mejoramientos o deterioros en la calidad del medio ambiente.

g.- Valuación contingente

En ausencia de la información de mercado con respecto a las preferencias de la gente, el método de valuación contingente trata de identificarlas, haciendo preguntas directas acerca de la disposición a pagar; esto se implementa mediante encuestas por muestreo probabilístico.

Según este enfoque, cada participante debe evaluar una situación hipotética y expresar su disposición a pagar por un beneficio o a recibir una compensación por tolerar el costo por un cierto cambio en el nivel de provisión del bien.

La elección de las técnicas más apropiadas para cada caso particular depende de la naturaleza del problema, de la disponibilidad de información y de las restricciones presupuestarias para realizar la evaluación.

Por ejemplo, para muchos casos tales como recreación, bellezas panorámicas, servicios de alcantarillado, etc.; se recomienda la utilización de la técnica de valuación contingente.

No obstante, esta alternativa tiene altos costos y mucho requerimiento de tiempo lo que induce a buscar alternativas de evaluación que la sustituyan.

2.11.4 EVALUACION DEL IMPACTO AMBIENTAL PARA EL SISTEMA DE ALCANTARILLADO PROYECTADO DE LA CIUDAD DE PACCHA:

Con el objeto de realizar una aplicación a un caso concreto de la metodología de EIA para proyectos del sector de Agua Potable y Saneamiento anteriormente descrita, hemos realizado un análisis superficial del EIA para el proyecto de recolección, tratamiento y disposición final en tierra de los efluentes domésticos de la ciudad de Paccha.

Tenemos que indicar que en este acápite no se realiza una EIA, detallado y completo, debido a la complejidad y amplitud que requiere el mismo y que bien puede ser considerado como tema de tesis muy aparte del que se está realizando.

En tal sentido queremos recalcar que para los diferentes análisis de costo sé a recurrido a valores estimados para obras de características similares tanto en caudal como calidad del afluente y efluente tratado, y que se indicará conforme se desarrollo el tema.

En este análisis se definen e identifican los impactos ambientales que la ejecución del proyecto genera; a la vez que se analiza su magnitud e importancia. Es decir, se estudian los efectos comparando los impactos derivados de la realización del proyecto versus los que surgen por no llevarlo a cabo.

I. Situación Actual.

La ciudad de Paccha se encuentra ubicada en el distrito del mismo nombre, provincia de Chota, departamento de Cajamarca.

El sistema de alcantarillado presenta una cobertura del 52% de la población total lo cual obliga a las personas que no cuentan con este servicio a emplear letrinas, pozos o en el peor de los casos arrojar directamente los desperdicios a las acequias o vía pública. El problema se agrava mas aún por:

- La antigüedad de una parte importante de los colectores los que requieren ser renovados.
- El total de las descargas se efectúa sin previo tratamiento por una quebrada, siendo el principal problema, ya que se encuentra frente al colegio Ramón Castilla, las descargas que se efectúan en ese lugar origina la presencia de agua estancadas, depósitos de materia de descomposición, suciedad y barro, que son un peligro para la salud de las personas que habitan cerca a ese punto de descarga.

De este modo puede comprobarse la imperiosa necesidad, de contar con la mayor brevedad de un sistema de evacuación y tratamiento de las aguas residuales para la ciudad de Paccha.

II. Metodología

La EIA se realiza en las siguientes etapas:

- 1.- Se identifican las posibles alternativas de tratamiento de efluentes y de disposición final en tierra asociados a las mismas. Así mismo, se determinan los costos de cada una de las posibles soluciones.
- 2.- Se identifican y se cuantifican en términos monetarios los beneficios del proyecto.

Con respecto a los beneficios valorizables, existen varios métodos, ya explicados que pueden aplicarse al proyecto de alcantarillado de la ciudad de Paccha.

En este trabajo se utiliza el incremento en el valor de la propiedad ya que el mayor valor de una vivienda que dispone de conexión a la red pública sería una aproximación a los beneficios del proyecto.

Otros beneficios, difíciles de cuantificar y más aún de valorar, se describen cualitativamente.

- 3.- Se efectúa la evaluación comparando, la actualización mediante, los costos con los beneficios que el proyecto genera. Se considera un horizonte de evaluación de 20 años .

III. Desarrollo.

El trabajo consta fundamentalmente de 4 etapas:

1. Proyección de la población
2. Soluciones identificadas
3. Estimación de los costos del proyecto.
4. Identificación y estimación de los costos.

1. Proyección de la Población

Las proyecciones de población constituyen un elemento importante para la evaluación económica de un proyecto, sea este de cualquier índole, ya que precisan con mayor detalle las futuras demandas de bienes y servicios.

En el capítulo III, se detalla un mayor análisis del cálculo poblacional para la ciudad de Paccha. De acuerdo a este análisis hemos considerado como ecuación característica del crecimiento poblacional la curva dada por el método aritmético.

2. Soluciones Identificadas

La ciudad de Paccha se encuentra a 1 Km. del río Llaucano, su pendiente es muy pronunciada por lo que la disposición final adecuada es el suelo. En el lugar de proyecto de lagunas es casi árida, tan solo se cultiva con agua de lluvias, La forma optima de disponer del efluente tratado es mediante su aprovechamiento para el riego.

Sin embargo si las aguas tratadas no se manejan bien pueden ocasionar riesgos sanitarios, por ello el enfoque actual difundido por la OMS, requiere de un criterio bien integrado que minimice los riesgos para la salud y que compatibilice el tratamiento de las aguas residuales, El control de la exposición humana y el fomento de medidas higiénicas.

Dentro de este marco, en este estudio se evalúan aquellas alternativas que brindan protección para la salud pública, de acuerdo a las recomendaciones de la OMS.

Las alternativas evaluadas son las siguientes:

1.- cambio de tuberías de colectores y emisores.

Consiste en cambiar las tuberías de concreto de alcantarillas existentes tanto de los colectores como de los colectores por encontrarse en mal estado, debido a que las tuberías de concreto no tendrán un buen funcionamiento por que el terreno de la zona es muy accidentado y tiene pendientes muy fuertes.

2. - Lagunas de estabilización.

Con este tipo de lagunas se estaría tratando el agua para riego de cultivos con restricciones., el cual consiste en un tratamiento con un tiempo de retención del agua residual, eficiente para eliminar los nematodos (huevos de elminto).

3. Estimación de los costos del proyecto

Se observa que las soluciones planteadas tienen los siguientes componentes:

- Alejamiento de los efluentes.
- Tratamiento de los mismos, y
- Disposición final en tierras asociado a la alternativa de tratamiento seleccionada.

A continuación se estiman los costos correspondientes.

El valor actual de los costos de este subcomponente del proyecto lo hemos calculado en soles, siendo S/. 1'109,274.99 de acuerdo a nuestro análisis de costo.

3.1. Recolección y alejamiento de efluentes.

A efectos de desarrollarse este proyecto habrá que realizar una serie de obras, tales como:

- Cambiar en su totalidad la tubería existente y reemplazarla por tubería PVC.
- Ampliar la cobertura del servicio mediante instalación de tuberías en zonas que aun no cuenten con redes de alcantarillado
- Construir el interceptor y emisor que llevara los desagües hacia la planta de tratamiento.

3.2. Tratamiento de desagües.

Mientras se desarrolla la construcción de los colectores, habrá que construir la planta de tratamiento de desagües, que en cualquiera de sus alternativas, ha sido proyectada para una población servida en el año 2019 de 1807 habitantes. y siendo su precio de ejecución de S/.117,809.43 de acuerdo a nuestro análisis de costo.

3.3. Disposición final en terreno

Los costos correspondientes a este subcomponente del proyecto pueden desagregarse en los siguientes rubros:

- a. Implantación y explotación de los cultivos en el área de rehuso
- b. Terreno y sistemas de riego.

No se ha considerado el uso de lagunas de almacenamiento del efluente tratado ya que la descarga se realizara a una acequia para ser aprovechada en el riego de cultivos o en caso de no necesitarse serán conducidos al río Llaucano.

- c. Control sanitario periódico del rehuso del efluente:

Es necesario incluir estos costos en este tipo de análisis para asegurar la protección de la salud de la población y la correcta utilización y rehuso de las aguas negras tratadas.

Para controlar la protección del trabajador rural es necesaria la presencia de un inspector que realice una visita cada 15 días como mínimo (aumentando la frecuencia en periodos de siembra y cosecha).

4. Identificación de los beneficios del proyecto:

Los beneficios identificados se derivan de las siguientes acciones:

- a.- alejamiento y tratamiento de los líquidos cloacales
- b.- disposición final en tierra de los efluentes tratados.

4.1. Alejamiento y tratamiento

Los beneficios son:

- a.- disminución o desaparición de riesgos en la salud, eliminación de los olores y suciedad, disminución de la actual

proliferación de insectos; por lo que obtendremos mayor satisfacción estética, confort y, en general una calidad de vida superior.

b.- Ahorro de asistencia medica, por la reducción de enfermedades de origen hídrico.

c.- Ahorro en mano de obra, en la limpieza de la acequia a la cual descargan los colectores.

d.- Recuperación del suelo por los cultivos regados con aguas residuales tratadas.

CAPITULO III

ESTIMACION DE LA POBLACION DE DISEÑO

3.0.0 PERIODO DE DISEÑO

Un factor importante para el diseño de un proyecto de abastecimiento de agua es la determinación de la población futura, debido a que esta interviene en la fijación de los caudales de diseño. Todo proyecto debe estar condicionado básicamente en lo que respecta al tiempo por el número de usuarios que se beneficiarían con este proyecto y por el periodo de vida de los materiales que componen las instalaciones.

Su determinación no es fácil por la intervención de muchos factores tales como sociales, económicos, geográficos, políticos, culturales, etc. Se denomina periodo de diseño al tiempo durante el cual, los elementos que constituyen el proyecto cumplen en forma eficiente y satisfactoria la finalidad para el cual han sido diseñados o proyectados.

Al final de este periodo de diseño se deberán efectuar ampliaciones, nuevos estudios o mejoras según la realidad del momento.

3.1.0 CRITERIOS PARA FIJAR EL PERIODO DE DISEÑO

Existen dos criterios para fijar el periodo de diseño:

3.1.1 Criterio Tiempo- población: de acuerdo a este criterio se deberá fijar primero el periodo de diseño y después calcular la población futura al término de dicho periodo.

3.1.2 Criterio Población - tiempo: Según este criterio, primero se asume una población y luego se calcula el tiempo en que dicha

población será real; la aplicación de este criterio es para ciudades muy grandes y de gran desarrollo. Para la elaboración del presente proyecto adoptamos el criterio Tiempo - población.

3.2.0 FACTORES DETERMINANTES PARA EL PERIODO DE DISEÑO

Existen factores que condicionan de un modo muy importante la fijación del periodo de diseño, los más importantes son:

3.2.1 Características de la población.

Conociendo la forma de crecimiento de la población así como la forma posible de expansión urbana podemos deducir si se requiere de un periodo de diseño corto o largo. De acuerdo a la población futura a servir.

Los periodos de diseño cortos (10 a 20 años) son para ciudades jóvenes, en desarrollo y con posibilidad de un crecimiento rápido en cuanto a población y superficie.

Por el contrario los periodos de diseño largos (30 años o más) son para ciudades que no tengan posibilidades de un crecimiento de población y extensión urbana considerable, ciudades que prácticamente han llegado a la saturación.

El reglamento Nacional de construcciones establece periodos de diseño de las etapas constructivas para diferentes valores de población.

POBLACION

PERIODO DE DISEÑO

De 2,000 a habitantes

15 años 20,000

De 2,000 a mas habitantes

10 años

3.2.2 Vida útil de los materiales a usar.

El periodo de diseño será supeditado a este factor puesto que todo sistema diseñado no será efectivo por un tiempo largo, si los materiales a usar no tienen el tiempo de vida útil requerido. Se consideran a continuación periodos de vida útil para algunos materiales, siempre y cuando se efectúe un buen servicio de mantenimiento.

Tubería de presión y accesorios:	30 años
Tubería de alcantarillado y acueducto:	30 años
Medidores:	10 años
Maquinaria y equipo:	10 años

3.2.3 Posibilidades de expansión de las instalaciones.

Los periodos de diseño podrán ser mayores si existe la posibilidad de ampliación del sistema, llegado el momento de utilización de su máxima capacidad.

Deberá tenerse en cuenta las nuevas urbanizaciones y las áreas de expansión futura, teniendo presente el crecimiento de la población; la existencia de un plan regulador facilita esta labor.

3.2.4 Factor económico.

Este aspecto es muy importante puesto que determina la magnitud del proyecto. La disponibilidad de recursos económicos nos podrá dar un periodo de diseño a corto, mediano ó largo plazo. Para este caso hay que tener presente los fondos disponibles y la tasa de interés vigente.

El periodo de pago del préstamo influirá poderosamente en el periodo de diseño.

Si el préstamo es a 15 años, el periodo de diseño debe ser echo a 15 años, si el préstamo es a 20 años, el periodo de diseño deberá ser echo a 20 años.

Un sistema de saneamiento debe financiarse de tal manera que cada generación soporte su parte del costo hasta donde sea posible.

3.3.0 FIJACION DEL PERIODO DE DISEÑO

Teniendo en consideración que la localidad de Paccha es un centro poblado pequeño y atendiendo a los factores descritos en el acápite anterior, principalmente a los de orden económico, fijamos el periodo de diseño en 20 años.

3.4.0 CALCULO DE LA POBLACION FUTURA

El diseño de la instalación de la red de desagüe debe hacerse sobre la base de la cantidad de habitantes que tendrá un centro poblado en un futuro cercano (10,20,30 años). Para conocer esta población futura se toma como referencia los datos de los censos de población dentro de ciertas circunstancias es similar a determinadas funciones matemáticas, las que se basan fundamentalmente en estos datos censales.

Si efectuamos cualquier calculo matemático o gráfico para determinar la población futura, el resultado es por naturaleza hipotético y en cuanto a su valor como factor pronostico se torna por regla general bastante discutible. El proyectista tiene a su disposición diversos métodos que le permiten conocer el tamaño de la población futura.

Como cada método dará un resultado diferente, será función del proyectista, en base a la comparación de las curvas encontradas y al conocimiento de las características del centro poblado en estudio. Discernir cual es la curva que más se ajusta a un pronostico adecuado.

3.4.1 Métodos de calculo

Existen dos métodos para hallar la población futura.

A) Métodos Gráficos.

B) Métodos Matemáticos

A) Métodos Gráficos: Los métodos gráficos son poco precisos porque solo consideran datos ya superados por la población y no tienen en cuenta ningún otro factor. Son utilizados en estudios preliminares.

a.1 Método de la Tendencia.

Este método utiliza los datos de un mínimo de dos censos, los cuales se grafican colocando las fechas de los censos en el eje de abscisas y las poblaciones en el eje de las ordenadas, para las poblaciones futuras basta prolongar la curva que se obtenga al unir los puntos graficados. Es un método impreciso. (Ver gráfico N° 3.1)

a.2 Método Comparativo.

Este método considera que la población crecerá en forma parecida a otras ciudades que tienen alguna similitud con ella y que han pasado en una etapa anterior, por la situación actual de la primera, se utiliza cuando se tiene datos para graficar la curva de tendencia.

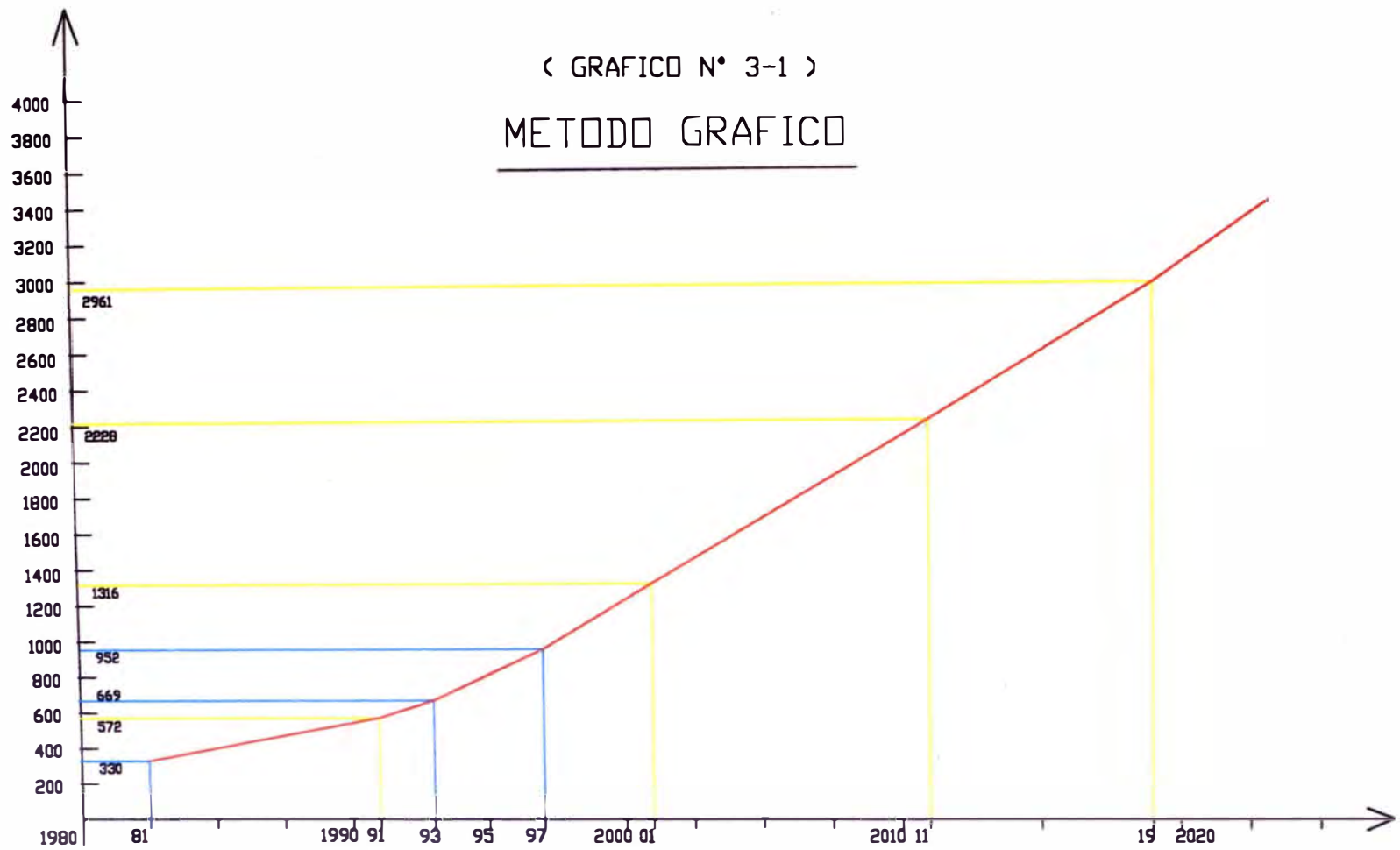
B) Métodos Matemáticos:

Son métodos que se basan en formulas, y son los siguientes:

b1) MÉTODO ARITMÉTICO.

Consiste en añadir a la población existente el mismo numero de habitantes por cada futuro periodo, se aplica a las poblaciones que crecen lentamente como las poblaciones rurales.

(GRAFICO N° 3-1)
METODO GRAFICO



NOMENCLATURA	LEYENDA
— (blue line)	POBLACION CONOCIDA (CENSOS)
— (yellow line)	POBLACION PROYECTADA (MET. GRAF.)

Gráficamente este crecimiento se representa por una línea recta. La expresión es la siguiente:

$$P_f = P_i + r \times t$$

donde :

P_f = Población futura.

P_i = Población actual

r = Razón de crecimiento

t = No de años, tiempo comprendido entre t_1 y t_2 , se da en años.

Despejando : $r = \frac{P_f - P_i}{t}$

Con los datos del censo y el tiempo transcurrido entre cada censo, hallamos los valores de "r" para los años censados y formamos el siguiente cuadro:

CENSO	POBLAC. (habit.)	T (años)	$P_f - P_i$	$R = (P_f - P_i) / t$
1981	330	-	-	
1993	669	12	339	28.25
1997	952	4	283	70.75

El valor promedio de la razón será (r_p)

$$r_p = (r_1 \times t_1 + r_2 \times t_2) / (t_1 + t_2)$$

$$r_p = (28.25 \times 12 + 70.75 \times 4) / (12 + 4)$$

$$r_p = 38.875$$

Reemplazando en:

$$P_f = P_i + rxt$$

$$P(2017) = 1730 \text{ hab.}$$

$$P(2019) = 1807 \text{ hab.}$$

b2) MÉTODO DE INTERÉS SIMPLE.

Este método considera que el crecimiento de una población es similar al de un capital impuesto a interés simple. El resultado que se obtiene aplicando este método de valores intermedios entre el método aritmético y el geométrico y es aplicable para ciudades con crecimiento normal.

Esta expresado por la siguiente formula:

$$P_f = P_i \times (1 + r \times t)$$

Donde :

P_f = Población Futura

P_i = Población actual (ultimo dato censal)

r = Razón de crecimiento

t = No de Años entre t_f y t_i .

Despejando r de la formula se tiene:

$$r = \frac{(P_f - P_i)}{P_i \times t}$$

AÑO	POBLAC. (HABIT.)	T (AÑOS)	PF - PI	PI X T	R= (PF-PI)/ PI X T
1981	330	-	-	-	-
1993	669	12	339	3960	0.0856
1997	952	4	283	8028	0.0352

El valor promedio de r será:

$$r_p = \frac{r_1 \times t_1 + r_2 \times t_2 + r_3 \times t_3}{t_1 + t_2 + t_3}$$

$$r_p = 0.073$$

$$P(2017) = 952 \times (1 + 0.073 \times 20) = 2342 \text{ hab.}$$

$$P(2019) = 2481 \text{ hab.}$$

b3) METODO GEOMETRICO O DE INTERES COMPUESTO

Este método es aplicable para poblaciones en pleno desarrollo, se asume que el crecimiento de una población es análogo al de un capital sometido a interés compuesto.

Su formula es:

$$Pf = Pi(1 + r)^t$$

Donde.

Pf = Población futura

Pi = Población actual

R = Razón de crecimiento

T = tiempo en décadas

De la relación se tiene:

$$r = ((Pf/Pi)^{(1/t)}) - 1$$

CENSO	POBLAC. (habit.)	T (años)	$(Pf/Pi)^{(1/t)}$	$R=(Pf-Pi)/t$
1981	330	0	-	-
1993	669	1.2	2.3350	1.3350
1997	952	0.4	1.1515	0.1515

El valor promedio de "r" será:

$$r = (r1^{t1}) \times (r2^{t2})^{(1/(t1+t2))}$$

Reemplazando valores en la fórmula anterior:

$$r = 0.5204$$

Luego :

$$P(2017) = 952 \times (1 + 0.5204)^2$$

$$P(2017) = 2201 \text{ hab.}$$

$$P(2019) = 2393 \text{ hab.}$$

b4) METODO DE LOS INCREMENTOS VARIABLES.- En este método es recomendable tener cuatro datos censales, con fechas igualmente espaciadas.

En nuestro caso los censos habidos en el Perú no han sido equidistantes, y no tenemos cuatro datos censales entre décadas por lo que no aplicaremos este método para el diseño.

La fórmula es:

$$P_f = P_o + m \times (1p) + m(m+1) \times (2p)$$

Donde :

P_f = Población futura.

P_o = Población del último dato censal

m = No. de intervalos en décadas entre P_f y P_o

$1p$ = Promedio del 1er. incremento.

$2p$ = Promedio del 2do. incremento.

b5) METODO DE LA PARABOLA DE SEGUNDO GRADO.- Este método considera que la población crece siguiendo la ecuación de una parábola de segundo grado, cuya expresión general es:

$$y = Ax^2 + Bx + C$$

$$\text{ó } Pf = At^2 + Bt + C$$

donde :

Pf = Población futura

t = Tiempo en años

A, B, C = Constantes de la ecuación de la parábola.

Considerando los tres últimos datos censales:

AÑO	POBLAC.	INTERV.	T ²
1981	330	0	0
1993	669	12	144
1997	952	4	256

La ecuación $Pf = At^2 + Bt + C$ esta referida a un sistema de ejes coordenadas cuyo origen es la población "C", conocido.

Los valores de A y B se determinan dando valores censales.

Por lo tanto, reemplazando valores se tiene:

$$\begin{aligned} 330 &= A(0) + B(0) + C \\ 669 &= A(144) + B(12) + C \\ 952 &= A(256) + B(16) + C \end{aligned}$$

resolviendo :

$$A = 2.6563$$

$$B = -3.625$$

$$C = 330$$

Así se tiene que:

$$Pf = (2.6563)t^2 - (3.625)t + (330)$$

$$P(1997) = 2.6563x(16^2) - 3.625x(16) + 330$$

$$P(1997) = 953 \text{ hab.}$$

$$P(2017) = 2.6563x(36^2) - 3.625x(36) + 330$$

$$P(2017) = 3642 \text{ hab.}$$

$$P(2019) = 4028 \text{ hab.}$$

b6) METODO LOGISTICO O BRASILERO.-

Este método se basa en la teoría de P.F. Verhulst , su ecuación ha sido simplificada por J.C.diaz de Noraes.

Se basa en que la población crece hasta un limite superior, llamado población de saturación.

Este crecimiento de la población va a llegar a un grado de saturación, y la curva de crecimiento vs años. Se volverá asintotica el eje de abscisas, representando un crecimiento de la población de tipo vegetativo.

La ecuación es la siguiente:

$$P = (k)/(1+ e^{(a+bt)})$$

Donde :

P = población final

K = población de saturación

b = razón de crecimiento de la población

a = valor de inflexión en la curva

t = tiempo en décadas

$$k = \frac{2 \times P_0 \times P_1 \times P_2 - (P_1^2) \times (P_0 + P_2)}{P_0 \times P_2 - P_1^2}$$

$$a = \frac{\ln(k - P_0)}{P_0} = (1/0.4343) \times \text{Log}((k - P_0)/P_0)$$

$$b = \frac{(1/d) \times \ln(P_0(k - P_1))}{(k - P_0)} = \frac{(1/0.4343 \times d) \times \text{Log}(P_0(k - P_1))}{(k - P_0)}$$

d = en años de periodos censales

Para la aplicación de la formula debe verificarse:

Si $P_0 \times P_2 < P_1^2$ entonces $\frac{P_0 + P_2}{2} > P_1$

Si $P_0 \times P_2 > P_1^2$ entonces $\frac{P_0 + P_2}{2} < P_1$

Es aplicable a poblaciones cercanas a su saturación:

Este método matemático no podremos aplicar para nuestro caso, ya que no contamos con datos censales que abarquen tres décadas.

b7) METODO RACIONAL.- Este método es uno de los lógicos para el calculo poblacional y tiene una buena aproximación, para la determinación de la población futura esto debido a que considera dos factores importantes: Crecimiento vegetativo y movimiento migratorio.

Se llama crecimiento vegetativo a la diferencia entre el número de nacimientos y defunciones por año. Este factor está influenciado generalmente por las condiciones sanitarias de la población y las mayores posibilidades económicas.

El movimiento migratorio puede ser:

Emigración.- cuando el habitante sale de un pueblo para fijarse en otro.

Inmigración.- cuando el habitante llega a un pueblo para fijarse en él.

Las causas de los fenómenos mencionados pueden ser económicas, sociales, políticas, etc.

Este método matemático no podremos aplicar para nuestro caso, ya que no contamos con datos censales necesarios de nacimientos y defunciones del Distrito.

CUADRO FINAL DE POBLACION

El resumen de los resultados de las proyecciones poblacionales para el año 2017, son las siguientes:

METODO	POBLACION FUTURA AÑO (2019)
GRAFICO	2,820
ARITMETICO	1,807
INTERES SIMPLE	2,481
GEOMETRICO	2,393
PARABOLA	4,028

CONCLUSION:

Todos los métodos analizados dan resultados matemáticamente reales y solo sirven para estudiar las probables tendencias de crecimiento de la población, debido a que no consideran fenómenos de carácter socioeconómicos, políticos, geográficos, etc. Estos aspectos varían de una ciudad a otra.

Ver gráfico No 3-2

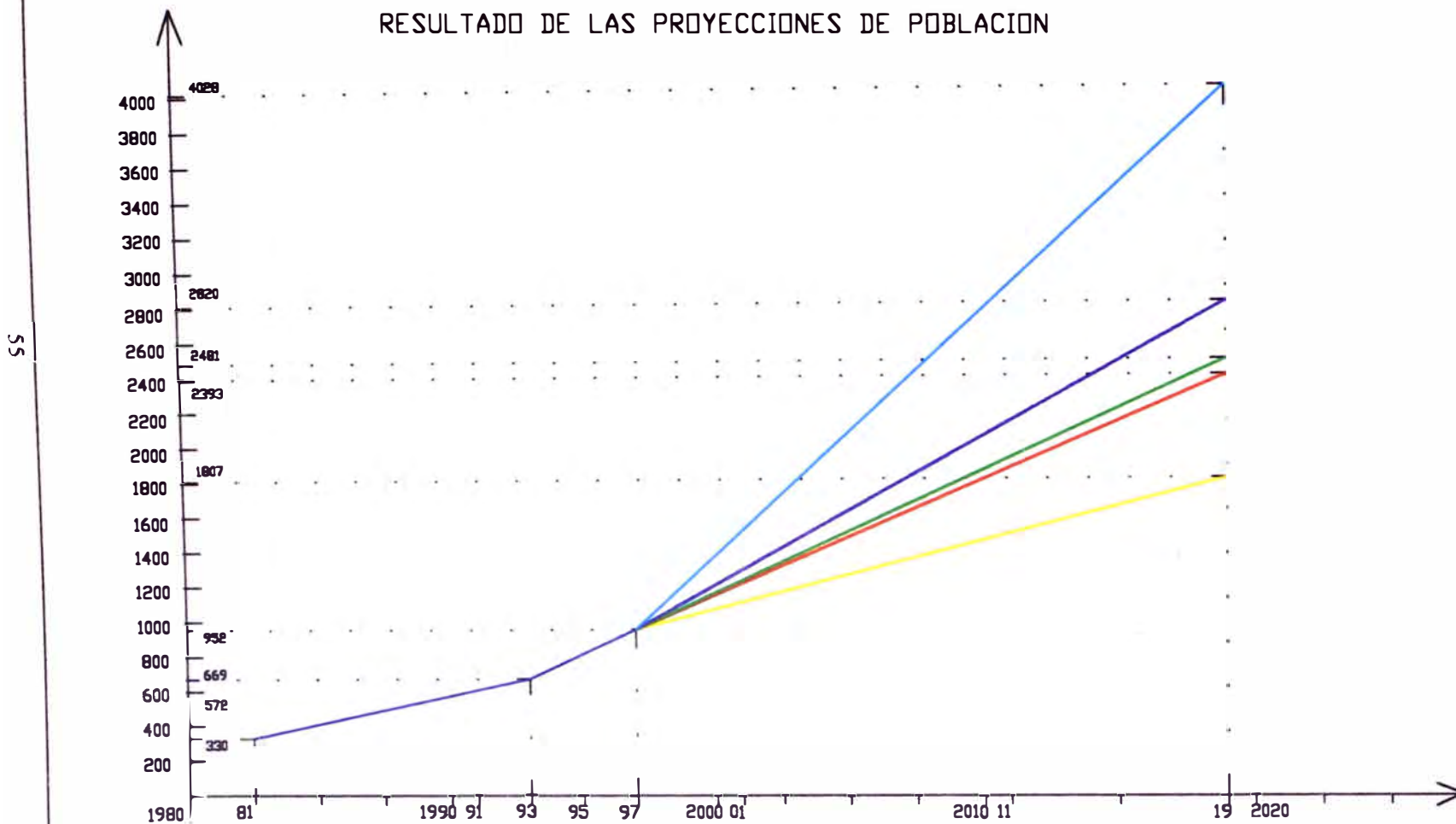
El centro urbano de Paccha por su ubicación es favorable para su desarrollo económico como social ya que cuenta con carreteras que conectan con otros distritos de mayor importancia como son: Bambamarca, Chota, etc.

El distrito es de tipo rural por lo que su desarrollo será normal por lo que adoptamos para él calculo el método Aritmético.

Población Futura = 1807 Hab.

(GRAFICO N° 3-2)

RESULTADO DE LAS PROYECCIONES DE POBLACION



NOMENCLATURA	METODOS	
—	GRAFICO	2820
—	ARITMETICO	1807
—	INTERES SIMPLE	2481
—	GEOMETRICO	2393
—	PARABOLICO	4028

CAPITULO IV

DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

4.0.0 GENERALIDADES

El sistema de alcantarillado debe proyectarse de manera que sirva a cada edificio construido en cada calle y que permita la expansión futura a un costo razonable. Para ello es necesario contar con planos topográficos a una escala conveniente de la localidad y de su zona de expansión futura. Se debe buscar que el sistema trabaje por gravedad.

4.1.0 TIPO DE SISTEMA UTILIZADO

Una alcantarilla es un conducto a través del cual fluye las aguas negras, el agua pluvial u otros desechos. El alcantarillado es un sistema de alcantarillas. Este sistema incluye todas las alcantarillas entre los extremos de los sistemas de drenaje de los edificios y las plantas de tratamiento de aguas negras u otros puntos de disposición.

Existen dos tipos de sistemas de alcantarillado. Estos son:

a) Sistemas unitarios o separados: Están diseñados para un solo propósito, estos son:

a.1 Sistema de alcantarillado domestico o sanitario: Llevan principalmente residuos domésticos. Pueden recibir también algunos desechos industriales; pero no están diseñadas para las aguas pluviales o las aguas subterráneas.

a.2 Sistema de alcantarillado pluvial: Se diseñan específicamente para transportar el agua pluvial, el lavado de las calles y otras lagunas superficiales hasta los puntos de disposición.

b) Sistemas combinados o mixto: Se diseñan tanto para las aguas negras como para el agua pluvial. Cuestan menos que las alcantarillas sanitarias y pluviales construidas por separado.

Pero la disposición del flujo puede crear condiciones perjudiciales o peligrosas, o implicar un tratamiento costoso. Un gran flujo de aguas procedente de un temporal, puede hacer imposible un adecuado tratamiento. o aumentar considerablemente el costo. En el caso de la localidad he optado por utilizar el sistema de alcantarillado domestico.

4.2.0 CARACTERISTICAS DE LA RED DE ALCANTARILLADO

La red de alcantarillado de la localidad de Paccha tendrá las siguientes características:

4.2.1. BUZONES O CAMARAS DE INSPECCION

De acuerdo al Reglamento nacional de Construcción en el Capitulo 3- II-VIII-3 debe cumplirse que:

- a) Se instalaran las cámaras de inspección en los encuentros de tuberías, en los cambios de dirección, de diámetros y de pendientes.
- b) La profundidad mínima de las cámaras será de 1.20 m.
- c) El diámetro interior será de 1.20 m.
- d) El espaciamiento máximo entre cámaras de inspección podrá ser hasta de 80 m.
- e) El espaciamiento máximo entre cámaras de inspección de mas de 2.00 m. de profundidad podrán aceptarse tuberías que no lleguen al nivel del fondo, siempre y cuando su cota de llegada sea de 0.50 m. a mas de sobre el fondo de la cámara de inspección.
Para estos casos, cuando la caída sea mayor de 1.00 m. se emplearan dispositivos especiales.
- f) En los cambios de diámetro. Las tuberías en las cámaras de inspección deberán coincidir en la clave cuando el cambio sea a mayor diámetro, y en sus fondos, cuando el cambio sea a menor diámetro.

4.2.2. ALCANTARILLAS

De acuerdo al Reglamento Nacional de Construcciones, en el Capítulo 3-II-VIII-4 debe cumplirse que:

- a)** El alcantarillado se proyectara a una profundidad tal, que asegure satisfacer la más desfavorable de las condiciones siguientes:
- I.-** Un relleno mínimo de 1.00 m sobre la superficie exterior del tubo.
 - II.-** Que permita drenar todos los lotes que dan frente a la calle, considerando que, por lo menos, las 2/3 partes de cada uno de ellos. En profundidad, pueda descargar por gravedad, partiendo de 0.30 m. por debajo del nivel del terreno y con una línea de conexión al sistema de alcantarillado de 15 por 1000 de pendiente mínima.
- b)** Para los casos en que la inclinación del terreno obligue a profundizar demasiado para cumplir con el dispositivo a-II, se permitirá el drenaje para los lotes de la parte baja a través de los lotes vecinos.
- c)** En las calles hasta de 20 mts. de ancho se proyectara una línea de alcantarillado en el eje de la calle.
En las calles de mas de 20 mts. De ancho se proyectara líneas de alcantarillado a cada lado de la calzada, salvo en el caso de que el reducido numero de conexiones prediales justifique una sola tubería.
- d)** En los casos en que no sea posible instalar la línea de alcantarillado en el eje de las calles, se proyectaran en la parte más baja del perfil transversal de las calles a una distancia mínima de un mt. Del borde de la acera y no menor de 2.00 mt. De la línea de propiedad.

- e) Los 300 metros iniciales de la línea de alcantarillado deberán diseñarse con una pendiente mínima de 1%.

4.2.3 TIPO DE TUBERIA

La tubería escogida para el tendido de la red de colectores es de PVC, cuyas especificaciones técnicas son las siguientes:

a) NORMALIZACION

En enero de 1996 el comité técnico permanente de Tubos, válvulas y accesorios de material plástico para el transporte de fluidos, culminó la preparación del proyecto de norma nacional (Base ISO) de la tubería PVC para uso en obras de alcantarillado.

La normalización establece las características dimensionales y de resistencia para satisfacer diversas exigencias de uso práctico.

b) NORMAS NACIONALES

NPT ISO 4435-1: Tubos de policloruro de vinilo no plastificado (PVC-U) para sistemas de drenaje y alcantarillado – especificaciones.

NPT ISO 4435-2: Conexiones de policloruro de vinilo no plastificado (PVC-U) para sistemas de drenaje y alcantarillados-especificaciones.

c) CARACTERISTICAS TECNICAS

Peso Especifico	:	1.42 gr./cm ³
Coefficiente de Fricción	:	n=0.010 (Manning)
Coefficiente de Dilatación	:	0.6-0.8 mm/m/10°C
Coefficiente de Elasticidad	:	30,000 Kg./cm ²

Resistencia a la Tracción :	560 Kg./cm ²
Resistencia a ácidos :	Excelente
Resistencia a álcalis :	Excelente
Resistencia a HSO :	Excelente
Tensión de Diseño :	100Kg/cm ²
Inflamabilidad :	Auto extinguable
Absorción de agua :	4 mg/cm ²

4.2.4 VENTAJAS DE LA TUBERIA PVC

a) RESISTENCIA A LA CORROSION.-

Resistente a la acción corrosiva de fluidos, sean ácidos y alcalinos que con frecuencia se encuentran en los sistemas de alcantarillado, como también gases o ácidos generados por el ciclo del ácido sulfídico, detergentes, productos de limpieza, líquidos corrosivos industriales, etc.

Así mismo es ideal para instalaciones en suelos agresivos.

b) DURACION.-

Los tubos de PVC presentan un comportamiento ideal en las redes colectoras, por lo que la durabilidad del material es prácticamente ilimitada, lo que reduce los costos de reparación y mantenimiento del sistema.

c) LIVIANIDAD.-

Propiedad inherente al PVC por lo que se hace innecesario el uso de equipo pesado para el manejo, colocación, instalación y transporte de la tubería, lo que finalmente se traduce en menores costos.

d) TRABAJABILIDAD.-

Se corta con un simple arco de sierra y se achaflana con una escofina. Esto hace de la colocación de los accesorios labor muy sencilla.

Inmune al ataque de roedores y bacterias.

e) **RESISTENTE A INCRUSTACIONES.-** Las paredes lisas y libres de porosidad, impiden la formación de incrustaciones, proporcionando una mayor vida útil con mayor eficiencia.

f) **BAJO COEFICIENTE DE RUGOSIDAD.-** La superficie interior de los tubos PVC es mas lisa comparada con otros materiales tradicionales, por lo cual permite mayores tasas de flujo. Así, el coeficiente “n” de manning para diversos materiales es:

COEFICIENTE DE MANNING	
material	n
PVC	0.010
Fe Fdo	0.012
Asb.Cto	0.010
Concreto	0.013

g) **MENORES PENDIENTES.-** El bajo coeficiente de rugosidad, permite reducir pendientes mínimas con lo cual disminuye el costo del movimiento de tierras.

h) **BAJA INCIDENCIA DE ROTURAS.-** Dadas las propiedades de resistencia y elasticidad, es poco posible que se presenten roturas en el proceso de transporte e instalación.

i) **APLICACIONES ESPECIALES.-** La tubería PVC empleada para alcantarillado es especialmente recomendable si se requiere un colector que evite infiltraciones.

Para suelos agresivos (zonas costeras), esta tubería es la solución ideal por su alta resistencia a la corrosión, además es aparente para uso de colectores industriales que tienen

desagües de fluidos o abrasivos que atacarían rápidamente los tubos de materiales convencionales.

4.2.5. PENDIENTES MINIMAS RECOMENDABLES

Las pendientes mínimas recomendables son las siguientes:

DIÁMETRO (D")	PENDIENTE (S ‰)
8"	4.00
10"	2.90
12"	2.20

4.2.6 APORTES DE DESAGUE

La mayor parte de desagües que llega a los colectores provienen del abastecimiento de agua de la población descontándose la parte que se usa en el riego de jardines, perdidas en las tuberías de distribución, consumidores que no están conectados a la red de alcantarillado, etc. aunque dichas perdidas suelen ser compensadas a veces por las aportaciones de abastecimientos particulares conectados al alcantarillado, por el drenaje artificial y subterráneo, etc.

En términos generales se considera que el volumen de agua que entra al alcantarillado varia entre el 60% y el 90% del volumen de agua suministrada a la población; un termino conservador es asumir que un porcentaje igual al 80% de la dotación de agua asumida ingresa al desagüe

4.3.0 FLUCTUACIONES DEL CAUDAL DE AGUAS NEGRAS

La cantidad y patrones de flujo de las aguas negras domesticas se ven afectadas principalmente por población y su aumento; densidad de la población y cambios en las mismas: Uso,

demanda y consumo del agua: requisitos industriales y comerciales; expansión geográfica del servicio; geología del agua subterránea en el área y topografía del área.

Como las aguas negras consisten principalmente en aguas desecho, la población y el consumo per-capita de agua son los factores más importantes.

El flujo de las aguas negras varía con el uso del agua, pero las fluctuaciones en el gasto de aguas negras son menores y tardan más en observarse que las variaciones en el consumo ocurren de año en año, mes a mes, día a día, y hora a hora.

De estas variaciones las principales son la variación diaria y la variación horaria. Siendo la última la que se debe tomar en consideración para el diseño del sistema de alcantarillado.

4.3.1 VARIACIONES DIARIAS

En una ciudad el consumo diario varía dentro de un amplio rango con respecto al consumo medio anual. Los días de mínima utilización de agua ocurren en invierno y los de máxima en verano, pero en cualquier época ocurren variaciones diarias.

Se denomina variaciones diarias a la relación entre el consumo del día de máxima demanda y el consumo promedio diario anual, este consumo promedio diario anual por el número de habitantes a servir, dividido entre el número de segundos del día.

A esta relación se le llama coeficiente de variación diaria y se designa por K_1 .

$$K_1 = \frac{\text{Consumo del día máxima demanda}}{\text{Consumo promedio diario anual}} = \frac{Q_{md}}{Q_p}$$

El reglamento Nacional de Construcciones, fija para la variación de consumo, en su acápite 3-II-II-4. En lo referente al máximo anual de la demanda diaria. Valores entre 1.2 a 1.5 respecto al promedio anual de la demanda.

4.3.2 VARIACIONES HORARIAS.

Estas variaciones están influenciadas fundamentalmente por el tamaño de la población a servir, así como por sus costumbres y modo de vida. Así por ejemplo, las mayores variaciones horarias ocurren en ciudades pequeñas donde la población tiene actividades similares, en cambio en ciudades grandes, donde las actividades son heterogéneas, los momentos de mayor demanda están dispersos y por consiguiente menor será la variación horaria.

Lo que interesa es establecer el máximo horario o sea el mayor gasto registrado durante una hora en el día de máximo consumo. Este valor no tiene unidades y se le puede expresar en porcentaje del consumo promedio diario. Al cual se le denomina K2.

$$K2 = \frac{\text{Consumo de la hora de máxima demanda}}{\text{Consumo promedio horario de este día}} = \frac{Q_{mh}}{Q_p}$$

El Reglamento Nacional de construcciones, en su acápite 3-II-II-4, da los siguientes valores de K2.

