

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



PROYECTO PROFESIONAL

“MEJORAMIENTO DEL CANAL DE RIEGO EL PIRURO”

**PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

**PRESENTADO POR EL BACHILLER:
LEONCIO TELLO VILLANUEVA**

**CAJAMARCA PERU
2013**



ACRADECIMIENTO

Quiero expresar todas mis muestras de gratitud a mis Padres, Hermanos, Esposa, Hijos y familiares, quienes me apoyaron en cada instante para concluir mis estudios y realizarme en un profesional.

A toda la plana docente de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Cajamarca, mi sincero agradecimiento por su valiosa enseñanza de la chispa del conocimiento, que sirven de base para la investigación y pragmatización de los proyectos, de igual manera quiero expresar mi gratitud y reconocimiento al **ING° Gaspar Virilo Méndez Cruz** por su valioso asesoramiento y dedicación en el desarrollo del proyecto.

TEVI



DEDICATORIA

A la memoria de mi Padre Asunció Tello Villa y mis, Tíos Esperanza Villanueva Aguilar y Enrique Huaripa Quispe, quienes me iluminaron desde el cielo, Seguir el camino del bien y luchar incansablemente hasta lograr mis anhelados sueños.

A mi Madre, Esposa, Hijos, Hermanos, familiares y amigos, quienes con su comprensión y sus valiosos consejos supieron apoyarme e hicieron posible ser un profesional.

A todos ellos mis bendiciones y gratitud eterna.

TEVI



INDICE GENERAL

CAPITULO I

1.0.-INTRODUCCIÓN.	14
1.1.-OBJETIVOS	14
1.2.-ANTECEDENTES.	15
1.3.-ALCANCES	15
1.4.-CARACTERÍSTICAS LOCALES	15
1.5.-JUSTIFICACIÓN.	16

CAPITULO II

2.1.- DIAGNOSTICO ACTUAL.	17
2.2.- ESTUDIO SOCIO ECONOMICO	17
2.3.- TOPOGRAFIA	18
2.3.1.-Levantamiento topográfico	18
2.3.2.-Fase de un levantamiento topográfico	18
2.4.- MECANICA DE SUELOS.	20
2.4.1.-Propiedades físicas se los suelos	20
2.4.2.-Sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS)	22
2.4.3.-Capacidad portante de los suelos	25
2.5.- OFERTA HÍDRICA.	27
2.5.1.-Cuenca hidrográfica.	27
2.5.2.-Hidrología	32
2.6.- DEMANDA	41
2.6.1.-Evapotranspiración	41
2.6.2.-Cedula de cultivo	42
2.7.- BALANCE HÍDRICO.	47
2.8.- DISEÑO HIDRÁULICO Y ESTRUCTURAL	48
2.8.1.-Bocatoma	48
2.8.2.-Conducción	87
• Canales	87
2.8.3.-Obras de arte	94
• Transición.	94
• Caída vertical.	95
• Rápida	99
• Escalera o gradas hidráulicas.	107
• Puente canal.	110
• Sifón.	112
• Partidor o divisor de caudal.	119
2.8.4.-Obras de distribución	122
• Compuertas.	123
2.8.5.-Diseño estructural	126



CAPITULO III

METODOLOGÍA Y PROCEDIMIENTO

3.1.- INTRODUCCION.	129
3.2.- TOPOGRAFIA.	129
3.2.1.- Levantamiento topográfico.	129
3.2.2.- Calculo topográfico.	129
3.3.- MECANICA DE SUELOS	134
3.3.1.- Determinación de la capacidad portante del suelo.	134
3.3.2.- Determinación de las propiedades de los suelos.	134
3.3.3.- Calculo de la resistencia del terreno.	154
3.4.- OFERTA HIDRICA	156
3.4.1.- La cuenca hidrológica	156
• Estudio de la cuenca hidrológica del rio encañada.	156
3.4.2.- HIDROLOGÍA	160
• Recolección de la información hidrológica.	160
• Análisis de la información hidrológica.	168
• Transferencia de la información hidrológica.	169
• Caudales máximos.	178
• Calculo de la disponibilidad de agua	180
3.5.- DEMANDA HIDRICA	181
3.5.1.- Calculo de la evapotranspiración potencial	181
3.5.2.-Cedula de cultivo	182
3.6.- BALANCE HIDRICO DEL PROYECTO.	188
3.7.- DISEÑO HIDRÁULICO Y ESTRUCTURAL	189
3.7.1.- BOCATOMA	189
• Estimación del ancho de encauzamiento del rio.	189
• Diseño del barraje y poza de disipación.	190
• Calculo del dentellón al final del zampeado.	198
• Calculo de la longitud de escollera	198
• Calculo del tamaño de roca.	199
• Calculo de las supresiones.	200
• Espesor del solado	200
• Diseño canal de limpia.	201
• Estabilidad del azud.	202
• Diseño de la ventana de captación.	207
• Diseño de la compuerta de regulación.	209
• Diseño de muros de encauzamiento.	213
• Diseño de vertedero lateral	218
• Diseño del desarenador.	220
3.7.2.- CONDUCCIÓN	224
Diseño de canal	224
3.7.3.- OBRAS DE ARTE	227
• Diseño de rápida	227
• Diseño de caída vertical.	238
• Diseño hidráulico de grada o escalones.	241
• Diseño de sifón invertido.	244
• Puente canal.	250
• Diseño de transición.	254
• Diseño del partidor de agua.	255



• Diseño de tomas laterales.	260
3.7.4.- DISEÑO ESTRUCTURAL	262
• Diseño puente peatonal.	262
• Diseño de puente canal.	265
• Diseño del canal principal.	274
• Diseño de conducto cubierto.	277

CAPITULO IV

PRESENTACION Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1.- DATOS GENERALES	283
4.2.- CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS	284
4.3.- OFERTA HIDRICA	285
• Cuenca hidrográfica	285
• Hidrología	285
4.4.- DEMANDA.	285
• Cedula de cultivo	286
4.5.- BALANCE HIDRICO DEL PROYECTO	287
4.6.- DISEÑO HIDRÁULICO	287
• Captación	287
• Conducción	291
• Obras de arte	292

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1.- CONCLUSIONES	302
5.2.- RECOMENDACIONES	303

CAPITULO VI

6.1.-BIBLIOGRAFIA	304
-------------------	-----

CAPITULO VII

ANEXOS

7.1.- MEMORIA DISCRIPATIVA	305
7.2.- ESPECIFICACIONES TECNICAS	310
7.3.- COSTOS Y PESUPUESTOS	319
• Presupuesto de obra.	321
• Pecios y Cantidades de insumos requeridos	327
• Formula polinómica.	329
• Análisis de costos unitarios	330
7.4.- CRONOGRAMA DE AVANCE FINANCIERO DE OBRA	343
7.5.- PLANOS	344



ÍNDICE DE TABLAS

CAPITULO II

Tabla N°01	Tipo de topografía.	18
Tabla N° 02	Equidistancia entre curvas de nivel	18
Tabla N°03	Clasificación de suelos según SUCS.	23
Tabla N°04	Símbolo de grupos de suelos según SUCS	24
Tabla N°05	Valores tipo para el ángulo de fricción, obtenidos a partir de ensayos de corte, en diversos tipos de roca y suelos (Hoek y Bray).	26
Tabla N°06	Formas de cuenca de acuerdo al coeficiente de compacidad.	29
Tabla N°07	Formulas para determinar la probabilidad experimental	32
Tabla N°08	Valores críticos de Δ_0 del estadístico de Sminorv – kolomogorov para varios valores de N y niveles de significación α .	34
Tabla N°09	Periodo de retorno de diseño recomendado para estructuras menores.	35
Tabla N°10	Coefficientes de "n" según el tamaño de la cuenca.	36
Tabla N°11	Valores del coeficiente de escorrentía "C" para áreas no desarrolladas.	37
Tabla N°12	Valores medios mensuales de radiación extraterrestre (Rt) hemisferio sur.	41
Tabla N°13	Porcentaje de horas luz diarias en América del sur.	42
Tabla N°14	Factor de evapotranspiración potencial (MF), en MM por mes.	42
Tabla N°15	Valores de Kc de los cultivos (promedio temporal).	44
Tabla N°16	Tiempos aproximados de los periodos de los cultivos (días).	44
Tabla N°17	Calculo de la precipitación efectiva.	45
Tabla N°18	Valores de K1 y K2 para la formula de Simons y Henderson.	50
Tabla N°19	Valores del coeficiente "ε" para la formula de Altunin.	51
Tabla N°20	Valores del coeficiente "η" en corrientes naturales.	52
Tabla N°21	Coefficientes para calculo de la cresta del barraje.	54
Tabla N°22	Pre dimensionamiento del azud.	60
Tabla N°23	Velocidades máximas de erosión.	61
Tabla N°24	Coefficientes de Bligh "C".	63
Tabla N°25	Valores del coeficiente de Lane "C".	64
Tabla N°26	Valores del coeficiente "C".	66
Tabla N°27	Valores del coeficiente "f" según POPOV.	67
Tabla N°28	Valores de "K" según la forma de barrotes.	69
Tabla N°29	Coefficientes recomendados para calcular el borde libre en muros de Encauzamientos.	75
Tabla N°30	Factor de corrección por contracción de flujo "μ".	77
Tabla N°31	Valores de ϕ y γ_s para diferentes tipos de suelo.	80
Tabla N°32	Calculo escalonado de un vertedero lateral.	84
Tabla N°33	Valores de "a" en función del diámetro de la partícula.	85
Tabla N°34	Valores de las velocidades de sedimentación.	86
Tabla N°35	Elementos Geométricos.	87
Tabla N°36	Elementos Cinéticos.	88
Tabla N°37	Elementos dinámicos.	89
Tabla N°38	Valores de η para ser usados en la formula de Manning.	89
Tabla N°39	Velocidades máximas recomendados en función de las características de los suelos.	90



Tabla N°40	Coefficiente de sedimentación "β".	90
Tabla N°41	Taludes recomendados.	91
Tabla N°42	Para canales revestidos según la Bureau of Reclamation.	91
Tabla N°43	Ancho de solera en función del caudal.	92
Tabla N°44	Valores del borde libre en canales revestidos de concreto.	92
Tabla N°45	Valores de Ke y Ks según el tipo de transición.	95
Tabla N°46	Modelo de calculo para la Curva – Elevación – tirante en la rápida.	103
Tabla N°47	Valores de la curva Elevación – Tirante conjugado menor.	104
Tabla N°48	Calculo de los elementos de las gradas.	107
Tabla N°49	Borde libre en función del tirante de agua en transiciones.	113
Tabla N°50	Dimensiones de "e" y "tw" en transiciones.	113
Tabla N°51	Valores del coeficiente Ke según la forma de entrada.	117
Tabla N°52	Espesor de muros en partidores.	122

CAPITULO III

Tabla N°53	Coordenadas de la poligonal del eje longitudinal del canal de riego el piruro.	130
Tabla N°54	Elementos de curva del canal de riego el piruro.	132
Tabla N°55	Valores del análisis Granulométrico en la Captación.	135
Tabla N°56	Valores del análisis Granulométrico en el Desarenador.	136
Tabla N°57	Valores del análisis Granulométrico en el puente Canal.	137
Tabla N°58	Valores del análisis Granulométrico en el sifón.	138
Tabla N°59	Valores del análisis Granulométrico en el canal – M1.	139
Tabla N°60	Valores del análisis Granulométrico en el canal - M2.	140
Tabla N°61	Valores de los Limites de ATERBERG. – Desarenador.	142
Tabla N°62	Valores de los limites de ATERBERG – Puente Canal.	143
Tabla N°63	Valores de los limites de ATERBERG – Sifón.	144
Tabla N°64	Valores de los límites de ATERBERG – Canal M1.	145
Tabla N°65	Valores de los limites de ATERBERG – Canal M2.	146
Tabla N°66	Valores del contenido de Humedad.	147
Tabla N°67	Valores del peso especifico del suelo en Captación.	148
Tabla N°68	Valores del peso especifico del suelo en Desarenador.	148
Tabla N°69	Valores del peso especifico del suelo en Puente canal.	149
Tabla N°70	Valores del peso especifico del suelo en Sifón.	149
Tabla N°71	Valores del peso especifico del suelo en Canal – M1.	149
Tabla N°72	Valores del peso especifico del suelo en Canal – M2.	149
Tabla N°73	Valores de la densidad aparente de suelos en Captación – Desarenador- Puente Canal.	151
Tabla N°74	Valores de la densidad aparente de los suelos en Sifón - Canal –M1– M2.	151
Tabla N°75	Valores de la densidad aparente en las parcelas de cultivo.	151
Tabla N°76	Propiedades Físico – Mecánicas de los suelos obtenidos en laboratorio.	153
Tabla N°77	Capacidad de Carga admisible ultima según la ecuación de TERZAGHI.	155
Tabla N°78	Cálculos para la obtención de la curva hiposométrica.	156
Tabla N°79	Cálculos para la obtención de la altitud media de la cuenca.	157
Tabla N°80	Cálculos previos para determinar la pendiente del cauce principal.	158
Tabla N°81	Parámetros de la cuenca.	159
Tabla N°82	Resumen de parámetros geomorfológicos.	160



