

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROYECTO DE GRADO

IRRIGACION

PRESENTADO POR EL EX-ALUMNO

EDUARDO ARMAS AUTERO

PARA OPTAR EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

PROMOCION 1948

LIMA - PERU

1956

' El proyecto de repaamientos que constituye la presente tesis de grado ha sido confeccionado por la Oficina Hidrotéonica del Ingeniero Lizandro Mercado M. para la Compañía Irrigadora Santa Rosa. S• A., habiendo intervenido el ex-alumno que la presenta como ayudante del referido ingeniero en todos los estudios de campo y gabinete, ltiendo i'ata la razón por la cual ha sido adoptado para este fin

I N D I C E

CAPITULO	I.- GENERALIDADES.-	
	1. - Antecedentes	1
	2. - Situación del Proyecto	2
CAPITULO	II.- LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS.-.....	
	1. - Nivelación, triangulación y rellenos topográficos	3
	2. - Fisiografía general de la zona.....	3
CAPITULO	III.- GEOLOGIA.-	3
	1. - Estudio geológico de Cochaquillo	3
	2. - Estudio geológico de Surasaca	3
CAPITULO	IV.-	7
	1. - Cuencas colectoras	7
	A. - Cochaquillo	7
	B. - Surasaca.....	7
	2. - Rendimientos y precipitaciones de las cuencas	7
	3*- Descargas máximas.....	9
	4.- Pérdidas por evaporación-y filtración.....	11
	5«- Cantidad de agua por hectárea !.....	12
	6.- Derechos de terceros	12
CAPITULO	V.- DESCRIPCION GENERAL DE LAS OBRAS.-	13
	1. - Represamiento de Cochaquillo	13
	2. - Represamiento de Surasaca	13
	A. - ESTRUCTURA DE CIERRE.-	13
	a) Tipo de dique	13
	b) Análisis de las muestras	14
	c) Sección máxima del dique	18

d) Posición de la línea de saturación ••.	23
e) Red de escurrimiento	26
f) Volumen de filtración	27
g) Estabilidad de taludes	28
h) Estabilidad de la cimentación.....	35
i) Asentamiento de la cimentación	37
B. - ESTRUCTURA DE SEGURIDAD.-	38
a) Aliviadero	38
- Cálculo de la boquilla.....	40
- Cálculo del túnel de descarga	42
- Diseño de la salida del conducto de descarga.....	43
b) Efecto regulador de la presa	45
C. - ESTRUCTURAS DE EXPLOTACION.-	47
a) Tubería de captación.....	47
b) Cámara de válvulaa	48
c) cámara de salto	49
d) Conducto de descarga	49
D. - OBRAS ACCESORIAS.-	50
a) Camino Rumbrococha-Surasaca	50
b) Campamentos	51
E. - PLANOS, METBADOS Y PRESUPUESTOS. -	51
CAPITULO VI.- CONCLUSION.-	51

ALMACENAMIENTOS. EN. LA. CUENCA. ALTA. DEL. RIO. HUAURA

I.-_GENERALIDADES.-

1.- Antecedentes.- El proyecto de irrigación de 5,650 hectáreas de las pampas de Santa Rosa, presentado por la Compañía Irrigadora Santa Rosa S.A., fué aprobado con fecha 10 de Enero de 1947 por la Dirección de Aguas é Irrigación del Ministerio de Fomento y Obras Públicas. La fuente de aprovechamiento está constituida por los excedentes del río Huaura y almacenamientos en la cuenca alta de áate, para un volumen de 30 millones de metros cúbicos en la Bocatoma del proyecto, cantidad deficitaria determinada por la Dirección de Aguas é Irrigación mediante el hidrograma del río Huaura al 75 por ciento de persistencia y los módulos de riego para este valle, aprobados por Resolución Suprema del 30 de Noviembre de 1939*

Los estudios preliminares para determinar la factibilidad de los proyectos de represamiento en la cuenca alta del río Huaura fueron hechos por la Dirección de Aguas é Irrigación, habiéndose llegado a la conclusión de que los represamientos más apropiados eran los indicados a continuación.

LAGUNAS DE POSIBLES REPRESAMIENTOS

La unas	Altitud	Area tributaria. Km2	Rendimto or Km2.	Volumen al macenable. m3.	Alt. dique m. l.	Long. dique m. l.
Champumachay.	4,273.52	37.7	400,000	15,080,000	32	320
Anamaray.	4,157.69	26.6	400,000	10,164,000	29	410
Paton.	4,260.00	38.5	400,000	15,400,000	17	375
Rumichaca.	4,460.00	20.2	400,000	8,080,000	13	250

En vista de que los represamientos descritos en el

cuadro anterior sólo abarcaban parte de la cuenca húmeda del río Huaura, el Ingeniero Lizandro Mercado M., Consultor Proyectista de la Compañía, propuso la realización de estudios ampliatorios con el objeto de buscar represamientos más económicos. Estos estudios tuvieron el éxito esperado, pues demostraron que los almacenamientos en la laguna de Cochaquillo y en el pantano de Surasaca, con un volumen de 16 y medio millones de metros cúbicos cada uno, eran los más factibles ya que su costo total era prácticamente la mitad del más económico de los estudios anteriormente citados.

En vista de lo que se acaba de exponer, la Compañía Irrigadora Santa Rosa S.A., previa la autorización del Ministerio de Fomento, ha llevado a cabo los estudios definitivos de los represamientos de Cochaquillo y Surasaca, los que son materia de la presente tesis de grado.

2.- Situación_del_Proyecto.- Los represamientos en referencia se encuentran situados en la cuenca alta del río Huaura, distrito de Oyón, provincia de Cajatambo, departamento de Lima, en una zona comprendida entre los paralelos $10^{\circ}29'$ y $10^{\circ}46'$ de latitud Sur y los meridianos $76^{\circ}40'$ y $76^{\circ}49'$ de longitud Oeste y a una altura media de 4,400 m.s.n.m., inmediatamente al S.O. de la divisoria continental.

La carretera de acceso a estas zonas tiene una longitud de 220 Km. desde Lima hasta Oyón y desde este punto a la laguna de Cochaquillo ;0 Km. y al pantano de Surasaca, 25. En este último tramo debe construirse una carretera nueva de 5 kilómetros.

cuadro anterior sólo abarcaban parte de la cuenca húmeda del río Huaura, el Ingeniero Lizandro Mercado M., Consultor Proyectista de la Compañía, propuso la realización de estudios ampliatorios con el objeto de buscar represamientos más económicos. Estos estudios tuvieron el éxito esperado, pues demostraron que los almacenamientos en la laguna de Cochaquillo y en el pantano de Surasaca, con un volumen de 16 y medio millones de metros cúbicos cada uno, eran los más factibles ya que su costo total era prácticamente la mitad del más económico de los estudios anteriormente citados.

En vista de lo que se acaba de exponer, la Compañía Irrigadora Santa Rosa S.A., previa la autorización del Ministerio de Fomento, ha llevado a cabo los estudios definitivos de los represamientos de Cochaquillo y Surasaca, los que son materia de la presente tesis de grado.

2.- Situación del Proyect. - Los represamientos en referencia se encuentran situados en la cuenca alta del río Huaura, distrito de Oyón, provincia de Cajatambo, departamento de Lima, en una zona comprendida entre los paralelos $10^{\circ}29'$ y $10^{\circ}48'$ de latitud Sur y los meridianos $76^{\circ}40'$ y $76^{\circ}49'$ de longitud Oeste y a una altura media de 4,400 m.s.n.m., inmediatamente al S.O. de la divisoria continental.

La carretera de acceso a estas zonas tiene una longitud de 220 Km. desde Lima hasta Oyón y desde este punto a la laguna de Cochaquillo 30 Km. y al pantano de Surasaca, 25. En este último tramo debe construirse una carretera nueva de 5 kilómetros•

II.-_LEVANTAMIENTOS_TOPOGRAFICOS.-

1. - Nivelación, triangulación y rellenos topográficos.- Los levantamientos topográficos para este proyecto han sido hechos a base de una nivelación diferencial de Primer Orden y de una triangulación trigonométrica de Segundo Orden y el relleno topográfico, a plancheta, a diferentes escalas de acuerdo con las estructuras por diseñarse.

2. - Fisiografía general de la zona.- En todos los levantamientos anteriormente referidos, se ha determinado con suficiente precisión la fisiografía general de la zona, sumamente útil para la mejor confección del proyecto en sus diferentes aspectos técnicos.

III.- GEOLOGIA.-

1. - Estudio geológico de Cochaguillo.- Los estudios topográficos y fisiográficos de esta zona, tanto en las cuencas utilizables como en el vaso y la boquilla, determinaron que las condiciones geológicas de ellas eran tan favorables para la naturaleza del proyecto, que no necesitaban ampliarse con un estudio geológico. En efecto, se encontró que los flancos y el fondo, tanto del vaso como de la boquilla, estaban constituidos por material completamente impermeable, revelando fundamentalmente una ausencia absoluta de mantos calcáreos y que el dique natural de la laguna estaba formado por material cuarcítico, sumamente duro y prácticamente impermeable.

2. - Estudio geológico de Surasaca.- Para los estudios definitivos de este embalse, fué necesario contratar los servicios de un especialista en la materia, el Ingeniero David

Torrea Vargas, quien llevó a cabo dichos estudios llegando a las siguientes conclusiones y recomendaciones:

CONCLUSIONESS-

1) Con referencia a la cuenca, se ha llegado a las siguientes conclusiones!

- a) .- La cuenca colectora, basada en los estudios topográficos, es bastante similar a la determinada geológicamente.
- b) .- Existe una zona de filtraciones en la sección septentrional de la cuenca, compuesta principalmente por calizas cavernosas, que debe descontarse del área total.
- e) .- El área de afloramientos para la caliza cavernosa es de 7«25 Km².