Máximo anual de la demanda horaria

Población (habit.)	K2
2,000 a 10,000	2.5
mayores de 10,000	1.8

Tomando el valor de la hora máxima consumo del día de máxima demanda tendremos la variación del máximo consumo horario denominado "Maximorum" cuyo coeficiente es K3 y viene a ser el producto de las dos anteriores:

$$K3 = k2 \times K1$$

Para el caso de la localidad de Paccha, por tener una población total menor a 10,000 habitantes al final del periodo de diseño se deberá considerar:

$$K2 = 2.5$$

4.4.0 DISEÑO DE LA RED

4.4.1 CAUDAL DE DISEÑO: Para el cálculo del caudal de diseño tomaremos en cuenta las variables establecidas en los diferentes acápite anteriormente tratados.

Numero de habitantes:	1807 habitantes
Consumo por habitante:	150 lt/hab./día
Variación horaria:	K2 = 2.5
Aporte al desagüe:	80 %
Infiltración:	0 l.p.s.

a) CONSUMO PROMEDIO DIARIO (Qp)

$$Qp = \frac{\text{Dotación} \times \text{No de Habitantes}}{86,400 \text{ seg./día}}$$

$$Qp = \frac{150 \text{ lt/hab./día} \times 1807 \text{ habit.}}{86,400 \text{ seg./día}}$$

$$Qp = 3.14 \text{ lt/seg.}$$

b) CONSUMO MAXIMO HORARIO (Qmh)

$$\begin{aligned} Q_{mh} &= Q_p \times K_2 \\ Q_{mh} &= (3.14 \text{ lt/seg. }) \times 2.5 \\ Q_{mh} &= 7.85 \text{ lt/seg.} \end{aligned}$$

c) DESCARGA MAXIMA HORARIA (Dmh)

$$\begin{aligned} D_{mh} &= Q_{mh} \times 0.80 \\ D_{mh} &= (7.85 \text{ lt/seg. }) \times 0.80 \\ D_{mh} &= 6.28 \text{ lt/seg.} \end{aligned}$$

4.4.2 CAPACIDAD DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO.

Al final del periodo de diseño, año 2019, tanto las tuberías de alcantarillado de servicio local como los colectores, van a conducir caudales variables de aguas servidas, de acuerdo a las áreas que sirvan y a las tuberías locales que colectan respectivamente, pero el emisor general debe ser capaz de recibir una descarga máxima de: 6.28 lt/seg.

4.4.3 APOORTE UNITARIO AL CAUDAL DE DESAGUE.

Para determinar el caudal máximo de aguas negras, en un punto dado de la red, se necesita saber el número de habitantes futuros, que aportaran sus desechos en ese punto. Se tiene que este dato no puede obtenerse con precisión porque no se puede precisar con exactitud la forma como va a distribuirse la población en el futuro dentro de la zona actualmente urbanizada, aun en el caso de tenerse disponible un censo de habitantes de cada frente de una manzana. Por tal razón se supone que :

- a) La población esta uniformemente repartida y que es proporcional al área que se va a drenar.
- b) La población esta uniformemente repartida y que es proporcional a la longitud de colectores considerados

Por facilidad de calculo y por ser suficientemente preciso en este caso, usare el método del gasto por metro lineal. Teniendo en consideración que la longitud total de colectores de este proyecto es de $L = 5,419.30$ m, el gasto por metro lineal será:

$$Q_{ml} = (Dmh)/(L)$$

$$Q_{ml} = (6.28 \text{ lt/seg.})/(5,419.30 \text{ m})$$

$$Q_{ml} = 0.001158 \text{ lt/seg./m}$$

4.4.4 COEFICIENTE DE APORTE UNITARIO.

El caudal de aguas servidas aportado por los usuarios de un tramo de tuberías se calcula directamente al multiplicar el coeficiente de aporte unitario, por su respectiva longitud de tubería.

$$Q_{tramo} (\text{lt/seg.}) = q (\text{lt/seg./m}) \times L_{tramo} (\text{m})$$

4.5.0 DISEÑO DE COLECTORES

El diseño se inicia en el punto más lejano y elevado del vertimiento de aguas negras y se prosigue aguas abajo tratando de conseguir un orden establecido de antemano. El mejor sistema es numerando los buzones, esto es importante para el calculo, para la identificación y el control de avances, siendo necesario que los números se sucedan en el sentido del movimiento del agua, de tal manera que el gasto crece a medida que crece el numero de buzón, cuando el tramo se ramifica un ramal, se inicia un nuevo estudio, comenzando por la parte superior de este ultimo y completándolo hasta el punto de intersección con el tramo inicial.

4.5.1 CALCULO HIDRAULICO DE LA RED DE COLECTORES

En el cálculo hidráulico de los tramos colectores, correspondiente al proceso de diseño, utilizaremos la fórmula de Manning y la ecuación de la continuidad (gráfico 4-1), luego paralelamente tendremos en cuenta las restricciones y normas contempladas por el reglamento que básicamente son:

- El dimensionamiento del sistema se hará para la conducción de un caudal máximo equivalente a un flujo que alcanza un tirante de $0.75D$.

Esta condición la estableceremos para los emisores. En el caso de los colectores, que llevan conexiones domiciliarias, la restricción del tirante máximo lo estableceremos en $0.5D$, tal como lo considera Sedapal.

- Los tramos se diseñarán para una velocidad mínima de escurrimiento de 0.6 m/seg. Para flujo equivalente al 50 % del caudal máximo.

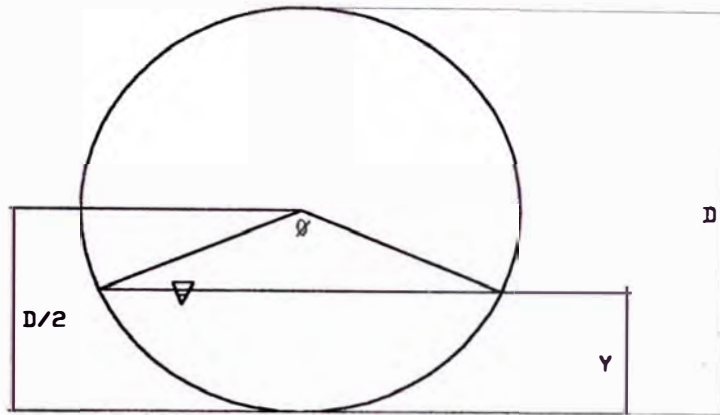
- La velocidad máxima admisible en las tuberías de PVC será de 3 m/seg.

- Las pendientes mínimas de diseño, de acuerdo a los diámetros y para las condiciones de tubo lleno serán aquellas que satisfagan la velocidad mínima de 0.6 m/seg.

A manera de ilustración procedemos a la presentación de los cálculos efectuados para el tramo 19-32 (calle Ramón Castilla), el cual cuenta con los siguientes datos:

Longitud:	76 mt.
Desnivel:	4.05 mt.
Pendiente:	53.29 %
Diámetro:	8"
n =	0.10
Caudal:	0.545 lt/seg.

COLECTORES CIRCULARES



CARACTERISTICAS HIDRAULICAS

D = diametro	A = area
y = tirante	S = pendiente
θ = angulo	n = coeficiente de manning
P = perimetro	V = velocidad
Rh = radio hidraulico	A = area

Donde :

$$\theta = 2\arccos(1 - (2Y/D))$$

$$A = ((D^2)/8)(\theta - \text{SEN}\theta)$$

$$P = D\theta/2$$

$$R_h = A/P$$

$$Q = A(R_h^{2/3})(S^{1/2})/n$$

reemplazando valores obtenemos:

$$Q = \frac{(D^{8/3})(\theta - \text{SEN}\theta)^{5/3}(S^{1/2})}{20.158(\theta^{2/3})n}$$

$$Y = (D/2)(1 - \text{COS}(\theta/2))$$

$$V = Q/A$$

Para realizar el cálculo hidráulico de las velocidades y tirantes reales se empleara directamente las formulas de canales circulares las cuales son las siguientes:

$$A = (D^2)(\theta - \text{SEN}(\theta))/8 \dots\dots\dots I$$

$$P = D \times \theta / 2 \dots\dots\dots II$$

$$R_h = A/P \dots\dots\dots III$$

$$Q = A(R_h^{2/3})(S^{1/2})/n \dots\dots\dots IV$$

Reemplazando I,II,III en IV obtenemos:

$$Q = \frac{(D^2)((\theta - \text{SEN}\theta)^{5/3})(S^{1/2})}{8 \times ((D \times \theta / 2)^{2/3}) \times n} \dots\dots\dots V$$

En la ecuación V el único elemento conocido es Q.
En nuestro caso, el valor de Q

- Para :
- Q = 0.5245 lt/seg.
 - S = 53.29 %
 - N = 0.10
 - D = 0.20 mt.

Obtenemos el valor de $\theta = 0.9332$ rad.

Conocido el valor de θ , hallamos el área (A)

$$A = (0.2^2)(\theta - \text{SEN}(\theta))/8$$

$$A = 0.00065 \text{ m}^2$$

Conocido el valor del área, podemos hallar el valor de la velocidad del tramo

$$V_r = \frac{Q}{A} = \frac{0.545 \text{ lt/seg.}}{0.00063 \text{ m}^2}$$

$$V_r = 0.841 \text{ mt/seg.}$$

Luego:

$$Y_r = (D/2)(0.9234 - \cos(0.9234/2))$$

$$Y_r = 0.0107 \text{ mt.}$$

Los valores correspondientes a Q_o y V_o , se calculan aplicando directamente la relación V , haciendo $\theta = 2\pi$ en nuestro caso hallamos:

$$Q_o = 48.055 \text{ lt}$$

$$V_o = 1.529 \text{ lt/seg.}$$

4.5.2 EMISOR

La descarga final es conducida por el emisor hacia las lagunas de estabilización, la descarga final es del orden de 6.28 lt/seg. Que será conducido a través de una tubería de PVC de 8", las características hidráulicas se muestran en la tabla de cálculos hidráulicos.

4.6.0 TABLA DE CALCULOS HIDRAULICOS

Con la finalidad de mostrar los resultados del diseño de la red de colectores, emisor, se ha elaborado la tabla de cálculos hidráulicas, de la siguiente manera, columna por columna:

1. - Buzón el cual parte el tramo de estudio.
2. - Buzón al cual llega el tramo de estudio.
3. - Distancia que hay entre los buzones de partida y

llegada del tramo.

4. - Cotas de terreno aguas arriba.
5. - Cotas de terreno aguas abajo.
6. - Cotas de fondo de buzón aguas arriba.
7. - Cotas de fondo de buzón aguas abajo.
8. - Altura de buzón del cual parte el tramo en estudio.
9. - Altura de buzón al cual llega el tramo en estudio
10. - Desnivel
11. - Pendiente en porcentaje de tanto por mil.
12. - Caudal acumulado de tramos anteriores que ingresan al buzón de aguas arriba.
13. - Caudal correspondiente al aporte del tramo.
14. - Caudal total que llega en el buzón aguas abajo, Ósea la suma de 12 y 13.
15. - Se coloca el diámetro de diseño.
16. - Caudal a tubo lleno
17. - Caudal real.
18. - Velocidad a tubo lleno.
19. - Gasto proporcional que resulta de dividir el caudal de diseño entre el caudal a tubo lleno.
20. - Velocidad proporcional que resulta de dividir la velocidad real entre la velocidad a tubo lleno.
21. - Tirante proporcional que resulta de dividir el tirante real entre el diámetro de la tubería.
22. - Tirante real.
23. - Velocidad real del flujo.
24. - Nombre de la calle.

A continuación se presentan los cálculos hidráulicos correspondientes a todos los tramos del sistema de alcantarillados del Distrito de Paccha.

CUADRO (4-2)

TABLA DE CALCULOS HIDRAULICOS DE LA RED DE DESAGUE

TRAMO			4 COTAS 6								CAUDAL (l/sg.)			INDICIONES HIDRAULICAS							24 CALLE		
1	2	3	TERRENC	5	FONDO	7	8	9	10	11	q = 0.001158 k/seg/m			15	16	17	18	19	20	21		22	23
DEL	AL	DIST	AGUAS	AGUAS	AGUAS	AGUAS	ALTURA	ALTURA	DESNIVEL	PEND.	12	13	14	D	Qt	Qr	Vt	Qr/Qt	Vr/Vt	Yr/D		Yr	Vr
BUZ.	BUZ.	A-B	ARRIBA	ABAJO	ARRIBA	ABAJO	BUZ	BUZ	d	S	ENTRA	APORTE	TOTAL	(puig)	l/seg	l/seg	m/seg					m	m/seg
A	B	(m)	(m.)	(m.)	(m.)	(m.)	A	B	(m.)	%oo		TRAMO											
1	4	50.00	1946.05	1941.32	1944.85	1940.12	1.20	1.20	4.73	94.60	0.000	0.058	0.058	8	100.431	0.058	3.1969	0.0006	0.1614	0.0002	0.0032	0.516	RAMON CASTILLA
4	7	49.20	1941.32	1935.50	1940.12	1934.30	1.20	1.20	5.82	118.29	0.111	0.057	0.168	8	112.305	0.168	3.5749	0.0015	0.2165	0.0003	0.0051	0.774	RAMON CASTILLA
7	10	65.30	1935.50	1923.40	1934.30	1922.20	1.20	1.20	12.10	185.30	0.168	0.076	0.244	8	140.559	0.244	4.4742	0.0017	0.2266	0.0003	0.0054	1.014	RAMON CASTILLA
10	13	62.80	1923.40	1911.80	1922.20	1910.60	1.20	1.20	11.60	184.71	0.244	0.073	0.317	8	140.336	0.317	4.4672	0.0023	0.2456	0.0003	0.0060	1.097	RAMON CASTILLA
13	16	61.00	1911.80	1907.75	1910.60	1906.55	1.20	1.20	4.05	66.39	0.317	0.071	0.388	8	84.1364	0.388	2.6782	0.0046	0.3054	0.0004	0.0086	0.818	RAMON CASTILLA
16	19	60.00	1907.75	1903.00	1906.55	1901.80	1.20	1.20	4.75	79.17	0.387	0.070	0.457	8	91.8739	0.457	2.9245	0.0050	0.3125	0.0004	0.0089	0.914	RAMON CASTILLA
19	32	76.00	1903.00	1898.95	1901.80	1897.75	1.20	1.20	4.05	53.29	0.457	0.088	0.545	8	75.3775	0.545	2.3994	0.0072	0.3505	0.0005	0.0107	0.841	RAMON CASTILLA
32	44	68.00	1898.95	1893.00	1897.75	1891.80	1.20	1.20	5.95	87.50	0.621	0.079	0.7	8	96.5884	0.7	3.0746	0.0072	0.3461	0.0005	0.0105	1.064	RAMON CASTILLA
44	53	64.00	1893.00	1889.90	1891.80	1888.70	1.20	1.20	3.10	48.44	0.776	0.074	0.85	8	71.8641	0.85	2.2876	0.0118	0.4070	0.0007	0.0135	0.931	RAMON CASTILLA
53	63	73.00	1889.90	1888.00	1888.70	1886.80	1.20	1.20	1.90	26.03	3.265	0.085	3.35	8	52.6789	3.35	1.6769	0.0636	0.6751	0.0015	0.0300	1.132	RAMON CASTILLA
63	64	56.00	1888.00	1886.70	1886.80	1885.50	1.20	1.20	1.30	23.21	3.350	0.065	3.415	8	49.7506	3.415	1.5837	0.0686	0.6908	0.0016	0.0311	1.094	RAMON CASTILLA
64	66	56.00	1886.70	1885.50	1885.50	1884.30	1.20	1.20	1.20	21.43	3.415	0.065	3.48	8	47.7989	3.48	1.5215	0.0728	0.7026	0.0016	0.0320	1.069	RAMON CASTILLA
66	67	100.00	1885.50	1883.55	1884.30	1882.35	1.20	1.20	1.95	19.50	3.480	0.116	3.596	8	45.5972	3.596	1.4514	0.0789	0.7200	0.0017	0.0333	1.045	RAMON CASTILLA
2	5	53.00	1940.63	1933.00	1939.43	1931.80	1.20	1.20	7.63	143.96	0.000	0.061	0.061	8	123.893	0.061	3.9437	0.00049	0.15391	0.00015	0.0031	0.607	LOS ALAMOS
5	8	49.00	1933.00	1927.40	1931.80	1926.20	1.20	1.20	5.60	114.29	0.136	0.057	0.193	8	110.387	0.193	3.51382	0.00175	0.2271	0.00028	0.0055	0.798	LOS ALAMOS
8	11	65.60	1927.40	1921.00	1926.20	1919.80	1.20	1.20	6.40	97.56	0.268	0.076	0.344	8	101.99	0.344	3.24655	0.00337	0.27753	0.00037	0.00748	0.901	LOS ALAMOS
11	14	62.70	1921.00	1909.75	1919.80	1908.55	1.20	1.20	11.25	179.43	0.418	0.073	0.491	8	138.313	0.491	4.40278	0.00355	0.28209	0.00038	0.00766	1.242	LOS ALAMOS
14	17	60.50	1909.75	1905.40	1908.55	1904.20	1.20	1.20	4.35	71.90	0.637	0.070	0.707	8	87.5564	0.707	2.78709	0.00807	0.36239	0.00056	0.01126	1.01	LOS ALAMOS
17	20	61.10	1905.40	1897.05	1904.05	1895.85	1.35	1.20	8.20	134.21	0.852	0.071	0.923	8	119.621	0.923	3.80777	0.00772	0.35743	0.00055	0.01102	1.361	LOS ALAMOS
20	33	75.00	1897.05	1891.90	1895.85	1890.70	1.20	1.20	5.15	68.67	0.991	0.087	1.078	8	85.5646	1.078	2.72369	0.0126	0.41488	0.00069	0.01388	1.13	LOS ALAMOS
33	38	28.50	1891.90	1890.45	1890.70	1889.25	1.20	1.20	1.45	50.88	1.144	0.033	1.177	8	73.6517	1.177	2.34447	0.01598	0.44573	0.00078	0.0155	1.045	LOS ALAMOS
38	45	49.60	1890.45	1890.10	1889.25	1888.90	1.20	1.20	0.35	7.06	1.177	0.057	1.234	8	27.4293	1.234	0.87313	0.04499	0.6093	0.00127	0.0254	0.532	LOS ALAMOS
45	53	70.00	1890.10	1889.90	1868.90	1888.50	1.20	1.40	0.40	5.71	1.234	0.081	1.315	8	24.6832	1.315	0.78571	0.05328	0.64018	0.00138	0.02756	0.503	LOS ALAMOS

CUADRO (4-2)

TABLA DE CALCULOS HIDRAULICOS DE LA RED DE DESAGUE

TRAMO			4 COTAS 6								CAUDAL (l/sg)			INDICIONES HIDRAULICAS								24 CALLE	
1	2	3	TERRENC 5		FONDO 7		8	9	10	11	q = 0.001158 k/seg/m			15	16	17	18	19	20	21	22		23
DEL BUZ	AL BUZ	DIST A-B	AGUAS ARRIBA	AGUAS ABAJO	AGUAS ARRIBA	AGUAS ABAJO	ALTURA BUZ	ALTURA BUZ	DESNIVEL d	PEND. S	12 ENTRA	13 APOORTE TRAMO	14 TOTAL	D (pulg.)	Qt l/seg	Qr l/seg	Vt m/seg	Qr/Qt	Vr/Mt	Yr/D	Yr		Vr
A	B	(m)	(m.)	(m.)	(m.)	(m.)	A	B	(m.)	%oo											m		m/seg

6	9	50.90	1927.70	1922.35	1926.50	1921.15	1.20	1.20	5.35	105.11	0.076	0.059	0.135	8	105.862	0.135	3.36978	0.00128	0.20624	0.00024	0.00476	0.695	REGALADO CIEZA
9	12	65.50	1922.35	1917.10	1921.15	1915.90	1.20	1.20	5.25	80.15	0.211	0.076	0.287	8	92.4443	0.287	2.94268	0.0031	0.27084	0.00036	0.0072	0.797	REGALADO CIEZA
12	15	69.90	1917.10	1911.95	1915.90	1910.75	1.20	1.20	5.15	73.68	0.363	0.081	0.444	8	88.6311	0.444	2.8213	0.00501	0.31333	0.00045	0.009	0.884	REGALADO CIEZA
15	18	61.50	1911.95	1905.55	1910.75	1904.35	1.20	1.20	6.40	104.07	0.444	0.071	0.515	8	105.335	0.515	3.35302	0.00489	0.31106	0.00045	0.0089	1.043	REGALADO CIEZA
18	21	59.80	1905.55	1895.64	1904.35	1894.44	1.20	1.20	9.91	165.72	0.515	0.069	0.584	8	132.925	0.584	4.23127	0.00439	0.30109	0.00042	0.00847	1.274	REGALADO CIEZA
21	35	43.30	1895.64	1888.10	1894.44	1886.90	1.20	1.20	7.54	174.13	0.660	0.050	0.71	8	136.258	0.71	4.33736	0.00521	0.31701	0.00046	0.00917	1.375	REGALADO CIEZA
3	4	46.20	1944.48	1941.32	1943.28	1940.12	1.20	1.20	3.16	68.40	0.000	0.054	0.054	8	85.3972	0.054	2.71836	0.00063	0.16591	0.00017	0.00343	0.451	LIVAUQUE MEDINA
4	5	64.70	1941.32	1933.00	1940.12	1931.80	1.20	1.20	8.32	128.59	0.900	0.075	0.075	8	117.093	0.075	3.72729	0.00064	0.16688	0.00017	0.00345	0.622	LIVAUQUE MEDINA
5	6	65.80	1933.00	1927.70	1931.80	1926.50	1.20	1.20	5.30	80.55	0.000	0.076	0.076	8	92.6715	0.076	2.94991	0.00082	0.17967	0.00019	0.00387	0.53	LIVAUQUE MEDINA
7	8	64.70	1935.50	1927.40	1934.30	1926.20	1.20	1.20	8.10	125.19	0.000	0.075	0.075	8	115.534	0.075	3.67768	0.00065	0.1675	0.00017	0.00348	0.616	ALCIDES CARRION
8	9	65.30	1927.40	1922.35	1926.20	1921.15	1.20	1.20	5.05	77.34	0.000	0.076	0.076	8	90.8051	0.076	2.8905	0.00084	0.18163	0.0002	0.00392	0.525	ALCIDES CARRION
10	11	63.90	1923.40	1921.00	1922.20	1919.80	1.20	1.20	2.40	37.56	0.000	0.074	0.074	8	63.2814	0.074	2.01437	0.00117	0.20056	0.00023	0.00457	0.404	HOYOS RUBIO
11	12	65.40	1921.00	1917.10	1919.80	1915.90	1.20	1.20	3.90	59.63	0.000	0.076	0.076	8	79.7379	0.076	2.53821	0.00095	0.18832	0.00021	0.00415	0.478	HOYOS RUBIO
13	14	61.40	1911.80	1909.75	1910.60	1908.55	1.20	1.20	2.05	33.39	0.000	0.071	0.071	8	59.6642	0.071	1.89923	0.00119	0.20166	0.00023	0.0046	0.383	S/N
15	14	64.70	1911.95	1909.75	1910.75	1908.55	1.20	1.20	2.20	34.00	0.000	0.075	0.075	8	60.2116	0.075	1.91665	0.00125	0.20505	0.00024	0.00472	0.393	S/N
16	17	60.20	1907.75	1905.40	1906.55	1904.20	1.20	1.20	2.35	39.04	0.000	0.070	0.07	8	64.5144	0.07	2.05362	0.00109	0.19575	0.00022	0.0044	0.402	O. REGALADO L.
18	17	65.30	1905.55	1905.40	1904.35	1904.05	1.20	1.35	0.30	4.59	0.000	0.076	0.076	8	22.1322	0.076	0.70451	0.00343	0.27963	0.00038	0.00754	0.197	O. REGALADO L.
19	20	58.30	1903.00	1897.05	1901.80	1895.85	1.20	1.20	5.95	102.06	0.000	0.068	0.068	8	104.315	0.068	3.32054	0.00065	0.16774	0.00017	0.00348	0.557	LIVAUQUE SANCHEZ
20	21	65.10	1897.05	1895.64	1895.85	1894.44	1.20	1.20	1.41	21.66	0.000	0.075	0.075	8	48.0552	0.075	1.52969	0.00156	0.219	0.00026	0.00522	0.335	LIVAUQUE SANCHEZ
22	23	86.00	1962.40	1951.10	1961.20	1950.10	1.20	1.00	11.10	129.07	0.000	0.100	0.1	8	117.31	0.1	3.73419	0.00085	0.18317	0.0002	0.00392	0.684	S/N*
27	28	79.00	1953.45	1941.90	1952.25	1940.90	1.20	1.00	11.35	143.67	0.000	0.092	0.092	8	123.767	0.092	3.93975	0.00074	0.17463	0.00019	0.0037	0.688	GREGORIO MALCA
28	29	47.00	1941.90	1934.85	1940.90	1933.85	1.00	1.00	7.05	150.00	0.000	0.054	0.054	8	126.464	0.054	4.02559	0.00043	0.14706	0.00014	0.00285	0.592	GREGORIO MALCA
29	30	33.00	1934.85	1925.10	1933.85	1924.10	1.00	1.00	9.75	295.45	0.055	0.038	0.093	8	177.487	0.093	5.64975	0.00052	0.15682	0.00016	0.00314	0.886	GREGORIO MALCA

CUADRO (4-2)

TABLA DE CALCULOS HIDRAULICOS DE LA RED DE DESAGUE

TRAMO			COTAS								CAUDAL (l/seg.)			CONDICIONES HIDRAULICAS							24 CALLE		
1	2	3	TERRENC		FONDO		8	9	10	11	q = 0.001158 l/seg/m			15	16	17	18	19	20	21		22	23
DEL	AL	DIST	AGUAS	AGUAS	AGUAS	AGUAS	ALTURA	ALTURA	DESNIVEL	PEND	12	13	14	D	Qt	Qr	Vt	Qr/Qt	Vr/Vt	Yr/D		Yr	Vr
BUZ	BUZ	A-B	ARRIBA	ABAJO	ARRIBA	ABAJO	BUZ	BUZ	d	S	ENTRA	APORTE	TOTAL	(pulg.)	l/seg	l/seg	m/seg					m	m/seg
A	B	(m.)	(m.)	(m.)	(m.)	(m.)	A	B	(m.)	‰		TRAMO											
30	31	50.00	1925.10	1907.55	1924.10	1906.55	1.00	1.00	17.55	351.00	0.000	0.058	0.058	8	193.453	0.058	6.15797	0.0003	0.13235	0.00012	0.00243	0.815	GREGORIO MALCA
31	32	65.30	1907.55	1898.95	1906.55	1897.75	1.00	1.20	8.80	134.76	0.000	0.076	0.076	8	119.869	0.076	3.81565	0.00063	0.16642	0.00017	0.00344	0.635	GREGORIO MALCA
32	33	56.70	1898.95	1891.90	1897.75	1890.70	1.20	1.20	7.05	124.34	0.000	0.066	0.066	8	115.139	0.066	3.66511	0.00057	0.16152	0.00016	0.00328	0.592	GREGORIO MALCA
35	34	29.20	1888.10	1888.05	1886.90	1886.75	1.20	1.30	0.15	5.14	0.710	0.034	0.744	8	23.4032	0.744	0.74497	0.03179	0.54902	0.00108	0.02152	0.409	S/N**
34	39	55.90	1888.05	1887.95	1886.75	1886.45	1.30	1.50	0.30	5.37	0.743	0.065	0.808	8	23.9208	0.808	0.76145	0.03378	0.55815	0.00111	0.02215	0.425	S/N**
39	46	53.10	1887.95	1888.85	1886.45	1886.20	1.50	2.65	0.25	4.71	0.848	0.062	0.91	8	22.4049	0.91	0.71319	0.04062	0.5903	0.00121	0.0242	0.421	S/N**
46	54	58.00	1888.85	1888.75	1886.20	1885.95	2.65	2.80	0.25	4.31	0.910	0.067	0.977	8	21.4376	0.977	0.6824	0.04557	0.61108	0.00128	0.02557	0.417	S/N**
38	39	34.50	1890.45	1887.95	1889.25	1886.45	1.20	1.50	2.80	81.16	0.000	0.040	0.04	8	93.023	0.04	2.9611	0.00043	0.14724	0.00014	0.00286	0.436	S/N***
40	41	84.00	1951.30	1935.15	1950.10	1934.15	1.20	1.00	15.95	189.88	0.000	0.097	0.097	8	142.286	0.097	4.52923	0.00068	0.17023	0.00018	0.00356	0.771	JORGE RODRIGUEZ
41	42	71.00	1935.15	1920.40	1934.15	1919.40	1.00	1.00	14.75	207.75	0.000	0.082	0.082	8	148.829	0.082	4.73752	0.00055	0.15937	0.00016	0.00322	0.755	JORGE RODRIGUEZ
42	43	78.00	1920.40	1898.05	1919.40	1896.85	1.00	1.20	22.55	289.10	0.000	0.090	0.09	8	175.569	0.09	5.58869	0.00051	0.15603	0.00016	0.00312	0.872	JORGE RODRIGUEZ
43	44	66.00	1898.05	1893.00	1896.85	1891.80	1.20	1.20	5.05	76.52	0.000	0.076	0.076	8	90.3223	0.076	2.87513	0.00084	0.18156	0.0002	0.00392	0.522	JORGE RODRIGUEZ
54	53	42.00	1888.75	1889.90	1885.95	1885.75	2.80	4.15	0.20	4.76	0.977	0.049	1.026	8	22.5326	1.026	0.71726	0.04553	0.61066	0.00128	0.02556	0.438	CAJAMARCA
52	53	64.00	1894.90	1889.90	1893.70	1888.70	1.20	1.20	5.00	78.13	0.000	0.074	0.074	8	91.2675	0.074	2.90522	0.00081	0.17968	0.00019	0.00387	0.522	CAJAMARCA
48	49	61.50	1947.30	1939.10	1946.10	1938.10	1.20	1.00	8.00	130.08	0.274	0.071	0.345	8	117.768	0.345	3.74879	0.00293	0.26595	0.00035	0.007	0.997	CAJAMARCA
49	50	61.50	1939.10	1930.60	1938.10	1929.60	1.00	1.00	8.50	138.21	0.345	0.071	0.416	8	121.393	0.416	3.86417	0.00343	0.27897	0.00038	0.00754	1.078	CAJAMARCA
50	51	70.00	1930.60	1910.15	1929.40	1908.95	1.20	1.20	20.45	292.14	0.949	0.081	1.03	8	176.489	1.03	5.618	0.00584	0.32823	0.00048	0.00967	1.844	CAJAMARCA
51	52	85.00	1910.15	1894.90	1908.95	1893.70	1.20	1.20	15.25	179.41	1.983	0.098	2.081	8	138.308	2.081	4.4026	0.01505	0.4377	0.00075	0.01509	1.927	CAJAMARCA
22	27	58.00	1962.40	1953.45	1961.20	1952.25	1.20	1.20	8.95	154.31	0.000	0.067	0.067	8	128.268	0.067	4.08302	0.00052	0.1565	0.00016	0.00313	0.639	LOS ANGELES
27	36	46.60	1953.45	1952.65	1952.25	1951.45	1.20	1.20	0.80	17.17	0.067	0.054	0.121	8	42.7832	0.121	1.36187	0.00283	0.26287	0.00034	0.00689	0.358	LOS ANGELES
36	40	48.10	1952.65	1951.30	1951.45	1950.10	1.20	1.20	1.35	28.07	0.121	0.056	0.177	8	54.7035	0.177	1.74132	0.00324	0.27393	0.00037	0.00734	0.477	LOS ANGELES
40	48	83.40	1951.30	1947.30	1950.10	1946.10	1.20	1.20	4.00	47.96	0.177	0.097	0.274	8	71.5102	0.274	2.27631	0.00383	0.28863	0.0004	0.00794	0.657	LOS ANGELES
48	55	49.00	1947.30	1943.75	1946.10	1942.55	1.20	1.20	3.55	72.45	0.000	0.057	0.057	8	87.8895	0.057	2.79769	0.00065	0.16728	0.00017	0.00346	0.468	LOS ANGELES

CUADRO (4-2)

TABLA DE CALCULOS HIDRAULICOS DE LA RED DE DESAGUE

TRAMO			COTAS								CAUDAL (lt/seg.)			INDICIONES HIDRAULICAS						24 CALLE			
1	2	3	4		6		8	9	10	11	q = 0.001158 l/seg/m			15	16	17	18	19	20		21	22	23
DEL	AL	DIST	AGUAS	AGUAS	AGUAS	AGUAS	ALTURA	ALTURA	DESNIVEL	PEND.	12	13	14	D	Qt	Qr	Vt	Qr/Qt	Vr/Vt		Yr/D	Yr	Vr
BUZ	BUZ	A-B	ARRIBA	ABAJO	ARRIBA	ABAJO	BUZ	BUZ	d	S	ENTRA	APORTE	TOTAL	(pulg)	lt/seg	lt/seg	m/seg					m	m/seg
A	B	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	A	B	(m)	%oo		TRAMO											
55	56	48.00	1943.75	1940.15	1942.55	1938.95	1.20	1.20	3.60	75.00	0.056	0.056	0.112	8	89.4235	0.112	2.84652	0.00125	0.20516	0.00024	0.00472	0.584	LOS ANGELES
56	57	40.00	1940.15	1934.15	1938.95	1932.95	1.20	1.20	6.00	150.00	0.113	0.046	0.159	8	126.464	0.159	4.02559	0.00126	0.20544	0.00024	0.00473	0.827	LOS ANGELES
57	58	81.00	1934.15	1921.95	1932.95	1920.75	1.20	1.20	12.20	150.62	0.159	0.094	0.253	8	126.724	0.253	4.03387	0.002	0.2365	0.00029	0.00586	0.954	LOS ANGELES
58	59	37.50	1921.95	1916.80	1920.75	1915.60	1.20	1.20	5.15	137.33	0.378	0.043	0.421	8	121.007	0.421	3.85187	0.00348	0.28038	0.00038	0.0076	1.08	LOS ANGELES
59	60	30.00	1916.80	1912.15	1915.60	1910.95	1.20	1.20	4.65	155.00	0.420	0.035	0.455	8	128.554	0.455	4.09213	0.00354	0.28176	0.00038	0.00765	1.153	LOS ANGELES
60	61	41.00	1912.15	1911.20	1910.95	1910.00	1.20	1.20	0.95	23.17	0.455	0.048	0.503	8	49.704	0.503	1.58217	0.01012	0.38807	0.00063	0.01252	0.614	LOS ANGELES
61	51	43.00	1911.20	1910.15	1910.00	1908.95	1.20	1.20	1.05	24.42	0.503	0.050	0.553	8	51.0248	0.553	1.62422	0.01084	0.3965	0.00065	0.01293	0.644	LOS ANGELES
23	25	30.00	1951.10	1945.95	1949.90	1944.75	1.20	1.20	5.15	171.67	0.099	0.035	0.134	8	135.289	0.134	4.30653	0.00099	0.18809	0.00021	0.00427	0.81	CESAR VALLEJO
25	28	29.60	1945.95	1941.90	1944.75	1940.70	1.20	1.20	4.05	136.82	0.135	0.034	0.169	8	120.782	0.169	3.84473	0.0014	0.21198	0.00025	0.00497	0.815	CESAR VALLEJO
28	41	79.00	1941.90	1935.15	1940.70	1934.15	1.20	1.00	6.55	82.91	0.260	0.092	0.352	8	94.0217	0.352	2.99289	0.00374	0.28668	0.00039	0.00786	0.858	CESAR VALLEJO
41	50	72.00	1935.15	1930.60	1934.15	1929.60	1.00	1.00	4.55	63.19	0.450	0.083	0.533	8	82.0844	0.533	2.6129	0.00649	0.33909	0.00051	0.01017	0.886	CESAR VALLEJO
50	58	107.50	1930.60	1921.95	1929.60	1920.75	1.00	1.20	8.85	82.33	0.000	0.125	0.125	8	93.689	0.125	2.9823	0.00133	0.2089	0.00024	0.00486	0.623	CESAR VALLEJO
24	26	26.00	1927.90	1927.10	1926.90	1926.10	1.00	1.00	0.80	30.77	0.000	0.030	0.03	8	57.2769	0.03	1.82323	0.00052	0.15886	0.00016	0.00315	0.286	ATAHUALPA
26	30	26.00	1927.10	1925.10	1926.10	1924.10	1.00	1.00	2.00	76.92	0.030	0.030	0.06	8	90.5827	0.06	2.88279	0.00066	0.16893	0.00018	0.00352	0.487	ATAHUALPA
30	37	41.00	1925.10	1923.05	1923.90	1921.85	1.20	1.20	2.05	50.00	0.152	0.048	0.2	8	73.014	0.2	2.32418	0.00274	0.26031	0.00034	0.00679	0.605	ATAHUALPA
37	42	32.00	1923.05	1920.40	1921.85	1919.40	1.20	1.00	2.45	76.56	0.201	0.037	0.238	8	90.3502	0.238	2.87602	0.00263	0.25765	0.00033	0.00667	0.741	ATAHUALPA
42	47	44.00	1920.40	1913.05	1919.20	1911.85	1.20	1.20	7.35	167.05	0.320	0.051	0.371	8	133.456	0.371	4.24816	0.00278	0.26176	0.00034	0.00684	1.112	ATAHUALPA
47	51	25.00	1913.05	1910.15	1911.85	1908.95	1.20	1.20	2.90	116.00	0.371	0.029	0.4	8	111.212	0.4	3.54008	0.0036	0.28304	0.00039	0.00771	1.002	ATAHUALPA
31	43	66.70	1907.55	1898.05	1906.35	1896.85	1.20	1.20	9.50	142.43	0.058	0.077	0.135	8	123.231	0.135	3.92268	0.0011	0.1968	0.00022	0.00444	0.772	G. DE LA VEGA
43	52	66.00	1898.05	1894.90	1896.85	1893.70	1.20	1.20	3.15	47.73	0.226	0.076	0.302	8	71.3353	0.302	2.27074	0.00423	0.2977	0.00042	0.00832	0.676	G. DE LA VEGA
52	62	90.00	1894.90	1889.75	1893.70	1888.55	1.20	1.20	5.15	57.22	2.383	0.104	2.487	8	78.1094	2.487	2.48637	0.03184	0.54899	0.00108	0.0215	1.365	G. DE LA VEGA
62	65	93.00	1889.75	1889.60	1888.55	1888.10	1.20	1.50	0.45	4.84	2.487	0.108	2.595	8	22.7136	2.595	0.72302	0.11425	0.54356	0.00033	0.0066	0.393	G. DE LA VEGA
65	67	77.00	1889.60	1883.55	1888.10	1882.35	1.50	1.20	5.75	74.68	2.595	0.089	2.684	8	89.2297	2.684	2.84035	0.03008	0.54923	0.00104	0.0207	1.56	G. DE LA VEGA

CUADRO (4-2)

TABLA DE CALCULOS HIDRAULICOS DE LA RED DE DESAGUE

TRAMO			4 COTAS 6								CAUDAL (l/sg.)			CONDICIONES HIDRAULICAS							24 CALLE		
1	2	3	TERRENC		FONDO		8	9	10	11	q = 0.001158 k/seg/m			15	16	17	18	19	20	21		22	23
DEL	AL	DIST	AGUAS	AGUAS	AGUAS	AGUAS	ALTURA	ALTURA	DESNIVEL	PEND.	12	13	14	D	Qt	Qr	Vt	Qr/Qt	Vr/Vt	Yr/D		Yr	Vr
BUZ	BUZ	A-B	ARRIBA	ABAJO	ARRIBA	ABAJO	BUZ	BUZ	d	S	ENTRA	APORTE	TOTAL	(pulg.)	l/seg	l/seg	m/seg					m	m/seg
A	B	(m)	(m.)	(m.)	(m.)	(m.)	A	B	(m.)	°/oo		TRAMO											

67	68	80.00	1883.55	1880.10	1882.35	1878.90	1.20	1.20	3.45	43.13	0.000	6.280	6.28	4	67.809	6.28	2.1585	0.0926	0.7626	0.0017	0.0344	1.646	EMISOR
68	69	70.00	1880.10	1876.45	1878.90	1875.25	1.20	1.20	3.65	52.14	0.000	6.280	6.28	4	74.562	6.28	2.3735	0.0842	0.7327	0.0017	0.0347	1.739	EMISOR
69	70	66.50	1876.45	1864.10	1875.25	1862.90	1.20	1.20	12.35	185.71	0.000	6.280	6.28	4	140.72	6.28	4.4793	0.0446	0.607	0.0013	0.0254	2.719	EMISOR
70	71	79.00	1864.10	1850.80	1862.90	1849.60	1.20	1.20	13.30	168.35	0.000	6.280	6.28	4	133.98	6.28	4.2648	0.0469	0.6239	0.0012	0.0245	2.661	EMISOR
71	72	80.00	1850.80	1833.80	1849.60	1832.60	1.20	1.20	17.00	212.50	0.000	6.280	6.28	4	150.52	6.28	4.7914	0.0417	0.605	0.0011	0.0227	2.899	EMISOR
72	73	76.50	1833.80	1818.55	1832.60	1817.35	1.20	1.20	15.25	199.35	0.000	6.280	6.28	4	145.79	6.28	4.6408	0.0431	0.6079	0.0012	0.0236	2.821	EMISOR
73	74	72.00	1818.55	1809.65	1817.35	1808.45	1.20	1.20	8.90	123.61	0.000	6.280	6.28	4	114.8	6.28	3.6544	0.0547	0.6469	0.0014	0.0277	2.364	EMISOR
74	75	83.00	1809.65	1789.90	1808.45	1788.70	1.20	1.20	19.75	237.95	0.000	6.280	6.28	4	159.28	6.28	5.0702	0.0394	0.5842	0.0012	0.0241	2.962	EMISOR
75	76	84.00	1789.90	1784.80	1788.70	1783.60	1.20	1.20	5.10	60.71	0.000	6.280	6.28	4	80.458	6.28	2.5611	0.0781	0.7177	0.0017	0.0331	1.838	EMISOR
76	77	83.50	1784.80	1783.45	1783.60	1782.25	1.20	1.20	1.35	16.17	0.000	6.280	6.28	4	41.519	6.28	1.3216	0.1513	0.883	0.0022	0.0432	1.167	EMISOR
77	78	24.50	1783.45	1783.20	1782.25	1782.00	1.20	1.20	0.25	10.20	0.000	6.280	6.28	4	32.984	6.28	1.05	0.1904	0.9077	0.0029	0.0579	0.953	EMISOR
78	79	26.50	1783.20	1782.75	1782.00	1781.55	1.20	1.20	0.45	16.98	0.000	3.140	3.14	4	42.55	3.14	1.3545	0.0738	0.7147	0.0015	0.0305	0.968	EMISOR
78	80	26.00	1783.20	1783.00	1782.00	1781.80	1.20	1.20	0.20	7.69	0.000	3.140	3.14	4	28.638	3.14	0.9116	0.1096	0.7876	0.002	0.0406	0.718	EMISOR

CAPITULO V

DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO

5.1.0 GENERALIDADES

Uno de los problemas más serios que afrontan las principales ciudades de nuestro país es la disposición final de los desagües, los cuales en muchos casos son lanzados a los ríos o cuerpos de agua sin ningún tratamiento o desinfección originando su contaminación con altas concentraciones de bacteria, virus y parásitos; así mismo generando malos olores por la formación de diferentes gases (H_2S , NH_4) y por presentar una alta demanda bioquímica de oxígeno (DBO).

Debido al crecimiento acelerado de las ciudades los sistemas de agua potable existentes se ven imposibilitados de poder cubrir las necesidades de la población, lo que originan una búsqueda de nuevas fuentes de agua adecuadas para el consumo humano. Cuando las aguas disponibles no cumplen con las normas de agua potable se hace necesario tratarlas y desinfectarlas dependiendo la magnitud del tratamiento de cuanto este contaminada.

La reunión y concentración de los residuos líquidos de una comunidad, denominados aguas servidas, crea el problema de su evacuación, que es necesario resolver para proteger la salud y el bienestar público. El destino final de las aguas servidas solo puede ser el campo o una masa de agua.

La conducción al campo obliga a esparcir las aguas servidas sobre la superficie del terreno, a distribuirlas bajo la superficie mediante un sistema de tubos subterráneos a descargarlas, bajo condiciones favorables, en zanjas o pozos de drenaje; o descargarlas en el lecho de una corriente seca.

Desde donde puede infiltrarse en el suelo o ser arrastrada a una masa de agua.

Usualmente, es necesario recurrir a algún sistema de tratamiento. Para preparar a las aguas negras para su eliminación definitiva. Las materias sólidas obtenidas como consecuencia del tratamiento pueden enterrarse, quemarse, sumergirse en una masa de agua o utilizarse para fines comerciales, como para relleno de mezclas fertilizantes.

Si el volumen de la masa de agua donde se descargan las aguas negras o la naturaleza del terreno donde se vierten dichas aguas, no son los adecuados, puede crearse un serio perjuicio.

El objetivo de todos los métodos de tratamiento de las aguas negras empleadas hasta hoy, ha sido transformarlas en un residuo líquido que pueda evacuarse sin perjuicios y, en ciertos casos excepcionales, evitar la contaminación de las aguas de abastecimiento público.