Tabla N°83	Estaciones hidrometeoro lógicas de la cuenca del rio Mashcón - Weberbauer	161
Tabla N°84	Estaciones hidrometeoro lógicas de la cuenca del rio Mashcón - Porcon II	162
Tabla N°85	Estaciones hidrometeoro lógicas de la cuenca del rio Mashcón - Huacataz 163	
Tabla N°86	Estaciones hidrometeoro lógicas de la cuenca del rio Encañada - Usnio	164
Tabla N°87	Registro de caudales medios mensuales del rio Encañada.	165
Tabla N°88	Estación meteorológica de la cuenca del rio Encañada. - Manzanas	165
Tabla N°89	Registro de caudales máximos del rio Maygasbamba	166
Tabla N°90	Registros de precipitaciones máximas en 24 horas - Weberbauer	167
Tabla N°91	Estación promedio de precipitaciones (Weberbauer- Porcon II - Huacataz).	168
Tabla N°92	Relación Altitud - Precipitación.	169
Tabla N°93	Precipitaciones máximas en 24 horas - cuenca Encañada	171
Tabla N°94	Valores de las probabilidades $P(x)$ y $F(x)$ y los Δ máximos.	172
Tabla N°95	Precipitaciones máximas en 24 horas a diferentes periodos de retorno	173
Tabla N°96	Precipitaciones máximas para diferentes duraciones	173
Tabla N°97	Intensidades máximas a diferentes duraciones y periodos de retorno.	174
Tabla N°98	Análisis de similitud hidrológica.	175
Tabla N°99	Caudales máximos medios diarios del rio Encañada.	176
Tabla N°100	Caudales ordenados y probabilidades observadas y simuladas y diferencias absolutas.	177
Tabla N° 101	Análisis de frecuencia de caudales medios mensuales - rio Encañada.	180
Tabla N° 102	Calculo de la Evapotranspiración potencial - método de Hargreaves.	182
Tabla N°103	Cedula de Cultivo Propuesta para el Proyecto.	182
Tabla N°104	Calculo de la Precipitación al 75% de probabilidad.	183
Tabla N°105	Fases del ciclo de producción de la papa.	184
Tabla N°106	Valores del coeficiente K_c de los cultivos.	185
Tabla N°107	Calculo de la Demanda de agua del proyecto de riego mediante la cedula de cultivo.	187
Tabla N°108	Balance hídrico del proyecto.	188
Tabla N°109	Coordenadas del perfil del Azud aguas abajo.	193
Tabla N°110	Valores de la supresiones en el azud.	200
Tabla N°111	Calculo de las fuerzas debido al peso propio del azud.	204
Tabla N°112	Valores de los momentos actuantes en el azud.	204
Tabla N°113	Longitud de la curva de Remanso.	207
Tabla N°114	Calculo del caudal máximo de ingreso.	211
Tabla N°115	Valores debido del peso propio, relleno y momentos estabilizantes.	215
Tabla N°116	Calculo de la longitud del vertedero lateral - Método Puntos escalonados.	218
Tabla N°117	Valores de las características del Canal de Conducción.	226
Tabla N°118	Características Hidráulicas del canal de entrada y salida.	227
Tabla N°119	Características hidráulicas en la transición de la rápida.	229
Tabla N°120	Valores de los tirantes en el canal de la rápida- Método tramos fijos.	230
Tabla N°121	Resumen de los tirantes en el canal de la rápida.	231
Tabla N°122	Tirantes en el canal de la rápida	232
Tabla N°123	Elevación y tirante conjugado mayor.	232
Tabla N°124	Coordenadas de la trayectoria parabólica.	237
Tabla N°125	Características hidráulicas del canal de entrada y salida - Caida Vertical	238
Tabla N°126	Características Hidráulicas del canal de entrada y salida - gradas	241
Tabla N°127	Valores de la longitud de grada y tirantes de escurrimiento.	242
Tabla N°128	Características Hidráulicas del canal de entrada y salida del sifón.	244
Tabla N°129	Valores del canal de entrada y salida al Puente Canal tipo I I.	250
Tabla N°130	Valores de los canales de entrada y salida - canales.	254
Tabla N°131	Características de los canales.	255
Tabla N°132	Características hidráulicas de los canales.	255
Tabla N°133	Caudal que deriva una toma lateral.	260



Tabla N°134	Ubicación y dimensiones de las compuertas de tomas laterales.	261
Tabla N°135	Calculo de momentos y Fuerzas con respecto al punto "A".	270
Tabla N°136	Distribución de momentos método de Cross.	279
Tabla N°137	Calculo de los Momentos flectores.	281
Tabla N°138	Calculo de momentos flectores.	281

CAPITULO IV

Tabla N°139	Capacidad de carga admisible ultima según ecuación TERZAGHI.	284
Tabla N°140	Parámetros Geomorfológicos de la cuenca del proyecto.	285
Tabla N°141	Calculo de la demanda de agua del proyecto de riego mediante la cedula de cultivo.	286
Tabla N°142	Balace hídrico del proyecto.	287
Tabla N°143	Valores de las características hidráulicas del canal de conducción.	291
Tabla N°144	Longitud y alto de gradas.	296
Tabla N°145	Ubicación de las tomas laterales.	301
Tabla N°146	Características y ubicación de puentes peatonales.	301

CAPITULO VII

Tabla N°137	Porcentajes de leyes y beneficios sociales en edificación aplicables sobre la Remuneración básica y BUC vigente.	320
Tabla N°138	Costo de hora – hombre vigente en obras de edificación.	320
Tabla N°139	Presupuesto de obra.	321
Tabla N° 140	Precios y cantidades de insumos requeridos.	327
Tabla N° 141	Leyenda	329
Tabla N° 142	Análisis de costos Unitarios	230
Tabla N° 143	Cronograma de avance de obra financiero.	343



INDICE DE FIGURAS

CAPITULO II

Figura N° 01	Elementos de curva.	19
Figura N° 02	Carta de plasticidad para suelos finos.	23
Figura N° 03	Delimitación de una cuenca.	27
Figura N° 04	Factor forma de las cuencas.	28
Figura N°05	Pendiente de una porción del área de la cuenca.	29
Figura N°06	Curva de duración.	40
Figura N°07	Valores de Kc promedio para el estado inicial de desarrollo relacionado al nivel de ETp y frecuencia de riego y/o significancia de lluvias.	44
Figura N°8	Esquema de una toma convencional.	48
Figura N°9	Altura del barraje "P"	52
Figura N°10	Coefficiente de descarga "C" para las crestas de Cimacios en pared vertical.	54
Figura N°11	Perfil del barraje criterio de la U.S.W.E.S – perfil teórico.	55
Figura N°12	Perfil del barraje vertedero sugerido.	55
Figura N°13	Elementos para un predimensionamiento del azud.	60
Figura N°14	Escollera al final del colchón disipador.	62
Figura N°15	Camino de percolación.	64
Figura N°16	Esquema de la ventana de captación.	69
Figura N°17	Vertedero de pared gruesa.	70
Figura N°18	Coefficientes " ϵ_1 " para vertedores de pared gruesa con descarga libre. (Según F Domínguez).	71
Figura N° 19	Coefficiente $\epsilon_2 = \frac{m}{m_1}$ para vertedores de pared gruesa con carga ahogada.	71
Figura N°20	Coefficientes de gasto en orificios sumergidos de pared delgada, gruesa e Intermedia.	73
FiguraN°21	Longitud de muros aguas arriba y aguas abajo.	76
Figura N°22	Esquema de altura de muros de encauzamiento.	76
Figura N°23	Profundidad de socavación.	78
Figura N°24	Pre dimensionamiento de muros de contención.	78
Figura N°25	Fuerzas que actúan en el muro.	80
Figura N°26	Esquema de vertedero lateral en planta.	83
Figura N°27	Perfil hidráulico con régimen subcrítico.	84
Figura N°28	Perfil hidráulico con régimen supercrítico.	84
Figura N°29	Elementos geométricos de la sección transversal de un canal.	87
Figura N°30	Vista en planta de una transición.	94
Figura N°31	Elementos de una caída Vertical.	95
Figura N°32	Caída vertical sin obstáculos.	98
Figura N°33	Planta de la caída vertical.	98
Figura N°34	Elementos de una rápida.	99
Figura N°35	Esquema de elevación de la trayectoria en la rápida.	103
Figura N°36	Esquema de calculo de las elevaciones del gradiente de energía después del resalto	103



Figura N°37	Calculo de la elevación del tanque del colchón amortiguador y el tirante Conjugado menor.	104
Figura N°38	Esquema de la estructura final de disipación de la rápida.	105
Figura N°39	Trayectoria parabólica	106
Figura N°40	Curva para el calculo del borde libre en pozas disipadores.	106
Figura N°41	Esquema de una cascada o gradas.	108
Figura N°42	Esquema de la ultima grada.	108
Figura N°43	Gradas debajada antecedidas y seguidas de flujo supercrítico.	109
Figura N°44	Distancia entre gradas en flujo supercrítico.	109
Figura N°45	Vista en planta de un puente canal.	110
Figura N°46	Elementos de un sifón invertido.	112
Figura N°47	Ubicación hidráulica de la transición de entrada.	114
Figura N°48	Ubicación hidráulica transición de salida.	115
Figura N°49	Perfil longitudinal del sifón.	116
Figura N°50	Alturas de agua sobre y después de la grada.	120
Figura N°51	Variación de fondo para la obtención de la altura de grada.	120
Figura N°52	Largo de barrera y ubicación de la aguja sobre esta para aristas vivas y aristas redondeadas.	121
Figura N°53	Corte del marco partidior de escurrimiento critico para corrientes desiguales	122
Figura N°54	Dimensiones del Marco partidior para separar el caudal en dos corrientes desiguales	122
Figura N°55	Compuerta plana descarga ahogada.	123
Figura N°56	Compuerta plana a descarga libre.	124
Figura N°57	Monograma de Cofre y Buchheister.	125
Figura N°58	Monograma de Cofre y Buchheister para calcular el eje hidráulico.	125

CAPITULO III

Figura N°59	Curva de distribución Granulométrica – Captación.	135
Figura N°60	Curva de distribución Granulométrica – Desarenador.	136
Figura N°61	Curva de distribución Granulométrica – Puente canal.	137
Figura N°62	Curva de distribución Granulométrica – Sifón.	138
Figura N°63	Curva de distribución Granulométrica canal – M1.	139
Figura N°64	Curva de distribución Granulométrica canal – M2.	140
Figura N°65	Limite Liquido – Desarenador.	142
Figura N°66	Limite Liquido – Puente Canal.	143
Figura N°67	Limite Liquido - sifón.	144
Figura N°68	Limite Liquido Canal - M1.	145
Figura N°69	Limite Liquido Canal - M2	146
Figura N°70	Curva hiposométrica del rio Encañada.	157
Figura N°71	Cuenca hidrográfica del rio Encañada.	159
Figura N°72	Curva doble masa Usnio Vs Patrón.	169
Figura N°73	Curva de Altitud vs precipitación	170
Figura N°74	Curva Intensidad – Duración – periodo de retorno.	174
Figura N°75	Curva de duración de caudales del mes de setiembre.	180
Figura N°76	Curva del coeficiente Kc del cultivo de la papa.	184
Figura N°77	Perfil de barraje fijo.	194



Figura N°78	Perfil del azud fijo y colchón disipador.	196
Figura N°79	Recorrido del camino de percolación.	199
Figura N°80	Diagrama de fuerzas actuantes en el azud.	203
Figura N°81	Perfil del bocal de ingreso.	208
Figura N°82	Esquema de compuertas de regulación.	210
Figura N°83	Características del canal principal.	212
Figura N°84	Dimensiones del muro de encauzamiento.	214
Figura N°85	Diagrama de esfuerzos en la base del muro.	217
Figura N°86	Esquema del vertedero lateral.	219
Figura N°87	Esquema del desarenador.	221
Figura N°88	Compuerta de limpia del desarenador.	223
Figura N°89	Sección transversal del canal.	225
Figura N°90	Transición de entrada en la rápida.	228
Figura N°91	Elevación y tirante en la poza disipadora.	233
Figura N°92	Cotas y niveles de diseño original.	234
Figura N°93	Poza de disipación de la rápida con 11.81% de ahogamiento.	237
Figura N°94	Caída vertical planta y perfil.	240
Figura N°95	Perfil longitudinal de la cascada.	243
Figura N°96	Transición de entrada a sifón.	245
Figura N°97	Perfil longitudinal del sifón.	248
Figura N°98	Puente canal tipo II .	251
Figura N°99	Transición por ampliación de sección.	254
Figura N°100	Distribución de caudal.	255
Figura N°101	Dimensiones de la grada del marco partidor.	257
Figura N°102	Planta del marco partidor de barrera.	259
Figura N°103	Perfil del marco partidor de barrera.	259
Figura N°104	Compuerta de tomas laterales.	261
Figura N°105	Distribución del acero en el puente peatonal.	264
Figura N°106	Puente Canal.	265
Figura N°107	Distribución del acero en el puente canal.	268
Figura N°108	Estribos del puente canal.	269
Figura N°109	Diagrama de esfuerzos.	271
Figura N°110	Distribución del acero en el estribo tipo.	273
Figura N°111	Diagrama de esfuerzos en el canal.	274
Figura N°112	Diagrama de fuerza cortante.	275
Figura N°113	Diagrama de momentos flectores en el canal.	276
Figura N°114	Conducto Cerrado.	277
Figura N°115	Diagrama de esfuerzos para carga ultima.	278
Figura N°116	Diagrama de fuerzas cortantes.	280
Figura N°117	Diagrama de momentos flectores (estructura vacía).	281
Figura N°118	Distribución del acero en el conducto cerrado.	282



RESUMEN DEL PROYECTO

El presente trabajo, materia del proyecto profesional denominado "MEJORAMIENTO CANAL DE RIEGO EL PIRURO", se encuentra ubicado en los caseríos Juanchopuquio, Shitapampa y Potrerillo, distrito de la Encañada, provincia y departamento de Cajamarca, el cual de encuentra a una altitud media de 3050 m.s.n.m.

El estudio es elaborado con la finalidad de plantear una alternativa al problema de agua de riego en los mencionados caseríos, consistiendo básicamente esto, en la construcción de bocatoma y el mejoramiento de 4.98 Km de canal.

El beneficio del presente estudio es para 80 familias, en una área de 145 Has, y una demanda hídrica de 160 lit/seg, según cedula de cultivo.

Realizado el estudio hidrológico, el caudal máximo esperado es de 20 m³/seg, durante un periodo de 50.68 años y una vida útil de estructura de 30 años.

Físicamente, la ejecución del proyecto comprende la construcción de una captación, la cual esta constituida por muros de encauzamiento, barraje fijo, barraje móvil, ventana de captación, colchón disipador, canal de limpia, vertedero lateral, canal de excedencias, desarenador con su respectivo canal de limpia; con respecto al canal principal esta constituido por: canal rectangular en una longitud de 590.017 metros, el cual tendrá un espesor de 0.12 m, en paredes y fondo, revestido con concreto simple de $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$, canal de sección trapezoidal en una longitud de 3854.845 m cuyo fondo de espesor y paredes será de 0.12m vaciado con concreto simple de $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$, así mismo para el desarrollo normal del canal y según las condiciones topográficas, se ha planteado la construcción de las siguientes obras de arte: 3 rápida, una alcantarilla denominada conducto cerrado para el paso vehicular, una caída escalonada, una caída vertical, 4 puentes canales en el cruce de riachuelos, un sifón invertido para salvar una depresión, 4 puentes peatonales, transición para ampliación de sección ,los cuales hacen una longitud total de 535.138 m, finalmente para la distribución de agua las parcelas será a traves de la construcción de 30 tomas laterales.

La ejecución del proyecto, requiere un costo de inversión de 1'831,496.20 nuevos soles, estimándose un plazo de ejecución de 12 meses.