2) De acuerdo con el estudio geológico del vaso, se indicas

- a) .- Los flancos del vaso están formados por rocas sólidas y herméticas que no permitirán filtraciones del agua embalsada.
- b) .- El fondo del vaso está formado por una capa que suponemos de espesor relativamente delgado y permeable, que reposa sobre un lecho rocoso de material igual al correspondiente a los flancos Y, por lo tanto, t^^ién impermeable.
- e) .- El nivel hidrostático en el área del vaso está muy cerca de la superficie, por lo que las

condiciones del referido vaso son buenas.

;) Con referencia a la geología del área de la boquilla, se indica que, para la presa de tierra que se proyecta, se ha hecho:

a) .- Diez sondajes que nos han demostrado la composición y estructura del suelo y del material sub-euperficial.

b) .- Que, basados en los diseños elaborados para esta presa de tierra, se han observado condiciones muy buenas en la margen izquierda y condiciones aceptables sobre el centro y margen derecha y, en consecuencia, que sí es posible la construcción de la presa, con las precauciones y métodos que la técnica especializada aconseja.

4) El estudio de los materiales de construcción para la presa, hace llegar a las conclusiones siguientes:

a) .- Hay material de impermeabilidad suficiente como para ser utilizado en la construcción del núcleo central de la presa.

b) .- Igualmente, hay material de menor impermeabilidad y completamente permeable, para construir el relleno de la presa, pudiendo, parte de dicho material, ser empleado en la preparación de agregados para el concreto y mezclas necesarias, previo tratamiento hidráulico-mecánico.

c) .- De la misma manera, existe roca en • cantidad

muy abundante para el enrocado de los flancos de la presa y otras obras que se necesite ejecutar.

5) Sobre las obras complementarias, se ha llegado a las siguientes conclusiones:

- a) .- Que si bien sobre la margen derecha se puede construir el aliviadero, ofrece menos seguridad que la margen izquierda y seguramente los costos serían mayores.
- b) ,.- Que el aliviadero debería desaguar a suficiente distancia de la presa, aguas abajo, por supuesto, para que la erosión no afecte la estabilidad ni de la presa ni del terreno adyacente a la misma.
- c) .- Que las conclusiones 5-a y 5-b son las mismas en lo que pueda referirse a la compuerta de descarga y desagüe correspondiente.

RECOMENDACIONES.-

- 1) .- Descontar 7.25 Km². del área total calculada para la cuenca.
- 2) .- Ninguna recomendación especial para el vaso.
- 5) •- Sobre la boquilla, hacer las excavaciones para la construcción suficientemente profundas para estar lo más cerca posible del bed-rock, en la zona central; sobre la margen derecha sería conveniente ir hasta el till que hemos encontrado a 5*60 m. en los pozos I y J; y, sobre la margen izquierda, ir hasta el bed-rock, que se halla a poca profundidad.

Constatar, por medio de excavaciones y topografía especial, la cubicación que hemos calculado, de un modo estimativo, como suficiente para los materiales de construcción.

- 5).- Construir el aliviadero y la compuerta de descarga apoyados en el bed-rock de la margen izquierda y el primero de suficiente longitud como para no comprometer la estabilidad de la presa ó del terreno adjacente.

Estas reomendaciones han sido debidamente tomadas cuenta al diseñar las diferentes partes del proyecto.

IV.- HIDHOLOGIA.-

4»- Cuencas colectoras.-

A. - Cochaguillo.- El embalse de Cochaquillo tiene cuenca propia de 19.2 Km²., a la que se ha anexado una área de 26 Km². por medio de canales colectorea, correspondiente a las cuencas de Ushpa, Pacchón y Ushcumayo, cuyas áreas son de 3.8, 19.1 y 3.1 Km²., respectivamente.

B. - Surasaca.- El embalse del proyecto de Surasaca tiene una cuenca. propia de 50 Km²., de los cuales han sido determinados como útiles 42.75 Km²., por haberse descontado 7.25 Km²., debido a la existencia de tragaderos en caliza. Además, contigua a esta cuenca y en su margen derecha, existe una cuenca fácilmente anexable a la anterior, de 8 Km²., que será utilizada en el futuro, si fuera, necesario.

2.- Rendimi_ensto_s_z_frecifitaaciones_de_las_ouenea .•- Durante

los años 1953 y 1954 han sido estudiados los rendimientos de estas cuencas por los ingenieros de la Compañía Irrigadora Santa Rosa S.A., quienes, mediante aforos directos, han llegado a determinar un rendimiento de 500,000 metros cúbicos por kilómetro cuadrado durante los meses en que se puede almacenar, es decir desde mediados de Diciembre hasta fines de Abril, conforme al diagrama de descargas del río Huaura y las demandas de agua de las irrigaciones anteriores a la de Santa Rosa.

Las precipitaciones, durante los cuatro meses y medio de cada uno de los años mencionados, han dado un promedio de 800 milímetros, cantidad que permite determinar el coeficiente de rendimiento ϕ de flujo de estas cuencas en los años observados.

Cuando se trata, como en este caso, de cuencas menores de 200 Km²., se considera que el flujo es una función lineal del área y de la precipitación de la cuenca, pudiéndose expresar así,

$$P = f.C.H.$$

en la que:

F = Flujo de la cuenca en millones de m³.

C : Area de la cuenca colectora en Km².

H : Altura de precipitación en metros, para el período considerado.

f * Coeficiente de flujo, siempre menor que la unidad.

Sustituyendo los valores conocidos y despejando f

para los dos años observados, se obtiene:

$$-f z \frac{F}{c.h.} * 1 \frac{o*s}{x O.a} - 0.625$$

El diagrama de descargas del río Huaura demuestra que la masa total descargada en los meses de Diciembre a Abril del año 1949, correspondiente al 75 % de persistencia, es menor, un 20 % que la descargada en estos mismos meses durante los años 1953-54 y, en consecuencia, suponiendo que en la cuenca alta se haya cumplido esta misma relación, el rendimiento de estas cuencas, al 75 % de persistencia, será 20 % menor que las descargas observadas, ó sea 400,000 m³/Km²., en lugar de 500,000 m³/Km².

Cabe señalar, como un dato comparativo, que las mediciones hechas en la cuenca de Chuncho y Huarmicocha, en la Dirección de Aguas e Irrigación ha estudiado y construido represas, han dado un rendimiento, para los meses mencionados, de 425,000 m³/Km²., pero esta cuenca tiene una precipitación media de sólo 653 mm. en once años observados y además es muy inferior fisiográficamente a las de Cochaquillo y Surasaca y, si bien está prácticamente a la misma altura, su latitud es de 12°45'» lo que significa que se encuentra situada dos grados al Sur de las anteriores. Esto demuestra que la cifra adoptada como rendimiento de estas cuencas, al 75 % de persistencia, está proporcionando un grado de seguridad.

13*- Descargas máximas.- Para el cálculo de las descargas de estas cuencas, se han tomado como base las fórmulas

nula del ingeniero J. M. Portocarrero y la de Kresnik, deducidas para estos casos.

El ingeniero Portocarrero ha establecido, para la cordillera Occidental de la zona central del Perú, la fórmula siguiente:

$$Y = 5.768 X^{0.58}$$

en la que:

Y = Descarga máxima en m³/seg.

X = Area de la cuenca en Km².

La fórmula de Kresnik tiene la siguiente expresión:

$$Q = OC \frac{32}{0.5 f} f$$

Q = Descarga máxima en m³/seg.

F : Area de la cuenca en Km².

OC = Coeficiente experimental que depende de la zona.

Para la aplicación de esta fórmula, se ha asignado al coeficiente "alfa" el valor 0.23, promedio de los obtenidos por los ingenieros Lizandro Mercado M. en la cuenca de Cerro de Jasco y David Sifuentes en la Cordillera de Huichin-

Promediando los resultados obtenidos de la aplicación de las dos fórmulas, se llega a las siguientes cifras:

Cuenca de Surasaca ... 50 Km².- Descarga máxima: 50 m³/seg.
Cuenca propia de Co-

Cuencas adicionales

Ushpa	(3.8 Km2.)			
Pacchón	(19.1 Km2.)	H	30	"
Ushcumayo	(3.1 Km2.)	II	10.5	"

4. - Pérdidas por evaporación

proyectados, las pérdidas por evaporación no han sido consideradas en razón de que la superficie evaporante no ha sido considerada en ninguno de los casos. Así, en Cochaquillo, la superficie evaporante de la laguna ó embalse natural, prácticamente permanecerá la misma, sin ningún incremento apreciable, con respecto al área superficial del embalse que se proyecta. el caso de Surasaca, éste es un pantano que cubre casi toda la superficie máxima de evaporación considerada en el proyecto y, en consecuencia, las pérdidas adicionales de evaporación son nulas.

Con respecto a las pérdidas por filtración en los embalses, tampoco han sido tomadas en cuenta en ninguno de los casos, pues son ínfimas en el de Surasaca, como se comprobara mas adelante y nulas en el de Cochaquillo, conforme se puede constatar en el embalse natural.

En lo que se refiere a las pérdidas por evaporación y filtración que se producirán en el cauce del río, durante el escurrimiento de las aguas desde los sitios de los represamientos hasta la bocatoma del canal, se ha determinado que éstas son también insignificantes por diversas razones. En primer lugar, desde que el colchón aluvial del río reposa sobre roca maciza, no habrá lugar a filtraciones y además, no existen valles más profundos vecinos al del Huau-

® ,ue pudieran servir de drenaje de las posibles filtraciones. En segundo lugar, la superficie evaporante de las aguas ^{de} alraiceradas, discurrirán en un volumen no mayor de 3 m³/seg, se reducirá a un área mínima en todo el trayecto, puesto que el escurrimiento se efectuará en un cauce cuya descarga mínima de estiaje es de 10 m³/seg. Efectuados los cálculos de estas pérdidas a base de la superficie evaporante, del promedio de evaporación diaria de la cordillera y de la costa del tiempo que durará el escurrimiento y multiplicando el resultado obtenido por el coeficiente 3, determinado por la ^{ex}periencia para escurrimientos torrencios, se llega a ellas apenas alcanzan al 1.5% de la masa total embalsada, es decir, 500,000 m³. sobre los 33 millones de metros cúbicos que contemplan los dos almacenamientos.