Los beneficios económicos sólo han sido considerados en un grado secundario, pueden considerarse como excepciones algunas fincas rústicas y distritos de riego que usan las aguas negras por considerar que estas tienen un valor especial para el riego y haberse planeado la explotación de esas zonas, principalmente, desde este punto de vista.

Debe tenerse en cuenta que como el objetivo de todo tratamiento de aguas negras es producir un líquido derivado de ellas que se pueda eliminar sin causar ningún perjuicio, deberá Adoptarse el método más sencillo con el que pueda obtenerse este resultado.

Dentro de las condiciones particulares de cada caso, las aguas servidas no se pueden purificar, no puede obtenerse de ellas agua potable de un modo practico ni en gran escala.

5.2.0 TRATAMIENTO Y ELIMINACION DE LAS AGUAS SERVIDAS.

La recolección, conducción, tratamiento y adecuada disposición final de los residuos líquidos generados en comunidades, las industrias e instalaciones agropecuarias, es actividades o acciones encaminadas a conservar y proteger el medio ambiente y la salud humana, al evitar o disminuir la contaminación de las aguas, el suelo, el aire y mitigar los impactos negativos que produce este fenómeno sobre otras variables del medio natural y socioeconómico.

La utilización de lagunas para el tratamiento de agua negras es tan antigua como la naturaleza misma, sin embargo como recurso técnico o como medio aceptado en este propósito se ha desarrollado recién a mitad de siglo XX.

5.3.0 OBJETIVOS DEL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS SERVIDAS

El tratamiento de las aguas servidas tiene los siguientes objetivos:

- a. Prevenir y reducir la diseminación de enfermedades transmisibles causados por los microorganismos patógenos presentes en los desagües.
- b. La disminución de la demanda bioquímica de oxígeno (DBO) y sólidos a niveles que no constituyan problemas a los cuerpos receptores.

- c. Alcanzar los límites permisibles para el rehuso de las aguas servidas tanto en la agricultura, piscicultura, etc.
- d. conservar las posibles fuentes de abastecimiento de agua potable.
- e. Preservar la fauna y la flora acuática.

El tratamiento que se realice a las aguas servidas dependerá de la calidad del efluente que se desee obtener, el cual varía de un lugar a otro dependiendo de:

Los usos preponderantes de las aguas receptoras.

La capacidad del cuerpo de agua en asimilar por dilución y autodepuración el líquido tratado.

Las exigencias legales establecidas por los órganos de control para las descargas en el cuerpo receptor o para el rehuso de las aguas servidas.

Los tipos de cultivos y sistemas de riego, en los casos que la disposición final llegue a una área agrícola.

5.4.0 VENTAJAS

Alta eficiencia

Bajo costo

Mantenimiento simple

Aplicable a cualquier circunstancia de clima

Reutilización del efluente

5.5.0 PLANTAS DE TRATAMIENTO

En los países occidentales se desarrolló durante el presente siglo, diversas técnicas para el tratamiento de aguas servidas que hacen uso de los sedimentadores, percoladores, unidades de cieno activo, digestores, etc.

Todas estas formas de tratamiento obligan a construir estructuras costosas, muchas de ellas dotadas de equipo mecánico, de alto costo y caro mantenimiento y operación. Es decir, durante mucho tiempo sé penso que las aguas servidas solo podían depurarse mediante costosas y complicadas instalaciones, cuando en realidad la naturaleza puede efectuar una tarea excelente en casi todos los casos. Una solución que a todas luces es la más factible, es la utilización de lagunas de estabilización.

Estas estructuras son muy simples y por lo tanto baratos, sin embargo en ellas se producen procesos biológicos, químicos y físicos conocidos con el nombre de autopurificación natural. Este proceso sé esta llevando a cabo en todos los ríos, lagos, lagunas, etc. que reciben compuestos orgánicos putrecibles y es a través del que estas sustancias logran estabilizarse

5.6.0 LAGUNA DE ESTABILIZACION

Una laguna de estabilización de aguas residuales son sistemas de tratamiento biológico en que la estabilización de la materia orgánica es realizada por la acción bacteriológica (oxidación aerobio o fermentación anaerobia) y/o el proceso de fotosíntesis realizado por las algas.

Es una estructura simple para embalsar agua de poca profundidad de 1 a 4 mt. Y con periodos de retención de magnitud considerable de unos 40 días.

Cuando las aguas servidas son descargadas a estos estanques se realiza en la misma forma espontanea un proceso conocido con el nombre de autodepuración o estabilización natural en el que ocurren fenómenos de tipo físico, químico, bioquímico y biológico, obteniéndose un efluente satisfactorio para su vertimiento en el ambiente circundante. La demanda bioquímica

de oxígeno (DBO) de las aguas descargadas de una laguna de estabilización, y del afluente de las mismas, es el parámetro que más se ha utilizado para evaluar las condiciones de trabajo de las lagunas de estabilización y su comportamiento.

Una laguna de estabilización, dependiendo de su DBO, puede ser calificada como Aeróbica, facultativa o como Anaeróbica:

5.6.1 LAGUNA AEROBICA

El objetivo de estas lagunas es descomponer la materia orgánica en presencia del oxígeno produciendo compuestos inorgánicos que sirven de nutrientes a las algas, las cuales a su vez producen más oxígeno que facilite la actividad de las bacterias aeróbicas. Este tipo de lagunas se proyecta sobre la base de una proporción superficie-volumen muy elevada, lo que puede originar la presencia de grandes cantidades de algas. La profundidad a la cual se diseñan oscila entre 15 a 20 cm. Ya que a esta profundidad se garantiza la existencia de oxígeno disuelto en todo el tirante del agua. Las lagunas aireadas debido a su difícil operación y a la baja eficiencia que se obtiene han caído en desuso, por tal motivo para el presente trabajo ha sido descartado.

5.6.2 LAGUNA ANAEROBICA

Este tipo de lagunas se caracteriza por estabilizar la materia orgánica mediante reacciones anaeróbicas (no interviene el oxígeno del ambiente). El proceso de depuración de las aguas residuales se inicia con la aparición de bacterias aeróbicas que estabilizan la materia orgánica produciendo agua, gas carbónico y material para la formación de nuevas células.

A medida que ingresa una mayor carga orgánica el oxígeno disuelto desaparece, lo que ocasiona la disminución de bacterias aeróbicas hasta desaparecer y a la vez surgen nuevas

bacterias aeróbicas hasta desaparecer y a la vez surgen nuevas bacterias llamadas anaerobias y facultativas que consiguen sobrevivir sin la presencia del oxígeno disuelto.

Estas nuevas bacterias asimilan la materia orgánica produciendo ácidos orgánicos, gas carbónico, gas hidrógeno los cuales producen malos olores (fase de fermentación).

A medida que transcurre el tiempo surge otro tipo de bacterias anaerobias que transforman los ácidos orgánicos en gas metano y gas carbónico además de generar energía para sus actividades.

El gas metano por ser insoluble es arrojado hacia la atmósfera. Los principales factores que intervienen en este proceso son la temperatura (óptima mayor de 15 °C), el PH (ligeramente alcalino), el tiempo de retención (de 2 a 5 días) y la tasa de carga orgánica (mayor a 600 kg./DBO/ha/día.)

Este tipo de lagunas se caracteriza por ser construidas en áreas relativamente pequeñas con profundidades de hasta 4 m con la finalidad de proteger el proceso de fermentación (evitar el O.D.), sin embargo presentan un efluente de muy baja calidad.

El aspecto del efluente es de una coloración oscura y con malos olores, presenta una alta concentración de sólidos disueltos y en suspensión, en cuanto a los coliformes la eficiencia es baja no pudiendo ser reusado el efluente.

El funcionamiento adecuado de este tipo de lagunas requiere de personal calificado que efectúe constantes evaluaciones tales como PH, oxígeno disuelto, concentración de coliformes, etc.

.6.3 LAGUNA FACULTATIVA

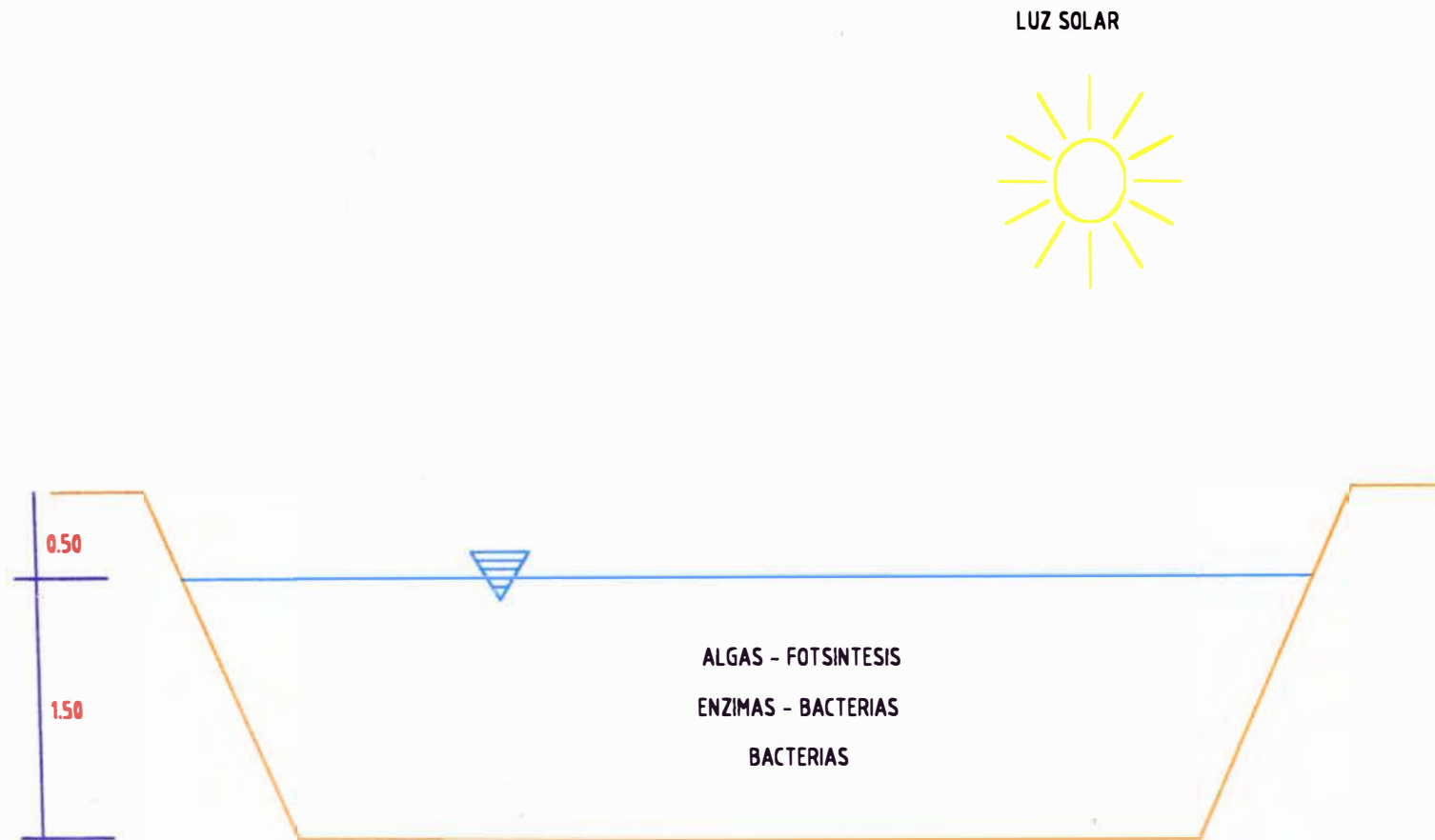
Las lagunas facultativas se caracterizan por presentar organismos con capacidad de adaptación en un medio aeróbico y en un medio anaerobico, los cuales reciben el nombre de facultativos. En una laguna facultativa se puede apreciar el proceso de estabilización de la materia orgánica en dos zonas: en el estrato superior de las lagunas, se lleva acabo un proceso aeróbico en el cual las bacterias facultativas descomponen la materia orgánica en presencia de oxígeno, produciendo compuestos Inorgánicos que sirven de nutrientes a algas las cuales a su vez producen mas oxígeno para facilitar la actividad de las bacterias, encontrandose en un caso de simbiosis.

En el estrato inferior de estas lagunas se presentan condiciones anaerobicas, las bacterias facultativas estabilizan la materia aprovechando él oxígeno presente en las moléculas de la materia que esta degradando. Este tipo de lagunas se caracteriza por necesitar una área relativamente mayor al de las lagunas anaerobicas; sin embargo el efluente que presenta es de una calidad aceptable de tal forma que permite su rehuso tanto en la agricultura como la piscicultura o descargas a cursos de aguas.

La profundidad que presentan es de 1.5 m en promedio y el tiempo de retención es de 10 días como mínimo para permitir la remoción de los huevos de helmintos.

La eficiencia de remoción de DBO es del 75% al 85% en una laguna primaria y del 90% al 95% en una laguna secundaria.

En cuanto a la remoción de coliformes alcanza valores de orden del 99% con laguna secundaria.



LAGUNA DE ESTABILIZACION FACULTATIVA

FENOMENOS QUE SE LLEVAN A CABO:

- SEDIMENTACION
- DIGESTION DE LODOS
- ESTABILIZACION AEROBICA DE LA MATERIA ORGANICA DISUELTA Y SUSPENDIDA
- FOTOSINTESIS
- REMOSION DE BACTERIAS

Para el distrito de Paccha hemos escogido este tipo de laguna por las razones expuestas anteriormente y por presentar una operación más sencilla que las lagunas anaerobicas, además una de las razones más importantes es su eficiencia en la eliminación de agentes patógenos el cual no puede ser igualados por otras lagunas.

.7.0 BATERIAS DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION

En los primeros años de huso de lagunas de estabilización, se discutía mucho si se debía húsar las mismas para tratar aguas servidas crudas, o si se debía hacer un tratamiento previo, tal como se acostumbra en las lagunas convencionales.

Sin embargo con el tiempo se observo que tiene muchas ventajas usar lagunas en serie o en paralelo a lo cual se le denomina baterías.

5.7.1 LAGUNAS EN SERIE:

Se ha podido apreciar una mejoría importante en la calidad bacteriológica del afluente al colocar varias lagunas facultativas en serie, por eso en proyecto donde se requiere mejorar en alto grado la calidad bacteriológica del efluente al colocar varias lagunas facultativas en serie, por eso en proyecto donde se requiere mejorar en alto grado la calidad bacteriológica, se usan lagunas terciarias, cuaternarias, y aun de grado mayor.

5.7.2 LAGUNAS EN PARALELO:

Ofrece muchas ventajas desde el punto de vista constructivo y operativo, pero no mejora la calidad del efluente. Un buen diseño debe tener por lo menos dos lagunas primarias en paralelo. El contar con dos lagunas, permite sobrecargar una mientras se lleva a cabo la limpieza de la otra.

Por otro lado cuando el sistema es puesto a trabajar por primera vez, es posible poner en operación solo lo necesario, logrando reducir de este modo el periodo de llenado de la laguna con lo que se evitan muchos problemas, principalmente el de crecimiento de yerbas en el fondo.

5.8.0 DISEÑO DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACION

Desde sus inicios en el estudio de lagunas, se han realizado infinidad de experiencias, con el propósito de desarrollar modelos matemáticos que permitan diseñar lagunas de estabilización en función de la remoción de DBO esperada. Ninguno de estos modelos ha logrado una aceptación general, pues los objetivos trazados, las diversas metodologías de evaluación y la variedad de climas han producido resultados diferentes.

De la diversidad de estos métodos se usara cuatro método. Los cuales debemos utilizar con mucho criterio a la hora de hacer un diseño de laguna.

Para cálculos de laguna el método de CEPIS es el más apropiado para diseños, por que es muy simple y por que se ha obtenido muy buenos resultados.

Cuando se diseñe una laguna, se debe tener un margen de seguridad que nos garantice que la estructura que esta proyectando va a funcionar sin problemas. No es tan fácil encontrar este factor por lo que debemos tener presente que una laguna se enfrenta a dos requerimientos críticos como son: carga orgánica y balance hídrico.

.8.1 CARGA DE CONTRIBUCION

Dada la calidad y la cantidad de alimentos consumidos en la zona podemos considerar la cifra de 50 gr. de DBO/persona/dia. Como factor de contribución.

.8.2 PERIODO DE RETENCION (R)

Se tendrá como objetivo el que las lagunas no tengan área insuficiente que puedan originar malos olores o trabajo parcial, ni tan larga que pueda significar un sobredimensionamiento.

.9.0 METODOS DE DISEÑO

a) DISEÑO POR TASA DE TRABAJO.

El diseño por tasa de trabajo fue el primero que se utilizo para las lagunas de estabilización y continuo siendo un método muy utilizado por los proyectistas de lagunas.

Consiste en construir un sistema de lagunas experimentales o piloto y mediante evaluación de su comportamiento, determinar una tasa de trabajo “ Ic ” que garantice un rendimiento aceptable.

Su ecuación es:

$$A = \frac{L_o}{I_c} \dots\dots\dots (5 - 1)$$

donde :

- A = Area de laguna.
- Ic = tasa de trabajo de laguna en kg de DBO/Ha*día
- Lo = DBO/día.

Para lagunas facultativas su altura o profundidad recomendable es entre 1 y 2 m. Para lagunas anaerobicas entre 2 y 4 m.

La tasa de trabajo "lc " oscila entre 150 y 350 kg./Ha/día para lagunas facultativas. Para lagunas anaerobicas se prefiere usar la carga expresada en kg. DBO/100m³/dia.

b) DISEÑO BASADO EN LA CINETICA DEL PROCESO.

También se le conoce con el nombre de método racional. Es muy simple y ha permitido obtener buenos resultados:

Para lagunas facultativas se usa la siguiente formula:

$$\frac{L_p}{L_o} = \frac{1}{(K_f + R + 1)} \dots\dots\dots(5 - 2)$$

donde :

L_p = DBO5 del efluente

L_o = DBO5 del afluente

K_f = Constante de reacción por DBO en lagunas facultativas en días⁽⁻¹⁾

R = Periodo de retención en días

La eficiencia de la laguna esta dada por:

$$\text{Eficiencia} = \frac{100(L_o - L_p)}{L_o} \dots\dots\dots(5 - 3)$$

Es recomendable que la eficiencia este entre el 70% y 90%. Se ha encontrado que para temperatura de 35 °C, K_r = 1.2 y la constante K_r varia con la temperatura siguiendo la relación:

$$K_r^{35^\circ\text{C}}/K_r = 1.085^{(35-T^\circ)} \dots\dots\dots(5 - 4)$$

Siendo "T" la temperatura a la cual funciona la laguna. Por observaciones efectuadas se ha notado que la temperatura de las lagunas esta entre dos y cuatro grados por encima de la del ambiente.

En base de la ecuación anterior se ha establecido la siguiente tabla de valores de Kr en función de la temperatura.

CUADRO DE VALORES DE Kr EN FUNCION DE LA TEMPERATURA

CUADRO N° 1

Temperatura en °C	5	10	15	20	25	30	35
Kr en días ⁽⁻¹⁾	0.103	0.12	0.24	0.35	0.53	0.80	1.2

c) DISEÑO BASADO EN EL METODO DE GLOYNA.

Gloyna da especial importancia en su forma a los parámetros de DBO, temperatura y toxicidad.

El dice que la temperatura es de primordial importancia en el funcionamiento de las lagunas de estabilización, por que afecta la producción fotosintética de oxígeno tanto como a otras reacciones biológicas.

La formula es:

$$V = CxNxqxLux O^{(35-T)} f f' \dots\dots\dots(5-5)$$

$$Lu = \frac{Lo}{(1-e^{(-5k)})} \dots\dots\dots(5-6)$$

Donde :

V = Volumen de la laguna en m³

C = Constante igual a 3.5x10⁽⁻⁵⁾

N = Numero de personas servidas

q = Flujo del efluente (lt/hab/día)

Lu = DBO del efluente en mg/lt

O = Coeficiente de temperatura igual a 1.085

T = Temperatura promedio en °C.

f = Factor de toxicidad de algas, igual a 1 en el caso de aguas negras.

f' = Efecto de los sulfuros igual a 1.

La ecuación anterior esta basada en una laguna individual, en caso de sistemas muy grandes conviene instalar lagunas en paralelo

d) METODO DE CEPIS

Este modelo esta basado en investigaciones efectuadas en las lagunas de San Juan, Lima, el estudio comprendió la evolución de las lagunas primarias y 4 secundarias, funcionando en una variedad de cargas aplicada (de 200 a 1158kg DBO5/Ha/dia). Y durante 21 semanas, en los meses más fríos.

Se demostró que la temperatura del agua es algo mas elevado que la temperatura ambiental, llegándose a la correlación siguiente:

$$Ta = 8.59 + 0.82 T \dots\dots\dots(5-7)$$

Donde:

T_a = temperatura del agua residual (°C)

T = temperatura ambiente (°C)

Se logro establecer el limite de carga entre las lagunas facultativas y las anaerobicas, en base a la predominancia del proceso biológico.

Como la ganancia de NH₃ solo es posible como resultado de los procesos anaerobicos, se concluyo que para cargas sobre 357 kg. DBO₅/Ha/dia predomina los procesos anaerobicos. Hay que distinguir, sin embargo, El hecho de que muchos de las lagunas primarias con cargas sobre 357 tuvieron algas y OD por periodos prolongados. Este concepto se aparta del ciclo basado en el OD superficial y permite establecer una dependencia de temperatura de la carga máxima superficial aplicable (CS_m) para asegurar la predominancia del proceso aeróbico. Para ello se aplican las ecuaciones combinadas para lograr una visión de la relación de Arrhenius.

$$\frac{PR_o}{CS_{m_o}} = \frac{CS_m}{CS_{m_o}} = O^{(T_a - T_o)} \dots\dots\dots(5-8)$$

De acuerdo a los datos de la Laguna de San Juan se considera una CS_{m_o} = 357.4 kg DBO₅/ha/dia, para un T_o = 20 °C, faltando asumir El valor de O. Este según Marais es de 1.072, Según Gloyna es de 1.085, y según MC Garry es de 1.0993, como los valores son cercanos consideramos El valor propuesto por Gloyna, obteniéndose:

$$CS_o = 357.4 * (1.085^{(T_o - 20)}) \dots\dots\dots(5-9)$$

El uso de esta ecuación nos permite un diseño mas realista para países en desarrollados, en condiciones criticas en el mes más frío.

De los datos obtenidos, los que ofrecen mayores ventajas en su utilización para el diseño de lagunas, son las correlaciones de carga aplicada de DBO aplicada versus carga removida, las cuales han sido calculadas considerando perdidas, por infiltración. El procesamiento de datos se realizo calculando las cargas aplicadas en base de la DBO total y las cargas del efluente en base de DBO soluble, gracias a estas evaluaciones se han podido establecer por vez primera una correlación para lagunas secundarias.

$$CSrp = 7.67 + 0.8063 * CSa \dots\dots\dots(5-10)$$

$$CSrs = -0.87 + 0.765 * CSa \dots\dots\dots(5-11)$$

Donde:

CSrp = carga superficial removida en la laguna primaria (kg DBO5/ha/dia.)

CSrs = carga superficial removida en la laguna secundaria (Kg DBO5/ha/dia.)

CSa = carga superficial aplicada en la laguna primaria, secundaria (Kg DBO5/ha/dia.)

El hecho de que estas relaciones tengan altos coeficientes de correlación, $R = 0.9962$ para la laguna primaria y $R = 0.9861$ para la secundaria. , Ha hecho posible un modelo matemático que se apoya en las siguientes suposiciones.

- Basándose en los datos de perfil y temperatura y vientos se asume mezcla completa.
- Se considera despreciable la precipitación y se incluye la infiltración.
- El modelo se desarrolla para condiciones de equilibrio continuo, con un coeficiente de degradación lineal.

Haciendo un balance del substrato alrededor de la laguna tendremos:

$$V \times ds/dt = Q_a \times S_a - Q_i \times S - K_1 \times X_b \times S \times V \dots\dots\dots (5-12)$$

En equilibrio continuo: $ds/dt=0$

Reemplazando:

$$K_1 \times X_b = \frac{Q_a \times S_a - Q_i \times S - Q \times S}{S \times V} \dots\dots\dots (5-13)$$

Donde:

- Q_a = Caudal del afluente
- Q_i = Caudal de infiltracion
- Q = Caudal del efluente
- K_1 = Velocidad de reacción lineal unitaria (1/mgXb/día)
- X_b = Biomasa activa de materia (ppm)
- K = Velocidad global de reacción (1t/día)
- V = Volumen de la laguna (m³)

Como $PR = V/Q$ en (5-13)

$$K \times PR = \frac{Q_a \times S_a - Q_i \times S - Q \times S}{Q \times S} \dots\dots\dots (5-14)$$

Asumiendo la evaporación despreciable: $Q_a = Q + Q_i$

$$KPR = \frac{Q_a \times S_a - Q_a \times S}{Q \times S} \dots\dots\dots (5-15)$$

Como:

$$CSa = \frac{Q_a \times S_a}{A} \dots\dots\dots (5-16)$$

$$CSt = \frac{Q_a \times S_a - Q \times S}{A} \dots\dots\dots (5-17)$$

Reemplazando en..... (5-15):

$$KPR = \frac{CSr}{(CSa - CSr)} \dots\dots\dots (5-18)$$

Donde:

$$\frac{CSr}{CSa} = \frac{K * PR}{(1 + K * PR)} \dots\dots\dots (5-19)$$

Los valores de K han sido repartidos por varios investigadores que han propuesto valores desde 0.1 hasta por encima de 2 en general, la tendencia ha sido la de obtener mayores valores de K para menores valores de retención. En las lagunas de San Juan se han presentado correlaciones de K vs PR, para laguna primaria y secundaria, que fue calculada sobre la base del caudal efluente (corrigiendo los cálculos por infiltración), las correlaciones para lagunas primarias y secundarias basadas en DBO, son:

$$K_p = \frac{PR}{(-5.277 + 2.318 \times PR)} \dots\dots\dots (5-20)$$

$$K_s = \frac{PR}{(-31.488 + 7.987 \times PR)} \dots\dots\dots (5-21)$$

basados en la forma de la ecuación (5-19) se han calculado los datos de campo, que incluyen evaporación para ajustarse a las ecuaciones basadas de la DBO.

$$\frac{CSr}{CSa} = \frac{K*PR}{(1+K*PR)} \dots\dots\dots(5-22)$$

Las correlaciones para lagunas primarias y secundarias son excelentes (R = 1), por lo que se puede asumir la anterior ecuación como válida para cualquiera de estas lagunas.

Para hallar el Periodo de Retención se usara la siguiente relación:

$$PR = V/Q_{ef}$$

Donde:

V = volumen de la laguna

Q_{ef} = caudal del afluente de la laguna.

El Periodo de Retención es el tiempo en el cual son removidos los parásitos en una laguna.

En una laguna primaria los parásitos son removidos en un tiempo de 10 días.

El tratamiento con lagunas de estabilización facultativas, tiene el propósito principal de reducir la concentración de gérmenes patógenos a valores que permitan su uso en el riego de cultivos.

Para lo cual a travez de la ecuación de Thirumurthy determinaremos el N° de coliformes al final del tratamiento.

Para la remoción de organismos patógenos utilizamos:

$$N = \frac{N^o * 4^a * e^{((1-a)/2 * d)}}{(1+a)^2}$$

donde:

d = factor de dispersión

N = # de coliformes al final del tratamiento
N° = # de coliformes al inicio del tratamiento
a = factor adimensional.

El factor de dispersión (d) se obtiene mediante la formula de Polprasert modificada por Saenz.

$$d = \frac{1.158 (PR \times (w + 2Z))^{0.489} \times W^{1.511}}{(Ta + 42.5)^{0.734} \times (L \times Z)^{1.489}}$$

PR = Periodo de retención
W = Ancho de la laguna en mt
L = Largo de la laguna en mt
Z = Profundidad de la laguna en mt
Ta = Temperatura del agua en (° C)

El factor adimensional (a) se obtiene mediante la siguiente formula:

$$a = (1 + 4K_b \times PR \times d)^{1/2}$$

.10.0 CALCULO DE LA LAGUNA DE ESTABILIZACION PARA PACCHA

Usando los métodos descritos anteriormente se realizara los cálculos de lagunas para el tratamiento de los desagües de la localidad de Paccha.

Datos :	N	=	1807 habitantes
	Q	=	300 lt/hab/día
	DBO	=	50 gr./hab/día

a) Por tasa de trabajo.

$$I_c = 150 \text{ Kg de DBO/ha/día}$$

$$L_o = 1807 \times 50 \times 10^{-3} \text{ kg./hab/día} = 90.35 \text{ kg.DBO /día}$$

reemplazando en la ecuación :

$$A = \frac{L_o}{I_c} = \frac{90.35}{150.0}$$

$$A = 0.602 \text{ Ha}$$

Como para este tipo de laguna la profundidad recomendable es de 1 a 2 m. considero el valor promedio, $h = 1.5 \text{ m}$.

Luego, el volumen de la laguna será:

$$V = 1.5 \text{ m} \times 0.602 \times 10^{-4} \text{ Ha} = 0.9 \times 10^4 \text{ m}^3 = 9035 \text{ m}^3$$

$$Q = (300 \times 10^{-3}) \text{ lt/hab/día} \times 1807 \text{ habit.} = 542.592 \text{ m}^3/\text{día}$$

El periodo de retención será:

$$R = \frac{V}{Q} = \frac{9035 \text{ m}^3}{542.592 \text{ m}^3/\text{día}} = 16.65 \text{ días}$$

$$R = 17 \text{ días}$$

b) diseño basado en la cinética del proceso.

Como la eficiencia recomendada es la de 70% a 90%, para este análisis considero una eficiencia de 90%.

Reemplazando en la ecuación:

$$E = \frac{100x(L_o - L_p)}{L_o}$$

$$90\% = \frac{100x(L_o - L_p)}{L_o}$$

$$L_p/L_o = 0.1$$

despejando hallamos : $L_o/L_p = 10$

Del cuadro N°1 , para temperatura 15 °C hallamos un valor de $K_r = 0.24$ días(-1).

Y de la relación (5 -2) deducimos el periodo de retención:

$$R = \frac{L_o/L_p - 1}{K_r}$$

$$R = \frac{10 - 1}{0.24} = \frac{9}{0.24}$$

$$R = 37.5 \text{ días}$$

El volumen de la laguna será:

$$V = Q \times R$$

Reemplazando valores:

$$V = 542.592 \text{ m}^3/\text{dia} \times 37.5 \text{ días}$$

$$V = 20347.2 \text{ m}^3$$

$$\text{Si } h = 1.5 \text{ mt.}$$

El área de la laguna será:

$$A = \frac{20347.2 \text{ m}^3}{1.5 \text{ m}} = 13564.8 \text{ m}^2$$

$$A = 1.36 \text{ Ha.}$$

c) **por el método del Dr. Gloyna.**

$$N = 1807 \text{ habitantes}$$

$$q = 300 \text{ lt/hab/día}$$

$$k = 0.24, \text{ para } T_p = 15^\circ\text{C}$$

$$L_u = \frac{L_o}{1 - e^{(-5k)}} \quad \text{siendo } k = 0.24 \text{ días}^{(-1)}$$

$$L_u = \frac{(50/300) \times 10^3}{(1 - e^{(-1.2)})}$$

$$L_u = 238.7 \text{ mg/l}$$

$$V = 3.5 \times 10^{(-5)} \times 1807 \times 300 \times 238.7 \times 1.085^{(35^\circ - 15^\circ)}$$

$$V = 23173.3 \text{ m}^3$$

Luego para un $h = 1.5 \text{ m.}$, el área será:

$$A = V/h$$

$$A = \frac{23173.3}{1.5} = 1.54 \text{ Ha.}$$

El periodo de retención (R) será:

$$R = \frac{V}{Q}$$

Reemplazando valores:

$$R = \frac{23173.3 \text{ m}^3}{542.592 \text{ m}^3/\text{día}}$$

$$R = 42.7 \text{ días}$$

d) METODO DE CEPIS

DISEÑO DE LA LAGUNA PRIMARIA

datos de diseño:

Población = 1807 hbts.

Temperatura mínima ambiental (T_a) = 8 °C

Contribución de DBO = 50 gr./hab/día.

1.- CDBO = carga de contribución

$$CDBO = \text{Población} \times \text{Contribución de DBO}/1000$$

$$CDBO = 1807 \times 50 / 1000$$

$$CDBO = 90.35 \text{ Kg. DBO/día}$$

2.- CS_{max} = carga superficial máxima

$$CS_{max} = 357.4 \times 1.085^{(T-20)}$$

T = temperatura en °C del agua en el mes más frío.

$$T = 8.59 + 0.82(T_a)$$

$$T_a = 8 \text{ } ^\circ\text{C}$$

reemplazando:

$$T = 15.15 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$CS_{\max} = 357.4 \times 1.085^{(15.15-20)}$$

$$CS_{\max} = 240.61 \text{ kg. DBO/Haxdía}$$

3.- $A_t = \text{Area superficial requerida}$

$$A_t = CDBO/CS_{\max}$$

$$A_t = \frac{90.35 \text{ KgDBO/día}}{240.61 \text{ KgDBO/Haxdía}}$$

$$A_t = 0.38 \text{ Ha}$$

$$A_t = 3800 \text{ m}^2$$

4.- $NL = \text{Numero de Lagunas}$

considero 2 lagunas de igual área que trabajaran en paralelo
Luego el área de cada laguna y sus dimensiones será:

$$A_t = 3800 \text{ m}^2$$

$$A_t = 2A$$

$$A = 1900 \text{ m}^2$$

Largo = 60 m.
Ancho = 30 m
altura = 1.5 m

$$\rightarrow A_a = 2 \times 60 \times 30 = 0.36 \text{ Ha}$$

5.- CS_a = Carga Superficial aplicada

$$CS_a = \frac{C_{DBO}}{A_a}$$

$$CS_a = \frac{90.35 \text{ Kg DBO/día}}{0.36 \text{ Ha}}$$

$$CS_a = 250.97 \text{ Kg DBO/Haxdía.}$$

6.- CS_r = Carga Superficial removida

$$CS_r = 7.67 + 0.8063(CS_a) \text{ (solo para lagunas primarias)}$$

$$CS_r = 7.67 + 0.8063(250.97)$$

$$CS_r = 210.03 \text{ kg./ha/día}$$

7.- CS_{rem} = Calculo de la carga superficial remanente

$$CS_{rem} = CS_a - CS_r$$

$$CS_{rem} = 250.97 - 210.03$$

$$CS_{rem} = 40.94 \text{ kg DBO/Haxdía.}$$

8.- Caudal del afluente de cada laguna primaria

$$Q_{af} = (Q_{desague})/2$$

$$Q_{af} = (6.28 \text{ l/s})/2$$

$$Q_{af} = 271.3 \text{ m}^3/\text{día}$$

9.- CDBO_l = Carga de DBO del efluente a cada laguna

$$CDBO_l = (C_{s_a}) \times (A_a / 2)$$

$$CDBO_l = (250.97 \text{ Kg DBO/Haxdia}) \times (0.18 \text{ Ha})$$

$$CDBO_l = 45.18 \text{ Kg DBO/día.}$$

$$CDBO = CDBO_l / Q_{af}$$

$$CDBO = \frac{45.16 \text{ Kg DBO/día}}{271.3 \text{ m}^3/\text{día}}$$

$$CDBO = 166.52 \text{ mg/lit}$$

10.- CDBO_{rem} = Carga de DBO remanente o soluble

$$CDBO_{rem} = C_{srem} \times (A_a / 2)$$

$$CDBO_{rem} = (40.94 \text{ kg DBO/Haxdia}) \times (0.18 \text{ Ha})$$

$$CDBO_{rem} = 7.37 \text{ Kg DBO/día}$$

$$CDBO_{rem\ ef} = CDBO_{rem} / Q_{af}$$

$$CDBO_{rem\ ef} = (7.37 \text{ Kg DBO/Haxdia})/(271.3 \text{ m}^3/\text{dia})$$

$$CDBO_{rem\ ef} = 27.17 \text{ mg/lit}$$

11.- CDBO_(total) = Carga de DBO total del efluente de la laguna primaria.

$$DBO_{(Total)} = 1.7 \times DBO_{(soluble)} = 1.7 \times 27.17 \text{ mg/lit}$$

$$DBO_{(Total)} = 46.18 \text{ mg/lit}$$

12.- (E) = Eficiencia

$$E = \frac{DBO_{(afluente)} - DBO_{(Total)}}{DBO_{(afluente)}}$$

$$E = \frac{166.52 - 46.18}{166.52}$$

$$E = 72.27 \%$$

13.- Cálculo del período de retención: (PR)

$$PR = \frac{Vol}{Q_{ef}}$$

$$Vol = 30 \times 60 \times 1.5 = 2700 \text{ m}^3$$

14.- Cálculo del caudal del afluente de la laguna (Q_{ef})

$$Q_{ef} = Q_a + (Q_p - Q_i - Q_e) \times A_{laguna}$$

$Q_a = \text{Caudal del afluente} = 271.3 \text{ m}^3/\text{dia}$

$Q_i = \text{Caudal de infiltración del agua subterránea hacia la laguna} = 0$

$Q_e = \text{Caudal por evaporación} = 5 \text{ mm}/\text{dia}$

$Q_p = \text{Caudal por infiltración de la laguna} = 0$

$Q_{ef} = 271.3 + (0 - 0 - 0.005) \times 0.18 \text{ Ha}$

$Q_{ef} = 262.30 \text{ m}^3/\text{dia}$

Reemplazando, hallamos:

$PR = 2700 \text{ m}^3 / 262.30 \text{ m}^3/\text{dia}$

$PR = 10.29 \text{ dias}$

15-Remoción de organismos patógenos.

Utilizando la ecuación de Thirumurthy, determinamos el N° de coliformes al final del tratamiento.

$$N_p = \frac{N^\circ \times 4a \times e^{(1-a)/2d}}{(1+a)^2}$$

$N^\circ = \text{No de coliformes iniciales}$

$N_p = \text{No de coliformes finales (Laguna primaria)}$

$a = \text{factor adimensional}$

$d = \text{factor de dispersión (fórmula de Polprosert, modificada por Saenz.)}$

$$a = (1 + 4K_b \times PR \times d)^{1/2}$$

16.- Predicción de la remoción de coliformes fecales

Calculo del factor de dispersión (d)

$$d = \frac{1.158 (PR \times (w + 2Z))^{0.489} \times W^{1.511}}{(Ta + 42.5)^{0.734} \times (L \times Z)^{1.489}}$$

PR = periodo de retorno

W = ancho de la laguna en mt

L = largo de la laguna en mt

Z = profundidad de la laguna en mt

Ta = temperatura del agua en (° C)

$$d = \frac{1.158(10.29 \times (30 + 2 \times 1.5))^{0.489} \times 30^{1.511}}{(15.15 + 42.5)^{0.734} \times (60 \times 1.5)^{1.489}}$$

$$d = 0.214$$

La constante de remoción de coliformes

$$K_b = 0.841 \times 1.18^{T_a - 20} = 0.214$$

$$a = (1 + 4 K_b \times PR \times d)^{1/2} = 1.699$$

La colimetría del efluente primario es:

$$N = \frac{N^o \times 4 \times a \times e^{(1-a)/2d}}{(1+a)^2}$$

$$N^o = 2 \times 10^8 \text{ nmp/100ml}$$

$$N_p = 3.65 \times 10^7 \text{ nmp/100ml}$$

$$Ef = \frac{N^o - N_p}{N^o} \times 100 = 81.73 \%$$

Luego de haber realizado los cálculos por los métodos mencionados tenemos el cuadro de resumen de resultados.

Método	A (Has)	h (m)	R (días)	i (kg. DBO/Ha/día)
a	0.60	1.50	17.00	150
b	1.36	1.50	37.50	105
c	1.54	1.50	42.70	108
d	0.360	1.50	10.26	240.61

donde:

a = Tasa de trabajo

b = Cinética del proceso

c = Glyona

d = método del CEPIS

A = Area de la laguna, en Ha.

h = Altura del tirante de agua en mt.

R = Periodo de retención, en días.

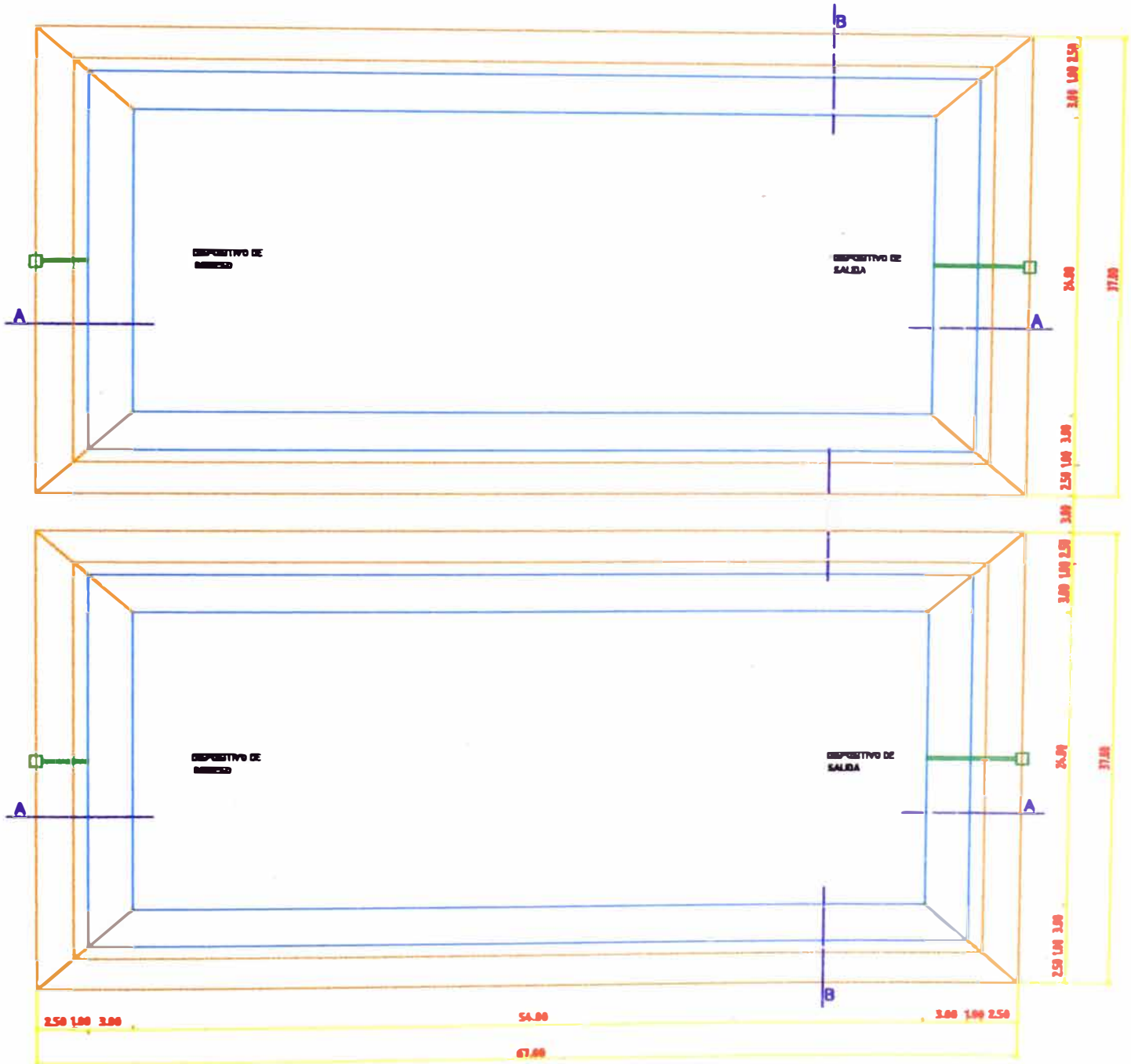
i = Tasa de trabajo de la laguna en kg. de DBO/Ha/día

Del cuadro de resumen se observa que los resultados de los métodos a, b y c tienen resultados muy sobredimensionados, por eso considero como método apropiado el de CEPIS cuya área aceptable de diseño es de 0.36 Has.

cada una de las 2 lagunas tendrá las siguientes dimensiones:

LAGUNAS		
Superficie	:	1800.00 m ²
Largo	:	60.00 m
Ancho	:	30.00 m
Altura de agua	:	1.50 m
Borde Libre	:	0.50 m
Periodo de retención	:	10.29 días

LAGUNAS DE ESTABILIZACION



PLANTA
ESCALA 1/250

5.11.0 ESTRUCTURAS HIDRAULICAS

5.11.1 Estructuras de control.- En las lagunas de estabilización, al igual que en cualquier otra planta de tratamiento de aguas residuales, es necesario tener un registro de caudal que ingresa a las mismas las 24 horas del día. Esta información es necesaria para poder evaluar el comportamiento de las lagunas, Además sirve para otros objetos como: saber en que etapa de su vida útil se encuentra la estructura y poder planificar ampliaciones, etc. No basta medir el caudal que entra en las lagunas, también hay que medir el caudal del efluente de las mismas.