CAPITULO I : INTRODUCCION

En la última década se ha ido tomando conciencia de la importancia que tiene los proyectos de irrigación en el desarrollo integral del país, razón por la cual en diversos lugares de nuestro país, se están llevando adelante numerosos proyectos de irrigación, en la que se busca la optimización del recurso hídrico que es de vital importancia para las personas, animales y plantas.

El desarrollo y aprovechamiento de los recursos hidráulicos requiere o exige la concepción, planeación, diseño, construcción y operación de las estructuras tanto de captación, conducción, distribución y utilización del agua, así como la eliminación del excedente.

Para lograr una solución confiable a la diversidad de obras antes mencionadas, se debe contar con información especializada que conlleve a realizar diferentes diseños con un buen grado de seguridad.

La utilización del agua por el hombre, se dificulta por la discrepancia entre la demanda y la existencia de este elemento, además las necesidades de agua aumentan de año en año, su falta se siente en forma más aguda. Esta escasez de agua esta determinada por el aumento de la población, el aumento de la demanda por habitante, industrialización, extensión de cultivos, etc.

Pero frecuentemente la planificación de los recursos hidráulicos, se topa en la práctica con grandes dificultades. En todos los casos debe seguirse el principio de proporcionar el mayor beneficio para el mayor número de personas.

Un sistema de riego consiste en obras de toma, canal principal, secundario y terciarios, obras de medición y distribución de agua a las tierras de cultivos, teniendo como fuente los ríos, lagos, etc. Y que tengan un caudal suficiente para satisfacer las necesidades de las plantas. Muchas veces, especialmente en los países de desarrollo, no se cuenta con registros suficientemente largos. En estos casos no se puede esperar muchos años hasta recoger la información necesaria y se debe construir las obras con lo disponible, tomando coeficientes de seguridad mas altos, y sin perjuicio naturalmente de que se continúen recolectando los datos.

1.1.- OBJETIVOS.

OBJETIVO GENERAL

- Realizar el estudio "Mejoramiento del Canal de Riego El Piruro".

OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Diagnostico situacional del Canal de Riego El Piruro.
- Determinar y diseñar las diferentes estructuras para la captación y conducción.
- Determinar la demanda hídrica del área a irrigar.
- Realizar la Ingeniería de costos del proyecto
- Regular y mejorar el riego en la zona.
- Lograr mayor eficiencia y aprovechamiento máximo del recurso hídrico.
- Dotar de una adecuada infraestructura de riego que garantice agua suficiente y necesaria de acuerdo a los requerimientos hídricos de los cultivos.
- Incorporar al riego un total de 145 hectáreas netas y aptas para la agricultura.
- Mejorar la capacidad de operación en la bocatoma , garantizando la captación del caudal de diseño.



1.2.- ANTECEDENTES.

Actualmente en el ámbito del distrito existe una gran deficiencia en el manejo, distribución y gestión del recurso hídrico con fines agrícolas, debido a que las estructuras de captación, conducción, distribución, control y medición existentes, en su mayoría no operan adecuadamente por ser de forma rústica, agregado a ello el inoportuno e inadecuado mantenimiento que se realiza en la infraestructura, son las principales causas que afectan el aprovechamiento óptimo del recurso hídrico.

Por lo que hoy en día nace la inquietud del comité de regantes y beneficiarios, quienes preocupados por la escasez del agua que se presenta en el tiempo de verano, debido principalmente a una mala distribución de la misma, agregando a esta la pésima infraestructura con la que se cuenta solicitan que se realice un estudio técnico que permita optimizar los recursos naturales, en especial el agua, los suelos, las plantas y todo lo relacionado con la irrigación.

Motivo por el cual he creído conveniente hacer un estudio sobre el mejoramiento de dicho canal.

1.3.- ALCANCES.

El proyecto beneficiará directamente a los caseríos de Juanchopuquio, Shitapampa y Potrerillo, todos ellos pertenecientes al distrito de la Encañada.

Así mismo servirá como documento de consulta para los estudiantes de Ingeniería de la Universidad Nacional de Cajamarca y proyectos afines realizados en la zona.

1.4.- CARACTERISTICAS LOCALES.

Demarcación Política.

Distrito	:	Encañada.
Provincia	:	Cajamarca.
Departamento	:	Cajamarca.
Región	:	Cajamarca.
País	:	Perú.

Clasificación de la cuenca.

Región Hidrográfica	:	del Amazonas
Intercuenca	:	alto Amazonas.
Cuenca	:	del río Marañón.
Intercuenca	:	alto Marañón.
Cuenca	:	del río Crisnejas
Cuenca	:	del río Namora.
Intercuenca	:	alto Namora.
Cuenca	:	del río Encañada

Ecosistema.

Geográficamente	:	Sierra Norte del País.
Piso Ecológico	:	Región Quechua, de 2500 a 3500 m.s.n.m.

Características Geográficas.

Coordenadas.

Latitud	:	07°05'S
Longitud	:	78°20'W
Altitud media	:	3100 m.s.n.m.



Topografía.

La topografía que presenta la zona en estudio, es accidentada teniendo partes llanas y laderas onduladas con fuertes pendientes de los terrenos que se encuentran entre 2 a 30%.

Clima.

Dentro del ámbito del proyecto, se presenta un clima templado lluvioso durante los meses de octubre a abril se caracteriza por ser húmedo, y un clima templado seco en los meses de mayo a setiembre con precipitaciones de 750 mm, y temperaturas media anual de 13 °C

1.5.- JUSTIFICACION.

Los procesos de gestión y planificación del agua, suelo y vegetación, constituyen los recursos naturales mas importantes dentro de la cuenca, por lo tanto el conocimiento en cuanto a la cantidad, potencialidad y distribución espacial, de sus fuentes superficiales es una necesidad que nos permita hacer una optimización respecto a su uso en las distintas actividades productivas, por ende el proyecto se enfoca en mejorar la eficiencia en el uso del agua con fines agrícolas, desde la captación en las fuentes hídricas hasta la distribución y aplicación, esto se puede lograr mediante la construcción y mejoramiento de la infraestructura hidráulica. En la actualidad los agricultores sufren limitaciones de agua especialmente durante el tiempo de estiaje, periodo dentro del cual se pretende aprovechar el agua, lo que hoy, en día son conducidos con cierta deficiencia a falta de una buena infraestructura hidráulica, actualmente la estructura existente debido a la antigüedad que tiene y a falta de un mantenimiento adecuado se encuentra en pésimo estado, ocasionando que se pierda una gran cantidad de agua en su trayecto debido principalmente a las filtraciones, en tal sentido el proyecto se orienta a mejorar la infraestructura rústica existente, para lo cual se prevé reemplazar la captación rústica conformada con materiales rústicos, por otra del tipo convencional y de carácter definitivo con la finalidad de garantizar la eficiencia de captación, la estructura de toma proyectada contempla las siguientes obras civiles, construcción de un barraje fijo perpendicular al eje del río, bocal, canal de limpia, muros de protección, enrocado, colchón disipador, así mismo se complementa el mejoramiento de la capacidad de conducción, mediante el revestimiento de la sección en toda su longitud, contribuyendo con ello a mejorar la eficiencia de captación, conducción y simultáneamente la eficiencia de riego, de tal manera garantizar la conducción y distribución de la demanda de agua requerida, posibilitando con ello el desarrollo de la actividad agrícola en la zona y, permitiendo irrigar todas las tierras agrícolas aptas para riego.

A la fecha en la zona no se cuenta con ningún estudio, por lo es necesario y fundamental elaborar un documento técnico que proporcione los requerimientos de consumo de agua para riego necesario e indispensable para optimizar los cultivos en la zona, contando con un sistema eficiente de regadío y, con ello conseguir elevar la producción y la productividad en la zona de estudio, promoviendo de tal manera que las tierras se convertirán en áreas cultivables y productivas durante todo el año, en consecuencia el esquema hidráulico propuesto para la zona se basa sobre el existente el cual contempla la construcción de carácter primordial y necesaria la bocatoma, prevista de obras complementarias, con la finalidad de mejorar la eficiencia de captación, y para la conducción se prevé el mejoramiento del canal en una longitud de 4.98 kilómetros, para el que se plantea revestir el canal con material de concreto simple en toda su longitud, con respecto al sistema de distribución se propone la construcción de compuertas laterales con sistema de regulación, lo que permitirá mejorar la eficiencia de riego y con ello la optimización del recurso hídrico.



CAPITULO II : REVISION DE LITERATURA

2.1.- DIAGNOSTICO ACTUAL

Las tierras de cultivo de esta pequeña irrigación son regadas con las aguas del río Encañada, captada mediante una toma rústica (mediante piedras, palos y champas).

El canal principal tiene una capacidad estimada de conducción de 120 lit/seg. con una longitud total de 3.20 km, construido en tierra, el cual presenta problemas de filtración, percolación y fugas, sin estructuras de control generando bajas eficiencias de conducción y distribución del recurso hídrico a las parcelas agrícolas, la sección es de forma rectangular, con pendientes inapropiadas, irriga 90 has. Y beneficia a 60 familias, esta infraestructura fue construida hace muchos años con la participación de los usuarios y tiene las siguientes características:

- Bocatoma.- ubicada en el sector de Naranjillo. Construida de forma rústica.
- Canal de derivación.- se ubica en la margen izquierda, se origina en la bocatoma, la dirección predominante en su recorrido es de norte a sur; su principal problema son pérdida de agua por filtración debido a la naturaleza rústica de su construcción.
- Obras de arte.- tiene 20 tomas prediales que atienden a 60 beneficiarios, estas se derivan del canal principal, son de forma rústica, 4 puentes canales siendo 3 de concreto, y uno de madera, los mismos que se encuentra en estado deteriorado, una alcantarilla en el cruce de la carretera Cajamarca Celendín.

2.2.- ESTUDIO SOCIO ECONOMICO

Población.

La población correspondiente a las comunidades que comprende el proyecto es de 560 habitantes, los mismos que constituyen aproximadamente 80 familias.

El tamaño promedio de las familias campesinas beneficiarias del proyecto es de siete miembros.

Vivienda.

En la zona en estudio predominan las viviendas unifamiliares, siendo la mayoría de un solo piso y con un área promedio de 80 metros cuadrados.

La vivienda en el campo esta asociada a una parcela de terreno, la misma que es utilizada para la producción agrícola y la crianza de animales.

Las viviendas actualmente cuentan con los servicios de agua potable, luz eléctrica y letrinizacion.

Actividades Económicas.

La economía de los caseríos de Juanchopuquio, Shitapampa, y Potrerillo tienen una estructura diversa, siendo la ganadería la actividad principal del hombre encañadino, seguida en segundo lugar por la agricultura, así como el comercio, fuentes del ingreso familiar.

Producción.

En la zona se cultiva maíz, papa, arveja, cebada, trigo, pastos, este último ocupa el 60% del área cultivada, el cual es utilizado en la crianza del ganado vacuno, especialmente para el ganado lechero, el cual hace en promedio de cinco cabezas por familia, y en menor proporción se dedican a la crianza de ovinos, equinos, caprinos, porcinos y aves.

Recurso Tierra.

La tierra para el hombre encañadino es la fuente de riqueza, la tenencia de ella constituye un medio económico más rentable con el que cuenta el campesino, siendo el carácter minifundista el que caracteriza a las comunidades en estudio.

Vías de Acceso.

Para tener acceso al lugar del proyecto se realiza mediante la carretera Cajamarca – Encañada - Celendín, dicha zona se encuentra a la margen derecha del río Encañada, siguiendo aguas arriba en dirección contraria al de la corriente.



2.3.- TOPOGRAFIA.

2.3.1.- LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO

Es el conjunto de operaciones de campo y gabinete necesarios para llegar a la determinación de los elementos precisos para la elaboración de mapas o planos topográficos, de una determina área de terreno, y de esta manera nos permita ubicar correctamente las obras de ingeniería.

2.3.2.- FASES DE UN LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO.

Las fases de un levantamiento topográfico se pueden dividir en tres grandes partes estos son:

- **TRABAJO DE CAMPO**

Comprende todas las labores que se realizan en el terreno para la obtención de datos que permitan hacer una interpretación y representación del terreno en el papel.

El cual consta de las actividades siguientes:

- ✓ UBICACIÓN DE LA POLIGONAL
- ✓ NIVELACION
- ✓ SECCIONAMIENTO TRANSVERSAL.

- **TRABAJO DE GABINETE.**

Consiste en la elaboración de cálculos en base a los datos registrados en la libreta de campo o en un a colectora digital externa o en el microprocesador interno del instrumento.

Comprende las siguientes actividades:

- ✓ ELECCION DE LA EQUIDISTANCIA

Se determina teniendo en cuenta la topografía del terreno y la escala del plano a usar.

TABLA N° 01 TIPO DE TOPOGRAFIA

ANGULO HORIZONTAL	TIPO DE TOPOGRAFIA
0° A 10°	Llana
10° A 20°	Ondulada
20° A 30°	Accidentada
Mayor de 30°	Montañosa

FUENTE: Técnicas de Levantamiento Topográfico. Ing. Félix García G.

TABLA N° 02 EQUIDISTANCIA ENTRE CURVAS DE NIVEL

ESCALA DEL PLANO	TIPO DE TOPOGRAFIA	EQUIDISTANCIA (m)
Grande 1/1000 ó menor	Llana	0.10 – 0.25
	Ondulada	0.25 – 0.50
	Accidentada	0.50 – 1.00
Mediana 1/1000 a 1/10000	Llana	0.25 - 0.50 – 1.00
	Ondulada	0.50 – 1.00 – 2.00
	Accidentada	2.00 – 5.00
Pequeña 1 ----- ó mayor 10000	Llana	0.50 – 1.00 – 2.00
	Ondulada	2.00 – 5.00
	Accidentada	5.00 – 10.00 – 20.00
	Montañosa	10.00 – 20.00 – 50.00

FUENTE: Técnicas de Levantamiento Topográfico. Ing. Félix García G.

- ✓ INTERPOLACION DE CURVAS DE NIVEL.
- ✓ TRAZADO DE LAS CURVAS DE NIVEL



• **TRABAJO DE REPLANTEO**

Comprenden todas las actividades para la colocación de señales o estacas.

✓ **RADIOS MÍNIMOS**

Se recomienda tener en cuenta los siguientes criterios

$$R_C = 10 d \text{ a } 15 d \tag{1}$$

Ó

$$R_C = 3T \text{ a } 5T \tag{2}$$

Donde:

R_C = radio de curvatura mínimo.

d = calado de agua en el canal.