5.- Cantidad de agua por hectárea.- La cantidad de agua por hectárea de que dispondrán las 5,650 hectáreas de las pampas de Santa Rosa, con los excedentes de las descargas del río Huaura y los almacenamientos de Cochaquillo y Surasaca, será de 25,440 m³ por año calendario, de acuerdo con los módulos de Pego señalados por Decreto Supremo para el valle de Huaura,

6»- Derechos de terceros.- En el proyecto de irrigación de las 5,650 hectáreas de las pampas de Santa Rosa, se ha respetado, en forma absoluta, los derechos de terceros, constituidos por las áreas cultivadas del Valle Viejo y de las nuevas irrigaciones efectuadas antes de la de Santa Rosa, las cuales suman, en total, un área de 23,700 hectáreas con derechos de agua preferenciales.

Con los 33 millones de metros cúbicos de masa de agua almacenada en la cordillera, de los cuales corresponden el 50% a cada uno de los represas, se dispondrá ampliamente, en la bocatoma, de los 30 millones de metros cúbicos que constituyen el déficit de esta irrigación, de acuerdo con lo determinado por la Dirección de Aguas e Irrigación del Ministerio de Fomento y Obras Públicas. Por consiguiente, en esta forma, la irrigación de Santa Rosa tiene derecho a regar sus tierras, durante todo el año, con los mismos módulos de riego determinados para el valle de Huaura por el Supremo Gobierno.

V.- DESCRIPCIÓN GENERAL DE LAS OBRAS

1).- Represamiento de Cochaquillo 16.5 millones de m³.-

El proyecto de este represamiento constituye la tesis de grado del Sr. Juan Perla S., razón por la que se omite su descripción.

2).- Represamiento de Surasacas 16,5 millones de m³.-

A.- ESTRUCTURA DE CIERRE.-

a).- Tipo de dique. De acuerdo con el estudio geológico y con los análisis de las muestras de suelo, se ha llegado a la conclusión de que el dique será de material incoherente, de la clase correspondiente al de tierra apisonada, por ser el más apropiado en vista, fundamentalmente, de las características del material de cimentación.

b).- Análisis, de las muestras. - Para la determinación de tipo de presa, se han analizado en el Laboratorio de Mecánica de Suelos del Ministerio de Fomento y Obras Públicas, las muestras de los diversos materiales que servirán para su construcción y de los que constituyen el terreno de cimentación.

Para los materiales que van a constituir el relleno. se ha extraído cuatro tipos de suelos de las zonas vecinas a la boquilla, cuyos análisis, de acuerdo con los informes respectivos, han dado los resultados siguientes:

Muestra "LMM-D".- Su clasificación, según Casagrande, es GF limosa. Peso específico: 2.66.- Contenido de humedad higroscópica 2.68 % de peso de suelo seco.- Porcentaje de sales totales 0.0 %.- Contenido orgánico: trazas.- No hay lípida de Atterberg.- Su análisis mecánico revela que hay exceso de partículas gruesas de 3/4" a 1.5" - Optimo contenido de humedad: 14 % de peso de suelo seco, dando una densidad de 112 lb/pié cúbico.- Dado su porcentaje de vacíos de 0.48 para su densidad máxima, arroja un coeficiente de permeabilidad de 1×10^{-5} cm/seg.- Resistencia al corte: ángulo de fricción interna, $\phi = 29^\circ$ y cohesión $c = 430$ lb/pié cuadrado.

Todas las características anteriormente descritas demuestran que este material es apropiado para la zona impermeable de una presa de tierra.

Muestra "LMM-C".- Su clasificación, según Casagrande, es GF,

específico: 2.67.- Humedad higroscá-
o.- Porcentaje de sales totales:
0.045 Contenido orgánicos trazas.- Límite líquido: 35%»-
Límite plástico: 28%.- Índice plástico: 8 %.- No tiene gran-
des propiedades plásticas.- El análisis mecánico indica ex-
ceso de partículas grandes de 3/4" a 1.5".- Optimo conteni-
do de :humedad: 18.5 % de peso de suelo seco.- Densidad:
104.3 lbs/pié cúbico.- Permeabilidad: igual 6 menor que la
de la muestra MLMM-Dn.- Resistencia. al corte, ángulo de fric-
ción interna: $\phi = 27.8^\circ$ y cohesión $c = 925$ lbs/pié cuadrado.

Todas las características anteriormente descritas
demuestran que este material es apropiado para la zona imper-
meable de una presa de tierra.

Muestra "IMK-I".- Su clasificación Casagrande es GF, grava
con finos.- Peso específico 2.75.- Humedad higroscópica
2.62 Porcentaje de sales totales: 0.03 %.- Contenido or-
, . M casi nulo. Límite líquido: 28.9 %.- Límite plástico:
19.1 %.- Índice plástico: 9.8 %.- Es el material más plástie
co entre los estudiados.- Análisis mecánico: muy similar al
de la muestra "LMM-C", teniendo 1 % más alto de finos que a-
Optimo contenido de humedad: 14 % de peso de suelo
seco.- Densidad: 116 lbs/pié cúbico.- La permeabilidad, para
la proporción de vacíos 0.473, correspondiente a la densidad
máxima, 0.3 de $e.5 \times 10^{-7}$ cm/seg., clasificándolo como el ma-
teria- más impermeable de todos los estudiados.- Resistencia
al corte ángulo de fricción interna, $\phi = 30^\circ$ y cohesión $c =$

100 lbs/pié cuadrado.

Todas las características anteriormente estudiadas demuestran que este material es apropiado para la zona impermeable de una presa de tierra.

Muestra "LMM-A".- Su clasificación Casagrande es SP, arena pobremente graduada. Peso específicos 2.74.- Humedad higroscópicas 0.95 % de peso seco.- Porcentaje de sales totales: 0.043 Contenido orgánicos prácticamente no existe.- No tiene Jitmites de Atterberg. El análisis mecánico revela falta de .articulas gruesas para su uso como material de construcción de la presa y exceso de aquellas para usarlo como agregado fino para concreto.- Optimo contenido de humedad» 9.8 % de peso de suelo seco.- Densidad máximas 123.5 lbs/pié cúbico. La permeabilidad es alta y para la proporción de vacíos; 0.382, correspondiente a su densidad máxima, es algo menor que 1×10^{-5} cm/seg. Resistencia al cortes ángulo de fricción interna* ϕ : 30° y cohesión $c = 500$ lbs/pié cuadrado.

Por su alta permeabilidad y resistencia, se recomienda para las zonas permeables de la presa, mezclada con pied as de 1.5" a } 1.

De la descripción anterior de las muestras de los materiales para la construcción de la presa, todos ellos resultan aptos para tal fin, habiéndose elegido la muestra "LMM-I" para formar el núcleo central impermeable, tanto por sus características indicadas de baja permeabilidad y de gran resistencia al corte., como por existir en las vecindades de

ia prasa, según informe del geólogo, grandes depósitos de este material que aseguran la obtención de todo el volumen ne-

Para la zona permeable de la presa y para los drenes, se empleará la arena de muestra "LMM-A", mezclada con piedras, ya que su alta permeabilidad y condiciones de resistencia la recomiendan para este objeto.

Para el estudio del material de cimentación, se han hecho 5 sondeos para muestreo, distribuidos en la siguiente forma: uno en el centro del eje de la presa, dos a 1,0 metros de éste y en el mismo eje y dos más, normales al eje a 1,0 metros del pozo central, situados uno aguas arriba y el otro aguas abajo. Los resultados de los análisis respectivos son los que figuran a continuación.

Pozo, derecho.- Profundidad: 7.00 m. Hasta. 2.50 m., material morrénico con alto grado de material orgánico y desde esta profundidad hasta el final, material morrénico arcilloso, de las siguientes características: alto grado de impermeabilidad debajo de los 2.50 m., ángulo de fricción interna $P = 5^{\circ}30'$ y cohesión $c = 1,000$ lbs/pié cuadrado.

Pozo central.- Profundidad: 10.00 m. El material encontrado a 1.40 m. es clasificado como turba, con 60% de materia orgánica. A partir de los 4.50 m. hasta los 1.00 m. existe una capa de arcilla de alta compresibilidad y muy baja resistencia, pues en análisis da un ángulo de fricción interna de 0° y cohesión $c = 145$ lbs/pié cuadrado.

p - Profundidad: 7.00 m.- El material de este pozo revela la existencia de roca a los 3.00 m. de profundidad, por lo que no hay lugar a mayor preocupación en lo que se refiere a requisitos de cimentación.

f@se aguas arriba»- Profundidad: 6.50 m. Hasta 1.50 m., grandes proporciones de material orgánico. A partir de los 2.00 m, el material morrénico es prácticamente uniforme, constituido por una arcilla arenosa con piedras de espesor que varía de 1/2" a 2" y de las siguientes características: ángulo de fricción interna = 25° y cohesión $c = 0$.

Poco aguas abajo.-- Profundidad: 6.50 m. El material de este pozo es igual al anterior y de las mismas características.

C).- Sección máxima del dique. El dique tendrá una altura de embalse de 11.00 metros, entre las cotas 4,320 y 4,331, con 3.00 metros de margen libre.

El margen libre se ha calculado para evitar la posibilidad de que el agua embalsada pueda verter por encima de la presa, causa segura de la destrucción de este tipo de diquea, habiéndose tomado en cuenta los diversos factores que intervienen en su determinación.