Para la medición de estos caudales se recurre a los vertederos, los cuales si bien ofrecen algunas desventajas, facilitan y flexibilizan la operación de las lagunas.

“para el caso de caudales reducidos se hace posible una mayor precisión con los vertederos triangulares.

Estos generalmente son construidos en placas metálicas, en la practica, solamente son empleados los que tienen forma isósceles siendo los más usuales los de 90.

Para estos vertederos se adopta la formula de Thompson:

$$Q = 1.4 H^{(3/2)}$$

Donde :

Q = caudal en m³/seg.

H = carga en m.

5.11.2 Estructuras para distribución de caudales entre varias lagunas.- El uso de lagunas en paralelo obliga a construir este tipo de estructuras, cuando lo que se desea es distribuir el caudal que entra a la planta entre varias lagunas primarias iguales que reciben caudales iguales, lo ideal sería construir una cámara en la cual el caudal que entra, sale por igual número de vertederos iguales.

Cuando los caudales que se derivan hacia las lagunas no son iguales es mejor utilizar vertederos rectangulares de ancho proporcional a los caudales, en lugar de los triangulares.

5.11.3 Dispositivo de entrada.- La estructura de entrada consiste en una caja de concreto y un simple tubo de PVC que entra por la parte superior de la laguna.

Para un buen funcionamiento de esta estructura debe darse un mantenimiento periódico a la caja de concreto, .

En esta estructura puede prescindirse del vertedero, pues en la estructura de distribución de caudales ya se está midiendo el caudal de entrada.

5.11.4 Dispositivo de salida.- Al igual que la estructura de entrada, este consiste en una caja que capta el efluente por medio de un vertedero triangular y lo descarga por un tubo de PVC hacia el buzón de reunión y de allí al cuerpo receptor o a algún lugar de rehuso.

Su ubicación será en el talud de la laguna por encima del nivel de agua permitiendo el ingreso por rebose de las aguas sobre el vertedero

5.12.0 USO DE LAS AGUAS RESIDUALES

El rápido incremento poblacional y la escasez de agua en gran parte de las ciudades de América Latina, plantean la necesidad de rehusar las aguas residuales tratadas en actividades que generan alimentos para la región.

El uso de aguas residuales tratadas en agricultura y acuicultura, constituyen una de las herramientas mas valiosas que tienen los países en vías de desarrollo para controlar la contaminación y hacer frente al reto que constituye incrementar la producción agrícola con recurso hídrico escaso.

Las aguas residuales constituyen un problema sanitario, pero a su vez es recurso muy apreciado para el riego y la piscicultura, de gran valor económico en áreas desérticas o con estiajes prolongados.

Los nutrientes presentes en las aguas residuales tienen valor como fertilizantes y aumentan el rendimiento de los cultivos; estos nutrientes se conservan en el protoplasma de las algas al tratar las aguas residuales en lagunas de estabilización.

Los tóxicos y microorganismos patógenos presentes pueden causar efectos nocivos a la salud y/o a los cultivos, si no se utilizan el tratamiento y manejos adecuados.

Algunas sustancias presentes en las aguas residuales pueden resultar perjudiciales a los suelos a corto, median y largo plazo, si no se toman las medidas correctivas apropiadas.

La aplicación de aguas residuales crudas o previamente tratadas, al suelo, campos de cultivo, o estanque de

piscicultura constituye en si un tratamiento adicional que mejora la calidad de las mismas.

5.12.1. DISPOSICION Y USO INDISCRIMINADO EN LAS AGUAS RESIDUALES:

La crisis económica y social que afecta a los países latinoamericanos ha provocado un incremento de la pobreza y generado una tremenda diferencia de oportunidades entre el campo y la ciudad. Esta desigualdad resulta determinante para el dramático proceso migratorio que experimentan la mayoría de los países de la región.

Este rápido crecimiento urbano no ha podido ser equiparado con los servicios públicos y se han generado serios problemas solo en el abastecimiento de agua potable sino también en la disposición de las aguas residuales. La organización mundial de la salud estima que El 49 % de la población de la región de América Latina y el caribe tiene servicio de alcantarillado, colectándose diariamente 40 millones de metros cúbicos de aguas residuales que se vierten a los ríos, lagos y mares.

Del volumen colectado por los sistemas de alcantarillados, menos del 10 % recibe algún tipo de tratamiento previo a su descarga en un cuerpo de agua superficial o antes de su huso para el riego directo de productos agrícolas.

Estas aguas usadas para el riego de cultivos agrícolas de consumo humano incrementan los factores ambientales de riesgo para la salud de la población.

El desbalance entre el recurso hídrico y el crecimiento explosivo de las grandes ciudades, ha obligado a priorizar el

uso de aguas superficiales para el abastecimiento público y generación de energía eléctrica. Como lógica consecuencia, la actividad agrícola ubicada en la periferie de las ciudades se ha visto seriamente afectada y ha optado por el uso de las aguas residuales como única alternativa de supervivencia.

Esto se refleja en la existencia en mas de 400,000 has agrícolas irrigadas con estas aguas en forma directa, la mayoría sin tratamiento previo en América Latina.

En el Perú existe mas de 4000 Has en ciudades de su costa desértica. A esta situación alarmante, debemos añadir que existe una cantidad superior de tierras agrícolas irrigadas con aguas superficiales de ríos y canales que superan ampliamente el nivel máximo de mil coliformes fecales por 100 ml que recomienda la OMS para el riego de vegetales de consumo crudo. Con estos niveles de contaminación, los riesgos de consumir alimentos contaminados es alto.

Un estudio realizado por El CEPIS en Lima, realizo comparaciones en la calidad sanitaria de los productos alimenticios regados con agua de río no contaminado, con aguas residuales crudas y tratadas; Y con los productos alimenticios que normalmente se expenden en los mercados de Lima.

Los resultados de estas investigaciones indican que los productos regados con aguas crudas muestran presencia de enteroparásitos, el riesgo disminuyó en las verduras regadas con aguas residuales tratadas y aguas superficiales no contaminadas.

5.12.2 REHUSO DE LAS AGUAS RESIDUALES

LEGISLACION PERUANA

Existen dos decretos que se refieren al rehuso de las aguas residuales, que son :

1.- “El Código del Medio Ambiente y los Recursos Naturales”

El estado fomenta el rehuso de las aguas residuales tratadas y se confiere la calidad de las aguas para todas las actividades en que esta sea necesaria, el ministerio de Salud.

2.- “La Ley general de Aguas”.

Contempla la clasificación de los cursos de agua según su calidad Fisico-Química y Bacteriológica, sin dar ninguna referencia al uso de las aguas residuales en la agricultura.

Mediante una contemplación de la ley general de aguas en 1970, se contempla el uso de las aguas residuales en la agricultura y establece que: “Los vegetales de tallo corto y rastrero que se consumen crudos no podrán ser irrigados con aguas servidas con o sin tratamiento”.

Luego que en la practica, esta norma no se cumplió, ya que muchos agricultores siguieron empleando las aguas residuales sin tratamiento, en el riego de vegetales, esto genero que se hiciera una modificación a la Ley, con la finalidad de normar el Uso de las aguas residuales y es así que en 1983, se introduce una modificación al articulo 197 en lo que se indica que:

- Para el cultivo de caña de azúcar se podrán usar aguas negras con un tratamiento preliminar (camara de rejas).
- Par otros cultivos industriales utilizados en la alimentación humana, sometidos a procesos de industrialización que incluyan la esterilización, se exigirá para el riego con aguas servidas un tratamiento primario como mínimo.
- En cultivos industriales como algodón, maíz y especies forestales ahora se exige que los desagües tengan un tratamiento primario como mínimo.
- Para cultivos de alfalfa, chala, etc., usados como forraje de ganado, podrá regarse con aguas servidas que se sometan a tratamiento secundario, prohibiéndose El acceso del ganado a los campos.
- Se permite el riego con desagües tratados hasta un nivel secundario para cultivos de frutales no rastreros y tubérculos.
- Los cambios a la reglamentación efectuados en 1983, también alcanzaron los artículos 81 y 82 variando la clasificación y los niveles permisibles de calidad de las aguas para cada caso, clasificando por separado los cuerpos de agua de acuerdo al uso que se le considere dar. Su nueva clasificación se indica en el cuadro siguiente.

VALORES LIMITES DE CALIDAD DE AGUA PARA CADA TIPO DE USO (LEY GENERAL DE AGUAS)

(CUADRO N° 5-12-1)

PARAMETRO	CLASE					
	I	II	III	IV	V	VI
Coliformes Fecales(NMP/100ml)	0	4000	1000	1000	200	4000
Coliformes Totales(NMP/100ml)	8.8	20000	5000	5000	1000	20000
Demanda Bioquímica de Oxigeno DBO(mg/lit).	5	5	15	10	10	10
Oxigeno Disuelto(mg/lit)(*)	3	3	3	3	5	4

(*) valor mínimo

CLASE I.- Aguas de abastecimiento con simple desinfección.

CLASE II.- Aguas de abastecimiento domestico con tratamiento equivalente a procesos combinados de mezcla y coagulación, sedimentación, filtración y cloración, aprobados por el Ministerio de Salud.

CLASE III.- Agua para riego de vegetales de consumo crudo y bebida de animales.

CLASE IV.- Aguas de zonas recreativas de contacto primario (baños y similares).

CLASE V.- Aguas de zonas de pesca de mariscos bivalvos.

CLASE VI.- Aguas de zonas de preservación de fauna acuática y pesca recreativa o comercial.

(Ley N° 17722/D.S. N° 261-69 AP/D.S. N° 007-83-S-A)

5.12.3 DIRECTRICES DE LA OMS RECOMENDADAS POR EL USO DE AGUAS RESIDUALES EN LA AGRICULTURA.

Las nuevas directrices sobre la calidad bacteriológica están basadas en estudios de investigación y en comparaciones realizadas con diferentes legislaciones del mundo, así mismo sus valores son compatibles con la calidad real del agua de río empleada para riego, sin restricciones, de todos los cultivos en muchos países, sin efectos nocivos conocidos.

La OMS establece que los valores de las directrices dadas, se deben interpretar con cuidado y, de ser necesario, modificar según los factores epidemiológicos, socioculturales y ambientales de cada lugar. Se puede justificar mayor preocupación donde hay grupos muy expuestos que son más susceptibles a la infección que la población en general, por ejemplo, las personas carentes de inmunidad a las infecciones endémicas locales.

Por otra parte, algunas veces se puede justificar un cierto grado de flexibilidad. Por ejemplo los helmintos intestinales no son endémicos, no es necesario eliminar un 99.9% de los huevos. Los cultivos comestibles como el tomate para enlatados y el maní para tostar podrían considerarse como cultivos industriales y los campos de deporte que como cultivos industriales y los campos de deporte que no se pretende usar por muchas semanas después del riego se podrían incluir en la categoría B.

Donde el público tiene acceso directo a prados y parques regados con aguas residuales tratadas, el peligro potencial para la salud pública puede ser mayor que el que se presenta en el riego de verduras consumidas crudas; en tal sentido se recomienda una norma de 200 coliformes fecales por 100 ml.

El valor indicado en la directriz sobre huevos de helmintos, es una meta para el diseño de sistemas de tratamiento de aguas residuales y no una norma que exige exámenes regulares de la calidad de los efluentes.

En el (cuadro 5-12-2) se indican las directrices sobre la calidad microbiológica de las aguas residuales a emplear.

DIRECTRICES RECOMENDADAS SOBRE LA CALIDAD MICROBIOLÓGICA DE LAS AGUAS RESIDUALES EMPLEADAS EN LA AGRICULTURA

(CUADRO 5-12-2)

CATEGORIA	Condiciones de Aprovechamiento	Grupo expuesto	Nematodos Intestinales(media Aritmética N° de Huevos por litro)	Coliformes Fecales(media Geométrica N° por 100 ml)	Tratamiento de aguas Residuales necesario para Lograr la calidad Microbiología exigida).
A	Riego de cultivos Que comúnmente se consume crudos, campos de deportes, parques públicos.	Trabajadores, Consumidores y público.	<1	<10 ⁴	Será de estanques de Estabilización que permitan Lograr la calidad Microbiológica indicada o Tratamiento equivalente.
B	Riego de cultivos De cereales, industriales y forrajeros, praderas y arboles.	Trabajadores.	<1	No se recomienda Ninguna norma.	Retención de estanques de Estabilización por 8 a 10 Días o eliminación Equivalente de helmintos y Coliformes fecales.
C	Riego localizado En la categoría B, cuando ni los trabajadores ni el público están expuestos.	Ninguno.	No es aplicable	No es aplicable	Tratamiento previo según Loa Exija tecnología de riego, Pero no menos que Sedimentación primaria.

5.12.4 USO DE LAS AGUAS RESIDUALES TRATADAS EN LA CIUDAD DE PACCHA

De acuerdo a las características topográficas y teniendo en cuenta los espacios disponibles, se ha ubicado la planta de tratamiento de desagües en la parte N.O. de la ciudad con el fin de poder recolectar y tratar todos los desagües, para posteriormente ser empleado el efluente en el riego de diversos cultivos tales como: Maíz, cítricos, plátanos y otras frutas de tallo alto preferentemente.

El caudal que ingresa a la planta de tratamiento es de 6.28 lt/seg. El efluente tratado presenta una concentración de $3.6 \cdot 10^{10}$ coliformes fecales/100ml, lo cual lo clasifica como apto para el uso en la agricultura de acuerdo a los requerimientos de la OMS, y a la vez alcanza una clasificación clase III en la ley general de aguas. El periodo de retención es mayor a 10 días en la laguna primaria, con la que se estaría garantizando la remoción de huevos de helmintos (causantes de las enfermedades intestinales).

Las características del desagüe de la ciudad de Paccha, es predominantemente domestico. Lo que nos permite disminuir los riesgos de salud, por la ausencia de metales, productos químicos, orgánicos y otros compuestos tóxicos que ingresan de las industrias y pueden causar daño al ser humano o animales. De acuerdo a la información disponible se plantea dos posibles usos de agua residuales tratada.

1°.- Teniendo en cuenta los cultivos existentes en la zona, se ha creído conveniente efectuar el riego de plantaciones de maíz, y arboles frutales con el efluente tratado, de tal forma que una mayor productividad a la vez que soluciona el problema generado por la escasez de agua en la época de sequía.

Se ha elegido el maíz y arboles frutales por ser los productos que mayormente se siembra en la zona, al mismo tiempo estaríamos cumpliendo con las normas de calidad de agua de riego exigidas para este tipo de cultivo por la OMS y la ley general de aguas

2°.- La otra alternativa es la de incorporar áreas de terreno eriazos existentes en la parte oeste de la ciudad, los que podrían ser irrigados con las aguas residuales tratadas. De acuerdo a investigaciones efectuadas en la ciudad de Lima, se requeriría un caudal de 1 lt/seg/Ha de desagüe tratado para poder recuperar estos suelos, de tal manera que estaríamos hablando de aproximadamente de 6 Has de terreno que serian incorporados a la agricultura.

Sea cual fuera la alternativa escogida se deberá tomar las siguientes precauciones en el riego de aguas residuales:

- a) Se deberán realizar análisis sobre la calidad del efluente tratado y relacionarlo con el tipo de cultivo previsto.
- b) En caso de detectarse sustancias tóxicas, detergentes no biodegradables, etc., se tratara de controlarlos en su fuente de origen.

- c) Se deberá utilizar el grado de tratamiento que sea requerido según el uso restringido o irrestricto del agua tomando en cuenta el método de riego que se utilice.
- d) Para proteger la salud de los consumidores debe practicarse la cosecha entre 2 y 4 semanas después del último riego con aguas residuales.
- e) Se deberá tratar de eliminar las posibles molestias causadas por moscas, mosquitos, olores, etc.
- f) En cuanto a la salud ocupacional, se deberá proteger la salud de los campesinos. Si el clima y las circunstancias lo permiten, se considerara el uso de guantes, botas, etc. Se realizara un control medico (chequeo cada 3 meses) de los campesinos y familias que vivan en el área de riego.
- g) Especial atención se dará a la etapa de cosecha, procurando usar agua de muy buena calidad para el lavado de los productos.
- h) Se realizara un monitoreo sobre la calidad toxicología y microbiológica de los productos procedentes de esta agua de riego y se hará una comparación con aquellos que preceden de aguas normales de río.

En épocas de epidemias de enfermedades entéricas de origen hídrico(cólera, tifoidea, etc.), se tendrá que realizar una evaluación de la calidad del efluente tratado, con lo cual se tendrá que prohibir, suspender o restringir

el riego de cultivos para consumo humano mientras se toman las medidas sanitarias apropiadas.

Se ha descartado el uso del efluente para piscicultura ya que requerimos de una menor concentración de agentes patógenos.

CAPITULO VI

Descripción partida	Und	Metrado	Precio unitario	P a r c i a l	SUB - TOTAL
<u>TRABAJOS PRELIMINARES</u>					
TRAZO Y NIVELACION	ML	6,350.80	0.17	1,079.64	1,079.64
<u>MOVIMIENTO DE TIERRAS</u>					
EXCAVACION DE ZANJAS DE 1.50 MT DE PROF.	ML	5,971.80	5.81	34,696.16	
EXCAVACION DE ZANJAS DE 2.00 MT DE PROF.	ML	225.90	7.35	1,660.37	
EXCAVACION DE ZANJAS DE 2.50 MT DE PROF.	ML	53.10	10.42	553.30	
EXCAVACION DE ZANJAS DE 3.00 MT DE PROF.	ML	58.00	12.48	723.84	
EXCAVACION DE ZANJAS DE 3.50 MT DE PROF.	ML	42.00	13.87	582.54	
REFINE Y NIVELACION DE ZANJAS	ML	6,350.80	1.02	6,477.82	
SELECCION Y SARANDEO DE MATERIAL DE RRELLENO	M3	1,254.00	5.43	6,809.22	
COLOCACION DE CAMA DE APOYO (E=10 CM)	ML	6,350.80	5.34	33,913.27	
RRELLENO Y COMPACTACION CON MATERIAL PROPIO	M3	4,994.00	7.24	36,156.56	
ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	M3	566.14	14.17	8,022.20	129,595.28
<u>CONSTRUCCION DE BUZONES</u>					
BUZONES DE 1.00 MT	UND	10.00	1,023.29	10,232.90	
BUZONES DE 1.20 MT	UND	59.00	1,099.69	64,881.71	
BUZONES DE 1.30 MT	UND	1.00	1,158.91	1,158.91	
BUZONES DE 1.35 MT	UND	1.00	1,181.51	1,181.51	
BUZONES DE 1.40 MT	UND	1.00	1,204.12	1,204.12	
BUZONES DE 1.50 MT	UND	1.00	1,249.34	1,249.34	
BUZONES DE 2.65 MT	UND	1.00	1,769.26	1,769.26	
BUZONES DE 2.80 MT	UND	1.00	1,837.07	1,837.07	
BUZONES DE 4.15 MT	UND	1.00	2,447.41	2,447.41	85,962.23
<u>TENDIDO DE TUBERIAS</u>					
TENDIDO DE TUBERIAS PVC D=8"	ML	6,350.80	71.17	451,986.44	
PRUEBA HIDRAULICA Y RESANE DE TUBERIAS	ML	6,350.80	0.56	3,556.45	455,542.89
		Costo directo			672,180.04
		GASTOS GENERALES 15%			100,827.01
		UTILIDAD 10%			67,218.00
		SUB-TOTAL			840,225.05
		IMPUESTO 18%			151,240.51
		TOTAL PRESUPUESTO			991,465.56

SON : NOVECIENTOS NOVENTIUN MIL CUATROCIENTOS SESENTICINCO Y 56/100 NUEVOS SOLES

P R E S U P U E S T O

: 070201 TRATAMIENTO DE DESAGUE

o : ABRAHAM SAUCEDO MENDOZA

: LAGUNAS DE OXIDACION

OTA-PACCHA

Departamento : CAJAMARCA

Costo al : 21/01/00

cripción partida	Und	Metrado	Precio unitario	P a r c i a l	SUB - TOTAL
------------------	-----	---------	-----------------	---------------	-------------

AJOS PRELIMINARES

ZO Y REPLANTEO	M2	14,175.00	0.13	1,842.75	1,842.75
----------------	----	-----------	------	----------	----------

MTO DE TIERRAS

VACION MASIVA	M3	9,550.00	3.45	32,947.50	
ELACION Y FONDO DE TALUDES	M2	3,936.26	0.80	3,149.01	
RMEABILIZACION DEL AREA MOJADA CON ILLA	M2	4,913.20	7.29	35,817.23	71,913.74

RAS DE CONCRETO

MARA DE REJAS	UND	1.00	1,703.32	1,703.32	
RA DE DISTRIBUCION	UND	1.00	700.03	700.03	
POSITIVO DE ENTRADA	UND	2.00	841.68	1,683.36	
POSITIVO DE SALIDA	UND	2.00	1,013.80	2,027.60	6,114.31

Costo directo	79,870.80
GASTOS GENERALES 15%	11,980.62
UTILIDAD 10%	7,987.08

SUB-TOTAL	99,838.50
IMPUESTO 18%	17,970.93

TOTAL PRESUPUESTO	117,809.43
-------------------	------------

SON : CIENTO DIECISIETE MIL OCHOCIENTOS NUEVE Y 43/100 NUEVOS SOLES

: 1.01 TRAZO Y NIVELACION
: 3,000.000 ML /Día

Costo unitario directo (ML)

0 . 1 7

Descripción insumo	Und Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Sub total
Materiales					
GRUESA	M3	0.0001	20.00	0.00	
PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BLS	0.0005	16.50	0.01	
IDRATADA DE 25 Kg	BLS	0.0005	5.00	0.00	
ESMALTE EPOXICO COLORES	GLM	0.0001	25.30	0.00	
DE FIERRO	UND	0.0050	0.50	0.00	0.01
Mano de obra					
IO	HH	1.00	0.0027	8.57	0.02
	HH	1.00	0.0027	7.70	0.02
	HH	3.00	0.0080	6.87	0.05
Equipo					
DE 50 MTS	HM	1.00	0.0027	2.50	0.01
POGRAFICA	H.M	2.00	0.0053	1.88	0.01
	H.M	2.00	0.0053	1.25	0.01
ITO	H.M	1.00	0.0027	8.02	0.02
TOPOGRAFICO	H.M	1.00	0.0027	6.32	0.02

2.01 EXCAVACION DE ZANJAS DE 1.50 MT DE PROF.
215.000 ML /Día

Costo unitario directo (ML)

5 . 8 1

Descripción insumo	Und Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Sub total
Mano de obra					
	HH	0.10	0.0037	10.29	0.04
	HH	1.00	0.0372	6.87	0.26
Equipo					
IENTAS MANUALES	%MO	3.0000	0.30	0.01	
CAVADOR S/LLANTAS 58 HP 1 YD3.	HM	1.00	0.0372	147.91	5.50

2.02 EXCAVACION DE ZANJAS DE 2.00 MT DE PROF.
170.000 ML /Día

Costo unitario directo (ML)

7 . 3 5

Descripción insumo	Und Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Sub total
Mano de obra					
	HH	0.10	0.0047	10.29	0.05
	HH	1.00	0.0471	6.87	0.32
Equipo					
IENTAS MANUALES	%MO	3.0000	0.37	0.01	
XCAVADOR S/LLANTAS 58 HP 1 YD3.	HM	1.00	0.0471	147.91	6.97

DE COSTOS UNITARIOS

o Descripción insumo	Und Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
2.03 EXCAVACION DE ZANJAS DE 2.50 MT DE PROF. 120.000 ML /Día					10.42
					Costo unitario directo (ML)
Descripción insumo	Und Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Sub total
Mano de obra					
	HH	0.10	10.29	0.07	
	HH	1.00	6.87	0.46	0.53
Equipo					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	3.0000	0.53	0.02	
CAVADOR S/LLANTAS 58 HP 1 YD3.	HM	1.00	147.91	9.87	9.89
2.04 EXCAVACION DE ZANJAS DE 3.00 MT DE PROF. 100.000 ML /Día					12.48
					Costo unitario directo (ML)
Descripción insumo	Und Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Sub total
Mano de obra					
	HH	0.10	10.29	0.08	
	HH	1.00	6.87	0.55	0.63
Equipo					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	3.0000	0.63	0.02	
CAVADOR S/LLANTAS 58 HP 1 YD3.	HM	1.00	147.91	11.83	11.95
2.05 EXCAVACION DE ZANJAS DE 3.50 MT DE PROF. 90.000 ML /Día					13.87
					Costo unitario directo (ML)
Descripción insumo	Und Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Sub total
Mano de obra					
	HH	0.10	10.29	0.09	
	HH	1.00	6.87	0.61	0.70
Equipo					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	3.0000	0.70	0.02	
CAVADOR S/LLANTAS 58 HP 1 YD3.	HM	1.00	147.91	13.15	13.17
2.06 REFINE Y NIVELACION DE ZANJAS 120.000 ML /Día					1.02
					Costo unitario directo (ML)
Descripción insumo	Und Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Sub total
Mano de obra					
	HH	0.10	10.29	0.07	
	HH	2.00	6.87	0.92	0.99
Equipo					
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	3.0000	0.99	0.03	0.03

S DE COSTOS UNITARIOS

o Descripción insumo	Und Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
2.07 SELECCION Y SARANDEO DE MATERIAL DE RRELLENO 12.000 M3 /Día					Costo unitario directo (M3) 5 . 4 3
ión insumo	Und Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Sub total
Mano de obra					
	HH	0.10	0.0667	10.29	0.69
	HH	1.00	0.6667	6.87	4.58
					5.27
Equipo					
TAS MANUALES	%MO	3.0000	5.27	0.16	0.16
2.08 COLOCACION DE CAMA DE APOYO (E=10 CM) 24.000 ML /Día					Costo unitario directo (ML) 5 . 3 4
ón insumo	Und Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Sub total
Mano de obra					
	HH	0.10	0.0333	10.29	0.34
	HH	0.10	0.0333	7.70	0.26
	HH	2.00	0.6667	6.87	4.58
					5.18
Equipo					
MANUALES	%MO	3.0000	5.18	0.16	0.16
2.09 RRELLENO Y COMPACTACION CON MATERIAL PROPIO 24.000 M3 /Día					Costo unitario directo (M3) 7 . 2 4
ión insumo	Und Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Sub total
Mano de obra					
	HH	0.10	0.0333	10.29	0.34
	HH	1.00	0.3333	6.87	2.29
					2.63
Equipo					
TAS MANUALES	%MO	3.0000	2.63	0.08	
COMPACTADORA	H.M	1.00	0.3333	13.59	4.53
					4.61
2.10 ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE 400.000 M3 /Día					Costo unitario directo (M3) 1 4 . 1 7
ión insumo	Und Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Sub total
Mano de obra					
	HH	0.10	0.0020	10.29	0.02
	HH	0.10	0.0020	7.70	0.02
	HH	2.00	0.0400	6.87	0.27
					0.31
Equipo					
TAS MANUALES	%MO	3.0000	0.31	0.01	
S/LLANTAS 125-155 HP 3 YD3.	HM	1.00	0.0200	147.91	2.96
6 M3	H.M	5.00	0.1000	108.89	10.89
					13.86

A S DE COSTOS UNITARIOS

Descripción insumo	Und Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
: 3.01 BUZONES DE 1.00 MT					
: 0.000 UND/Día					
		Costo unitario directo (UND)			1,023.29
Descripción insumo	Und Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Sub total
Materiales					
Y MARCO F'P' DE DESAGUE	PZA	1.0000	270.00	270.00	270.00
Partidas insumo					
ACION	M3	1.7700	37.19	65.83	
, CANALETA, BANQUETAS	M3	0.6220	216.45	134.63	
DE 1.00 MT	M3	0.6720	224.61	150.94	
FONDO TECHO	M3	0.2420	139.46	33.75	
INTERIOR	M2	2.4000	48.38	116.11	
DE TECHOS	M2	1.1300	14.77	16.69	
TARRAJEO	M2	3.7700	52.53	198.04	
O METALICO	M2	1.1300	33.01	37.30	753.29
: 3.02 BUZONES DE 1.20 MT					
: 0.000 UND/Día					
		Costo unitario directo (UND)			1,099.69
Descripción insumo	Und Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Sub total
Materiales					
MARCO F'P' DE DESAGUE	PZA	1.0000	270.00	270.00	270.00
Partidas insumo					
ACION	M3	2.1240	37.19	78.99	
ALETA, BANQUETAS	M3	0.6220	216.45	134.63	
E 1.00 MT	M3	0.7440	224.61	167.11	
FONDO TECHO	M3	0.2420	139.46	33.75	
INTERIOR	M2	2.4000	48.38	116.11	
DE TECHOS	M2	1.1300	14.77	16.69	
ARRAJEO	M2	4.5240	52.53	237.65	
O METALICO	M2	1.3560	33.01	44.76	829.69
3.03 BUZONES DE 1.30 MT					
0.000 UND/Día					
		Costo unitario directo (UND)			1,158.91
Descripción insumo	Und Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Sub total
Materiales					
MARCO F'P' DE DESAGUE	PZA	1.0000	270.00	270.00	270.00
Partidas insumo					
ACION	M3	2.3010	37.19	85.57	
CANALETA, BANQUETAS	M3	0.6220	216.45	134.63	
E 1.00 MT	M3	0.8736	224.61	196.22	
FONDO TECHO	M3	0.2420	139.46	33.75	
INTERIOR	M2	2.4000	48.38	116.11	
DE TECHOS	M2	1.1300	14.77	16.69	
EO	M2	4.9010	52.53	257.45	
METALICO	M2	1.4690	33.01	48.49	888.91

S DE COSTOS UNITARIOS

go Descripción insumo	Und Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
3.04 BUZONES DE 1.35 MT 0.000 UND/Día					Costo unitario directo (UND) 1,181.51
pción insumo	Und Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Sub total
Materiales					
MARCO P*P* DE DESAGUE	PZA	1.0000	270.00	270.00	270.00
Partidas insumo					
ION	M3	2.3890	37.19	88.85	
ANALETA, BANQUETAS	M3	0.6220	216.45	134.63	
E 1.00 MT	M3	0.9072	224.61	203.77	
FONDO TECHO	M3	0.2420	139.46	33.75	
INTERIOR	M2	2.4000	48.38	116.11	
DE TECHOS	M2	1.1300	14.77	16.69	
JEO	M2	5.0895	52.53	267.35	
METALICO	M2	1.5255	33.01	50.36	911.51
3.05 BUZONES DE 1.40 MT 0.000 UND/Día					Costo unitario directo (UND) 1,204.12
ión insumo	Und Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Sub total
Materiales					
MARCO P*P* DE DESAGUE	PZA	1.0000	270.00	270.00	270.00
Partidas insumo					
ION	M3	2.4780	37.19	92.16	
ALETA, BANQUETAS	M3	0.6220	216.45	134.63	
1.00 MT	M3	0.9408	224.61	211.31	
FONDO TECHO	M3	0.2420	139.46	33.75	
INTERIOR	M2	2.4000	48.38	116.11	
O DE TECHOS	M2	1.1300	14.77	16.69	
EO	M2	5.2780	52.53	277.25	
METALICO	M2	1.5820	33.01	52.22	934.12
3.06 BUZONES DE 1.50 MT 0.000 UND/Día					Costo unitario directo (UND) 1,249.34
ión insumo	Und Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Sub total
Materiales					
MARCO P*P* DE DESAGUE	PZA	1.0000	270.00	270.00	270.00
Partidas insumo					
ON	M3	2.6550	37.19	98.74	
ALETA, BANQUETAS	M3	0.6220	216.45	134.63	
1.00 MT	M3	1.0080	224.61	226.41	
FONDO TECHO	M3	0.2420	139.46	33.75	
INTERIOR	M2	2.4000	48.38	116.11	
DE TECHOS	M2	1.1300	14.77	16.69	
EO	M2	5.6550	52.53	297.06	
METALICO	M2	1.6950	33.01	55.95	979.34

S DE COSTOS UNITARIOS

o Descripción insumo	Und Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
3.07 BUZONES DE 2.65 MT 0.000 UND/Día					Costo unitario directo (UND) 1,769.26
ión insumo	Und Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Sub total
Materiales					
CO F'P' DE DESAGUE	PZA	1.0000	270.00	270.00	270.00
Partidas insumo					
ON	M3	4.6905	37.19	174.44	
ALETA, BANQUETAS	M3	0.6220	216.45	134.63	
1.00 MT	M3	1.7808	224.61	399.99	
PONDO TECHO	M3	0.2420	139.46	33.75	
O INTERIOR	M2	2.4000	48.38	116.11	
DE TECHOS	M2	1.1300	14.77	16.69	
RAJE O	M2	9.9905	52.53	524.80	
O METALICO	M2	2.9945	33.01	98.85	1,499.26
3.08 BUZONES DE 2.80 MT 0.000 UND/Día					Costo unitario directo (UND) 1,837.07
ión insumo	Und Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Sub total
Materiales					
CO F'P' DE DESAGUE	PZA	1.0000	270.00	270.00	270.00
Partidas insumo					
ION	M3	4.9560	37.19	184.31	
ALETA, BANQUETAS	M3	0.6220	216.45	134.63	
1.00 MT	M3	1.8816	224.61	422.63	
NDO TECHO	M3	0.2420	139.46	33.75	
INTERIOR	M2	2.4000	48.38	116.11	
DE TECHOS	M2	1.1300	14.77	16.69	
O	M2	10.5560	52.53	554.51	
O METALICO	M2	3.1640	33.01	104.44	1,567.07
3.09 BUZONES DE 4.15 MT 0.000 UND/Día					Costo unitario directo (UND) 2,447.41
ión insumo	Und Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Sub total
Materiales					
CO F'P' DE DESAGUE	PZA	1.0000	270.00	270.00	270.00
Partidas insumo					
ON	M3	7.3455	37.19	273.18	
ALETA, BANQUETAS	M3	0.6220	216.45	134.63	
1.00 MT	M3	2.7888	224.61	626.39	
PONDO TECHO	M3	0.2420	139.46	33.75	
INTERIOR	M2	2.4000	48.38	116.11	
O DE TECHOS	M2	1.1300	14.77	16.69	
RAJE O	M2	15.6455	52.53	821.86	
O METALICO	M2	4.6895	33.01	154.80	2,177.41

A
IS DE COSTOS UNITARIOS

codigo Descripción insumo	Und Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
: 4.01 TENDIDO DE TUBERIAS PVC D=8"					
: 150.000 ML /Día			Costo unitario directo (ML)		71.17
Descripción insumo	Und Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Sub total
Materiales					
PVC D=8" INCL. ANILLO DE JEBE	UND	1.0500	65.40	68.67	68.67
Mano de obra					
TAZ	HH	0.10	0.0053	10.29	0.05
IO	HH	1.00	0.0533	8.57	0.46
AL	HH	2.00	0.1067	7.70	0.82
	HH	3.00	0.1600	6.87	1.10
					2.43
Equipo					
IENTAS MANUALES	%MO	3.0000	2.43	0.07	0.07
: 4.02 PRUEBA HIDRAULICA Y RESANE DE TUBERIAS					
: 750.000 ML /Día			Costo unitario directo (ML)		0.56
Descripción insumo	Und Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Sub total
Materiales					
	M3	0.0310	1.50	0.05	0.05
Mano de obra					
AZ	HH	0.10	0.0011	10.29	0.01
IO	HH	1.00	0.0107	8.57	0.09
	HH	3.00	0.0320	6.87	0.22
					0.32
Equipo					
IENTAS MANUALES	%MO	3.0000	0.32	0.01	0.01
ON CISTERNA 4x2 (AGUA) 122 HP 1,500	HM	0.10	0.0011	78.26	0.09
PARA PRUEBA HIDRAULICA	H.M	1.00	0.0107	8.80	0.09
					0.19

Codigo	Descripción insumo	Und	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
01	EXCAVACION	(3.500 M3 /Día)			
	Mano de obra	(36.11)			
470101	CAPATAZ	HH	0.20	0.4571	10.29	4.70
470104	PEON	HH	2.00	4.5714	6.87	31.41
	Equipo	(1.08)			
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	36.11	1.08
	Costo unitario		37.19			
2	PONDO, CANALETA, BANQUETAS	(10.000 M3 /Día)			
	Materiales	(102.80)			
050003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	M3		0.5300	37.50	19.88
050104	ARENA GRUESA	M3		0.2600	20.00	5.20
210000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BLS		4.7100	16.50	77.72
	Mano de obra	(87.47)			
470101	CAPATAZ	HH	0.20	0.1600	10.29	1.65
470102	OPERARIO	HH	2.00	1.6000	8.57	13.71
470103	OPICIAL	HH	1.00	0.8000	7.70	6.16
470104	PEON	HH	12.00	9.6000	6.87	65.95
	Equipo	(26.18)			
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	87.47	2.62
480104	MEZCLADORA	H.M	1.00	0.8000	20.92	16.74
490701	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.35"	HM	1.00	0.8000	8.52	6.82
	Costo unitario		216.45			
3	PUESTE DE 1.00 MT	(10.000 M3 /Día)			
	Materiales	(110.96)			
050003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	M3		0.5700	37.50	21.37
050104	ARENA GRUESA	M3		0.2800	20.00	5.60
210000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BLS		5.0900	16.50	83.99
	Mano de obra	(87.47)			
470101	CAPATAZ	HH	0.20	0.1600	10.29	1.65
470102	OPERARIO	HH	2.00	1.6000	8.57	13.71
470103	OPICIAL	HH	1.00	0.8000	7.70	6.16
470104	PEON	HH	12.00	9.6000	6.87	65.95
	Equipo	(26.18)			
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	87.47	2.62
480104	MEZCLADORA	H.M	1.00	0.8000	20.92	16.74
490701	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.35"	HM	1.00	0.8000	8.52	6.82
	Costo unitario		224.61			

GESA

INSUMOS PARTIDA

Codigo	Descripción insumo	Und	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
104	LOSA DE FONDO TECHO	(17.000 M3 /Día)			
	Materiales	(62.40)			
020450	ALAMBRE #16	KG		0.1600	3.00	0.48
050003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	M3		0.1230	37.50	4.61
050104	ARENA GRUESA	M3		0.1840	20.00	3.68
210000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BLS		2.0960	16.50	34.58
569908	ACERO	KG		15.0000	1.27	19.05
	Mano de obra	(51.94)			
470101	CAPATAZ	HH	0.30	0.1412	10.29	1.45
470102	OPERARIO	HH	2.00	0.9412	8.57	8.07
470103	OPICIAL	HH	1.00	0.4706	7.70	3.62
470104	PEON	HH	12.00	5.6471	6.87	38.80
	Equipo	(25.12)			
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	51.94	1.56
480104	MEZCLADORA	H.M	1.00	0.8000	20.92	16.74
490701	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.35"	HM	1.00	0.8000	8.52	6.82
	Costo unitario					139.46
05	TARRAJEO INTERIOR	(10.000 M2 /Día)			
	Materiales	(7.73)			
040000	ARENA FINA	M3		0.0370	26.00	0.96
210000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BLS		0.4100	16.50	6.77
	Mano de obra	(39.47)			
470101	CAPATAZ	HH	0.40	0.3200	10.29	3.29
470102	OPERARIO	HH	3.77	3.0160	8.57	25.85
470104	PEON	HH	1.88	1.5040	6.87	10.33
	Equipo	(1.18)			
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	39.47	1.18
	Costo unitario					48.38
06	ENCOPRADO DE TECHOS	(12.000 M2 /Día)			
	Materiales	(1.94)			
020449	ALAMBRE #8	KG		0.1100	2.50	0.28
021091	CLAVOS	KG		0.1100	2.05	0.23
430030	MADERA	P2		0.4100	3.50	1.43
	Mano de obra	(12.46)			
470101	CAPATAZ	HH	0.12	0.0800	10.29	0.82
470102	OPERARIO	HH	1.13	0.7533	8.57	6.46
470104	PEON	HH	1.13	0.7533	6.87	5.18
	Equipo	(0.37)			
370101	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	12.46	0.37
	Costo unitario					14.77

INSUMOS PARTIDA

Codigo	Descripción insumo	Und	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
07	FUSTE TARRAJEO	(10.000 M2 /Día)			
	Materiales	(12.04)			
040000	ARENA FINA		M3	0.0570	26.00	1.48
210000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)		BLS	0.6400	16.50	10.56
	Mano de obra	(39.31)			
470101	CAPATAZ		HH 0.38	0.3040	10.29	3.13
470102	OPERARIO		HH 3.77	3.0160	8.57	25.85
470104	PEON		HH 1.88	1.5040	6.87	10.33
	Equipo	(1.18)			
370101	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO	3.0000	39.31	1.18
	Costo unitario		52.53			
	ENCOPRADO METALICO	(12.000 M2 /Día)			
	Materiales	(0.28)			
020449	ALAMBRE #8		KG	0.1100	2.50	0.28
	Mano de obra	(16.24)			
470101	CAPATAZ		HH 0.20	0.1333	10.29	1.37
470102	OPERARIO		HH 1.00	0.6667	8.57	5.71
470104	PEON		HH 2.00	1.3333	6.87	9.16
	Equipo	(16.49)			
370101	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO	3.0000	16.24	0.49
489951	ENCOPRADO METALICO		UND 1.00	1.0000	16.00	16.00
	Costo unitario		33.01			

ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS
TAMIENTO DE DESAGUE
LAGUNAS DE OXIDACION

Fecha : 21/01/00

: 1.01 TRAZO Y REPLANTEO
 : 3,000.000 M2 /Día

Costo unitario directo (M2) 0 . 1 3

opción insumo	Und Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Sub total
Materiales					
DE FIERRO	BLS	0.0005	5.00	0.00	
Mano de obra	UND	0.0050	0.50	0.00	0.00
RIO	HH	0.10	0.0003	8.57	0.00
L	HH	1.00	0.0027	7.70	0.02
	HH	2.00	0.0053	6.87	0.04
Equipo					
S	HE	2.00	0.0053	1.25	0.01
TO	H.E	1.00	0.0027	8.02	0.02
TOPOGRAFICO	H.E	1.00	0.0027	6.32	0.02
DE 50 MTS	H.M	1.00	0.0027	2.50	0.01
OPOGRAFICA	HM	2.00	0.0053	1.88	0.01

2.01 EXCAVACION MASIVA
 400.000 M3 /Día

Costo unitario directo (M3) 3 . 4 5

opción insumo	Und Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Sub total
Mano de obra					
AZ	HH	0.10	0.0020	10.29	0.02
RIO	HH	2.00	0.0400	8.57	0.34
Equipo					
IENTAS MANUALES	%MO	3.0000	0.36	0.01	
OR DE ORUGAS DE 140-160 HP	HM	1.00	0.0200	153.83	3.08

2.02 NIVELACION Y FONDO DE TALUDES
 150.000 M2 /Día

Costo unitario directo (M2) 0 . 8 0

opción insumo	Und Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Sub total
Mano de obra					
AZ	HH	0.10	0.0053	10.29	0.05
	HH	2.00	0.1067	6.87	0.73
Equipo					
IENTAS MANUALES	%MO	3.0000	0.78	0.02	0.02

2.03 IMPERMEABILIZACION DEL AREA MOJADA CON ARCILLA
 80.000 M2 /Día

Costo unitario directo (M2) 7 . 2 9

opción insumo	Und Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Sub total
Materiales					
LLA	M3	0.1580	28.00	4.42	4.42
Mano de obra					
AZ	HH	0.10	0.0100	10.29	0.10
	HH	2.00	0.2000	6.87	1.37
Equipo					
IENTAS MANUALES	%MO	3.0000	1.47	0.04	
HA COMPACTADORA	H.M	1.00	0.1000	13.59	1.36

S DE COSTOS UNITARIOS

Descripción Insumo	Und Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	
3.01 CAMARA DE REJAS					
1.000 UND/Día					Costo unitario directo (UND)
					1,703.32
Descripción Insumo	Und Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Sub total
Partidas Insumo					
ACION	M3	3.9000	18.59	72.50	
TO	M3	1.7500	255.94	447.90	
ADO	M2	23.0400	25.34	583.83	
IDO	M2	24.0300	14.04	337.38	
TACION DE FIERRO	KG	23.6200	11.08	261.71	1,703.32
3.02 CAMARA DE DISTRIBUCION					
1.000 UND/Día					Costo unitario directo (UND)
					700.03
Descripción Insumo	Und Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Sub total
Partidas insumo					
ACION	M3	1.2500	18.59	23.24	
O	M3	0.4900	255.94	125.41	
ADO	M2	9.9900	25.34	253.15	
DO	M2	5.3000	14.04	74.41	
TACION DE FIERRO	KG	20.2000	11.08	223.82	700.03
3.03 DISPOSITIVO DE ENTRADA					
1.000 UND/Día					Costo unitario directo (UND)
					841.68
Descripción Insumo	Und Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Sub total
Partidas insumo					
ACION	M3	1.7500	18.59	32.53	
TO	M3	0.8430	255.94	215.76	
ADO	M2	4.5200	25.34	114.54	
DO	M2	4.5200	14.04	63.46	
ITACION DE FIERRO	KG	37.4900	11.08	415.39	841.68
3.04 DISPOSITIVO DE SALIDA					
1.000 UND/Día					Costo unitario directo (UND)
					1,013.80
Descripción Insumo	Und Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial	Sub total
Partidas Insumo					
ACION	M3	1.5200	18.59	28.26	
O	M3	1.6400	255.94	419.74	
RADO	M2	4.5200	25.34	114.54	
IDO	M2	4.5200	14.04	63.46	
ITACION DE FIERRO	KG	35.0000	11.08	387.80	1,013.80

PRECIOS Y CANTIDADES DE INSUMOS REQUERIDOS

Obra : 070201 TRATAMIENTO DE DESAGUE

Formula 02 : LAGUNAS DE OXIDACION

Fecha oferta 21/01/00

Codigo Insumo	Und	P r e c i o	Cant.requerid	Parcial
0007 ALAMBRE NEGRO NACIONAL # 16	KG	3.00	483.33	1,449.98
0449 ALAMBRE #8	KG	2.50	4.09	10.22
1091 CLAVOS	KG	2.05	11.24	23.05
0032 FIERRO CORRUGADO PROMEDIO	KG	3.00	188.80	566.40
0000 ARENA FINA	M3	26.00	5.55	144.22
0003 PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	M3	37.50	4.18	156.73
0104 ARENA GRUESA	M3	20.00	4.11	82.15
0000 CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BLS	16.50	64.53	1,064.77
0245 JALONES	HE	1.25	75.13	93.91
300 CIZALLA P/FIERRO CONST. HASTA 1"	UND	5.00	0.68	3.40
5411 TEODOLITO	H.B	8.02	38.27	306.95
5412 NIVEL TOPOGRAFICO	H.B	6.32	38.27	241.88
5417 WINCHA DE 50 MTS	H.M	2.50	38.27	95.68
8102 MIRA TOPOGRAFICA	HM	1.88	75.13	141.24
001 ARCILLA	M3	28.00	776.29	21,736.00
0620 TIZA	BLS	5.00	7.09	35.44
0030 MADERA	P2	3.20	213.64	683.65
5162 ESTACA DE FIERRO	UND	0.50	70.88	35.44
0101 CAPATAZ	HH	10.29	100.09	1,029.95
0102 OPERARIO	HH	8.57	469.42	4,022.93
0103 OFICIAL	HH	7.70	38.27	294.70
0104 PEON	HH	6.87	1,606.34	11,035.58
0433 TRACTOR DE ORUGAS DE 140-160 HP	HM	153.83	191.00	29,381.53
0701 VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.35"	HM	8.52	5.76	49.12
1007 MEZCLADORA CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3	HM	20.92	5.76	120.60
1021 PLANCHA COMPACTADORA	H.M	13.59	491.32	6,677.04

S U B T O T A L 79,482.56

I N S U M O S C O M O D I M

0101 HERRAMIENTAS MANUALES 815.08

T O T A L 80,297.64

ta : los montos son aproximados por que han sido redondeados solo al final y no en cada subtotal como en los análisis de costos.