T = ancho del espejo de agua

✓ **CALCULO DE LOS ELEMENTOS DE LAS CURVAS HORIZONTALES.**

Con los radios proyectados, es necesario determinar los elementos de curva siguientes:

$$T = R * \operatorname{Tg}\left(\frac{I}{2}\right) \tag{3}$$

$$L_C = \frac{\pi * R * I}{180} \tag{4}$$

$$E = R * \left(\operatorname{Sec}\left(\frac{I}{2}\right) - 1 \right) \tag{5}$$

$$F = R * \left(1 - \cos \frac{I}{2} \right) \tag{6}$$

$$C = 2 * R * \operatorname{Sen}\left(\frac{I}{2}\right) \tag{7}$$

Donde:

T = Tangente de la curva

L = longitud de la curva

E = externa de la curva

F = Flecha de la curva.

C = cuerda de la curva.

I = Angulo de inflexión.

R = radio de la curva

PI = punto de intersección de los lados de la poligonal

PC = Punto donde se inicia la curva.

PT = Punto final de la curva.

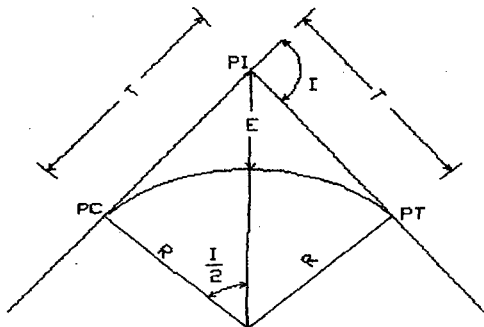


FIGURA N° 01 ELEMENTOS DE CURVA



2.4.- MECANICA DE SUELOS.

2.4.1.- PROPIEDADES FISICAS DE LOS SUELOS.

Es necesario llevar a cabo un determinado número de ensayos en el laboratorio de Mecánica de Suelos y conocer, las propiedades físicas y su comportamiento, esfuerzo, deformación, por medio de pruebas mecánicas.

ANALISIS GRANULOMETRICO.

Utilizado para determinar los porcentajes de piedra, grava, arena limo y arcilla, cuyos resultados del análisis mecánico se presentan en una curva de distribución granulométrica.

Este método es el más práctico y directo, y se tiene en cuenta lo siguiente:

- 1.- Si más del 10 % pasa la malla N° 200 el análisis granulométrico debe ser completamente con sedimentación o se basa generalmente en la cantidad retenida.
- 2.- La muestra que se va cribar depende del tipo de suelo así tenemos:
 - ✓ Para suelos de granos finos tomar de 100 a 200 gramos.
 - ✓ Para suelos arenosos de 500 a 1000 gramos.
 - ✓ Para suelos gravosos de 1000 a 3000 gramos.

SIFONEADO.

Se utiliza en material fino limoso y limo arcillosos para el análisis granulométrico.

Dibujada la curva granulométrica de un suelo, se puede deducir lo siguiente:

- ✓ Si la curva es una recta casi vertical, el suelo es muy uniforme.
- ✓ Si la curva presenta la forma de S que se extiende a través de varios ciclos de la escala logarítmica, el suelo es bien granulado.

Las características granulométricas de los suelos se determinan mediante los parámetros:

DIAMETRO EFECTIVO. (D_{10})

Es el diámetro de la partícula correspondiente al 10 % de material mas fino en la curva granulométrica, significa que el 10 % de las partículas son menores que el diámetro efectivo y el 90 % son mayores.

COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD C_U .

Es la relación entre el diámetro correspondiente al 60 % y al 10 % mas fino, tomados de la curva granulométrica y se expresa así:

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (8)$$

COEFICIENTE DE CURVATURA C_C .

Es la relación entre el diámetro correspondiente al 30 % de material más fino y los diámetros correspondientes al 10 % y 60 % del material mas fino respectivamente tomado de la curva granulométrica, y se expresa de la siguiente manera:

$$C_C = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} * D_{60}} \quad (9)$$

De lo cual se concluye lo siguiente:

Si:

$C_U < 3$: Suelo muy uniforme.
$3 < C_U < 15$: Suelo heterogéneo.



$15 < C_u$: Suelo muy heterogéneo.
$4 < C_u \text{ y } 1 < C_c < 3$: Grava bien graduada.
$6 < C_u \text{ y } 1 < C_c < 3$: Arena bien graduada.
$C_c > 3$: Suelo mal graduado.

ESTADOS DE CONSISTENCIA O LÍMITES DE ATTERBERG (PLASTICIDAD).

La consistencia de un suelo viene a ser el grado de cohesión de las partículas del suelo y su resistencia a aquellos esfuerzos exteriores que tienden a deformar o destituir su estructura.

Los límites de consistencia de un suelo, son los siguientes:

LÍMITE LÍQUIDO (L.L)

Se define por el contenido de humedad que tiene el suelo correspondiente a 25 golpes ligeros en una placa de goma de un recipiente especial, se determina cuando se produce el cierre del surco de sección trapezoidal que se había abierto en la masa de suelo colocada en dicho recipiente.

Un suelo cuyo contenido de humedad sea aproximadamente igual o mayor a su LL, tendrá una resistencia al corte prácticamente nulo.

Las arenas y limos tienen un LL bajo, en cambio las arcillas tienen un LL mayor del 40%.

LÍMITE PLÁSTICO (LP).

Se define como el contenido de humedad del suelo amasado cuando empieza a separarse y desmoronarse al enrollarse a mano formando cilindros de 3 mm de diámetro.

ÍNDICE PLÁSTICO (I.P).

Es el valor numérico de la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico.

$$IP = LL - LP \tag{10}$$

Las arenas, gravas, tienen un índice de plasticidad cero o nulo.

CONSISTENCIA RELATIVA (K_w).

Nos indica la consistencia de un suelo en un estado natural, expresada por su contenido natural de humedad, con relación a sus límites plástico y líquido, esto es:

$$K_w = \frac{LL - W_n}{IP} \tag{11}$$

Donde:

W_n = contenido de humedad natural.

De acuerdo a su consistencia relativa se puede sub dividir en las zonas siguientes:

K _w	< 0	: consistencia líquida.
K _w	$: 0 - 0.5$: viscosa.
K _w	$: 0.5 - 0.75$: suave.
K _w	$: 0.75 - 1.00$: plástica.
K _w	> 1	: media dura, dura (sólida).

CONTENIDO DE HUMEDAD (W).

Es la relación que existe entre el peso del agua (W_w) y la muestra del suelo seco al horno (W_s), expresado en porcentaje y se expresa de la siguiente manera:

$$W(\%) = \frac{W_w}{W_s} * 100 \tag{12}$$

Donde:

W(%) = contenido de humedad expresado en porcentaje.

W_w = peso del agua.

W_s = peso de la muestra seca.



PESO ESPECÍFICO DE SÓLIDOS.

Es el cociente del peso de sólidos y el volumen de los sólidos, es decir:

$$\gamma_s = \frac{W_s}{W_s + W_{fw} - W_{fws}} \quad (13)$$

Donde:

γ_s = peso específico de los sólidos o gravedad específica.

W_s = peso de la muestra seca.

W_{fw} = peso del frasco con agua.

W_{fws} = peso del frasco con la muestra la línea de enrase

DENSIDAD DE CAMPO.

Es el peso por metro cúbico o bien por centímetro cúbico del material in situ.

2.4.2.-SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS METODO SUCS.

Este sistema divide a los suelos en dos grandes grupos gruesos y finos.

Un suelo se considera grueso si más de 50 % de sus partículas son retenidas en el tamiz N° 200. De lo contrario se considera suelo fino.

En el primer grupo se hallan las gravas, arenas y suelos gravosos o arenas con pequeñas cantidades de material fino.

Un suelo se considera gravoso si mas del 50 % de sus partículas son retenidas en el tamiz N° 04, de lo contrario se considera un suelo arenoso.

Además de lo indicado, las características tomadas en cuenta para esta clasificación son:

- ✓ Porcentaje de la fracción que pasa por el tamiz N° 200.
- ✓ Forma de la curva granulométrica.
- ✓ Características de plasticidad y compresibilidad.

De acuerdo a sus partículas y al material fino que contengan son designados como:

SUELOS DE GRANO GRUESO.

Estos son designados de la siguiente forma:

- ✓ Gravas o suelo gravoso : GW, GC, GP y GM
- ✓ Arenas o suelos arenosos : SW, SC, SP y SM
- ✓ Limo inorgánico o arena muy fina : M

Donde:

- G : grava o suelo gravoso.
- S : arena o suelo arenoso.
- W: bien graduado.
- P : mal graduado.
- C : arcilla inorgánica.
- M : limo inorgánico o arena muy fina.

SUELO DE GRANO FINO.

En este grupo se hallan los materiales finos, limosos, arcillosos, de alta o baja Compresibilidad y son designados de la siguiente manera:

- ✓ Suelos de baja o mediana compresibilidad : ML, CL y OL.
- ✓ Suelos de alta compresibilidad : MH, CH y OH.

Donde:

- O : limos, arcillas y mezclas limo – arcillosas con alto contenido de materia orgánica.



L : baja o mediana compresibilidad.
 H: alta compresibilidad.
 C: arcilla inorgánica.
 M: limo inorgánico o arena muy fina.

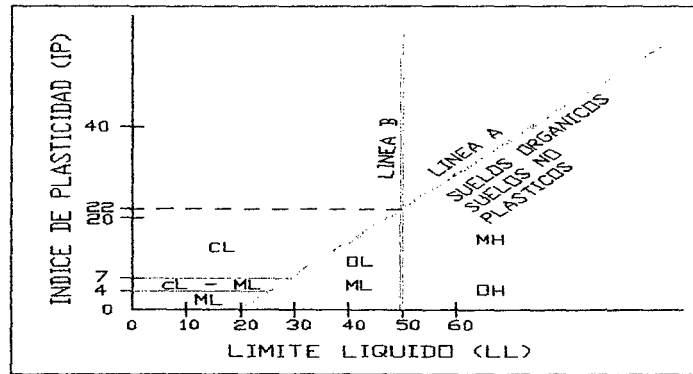


FIGURA N° 02 CARTA DE PLASTICIDAD PARA SUELOS FINOS

TABLA N° 03 CLASIFICACION DE SUELOS SEGÚN SUCS

MATERIAL	SIMBOLOGIA	DESCRIPCIONES
GRAVA	GW	Grava bien graduada
	GP	Grava mal graduada
	GC	Grava arcillosa
	GM	Grava limosa
	GM - GC	Grava limosa arcillosa
	GW - GM	Grava ligeramente limosa bien graduada
	GW - GC	Grava ligeramente arcillosa bien graduada
	GW - GM - GC	Grava ligeramente limosa arcillosa bien graduada
	GP - GM	Grava ligeramente gravosa mal graduada
	GP - GC	Grava ligeramente arcillosa mal graduada
CP - GM - GC	Grava ligeramente limosa arcillosa mal graduada	
ARENA	SW	Arena bien graduada
	SP	Arena mal graduada
	SC	Arena arcillosa
	SM	Arena limosa
	SM - SC	Arena limosa arcillosa
	SW - SM	Arena ligeramente limosa bien graduada
	SW - SC	Arena ligeramente arcillosa bien graduada
	SW - SM - SC	Arena ligeramente limosa arcillosa bien graduada
	SP - SM	Arena ligeramente gravosa mal graduada
	SP - SC	Arena ligeramente arcillosa mal graduada
CP - SM - SC	Arena ligeramente limosa arcillosa mal graduada	
SUELOS FINOS	ML	Limo orgánico de plasticidad baja
	CL	Arcilla inorgánica de plasticidad baja o media
	CL - ML	Arcilla limosa inorgánica de plasticidad baja
	OL	Suelo orgánico de plasticidad baja o media
	MH	Limo orgánico de plasticidad alta
	CH	Arcilla inorgánica de plasticidad alta
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS	OH	Suelo orgánico de plasticidad alta
	P	Suelo fibroso, con alto contenido de material orgánico

FUENTE: Mecánica de Suelos I. Juárez Badillo



TABLA N° 04 SIMBOLO DE GRUPOS PARA SUELOS SEGÚN SUCS

DIVISION PRINCIPAL	CRITERIOS	SIMBOLOGIA
Suelo de grano grueso, $R_{200} > 50$	$F_{200} < 5, C_U \geq 4, 1 \leq C_C \leq 3$	GW
	$F_{200} < 5, C_C < 4$ y/o C_C entre 1 y 3	GP
	$F_{200} < 12, I_p < 4$ o limite de Atterberg debajo de la línea A	GM
Suelo con grava, $R_4 > 0.5R_{200}$	$I_p > 7$, limite de Atterberg arriba de la línea A	GC
	$F_{200} > 12, LL < 50, 4 \leq I_p \leq 7$, limite de Atterberg en o arriba de la línea A	GC - GM*
	$5 \leq F_{200} \leq 12$, cumple los criterios de graduación de GW, y plasticidad GM	GW - GM*
	$5 \leq F_{200} \leq 12$, cumple los criterios de graduación de GW, y plasticidad GC	GW - GC*
	$5 \leq F_{200} \leq 12$, cumple los criterios de graduación de GP, y de plasticidad GM	GP - GM*
	$5 \leq F_{200} \leq 12$, cumple los criterios de graduación de GP, y de plasticidad GC	GP - GC*
Suelo arenoso $R_4 \leq 0.5R_{200}$	$5 \leq F_{200} \leq 12$, cumple los criterios de graduación de SW y los criterios plásticos de SM	SW - SM*
	$5 \leq F_{200} \leq 12$, cumple los criterios de graduación de SP y los criterios plásticos de SM	SP - SM*
	$5 \leq F_{200} \leq 12$, cumple los criterios de graduación de AP y los criterios plásticos de SC	SP - SC*
	$F_{200} < 5, C_U \geq 6, 1 \leq C_C \leq 3$	SW
	$F_{200} < 5, C_C < 6$ y/o C_C no entre 1 y 3	SP
	$F_{200} > 12, I_p < 4$, limite de Atterberg debajo de la línea A	SM
	$F_{200} > 12, I_p > 7$, limite de Atterberg sobre o arriba de la línea A	SC
	$F_{200} > 12, LL > 50, 4 \leq I_p \leq 7$ limite de Atterberg, sobre o arriba de la línea A	SC - SM*
	$F_{200} \leq 12$ cumple los criterios de graduación de SW y los criterios plásticos de SM	SW - SM*
	$5 \leq F_{200} \leq 12$, cumple los criterios de graduación de SP y los criterios plásticos de SM	SP - SM*
	$5 \leq F_{200} \leq 12$, cumple los criterios de graduación de AP y los criterios plásticos de SC	SP - SC*
	Suelo de grano fino (inorgánicos), $R_{200} \leq 50$	$I_p < 4$, o limite de Atterberg debajo de la línea A
Suelo limoso y arcilloso, $LL < 50$ suelo limoso y arcilloso, $LL \geq 50$	$I_p > 7$, o limite de Atterberg sobre la línea A	CL
	$4 \leq I_p \leq 7$, limite de Atterberg arriba de la línea A	CL - ML*
Suelo de grano fino (orgánico)	Limite de Atterberg abajo de la línea A	MH
	Limite de Atterberg sobre la línea A	CH
Limo orgánico y arcilla $LL < 50$	LL no secado en horno < 0.75	OL
	LL secado en horno < 0.75	OL
Limo orgánico y arcilla, $LL \geq 50$	LL no secado en horno < 0.75	OH
	LL no secado en horno < 0.75	OH

FUENTE: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Braja M. Das.