En primer lugar, se ha considerado la altura máxima de descarga en el aliviadero de demasías en la condición que, encontrándose el embalse en su nivel máximo, sobreviene la descarga máxima calculada para la cuenca. Esta altura máxima, cuyo cálculo se describe más adelante, ha resulta-

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
TESIS DE GRADO

do ser ^{Km} de 1*15 m. sobre el nivel máximo de embalse.

En segundo lugar, el margen libre debe ser lo suficientemente alto para impedir, en la condición señalada, que el oleaje producido por la velocidad máxima del viento pueda alcanzar la coronación de la presa. La altura máxima de la ola se ha determinado mediante la aplicación de la conocida fórmula de Molitor, cuya expresión es la siguiente:

$$H = 0.0322 \quad + \quad 0.75 \quad - \quad 0.27$$

se tiene:

H = altura máxima de la ola, en metros.

v = velocidad máxima del viento, igual a 100 Km. por hora en nuestra cordillera, según dato proporcionado por la Oficina del Servicio Meteorológico Nacional.

k : _largo normal al eje del embalse = 5 Km.

Reemplazando estos valores, se obtiene,

$$H : 1.05 \text{ m.}$$

Por último, además de las alturas así determinadas se considera un margen de seguridad cuyo valor es variable, según el criterio de cada especialista. A este respecto, el Código de Presas de Arizona propone una dimensión igual a la mitad de la altura máxima de la ola (0.5 H), el cual sería adoptado para la presa que se proyecta.

En consecuencia, el margen libre será:

$$H_t = 1.15 + 1.05 + 0.525 = 2.725 \text{ m.}$$

cifra que ha redondeado a:

$$H_t : 3.00 \text{ m.}$$

En lo que se refiere al ancho en la coronación, éste se ha fijado en 5.00 m., de acuerdo a las reglas prácticas que establece; que debe ser igual a 1/10 de la altura de la presa, pero no menor de 3.00, ni mayor de 6.00.

El perfil transversal del dique es del tipo trapecoidal, constituido por dos zonas bien diferenciadas: una interior impermeable y otra exterior permeable.

La primera forma el núcleo central ó pantalla impermeable y será construida con el material cuya muestra se denominó "LMM-1", por ser altamente impermeable, la de mayor impermeabilidad entre las muestras analizadas, y poseer una gran resistencia al corte, características que aseguran una mínima filtración y garantizan una buena estabilidad. En la coronación tiene un ancho de 1.00 m. y de aquí se extiende hacia la cimentación en taludes de inclinación 1 1/2 horizontal por 1 vertical.

Este núcleo central se continuará hacia abajo, 8m. antes de su talón aguas arriba, hasta alcanzar la cota 4,315 para formar una cortina impermeable que impedirá ó, por lo menos, disminuirá, la filtración a través de la cimentación.

La zona permeable constituye el relleno que rodea

al núcleo ^{m.} central y estará formada por una mezcla de la arena
 É • ,;Tfv?, espesor variable entre 1/2" y 3", con-

as indicaciones del Laboratorio de Mecánica de Suelos que tuvo a su cargo el análisis respectivo. Los taludes de esta capa permeable tienen una inclinación de 2:1 desde la coronación ^m hasta la mitad de la altura de la presa y de 2 1/2:1, desde este punto hasta la base.

Con el objeto de aumentar la estabilidad de los taludes J evitar la erosión que puede producirse en el de aguas arriba, por acción oleaje y el descenso de las aguas, y en el de aguas abajo, por efecto de las lluvias y las posibles filtraciones, se colocará una segunda capa exterior permeable, constituida por piedras echadas a granel, a fin de proporcionar fácil salida a las aguas, de tamaño variable desde jó'a dimensiones mayores. El talud esta capa de roca consta de cuatro partes, cada una de ellas abarcando la cuarta parte altura total de la presa, incrementándose así: 2:1, 2 1/2:1, 3:1 y 4»1.

Para asegurar al máximo la estabilidad de la presa se ha proyectado la construcción, sobre el terreno de cimentación, ^K de una capa de drenaje, que se extiende desde 4 metros a uas abajo del eje del dique hasta encontrar las zonas permeables del talud aguas abajo de la presa. Este dren favorece la estabilidad del dique al influenciar sobre la posición de la línea de saturación, pues determina que se aproxime a la base de la presa y termine en un punto bastante

alejado del talón aguas abajo del núcleo. El material que constituye el dren será el mismo que forma la zona permeable de la presa, ó sea una mezcla de la arena LMM-A y grava de dimensiones que varían de 1/2" a 3"»

gl

En caso de no existir la capa de drenaje, la línea de saturación podría cortar el talud aguas abajo del núcleo central en un punto muy por encima de la base de la presa, lo cual representa el peligro de un deslizamiento out, a su vez, podría ocasionar la falla de la presa. Lo máximo admisible, para la seguridad de la presa, es que la línea de saturación alcance justamente el talón del núcleo y aolaaente adoptando algún sistema de drenaje se consigue impedir que la línea de saturación adopte esa posición límite''

m

Para evitar que las aguas de filtración arrastren partículas finas que obstruirían los vacíos relativamente grandes del material que constituye el dren, éste se colmará (n?. capas de filtro y todo el conjunto se apoyará directamente sobre el terreno de cimentación.

En lo que se refiere a las capas de filtro, se seguirán las especificaciones determinadas por los experimentos efectuados por el Profesor Karl Terzagui y que se basan estrictamente en la composición granulométrica tanto del material que forma el dren como del terreno y relleno que se van a drenar. Estas especificaciones indican que para que un material posea las condiciones esenciales para constituir un filtro adecuado, su tamaño D_{15} , correspon-

diante ai tamiz que deja pasar el 15 % del material, debe ser, por lo menos, igual a 4 veces el tamaño D_{15} de la capa más gruesa en contacto inmediato con el filtro y que, además, dicho tamaño D_{15} no debe sobrepasar cuatro veces el tamaño D_{85} correspondien tamiz que deja D_{85} y del material], de la cap filtro. Por consiguiente, tuirán el filtro se determin de la K_f mediante análisis granulométricos de los materia] s que constituyen la cimentación. En caso de que se encontraran suelos de diferentes curvas granulométricas, se utilizarán distintos materiales para los filtros, de acuerdo con las especificaciones citadas. De todas maneras, existirán los clases de filtrosi uno en contacto con la cimentación y el otro en contacto con el relleno.

La oapa de drenaje tendrá un espesor de 60 centímetros y la oapa más fina del filtro será de 30 cm. de espese: , el cual .ira aumentando sucesivamente en 15 cm. para cada una de las capas subsiguientes, si las hubiera. En caso de que, por la calidad del terreno, sólo fuera necesario una capa de filtro, ella será de 60 cm. de espesor.

d).- Posición de la línea de saturación.- En una presa de tierra, ae define como línea de saturación, aque- ea debajo de la oal existe presión hidrostática, pero|no encima de ella. Es siempre muy útil el conocimien- to,|aunque sea aproximado, de la posición de la línea de saturación en la sección transversal de una presa de tie-

rr?, puí como se ha dicho anteriormente, si se permite que esta línea interecte el talud aguas abajo del núcleo impermeable, encima del talón, existe el peligro de un deslizamiento.

En una presa de tierra constituida de material homogéneo y situada sobre una cimentación de material impermeable, la posición de la línea de saturación depende sólo de sección transversal, no siendo afectada por la permeabilidad del material de la presa, y sigue fundamentalmente la forma de una parábola con pequeñas transiciones en su iniciación y término. Casagrande ha demostrado que la línea de saturación, para todos los ángulos de descarga (inclinación del talud aguas abajo del núcleo), excepto los más pequeños, se aproxima muy cercanamente a la "parábola base" establecida por el Profesor Kozeny para el caso en que $\alpha = 180^\circ$, y cuya ecuación es la siguiente

en la cual y_0 es el valor de la ordenada levantada en el foco de la parábola, y éste estará situado en el talón de la presa: que la presa tenga una capa de drenaje como en el presente proyecto, la línea de saturación no llegará hasta el talud aguas abajo del núcleo sino que se dirigirá en el dren, cuyo extremo aguas arriba constituirá el foco de la parábola ya que hará las veces del talón

S *También se ha comprobado que la prolongación de la parábola base corta a la superficie del agua en un punto situado a 0.3 de la proyección horizontal del talud mojado de arriba.

En general, si se llama d a la distancia horizontal entre el extremo aguas arriba del dren y el punto donde la parábola base toca la superficie del agua y h , la altura de abalaje, se tendrá

$$y = \frac{h^2}{2d} - d$$

La construcción de la línea de saturación, basada en los principios enunciados, se hará en la sección transversal de la presa siempre que el material que la constituya sea homogénea, es decir, que la permeabilidad horizontal sea igual a la permeabilidad vertical. En caso contrario, por lo general, se hará uso de la "sección transformada", la cual se obtiene multiplicando las dimensiones horizontales reales por $\frac{k_v}{k_h}$ siendo k_v el coeficiente de permeabilidad del material en dirección vertical y k_h el coeficiente de permeabilidad del mismo material en dirección horizontal. La línea de saturación puede ser así determinada de la misma manera que si el material fuera homogéneo y luego, las dimensiones que la incluyen son transportadas a la sección verdadera.

En el caso presente, la referida transformación ha hecho para una relación de permeabilidad horizontal a vertical igual a 9 y todo el procedimiento

para la deter-

minación de la línea de saturación se halla indicado en el Plano No

e) Redde escurrimiento. La red de escurrimiento (flow net) tiene muchas aplicaciones en el cálculo de una presa de tierra. Consiste en dos grupos de líneas curvas que se cortan en ángulo reoto, cuyas intersecciones forman rectángulos homólogos.