CAPITULO VIII

PROGRAMACION DE OBRA

- .1.0 PROYECTO.-** Se entiende por proyecto al conjunto de ideas, escritos, dibujos, cálculos y programas que se hacen para dar una idea de cómo ha de ser, como se va a desarrollar y de que va a constar una obra o actividad que deseamos realizar. Los proyectos pueden ser de poca o gran envergadura, a corto, mediano o largo plazo, dependiendo del objetivo que se persigue.
- .2.0 PROCESO CONSTRUCTIVO.-** Es el conjunto de actividades, tareas, operaciones, trabajos que son necesarios efectuar para producir un objeto específico.
- 2.1 OBJETIVOS DEL PROCESO CONSTRUCTIVO.-** Pueden ser de naturaleza muy diversa: industrial, comercial, técnica, científica, administrativa, artística, educacional, etc.
- 2.2 PROGRAMACION.-** Es la elaboración de tablas y gráficos en los que se muestran los tiempos de duración, de inicio y de terminación de cada una de las actividades (operaciones) que forman el proyecto en general y en armonía con los recursos disponibles.
- .3 PLANEAMIENTO.-** Es el conjunto de decisiones que deben tenerse en cuenta para lograr realizar los objetivos del proyecto de manera más eficiente posible.

7.2.4 PLANIFICACION.- Consiste en el análisis de las actividades que deben intervenir en un proyecto y el orden en que se correlacionaran al desarrollarse y como serán controlados.

Métodos.- Existen tres métodos más comunes:

I.- DIAGRAMA DE GANTT O DIAGRAMA DE BARRAS

Es un diagrama cartesiano; que partiendo de dos ejes ortogonales entre si, puede estudiar las relaciones existentes entre dos variables: actividades versus duraciones de las mismas.

a) Ventajas

Este método da una idea clara de cómo planear, programar, y controlar procesos productivos en forma sencilla.

b) Desventajas

En procesos productivos complejos presenta deficiencias y limitaciones conforme se señala:

- Mezcla la planificación y la programación del proceso
- No puede mostrar el planeamiento y la organización interna del proyecto.
- El proceso solo puede ser descompuesto en actividades de gran volumen
- No muestra las interrelaciones y las dependencias entre las actividades.
- No puede mostrar las diferentes alternativas de ejecución de cada actividad.
- No define cuales son las actividades criticas.

- Es posible asegurar la fecha de terminación de cada actividad y del proyecto, pero con mucha incertidumbre.
- La supervisión de la ejecución del proceso resulta muy costosa.
- No se puede saber cuanto puede costar una aceleración en la terminación del proyecto.

c) Aplicaciones

Con las limitaciones señaladas, el Diagrama de Gantt se aplica en la planificación de los procesos de fabricación en serie (continua) y en la producción por unidades.

También se puede aplicar en cualquier campo de la actividad humana; bien para planear; otras veces para visualizar el avance de un programa o para llevar cierto tipo de control y evaluación de un proceso.

II.- EL PERT-PROGRAM EVALUATION AND REVIEW TECHNIQUE.

Este método tiene como fundamento el grafo o red.

Esta orientado hacia los sucesos de un proyecto, es decir hacia el inicio y la terminación de las actividades y para ello introduce el calculo de probabilidades en la estimación de las duraciones y en las fechas de termino.

a) Ventajas

- Separa El proceso de planeamiento del proceso de programación.
- Producción de planes realistas, detallados y de fácil difusión, que incrementan las probabilidades de alcanzar los objetivos del proyecto.

- Predicción de las duraciones y de la certidumbre de las mismas.
- Centra la atención en las partes críticas del proyecto.
- Informa sobre la utilización de los recursos.
- Simulación de las posibles alternativas de operación.
- Verificación de la marcha del desarrollo del proyecto.

b) Desventajas

- No considera importantes los costos de las actividades y por ende la utilización de los recursos.
- No es de aplicación a la mayoría de las operaciones repetitivas de la producción, distribución o ventas.

c) APLICACIONES

Esta técnica de gestión científica de la empresa, tiene aplicaciones en muchos campos de la actividad humana y no esta limitada solo a la producción.

d) CONSTRUCCION DEL GRAFO PERT

Para la construcción del grafo pert, se procede de la siguiente manera:

- 1.-se especifica el objetivo del proyecto.
- 2.-se hace una lista de actividades que son necesarias para realizar el proyecto.
- 3.-se dibuja el grafo esquematizado del proyecto
- 4.-se anotan las estimaciones de las duraciones de las actividades
- 5.- se enumeran los sucesos del grafo.

e) ELEMENTOS DEL GRAFO PERT

Un grafo PERT comienza en un único suceso inicial, se ramifica en varios caminos que ligan diversos sucesos y termina en un único suceso final que señala el fin del proyecto.

Consta de dos elementos básicos conocidos como: suceso y actividad.

f) SUCESO.- (representado por una elipse), es un instante específico del tiempo. Un suceso puede ser el principio ó el fin de una actividad física o mental; un punto en el tiempo que puede ser identificado claramente.

g) ACTIVIDAD.- (representado por una flecha), se define como el trabajo necesario para alcanzar un suceso. Una actividad no puede empezar hasta que todas sus actividades precedentes hayan sido terminadas.

h) ELEMENTOS DEL GRAFO



III.-CRITICAL PATH METHOD (CPM)

Esta técnica de planeamiento y control tiene como fundamento al grafo o red.

El CPM se desarrolla como una técnica orientadora hacia la ejecución óptima de las actividades de un proyecto. Busca la optimización de los costos con el adecuado empleo de los recursos y duración de las actividades.

Se basa en la experiencia, lo que lo libera de la incertidumbre del tiempo.

a) VENTAJAS

- Permite la planificación y la programación efectiva de los recursos disponibles.
- Permite la simulación de caminos alternativos de acción en las operaciones de producción.
- Permite definir funciones y responsabilidades entre el personal encargado y la ejecución de las actividades.
- Permite mejorar la planificación y ejecución del proyecto.
- Permite reducir al mínimo las contingencias adversas a la realización del proyecto.

b) DESVENTAJAS

- El CPM por basarse en la experiencia solo considera las duraciones determinísticas en la estimación de las duraciones de las actividades, lo que le impide hacer predicciones probabilísticas en los proyectos de mediano y largo plazo.
- No es de aplicación a la mayoría de las operaciones repetitivas de la producción, distribución o ventas.

c) APLICACIONES

Es aplicable donde se tenga que llevar a cabo una serie de actividades relacionadas entre sí para alcanzar la realización de un objetivo determinado. Las actividades pueden ser del más variado tipo: toma de decisiones, estudios técnicos, evaluaciones, trabajos físicos, compras, etc.

Los objetivos específicos pueden ser lograr desarrollar y alcanzar las metas de un proyecto complejo, como simplemente El desarrollo de actividades rutinarias de poca envergadura.

d) CONSTRUCCION DEL GRAFO CPM

Tiene los mismos lineamientos que el grafo PERT.



.3.0 PROGRAMACION DE LA OBRA

Para realizar la programación de obra del proyecto se utilizara el método de la ruta critica (CPM), para la cual se usara también el software "Microsoft Project"

OBRA: ALCANTARILLADO
 UBICACIÓN: PACCHA-CHOTA-CAJAMARCA



TESIS: DISEÑO , POGRAMACION DE
 ALCANTARILLADOS Y LAGUNAS DE OXIDACION
 DEL DISTRITO DE PACCHA-CHOTA-CAJAMARCA



ESPECIFICACIONES TECNICAS

INSTALACION DE COLECTORES DE DESAGUE

1.0 TRAZO

- .1** El trazo de los colectores se hará evitando en lo posible la rotura de los pavimentos existentes.
Especialmente los de concreto. Se procurara llevarlos por zonas que correspondan a jardín, adoquinado o fajas laterales de tierra. El espacio mínimo libre entre la línea de propiedad y el borde de la zanja previsto será de 2.00 m.
- .2** El trazo o alineamiento, gradientes, distancias, y otros datos deberán ajustarse estrictamente a los planos y perfiles del proyecto oficial. Se hará replanteo previa revisión de la nivelación de las calles y verificación de los cálculos correspondientes, Cualquier modificación de los perfiles por exigirlo así las circunstancias de carácter local, deberá recibir previamente la aprobación oficial.
- .3** Las tuberías de desagüe no podrán colocarse a menos de 2.50 m de distancia de las tuberías de agua, ni a menos de 2.00 m de la línea de propiedad.

2.1 La profundidad mínima de excavación para la colocación de las tuberías será tal que se tenga un enterrado mínimo de 1.00 m sobre las campanas de las uniones.

2.2 El ancho en el fondo de la zanja debe ser tal que exista un juego de 0.15 mt. Como mínimo y 0.30 m como máximo entre la cara exterior de las campanas y la pared de la zanja. Las dimensiones standard son las siguientes:

DIAMETRO									
Cm.		15	20	25	30	38	46	53	61
pulg.	6	8	10	15	18	18	21	24	

Con Entibado	60	100	100	110	120	130	140	150
Sin entibado	60	70	70	80	80	100	110	12

Las zanjas podrán hacerse con las paredes verticales entibándolas convenientemente siempre que sea necesario si la calidad del terreno no lo permite se le dará los taludes adecuados según la naturaleza del mismo.

2.3 En general, el contratista podrá no realizar apuntalamiento o entubaciones si a sí lo autoriza expresamente el ingeniero inspector, pero la circunstancia de habersele otorgado esa autorización no le eximirá de responsabilidad si ocasionara perjuicios, los cuales serán siempre de su cargo.

2.0 EXCAVACION DE ZANJAS

.4 los entibados, apuntalamiento y soportes que sean necesarios para sostener los lados de la excavación deberán ser previstos, erigidos y mantenidos para impedir cualquier movimiento que

pudiera de alguna manera averiar el trabajo, o poner en peligro la seguridad personal así como las estructuras o propiedades adyacentes, o cuando lo ordene el ingeniero Inspector.

2.5 El fondo de la zanja deberá quedar seco y firme y en todos los conceptos aceptable como fundación para recibir el tubo.

.6 En el caso de suelos inestables estos serán removidos hasta la profundidad requerida y el material removido será reemplazado con piedra bruta, y luego se ejecutara una base de hormigón arenoso apisonado, de 0.30 m de espesor o concreto $f' = 80$ kg/cm² de 0.20 m., según lo requiera las condiciones del terreno o lo determine el ingeniero inspector. Los gastos extraordinarios que se generen por esta operación serán valorizados aparte previa constataron de los ingenieros Inspectores, si estas circunstancias no fueran consideradas en las partidas correspondientes a los metrados o en la memoria del proyecto.

El fondo de la zanja se nivelara cuidadosamente conformándose exactamente a la rasante correspondiente del proyecto aumentada con el espesor del tubo respectivo y los 0.30 m de la base del hormigón, los excesos de excavación en profundidad hechos por negligencia del contratista serán corregidos por su cuenta debiendo emplear hormigón de río, apisonado por capas no mayores de 0.20 m, de espesor de modo que la resistencia conseguida sea cuando menos igual a la del terreno adyacente.

.7 En la apertura de zanjas se tendrá mucho cuidado de no dañar y mantener en funcionamiento las instalaciones de servicios públicos, así como los cables subterráneos de líneas telefónicas y de alimentación de fuerza eléctrica.

El contratista deberá reparar por su cuenta los desperfectos que se produzcan en los servicios mencionados salvo que se constate que aquellos no le son imputables.

2.8 En ningún caso se excavara con maquinarias, tan profundo que la línea de asiento de los tubos sean aflojados o removido por la maquina. El ultimo material que se va a excavar será removido con pico y pala se le dará el fondo de zanja, para colocar los tubos, mamposterías o estructuras.

2.9 El material proveniente de las excavaciones deberá ser retirado de las inmediaciones a una distancia no menor de 1.50 m de la zanja para la seguridad de la misma y facilidad y limpieza del terreno.

En ningún caso se permitirá ocupar las veredas con material proveniente de las excavaciones u otros materiales de trabajo.

.10 Para la excavación roca, que se encuentren en los limites de excavación que no puede ser aflojados por los métodos ordinarios en uso, tales como pico y pala, o maquinas excavadoras; si no que para removerlas se haga indispensable a juicio del ingeniero Inspector, el uso de explosivos, martillos mecánicos, o cuña, comba, u otros análogos.

.11 No se pagaran como roca aquel material, que a juicio del ingeniero Inspector no exige necesariamente el uso de explosivos, martillos mecánicos, o cuña, comba, aunque el contratista considere más expedito el empleo.

.12 Si la roca se encuentra en pedazos, solo se consideraran como tales aquellos fragmentos cuyo volumen sea mayor de 250 dcm³.

Cuando se haya que extraer de la zanja fragmentos de roca de mamposterías, que en sitios forman parte de los macizos que

no tengan que ser extraídos totalmente para erigir las estructuras, los pedazos que se excaven dentro de los límites permitidos, serán considerados como rocas, aunque su volumen sea menor de 250 dcm³.

2.13 Cuando el fondo de las zanjas sea roca, se excavara hasta 0.15 mt. , Por debajo de asiento del tubo y se rellenara luego con arena u hormigón fino. En el caso de que la excavación se pasara mas allá de los límites indicados anteriormente, el hueco resultante de esta remoción de roca será rellenado con un material adecuado aprobado por el inspector.

Este relleno se hará a expensas del contratista, si la sobre excavación se debió a su negligencia u otra causa al imputable.

2.14 El contratista deberá tomar todas las precauciones necesarias a fin de proteger todas las estructuras y personas, y será el único responsable por los daños en personas y cosas provocadas por el uso de los explosivos.

2.15 Los explosivos serán almacenados, manejados y usados según se prescribe en la ley pertinente.

.16 No deberá ser abierto un tramo de zanjas mientras no se cuente en la obra con la tubería necesaria.

3.0 DRENAJE DE LA ZANJA

.1 En la operación de drenaje se empleara el método normal de depresión de la napa mediante bombeo directo, para la construcción de todos los colectores que así lo exijan o bien, en los casos que lo requieran se usara la depresión indirecta (Wellpoint).

3.2 Se tendrá especial cuidado de contar con el número y capacidad suficientes de unidades de bombeo para que en el momento de instalación y prueba de los tubos. Estos se encuentren completamente libres respecto de la napa de agua deprimida, igualmente se cuidará de efectuar bombeos continuados diurnos y nocturnos para evitar la inundación continuada de las zanjas que lavara el solado y destruiría la consistencia del terreno del fondo y paredes de la zanja.

.3 El contratista será responsable del cuidado, mantenimiento y operación del equipo y deberá responder a los perjuicios ocasionados por apartarse de las especificaciones mencionadas.

Utilizara los servicios del personal competente para el funcionamiento de este equipo especial.

3.4 El contratista tomara las medidas necesarias para asegurar que el agua proveniente del bombeo no produzca aniegos ni inundaciones en la vía pública ni en las propiedades vecinas.

4.0 TRANSPORTE Y MANIPULEO DE LA TUBERIA

.1 Durante el transporte y acarreo de la tubería deberá tenerse el mayor cuidado evitando los golpes y trepidaciones.

.2 Cada tubo será revisado al recibirse de la fábrica para constatar que no tengan desperfectos visibles y no presenten rajaduras, todos los tubos recibidos por el contratista de fábrica se consideran en buenas condiciones, siendo desde ese momento de responsabilidad de este su conservación.

.3 Durante la descarga y colocación dentro de la zanja los tubos no deberán dejarse caer; los tubos dañados aunque estuvieran

instalados deberán retirarse de la obra si así lo depusiera el Ingeniero inspector.

5.0 RELLENO DE ZANJAS

5.1 Se comenzara el relleno a las 12 horas de ejecutadas las juntas calafateadas de los tubos.

5.2 Se hará un primer relleno hasta alcanzar medio tubo empleando material escogido, zarandeado y colocado en capas de 0.15 mt. Compactadas para evitar desplazamientos laterales de las tuberías.

Luego se rellenara hasta alcanzar una altura de 0.30 mt. Sobre la tubería con el material extraído, finamente pulverizado, libre de piedras, raíces, y terrones grandes, por capas de 0.15 mt. regadas y compactadas con pizon mecánico.

5.3 Se completara el relleno de la zanja con el material extraído, por capas de 0.15 mt. de espesor máximo, regadas a la humedad optima. Apisonadas y bien compactadas mecánicamente.

5.4 Se emplearan rodillos, aplanadoras, apisonadoras u otras maquinas apropiadas de acuerdo con el material y condiciones que se dispongan, las maquinas deberán pasarse tantas veces como sea necesario para obtener una densidad de relleno no menor de 95 % de la máxima obtenida mediante del proctor modificado.

4.5 no debe emplearse en el relleno tierra que contenga materias orgánicas en cantidades considerables, ni raíces, arcillas o limos uniformes. No debe emplearse material cuyo peso sea menor de 1,600 kg/m³.

- 4.6 Tanto la clase del material de relleno, como la compactación deben controlarse continuamente durante la ejecución de la obra.
- 4.7 No deben tirarse a la zanja piedras grandes por lo menos hasta que el relleno haya alcanzado una altura de 1.00 mt. Sobre el lomo del tubo o parte superior del colector del concreto.
- 4.8 Cuando por razones de fuerza mayor, la tubería debe ir tendida sobre la superficie del terreno o tenga un enterramiento sobre la clave del tubo menor de 1.00 mt. Deberá ser protegida mediante un terraplén de material selecto y adecuado, apisonado, su sección será trapezoidal con la base en la superficie y de acuerdo al diámetro del tubo, su altura será de 0.60 mt. Sobre la clave y el ancho de la coronación será igual al diámetro del tubo más 0.60 mt. Solución que se adoptara en tramos largos y fuera del radio urbano. En longitudes cortas y dentro del radio urbano, la tubería será de fierro fundido y protegida y protegida por un dado de concreto y de ser requerido será de concreto armado, de acuerdo al diseño propuesto por el contratista y aprobado por la inspección.

5.0 BUZONES

- 5.1 El primer trabajo debe ser el de los buzones, que serán los que determinen la nivelación y alineamiento de las tuberías, se dejaran las aberturas para recibir las tuberías de los colectores y empalmes previstos.
- 5.2 Los buzones serán del tipo standard, con 1.20 mt. De diámetro interior terminado, construidos con concreto simple de $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$. Para los muros y fondos 0.15 mt y 0.20 mt. De espesor respectivamente. En suelos saturados de agua o en los

que a juicio del ingeniero inspector sea necesario, el fondo será de concreto armado de $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$. Y de 0.30 mt. de espesor así como los muros, según los planos, Llevaran marco y tapa de fierro fundido de primera calidad de 125 kg. De peso total provista de charnela y con abertura circular de 0.60 mt. de diámetro; el peso de la tapa será de 70 kg. Mínima y el marco de 55 Kg

- 5.3** Los buzones de mas de 3.00 mt de profundidad llevaran escalines de perfiles de aluminio.

El proceso de llenado de un buzón es: Primero los fondos y luego los muros y nunca en forma inversa.

- 5.4** Sobre el fondo se construirán las medias cañas o canaletas que permiten la circulación del desagüe directamente entre las llegadas y salidas de los buzones. Las canaletas serán de igual diámetro de las tuberías de los colectores que convergen al buzón; su sección será semicircular en la parte inferior y luego las paredes laterales se harán verticales hasta llegar a la altura del diámetro de la tubería; el o los ejes de los colectores.

Los empalmes de las canaletas se redondearan de acuerdo con la dirección del escurrimiento.

- .5** Para diámetros grandes y secciones especiales, o cuando se preveen disturbios en el régimen hidráulica por motivo de fuertes pendientes, curvas bruscas, etc., se sustituyan las bocas de visita por las estructuras especiales para empalmes, que se indiquen en planos respectivos.

- .6** La cara interior de los buzones será enlucida con el acabado fino con una capa de mortero en proporción 1:3 de cemento -

arena y de $\frac{1}{2}$ pulgada de espesor. Todas las esquinas y aristas vivas serán redondeadas.

5.7 El techo será de concreto armado de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y con refuerzos necesarios en la boca de ingreso. Los buzones de mas de 1.20 Tm. De altura podrán construirse con sección tronco-cónica en cuyo caso el marco y tapa de fierro fundido se asentara directamente sobre la sección abovedada, en los casos en que se adopte este tipo de buzones su diseño será sometido a la aprobación de la inspección.

5.8 En los buzones en que las tuberías no lleguen a un mismo nivel se podrá colocar caídas, cuando estas sean de mas de 1.20 mt. De altura tendrá que proyectarse con un ramal vertical de caída y un codo y una T o Y de fierro fundido para media presión. En los casos que se indique en los planos o indique el ingeniero inspector, la bajada tendrá una envoltura de concreto de $f'c = 80 \text{ kg/cm}^2$.

6.0 COLOCACION Y CALAFATEO DE LA TUBERIA

6.1 Colocados los tubos en las zanjas se embonaran convenientemente debiendo mirar las campanas hacia aguas arriba se les centrara y alineara perfectamente.

6.2 La alineación de las tuberías se hará utilizando dos cordeles; uno en la parte superior de la tubería y otro a un lado de ella para conseguir en esa forma el alineamiento vertical y horizontal respectivamente.

6.3 Las tuberías y sus respectivas campanas deben cuidarse que estén completamente limpias, a fin de que la adherencia de la mezcla de calafateo con la junta sea lo más perfecta.

En el calafateo de la unión se usara mortero de cemento arena en la proporción 1:2, la arena debe ser fina y limpia, se usara una cantidad de agua que apenas humedezca la mezcla en seco; se prepara la cantidad necesaria para el calafateo de una sola cabeza; no deberá usarse la mezcla humedecida que tenga mas de media hora de preparada.

Exteriormente los bordes de la unión deberán ser terminados en bisel, con mortero, hasta formar un anillo tronco - cónico con generatriz inclinada de 45 sobre el eje del tubo.

.4 El interior de las tuberías serán cuidadosamente limpiados de toda suciedad o residuos de morteros a medida que se progresa en los trabajos, y los extremos de cada tramo que ha sido inspeccionado y aprobado, serán protegidos convenientemente con tapones de modo que impidan el ingreso de tierra.

Y otras materias extrañas.

.5 El relleno de la zanja, sobre juntas con mortero, no se permitirá en ninguna circunstancia, sino han transcurrido 12 horas de su terminación.

.6 En las juntas con anillo de jebes, la superficie de la espiga así como las del interior de la campana deben tener un acabado perfecto en cuanto a dimensiones y terminado pulido de acuerdo con El diseño del fabricante. Debe cuidarse de lubricar perfectamente El anillo y la superficie para evitar la torsión del anillo, de producirse tal torsión, debe desecharse el anillo, pues queda deformado.

7.0 PRUEBA DE LAS TUBERIAS

Una vez terminado el tramo y antes de efectuarse el relleno de la zanja se realizaran las pruebas de pendiente de alineamiento hidráulica de las tuberías.

7.1 La prueba de pendiente se efectuara nivelando fondos de buzones y nivelando las claves de las tuberías cada 10 mt. Cuando la pendiente de la línea es mas de 3 % de cada 5 mt. Y cuando la pendiente es inferior a 3 %.

7.2 Las pruebas de alineamiento se realizara haciéndose pasar por el interior de todos los tramos una pieza o bola de sección transversal circular cuyo diámetro tenga los siguientes valores de acuerdo al diámetro de las tuberías:

DIAMETRO DEL TUBO DIAMETRO DE LA BOLA

8"	10 cm.
10"	24 cm.
12"	29 cm.
14"	34 cm.
16"	39 cm.
18"	45 cm.
21"	52 cm.

Podrá reembolsarse esta prueba por la del espejo, según lo disponga la inspección de obra.

7.3 La prueba hidráulica se realizara enrasando la superficie libre del liquido con la parte superior del buzón, aguas arriba del tramo de prueba y taponeando la tubería de salida en el buzón aguas abajo.

El tramo se llenara 24 horas antes de la prueba a fin de que las tuberías no pierdan él liquido de saturación de sus poros y así poder detectar las fugas por uniones o en cuerpos de los tubos, Y tener lecturas correctas en el nivel de las aguas del buzón en prueba.

Durante la prueba, la tubería deberá perder por filtraciones mas de la cantidad permitida a continuación expresada en cm. 3/min/metros según la relación siguiente:

$$K = \frac{F \times L}{P}$$

Donde :

$$P = \frac{V}{T}$$

V = Volumen perdido en la prueba. (cm³).

L = Longitud probada (m.).

T = Tiempo de duración de la prueba (minutos)

después de 8 horas de llenado el tramo en prueba.

P = Perdida en el tramo (cm³/min).

K = Coeficiente de prueba.

Valores de F :

DIAMETRO

Pulg.	8	10	12	14	16	18	21	24	26	30
-------	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----

mm.	200	250	300	350	400	450	525	600	650	700
(F)										
(cm ³ /min./mt)	25	32	38	44	50	57	67	76	85	96

INTERPRETACION DE LOS VALORES

$K > 1$ Prueba buena

$K = 1$ prueba tolerable

$K < 1$ Prueba mala

En los últimos casos $K = 1$ y $K < 1$, el contratista deberá por su cuenta localizar la fuga y repararla.

- 7.4 Solamente una vez constatado el correcto resultado de las pruebas, podrá ordenarse el relleno de zanjas y se expedirá por el ingeniero inspector el certificado respectivo en el que constatare su prueba satisfactoria lo que será requisito indispensable para su inclusión en los avances de obra y valorización.

8.0 REPOSICION DE LOS PAVIMENTOS

- 8.1 La reposición de pavimentos se hará de acuerdo con los reglamentos pertinentes para cada clase de afirmados, pavimento y las que indican a continuación:

- a) En las calles sin pavimento se dejara la superficie del terreno parejo, tal como estaba antes de la excavación y los rellenos que fueran menester para acondicionar la superficie de la zanja; en esta forma los trabajos serán de responsabilidad del contratista por seis meses después de hecho el terreno.
 - b) En las calles con pavimento el contratista mantendrá la superficie del relleno al nivel de la calle mientras se repara el pavimento.
 - c) Todos los afirmados deben ser repuestos al nivel que tenían al ser levantados y en correspondencia con el de las superficies inmediatas.
 - d) Todos los materiales que debe reponer el contratista por insuficiencia o deficiencia de los que han sido extraídos de las calzadas o aceras, deben de ser igual naturaleza, clase, composición, color y dimensiones que los que han sido extraídos a fin de que no resulten diferencias con el terminado no removido de las superficies inmediatas.
 - e) La arena extraída del contrapiso de los empedrados y adoquinados solo podrá ser empleada en la reconstrucción de los mismos. Si estuviera limpia y exenta de tierra o materias extrañas a juicio del ingeniero inspector.
- .2 Los paños de pavimentos repuestos deberán de ser de sección regular, y los bordes serán perfectamente alineados eliminando irregularidades o salientes en la unión con los pavimentos existentes y su espesor tendrá como mínimo el de este. Para ello debe emplearse cortadora de pavimento.

- 8.3** El nuevo pavimento será colocado inmediatamente de terminado y recibido el relleno.
- 8.4** Las características del relleno y compactación de los materiales de la sub-base y base de los pavimentos deben de ceñirse a las especificaciones pertinentes y a la de los planos y metrados, y el ancho de la reposición debe ser 20 cm. Como mínimo mas a cada lado del ancho de la zanja.
- 8.5** Para pavimentos de concretos se utilizara, el de la clase $f'c=210$ kg/cm². Y el periodo mínimo de curado será de 7 días, en ningún caso se dará trafico sobre pavimentos de concreto antes de los 15 días de haberlos reconstruidos.
- 8.6** Si el pavimento existente a los lados de la zanja ha sufrido rajaduras, se ha roto o agrietado o se han formado cangrejas por debajo de el, deberá romperse o reconstruirse las partes dañadas, El contratista tomara en cuenta esta notación para la presentación de sus propuestas pues él representa un porcentaje que se agrega a la reposición de pavimentos.

9.0 MEDIDAS DE SEGURIDAD

- 9.1** Para proteger a las personas y evitar peligros a la propiedad de vehículos, se deberán colocar barreras, señales, linternas rojas y guardianes, que deberán mantenerse durante el Progreso de la obra hasta que la calle este segura para el trafico y no ofrezca ningún peligro. Donde sea necesario cruzar zanjas abiertas, el contratista colocara puentes apropiados para peatones o vehículos según el caso. Los grifos contra incendio, válvulas, tapas de buzones, etc,. Deberán dejarse libres de obstrucción durante la obra.

9.2 Se tomaran todas las precauciones necesarias a fin de mantener el servicio de los canales y drenes así como de otros cursos de agua encontrados durante la construcción.

9.3 deberá protegerse todos los arboles, cercos, postes, o cualquier otra propiedad, y solo podrán moverse en caso que sea este autorizado por el ingeniero inspector y repuestos a la terminación del trabajo, cualquier daño sufrido será reparado por el contratista.

CONEXIONES DOMICILIARIAS EXTERIORES DE ALCANTARILLADO

01 GENERALIDADES

La conexión domiciliaria de desagües domésticos (externa) estará constituida por los siguientes elementos.

a) De Reunión

El que estará formado por una caja llamada de registro que puede ser de albañilería, prefabricada de concreto y de PVC. Así como su respectivo marco y tapa de fo: Fdo.

b) De Conducción

Este elemento estará conformado por tuberías de concreto simple normalizado espiga campana, unión rígida de diámetro 6''

CONSTRUCCION DE LAGUNAS DE ESTABILIZACION

01 MOVIMIENTO DE TIERRAS

a) LIMPIEZA Y DESFORESTACION:

Las áreas que deben ser limpiadas y/o desforestadas serán aquellas que se indiquen en los planos y que específicamente serán estacadas en el terreno por el contratista y aprobados por el ingeniero inspector; esta área será extendida hasta 3 mts. Mas allá del pie del talud exterior del embalse, si los planos no indican otra cosa.

La limpieza y deforestación consistirán en limpiar el área designada. Se eliminarán los arboles, obstáculos ocultos, arbustos y otra vegetación, basura y todo el material inconveniente, incluye el desenraigamiento y el retiro de todos los materiales inservibles que resulten de la limpieza y deforestación.

Se removerá de 30 a 40 cm del suelo natural existente o el espesor necesario hasta encontrar arcilla cuya calidad será aprobada por el ingeniero inspector, quedando una rasante que se considere como fundación de embalse o laguna.

b) TRAZO Y ESTACADO:

Antes de construir la laguna del terreno, debe ser estacado por el contratista y obtener el visto bueno del ingeniero inspector. En toda el área se estacara y nivelara una cuadrícula con separación máxima de 30 mts., excepto, bajo los diques donde las estacas serán colocadas a el pie interior y exterior. Luego

de este proceso el contratista debe quitar la capa vegetal del área ocupada.

El volumen de excavación se determinara dibujando el perfil final del piso de la laguna, sobre los perfiles transversales del terreno, que resultaren de la nivelación previa.

c) EXCAVACION

Excavación en Explanación

Una vez que toda el área de la laguna ha sido estacada y nivelada el contratista puede empezar a excavar hasta la cota del piso indicado en los planos.

Debe existir secuencia constructiva de manera de garantizar, que el material de relleno para la formación de taludes con material propio de la excavación e obtenga luego de la limpieza y deforestación.

Consistirá en la excavación y explanación de la laguna; en la excavación y retiro del material inapropiado para la formación de los terraplenes; y en la excavación del material apropiado para los mismos: arcilla.

No se permitirá la excavación y el empleo de material contiguo a la zona estacada para la laguna, comprendida entre los 30 mt. A partir del pie interior del terraplén o dique de la laguna.

El grado de acabado en la explanación de taludes y fondo de la laguna será aquel que pueda obtenerse ordinariamente mediante el uso de una niveladora de cuchilla, o una trailla, o con palas a mano, según los casos y lo determinado por el ingeniero de control.

- **Prestamos**

Consistirá en la excavación y empleo de material aprobado por el ingeniero de control de acuerdo a las especificaciones para la formación de terraplenes y taludes o ejecución de rellenos en particular. El préstamo procederá cuando no se encuentre cantidad suficiente de material adecuado proveniente de la excavación de la laguna de acuerdo con las alienaciones, rasantes y dimensiones marcadas en los planos.

Se considerara como distancia de transporte gratuito hasta 350 mts. De la zona de trabajo, estacada por el ingeniero de control.

La cantidad de metros cúbicos de transporte, será el producto del volumen de material de préstamo transportado mas allá de trescientos cincuenta metros (350 ml) medidos en su posición original en metros cúbicos divididos por cien (100).

Transporte que = $\frac{m^3 \times m}{100}$

Será pagado 100

Y en el se incluyen mano de obra, equipo, herramientas, imprevistos necesarios y gastos indirectos.

La parte superior de los terraplenes y el relleno de corte sobre excavados será construido con material de préstamo selecto para acabados o material escogido y reservado para este fin desde la excavación.

d) TERRAPLENES (diques)

- **Rellenos**

Se ejecutaran con el material del sitio o área de trabajo de acuerdo con estas especificaciones y de conformidad con los

alineamiento, rasantes, secciones transversales. Y dimensiones indicadas en los planos o como lo haya estacado el ingeniero inspector. Todo trabajo de limpieza y deforestación, deberá ser ejecutado en el área de los terraplenes antes de que se empiece la construcción de ellos.

Todo el material conveniente que provenga de las excavaciones, será empleado en lo posible en la formación de terraplenes, taludes, asientos y rellenos de zanja. El material obtenido en las excavaciones y considerado conveniente para terraplenes y taludes deberá estar libre de materiales orgánicos y ajustarse en lo posible a los requerimientos siguientes:

1. - Mínimo índice de plasticidad 15 %
(anexo No 1)

2. - Mínimo que pasa por la malla No 200 25 %
de la serie de sieve (anexo No 2)

El material para terraplenes era arcilla u otro material impermeable aprobado por el ingeniero inspector.

Todo talud de tierra será acabado hasta presentar una superficie razonable llana y que este de acuerdo substancialmente con el plano pertinente, tanto en el aspecto alineamiento, como en las secciones transversales.

Los terraplenes y rellenos no podrán tener escombros, arboles, troncos, materiales en pie o entrelazados, raíces o basura. Antes de comenzar la construcción se eliminara el césped, humus u otra materia orgánica; igualmente la zona de terraplén será removida (arada) de tal manera de que el material del terraplén se adhiera al terreno natural.

Donde sea aplicable, el ingeniero inspector hará ensayos de densidad en campo para determinar el grado de densidad obtenido. (anexo No 6)

El contratista construirá todos los terraplenes de tal manera, que después de haberse producido la contracción y el asentamiento, y cuando haya de ejecutarse la aceptación de la obra, dichos terraplenes tengan en todo punto la rasante, el ancho y la sección transversal requerida en los planos.

El contratista será responsable de la estabilidad de todos los terraplenes construidos hasta la recepción final de la obra y correrá por su cuenta todo el gasto causado por el reemplazo de toda parte que haya sido desplazada, a consecuencia de falta de cuidado o de trabajo negligente por parte del contratista, o de daños resultantes por causas naturales, como son lluvias y vientos normales.

e) AFIRMADO

Este trabajo será ejecutado después que el terraplén este completamente terminado y todas las estructuras y tuberías hayan sido instaladas y rellenadas. Todo el material blando o inestable que no es factible de compactar o que no sirven para el propósito señalado será removido como se ordene.

Donde se estipule en los planos y especificaciones de metrado el contratista deberá colocar y compactar una capa en la parte superior y en los taludes del terraplén ya sea en corte o relleno, empleando material de afirmado el que deberá consistir de suelo granular de baja plasticidad. Piedras mayores de 10 cms. O de 2/3 del espesor de la capa que se coloque serán eliminadas; terrones de arcillas ni de material orgánico serán aceptados.

El material de afirmado estará formado por partículas o fragmentos de piedra o grava dura y durables y un relleno de arena u otro material mineral finamente dividido.

La porción del material retenido en una malla No 4 será llamado relleno.

f) ESTABILIZADO

Donde el material existente no tenga la resistencia adecuada o requerida por los planos o disposiciones especiales, el contratista deberá construir una capa o lecho mezclando un material estabilizador con el material natural existente de la excavación o préstamo.

Los materiales estabilizadores deben ser suelos de alto poder de sustentación como grava, tamizados de piedra, cemento, cal o cualquier otro material que en opinión del ingeniero inspector es apropiado para estabilizar.

En general el material que contenga apreciable cantidad de materia orgánica o que tenga alta plasticidad no es conveniente para ser usado como estabilizador.

Los materiales para la estabilización serán colocados en capas de 15 cms., bien compactados y mezclados. Los materiales se mezclarán con cuchillas, discos arados.

Cuando sea necesario el contratista deberá secar el material mojado o añadir agua al material seco para traer la mezcla estabilizada al contenido de humedad adecuado para la compactación, la que deberá ejecutarse hasta que toda la profundidad afirmada o estabilizada tenga una densidad determinada por pruebas hechas en cada capa, de no menos del 92% de la máxima densidad determinada por el método de compactación del estado de California de las cinco capas o del 95% de la máxima determinada por el método de proctor modificado

g) TERMINADO

Todas las áreas que formen las áreas de trabajo de laguna, excavaciones, taludes, áreas de transición, serán uniformemente terminadas tal como se indiquen en los cortes de los planos. El terminado será razonablemente alisado, compactado y libre de toda irregularidad y será el que se obtiene con motoniveladora u otro equipo similar. El terminado no variara en 3 cms. del indicado en los planos.

02 ACABADOS

a) Pavimentos

En algunos casos se podrá especificar la pavimentación de los taludes; mediante la colocación de piedra escogida o pedraplen (riprap) en el espesor que indiquen los planos. La piedra usada como riprap debe ser dura, densa y durable.

El tamaño mínimo de la piedra será la que tenga un peso de 500 grs. Y el tamaño máximo la que tenga un peso de 1 kg. El espesor y ancho de las piedras no debe ser menor que la tercera parte de su longitud.

Se permitirá el uso de hasta el 15% en peso de piedra que pasen por la malla de 3 pulgadas y no se permitirá mas del 5% de tierra, arena o polvo de roca (anexo No 5).

El terraplén o riprap se colocara en forma estable sin tendencia al deslizamiento y no deberá haber espacios grandes sin rellenar dentro del riprap.

b) impermeabilización

En los casos donde se especifique la impermeabilización de la superficie mojada de la laguna, esta se ejecutara mediante la

colocación de una capa de arcilla (tipo adobe) de 5 a 10 cm. de espesor, según lo especifiquen los planos o lo ordene el ingeniero inspector.

La arcilla para impermeabilización debe estar libre de materia orgánica o basura, además estará pulverizada de tal modo que este graduada en la forma siguiente:

TAMIZ	PORCENTAJE QUE PASA
--------------	----------------------------

Tamiz 1/2	100%
-----------	------

Tamiz 1/9	80%
-----------	-----

También puede emplearse como impermeabilizante una capa de terracemento de 5 cm, de espesor, en la proporción 1:5, preparada en agua a razón de 6 galones por saco de cemento. Una vez terminada la capa impermeable será curada por un tiempo no menor de 15 idas.

c) Varios:

cercos y sembrío de gras

Un cerco de cierre alrededor de los terrenos donde se construye la laguna, se ejecutara de acuerdo como especifiquen los planos. Debe tener sus puertas de acceso y letreros respectivos. Se sembrara grama en los taludes y parte de la calzada, como lo indiquen los planos y como se especifica.

Luego que la capa de tierra vegetal ha sido colocada esta deberá ser compactada y nivelada con inclinación de taludes especificados en los planos.

(Anexo -1)

DETERMINACION DE LOS LIMITES DE ATTERBERG

A. GENERALIDADES

Las propiedades plásticas de los suelos arcillosos o limosos pueden ser estudiadas aproximadamente por medio de pruebas simples.

Las más usuales se denominan límites de consistencia, o de Atterberg.

Un suelo arcilloso, con un alto contenido de agua se comporta como líquido; al perder agua va aumentando de resistencia hasta tener un estado plástico, fácilmente moldeable; al continuar el secado llega a adquirir un estado semisólido. Al continuar la pérdida de agua pasa al estado sólido.

Los cambios de estados se producen gradualmente y los límites fijados arbitrariamente entre ellos se denominan límite líquido, límite plástico, y límite de contracción. El primero fija el cambio entre el estado líquido y el plástico, el segundo entre el plástico y el semisólido y finalmente, el tercero, el cambio entre el estado semisólido, quebradizo, y el sólido de gran resistencia. Este último límite es de poco interés práctico.

El límite líquido es el contenido de agua tal que, para un material dado, fija la división entre el estado casi líquido y el plástico.

El límite plástico es el contenido de agua que limita el estado plástico del estado resistente semisólido.

La definición arbitraria estándar que se ha dado a estos límites es la siguiente:

El límite líquido (l_w) es el contenido de agua de un suelo (expresado en porcentaje del peso seco)

Que posee una consistencia tal que una muestra como una ranura, al someterse al impacto de varios golpes fuertes, se cierra sin que el suelo resbale sobre su apoyo. En su determinación de este límite definido arbitrariamente influye la técnica de operación y el factor personal.

El dispositivo diseñado por A. Casagrande, ha eliminado la influencia del factor personal en dicha prueba proporcionando un medio mecánico para producir un impacto estándar y una herramienta para hacer una ranura de dimensiones estándar. Así que el L_w podría definirse como el contenido de agua que permite cerrar la ranura con 25 golpes.

Para llevar a cabo la prueba con este dispositivo, se determina el número de golpes necesarios para cerrar la ranura hecha en la muestra de suelo, con diferentes contenidos de agua.

Se ha encontrado empíricamente que la curva que se obtiene trazando una gráfica en papel semilogartimico, con el contenido de agua en la escala aritmética y el número de golpes en la logarítmica, es una línea recta. Esta curva se llama "curva de fluidez". El contenido de agua que corresponde en esta curva a 25 golpes es el límite líquido.

El límite plástico (P_w) de un suelo se define como el contenido de agua (expresado en % de peso) con el cual se agrieta un cilindro de material de 3 mm. de diámetro al rodarse con la palma de la mano sobre una superficie lisa.