F_{200} = porcentaje que pasa el tamiz N° 200, R_{200} = porcentaje retenido en el tamiz N° 200

R_4 = porcentaje retenido en el tamiz N° 4. * = caso de frontera: clasificación doble.



2.4.3.-CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS.

El concepto de capacidad portante, se refiere, específicamente, al riesgo de deformación de superficies de falla por corte o zonas plásticas en el suelo de soporte, que generan grandes desplazamientos o el colapso del cimiento, cuando la presión promedio fundación - suelo alcanza un valor crítico denominado **capacidad portante última**.

CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ÚLTIMA.

La capacidad portante última se puede determinar mediante la ecuación general siguiente:

$$q_u = \gamma * \frac{B}{2} * N_\gamma + C * N_c + \gamma * D * N_q \quad (14)$$

Donde:

- q_u = capacidad portante última.
- γ = peso específico del suelo de fundación.
- B = ancho de la cimentación.
- C = cohesión del suelo.
- D = profundidad de cimentación desde la superficie del suelo.
- N_γ, N_c, N_q = factores de capacidad portante (adimensionales).

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA.

Se pueden determinar utilizando las siguientes expresiones:

$$N_q = \frac{e^{\left(\frac{3\pi}{2} - \phi\right) \tan \phi}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (15)$$

$$N_c = \cot \phi (N_q - 1) \quad (16)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (17)$$

CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE (q_a).

Determinada la capacidad de carga última, total o neta se calcula la capacidad portante admisible del terreno, la que se obtiene al dividir la capacidad portante última última, entre un factor de seguridad, que según TERZAGHI recomienda que puede ser entre 3 a 4, pero no menor de 3. es decir:

$$q_a = \frac{q_u}{F.S} \quad (18)$$

Donde:

- q_a = capacidad portante admisible del terreno.
- q_u = capacidad portante última.
- F.S = factor de seguridad, se recomienda tomar entre 3 - 4



TABLA N° 05 VALORES TIPO PARA EL ANGULO DE FRICCION, OBTENIDOS A PARTIR DE ENSAYOS DE CORTE, EN DIVERSOS TIPOS DE ROCA Y SUELO (HOEK Y BRAY)

TIPO	MATERIAL	PESO ESPECIFICO (Tn/m^3)	ANGULO DE FRICCIÓN ϕ		
			MATERIAL	GRADOS	
NO COHESIVO	ARENA HUMEDA	Gruesa y seca	1.44	Compacta, bien graduada, uniforme	40 - 50
		Fina y seca	1.60	Uniforme, gruesa arena fina o suelta	35 - 40
			1.84	Arena bien gruesa graduada	35 - 40
		Muy húmeda	1.92	Arena fina seca	30 - 35
	GRAVA	Común mixta	1.76	Común mixta	35 - 40
		Fluvial	2.24	Grava	40
		Suelta	1.84	Compacta arenosa	40 - 45
		Arenosa	1.92	Suelta arenosa	35 - 40
		Granito	1.60 - 2.00	Piedra partida en fragmentos	35 - 45
	ROCA SUELTA	Basalto	1.76 - 2.24	Yeso fragmentado	35 - 45
		Calcárea	1.28 - 1.92		
		Yeso	1.00 - 1.28		
		Seca	1.76	Bloques de arcilla seca	30
		Húmeda	1.84	Bloques de arcilla húmeda	40
COHESIVO	ARCILLA	Saturada	1.92	Arcilla compacta	10 - 20
		Marga arenosa	1.60	Arcilla blanda	5 - 7
		Marga	1.76	Material calcáreo de zona de deslizamiento	20 - 27
		Con grava	2.00	Material de falla	14 - 22
		Suelo superficial	1.36		
	COBERTUR A	Suelo seco	1.44		
		Suelo húmedo	1.60	Suelo de cobertura	30 - 35
		Suelo saturado	1.68		
	MACIZO ROCOSO	Granito	2.61	Granito	30 - 50
		Cuarcita	2.61	Cuarcita	30 - 45
		Arenisca	1.95	Arenisca	30 - 45
		Caliza	3.17	Caliza	30 - 50
		Pórfilo	2.58	Pórfilo	30 - 40
	Yeso	1.76	Yeso	30 - 40	

FUENTE: Manejo de Cuencas Alto Andinas. Absalón Vásquez



2.5.- OFERTA HIDRICA.

Es la disponibilidad hídrica de la cuenca del rio.

2.5.1.- CUENCA HIDROGRAFICA

Es el área de terreno donde todas las aguas caídas por precipitación se unen para formar un solo curso de agua, cada curso de agua tiene una cuenca bien definida para cada punto de su recorrido.

AREA DE LA CUENCA (A).

El área o superficie de la cuenca esta limitada por la divisoria de aguas, que es una línea que separa la superficie de terreno cuyo drenaje fluye hacia el curso de agua. Se expresa en Km. ²

PERIMETRO DE LA CUENCA. (P).

Se refiere al borde de la forma de la cuenca proyectada en un plano horizontal, es de forma muy irregular, se obtiene después de delimitar la cuenca, se expresa generalmente en Km.

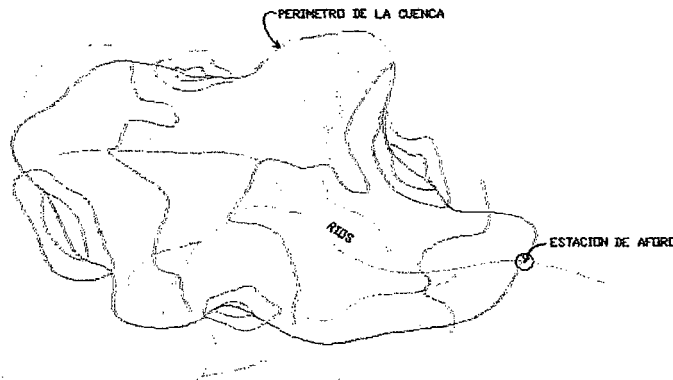


FIGURA N° 03 DELIMITACION DE UNA CUENCA

CURVAS CARACTERISTICAS DE UNA CUENCA.

- CURVA HIPOSOMETRICA.

Para construir la curva hipsométrica, se utiliza un mapa con curvas de nivel, el proceso es como sigue:

- ✓ Se marcan subáreas de la cuenca siguiendo las curvas de nivel, por ejemplo de 100 m en 100m.
- ✓ Se determinan las áreas parciales de esos contornos.
- ✓ Se determinan las áreas acumuladas, de las porciones de la cuenca
- ✓ Se determina el área acumulada que queda sobre cada altitud del contorno.
- ✓ Se plotean las altitudes, versus las correspondientes áreas acumuladas que quedan sobre estas altitudes.

- CURVA DE FRECUENCIA DE ALTITUDES.

Es la representación grafica, de la distribución en porcentaje, de las superficies ocupadas por diferentes altitudes.

Con las curvas se pueden determinar las siguientes altitudes características:



- ✓ ALTITUD MEDIA
- ✓ ALTITUD MAS FRECUENTE

ALTITUD DE FRECUENCIA MEDIA.

Numéricamente la elevación media de la cuenca se obtiene con la siguiente ecuación:

$$H = \frac{\sum (h_i * A_i)}{A} \quad (19)$$

Donde:

H = Altitud media de la cuenca (m).

h_i = altitud media entre curvas de nivel sucesivas (m), entre dos contornos.

A_i = área parcial entre curvas de nivel sucesivas ($Km.^2$), área entre dos curvas.

A = área total de la cuenca (Km^2)

INDICES REPRESENTATIVOS.

- FACTOR DE FORMA DE UNA CUENCA (F).

Expresa el efecto combinado de la cuenca y la configuración neta del drenaje, se expresa por:

$$F = \frac{B}{L} = \frac{A}{L^2} \quad (20)$$

Donde:

F = Factor forma de la cuenca.

A = Área total de la cuenca.

L = Longitud de la cuenca del máximo recorrido.

B = Ancho promedio de la cuenca

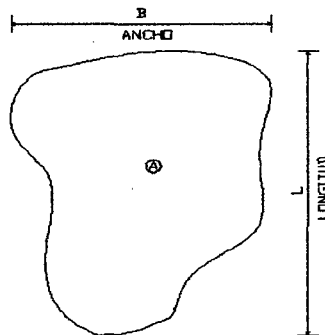


FIGURA N° 04 FACTOR FORMA DE LAS CUENCAS

INDICE DE COMPACIDAD O GRAVELIOUS.

El índice de compacidad de una cuenca, expresa la relación entre el perímetro de la cuenca equivalente de una circunferencia, que tiene la misma área de la cuenca, es decir:

$$K = \frac{P}{2\sqrt{\pi * A}}$$



$$K = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}} \quad (21)$$

Donde:

K = índice de Gravelious.

P = perímetro de la cuenca (Km.).

A = área total de la cuenca (Km²).

TABLA N° 06 FORMAS DE CUENCA DE ACUERDO AL COEFICIENTE DE COMPACIDAD

CLASE DE FORMA	RANGOS DE CLASE	FORMA DE LA CUENCA
K	a 1.25	Casi redonda a oval- redonda
K	1.25 a 1.50	Oval – redonda a oval – oblonga
K	1.50 a 1.75	Oval – oblonga a rectangular – oblonga

PENDIENTE DE LA CUENCA:

Existen diversos criterios para evaluar la pendiente de una cuenca ,siendo uno de ellos:

- CRITERIO DE ALVORD.

Este criterio esta basado, en la obtención previa de las pendientes existentes entre las curvas de nivel. Dividiendo el área de la cuenca, en áreas parciales por medio de sus curvas de nivel, y las líneas medias de las curvas de nivel.

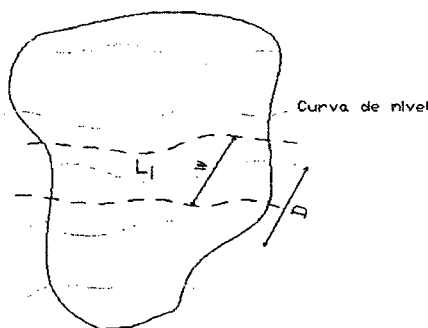


FIGURA N° 05 PENDIENTE DE UNA PORCION DEL AREA DE LA CUENCA

La pendiente ponderada de toda la cuenca es:

$$S = \frac{D(l_1 + l_2 + l_3 + \dots + l_n)}{A} \quad (22)$$

Haciendo: $L = \sum l$ = longitud total de las curvas de nivel de la cuenca, resulta:

$$S = \frac{D * L}{A} \quad (23)$$

Para el caso en que D, no sea constante (esto puede suceder en la parte más alta y más baja de la cuenca), para lo cual se tiene la siguiente expresión:

$$S = \frac{D_1 L_1 + D(L_2 + L_3 + \dots + L_{n-1}) + D_n L_n}{A} \quad (24)$$



Donde:

- S = pendiente de la cuenca.
- D_1 = desnivel en la parte mas baja, en km.
- D_n = desnivel en la parte mas alta, en km.
- D = desnivel constante entre curvas de nivel, en km.
- A = área de la cuenca, en km^2 .

PENDIENTE DEL CAUCE PRINCIPAL. (S).

Existen varios métodos para obtener la pendiente de un cauce, para el caso usamos el siguiente:

METODO O ECUACION DE TAYLOR Y SCHWARZ.

Este método, considera que un río esta formado por n tramos de igual longitud, cada uno de ellos con pendiente uniforme.

En la práctica, los tramos son de diferentes longitudes, en este caso, TAYLOR y SCHUWARZ, recomiendan utilizar la siguiente ecuación:

$$S = \left[\frac{\sum_{i=1}^n L_i}{\sum_{i=1}^n \frac{L_i}{\sqrt{S_i}}} \right]^2 \tag{25}$$

Donde:

- S = pendiente media del cauce.
- L_i = longitud del tramo i.
- S_i = pendiente del tramo i.

Según:

- $S = \frac{H}{L}$
- H = desnivel.
- L = longitud del tramo.

TIEMPO DE CONCENTRACION (T_c).

Existen varias ecuaciones para evaluar el tiempo de concentración T_c , de una cuenca como:

ECUACION DE TEMES

Esta dada por:

$$T_c = 0.30 \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.76} \tag{26}$$

Donde:

- T_c = tiempo de concentración en horas.
- L = longitud máxima del recorrido, en (Km.)
- S = pendiente promedio del cauce principal, en (m/m.)

ECUACION DE VALENCIA Y SULUAGA

Se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$T_c = 1.7694 * A^{0.325} * L^{-0.096} * S_0^{-0.290} \tag{27}$$



Donde:

T_C = tiempo de concentración en horas.

A = área de la cuenca en km^2

L = longitud máxima del recorrido, en Km.

S_0 = pendiente promedio del cauce principal, en porcentaje

FORMULA AUSTRALIANA

El tiempo de concentración se calcula de la siguiente forma:

$$T_C = \frac{58 * L}{A^{0.1} * S^{0.2}} \quad (28)$$

Donde:

T_C = tiempo de concentración en minutos.

A = área de la cuenca en km^2

L = longitud máxima del recorrido, en Km.

S = pendiente promedio del cauce principal, en m/km

COEFICIENTE OROGRAFICO (C_o).

Es la relación entre el cuadrado de la altitud media del relieve y la superficie proyectada sobre un plano horizontal y se expresa mediante la siguiente expresión:

$$C_o = \frac{H^2}{A} \quad (29)$$

Donde:

C_o = coeficiente orográfico.

H = Altitud media del relieve.