Uno de los campos está formado por las líneas de flujo, no son sino los filamentos de agua a través de la presa. Las otras líneas, perpendiculares-a las líneas de flujo con conocidas como las líneas equipotenciales, a causa de que si un piczórnetro se colocara en cualquier punto de una misma línea equipotencial, acusaría la misma elevación de agua. La distancia entre dos líneas equipotenciales adyacentes, representa la misma pérdida de carga que entre otras dos cualesquiera también adyacentes.

En realidad, la construcción de una red de escurrimiento no es aino un largo proceso de tanteo, y tratándose de una presa de tierra es utilísimo el conocimiento de la posición de la línea de saturación, ya que ésta es una línea de flujo y, por tanto, las líneas equipotenciales la cortarán en ángulos rectos y a intervalos verticales iguales»

W - Desde que las condiciones más desfavorables de trabajo de una presa de tierra son aquellas de embalse lleno y desembalse rápido, habrá una red de escurrimiento pa-

ra cada caco y ambas, para el caso presente en que las permeabilidades ^{Rju} horizontal y vertical son diferentes, se han construido en la sección transformada como si fuera de material homogéneo, es decir, c[^]pliando la condición de intersecciones en ángulo recto, y luego se han ploteado a la sección real. (Ver Plano No).

f).- Volumen de filtración.- El volumen de agua que se elimina por filtración a través de la zona impermeable de la presa, se determina con la ayuda de la red de escurrimiento correspondiente a la presa con embalse lleno y mediante la aplicación de la siguiente fórmulas

$$q = kh \frac{N_f}{N_p}$$

en 14 que»

q = volumen de filtración por segundo y por metro lineal de ancho.

k = coeficiente de permeabilidad del material del núcleo central : 0.5 x 10 cm/seg.

h = altura de embalse.

Nf : número de canales de flujo, 5.6.

Np : número de caídas de potencial, 6.5.

W
y reemplazando estos valores, se tiene»

$$q = 0.951 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{seg}/\text{m.l.}$$

Si se considera que la presa tiene un ancho de 150 metros, el volumen que se perderá anualmente, será:

$$Q: 0.951 \times 10^7 \times 86,400 \times 365 \times 130 = 385 \text{ m}^3/\text{año}.$$

cantidad que será aún mucho menor por haber sido calculada en la suposición de que la altura máxima del embalse permanezca constante durante todo el año, lo que en realidad nunca sucederá.

y).- Estabilidad de taludes.- El cálculo de la la presa se ha hecho siguiendo el Método Geofísico Sueco 6 de Fellenius, universalmente reconocido por ofrecer una solución correcta para la determinación del factor de seguridad del talud de una presa y su cimentación.

Este método se basa en el hecho, comprobado por la investigación, de que la línea de falla de deslizamiento en una presa se aproxima muy cercanamente a la circunferencia de un círculo y consiste, esencialmente, en hacer pasar un círculo a través del talud, y a través del talud y la cimentación, sobre el cual analice las fuerzas que tienden a producir el deslizamiento y las resistentes que se oponen a esto. La suma de estas últimas dividida entre la suma de las primeras, constituye el factor de seguridad de la presa.

La investigación de la resistencia a lo largo de las áreas de un gran número de círculos llega a localizar el círculo crítico, es decir, el que da la menor resistencia; al corto y, por consiguiente, el mínimo factor de seguridad, con lo cual termina el análisis.

los factores de seguridad de 1.3 a 1.5 son considerados generalmente aceptables en el diseño de presas de tierra para condiciones normales de cálculo, pudiendo reducirse para condiciones severas, como las del presente proyecto, en el que se ha considerado el efecto del sismo de la escala Rossi-Forel, que corresponde al grado VIH-IX de la de Meroalli.

el calculo de las fuerzas que actúan a lo largo de los círculos de deslizamiento, se considera el peso del material seco, húmedo y saturado, según se encuentre encima y debajo de la línea de saturación, las presiones de poros producidas por las diferentes condiciones de carga y los factores de resistencia al corte de los diferentes materiales, determinados por los análisis de laboratorio.

Así, los pesos considerados para los materiales que constituyen la presa y la cimentación, son los siguientes:

Arcilla del núcleo (seca)	1,860 kg/m ³ .
Arcilla del núcleo (saturada) ..	2,180 Kg/m ³ .
Arcilla y cascajo (secos)	2,000 Kg/m ³ *
Arcilla y cascajo (saturados)	2,260 Kg/m ³ .
Grava (seca)	1,780 Kg/m ³ .
Grava (saturada)	2,120 Kg/m ³ .
Terreno cimentación (saturado) •	2,060 Kg/m ³ .

En cuanto a los factores de resistencia al corte de los materiales que forman la presa, se tienen

		Tang #	Cohesión
Arcilla núcleo	∞	0.577	3,418 Kg/m ²
Arena y grava	∞	0.577	2,430 Kg/m ² .
Roca	40° 30'	0.e55	

La condición de trabajo más desfavorable para el talud aguas abajo de la presa es la situación de máximo embalse y para el talud aguas arriba, el desembalse rápido de la misma.

Considerando la figura de la Pág. 31, se va a describir el empleo de un procedimiento abreviado del método del círculo de deslizamiento para determinar la estabilidad del talud aguas abajo de la presa, sobre la sección transversal de ésta, en la cual se halla ploteada la red de escurrimiento para la condición de máximo embalse.

Con centro en el punto O, determinado por procedimiento gráfico comprobados por la práctica, se traza un arco de círculo tangente a la cimentación de la presa, cortando el talud aguas abajo y parte del de aguas arriba.

El área que se encuentra encima del arco se divide en un número cualquiera de áreas parciales, preferiblemente de iguales anchos, aunque esto no es esencial. Cada banda o área parcial comprende diferentes clases de materiales, siendo necesario medir el área correspondiente a cada uno de ellos, multiplicarla por su respectivo peso unitario y sumar los pesos parciales para obtener el peso

de cada banda. Considerando que este peso se encuentra suspendido en el centro de gravedad de cada elemento de área, puede resolverse en sus componentes T, fuerza tangencial al arco, y N, fuerza normal al mismo. Este procedimiento se abrevia considerando que el peso de las áreas parciales de cada banda son proporcionales a la altura vertical media de ésta y, por consiguiente, cada altura vertical parcial, correspondiente a cada material, puede resolverse en sus componentes N y T.

Si se plotean estas componentes sobre ejes horizontales, en los puntos correspondientes a la posición de cada altura media y se unen sus extremos, se obtendrán curvas N y T, cuyas áreas parciales, multiplicadas por sus respectivas densidades, representan la sumación de las componentes N y T, $\int N_i$ y $\int T^i$, respectivamente. Esta primera parte del cálculo se muestra detalladamente en la figura mencionada, en la que se indica las descomposiciones de las ordenadas parciales de las bandas 2 y 8. Se notará que todas las componentes normales tienen un mismo sentido, no así las tangenciales, que son positivas aquellas que tienden a producir el deslizamiento y negativas, las que se oponen a éste, correspondiendo el límite entre unas y otras al punto de tangencia del círculo con la cimentación.

Con la ayuda de la red de escurrimiento, se puede trazar la línea piezométrica correspondiente a las presiones hidrostáticas máximas del área deslizante, es decir las presiones que actúan sobre el arco del círculo y que, por tanto, son normales a éste. Para ello, se levanta una vertical en el punto de intersección del arco con una lí-

ic: equipotencial y se traza una horizontal en el punto de contacto la misma línea equipotencial con la línea de saturación. La magnitud del segmento vertical interceptado por la horizontal representa, a la escala respectiva, el valor de la presión hidrostática en el punto considerado.

- unión los extremos de estas verticales constituye la línea piezométrica buscada. En la figura, esta construcción grafica está indicada con líneas punteadas. La presión hidrostática en cualquier punto del arco estará determinada por la vertical comprendida entre ese punto y la línea piezométrica.

La presión hidrostática que actúa a través del agua contenida en los poros del material que constituye la masa, denomina, por esta razón, "presión de poros".

Son dos los efectos principales, considerados en el análisis de estabilidad de una presa de tierra, originados por la acción de esta presión de poros.

En primer lugar, se tiene la presión normal de poros, que es la ejercida directamente sobre el arco de círculo de abajo hacia arriba, en forma de sub-presión. Para su cálculo, se toma sobre una horizontal la longitud desarrollada del segmento de arco AB afectado por esta presión y se levanta verticales sobre cada punto que corresponda a la posición de las alturas medias de las áreas parciales, sobre las cuales se plotea la presión hidrostática respectiva. Uniendo los extremos de dichas verticales, se obtendrá el área que representa la sumación de estas presiones normales, la que será siempre de signo negativo

or favorecer el deslizamiento ya que, en buena cuenta, una pérdida de peso.

En segundo lugar, se debe considerar que sobre cada elemento de área se ejercen dos presiones laterales, que, por ser de diferente magnitud y de sentido contrario, darán una resultante igual, en magnitud y sentido, a la suma algebraica de aquellas. Para el cálculo de estas fuerzas, se determina para cada área parcial, las presiones totales correspondientes a cada pared lateral con su respectivo signo; sumando algebraicamente estas presiones se obtiene, para cada banda, el valor de la presión resultante y de su dirección. Llevando cada una de estas resultantes, con su respectivo sentido, a su posición correspondiente en el arco deslizante, se efectúa su resolución en sus componentes N y T. Las sumaciones respectivas darán los valores de $\sum N$ y $\sum T$. Para facilidad de los cálculos, éstos se ordenan en un cuadro, tal como se muestra en la figura señalada.

La sumación total de los resultados parciales obtenidos, dará finalmente los valores $\sum B$ y $\sum T$. Multiplicando la longitud del arco por el valor de la cohesión unitaria del material, se obtendrá el correspondiente a la cohesión total.