B) EQUIPO

Dispositivo de A. Casagrande para limite liquido. Incluyendo la cuchilla para hacer la ranura.

Espátulas

Cápsulas de porcelana

Malla numero 40

Recipientes con tapas para secar muestras

Mortero

Horno a temperatura constante de 105.°C

Balanza que pueda pesar con 0,001 gr. de aproximación

AJUSTES DEL APARATO PARA EL LIMITE LIQUIDO

El aparato debe ser ajustado antes de usarse para que la copa tenga una altura de caída de 1 cm. Exactamente. Esta distancia se mide con una solera que tiene espesor de 1 cm.

1. - En la copa del aparato se marca una cruz con lápiz en el centro de la huella que se forma al golpearse con la base.

2. - Se da vuelta a la manija hasta que la copa se levante a su mayor elevación y tomando como punto de referencia la cruz marcada se verifica la distancia entre esta y la base como solera de calibración.

Se aflojan los tornillos y se gira el tornillo de ajuste hasta que la distancia es exactamente de 1 cm.

C) PROCEDIMIENTO

Las pruebas de consistencia se hacen solamente por la porción de suelo que pasa a través de la malla 40.

Esta porción se obtiene ya sea pasando el material por la malla número 40, en seco o bien por un proceso de lavado más lento pero mucho más preciso.

Para determinar cual proceso conviene se seca al horno una muestra húmeda de material y se presiona con los dedos. Si se desmorona fácilmente y los granos pueden separarse (lo que indica que el material es areno-limoso) se usa el método de separación en seco. En cambio, si la muestra ofrece considerable resistencia y los granos no pueden separarse (arcillas) se debe hacer la selección por medio de lavado.

1. PREPARACION DE LA MUESTRA

Método seco

- a) Del material que pasa por la malla número 4 se desmenuen 150 gr. En un mortero, sin llegar a romper los granos.
- b) Se pasa el material a través de la malla número 40, desechando el que queda retenido.
- c) Se pone una cápsula al material que ha pasado por la malla.
- d) Se agrega agua, y con una espátula se mezcla perfectamente hasta obtener una pasta suave y espesa.

Método húmedo

Cuando conviene aplicar este método se sigue el mismo procedimiento que se usa en el análisis granulométrico por la vía húmeda, con la diferencia de que en vez de utilizar la

malla numero 200 se utiliza la malla numero 40 y que al evaporar el agua del recipiente se deja que el material se seque hasta que tenga la consistencia de una pasta suave, logrado lo cual se pasa a una cápsula.

De la parte preparada por cualquiera de los dos métodos, se separa una pequeña porción para el ensayo de limite plástico y el resto se utiliza para el ensayo de limite liquido.

2. PROCEDIMIENTO PARA LA PRUEBA DEL LIMITE LIQUIDO

- a) Se coloca una parte del material de la cápsula (50 a 80 gr.) en la copa del aparato; se trabaja con el espátula hasta lograr una pasta suave y luego se aplana hasta que su superficie quede horizontal.
- b) Se coloca la punta del ranurador encima de las pastas de manera que la herramienta quede perpendicular a la superficie de la copa.
- c) Se hace una ranura a lo largo de la pasta y por el centro de ella. Al mismo tiempo, se inclina el ranurador para que permanezca perpendicular a la superficie inferior de la copa. Para arcillas con poco o nulo contenido de arena, la ranura deberá hacerse por medio de un movimiento suave y continuo.

Cuando se trata de arcillas arenosas, limos con poca plasticidad y algunos suelos orgánicos, el ranurador no podrá cerrarse a través de la pasta sin averiar los lados de la ranura. Para estos suelos se cortara con una espátula y se chequearan las dimensiones con el ranurador.

El ranurador deberá limpiarse con un trapo antes de que seque el material adherido.

d) Después de asegurarse de que la copa y la base estén limpias y secas, se da vuelta a la manija a razón de dos golpes por segundo, contando el número de golpes requerido para que se cierre el fondo de la ranura en una distancia de 1 cm. Se anota el número de golpes en el registro respectivo.

e) Se pone aproximadamente 10 grs. De la porción de la muestra que está próxima a la ranura, en un recipiente.
Se cierra el recipiente.

Se pesa con una aproximación de 0,001 grs. Y una vez destapado el recipiente, se introduce en un horno con el fin de secar la porción de la muestra.

f) Se repite el mismo procedimiento para obtener 2 ó 3 puntos de la curva de escurrimiento con la condición de que los golpes requeridos están entre 20 y 35.

Después se cambia la consistencia de la pasta de modo que los golpes requeridos estén entre 5 y 15 con el fin de obtener otros 2 ó 3 puntos de la curva.

Lo más conveniente es obtener primero los puntos correspondientes a un número de golpes cercano a 35 después a agregar agua para obtener otros 2 ó 3 puntos de la curva.

Lo más conveniente es obtener primero los puntos correspondientes a un número de golpes cercano a 35 después a agregar agua para obtener una consistencia correspondiente a un número menor de golpes. Deberá agregarse material

adicional de la muestra para reemplazar el material tomado para las determinaciones de contenido de agua.

Una vez que los datos están anotados en el formulario será fácil el dibujo de la curva de escurrimiento.

Para el método de determinación del límite líquido por un solo punto, el contenido de humedad de la muestra se aproxima hasta que el número de golpes necesario para cerrar el fondo de la ranura, este entre 20 y 30.

Se toma una muestra para conocer el contenido de humedad y se anota el número de golpes que se ha empleado.

El límite líquido se determina por un punto de diagrama de límite líquido.

3. PROCEDIMIENTO DEL ENSAYO DEL LÍMITE PLÁSTICO

- a) Se toma aproximadamente la mitad de la muestra inmediata después de su preparación y se cilindra con la mano sobre una superficie limpia y lisa, como la de una hoja de papel, o la de un vidrio, hasta formar un cilindro de 3 mm. De diámetro y de 6 a 10 cm. De largo.
- b) Se amasa la tira y se vuelve a cilindrarse, repitiendo la presión tantas veces como se necesite para reducir gradualmente la humedad por evaporación hasta que el cilindro se empiece a endurecer.
- c) El límite plástico se alcanza cuando el cilindro se agrieta al ser rodillado hasta que tenga aproximadamente 3 mm. de diámetro. Si hay duda de cuando se alcanza el P_w , repítase la misma operación con la otra mitad de la muestra.

- d) Una vez alcanzado el límite plástico, se parte el cilindro y ponen los pedazos en un recipiente con tapa.
- e) Se determina el contenido de agua secándolo en un horno a 105 C en la forma indicada en el procedimiento para la obtención de límite líquido; luego se anotan los datos en un formulario especial.

4. REGISTRO

Se anotan los datos en el registro respectivo y después de hacer los cálculos necesarios se procederá hacer lo siguiente:

a) Se encuentra la relación entre el porcentaje de humedad y el número de golpes por medio de papel semilogarítmico, dibujando el número de golpes como ordenada en la escala logarítmica y el porcentaje de humedad como abscisa en la escala aritmética.

b) Se unen los puntos entre 10 y 20 golpes con los puntos entre 25 y 35 golpes por medio de una línea recta.

c) El contenido de humedad que corresponde en esta línea a 25 golpes se define como el límite líquido.

De la curva de fluidez, del límite líquido L_w y del límite plástico P_w pueden determinarse los siguientes índices importantes:

- El índice de plasticidad (I_w) que es igual a la diferencia numérica entre L_w y P_w .

$$I_w = L_w - P_w$$

- El índice de fluidez (F_w), que es igual a la pendiente de la curva de escurrimiento. Numéricamente es igual a la diferencia entre el contenido de agua a los 10 y a los 100 golpes ó entre 1 y 10 golpes.
- El índice de tenacidad (T_w), que es el cociente que resulta de dividir el índice plástico por el índice de fluidez.

Con un estudio comparativo de los límites y los índices, se puede hacer la distinción entre las arcillas y los suelos no plásticos, así como su clasificación de acuerdo con la plasticidad del material.

5. PRECAUCIONES PARA EL ENSAYO

a) Para que la determinación del límite líquido sea uniforme hay que descansar la base sobre cuatro hules, ya que la diferencia en rigidez del lugar de apoyo de la base ocasionaría discrepancias en los resultados.

Asegurarse de que la base donde golpea la copa esta perfectamente seca y limpia de polvo o tierra, pues de lo contrario la energía del golpe sería amortiguada.

La muestra colocada en el recipiente con tapa deberá pesarse inmediatamente pues, aunque este bien cerrada, siempre produce cierta evaporación que altera el contenido de agua.

(Anexo-2)

DETERMINACION DE LA CANTIDAD DE MATERIAL QUE PASA EL TAMIZ N° 200

A. GENERALIDADES

Este ensayo tiene como objeto la determinación del porcentaje por peso del agregado que pasa el Tamiz N° 200.

B. EQUIPO

Tamices N° 16 y N° 200

Recipientes para sumergir la muestra

Horno (105 °C)

C. PREPARACION DE LA MUESTRA

La muestra se obtiene de material húmedo con el fin de evitar la segregación de partículas. La cantidad de material debe ser tal que después de ser secado en el horno su peso esté de acuerdo con las cantidades que aparecen en el siguiente cuadro:

Díámetro Máximo de las Partículas	Peso mínimo Muestra,kg.
1 / 4 "	0,5
3 / 4 "	2,5
1 - 1 / 2 "o mayor	5,0

D. PROCEDIMIENTO

1. Se seca la muestra en el horno, luego se extrae y se pesa con una aproximación de 0,028.
2. Se coloca la muestra en el recipiente y se cubre con agua, luego se agita el recipiente con el fin de separar las partículas finas (que pasan por el Tamiz N° 200). Inmediatamente, después se vacía el agua usada para el lavado en los tamices, tratando de evitar la decantación de las partículas gruesas.

Esta operación se repite hasta que el agua que se usa para el lavado de la muestra salga completamente clara (sin partículas finas en suspensión).

3. Todo el material retenido en el Tamiz N° 200 y en Tamiz N° 16 se devuelve a la muestra original. Después de esto, se pone a secar la muestra dentro del horno.

E. CALCULO

El porcentaje de material más fino que el Tamiz N° 200 se determina por medio de la siguiente fórmula:

$$\% \text{ de material que pasa el tamiz No 200} = \frac{\text{peso original} - \text{peso después del lavado}}{\text{Peso Original}} \times 100$$

(Anexo-3)

**PRUEBA DE COMPACTACION CON OPTIMO
CONTENIDO DE HUMEDAD**

A) GENERALIDADES

La densidad a la cual se compacta un suelo, siguiendo un método de compactación dado, varia con el contenido de humedad. El contenido de humedad para el cual se obtiene el más alto peso unitario, se llama OPTIMO CONTENIDO DE HUMEDAD para dicho método de compactación. Generalmente el óptimo contenido de humedad es menor que el limite plástico y disminuye aumentando la compactación.

El método de compactación que se emplea en el Laboratorio y que se describe más adelante, ha sido adoptado por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos ya que él produce generalmente casi la misma densidad que se obtiene con el empleo de equipos pesado de construcción.

Se le conoce con el nombre de, **METODO MODIFICADO POR LA AMERICAN OF STATE HIGHWAY OFFICIALS.**

B) APARATOS NECESARIOS

Balanza de torsión
Balanza de 8 brazos
Cajas de Metal
Moldes de Compactación
Apisonador de Compactación
Estufa
Criba de $\frac{1}{4}$ de pulgada

Espátula

Rodillo de Pastelero

Regla de Acero

Horno

C) PREPARACION DE LA MUESTRA

1. Seque al aire una muestra representativa que contenga de 2 a 2,5 Kg. (4,5 a 5,5 libras) de material que pasa la malla de 1 / 4 de pulgada.
2. Desmenuce los terrones de material fino con el rodillo o cualquier superficie plana.
3. Tamice al material en una malla de 1 / 4 de pulgada.

D) PROCEDIMIENTO PARA LA PRUEBA

1. Mezcle cuidadosamente la muestra con suficiente cantidad de agua como para tener una pasta que se desmenuce cuando se suelta después de apretarle con la mano. No haga esta mezcla inicia demasiado húmeda.
2. Divida esta pasta húmeda en 5 porciones aproximadamente iguales.
3. Pese el molde en la balanza de torsión, con una aproximación de 5 gramos; ajuste el plato de base y el collar y coloque el conjunto sobre un apoyo firme.
4. Ponga una porción de la pasta húmeda en el molde y nivele su superficie con la mano.

5. Coloque el apisonador con su guía dentro del molde y sobre el material; levante el mango hasta que llegue al tope de la guía y suéltelo, permitiendo que caiga sobre la muestra.

6. Cambie la posición de la guía y deje caer de nuevo el apisonador. Repita este proceso, cubriendo sistemáticamente toda la superficie de la muestra con 25 golpes del apisonador.

7. Quite del molde el apisonador; ponga otra porción de muestra y compáctela como se ha dicho antes. Repita este proceso con todas las demás porciones.

NOTA: Cada una de las capas apisonadas tendrá más o menos una pulgada de alto y toda la muestra compactada penetrará en el Collar 1 / 2 pulgada como mínimo. La cantidad de muestra que se necesita para lograr este propósito se determinará por ensayos y varía con las diferentes clases de suelos.

8. Quite el collar y corte ligeramente la muestra con un cuchillo, reduciendo su nivel al borde del molde de compactación. Controle finalmente este nivel con una regla.

9. Quite el plato y pese el molde con la muestra compactada, con una precisión de 5 gramos.

10. Para determinar el contenido de humedad, tome dos muestras (de 10 a 25 gramos cada una); una de arriba y otra del fondo del molde.

11. Retire del molde, el suelo compactado; pulverícelo de nuevo con el rodillo y colóquelo en una cacerola.

NOTA: El bastidor y el resto del equipo de prueba CBR, se puede usar para empujar el suelo compactado y sacarlo del molde, aún que la muestra pueda extraerse con la mano.

12. Agregue de 60 cc. (para suelos arenosos) a 120 cc. (para arenas limosas o arcillosas) de agua y vuelva a mezclar cuidadosamente.

13. Repite desde el paso 3 hasta el 11

14. Haga varios experimentos, agregando cada vez más agua, hasta que el peso de la muestra compactada comience a disminuir.

E) CURVA DE OPTIMA HUMEDAD

Se dibuja en un papel milimetrado, tomando como abscisas los contenidos de humedad y como ordenadas los pesos unitarios.

El óptimo contenido de humedad en el contenido de humedad en la cúspide de la curva del peso unitario seco.

F) MODIFICACION DEL PROCEDIMIENTO DE PRUEBA PARA CONDICIONES ESPECIALES

El procedimiento de prueba indicado anteriormente, puede no producir las mismas densidades que el empleo del equipo de construcción. Por ejm.: un equipo transportable por aire produce densidades bajas mientras que un grupo pesado produce densidades elevadas.

Por esta razón, se modifica el procedimiento de prueba en el Laboratorio, variando el número de capas, la altura de caída del apisonador o el número de golpes del mismo, con el fin de obtener una densidad equivalente.

La prueba del Proctor standard se usa generalmente para la compactación en el laboratorio de bases estabilizadas con cemento. El molde se llena con 3 capas, dando 25 golpes por

capa, con un apisonador de 5,5 libras de peso y 12 pulgadas de altura de caída.

Para usar un equipo fijo diremos que un apisonador de 10 libras de peso y diremos que un apisonador de 10 libras de peso y 6,5 pulgadas de altura de caída, produce una compactación equivalente.

Si el suelo que se está sometiendo a prueba en una arena fina y uniforme, el apisonador puede causar un sollevamiento: en el sitio que se está compactando. En este caso se debe apisonar primero con golpes suaves, para proporcionar al suelo una estabilidad inicial, antes de proceder con la prueba.

G) OPTIMO CONTENIDO DE HUMEDAD PARA SUELOS CON GRAVA

El óptimo contenido de humedad para los suelos con grava, debe corregirse como se indica más abajo cuando la proporción de este material que retiene la malla de 1 / 4 de pulgada excede el 25% del total de la muestra.

Ejemplo:

Material retenido por la malla de ¼ de pulgada.	40%
Material que pasa la malla de ¼ de Pulgada.	60%
Optimo contenido de humedad de la Porción fina.	15 %

Optimo contenido de humedad del total del suelo:

% que pasa la malla 1/4" x Optimo contenido de humedad de la porción fina

100

$$= \frac{60 \times 15}{100} = 9\%$$

H) EQUIPO IMPROVISADO DE COMPACTACION

Se puede usar cualquier material aprovechable que suministre apisonadoras o guías de las siguientes características:

Diámetro del apisonador 2 pulg.
Altura de caída 18 pulg.
Peso del apisonador 10 pulg.

Molde de compactación y collar

El diámetro y la altura del molde son los mismos.

Volumen exacto 1/30 de pie cubico

Plato de Base

Las dimensiones del palto de base no son importantes, pero el plato debe tener una depresión en la cual encaje exactamente el molde.

(anexo-4)

ENSAYO DE COMPACTACION (METODO PROCTOR MODIFICADO)

A.- GENERALIDADES

Un suelo se puede compactar a distintos pesos volumétricos su contenido de agua. para un método de compactación dado, el contenido de agua para el cual se obtiene el peso volumétrico máximo o el máximo peso unitario seco se llama "humedad optima."

Para determinar el máximo peso unitario seco de un suelo se compacta una muestra representativa del mismo, dentro de un cilindro de acero de capacidad conocida

Dividiendo el peso del material seco entre la capacidad del cilindro, se encuentra el peso volumétrico. Secando una parte de la muestra se determina el contenido de agua o humedad de la misma.

La operación de compactación se ejecuta de 5 ó 6 veces, aumentando de una a otra la cantidad de agua en la muestra de manera que se establezca la relación entre el peso del material seco por unidad de volumen y el contenido de agua.

El mayor peso volumétrico que se obtenga será el máximo peso unitario seco y el contenido de agua correspondiente, la humedad optima.

El ensayo de compactación que aquí se describe ha sido adoptado por el cuerpo de ingenieros de estados unidos y basado en el método de The American Association of highway

officials, con el cual se obtiene un máximo peso unitario seco y Una humedad optima muy similares a los que se obtienen en el terreno con el equipo de construcción pesado que hoy se usa. Este método es conocido con el nombre de "Proctor Modificado".

B.- EQUIPO

Balanza (sensibilidad 0,1 gr.)

Balanza (cap. 20 kgs., sensibilidad 1gr.)

Recipientes para tomar muestras de humedad

Molde de 5" de altura x 6" de diámetro junto con su extensión y placa de soporte.

Pisón cilíndrico de compactación (junto con su guía) de 18" de caída y 10 lbs. De peso.

Horno (105 -110 °C)

Tamiz ¼" y de ¾"

Rodillo de madera

Regla de metal con filo para enrasar la muestra

Rociador de agua (pulverizador tipo FLIT)

C.- PREPARACION DE LA MUESTRA

1. Una muestra representativa de 35 kg. Aproximadamente, suficiente para todo el ensayo de compactación, deberá ser cuidadosamente secada al aire.

2. Terrones constituidos por partículas de suelo deben ser rotos de manera que pasen el tamiz No 4, de tal manera que las partículas individuales que los constituyen, sean cual fuera su tamaño, no se rompan.

3. El material seco y pulverizado deberá ser tamizado a través de un tamiz de $\frac{3}{4}$ de pulgada, todo el material retenido en el tamiz $\frac{3}{4}$ " debe ser retirado y reemplazado con una porción igual de material comprendida entre el No 4 y $\frac{3}{4}$ " de tamaño. El material debe ser enteramente mezclado para dar un material uniforme.

D.- PROCEDIMIENTO

1. El material preparado, secado al aire será pesado y separado en 5 ó 6 porciones de 5,500 a 6,000 grs. C/u. Una muestra separada del material deberá ser usada para cada determinación, el material no deberá ser usado mas de una vez.

La cantidad deseada de agua debe ser añadida a la primera muestra de tal manera que la humedad sea uniformemente distribuida a través de toda la muestra. Una bomba de mano de aspersión (similar a las que se usan para insecticidas), que produzca una llovizna fina de agua es lo ideal para humedecer el suelo.

2. Se pesa el molde de compactación en la balanza (20 kgs. de capacidad) con una aproximación de 1 gr; luego se le coloca la placa de soporte y la extensión del molde.

3. Se pone una parte de la muestra preparada en el molde y se nivela con la mano. El espesor de cada capa que se compacta tenga aproximadamente un espesor de 1". Colocar el molde en el suelo de concreto o en un pedestal de concreto.

4. Se coloca el pisón de compactación sobre la muestra y luego se levanta con el mango hasta que el pisón llegue al extremo de la guía, luego se deja caer sobre la muestra.

5. Se cambia la posición de la guía del pisón y de nuevo se deja caer hasta completar 55 golpes.

6. Se levanta el pisón del molde, se coloca otra capa del material y se compacta esta capa de la misma manera que se indicó anteriormente, repitiéndose esta hasta completar las 5 capas requeridas. Se requiere que cuando se haya terminado la compactación la muestra sobrepase la altura del molde por $\frac{1}{2}$ " por lo menos con el fin de permitir el enrasamiento de la muestra compactada después de retirar la extensión del molde.

7. Se quita la extensión del molde y con una regla de metal con el filo se enrasa la muestra teniendo como guía el borde del molde.

8. Se quita la placa del fondo y se pesa el molde con la muestra compactada con una aproximación de 1 gramo.

9. Se toma una muestra del fondo de la superficie para determinar el contenido de humedad.

10. Luego se saca el suelo compactado del molde. Esta operación se puede hacer por medio del aparato para extraer muestras de los moldes usando el orificio y la placa de 6". El material debe ser entonces rechazado y no volverá a ser usado en la prueba de compactación.

11. La segunda muestra será humedecida con agua hasta obtener un contenido de humedad aproximadamente el 2% mayor que la primera muestra. Para arcillas pesadas aumentar el contenido de humedad aproximadamente el 3%.

12. Se repiten los pasos 2 a 11.

13. Se hacen varias determinaciones agregando a cada muestra más agua hasta que el peso de la muestra compactada empiece a disminuir.

E.- CALCULO

$$\text{Peso unitario húmedo} = \frac{\text{peso húmedo de la muestra compactada}}{\text{Volumen del molde}}$$

$$\text{Peso unitario seco} = \frac{100 \times \text{Peso unitario húmedo}}{100 + \text{Contenido de humedad (\%)}}$$

F.- CURVA DE COMPACTACION

Se dibuja una curva de papel milimetrado aritmético con el contenido de humedad como abscisa y el peso unitario seco como ordenada. La humedad óptima y el máximo peso unitario seco, son la humedad y el peso unitario seco correspondiente al pico de esta curva.

(anexo-5)

DETERMINACION DEL PORCENTAJE DE GRUMOS DE ARCILLA Y LIMO DE LOS AGREGADOS

A.- GENERALIDADES

En este ensayo se describe un método aproximadamente para determinar el porcentaje de grumos de arcilla y limos en los agregados.

B.- EQUIPO

Tamices

Balanza sensible al 0.1% del peso de la muestra

Recipiente de tamaño y forma tal que permitan esparcir la muestra en el fondo en una capa delgada.

C.- PREPARACION DE LA MUESTRA

1.- Se obtiene una muestra representativa por cuarteo. Se debe tener cuidado en no desmenuzar los grumos de arcilla.

2.- Si la muestra ensayada es de agregado fino, la cantidad de material usado debe ser tal que por lo menos 100 grs., sean retenidos en el tamiz No 16.

3.- Si la muestra ensayada es de agregado grueso se debe clasificar por tamaños por medios de los tamices No 4, 3/8" y 1-1/2". El peso de la muestra que se debe usar depende del tamaño de las partículas que forman la muestra y deberá estar de acuerdo con el cuadro siguiente:

Tamaño de las partículas forman la muestra	Peso mínimo de la que muestra en gramos
No 4 a 3/8"	1,000
3/8" a 3/4"	2,000
3/4" a 1-1/2"	3,000
mayor de 1-1/2"	4,000

D.- PROCEDIMIENTO

1.-Con la muestra preparada como se indica anteriormente, se pone a secar en el horno (105 °C)

2.-Se esparce el material en el fondo del recipiente en una capa delgada. Se considera grumos de arcilla o limo todas las partículas que pueden ser desmenuzadas con los dedos.

Luego de haber eliminado todos los grumos de arcilla, se tamiza la muestra de acuerdo con el siguiente cuadro:

Tamaño de las partículas forman la muestra	Peso mínimo de la que muestra en gramos
Agregado fino (retenido En el N° 16)	N° 20
No 4 a 3/8"	N° 8
3/8" a 3/4"	N° 4
3/4" a 1-1/2"	N° 4
mayor de 1-1/2"	N° 4

E. CALCULO

Se calcula el porcentaje de grumos de arcilla con una aproximación de 0.1, de acuerdo con la siguiente formula:

$$L = \frac{w - R}{W} \times 100$$

En donde:

L = % de grumos de arcilla

W = peso de la muestra original

R = peso de la muestra después de haber eliminado los grumos de arcilla.

El porcentaje permisible recomendado es de 1% aunque El máximo permitido puede llegar hasta 1.5 %.

(Anexo-6)

LAGUNA DE ESTABILIZACION

A. GENERALIDADES

La determinación del peso unitario, también llamada prueba de densidad, tiene como objetivo controlar la compactación de afirmado y terraplenes.

Peso Unitario húmedo o densidad húmeda, es el peso por pie cubico de material húmedo colocado.

Peso unitario seco o densidad seca, es el peso por pie cubico de material sólido colocado.

B. PROCEDIMIENTO DEL HOYO PARA OBTENER EL VOLUMEN DE LA MUESTRA EN ESTUDIO

1. Obtención de la muestra

a) Limpie todo El material suelto en una área aproximada de 60 cms. de diámetro. Nivele esta superficie cuidadosamente, llene, si es necesario los lugares bajos con material de las vecindades. Apisone este material con una tabla o cualquier objeto chato.

b) Trace en el terreno un circulo de 20 a 25 cm de diámetro.

c) Excave el material de este circulo con un barreno, cuchara, desentornillador o pico pequeño, colocándolo después en un balde. El hueco será de mas o menos 20 cms. de profundidad y no deberá atravesar sino un tipo de material.

Si se va a determinar también El contenido de humedad del suelo, tome separadamente una muestra y luego póngala en un deposito herméticamente cerrado.

2. Determinación del volumen de la muestra de arena

El método de la arena, puede emplearse, en cualquier tipo de suelo, pero debe utilizarse arena seca y calibrada.

Procedimiento para Calibrar la Arena

a) Busque una arena de granos redondos y tamícela a través de las mallas N°10 y N° 40. Conserve la arena que pasa la malla N° 10 y es retenida por la malla N°40 (si se desea una arena mas uniforme, use la que pasa por la malla N° 10 y es retenida por la N° 20).

b) Lave cuidadosamente con agua esta arena y luego séquela en la estufa.

c) conservando el chorro de caída, uniforme y delgada.

d) Nivele la superficie con un escantillon, eliminando el exceso de material y teniendo cuidado de no sacudir el molde o hacer vibrar la arena.

e) Pese la arena contenida en el molde y calcule su peso unitario como se indica en el punto (g). Se debe usar el promedio de varias pruebas aisladas.

f) Coloque la arena en un recipiente a prueba de aire hasta que se seque. La arena debe estar perfectamente seca o los resultados serán erróneos.

g) Obtención del peso unitario de la muestra:

Peso de la arena en el molde = 1418 gr., equivalente a $1418/454 = 3.12$ libras

Peso unitario de la arena: $3.12 \times 30 = 93.6$ lbs/p³.

Determinación del volumen de la muestra usando arena calibrada

a) pese el recipiente con la arena en una balanza de resortes.

b) Use un embudo o lata para vaciar la arena en el hoyo desde una altura de 4 pulgadas por encima de su superficie. conserve el chorro de caída delgado y continuo, distribuyendo la arena sobre todo el área del hoyo.

c) Nivele la superficie de la arena con la del terreno, teniendo cuidado de no compactarlo y coloque en El embudo o lata en exceso de material.

d) Vuelva a pesar el recipiente con la arena.

e) Calculo del volumen como se indica:

Peso antes de llenar el hueco : 27.4 libras

Peso después de llenar el hueco : 6.5 libras

Peso de la arena del hueco : $27.4 - 5.6 = 21.8$ libras

Luego:

Volumen de la muestra :

$$\frac{\text{Peso de la arena del hueco}}{\text{Peso unitario de la arena}} = \frac{21.8}{93.6} = 0.233 \text{ p}^3$$

C. DETERMINACION DEL PESO DE UNA MUESTRA DE SUELO SECO

El suelo extraído del hueco se coloca en una bandeja, que seca en la estufa (En una atmósfera seca, se puede secarlo al aire) y se pesa en una balanza de resortes.

Si hay dificultad para secar toda la muestra, se pesa la muestra húmeda y se determina el contenido de humedad de una parte representativa del suelo; luego se determina el peso seco como se indica a continuación:

Peso húmedo de la muestra = 28.1 lbs

Contenido de humedad de la muestra = 7.8 %

Peso de la muestra seca (Ps)

$$Ps = 100 \times \frac{\text{peso húmedo de la muestra}}{100 + \text{contenido de humedad (\%)}}$$

$$Ps = 100 \times \frac{28.1}{100 + 7.8} = 26.1 \text{ Lbs.}$$

D. CALCULO DE LOS PESOS UNITARIOS

1. Peso Unitario Seco

El peso unitario seco se calcula dividiendo El peso de la muestra seca entre su volumen.

Cálculos:

Peso de la muestra seca = 26.1 Lbs.

Volumen de la muestra seca = 0.233 P³

Luego:

$$\text{Peso Unitario Seco} = \frac{26.1}{0.233} = 112 \text{ Lbs/P}^3$$

2. Peso Unitario Húmedo

El Peso Unitario Húmedo se calcula determinando primero el peso de agua contenida en un pie cúbico de la muestra y agregando enseguida el resultado al peso unitario seco.

Cálculos:

a) obtención del peso de agua :

Contenido de Humedad : 7.8 %

Luego:

Peso del Agua : (Pa)

$$Pa = \frac{\text{Contenido de Humedad}(\%) \times \text{Peso Unitario Seco}}{100}$$

$$Pa = \frac{7.8 \times 112}{100} = 8.7 \text{ Lbs.}$$

b) Obtención del Peso Unitario Húmedo

Peso Unitario Húmedo (Ph) :

Ph = Peso Unitario Seco + Peso de Agua

$$Ph = 112 + 8.7 = 120.7 \text{ Lbs/P}^3$$

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

LABORATORIO N° 2 - MECANICA DE SUELOS

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

INFORME N° S98-766

LICITANTE : BACH. ABRAHAN SAUCEOO MENOZA
YECTO : TESIS DE GRADO "DISEÑO, PROGRAMACION DE ALCANTARILLADOS Y LAGUNAS DE OXIDACION DEL DISTRITO DE PACCHA - PROV. CHOTA - OPTO. CAJAMARCA"
ICACION : Dist. Paccha - Prov. Chota - Opto. Cajamarca
CHA : 25 de Setiembre de 1998

RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

ENSAYOS ESTANDAR

Muestra : Única

Prof(m.) : 1.00

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D421

Malla (%) acumulado que pasa

1"	100.0
3/4"	96.4
1/2"	85.6
3/8"	78.1
1/4"	68.0
N°4	62.7
N°10	48.3
N°20	36.9
N°30	33.0
N°40	31.3
N°60	26.2
N°100	23.9
N°200	22.7

LIMITE LIQUIDO(%) 42.0

ASTM D4318

LIMITE PLASTICO(%) 31.5

ASTM D4318

CLASIFICACION SUCS SM



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

LABORATORIO N° 2 - MECANICA DE SUELOS

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

I. ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM-D3080

Muestra : Única
Prof.(m.) : 1.00
ESPECIMENES : Remoldeados(material < tamiz N°4)

CARACTERISTICAS DEL ESPECIMEN

Especimen N°	I	II	III
Diámetro del anillo(cm)	6.35	6.35	6.35
Densidad húmeda inicial (gr/cm ³)	1.800	1.800	1.800
Densidad seca inicial (gr/cm ³)	1.556	1.556	1.556
Cont. de humedad inicial(%)	15.7	15.7	15.7
Densidad húmeda final (gr/cm ³)	2.050	2.058	2.079
Densidad seca final (gr/cm ³)	1.605	1.633	1.653
Cont. de humedad final (%)	27.7	26.0	25.8

ESFUERZOS

Especimen N°	I	II	III
Esfuerzo Normal (kg/cm ²)	0.5	1.0	1.5
Esfuerzo de Corte Máximo (kg/cm ²)	0.4696	0.7637	1.0490

RESULTADOS

Angulo de fricción interna (ϕ) : 30°
Cohesión (kg/cm²) (C) : 0.18

NOTA.- La muestra fue remitida e identificada por el solicitante.

LUISA ESMÁN LUCÁS
Laboratorio N.º 2 - MEC - UNI



JOSÉ ALFREDO GUTIÉRREZ LAZARETTI
ING. JOSÉ DEL LAB. No. 2
Mecánica de Suelos - UNI

CAPITULO VII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A.- CONCLUSIONES

-La presente tesis cumple con resolver temas de investigación, orientado a la solución de problemas de saneamiento de la localidad de Paccha, el cual es el anhelo de los pobladores del lugar. También esta encaminado a proteger el medio ambiente y la salud humana, a través del mejoramiento del sistema de alcantarillado y el tratamiento físico, biológico de las aguas servidas.

-Para completar la información básica fue necesario realizar un levantamiento topográfico de la localidad, con la participación de la comunidad, ya que no se contaba con ningún plano. dicho plano sirvió de base de diseño de los demás planos mostrados en el anexo II.

-Las actividades principales de los pobladores del lugar son, la agricultura y la ganadería.

La localidad no tiene un plan regulador, debido a que no esta planificado, en tal sentido se ha demarcado el eje de desarrollo por la zona noreste y Sureste, que comunica a las localidades de Chadin, Chalarmarca, Miguel Iglesias, unidas por vías de afirmado.

-Los métodos analizados para hallar la población futura, solo nos sirven para estudiar las posibles tendencias de crecimiento de una población, debido a que no consideran fenómenos de carácter socioeconómicos, políticos, geográficos, etc.

-El método mas apropiado para hallar la población futura es el método aritmético, el cual nos da:

Razón de crecimiento = 38.875 h/a.

Población (1997) = 952 h.

Población de diseño(2019) = 1807 h.

La realización de censos nacionales de vivienda y población no tienen una periodicidad adecuada, por lo que se tubo que realizar un censo de población en el año de 1997, arrojando un estimado de 952 habitantes.

-Para el diseño del sistema de alcantarillados se ha tomado en cuenta las normas establecidas por los organismos competentes, y la capacidad máxima horaria capaz de recibir el emisor será de 6.28 lt/seg.

-La tubería considerada es de PVC, ya que ofrece ventajas como: resistencia a la acción corrosiva de fluidos, es mas trabajable, transportable y tiene mayor duración

-Los cálculos hidráulicos se facilitan con la ayuda de la computadora, por lo que se ha empleado directamente las formulas de canales circulares, en Excel.

-El sistema de tratamiento de las aguas servidas para esta localidad consiste en dos lagunas facultativas en paralelo, las que se diseñaron por los siguientes métodos: tasa de trabajo, cinética del proceso, Gloyna, CEPIS.

-De los cuatro métodos utilizados para el diseño de lagunas de oxidación, el mas apropiado es el método del CEPIS, el cual utiliza menor área y mayor tasa de trabajo. siendo su resultado el siguiente:

Area (A)= 0.36 Ha

Tasa de trabajo (i)=240.61 kg. DBO/Ha/Día.

Periodo de retención (R) =10 días.

Eficiencia (E) = 72.27%

Eficiencia en la remoción de organismos patógenos =
81.73%

-Este tipo de laguna es tan eficiente como una laguna convencional, además, es de:

* Bajo costo

* Mantenimiento simple

*Aplicable a cualquier circunstancia de clima

*Rehutilización del efluente.

-En esta laguna de estabilización facultativa, el efluente que presenta es aceptable, de tal forma que permite su rehuso tanto en la agricultura o descargas a cursos de agua.

-Las lagunas de oxidación ocasionan un impacto ambiental positivo en general, recuperándose terrenos eriazos para transformarlos en productivos, se evita que los malos olores no ocasionen molestias, alejándolos de las viviendas.

-Los presupuestos y los análisis de costos se ha realizado con la ayuda del software S10, el cual es una herramienta muy versátil.

El costo del proyecto es de S/. 1'109,274.99.

-Para realizar la programación de obra del proyecto, se ha utilizado el método de la ruta crítica (CPM), con la ayuda del software "Microsoft Project".

La ejecución de alcantarillados y lagunas se podrá hacer paralelamente, siendo el tiempo mas crítico de 3 meses.

B.-RECOMENDACIONES

-Para la ejecución de la obra de deberá respetar las especificaciones técnicas, en caso de alguna observación, se deberá dar solución previo acuerdo entre el ejecutor del proyecto y la supervisión.

-Los sistemas de agua y alcantarillado deberán tener un programa de operación y mantenimiento preventivo.

-Se deberán realizar análisis sobre la calidad del efluente tratado y relacionarlo con el tipo de cultivo previsto.

-El contorno de las lagunas será reforestado a través de una cortina de arboles, que permita aislar el sistema del área poblacional, y al mismo tiempo sirva para contrarrestar la fuerza del viento y mejorar el contorno ecológico.

-Las lagunas de estabilización deben ponerse en marcha en el periodo más cálido del año, con el fin de establecer lo más rápido posible la población microbiana responsable del proceso de tratamiento.

IX.- BIBLIOGRAFIA

- **Manual de Disposición de Aguas Residuales**
Tomo II - CEPIS
Programa de Salud Ambiental
Autores: W. Fresenius y W. Schneider.
B. Bohnke y K. Poppinghaus.
- **Tesis de Grado “Planeamiento Físico de la Región**
Grau para la Mitigación de Desastres”
Autor : Carlos Vilela Ojeda.
- **Principios de Geología y Geotecnia**
Autor : José Ríos.
- **Tesis de Grado “Diseño, Procedimiento y programación de Alcantarillados y lagunas de oxidación”**
Autor : Rafael Díaz Ríos.
- **Tesis de Grado “Diseño del Emisor de desagüe”**
Autor : Jhon Pacheco.
- **Reglamento Nacional de Construcciones**
- **Lagunas de Estabilización y otros sistemas Simplificados para el Tratamiento de Aguas Residuales - CEPIS**
- **Tesis de Grado “Proyecto de Alcantarillado y Planta de Tratamiento de la Ciudad de Puente Piedra “**
Autor : José Córdoba Alva.
- **Alcantarillado y Tratamiento de Aguas Negras”**
Autor : H. Babbit y E. Baumann.



FOTOGRAFIA N°3. EXCAVACION PARA LA TOMA DE MUESTRAS



FOTOGRAFIA N°4. TOMA DE MUESTRAS PARA ENSAYOS



FOTOGRAFIA N° 6. CURSO DE AGUAS SERVIDAS, AL COSTADO DE COLEGIO RAMON CASTILLA



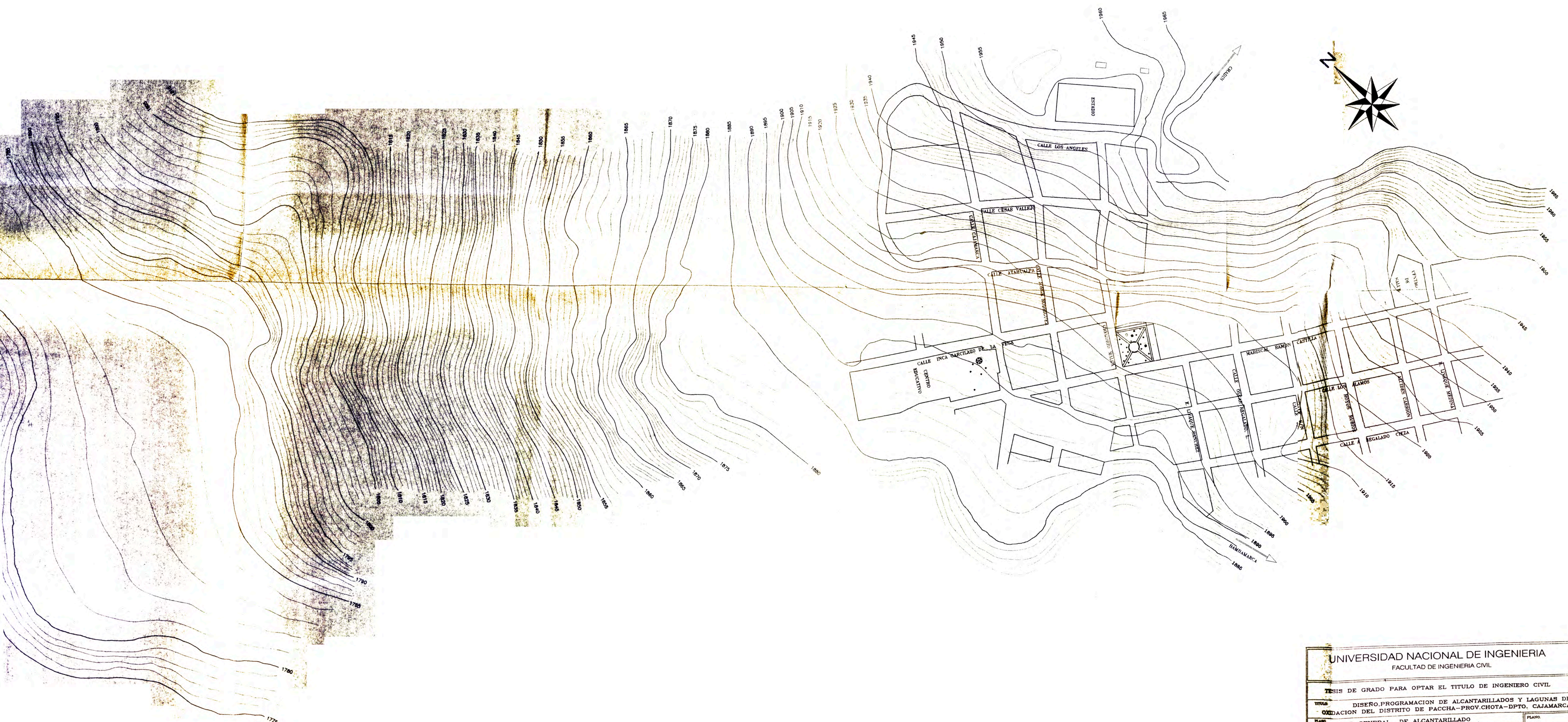
FOTOGRAFIA N° 7. SOCAVADO DE CERCO PERIMETRICO, CERCA A QUEBRADA POR DONDE DISCURRE LAS AGUAS SERVIDAS.



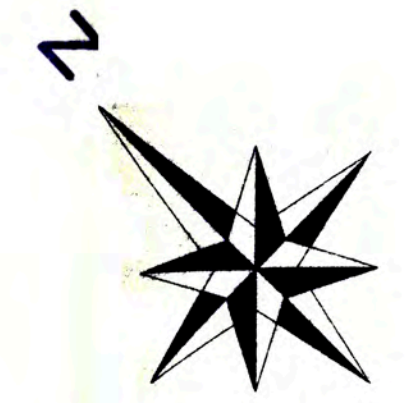
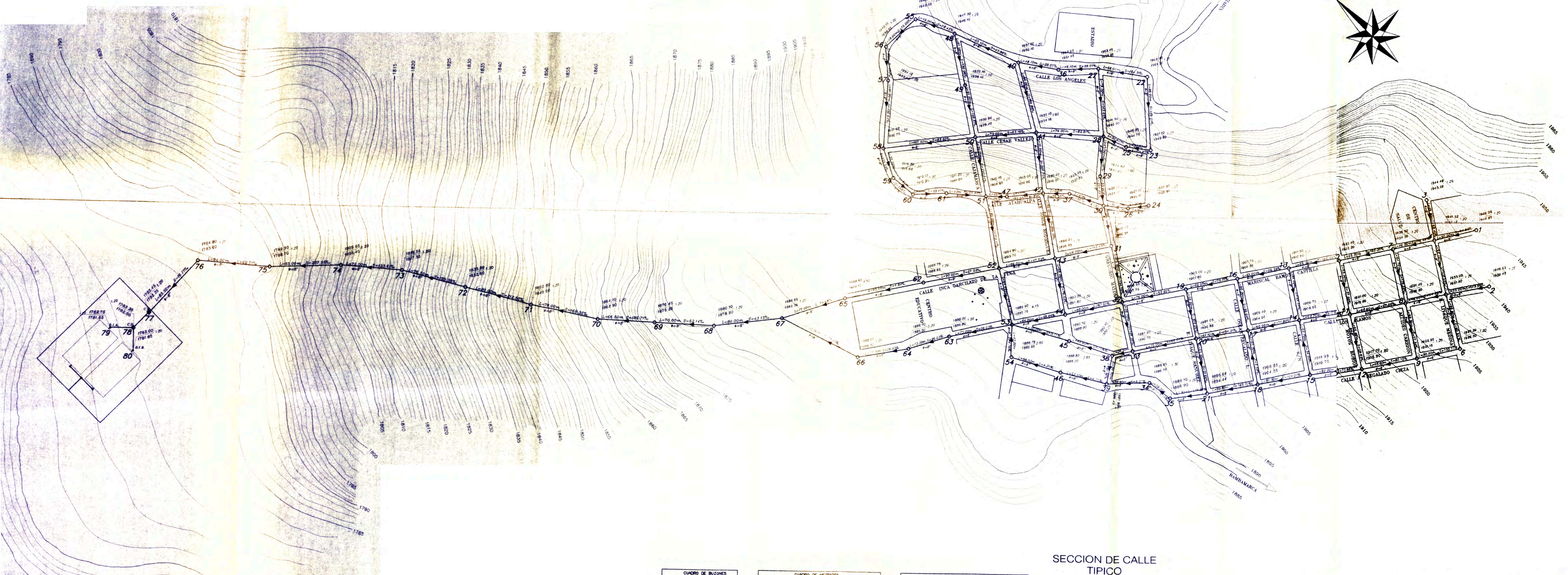
FOTOGRAFIA N° 8. ZONA DE PROYECTO DE LAGUNAS DE OXIDACION.