A = Área de la cuenca.

RELACIÓN DE CONFLUENCIAS

La relación de confluencias se obtiene dividiendo el número total de ríos de cierto orden por el número total de ríos inmediatamente superior, dado por la siguiente expresión:

$$R_c = \frac{n_i}{n_{i+1}} \quad (30)$$

Donde:

R_c = relación de confluencias.

n_i = numero total de cursos i.

n_{i+1} = numero de cursos de orden inmediatamente superior , i +1.

Dos cuencas con la misma relación de confluencias promedio, son cuencas similares en su patrón de flujo y , por tanto, similares cinéticamente.



2.5.2.- HIDROLOGIA.

2.5.2.1.-ESTUDIO HIDROLOGICO.

Los estudios hidrológicos requieren del análisis de cuantiosa información hidrometeoro lógica, los que consisten en datos sobre precipitaciones, caudales, evaporación, horas de sol, temperatura, vientos, etc. Información que el ingeniero requiere para el diseño de proyectos hidráulicos.

El estudio hidrológico consiste en seleccionar analizar, sintetizar e interpretar las muestras hidrológicas, en forma compacta y fácil de utilizar y disponer de una herramienta de gran utilidad, para las decisiones a tomar, en concordancia con el objetivo del proyecto.

SISTEMA HIDROLOGICO.

Se define como un espacio con limites de frontera que tiene entradas de agua que trabajan dentro de el y produce salidas de agua. El espacio o ámbito del sistema seria la cuenca.

Se considera que la entrada mas importante del sistema es la precipitación y las salidas el caudal y la evaporación.

LA PRECIPITACION.

Es toda forma de agua cuyo origen esta en las nubes, y cae a la superficie terrestre en forma de lluvia, granizo, garúa o nieve.

- CALCULO DE LA PROBABILIDAD EMPIRICA O EXPERIMENTAL.

Existen varias formulas para calcular la probabilidad de ocurrencia de los datos ordenados, los cuales se muestra en la tabla N° 07.

TABLA N° 07 FORMULAS PARA DETERMINAR LA PROBABILIDAD EXPERIMENTAL.

FORMULA EMPIRICA	PROBABILIDAD EXPERIMENTAL ACUMULADA P
CALIFORNIA	$\frac{m}{n}$
WEIBULL	$\frac{m}{n+1}$
CHEGADAYEN	$\frac{m-0.3}{n+0.4}$
TUKEY	$\frac{3m-1}{3n+1}$

FUENTE: Manejo de Cuencas Alto Andinas. Absalón Vásquez

ANALISIS DE CONSISTENCIA.

Antes de utilizar la serie histórica para el modelamiento es necesario efectuar el análisis de consistencia respectivo, a fin de obtener una serie confiable es decir homogénea y consistente.

El análisis de consistencia de la información hidrológica se realiza mediante los siguientes procesos.

- ANALISIS VISUAL GRAFICO.
- ANALISIS DOBLE MASA.



PRUEBAS DE BONDAD DE AJUSTE.

Las pruebas de bondad de ajuste mas utilizadas son:

- Ajuste grafico.
- Ajuste estadístico.
 - ✓ Chi – cuadrado.
 - ✓ Simirnov – Kolmogorov.

➤ **PRUEBA DE SIMIRNOV – KOLOMOGOROV.**

La prueba de ajuste de Smirnov – Kolmogorov, consiste en comparar las diferencias existentes, entre la probabilidad empírica de los datos de la muestra y la probabilidad teórica, tomando el valor máximo del valor absoluto, de la diferencia entre el valor observado y el valor teórico del modelo, es decir:

$$\Delta = \text{máx}|F(X) - P(X)| \quad (31)$$

Donde:

- Δ = estadístico de Smirnov – Kolmogorov, cuyo valor es igual a la diferencia máxima existente entre la probabilidad ajustada y la probabilidad empírica
- $F(X)$ = probabilidad de la distribución teórica.
- $P(X)$ = probabilidad experimental o empírica de los datos, denominada Frecuencia acumulada.

El estadístico Δ tiene su función de distribución de probabilidades.

$$P[\text{máx}|F(X) - P(X)| \geq \Delta_0] = \alpha \quad (32)$$

$$\text{ó} \\ P(\Delta \geq \Delta_0) = \alpha \quad (33)$$

También:

$$P(\Delta < \Delta_0) = 1 - \alpha \quad (34)$$

El procedimiento para efectuar el ajuste; mediante el estadístico de Smirnov – Kolmogorov, es el siguiente:

- ✓ Calcular la probabilidad empírica o experimental $P_{(x)}$ de los datos, mediante la formula de Weibull, es decir:

$$P(X) = \frac{m}{n+1} \quad (35)$$

Donde.

- $P(X)$ = probabilidad empírica.
- m = numero de orden.
- n = numero de datos.

- ✓ Calcular la probabilidad teórica $F(X)$.
- ✓ Calcular las diferencias $P(X) - F(X)$, para todos los valores de X .
- ✓ Seleccionar la máxima diferencia.

$$\Delta = \text{máx}|F(X) - P(X)|$$

Calcular el valor critico del estadístico Δ , es decir Δ_0 , para un $\alpha = 0.05$, y N igual al numero de datos. Los valores de Δ_0 , se muestran en la tabla N° 8.

Compara el valor del estadístico Δ , con el valor crítico Δ_0 , con los siguientes criterios de decisión deducidos de la ecuación (31), Si:

- ✓ $\Delta < \Delta_0 \Rightarrow$ el ajuste es bueno, al nivel de significación seleccionado.
- ✓ $\Delta \geq \Delta_0 \Rightarrow$ el ajuste, no es bueno, al nivel de significación seleccionado, siendo

Siendo necesario probar con otra distribución.



TABLA N° 08 VALORES CRITICOS DE Δ_0 DEL ESTADISTICO SMIRNOV -KOLOMOGOROV
 Δ PARA VARIOS VALORES DE N Y NIVELES DE SIGNIFICACION α

TAMAÑO MUESTRAL N	α = NIVEL DE SIGNIFICACION				
	0.20	0.15	0.10	0.05	0.01
1	0.900	0.925	0.950	0.975	0.995
2	0.684	0.726	0.776	0.842	0.929
4	0.494	0.525	0.564	0.624	0.733
6	0.410	0.436	0.470	0.521	0.618
8	0.358	0.381	0.411	0.457	0.543
10	0.322	0.342	0.368	0.410	0.490
12	0.295	0.313	0.338	0.375	0.450
14	0.274	0.292	0.314	0.349	0.418
16	0.258	0.274	0.295	0.328	0.392
18	0.244	0.259	0.278	0.309	0.371
20	0.231	0.246	0.264	0.294	0.356
25	0.210	0.220	0.240	0.270	0.320
30	0.190	0.200	0.220	0.240	0.290
35	0.180	0.190	0.210	0.230	0.270
N>35	$\frac{1.07}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.14}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.22}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.36}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.63}{\sqrt{N}}$

FUENTE: Hidrología Estadística Máximo Villón B

DISTRIBUCION GUMBEL.

La distribución Gumbel, es una de las distribuciones de valor extremo, llamada también Valor Extremo Tipo I, Fisher Tippett Tipo I o distribución Doble Exponencial.

La distribución Gumbel tiene la forma:

$$F(x) = \text{EXP}\left(-\text{EXP}\left(-\frac{(x-\mu)}{\alpha}\right)\right) \quad (36)$$

O

$$F(X) = e^{-e^{-\frac{(x-\mu)}{\alpha}}} \quad (37)$$

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

Donde:

$0 < \alpha < \infty$; es el parámetro de escala.

$-\infty < \mu < \infty$; es el parámetro de posición, llamado también valor central o moda

ESTIMACION DE PARAMETROS.

- METODO DE MOMENTOS.

Los parámetros de la distribución Gumbel α y μ , se determinan, en función de los parámetros media \bar{X} y desviación estándar S de la muestra, siendo sus expresiones las siguientes:

$$\alpha = 0.779696801 * S \quad (38)$$

$$\mu = \bar{X} - 0.45 * S \quad (39)$$

Donde:

α y μ = parámetros del modelo.



\bar{X} = media aritmética de la muestra.
S = desviación estándar de la muestra.

PERIODO DE RETORNO (T).

Se define como el intervalo promedio de tiempo en años, dentro del cual un evento de magnitud x, puede ser igualado o excedido por lo menos una vez en promedio.

VIDA UTIL (N).

Es un concepto económico en relación con las depreciaciones y costos de las mismas.

ANALIS DE RIESGO

El diseño de estructuras hidráulicas considera el factor de riesgo, esta estructura puede fallar si la magnitud correspondiente al periodo de retorno T, se excede durante la vida útil de la estructura. Este riesgo hidrológico(o riesgo de falla) puede calcularse usando la siguiente ecuación:

$$J = 1 - \left[1 - \frac{1}{T} \right]^N \quad (40)$$

Donde:

J = riesgo de falla.
T = periodo de retorno.
N = vida útil del proyecto.

Despejando T, de la ecuación (40), se tiene:

$$T = \frac{1}{1 - (1 - J)^{1/N}} \quad (41)$$

La ecuación (41) nos permite calcular el periodo de retorno en función del riesgo de falla y la vida útil de la estructura.

TABLA N° 09 PERIODO DE RETORNO DE DISEÑO RECOMENDADO PARA ESTRUCTURAS MENORES.

TIPO DE ESTRUCTURA	PERIODO DE RETORNO (T) AÑOS
Puente sobre carretera importante	50 - 100
Puente sobre carretera menos importante o alcantarillas sobre carretera importante.	25
Alcantarillas sobre camino secundario	5 - 10
Muros de encauzamiento	2 - 50
Alcantarillas para carreteras.	1 - 5
Barraje fijo	30
Colchón de amortiguamiento	30
Limitador de gasto	30
Barraje fusible	01

FUENTE: Hidrológica. Máximo Villón B.

2.5.2.2.-DETERMINACION DE MAXIMAS AVENIDAS.

La magnitud del caudal de diseño, es función directa del periodo de retorno que se le asigne, el que a su vez depende de la importancia de la obra y de la vida útil de esta.

El caudal máximo se determinar a través de los siguientes métodos:



METODO RACIONAL.

Este método permite hacer estimaciones de los caudales máximos de escorrentía usando las intensidades máximas de precipitación.

El caudal máximo se calcula por medio de la siguiente expresión:

$$Q = \frac{CIA}{n * 3.6} \tag{42}$$

Donde:

Q = caudal máximo, en $m^3 / seg.$

C = coeficiente de escorrentía, que depende de la cobertura vegetal, la pendiente y el tipo de suelo.

I = intensidad máxima de lluvia, para una duración igual al tiempo de concentración, y para un periodo de retorno dado, en mm/hora.

A = área de la cuenca, en Km^2

n = coeficiente que depende del tamaño de la cuenca.

TABLA N° 10 COFICIENTES DE "n" SEGÚN EL TAMAÑO DE LA CUENCA

N	A Km2)
3.0	25 - 100
3.5	100 - 1000
4.0	1000 - 10000
5.0	> 10000

DETERMINACION DE LA INTENSIDAD MAXIMA (I).

Es la taza temporal de precipitación por unidad de tiempo (mm/h)

Para determinar la intensidad de diseño es recomendable contar con información obtenida a través de un pluviógrafo.

A falta de registros pluviograficos y cuando se cuente con registros de lluvias máximas de 24 horas ,las intensidades máximas pueden ser obtenidas mediante la metodología de Dick Peschke ,que relaciona la duración de la tormenta con la precipitación máxima en 24 horas, su expresión es la siguiente:

$$P_d = P_{24h} * \left(\frac{d}{1440} \right)^{0.25} \tag{43}$$

Donde:

Pd = precipitación total (mm)

P24h = precipitación máxima en 24 horas (mm)

d = duración en minutos.

La intensidad se halla dividiendo la precipitación Pd entre la duración

CURVAS INTENSIDAD - DURACION - FRECUENCIA

Son las que relacionan la intensidad de lluvia ,la duración de la misma y la frecuencia con la que se pueden presentar, es decir su probabilidad de ocurrencia o el periodo de retorno, cada serie se somete a un análisis de frecuencia asociando a modelos probabilísticos.

Estas curvas también pueden expresarse como ecuaciones, siendo un modelo la siguiente:

$$I_{max} = \frac{K * T^m}{D^n} \tag{44}$$



Donde:

- Imáx = intensidad máxima, en mm/h.
- T = periodo de retorno , en años.
- D = duración , en minutos.
- m,n = parámetros que varían con el lugar y el periodo de retorno.

DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C".

En la tabla N° 11 se presentan valores del coeficiente de escorrentía en función de las características de la superficie y el periodo de retorno.

TABLA N° 11 VALORES DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTIA "C" PARA AREAS NO DESARROLLADAS

CARACTERISTICAS DE SUPERFICIE	PERIODO DE RETORNO EN ANOS					
	2	5	10	25	50	100
CULTIVOS						
Plano 0-2 %	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.74
Promedio 2-7 %	0.35	0.38	0.44	0.44	0.48	0.51
Pendientes > 7%	0.39	0.42	0.48	0.48	0.51	0.54
PRADOS						
Plano 0-2 %	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41
Promedio 2-7 %	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49
Pendientes > 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53
BOSQUES						
Plano 0-2 %	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39
Promedio 2-7 %	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47
Pendientes > 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52

FUENTE: Hidrología aplicada, Ven Te Chow.

MÉTODO DE MAC MATH MODIFICADO

La magnitud del caudal de diseño, se puede estimar mediante la expresión siguiente:

$$Q = C * P * A^{0.58} * S^{0.42} * 10^{-3} \quad (45)$$

Donde:

- Q = caudal de diseño (m3/seg)
- C = factor de escorrentía.
- P = Precipitación máxima en 24 horas para T años de retorno, en mm
- A = área de la cuenca, en Km²
- S = pendiente del cauce principal m/k (%o)

• **MÉTODOS DE CORRELACION HIDROLOGICA.**

Se aplican cuando no se cuentan con datos hidrológicos y pluviométricos.

TRANSFERENCIA DE INFORMACION HIDROLOGICA

Para su aplicación es necesario que los sistemas hidrológicos sean similares.

Se dice que dos sistemas hidrológicos son semejantes, cuando guardan similitud de forma geométrica, similitud cinemática y similitud dinámica, relacionado por la equivalencia de sus parámetros adimensionales: coeficiente de Compacidad, relación de confluencias y coeficiente orográfico, respectivamente.