El factor de seguridad de este círculo deslizante, se obtendrá mediante la fórmula siguientes

$$F. de s. = \frac{\sum B}{\sum T + C}$$

Para considerar el efecto del sismo, debe

garse a las fuerzas que intervienen en el análisis anterior, otra horizontal aplicada en el centro de gravedad de la estructura, igual a un décimo del peso de ésta. Esta fuerza adicional también deberá descomponerse en sus componentes N y T, para agregarlas a las sumaciones anteriores. Desde que las sumaciones parciales IN_i y ET_i son el resultado de la descomposición del peso del arco deslizante, se tendrá que serán homologas con las nuevas componentes, correspondiendo las actuales EN^* y ET^* a las T y I buscadas, respectivamente, en la relación de 10 a 1. Luego bastará aplicar la siguiente expresión, para determinar el factor de seguridad, incluyendo el sismo de grado ya señalado:

$$F. \text{ de } s = \frac{(1N - 0.1m) \text{ tang } \theta + C}{fT + 0.11Nq}$$

En el caso de la figura, los factores de seguridad han resultado ser 3.58 y 2.33, respectivamente. Después de probar con una serie de círculos más, se llega a determinar que el círculo crítico da, como factores de seguridad, los valores de 2.29 y 1.73, este último al sismo.

El cálculo para el talud aguas arriba, en la condición de desembalse rápido, arroja un mínimo factor de seguridad de 2.37 y al sismo, 1.81.

h).- Estabilidad de la cimentación.- El estudio de las muestras del pozo central revela la existencia de un material arcilloso de muy baja resistencia ($\phi = 0^\circ$, $c = 145 \text{ lbs/pié cuadrado}$), pero del informe geológico y del análisis del material de los cuatro pozos situados alrededor central, se deduce que tal material constituye só-

lo una lente ó bolsonada de carácter local, abarcando una reducida área de la cimentación y que será eliminada durante la construcción de la presa. Por esta razón, al efectuar los cálculos de estabilidad de la cimentación, no se ha considerado la existencia de dicha lente, tomándose como elemento resistente al material de menor resistencia entre los demás estudiados, esto es, el encontrado en el pozo derecho y cuyas características son: ángulo de fricción interna, = $5^{\circ}30'$ y cohesión $c = 1,000$ lbs/pié cuadrado.

Con estos valores, se han buscado los círculos pésimos que pasen por la cimentación, uno para vaciado rápido y el otro para presa llena, habiéndose determinado que los factores de seguridad son 1.47 y 1.45» respectivamente, coeficientes que demuestran que la cimentación es suficientemente resistente. Se hace notar que las otras muestras garantizan la existencia de mejor material en la cimentación, que si es tomado en cuenta, los factores de seguridad pueden elevarse a cifras mayores. Además, otro factor que favorece la estabilidad es el hecho de que, a medida que se ejecute la construcción de la presa, el terreno va consolidándose gradualmente, con el consiguiente aumento en su resistencia al corte. Al respecto, la mayoría de los especialistas, entre ellos Creager, Justin y Rinda, admiten que, debido a esta consolidación, el factor de seguridad puede incrementarse hasta en un 50 %.

Considerando el efecto del sismo, se han obtenido factores de seguridad iguales a 1.395 y 1.31, para condiciones de vaciado rápido y presa llena, respectivamente.

Conociendo la mala calidad del material superficial que se encuentra en todo el área de la cimentación, se eliminará una capa de 2 metros de espesor, en promedio, hasta encontrar el material apto para la cimentación.

Desde que la cimentación en los flancos debe evitar el pasaje del agua, también se recomendará la limpieza y extracción de la capa superficial orgánica hasta encontrar la roca, en el flanco izquierdo, y mejor material en el derecho y luego se procederá a excavar hasta una profundidad de 2 metros, formando una uña que dé por resultado un buen empotramiento entre el material que compone el dique y el que constituye los flancos.

i).- Asentamiento de la cimentación.- Siendo el material en el que se va a cimentar, casi en su totalidad, de cierta compresibilidad, se hace necesario calcular el hundimiento total que sufrirá la presa por tal causa, para sobre-elevar la coronación hasta una altura que compense dicho asentamiento. Este está dado por la siguiente fórmula, deducida de las investigaciones sobre consolidación hechas por Terzaghi:

$$S = \frac{e_1}{1} - 62 h$$

en la que:

S - asentamiento, en metros.

h : espesor de la capa compresible, en metros.

ei = relación de vacíos antes de la consolidación - 1.08

" " " después " II " : 0.79

estos dos últimos valores han sido obtenidos del gráfico que relaciona la proporción de vacíos con la carga en Kg/cm^2 que soporta el material, confeccionado por el Laboratorio de Mecánica de Suelos. Reemplazando los valores mencionados, se tiene:

$$S = 0.42 \text{ m.}$$

y para compensar el asentamiento probable del material mismo de la presa, se puede fijar, en total, una sobre-elevación de 0.60 m. en el centro de la coronación, disminuyendo gradualmente hacia los flancos, hasta hacerse cero.

B.- ESTRUCTURA DE SEGURIDAD.-

a).- Aliviadero.- En toda presa y, en especial, en las de tierra, como es el caso del presente proyecto, debe dedicarse la mayor atención al sistema empleado para desalojar los excedentes de agua que pudieran presentarse cuando el embalse está en su nivel máximo. Por esta razón, la capacidad de descarga del aliviadero de demasías debe ser tal que permita absorber las riadas producidas por lluvias extraordinariamente intensas y persistentes, debiéndose hacer notar a este respecto, que la mayoría de las fallas de las presas de tierra han resultado ser ocasionadas por insuficiencia en la capacidad de esta primordial estructura. Consecuentemente, en esta clase de presas, cuya destrucción es segura cuando las aguas vierten por encima de ellas, debe exagerarse la prudencia en el cálculo de la capacidad del aliviadero.

Mediante el estudio hidrológico del presente pro-

yecto, se ha llegado a determinar que la descarga máxima de la cuenca aprovechable es de 50 m³/seg., gasto que se tomará como descarga en el aliviadero y que será justificado, aún más, al efectuarse el estudio del efecto regulador del embalse.

Entre los diversos tipos de aliviaderos existentes, se elegirá aquél cuyo funcionamiento sea automático, de costo mínimo y que se adapte a las condiciones topográficas de la boquilla. Con este fin, se han estudiado el aliviadero de vertedero lateral y el de pozo, habiéndose descartado el primero de éstos en razón de su elevado costo en comparación con el segundo.

El aliviadero de pozo consiste de un pique vertical de sección circular, cuya parte superior, generalmente ensanchada, es el vertedero que capta los excedentes por desalojar, conduciendo éstos al exterior mediante un túnel que atraviesa y rodea el cuerpo de la presa.

Existen dos tipos, nítidamente diferenciados, de aliviaderos de pozo, denominados de "cresta standard" y de "cresta plana". El de cresta plana consiste de una sección de vertedero, de fondo plano y de pendiente crítica, una sección de caída libre, en la cual la forma del aliviadero se adapta a la curva que describe un chorro en su caída libre y una sección circular vertical, que se llena completamente de agua en el momento de la descarga máxima. Después de la sección vertical, se encuentra el codo que la comunica con el conducto horizontal de salida. En el aliviadero de cresta standard, la descripción es la misma, ex-

cepto que no existe la sección de vertedero, de tal manera que el agua comienza su caída libre inmediatamente después de la cresta del vertedero.

Después de haberse diseñado ambos tipos de aliviaderos, la comparación de las dimensiones obtenidas demuestra que en los dos casos el diámetro del túnel de descarga es prácticamente el mismo, por lo que no habrá diferencia en los costos respectivos. En cambio, en lo que se refiere a la boquilla, la más barata, por su menor diámetro, y de más fácil construcción, con la consiguiente economía de materiales y mano de obra, es la del aliviadero de cresta standard, razones por las que se ha adoptado para el presente proyecto.

Cálculo de la boquilla.- El cálculo de las dimensiones de la boquilla del aliviadero se ha hecho a base, fundamentalmente, de los experimentos realizados por Camp y Howe ("Tests of Circular Weira") y de R.B. Du gont. Estos experimentos han sido efectuados para determinar la capacidad de descarga y la forma de las napas de agua superior é inferior, para diferentes relaciones H/R, de la carga de agua sobre la cresta del vertedero circular y el radio de éste.

Después de sucesivos tanteos, se llegó a determinar que la descarga debía calcularse con un coeficiente $C = 1.74$, deducido del diagrama confeccionado por Du Pont, aplicable a la conocida fórmula de descargas sobre vertederos, habiéndose obtenido, para la boquilla, un diámetro de 6.50 metros y, asimismo, se ha determinado que la descarga máxima de 50 m³/seg., se producirá con una altura de

agua de 1.15 m. sobre el nivel de la cresta del vertedero, la cual enrasará con la superficie máxima de embalse.

La boquilla, de forma parabólica, continúa disminuyendo gradualmente de diámetro hasta hacerse igual al del túnel de descarga, 2.64 metros, en un punto tal en que la altura total de caída, menos las pérdidas por fricción, sea igual a la carga de velocidad en dicho punto. Después de un codo de 90°, el túnel de descarga recorre una longitud de 100 metros y descarga al aire libre.

El cálculo de estabilidad de la rama vertical del aliviadero ha contemplado los esfuerzos producidos por las siguientes condiciones de carga:

- a) .- Peso propio.
- b) .- La presión lateral del agua, para la situación de máximo embalse.
- c) .- La presión horizontal producida por el empuje de tierras ocasionado por el material del pique.

Estas tres condiciones de carga se han combinado para obtener los esfuerzos más desfavorables.

El diseño se ha efectuado en concreto armado, mezcla de proporción 1:2:4 y acero estructural de $f_3 = 1,260$ Kg/cm², resultando un espesor variable de 0.35 m. a 0.60 m. desde la parte superior a la inferior. La cantidad de acero de refuerzo es de 31 Kg/m³.