FOTOGRAFIA N° 9. ZONA DE PROYECTO DE LAGUNAS DE OXIDACION.

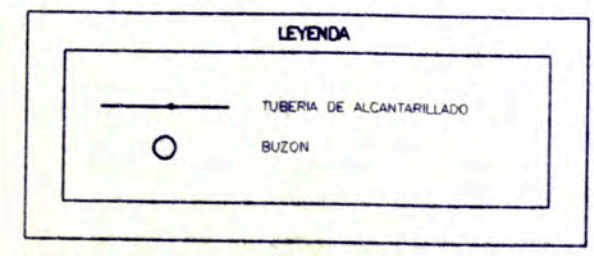


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA					
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL					
TESIS DE GRADO PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL					
TITULO: DISEÑO, PROGRAMACION DE ALCANTARILLADOS Y LAGUNAS DE OXIDACION DEL DISTRITO DE PACCHA - PROV. CHOTA - DPTO. CAJAMARCA					
PLANO: RED GENERAL DE ALCANTARILLADO					
BACHILLER: ABRAHAN SAUCEDO MENDOZA					
ASESOR: ING. JULIO MALLAUPOMA REYES					
REGION: ICA	DEPARTAMENTO: ICA	PROVINCIA: CHOTA	CANTON: PACCHA	DISTRITO: PACCHA	PLANO: 01
FECHA: 1/2000	ESCALA: 1/2000	FUENTE: TOPOGRAFIA	FECHA: MARZO-2000		

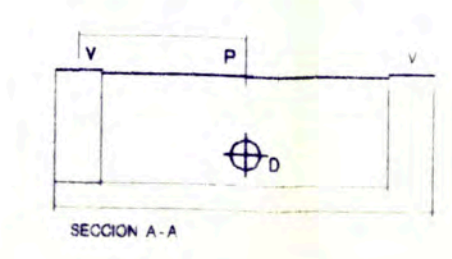


CUADRO DE BUZONES	
ALTEZ	CANTIDAD
1.20 a 1.50	73
1.51 a 2.00	0
2.01 a 2.50	0
2.51 a 3.00	2
3.00 a 3.50	0
3.51 a 4.00	0
4.00 a 4.50	1
TOTAL	76 BUZONES

CUADRO DE METRADOS	
TIPO DE TUBERIA	M.L.
COLECTOR	1.41 a 2.00
EMISOR	1.00 a 1.50
TOTAL	5.92 KM



SECCION DE CALLE TIPICO



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

TESIS DE GRADO PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

TITULO: **DISEÑO, PROGRAMACION DE ALCANTARILLADOS Y LAGUNAS DE OXIDACION DEL DISTRITO DE PACCHA-PROV. CHOTA-DPTO. CAJAMARCA**

PLANO: **REED GENERAL DE ALCANTARILLADO**

BACHILLER: **ABRAHAM SAUCEDO MENDOZA**

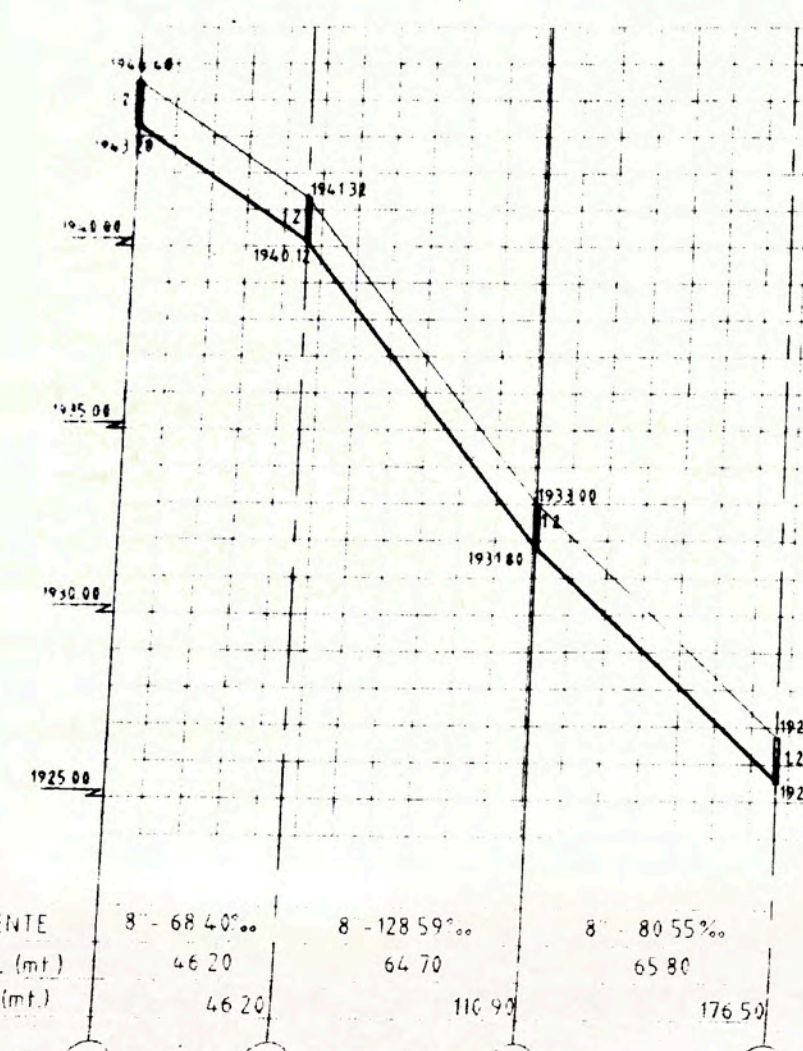
ASESOR: **ING. JULIO MALLAUPOMA REYES**

DEPARTAMENTO: **CHOTA** PROVINCIA: **CHOTA** DISTRITO: **PACCHA**

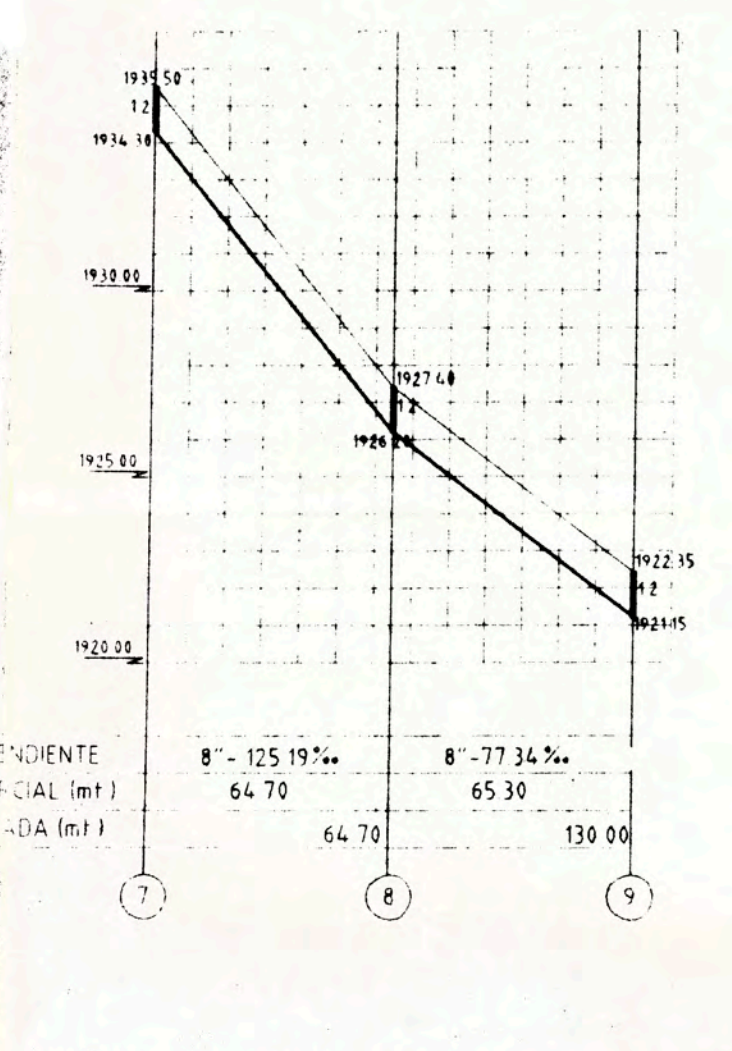
FECHA: **MARZO-2000**

02

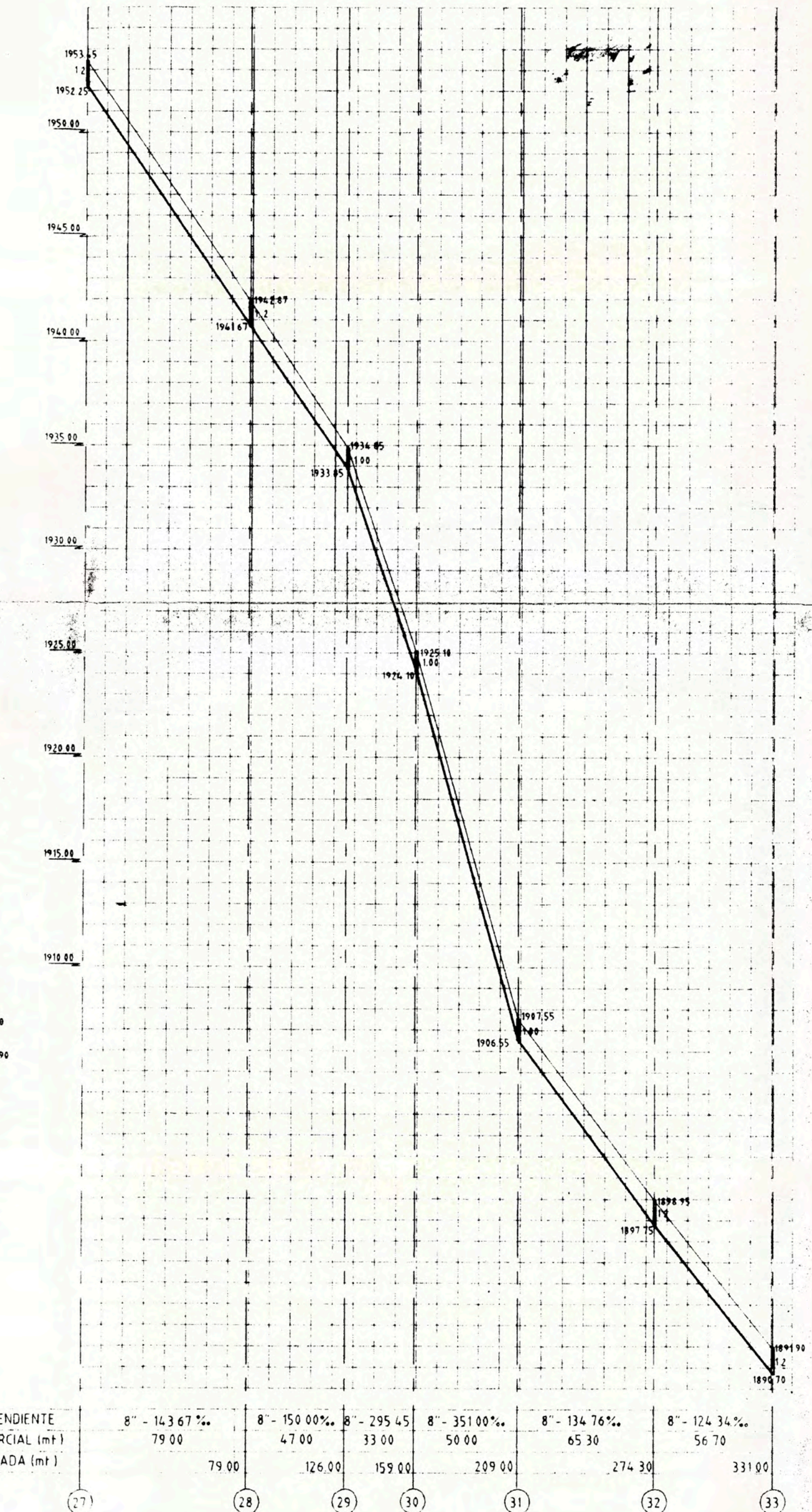
CALLE B. LIVAQUE MEDINA



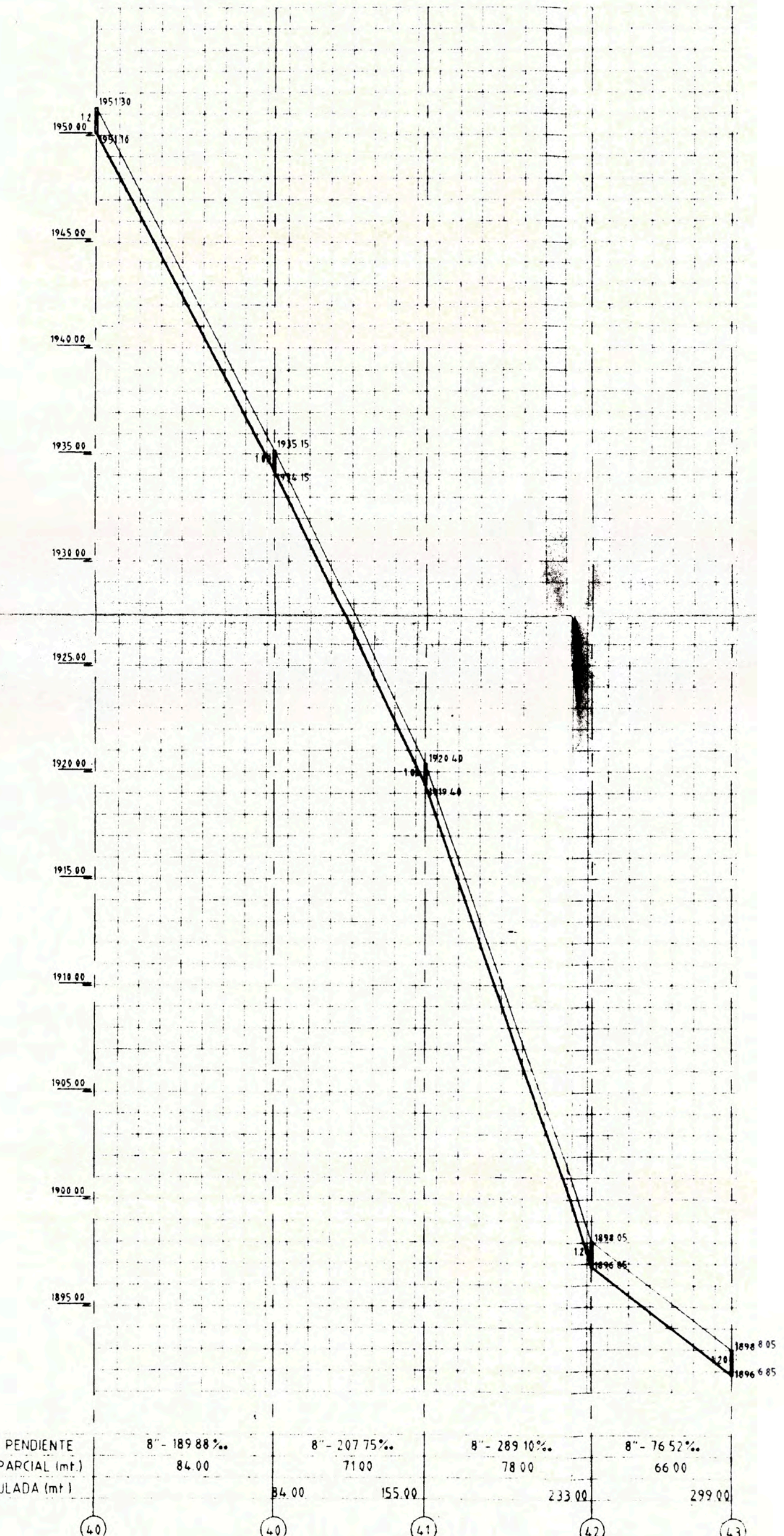
CALLE D. ALCIDES CARRION



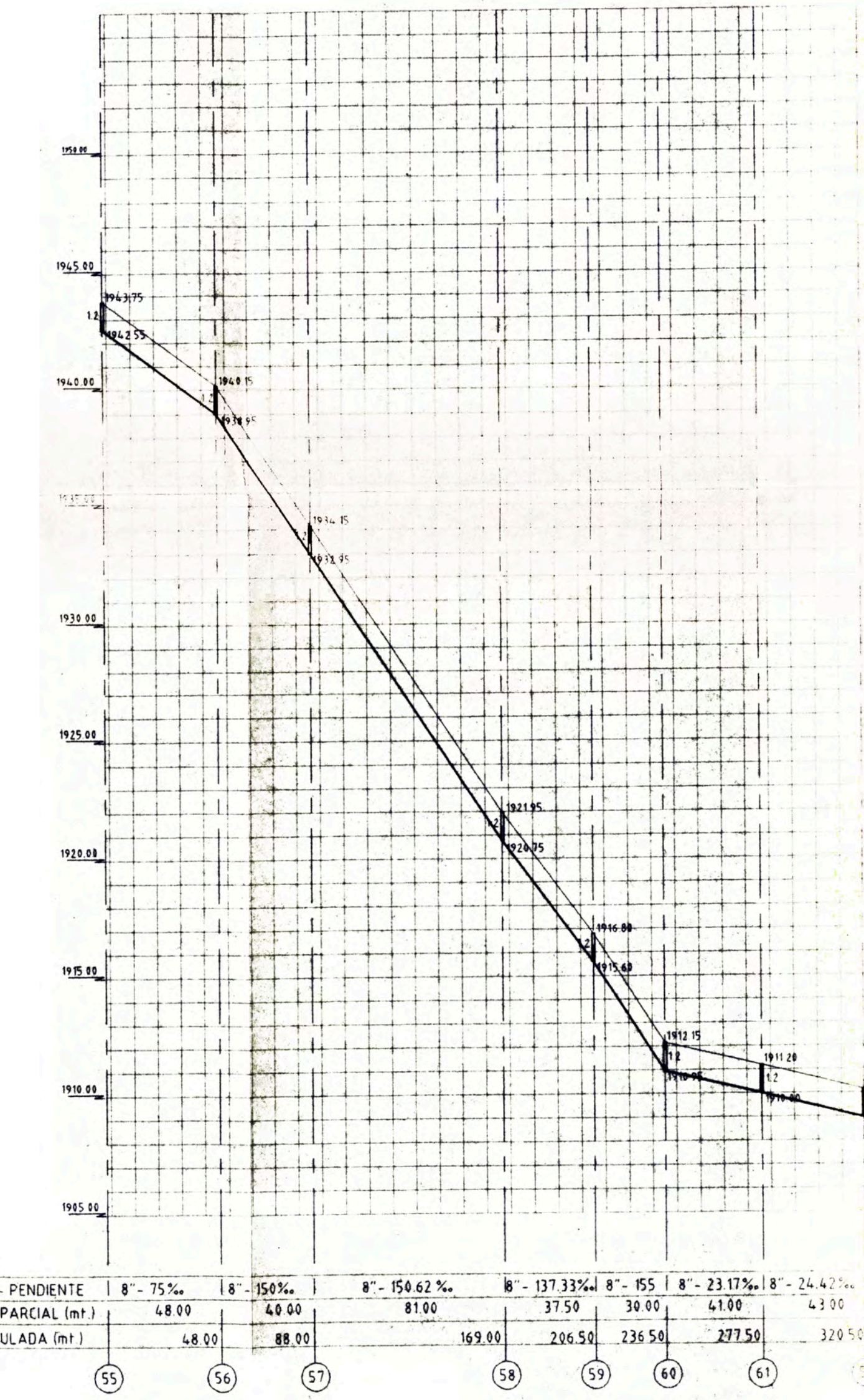
CALLE GREGORIO MALCA



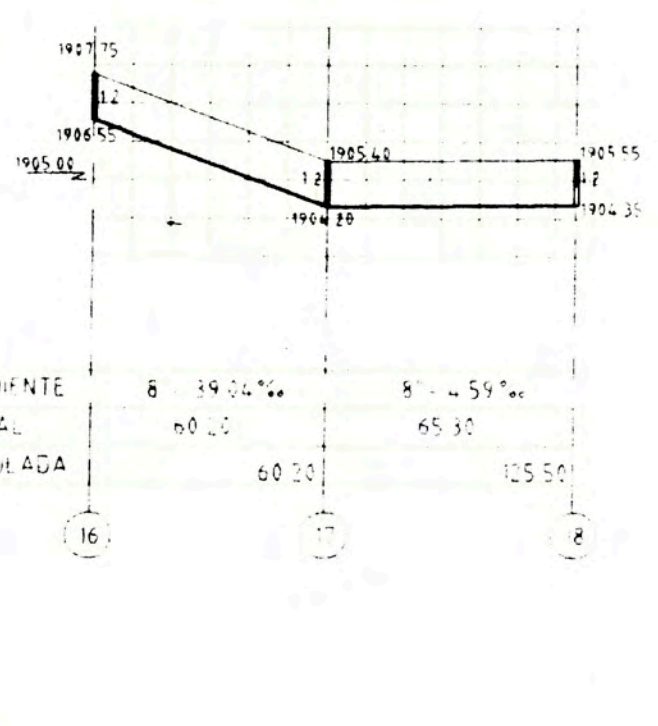
CALLE JORGE RODRIGUEZ



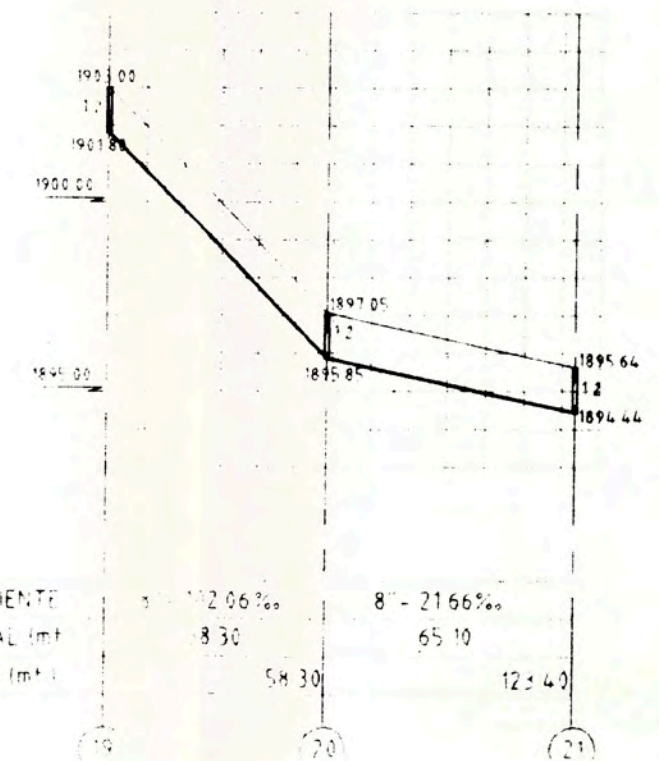
LOS ANGELES



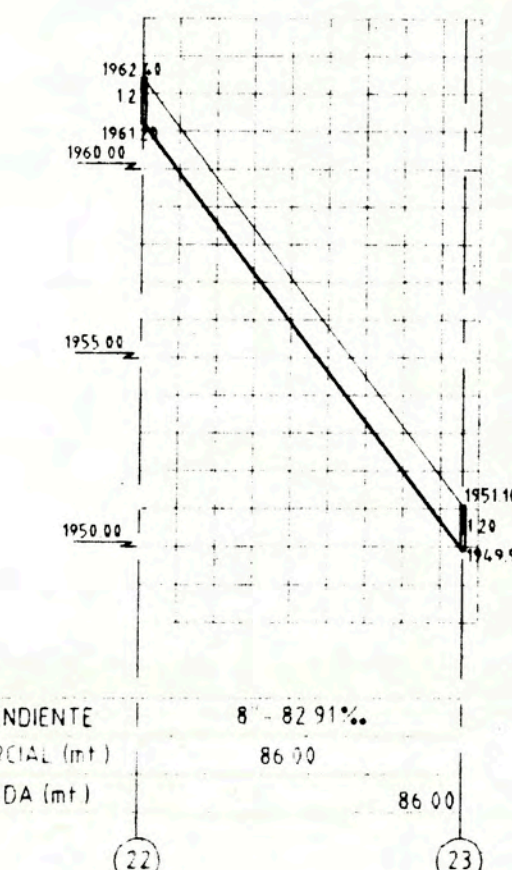
CALLE OSCAR REGALADO



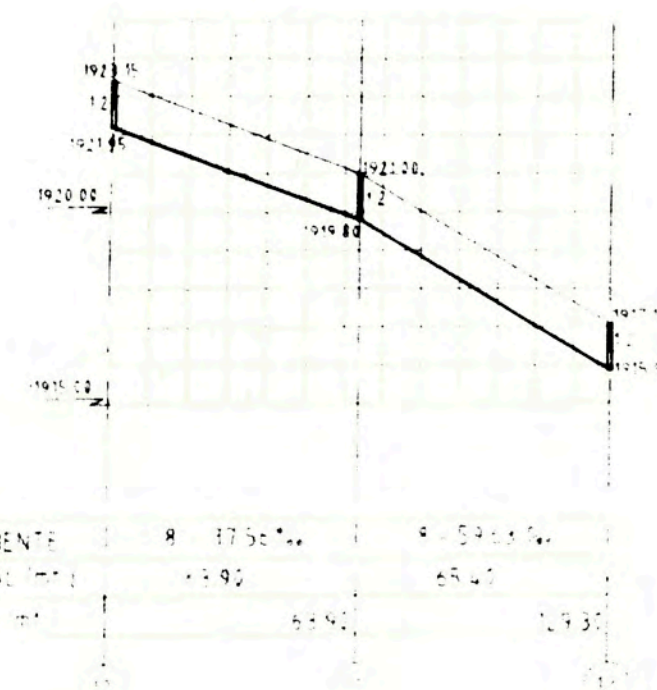
CALLE LIVAQUE SANCHEZ



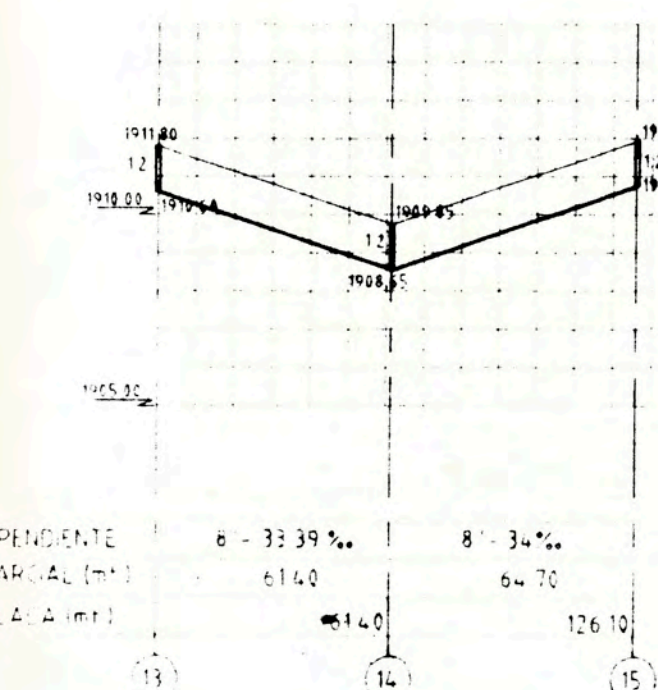
CALLE S/N



CALLE HOYOS RUBIOS



CALLE S/N



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

TESIS DE GRADO PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

TITULO: DISEÑO, PROGRAMACION DE ALCANTARILLADOS Y LAGUNAS DE OXIDACION DEL DISTRITO DE PACCHA-PROV. CHOTA-DPTO. CAJAMARCA

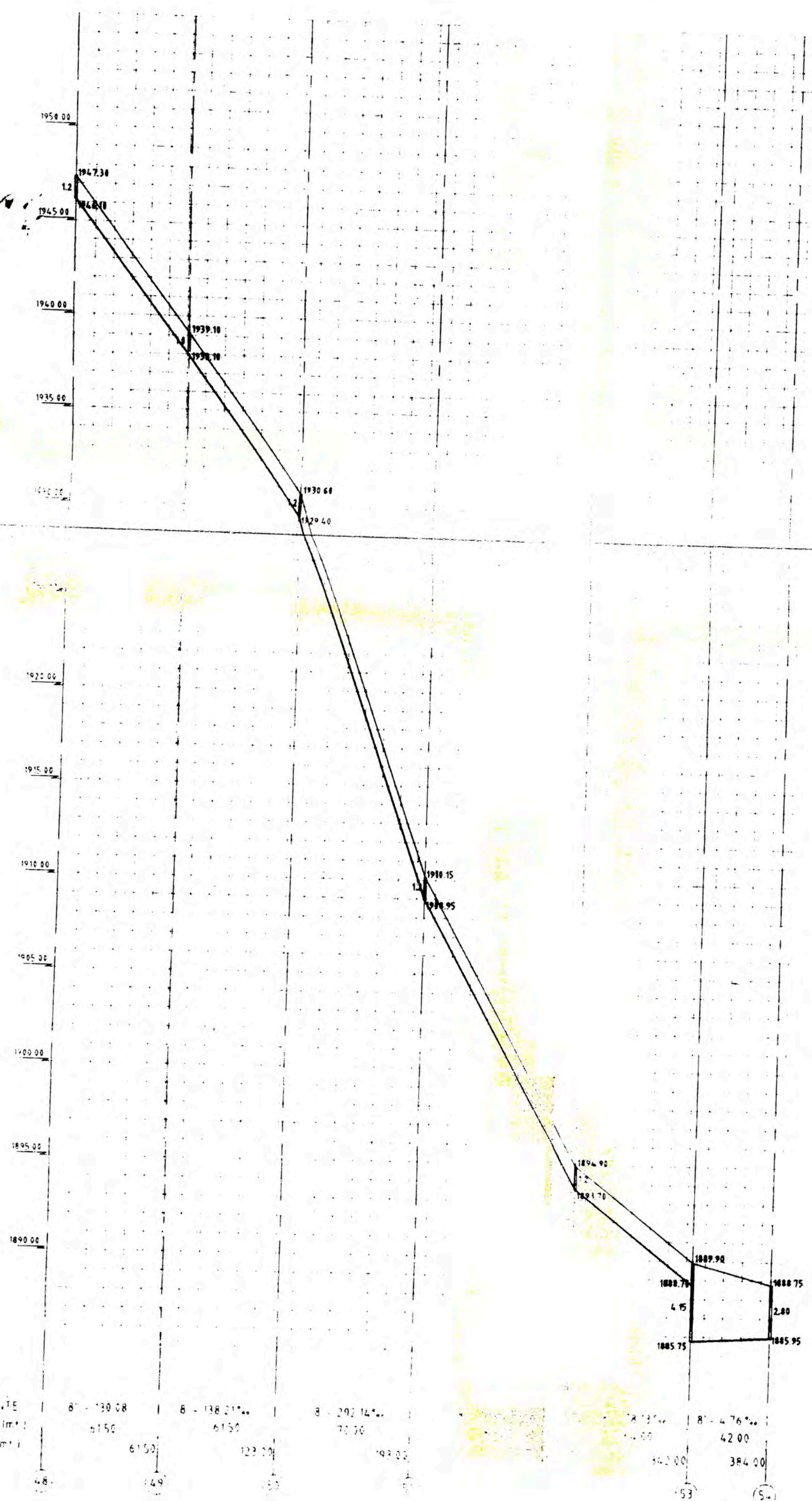
PLANO: PERFILES LONGITUDINALES

BACHILLER: ABRAHAM SAUCEDO MENDOZA

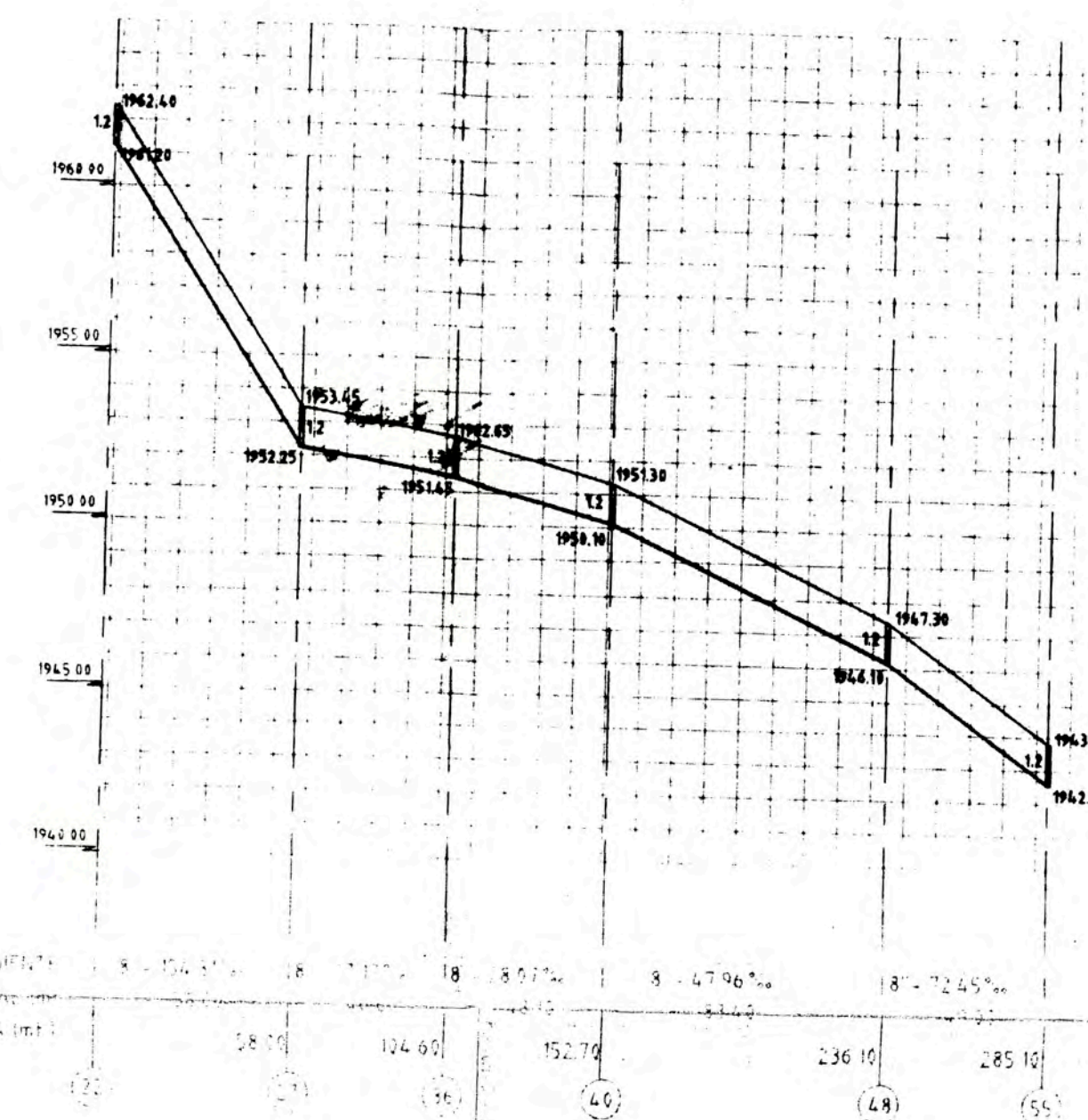
ASESOR: ING. JULIO MALLAUFOMA REYES

ESCALA: V. 1/100 H. 1/1000 FUENTE: TOP LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO FECHA: MARZO-2000