La transferencia de información de una cuenca con información a una sin información se puede realizar relacionando las ecuaciones siguientes :



$$\pi_1 = \frac{Q}{P * A} \quad (46)$$

$$\pi_2 = \frac{I * t}{H} \quad (47)$$

$$\pi_3 = \frac{H}{\sqrt{A}} \quad (48)$$

$$\pi_4 = \frac{Q}{I * A} \quad (49)$$

$$\pi_5 = \frac{p}{\sqrt{A}} \quad (50)$$

Donde:

- π = parámetro adimensional.
- Q = caudal de escurrimiento.
- A = área de la cuenca.
- P = precipitación,
- H = altitud media.
- I = intensidad de precipitación.
- t = tiempo de duración de la lluvia.
- p = perímetro cuenca.

2.5.2.3.-METODO ESTADISTICO

Si se dispone de suficiente información, esto es, una serie de registros de 15 años o más y disponemos de un valor por cada año, el cálculo se hará haciendo uso de una serie anual.

La serie anual o parcial se ajusta luego a cualquiera de las funciones teóricas de probabilidad mas usadas, como:

- **DISTRIBUCION GUMBEL.**

De, la que tiene mayor aceptación, al haber demostrado que se ajustan bien al fenómeno de las crecidas de los ríos, es la distribución de valores extremos tipo I o ley de Gumbel.

La Ley de Gumbel se define a partir de las ecuaciones:

$$P(Q \leq Q_0) = 1 - e^{-e^{-y}} \quad (51)$$

$$y = \frac{Q_i - \mu}{\alpha} \quad (52)$$

$$\mu = Q_m - 0.45 * S \quad (53)$$

$$\alpha = 0.7797 * S \quad (54)$$

$$y = \frac{Q_i - Q_m + 0.45 * S}{0.7797 * S} \quad (55)$$

$$P(Q \leq Q_0) = \frac{1}{T} \quad (56)$$

Siendo:

$$T = \frac{1}{F}$$



Donde:

$P(Q \leq Q_0)$ = probabilidad de ocurrencia de una avenida Q menor o igual que Q_0

- Q_m = media de la serie de avenidas.
- Q_i = avenida del año i.
- S = desviación estándar.
- Y = variable reducida
- e = base del logaritmo neperiano.
- μ = parámetro de posición de la distribución Gumbel .
- α = parámetro de escala de la distribución Gumbel.
- T = periodo de retorno.
- F = frecuencia de ocurrencia del evento.

El procedimiento de ajuste a la Ley de Gumbel, de una serie de avenidas observadas Q_i , se sigue el siguiente proceso:

- Seleccionar de cada serie anual disponible de caudales medios diarios o instantáneos un valor máximo y formar de esta manera la serie Q_i de avenidas de extensión N.
- Calcular los estadísticos correspondientes: media, desviación estándar, mediante las siguientes expresiones:

$$Q_m = \frac{\sum Q_i}{N} \quad (57)$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum (Q_i - Q_m)^2}{N - 1}} \quad (58)$$

- Ordenar de mayor a menor asignando las correspondientes frecuencias según el criterio de Weibull.

$$F = \frac{m}{N + 1}$$

Donde:

m = numero de orden, siendo m=1 para la mayor avenida de la serie Q_i ; y m=N corresponde a la menor avenida.

N = numero total de datos de avenidas.

F = $P(Q \leq Q_0)$. Frecuencia de ocurrencia o probabilidad.

- Hallar la función teórica de Gumbel según las ecuaciones (51) y (55), previa corrección por la longitud del registro.
- Para calcular el caudal máximo de diseño para distintos periodos de retorno de interés, se puede sustituir las ecuaciones (56) y (55) en la ecuación (51), ordenando y simplificando se obtiene la siguiente ecuación:

$$Q_T = Q_m - S * (0.45 + 0.7797 * \ln[\ln T - \ln(T - 1)]) \quad (59)$$

Donde:

Q_T = Caudal máximo de diseño para un periodo de retorno determinado, en $m^3 / seg.$

Q_m = caudal promedio de la serie, en $m^3 / seg.$

T = periodo de retorno.

S = desviación estándar de los caudales de la serie anual.



CALCULO DEL CAUDAL MAXIMO INSTANTANEO

Se determina cuando los caudales máximos son los medios diarios, y este puede ser determinado mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{M\acute{a}xInsta.} = Q_{M\acute{a}xmedio} * (1 + 2.66 * A^{-0.3}) \quad (60)$$

Donde:

- Q_{Máx Inst.} = caudal máximo instantáneo , en m3/seg.
- Q_{Máx medio} = caudal máximo medio diario, en m3/seg.
- A = área de la cuenca, en Km².

2.5.2.4.-ANALISIS DE FRECUENCIA DE CAUDALES.

El análisis de frecuencia de caudales nos permite predecir la disponibilidad de agua de un río a partir de datos históricos de caudales, es decir, podemos saber con que frecuencia se va presentar un caudal de cierta magnitud para esto es muy útil el uso de la "Curva de Duración" que indica el porcentaje de tiempo en que el caudal es igual o mayor que un valor dado.

CURVA DE DURACION

Llamada también curva de persistencia, es una curva que indica el porcentaje del tiempo durante el cual los caudales han sido igualados o excedido durante el periodo de análisis o registro. Esta curva puede ser definida para caudales diarios, mensuales. Anuales, etc.

ELABORACION DE LA CURVA DE DURACION.

Los pasos para obtener las curvas de duración son los siguientes:

- ✓ Ordenar los datos de caudales (anuales, mensuales o diarios), sin importar el tiempo en forma decreciente, tal que m = 1 corresponde al máximo valor y m = N al valor mínimo.
- ✓ Calcular la probabilidad empírica para cada uno de los caudales ordenados, utilizando la siguiente formula:

$$P = \frac{m}{N + 1}$$

- ✓ Dibujar la curva de duración, ploteando los valores de los caudales versus la probabilidad empírica calculada en el paso anterior, para cada mes.
- ✓ Ajustar el diagrama de dispersión a una curva seleccionando la que tiene mayor coeficiente de correlación.
- ✓ Calcular los caudales al porcentaje de persistencia que requiere el proyecto (para proyectos de irrigación se utiliza generalmente al 75 % de persistencia), esto se puede determinar entrando a la curva de duración del mes o año correspondiente.

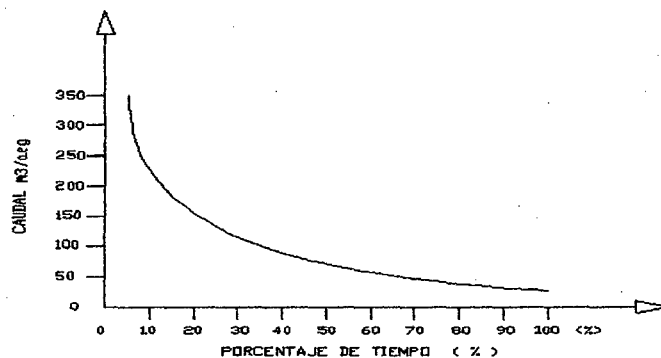


FIGURA N° 06 CURVA DE DURACION



2.6.- DEMANDA.

Es el requerimiento de agua de los usuarios para satisfacer sus necesidades.

2.6.1- EVAPOTRANSPIRACION.

Es la cantidad de agua evaporada y transpirada por un cultivo, siendo el clima uno de los factores mas importantes que determinan su cuantificación, pues esta relacionada con la demanda evaporativa del aire y se expresa en mm/día o mm/periodo.

EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL (ET_p).

Representa la tasa de evapotranspiración de una superficie extensa, cubierta de hierba verde de 8 a 15 centímetros de altura, que esta creciendo activamente, que sombrea completamente el terreno y que no escasea de agua.

METODOS PARA EVALUAR LA EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL (ET_p).

Existen varios métodos para determinar el agua consumida por los cultivos y los vegetales naturales dentro de los cuales tenemos a los siguientes:

- METODOS DIRECTOS.
- METODOS INDIRECTOS O FORMULAS EMPIRICAS.

FORMULA DE HARGREAVES.

Esta dada por la siguiente expresión:

$$ET_p = MF * TMF * CH * CE \tag{61}$$

Donde:

ET_p = Evapotranspiración potencial (mm/mes).

MF = Factor mensual de latitud.

TMF = Temperatura Media Mensual (°F).

CE = Corrección por altitud.

$$CE = 1 + 0.04 \frac{Altitud(msnm)}{2000} \tag{62}$$

$$CH = 0.166 * \sqrt{(100 - HR)} , \text{ para } HR > 64 \% . \tag{63}$$

CH = 1.00, para HR > 64 %.

HR = Humedad relativa media mensual.

**TABLA N° 12 VALORES MEDIOS MENSUALES DE RADIACION EXTRATERRESTRE (R_t)
HEMISFERIO SUR.**

LATITUD □□□□VA	VALORES EXPRESADOS COMO EVAPORACION EQUIVALENTE mm/día												
	MES	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
5	15.81	15.98	15.75	14.88	13.76	13.12	13.39	14.41	15.46	15.96	15.89	15.72	
10	16.45	16.33	15.67	14.37	12.95	12.18	12.51	13.76	15.20	16.15	16.45	16.44	
15	16.98	16.55	15.48	13.76	12.06	11.17	11.54	13.01	14.82	16.21	16.89	17.06	
20	17.40	16.66	15.16	13.05	11.09	10.10	10.51	12.17	14.33	16.16	17.22	17.57	
25	17.72	16.65	14.73	12.24	10.05	8.97	9.42	11.25	13.73	15.99	17.43	17.97	
30	17.91	16.52	14.19	11.34	8.95	7.80	8.28	10.25	13.03	15.70	17.54	18.27	
35	17.99	16.27	13.54	10.36	7.80	6.61	7.10	9.18	12.23	15.29	17.52	18.46	
40	17.98	15.92	12.79	9.31	6.61	5.40	6.89	8.06	11.33	14.78	17.40	18.54	
45	17.86	15.46	11.94	8.19	5.41	4.19	4.69	6.89	10.35	14.16	17.18	18.54	
50	17.66	14.90	11.00	7.02	4.20	3.02	3.49	5.68	9.29	13.45	16.87	18.46	
55	17.40	14.25	9.98	5.81	3.01	1.90	2.34	4.46	8.16	12.64	16.49	18.33	
60	17.12	13.54	8.88	4.57	1.88	0.91	1.28	3.24	6.97	11.76	16.07	18.20	

FUENTE: Irrigación Arturo Rosell C



TABLA N° 13 PORCENTAJES DE HORAS DE LUZ DIARIAS EN AMERICA DEL SUR

LATITUD SUR	MESES											
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JYL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
0	8.68	7.66	8.49	8.21	8.50	8.22	8.50	8.49	8.21	8.50	8.22	8.50
5	8.68	7.76	8.51	8.15	8.34	8.05	8.33	8.38	8.19	8.56	8.37	8.68
10	8.86	7.87	8.53	8.09	8.18	7.86	8.14	8.27	8.17	8.62	8.53	8.88
15	9.05	7.98	8.55	8.02	8.02	7.65	7.95	8.15	8.15	8.68	8.70	9.10
20	9.24	8.09	8.57	7.94	7.85	7.43	7.76	8.03	8.13	8.76	8.87	9.33
25	9.46	8.21	8.60	7.84	7.66	7.20	7.54	7.90	8.11	8.86	9.04	9.58
30	9.70	8.33	8.62	7.73	7.45	6.96	7.31	7.76	8.07	8.97	9.24	9.85
32	9.81	8.39	8.63	7.69	7.36	6.85	7.21	7.70	8.06	9.01	9.33	9.96

FUENTE: Irrigación Arturo Rosell C.

TABLA N° 14 FACTOR DE EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL (MF), EN MM POR MES

LATITUD SUR	MES											
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1	2.788	2.177	2.354	2.197	2.137	1.990	2.091	2.216	2.256	2.358	2.254	2.265
2	2.317	2.136	2.357	2.182	2.108	1.956	2.050	2.194	2.251	2.372	2.263	2.301
3	2.353	2.154	2.360	2.167	2.079	1.922	2.026	2.172	2.246	2.386	2.290	2.337
4	2.385	2.172	2.362	2.151	2.050	1.888	1.993	2.130	2.240	2.398	2.318	2.372
5	2.416	2.189	2.363	2.134	2.020	1.854	1.960	2.126	2.234	2.411	2.345	2.407
6	2.447	2.205	2.363	2.117	1.980	1.820	1.976	1.103	2.226	2.422	2.317	2.442
7	2.478	2.221	2.363	2.099	1.959	1.785	1.893	2.078	2.218	2.433	2.397	2.476
8	2.508	2.237	2.362	2.081	1.927	1.750	1.858	2.054	2.210	2.433	2.423	2.510
9	2.358	2.251	2.360	2.062	1.896	1.715	1.824	2.028	2.201	2.453	2.448	2.544
10	2.567	2.266	2.357	2.043	1.864	1.679	1.789	2.003	2.191	2.462	2.473	2.577
11	2.596	2.279	2.354	2.023	1.832	1.644	1.754	1.976	2.180	2.470	2.497	2.610
12	2.625	2.292	2.350	2.002	1.799	1.608	1.719	1.950	2.169	2.477	2.520	2.643
13	2.652	2.305	2.345	1.981	1.767	1.572	1.684	1.922	2.157	2.484	2.543	2.675
14	2.680	2.317	2.340	1.959	1.733	1.536	1.648	1.895	2.144	2.490	2.566	2.706
15	2.707	2.328	2.334	1.937	1.700	1.500	1.612	1.867	2.131	2.496	2.588	2.738
16	2.734	2.339	2.317	1.914	1.666	1.464	1.576	1.838	2.117	2.500	2.610	2.769
17	2.760	2.348	2.319	1.891	1.632	1.427	1.540	1.809	2.103	2.504	2.631	2.799
18	2.785	2.359	2.311	1.867	1.598	1.391	1.504	1.780	2.088	2.508	2.651	2.830
19	2.811	2.368	2.302	1.843	1.564	1.354	1.467	1.750	2.072	2.510	2.671	2.859

FUENTE: Manejo de Cuencas Alto Andinas. Absalón Vásquez

EVAPOTRANSPIRACION DEL CULTIVO (ETc).

Representa la evapotranspiración en un cultivo determinado en relación a la evapotranspiración potencial, para lo cual se aplica coeficientes para cada cultivo (K_c) de acuerdo a su periodo vegetativo.

De preferencia se calcula multiplicando la evapotranspiración potencial por el factor o coeficiente de cultivo K_c . Así:

$$ET_c = K_c * ET_p \quad (64)$$

Donde:

ET_c = evapotranspiración de los cultivos (mm).