El bloque de anclaje de esta rama, ubicado en el codo del conducto, se ha reforzado con acero mínimo, .-

Cálculo del túnel de descarga.- El diámetro del túnel, como se ha dicho anteriormente, queda determinado en el punto de la rama vertical en que la altura de caída disminuida en las pérdidas de fricción producidas entre la cresta, y el "crotch" 6 punto en que se unen las napas superiores del agua que oae y entre el "crotch" y el punto en referencia, es igual a la carga de velocidad. En este caso, el diámetro ha resultado ser de 2.64 metros y la cota de la iniciación de la sección del túnel es 4,329.40.

Para el cálculo del régimen producido en este túnel, se ha considerado una pérdida de carga en el codo, igual a $0.5 v^2/2g$, según los experimentos hechos sobre modelos hidráulicos en la Universidad de Wisconsin, para el caso como el presente en que, como se verá más adelante, el conducto de descarga del aliviadero servirá también de explotación, existiendo, por esta razón, una abertura de comunicación en el codo. Para el resto del túnel, incluyendo la rama vertical, la pérdida de carga está constituida por la que representa el coeficiente de Kutter $n = 0.014$ correspondiente a un revestimiento de concreto. La altura total de carga está determinada por la diferencia de cotas entre el punto inicial de la sección del túnel y el de salida. Siendo esta última de 4,317.22, la altura de carga será de 12.18 metros.

El diseño del revestimiento del túnel se ha hecho considerando los esfuerzos producidos por las siguientes condiciones de carga:

1®).- Una carga vertical uniforme constituida

- por posibles desprendimientos encima del túnel;
- 2°).- Una carga lateral producida por la misma causa;
 - 3°).- Una carga interna uniforme producida por la presión total de agua;
 - 4°).- Una presión interna triangular producida por el peso del agua cuando el túnel trabaja a tubo lleno, sin presión; y
 - 5°).- Una carga producida por el peso propio del revestimiento.

Estas condiciones de carga se han combinado alternativamente para producir los esfuerzos más desfavorables en las diferentes secciones del revestimiento.

Los cálculos para determinar los esfuerzos correspondientes a las posiciones de carga más desfavorables anteriormente referidas, se han hecho con los coeficientes y tablas proporcionados por el Bureau of Reclamation de los Estados Unidos de N.A, en el folleto titulado "Stress Analysis of Single-Barrel Conduits", habiéndose adoptado la sección que corresponde a la de base exterior curva.

Como resultado de los cálculos anteriores, el revestimiento será de concreto armado, de proporción 1:2:4, reforzado con acero grado estructural de $f_8 = 1,260 \text{ Kg/cm}^2$ con un espesor constante de 0.35 m. La cantidad de acero de refuerzo es de 95 Kg/m³.

Diseño de-la salida del conducto de descarga.- Cuando el

aliviadero esté descargando a su máxima capacidad, es decir, cuando el gasto en esta estructura sea de 50 m³/seg., la velocidad en el túnel de descarga será de 9.20 m/seg. y por tanto, las estructuras de salida deben ser diseñadas en tal forma que disipen la considerable energía cinética desarrollada por la masa de agua desalojada del embalse, cuyo tremendo poder de erosión constituye una amenaza para cualquier obra ubicada en las inmediaciones de la zona de salida.

Considerando los aspectos de estabilidad, hidráulico y máxima economía, ha sido necesario, después de un detenido estudio, proyectar las siguientes estructuras hidráulicas:

- 1°).- Una transición, en los últimos 10 metros del túnel, de su sección circular a rectangular, donde se pasa a un régimen crítico mediante una recuperación de 3.29 metros[^]
- 2°).- Una zona de neutralización ó tramo de régimen crítico, constituido por un canal de sección rectangular de 15 metros de longitud, que asegurará se produzca el régimen crítico conseguido por la recuperación mencionada.
- 3°).- Una rápida de 30 metros de longitud, con una suave transición que hace variar su ancho de 3.50 m., en su punto inicial, a 5*50 m. cerca del punto donde entrega al colchón.
- 4°).- Un colchón de agua de 14 metros de longitud, con 3 filas de dentellones, para producir el salto hidráulico.

5°).- Un canal de salida de sección rectangular, de 5.50 metros de ancho y 69 de longitud, el cual con una pendiente de 0.001, entrega al río con régimen lento.

Los cálculos de estabilidad de todas las estructuras anteriormente mencionadas se han efectuado de acuerdo con las siguientes condiciones de carga: 1°) peso propio; 2°) presión hidrostática; 3°) empuje de tierras; 4°) velocidad del agua; y 5°) subpresión.

El diseño se ha hecho en concreto simple, de proporción 1:3:5, con 40 % de piedra grande.

b). Efecto regulador de la presa.- Cuando las aguas provenientes de una avenida descargan sobre un área relativamente grande, como es el caso de la superficie de un embalse, debe tomarse en cuenta el efecto regulador de éste.

Si se supone que, estando lleno el embalse hasta la altura de la orilla del aliviadero, sobreviene una riada de caudal constante e igual a su valor máximo, el nivel del almacenamiento, después de un determinado tiempo, se elevará una altura que varía con la superficie del embalse y esa misma altura originará una determinada descarga en el aliviadero. De esta manera, habrá un incremento continuo en el volumen de agua embalsada, el que será igual, en un momento dado, a la diferencia entre el que ingresa y el que descarga el aliviadero. Simultáneamente, la altura sobre el aliviadero subirá en forma gradual, llegando un momento

en que se hace igual a la altura máxima de descarga, momento en el cual el aliviadero trabaja a su máxima capacidad. El tiempo que tarda en producirse esta situación, es lo que se conoce con el nombre de efecto regulador del embalse.

Si el caudal de la avenida es igual a la capacidad máxima de descarga en el aliviadero, el nivel del embalse permanecerá constante e igual a la altura máxima de descarga mientras dure la avenida, pero si es mayor, dicho nivel seguirá subiendo cada vez más, hasta rebalsar el dique.

El cálculo de este efecto regulador se ha hecho en un gráfico en que se relaciona la capacidad del embalse con la del aliviadero y el tiempo, en horas, que dura la riada. Sabiendo el volumen que aporta ésta, las áreas del embalse para diferentes alturas sobre el nivel máximo y las descargas producidas en el aliviadero para las mismas alturas, se ha trazado una curva que indica los progresivos aumentos del volumen embalsado y las alturas de descarga sobre el aliviadero.

En el presente caso, desde que el volumen de la avenida máxima es de $50 \text{ m}^3/\text{seg.}$, el aliviadero recién trabajará a su capacidad máxima a las 16 horas después de haberse iniciado dicha avenida, tiempo que constituye un efecto regulador que garantiza ampliamente la seguridad de la presa.

Aún en el caso de que la avenida fuese de 100 m^3 por segundo, doble de la calculada como máxima para la cuan-

ca, sólo recién después de 9 horas, el nivel del embalse alcanzarla la altura máxima de descarga en el aliviadero, duración que se puede considerar sumamente excesiva para una avenida de tal magnitud.

C. - ESTRUCTURAS DE EXPLOTACION.-

Las estructuras de explotación son las encargadas de efectuar el suministro y regulación del volumen de agua necesario para suplir el déficit de riego de las pampas irrigadas. Consta de una tubería de captación, una cámara de válvulas, una cámara de salto y un conducto de salida.

a) .- tubería de captación.- La captación de las aguas almacenadas se realiza en la cota 4,320 mediante una tubería de concreto armado que se inicia con una boquilla de bordes redondeados, con el fin de disminuir la pérdida de carga en la entrada para alturas mínimas de embalse.

Esta tubería, de 1.00 metro de diámetro interior y 14 metros de longitud, baja hasta la cota 4,316.50 para entregar a la cámara de válvulas. Antes de penetrar a ésta sufre una bifurcación en dos ramales, cada uno de los cuales conserva el diámetro primitivo.

b) .- Cámara de válvulas. En esta cámara, los dos ramales vuelven a unirse por medio de una transición que remata en una tubería de sección rectangular, cuyas dimensiones son 1.50 m. de ancho por 1.00 m. de alto.

La mencionada bifurcación ha sido proyectada para permitir la colocación de 3 válvulas: una en cada ramal

y otra al final de la unión de éstas, en la sección rectangular de la tubería.

Llamando A y B a las válvulas sobre cada ramal y C a la última, se tendrá que de las tres, B permanecerá constantemente cerrada, C estará siempre abierta y A regulará la captación. Esta última será en realidad la válvula de explotación y las otras dos constituirán el sistema de seguridad en caso de que A sufra algún desperfecto que impida su funcionamiento. Así, por ejemplo, si en un caso dado, A no pudiera abrirse, se abre B y se regula normalmente el suministro de agua; en caso contrario, si A no pudiera cerrarse, C entrará en funcionamiento, efectuando la regulación de la captación. En esta forma, se tiene asegurada al máximo tanto la eficiencia en la captación como un ininterrumpido suministro de agua, habiéndose previsto todas las situaciones de emergencia que se puedan presentar.

La cámara de válvulas permitirá el accionamiento directo de éstas, evitándose aún la existencia de una torre de control con todo el complicado y delicado mecanismo que ella implica. El acceso a esta cámara se hace por medio de una galería cuya inclinación es de 45°, estando su ingreso ubicado en el exterior, a una cota igual a la coronación de la presa.

Tanto la caseta de maniobras como la galería de acceso son estructuras proyectadas íntegramente en concreto armado, completamente herméticas y calculadas para resistir la presión correspondiente a la carga total de em-

balee.

c) .- Cámara_ de_ salto.- La velocidad de salida de la válvula de explotación es considerable, 9.66 m/seg., lo que hace que el agua se comporte como una vena líquida y atraviese, en esta forma, la válvula de seguridad que se halla a sólo 3.50 m. de distancia. Para disipar esta energía y poder asegurar un conveniente régimen lento en el conducto de descarga, se ha provocado el salto hidráulico inmediatamente después de la válvula de seguridad, en un recinto especialmente construido de concreto armado para resistir la presión originada por la altura máxima de embalse. La altura de recuperación se ha calculado en 1.02 m. habiéndose obtenido un tirante de 1.82 m. después del salto.