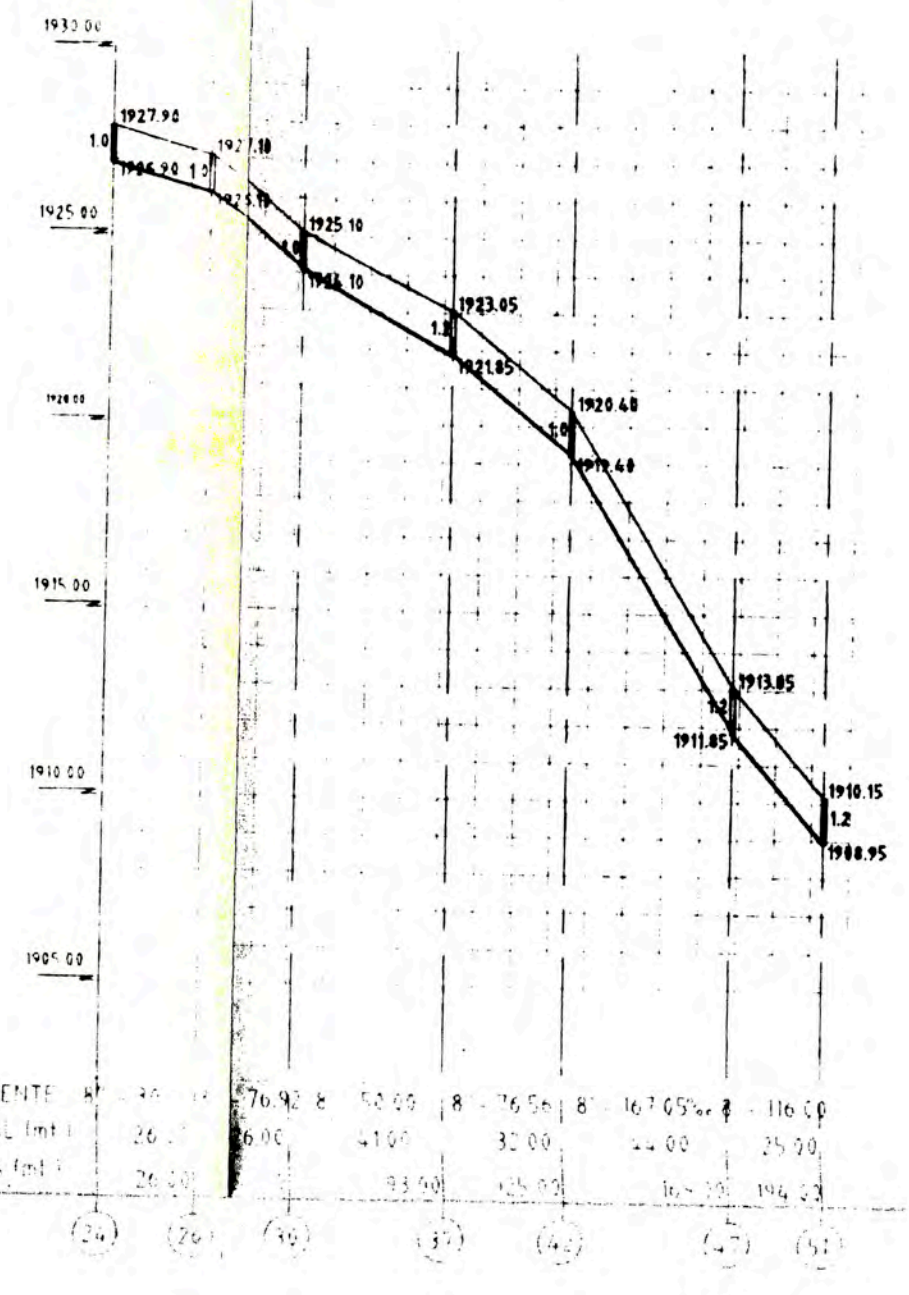
CAJAMARCA



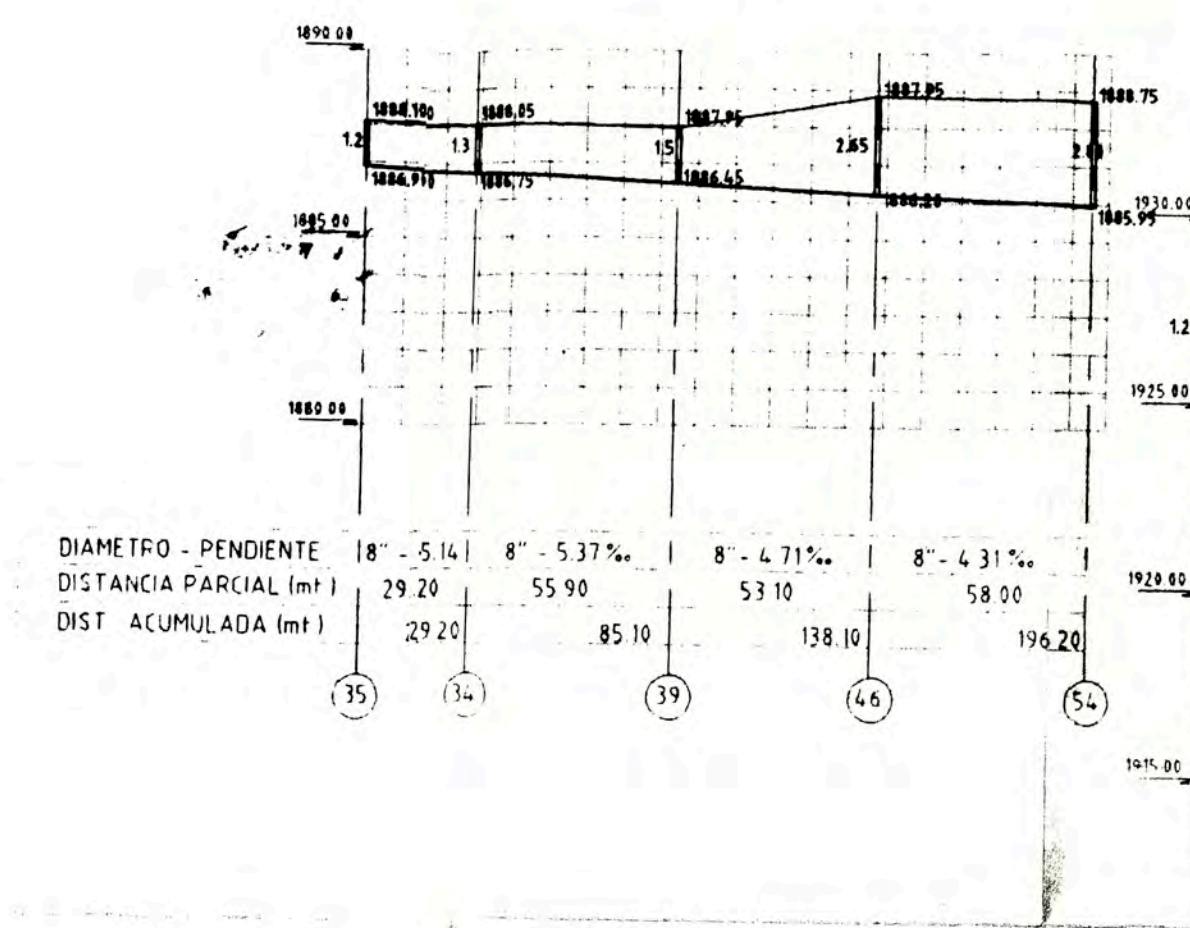
LOS ANGELES



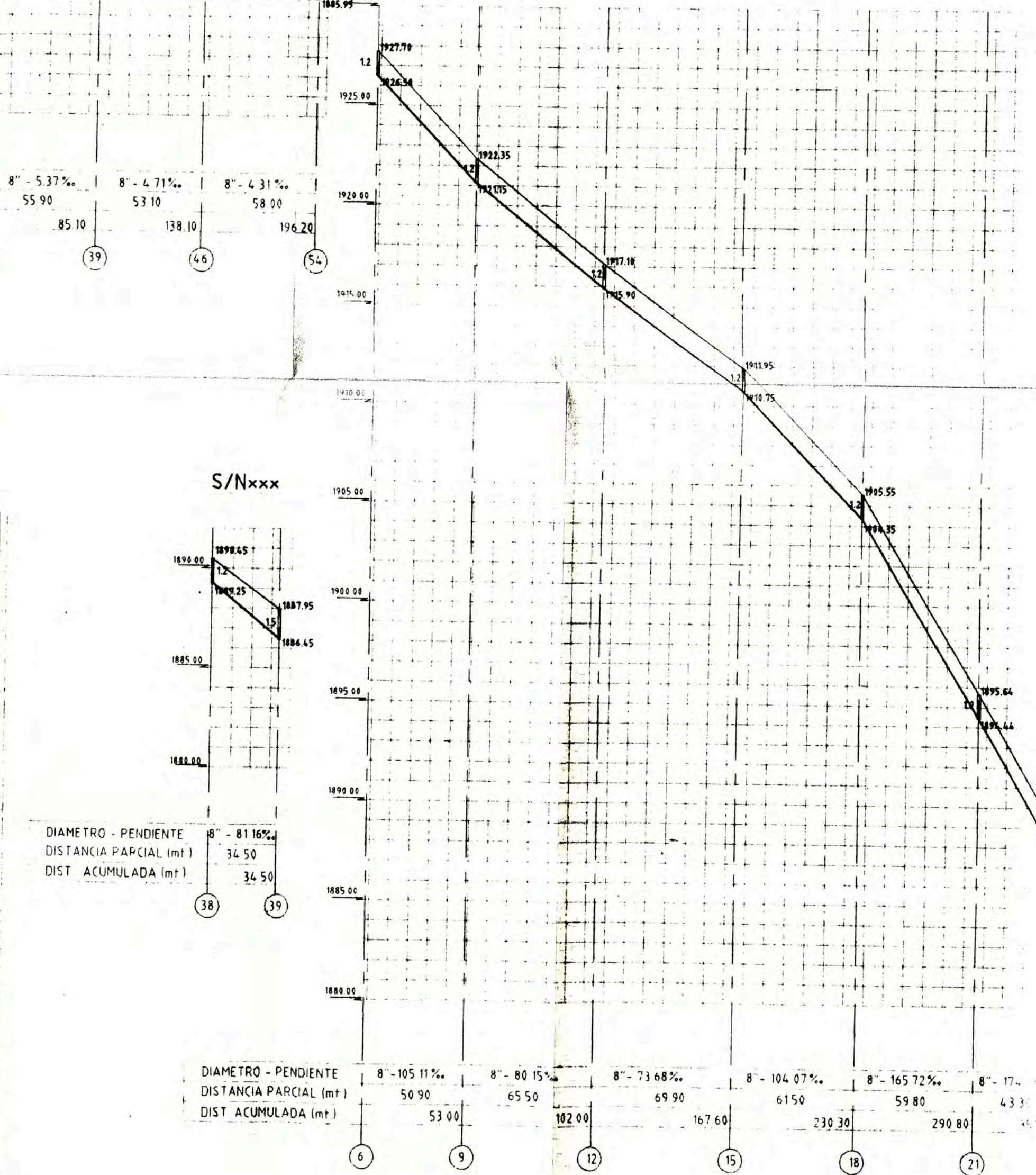
ATAHUALPA



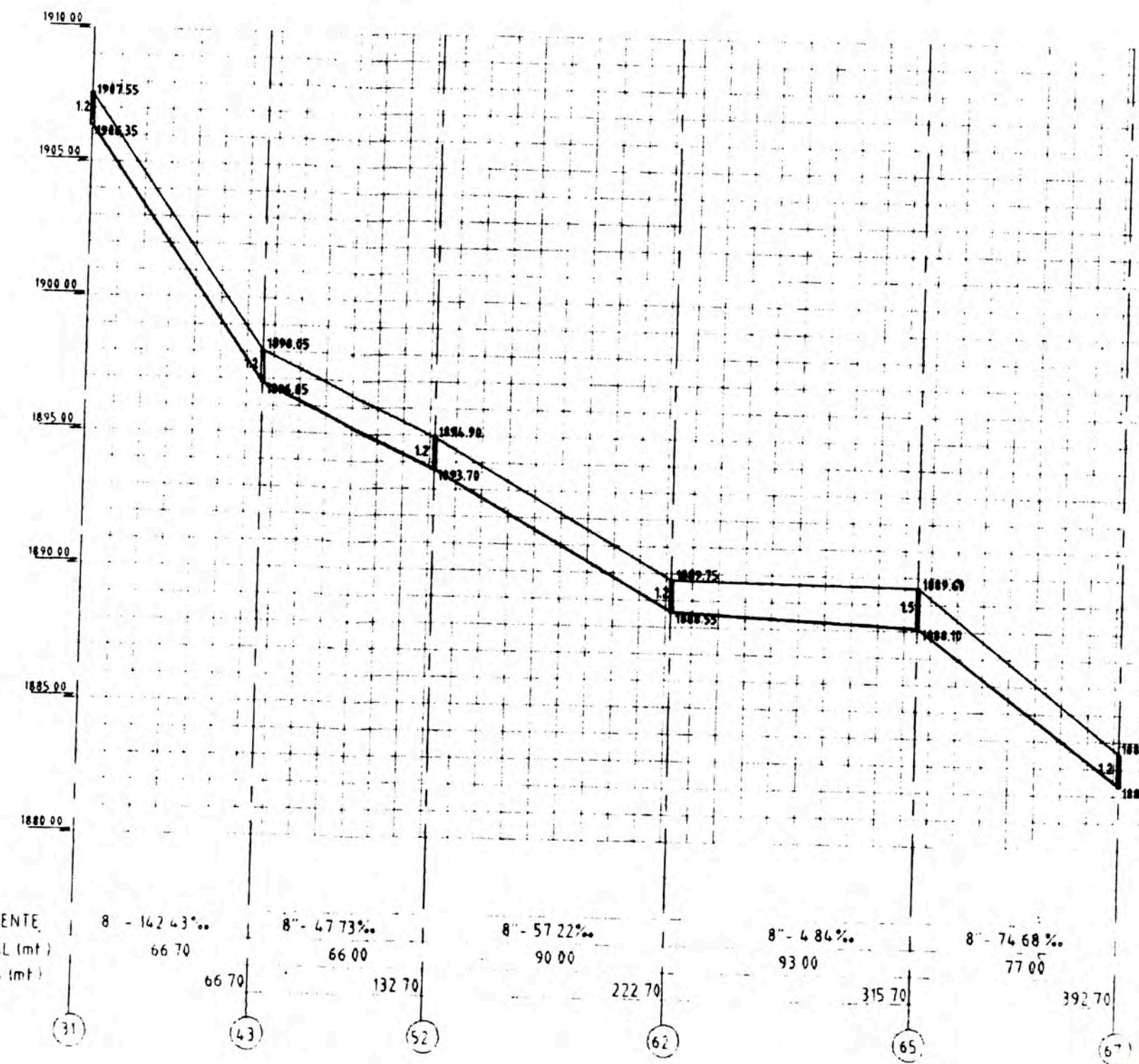
S/Nxxx



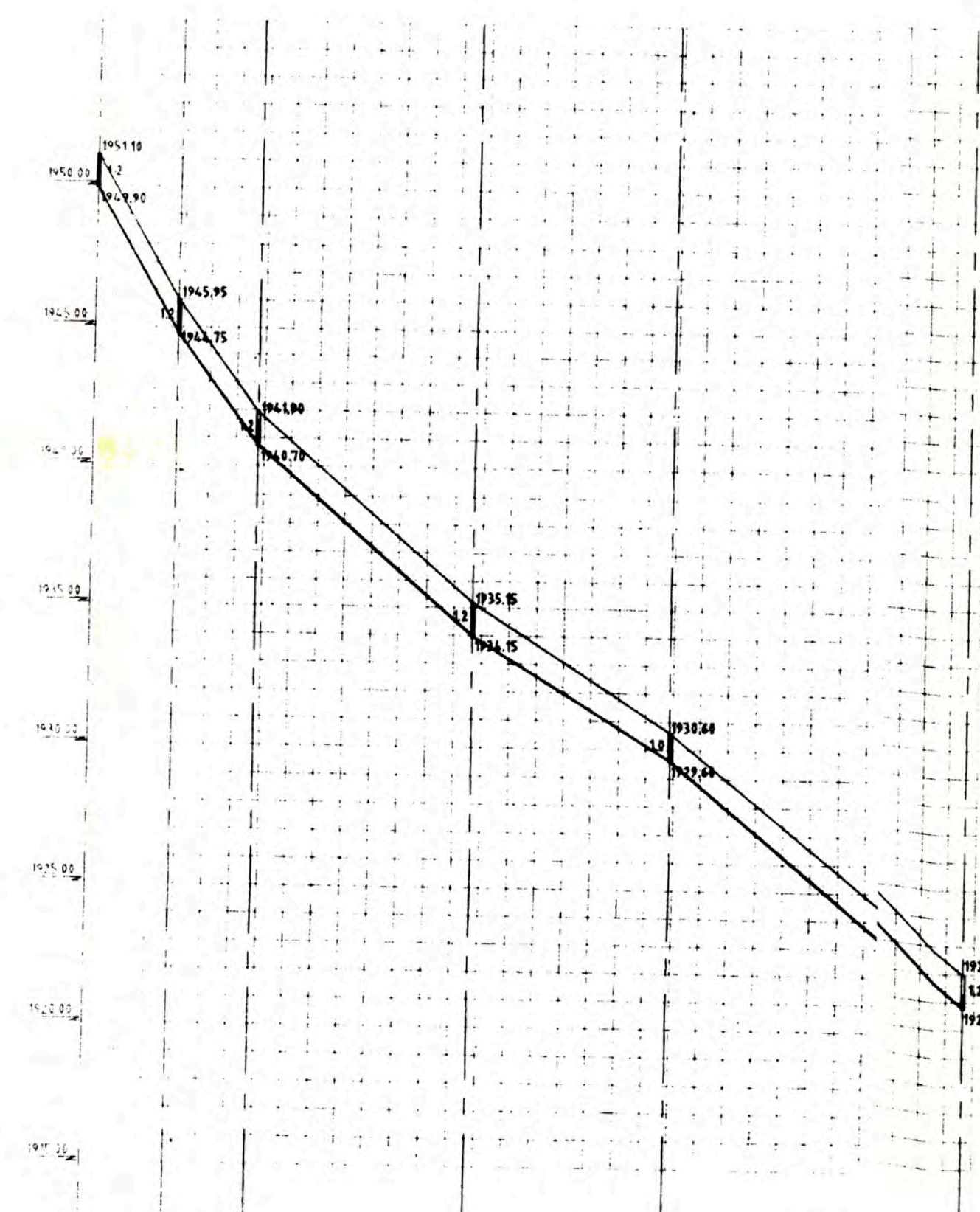
REGALADO CIEZA



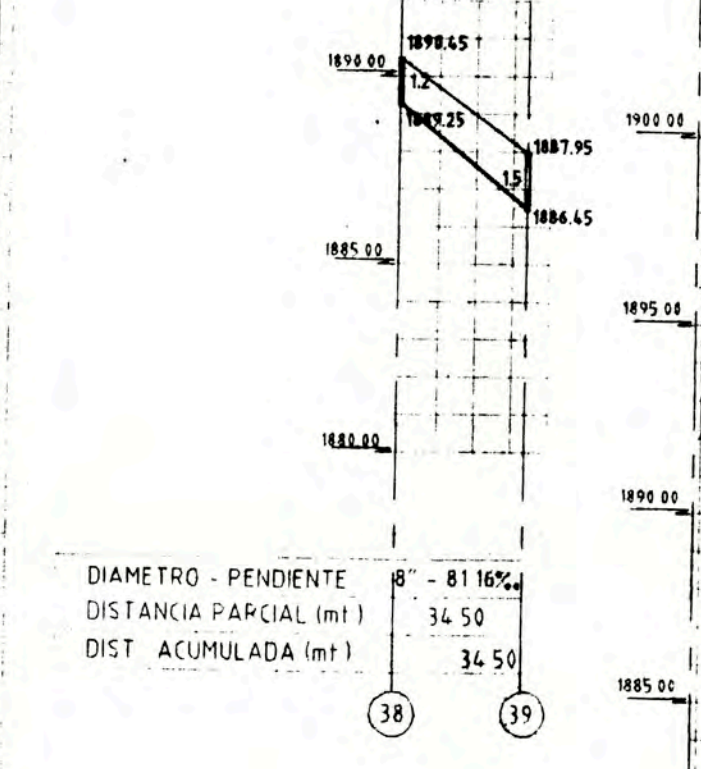
GARCILAZO DE LA VEGA



CESAR VALLEJOS



S/Nxxx



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

TESIS DE GRADO PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

TITULO: DISEÑO, PROGRAMACION DE ALCANTARILLADOS Y LAGUNAS DE OXIDACION DEL DISTRITO DE PACCHA-PROV. CHOTA-DPTO. CAJAMARCA

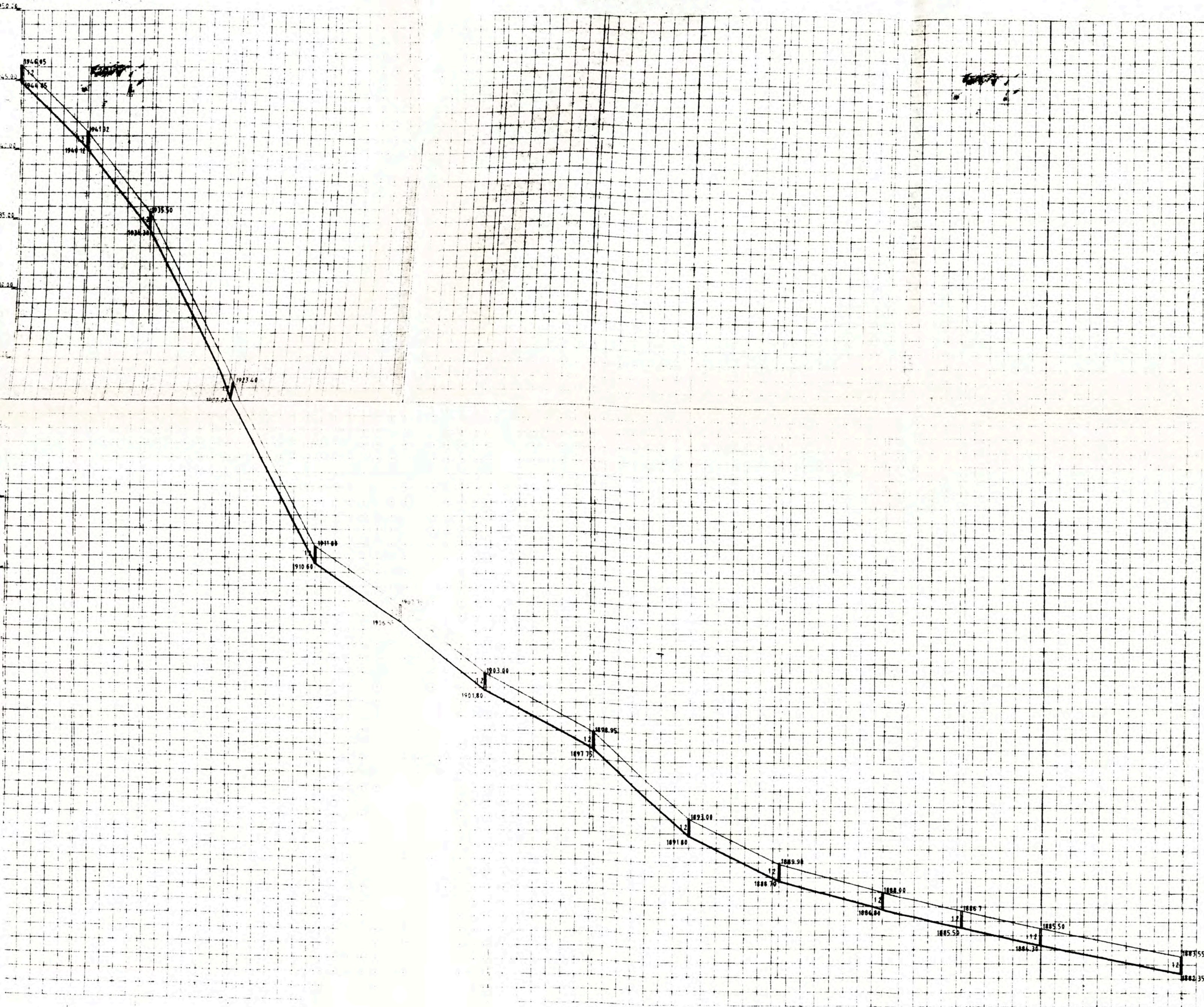
PLANO: PERFILES LONGITUDINALES

BAOILLER: ABRAHAM SAUCEDO MENDOZA

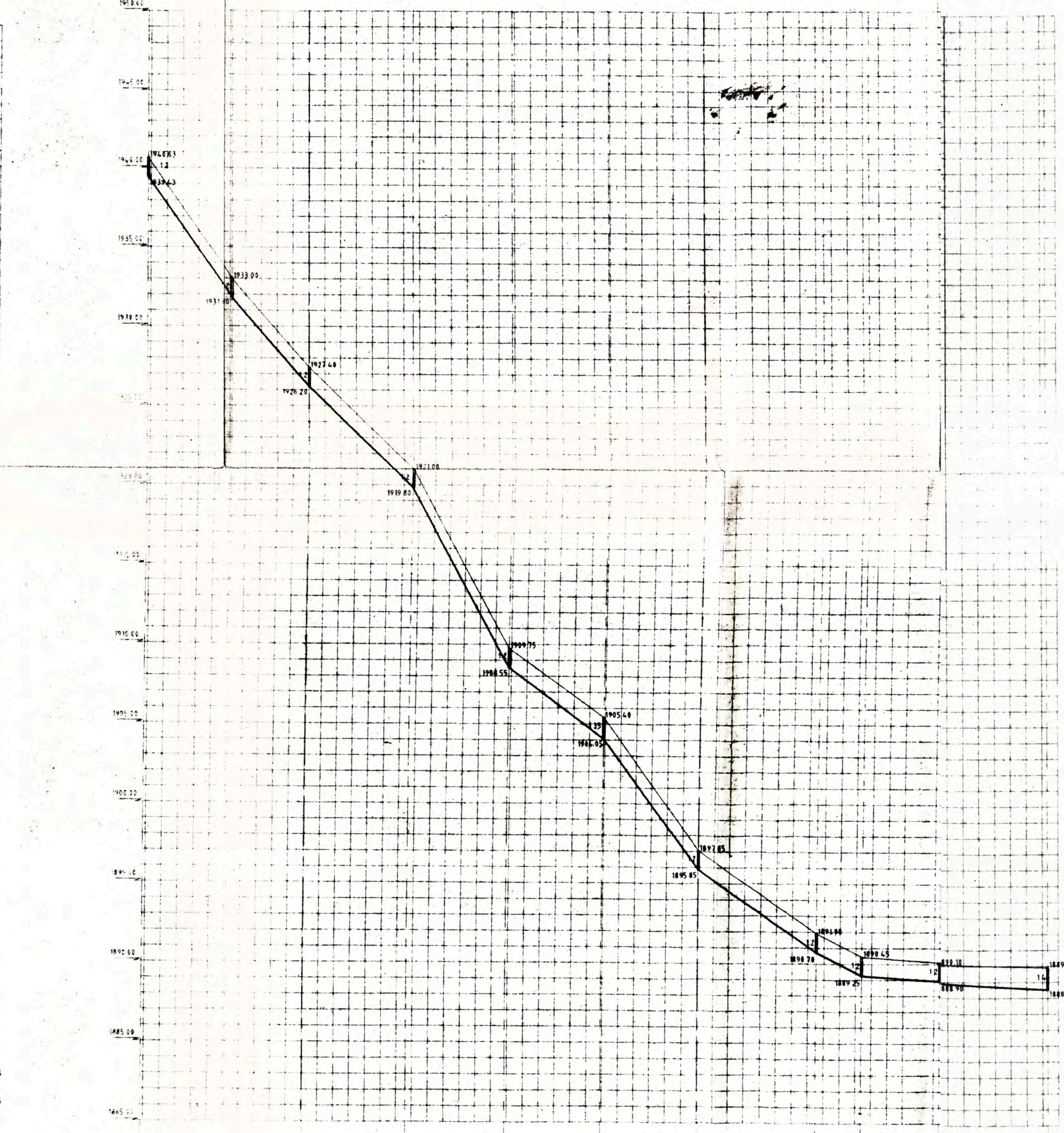
ARENER: ING. JULIO MALLAUFOMA REYES

REGION: DEPARTAMENTO: PROVINCIA: DISTRITO:

RAMON CASTILLA



LOS ALAMOS



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

TESIS DE GRADO PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

TITULO: DISEÑO, PROGRAMACION DE ALCANTARILLADOS Y LAGUNAS DE OXIDACION DEL DISTRITO DE PACCHA-PROV. CHOTA-DPTO. CAJAMARCA

PLANO: PERFILES LONGITUDINALES

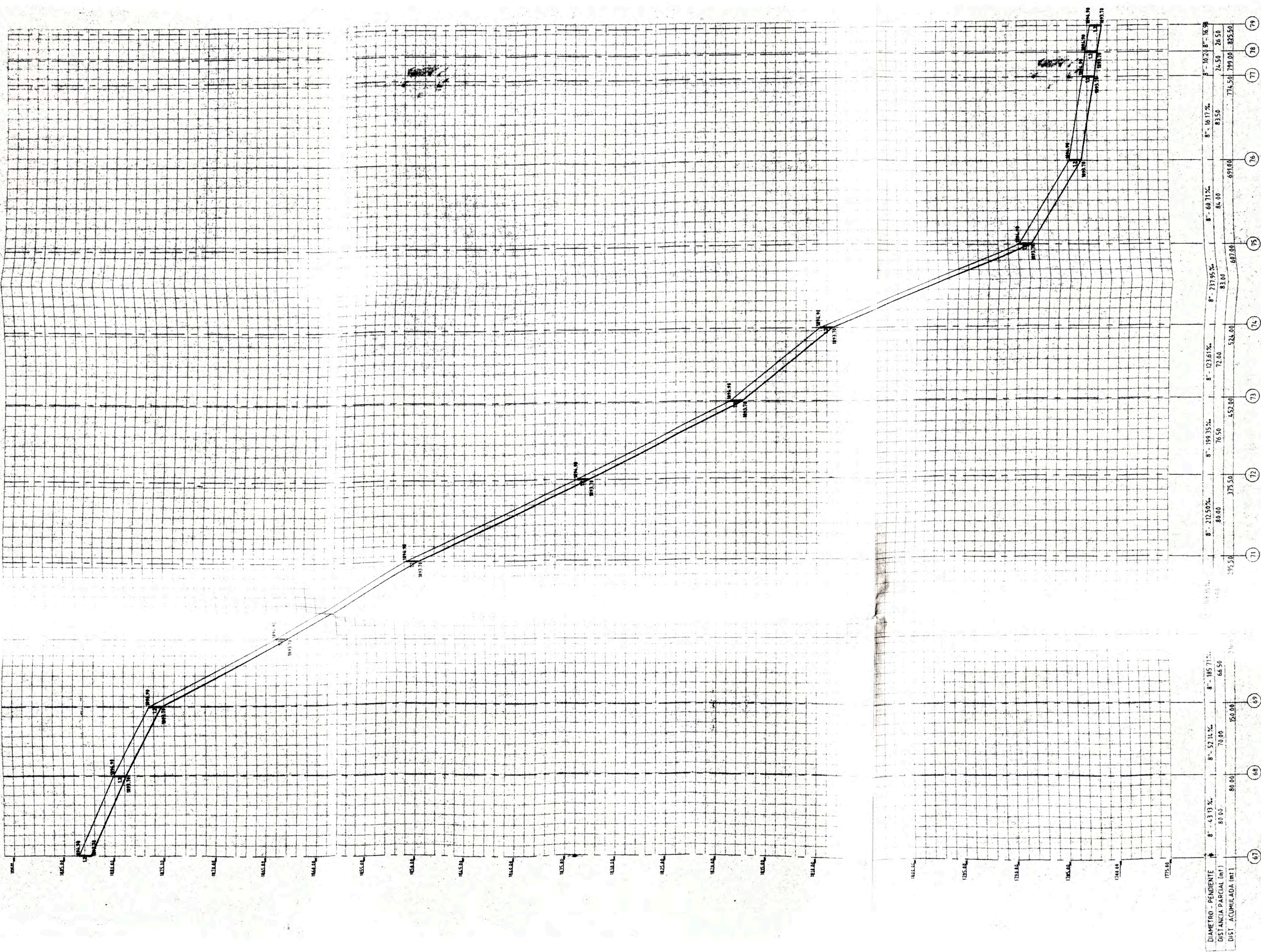
BACHILLER: ABRAHAM BAUCEDO MENDOZA

ASESOR: ING. JULIO MALLAUPOMA REYES

REGION: ICA DEPARTAMENTO: CAJAMARCA PROVINCIA: CHOTA DISTRITO: PACCHA

FECHA: MARZO 2000

EMISOR



DIAMETRO - PENDIENTE	8" - 4.31%.	8" - 5.21%.	8" - 185.71%.
DISTANCIA PARCIAL (m)	80.00	70.00	66.50
DIST. ACUMULADA (m)	80.00	150.00	216.50

8" - 212.50%.	80.00	295.50	71
8" - 198.35%.	76.50	375.50	72
8" - 123.61%.	72.00	452.00	73
8" - 237.95%.	83.00	524.00	74
8" - 69.71%.	84.00	607.00	75
8" - 16.17%.	83.50	691.00	76
8" - 10.23%.	74.50	774.50	77
8" - 16.98%.	24.50	799.00	78
			79

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

TESIS DE GRADO PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL

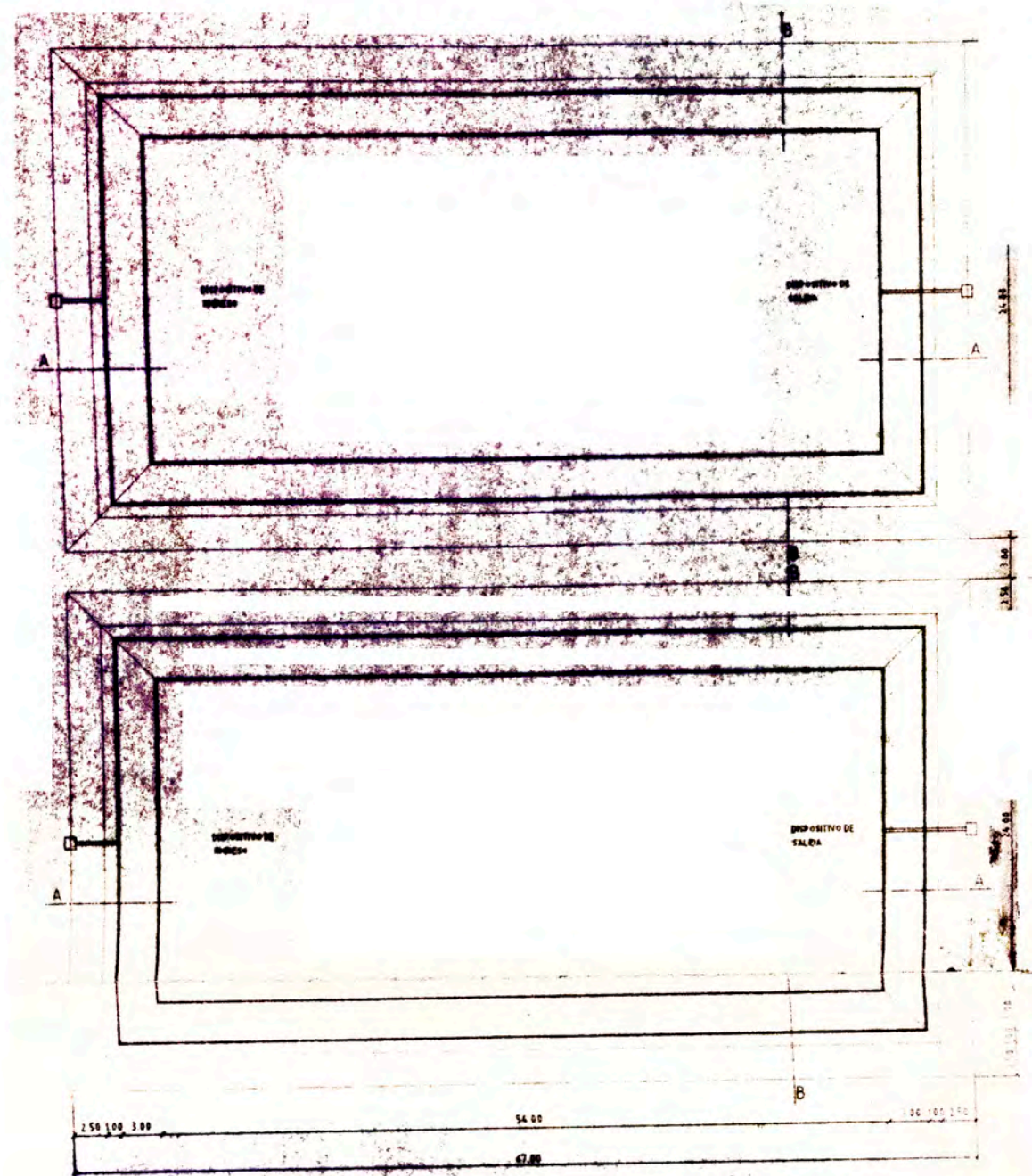
TITULO: DISEÑO PROGRAMACION DE ALCANTARILLADOS Y LAGUNAS DE OXIDACION DEL DISTRITO DE PACCHA-PACHOTA-DPTO. CAJAMARCA

ALUMNO: ABRAMIAN SAUCEDO MENDOZA

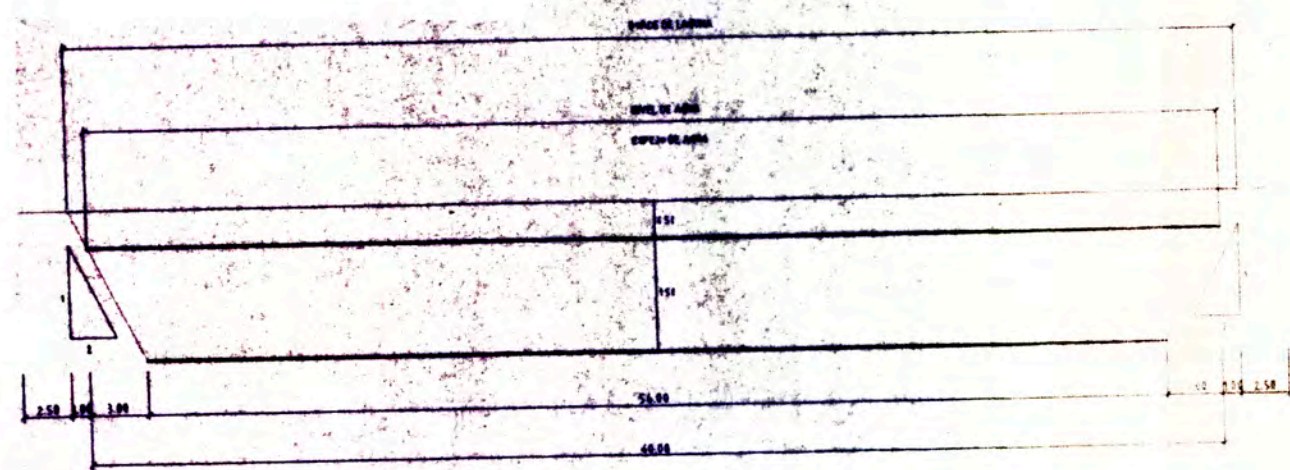
ASESOR: ING. JULIO MALLAUFOMA REYES

FECHA: MARZO 2006

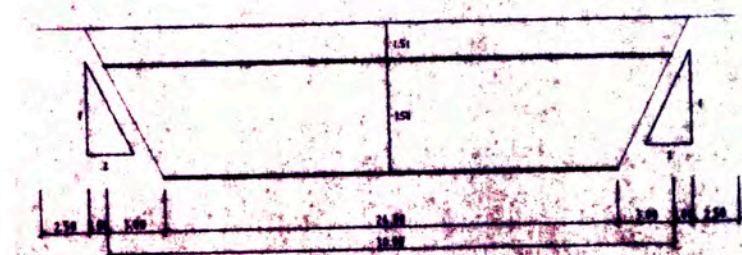
LAGUNAS DE ESTABILIZACION



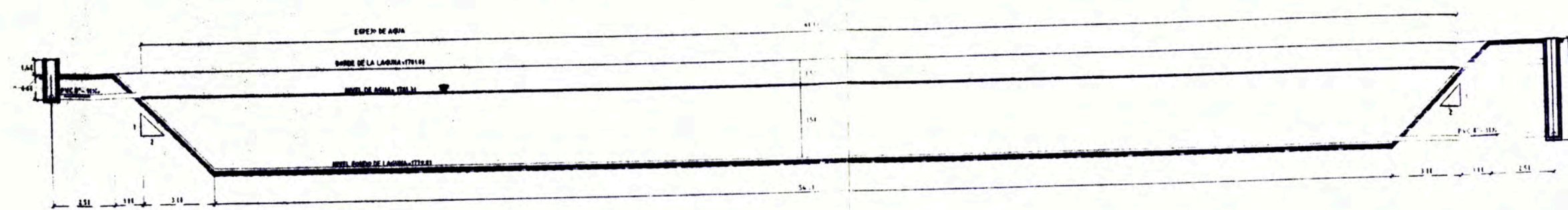
PLANTA
ESCALA 1/250



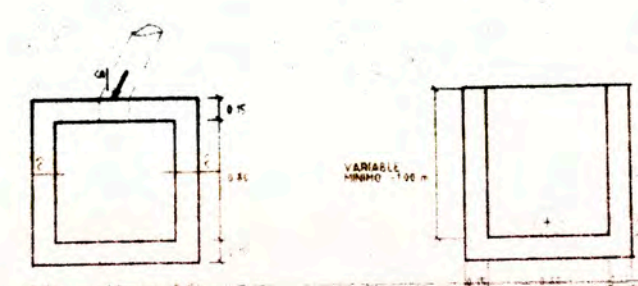
CORTE A - A
ESC. 1/250



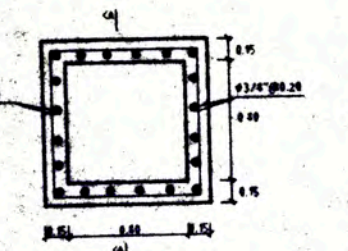
CORTE B - B
ESC. 1/250



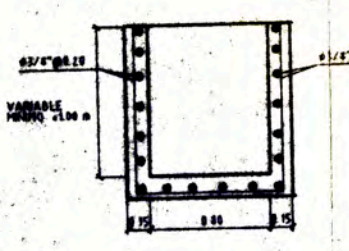
CORTE A - A
ESC. 1/250



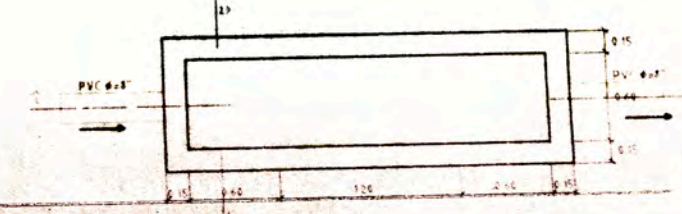
PLANTA DEPOSITIVO DE ENTRADA
ESCALA 1/25



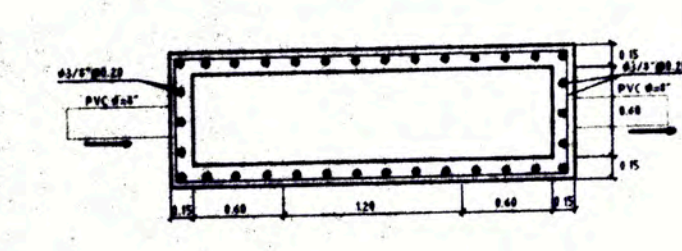
PLANTA ESTRUCTURAL DEPOSITIVO DE ENTRADA
ESCALA 1/25



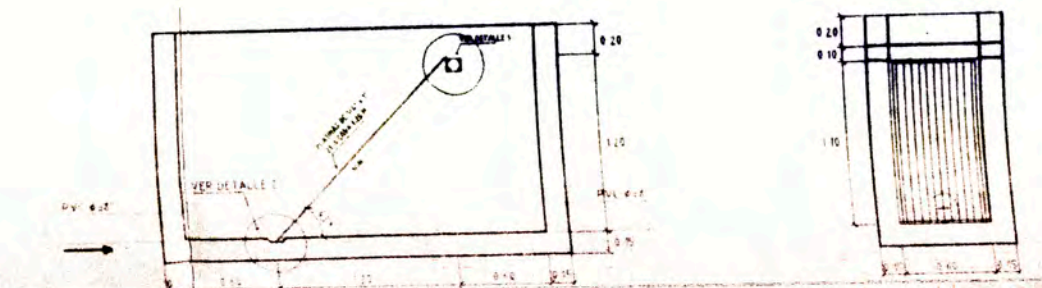
SECCION C-C ESTRUCTURAL
ESCALA 1/25



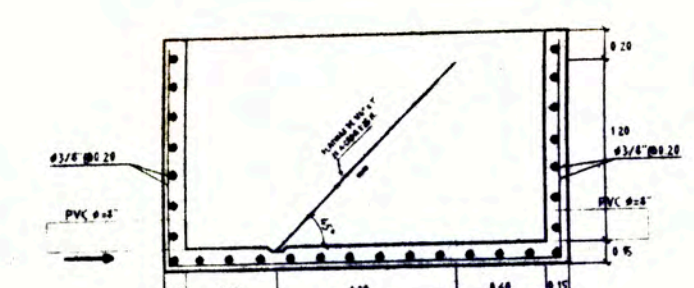
PLANTA CAMARA DE REJES
ESCALA 1/25



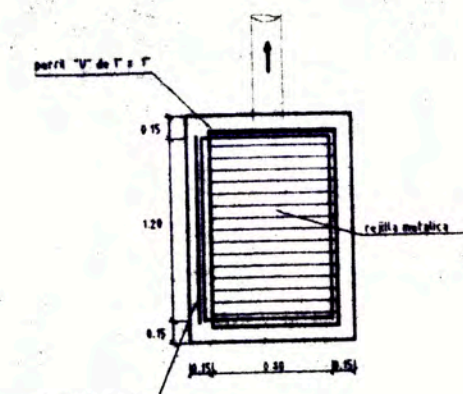
PLANTA ESTRUCTURAL CAMARA DE REJES
ESCALA 1/25



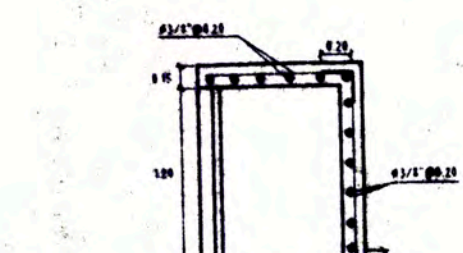
SECCION A - A
ESCALA 1/25



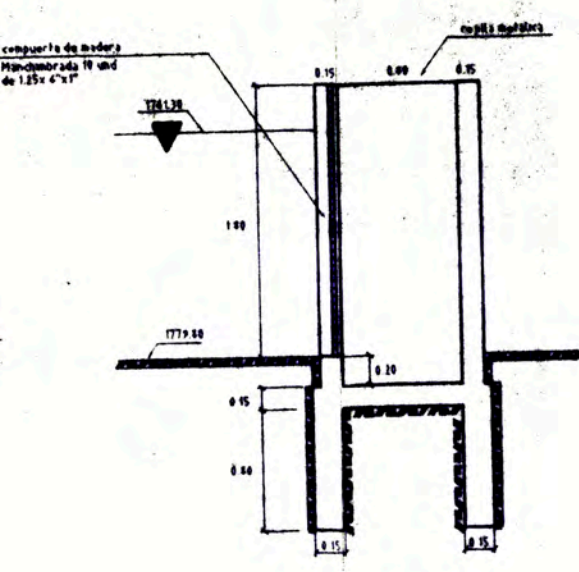
SECCION A - A ESTRUCTURAL
ESCALA 1/25



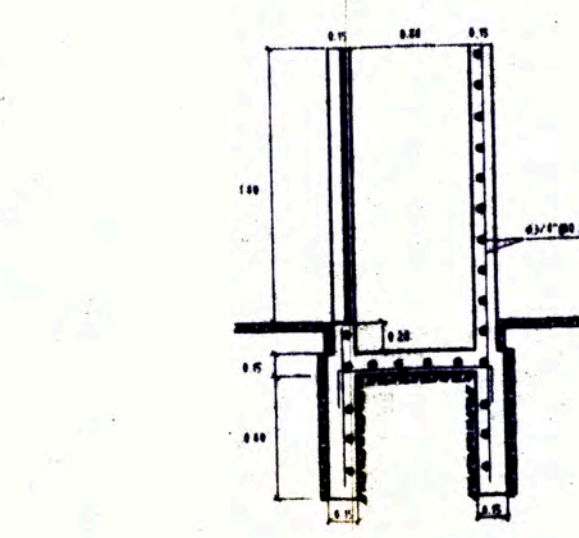
PLANTA DEPOSITIVO DE SALIDA
ESCALA 1/25



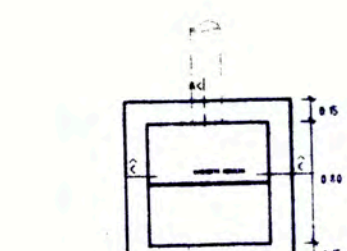
PLANTA ESTRUCTURAL DEPOSITIVO DE SALIDA
ESCALA 1/25



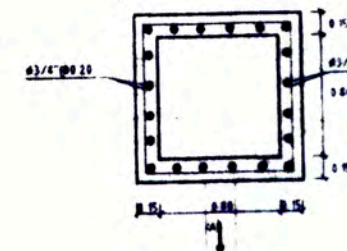
SECCION A - A ESTRUCTURAL
ESCALA 1/25



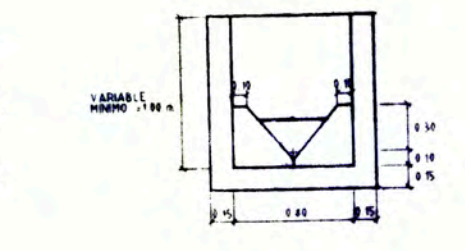
SECCION A - A ESTRUCTURAL
ESCALA 1/25



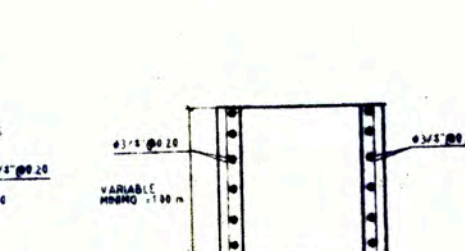
PLANTA CAMARA DE DISTRIBUCION
ESCALA 1/25



PLANTA ESTRUCTURAL DEPOSITIVO DE ENTRADA
ESCALA 1/25



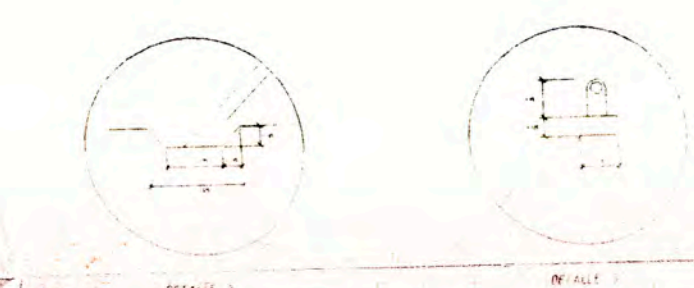
SECCION C - C
ESCALA 1/25



SECCION A - A
ESCALA 1/25



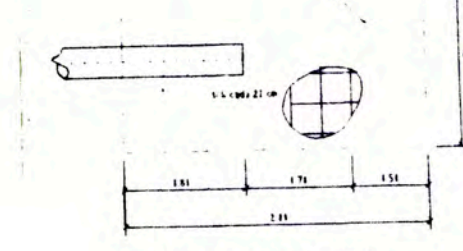
SECCION C - C ESTRUCTURAL
ESCALA 1/25



SECCION A - A
ESCALA 1/25



SECCION A - A ESTRUCTURAL
ESCALA 1/25



DADO DE DESCARGA
ESCALA 1/25

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL					
TESIS DE GRADO PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL					
TITULO	DISEÑO, PROGRAMACION DE ALCANTARILLADOS Y LAGUNAS DE OXIDACION DEL DISTRITO DE PACCHA-PROV.CHOTA-DPTO. CAJAMARCA				
PLANO	LAGUNAS DE OXIDACION				
BACHILLER	ABRAHAM SAUCEDO MENDOZA				
ASESOR	ING. JULIO MALLAUPOMA REYES				
REGION	DEPARTAMENTO	PROVINCIA	CROTA	DISTRITO	PAYTIA
NOV. ORIENTAL DEL PERU	CAJAMARCA				
LA INDICADA	FUENTE	LEVANTAMIENTO TOPOGRAF.		MARZO-2000	

D9