Todos los cálculos hidráulicos se han hecho sobre la base de un gasto máximo de 3 m³/seg., que es el necesario para satisfacer las demandas de agua en estiaje, de las tierras del presente proyecto.

d) .- Conducto de descarga.- En lo que se refiere a éste, el mismo conducto de salida del aliviadero se utilizará como conducto de explotación en casi toda su longitud y una de las razones fundamentales que han determinado la adopción del tipo de aliviadero anteriormente descrito.

La pendiente de este conducto se ha fijado en 0.003, con el objeto de que cuando funcione como conducto de explotación, el régimen que se produzca sea lento,

un tirante de agua de sólo 0.66 m., que permitirá la inspección de todo el túnel hasta la cámara de salto.

En vista de que antes de la boca de salida del túnel se ha proyectado una recuperación que podría represar el agua en escurrimiento de explotación, restando capacidad útil a la presa é impidiendo la inspección a que se ha hecho referencia, ha sido necesaria la colocación de un conducto de desagüe, de 40 metros de longitud, por debajo del tramo de régimen crítico y que termina en la mitad de la rápida.

Este conducto de desagüe es de sección cuadrada, de 1.00 m. de lado, y se ha diseñado en forma de que trabaje a tubo lleno, haciendo que el tirante de agua del conducto de descarga suministre la suficiente carga de entrada y proporcionándole una pendiente de 0.011 para vencer las pérdidas por fricción. De esta manera, no se producirá remanso alguno en el conducto.

De este punto en adelante, nuevamente toda la estructura de salida del aliviadero será empleada para la explotación.

D. - OBRAS ACCESORIAS.-

a).- Camino Rumbrococha-Surasaca.- Con el objeto de tener acceso a las obras, tanto en el período de construcción como en el de explotación, se ha proyectado la construcción de 4.8 Km. de nuevos caminos.

b).- Campamentos.- Se ha proyectado la construcción de 200 metros cuadrados para campamentos de administración y 1,000 metros cuadrados para campamentos de obreros y almacenes.

E.- PLANOS, METRADOS Y PRESUPUESTOS.-

Se adjunta a la presente Tesis de Grado, planos del proyecto de represamiento estudiado y hojas de metrado y presupuestos, cuyos precios unitarios han sido analizados de acuerdo a las condiciones locales.

El total del presupuesto asciende a la suma de $7,556,826.00$, que se descompone en la siguiente forma:

Gastos Directos	^ 5'689,310.00
Administ. y Direc. Técnica, 15\$ •• "	853,397.00
Imprevistos, 5\$	" 327,135*00
Utilidad del contratista, 10% •••• II	686±£84.00
T O T A L :	^ 71556,826.00

La obra ha sido calculada para ser ejecutada en el plazo de dos años, cada uno de los cuales consta de siete meses útiles de trabajo, de Abril a Noviembre.

VI.- CONCLUSION.-

Siendo esta obra una de las más indispensable para el éxito de la irrigación de las pampas de Santa Rosa y el costo del almacenamiento es de 0.46 por metro cúbico, ó sea menos de la mitad del costo admisible

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
TESIS DE GRADO

servicio de la agricultura en la Costa Central del Perú,
se ha recomendado su construcción inmediata.

Lima, Mayo de 1958.

Eduardo Armas Autero

UNIVERSIDAD NACIONAL DS INGENIERIA
 TESIS DE GRADO

PRESUPUESTO DE LAS OBRAS DE EMBALSE DS SDRASAtA (1)

ESPECIFICACIONES	UNID	CANT.	PRECIO UNIT	I M P O R T I PARCIAL
¡STRUCTURA DE CIERRE.-				
¡xcavación en agua de tie- ra vegetal para la ciraen- ¡ación del dique y acomoda lo del producto de esta ex ¡avación	M5	14,400	30,00	432,000
Excavación en roca para la cimentación del dique en el flanco izquierdo 4•«•	M5	200	50.00	10,000
Relleno de tierra arcillo- sa para el núcleo impermea bles extracción, transpor- te, relleno en capas de 20 cm., humedecimiepto y api- sonado	M3	54,400	20.00	1'082,000
Relleno de arena y grava para la capa permeable ...	M3	22,500	30.00	675,000
Enrocado de taludes, según diseño	M3	17,300	35* 00	605,500
Capa de arena y grava para drenaje y capas de filtro graduadas	M3	3,400	40.00	156,000 2*940,000
¡STRITICTUJRA DE SEGURIDAD.-				
Boquilla y rama vertical del aliviadero:				
Perforación en forma de p^ que, de diámetro variable de 6.50 a 2.64	M3	248	300.00	74,400
N !				74,400 2*940,000

PRESUPUESTO DE LAS OBRAS DE EMBALSE DE JURASACA (2)

ESPECIFICACIONES	UNID	CANT.	PRECIO		P O R T E	
			UNIT	PARCIAL	TOTAL	
I E N E N i				74,400	2'940,000	
onoreto armado 1:2:4, con armadura de 31 Kg/m ³ , para 1 revestimiento y bloque e anclaje.....	M3	150	1,000.00	150,000		
túnel de descarga de 2.64 metros de diámetro:						
Perforación túnel en roca pizarrosa, de 9*7 m ⁵ /m.l..	ML	100	2,400.00	240,000		
¡oncreto armado 1:2:4 » con ! 5 m ³ /m.l. y armadura de 95 Kg/m ³ , para revestimien to de 35 cm.de espesor mí- nimo	M3	250	1,200.00	300,000		
Tramo de pendiente crítica tramo de rápidoj, colchón y canal de salida:						
Excavación en corte cerra- do	M3	10,100	30.00	303,000		
"oncreto ciclópeo 1*3*5* con 40 lb de piedra grande.	M3	2,270	300.00	<u>681,000</u>		1*740,4C
STRUCTURA DE EXPLOTACION.						
Tubería de captación:						
Perforación en roca piza- rrosa, 2*2 m ³ /m.l.	ML	14	550.00	<u>7,700</u>		
A N :				7,700		

PRESUPUESTO DE LAS OBRAS DE EMBALSE DE SURASACC (1)

especificaciones	UNID	CANT ,	PRECIO UNIT	I M P PARCIAL	TOTAL
V I E N E N :				1,100	4'6aa,900
Concreto armado 1:2:4, con armadura de 57 Kg/m3, para revestimiento de 20 cm. de espesor	M3	10	1,000.00	10,000	
Caseta de válvulas:					
Excavación túnel en roca pizarrosa	M3	345	250.00	86,250	
Concreto armado 1:1 1/2i3, para las losas, muros, vigas y columnas, con 55 Kg/m3	M3	95	1,200.00	114,000	
Concreto armado 1,2:4, para el bloque de anclaje de las tuberías y compuertas, de 55 Kg/m3	M3	32	1,000.00	32,000	
Válvulas: dos circulares de 1 m. de diámetro, a 30,000.00 c/u y una tectanular de 1.00 x 1.50 m., a 50,000.00, más tubería de transición a i 40,000., con un costo total do tran!_ porte de-S/ 50,000.00.....	u	1	200,000.-	200,000	
galería de acceso inclina-La:					
Perforación túnel en roca pizarrosa, 1.75 m3/m.l. ..	11L	23	520.00	11,960	
kV A N :				461,910	

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 TESIS DE GRADO

PRESUPUESTO DE LAS OBRAS DE EMBALSE DS SURASACA

ESPECIFICACIONES	UNID	CANT ,	PRECIO UNIT	IMP PARCIAL	ORTE TOTAL
V I E N E N :				461,910	4*688,900
Concreto armado 1s2:4, con 1.4 y armadura de 94 kg/m ³ , para revestimiento	M3	33	1,200.00	39,600	
Cámara de salto:					
Excavación túnel en roca pizarrosa	M3	58	250.00	14,500	
Concreto armado 1z1 1/2:3, con 136 Kg/m ³ de armadura, para losas, muros y columnas	M3	29	1,600.00	46,400	
Tubería de descarga:					
erforación túnel en roca pizarrosa, 2 m ³ /m.l.....	ML'	10	500.00	5,000	
Concreto armado 1:2s4, con armadura de 56 Kg/m.l., pa en revestimiento.... «...	M3	3«	1,000.00	8 000	
Un medidor Parshall de 5' 1 canal de acceso	u	1	15,000.00	15,000	620,410

I CAMINOS.-

1 acceso Rumbroco-cha-Surasaca, de 4.00 m.de ancho, 3»00 m. en corte y 1.00 m. en relleno. - Longitud: 4,800,m., de los cua-

5' 309,310

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 TESIS DE GRADO

PRESÜPUESTO DE LAS QBBAS DE EMBALSE DE SURASACA (5)

ESPECIFICACIONES	UNID	CANT.	P E C I O		I M P O R T E	
			UNIT	PARCIAL	TOTAL	
Y I E N E N t						4'688,900
3,200 se enripiarán en 3.00 m. de ancho.- Costo: 50,000.00 el kilómtero, en promedio, según presu- puesto del Ing. David Si-	Km	4.8	50,000.00	240,000		240,000
De administración ...•.....	M2	200	200.00	40,000		
Para obreros y almacenes ••	M2	1000	100.00	100,000		14.0,000'
TOTAL DE GASTOS DIRECTOS					H	5'689,310
ADMINISTRACION Y DIRECCION TECNICA, 15%						853.397.
					\$.	6' 542,70
IMPREVISTOS,					"	327*135
					f/.	6'869,842
UTILIDAD DEL CONTRATISTA, 10 %					"	686,984
T O T A L :					SL	7'556,876

Lima, Mayo de 1958