ET_p = evapotranspiración potencial (mm).

K_c = coeficiente de cultivo.

2.6.2.-CEDULA DE CULTIVO

La cedula de cultivo viene hacer la relación o tabla de cultivos posibles de una zona de acuerdo a sus condiciones de clima, suelos y experiencia de los campesinos.

Determinar la cedula de cultivo, en una área de riego incluye las consideraciones siguientes:

- ✓ Especies y periodos de los cultivos.
- ✓ Aéreas de cobertura de estas especies.
- ✓ Numero de campañas agrícolas al año.



La cedula de cultivo esta conformada por cultivos permanentes y temporales.

COEFICIENTES DE CULTIVO (K_c).

Cuando se requiere estimar el consumo de agua de un cultivo en cualquier región y en cualquier estado de desarrollo se usan los denominados coeficientes de uso consuntivo (K_c), que viene hacer la relación entre la demanda de agua del cultivo (ET_c) y la demanda de agua del cultivo de referencia (ET_p) mantenido a niveles óptimos de agua o sea:

$$K_c = \frac{ET_c}{ET_p} \quad (65)$$

Donde:

K_c = coeficiente de cultivo.

ET_c = evapotranspiración de los cultivos

ET_p = evapotranspiración potencial.

Se han hecho investigaciones sobre los valores de los K_c , de un cultivo, y estos varían de acuerdo al periodo de desarrollo del cultivo, determinándose que el cultivo tiene cuatro etapas durante su desarrollo siendo estas:

- 1° ETAPA.- periodo Inicial.
- 2° ETAPA.- desarrollo del cultivo.
- 3ª ETAPA.- mediados del periodo.
- 4° ETAPA.- finales del periodo.

Durante estas cuatro etapas el coeficiente K_c presenta una variación que puede ser de aproximadamente 0.2 hasta alrededor de 1.3, con lo cual se puede elaborar una "Curva K_c " del cultivo.

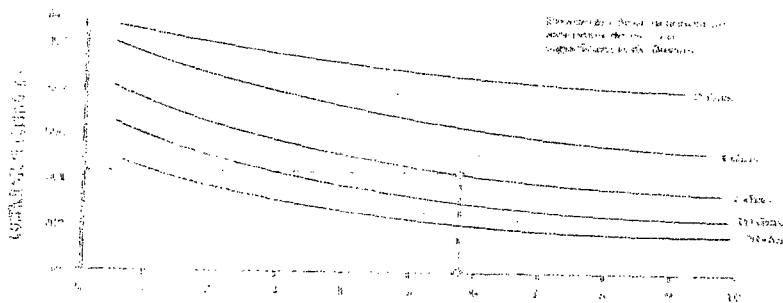
CALCULO DEL COEFICIENTE K_c DE LOS CULTIVOS.

Para determinar el K_c de un cultivo, se sigue los siguientes pasos:

- 1.- Se determina el periodo vegetativo y la duración de cada etapa de desarrollo del cultivo, inicial, desarrollo, maduración y cosecha.
- 2.- Se determina el valor de K_c para la etapa inicial del cultivo mediante el grafico que relaciona frecuencia de riego y la evapotranspiración potencial (ET_p), o mediante la tabla N° 15. Si se elige la figura N° 7, asumir una frecuencia de riego practica de acuerdo al cultivo y zona donde se trabaja.
- 3.- Se determina el valor de K_c para las etapas de maduración y cosecha la tabla N° 15 que relacionan el valor de K_c para diferentes cultivos.
- 4.- Se construye la curva de K_c , relacionando los valores de K_c y las etapas de desarrollo del cultivo, el ploteo se efectúa de la siguiente manera:
 - ✓ El valor de K_c para la etapa inicial corresponderá a la parte final de dicha etapa.
 - ✓ El valor de K_c para la etapa de maduración corresponderá a toda la etapa.
 - ✓ El valor de K_c para la cosecha, corresponderá a la parte final de dicha etapa.
 - ✓ Unir mediante líneas rectas los valores de K_c , de la parte final de la etapa inicial con el inicio de la etapa de maduración y la parte final de la etapa de maduración con la parte final de la etapa de cosecha.
 - ✓ Trazar la curva suavizada representativa para el cultivo que se analiza.



5.- la curva trazada representara la "Curva K_C " del cultivo sobre la base de esta curva se determinaran los valores de dicho factor que corresponden a cualquier fecha de interés. Luego se determinan los valores mensuales de K_C para cada cultivo entrando a cada curva, en el mes de interés obteniéndose el K_C correspondiente.



ETP: DURANTE EL ESTADO INICIAL DEL CULTIVO (mm/Día)

FIGURA N° 07 VALORES DE K_C PROMEDIO PARA EL ESTADO INICIAL DE DESARROLLO RELACIONADO AL NIVEL DE ETP Y FRECUENCIA DE RIEGO Y/O SIGNIFICANCIA DE LLUVIAS

TABLA N° 15 VALORES DE K_C DE LOS CULTIVOS (PROMEDIO TEMPORAL)

CULTIVO	PERIODOS DEL CULTIVO			
	INICIAL	DESARROLLO	MEDIADOS	FIANLES
Zanahoria	0.70	0.75	1.05	0.95
Cebada	0.30	-	1.15	0.25
Trigo	0.40	-	1.15	0.30
Maíz choclo	0.40	0.80	1.20	1.05
Maíz grano	0.40	0.80	1.15	0.70
Arveja verde	0.50	-	1.15	1.10
Alverja grano	0.50	-	1.15	0.30
Papa	0.45	0.75	1.15	0.85

TABLA N° 16 TIEMPOS APROXIMADOS DE LOS PERIODOS DE LOS CULTIVOS (DIAS)

CULTIVO	INICIAL	DESARROLLO	MEDIADOS	FINAL	TOTAL
Zanahoria	20 - 25	30 - 35	30 - 70	20 - 20	100 - 150
Cebada	20 - 20	40 - 50	40 - 60	25 - 30	125 - 160
Trigo	20 - 40	25 - 60	60 - 70	20 - 30	125 - 200
Maíz choclo	20 - 30	25 - 40	25 - 50	10 - 20	80 - 140
Maíz grano	20 - 30	35 - 50	40 - 60	20 - 40	125 - 180
Alverja verde	20 - 30	30 - 40	35 - 60	25 - 25	110 - 155
Alverja grano	20 - 30	30 - 40	35 - 60	25 - 45	110 - 175
Papa	30 - 35	30 - 40	35 - 50	20 - 35	115 - 160

CALCULO DEL K_C PONDERADO (K_{CP}).

Se calcula el K_C ponderado K_{CP} mensual a nivel de proyecto teniendo como factor de ponderación el área física ocupada por cada cultivo, y se determina mediante la siguiente expresión:

$$K_{CP} = \frac{\sum K_C A_C}{A} \tag{66}$$

Donde:

$$K_{CP} = K_C \text{ ponderado.}$$

$$K_C = \text{coeficiente de cada tipo de cultivo.}$$



A_c = área física ocupada por cada cultivo.

A = área física total del campo de cultivo. (Has)

PRECIPITACION EFECTIVA "PE".

Es la parte de lluvia aprovechada por las plantas.

Para hacer el cálculo de la precipitación efectiva (PE), primero deberá definirse si se utiliza el promedio de los registros de lluvia o si se utiliza la precipitación al 75 % de persistencia.

La definición entre estos dos valores depende de las consideraciones siguientes:

- ✓ Valor económico del cultivo.
- ✓ Resistencia del cultivo a periodos de "penuria de agua"
- ✓ Periodo de registro de la precipitación pluvial.

CALCULO DE LA PRECIPITACION AL 75 % DE PERSISTENCIA

La precipitación pluvial al 75 % de persistencia de todos los meses del año, se determina mediante el siguiente proceso:

Procedimiento:

- ✓ Se ordena la precipitación pluvial anual o mensual en forma descendente.
- ✓ Se obtiene al 75 % de persistencia con la formula de Ceibal, es decir:

$$f = \frac{m}{N + 1}$$

De donde se deduce que:

$$m = f * (N + 1) \tag{67}$$

Por lo tanto la precipitación al 75 % de de persistencia se obtiene de:

$$m = 0.75 * (N + 1) \tag{68}$$

Siendo:

f = frecuencia o probabilidad de ocurrencia.

m = valor de posición de la lluvia ordenada en forma decreciente.

N = numero total de datos de precipitación.

Luego se obtiene los datos mensuales, que corresponde al año de 75 % de persistencia.

CALCULO DE LA PRECIPITACION EFECTIVA "PE".

- METODO DEL WATER POWER RESOURCES SERVICE (WPRS - USA)

El W.P.R.S. considera el siguiente criterio empírico de la distribución de la lluvia.

TABLA N° 17 CALCULO DE LA PRECIPITACION EFECTIVA

INCREMENTO DE LA PRECIPITACION (mm)	% DE LA PRECIPITACION EFECTIVA (PE)
5	0
30	95
55	90
80	82
105	65
130	45
155	25
MAS DE 155	5

FUENTE: Manejo de Cuencas Alto Andinas. Absalón Vásquez V.



DEMANDA DE AGUA O REQUERIMIENTO DE LOS CULTIVOS (DC).

El balance hídrico de un cultivo se sintetiza en la formula siguiente:

$$DC = ETc - (PE - CA + N) \quad (69)$$

Donde:

- DC = demanda de agua
- ETc = evapotranspiración del cultivo.
- PE = precipitación efectiva.
- CA = diferencia de lamina de la capacidad de almacenamiento del suelo Inicial y final del periodo considerado.
- N = aporte del nivel freático.

El valor CA se considera cero, para efectos de planificación de riego, dado que el objetivo es conocer la demanda total, además sin nivel freático que afecte el cultivo, teniendo en cuenta esta consideraciones, la demanda de agua de los cultivos, se determina mediante la siguiente expresión:

$$DC = ETc - PE \quad (70)$$

Donde:

- DC = demanda de agua del cultivo.
- ETc = evapotranspiración máxima o evapotranspiración de los cultivos.
- PE = precipitación efectiva.

Si $DC > 0$: existe acumulación de humedad del suelo para ser gastada en el ETc, durante los periodos sucesivos.

Si $DC < 0$: existe perdida de humedad, del suelo de modo que el ETc, gasta las reservas hídricas almacenadas en el suelo, cuyo déficit debe compensarse con el riego.

DEMANDA DE AGUA DE UN PROYECTO DE RIEGO (D).

La demanda de agua de un proyecto de riego se calcula mediante la siguiente formula:

$$D = \frac{10 * DC * A}{E_f} \quad (71)$$

Donde:

- D = demanda de agua del proyecto (m^3).
- ETc = evapotranspiración de los cultivos (mm).
- PE = precipitación efectiva (mm).
- A = área agrícola (has)
- DC = demanda del cultivo
- E_f = eficiencia de riego (%).

EFICIENCIA DE RIEGO (E_f).

Viene hacer el producto de la eficiencia de la aplicación por la eficiencia de conducción del agua y la eficiencia de distribución.

$$E_f = E_{fic \text{ riego conducción}} \times E_{fic \text{ riego distribución}} \times E_{fic \text{ riego aplicación}}$$

El valor varía entre las diferentes modalidades de riego, y se puede utilizar los siguientes valores promedios:



Gravedad.....	$E_f = 0.40$
Aspersión.....	$E_f = 0.70$
Goteo	$E_f = 0.90$

RESUMEN DEL PROCEDIMIENTO PARA CALCULAR LA DEMANDA DE AGUA Y REQUERIMIENTO DE RIEGO

1. Calcular la evapotranspiración potencial del cultivo (ETp) mensual.
2. Determinación de la cedula de cultivo y sus valores Kc, mensuales en función del periodo vegetativo y la duración de la etapas de desarrollo del cultivo.
3. Área parcial de cultivo y periodos de cultivos
4. Calcular el Kcp ponderado.
5. Calculo de la evapotranspiración máxima del cultivo ($ETc = Kcp * ETp$).
6. Calcular la precipitación efectiva (Pe).
7. Requerimiento neto de riego, que es la diferencia entre la evapotranspiración máxima y la precipitación efectiva ($DA = ETc - PE$) en mm.
8. Calcular el requerimiento volumétrico neto de riego ($DA = 10 * (ETc - PE)$) en M^3 / Ha .
9. Eficiencia de riego del proyecto (eficiencia riego) que comprende conducción, distribución y aplicación (E_f).
10. Calculo del requerimiento de riego volumétrico bruto de agua, viene hacer el requerimiento neto entre la eficiencia de riego ($DA = \frac{10 * (ETc - PE)}{E_f}$) en M^3 / Ha .
11. Numero de horas de riego expresado en horas/día.
Es el tiempo de riego efectivo en el que se podría utilizar el sistema.
12. Calcular el modulo de riego(MR)

$$MR = \text{requerimiento volumen neto} * \left(\frac{1000}{3600 * N^{\circ} \text{ dias} * N^{\circ} \text{ horas de riego}} \right)$$

13. Área total de la parcela a irrigar
14. Caudal disponible a la demanda (lit/seg).

$$Q_{dem} = \text{Área total} * M.R$$

CAUDAL DE DISEÑO DEL CANAL PRINCIPAL (Q_d).

El canal principal se diseña para conducir el caudal correspondiente al mes de máxima demanda, de la cedula de cultivo.

2.7.-BALANCE HIDRICO

El balance hídrico es la comparación entre la oferta y la demanda hídrica de una cuenca.

La ecuación general para el balance hídrico a utilizarse, en un punto del rio es la siguiente:

$$\text{BALANCE HIDRICO} = Q - D \tag{72}$$

Donde:

- Q = Caudal en el rio (oferta hídrica)
- D = Demanda hídrica (uso de agua)

El caudal medido en la cuenca vendría hacer la oferta hídrica en situación natural.

2.8.- DISEÑO HIDRÁULICO Y ESTRUCTURAL

2.8.1.-BOCATOMA

Esta constituido por el conjunto de estructuras que permiten captar agua de una fuente superficial o subterránea para su derivación y aprovechamiento.

COMPONENTES PRINCIPALES.

Las tomas comunes o convencionales se componen de los siguientes elementos principales:

- Dique o barraje vertedero.
- Una reja de entrada.
- Aducción y bocal.
- Un zampeado y un colchón de aguas al pie del azud.
- Una compuerta de purga.
- Obras complementarias.
 - ✓ Desarenadores.
 - ✓ Vertedero de demasías.
- Muros o diques de encauzamiento.

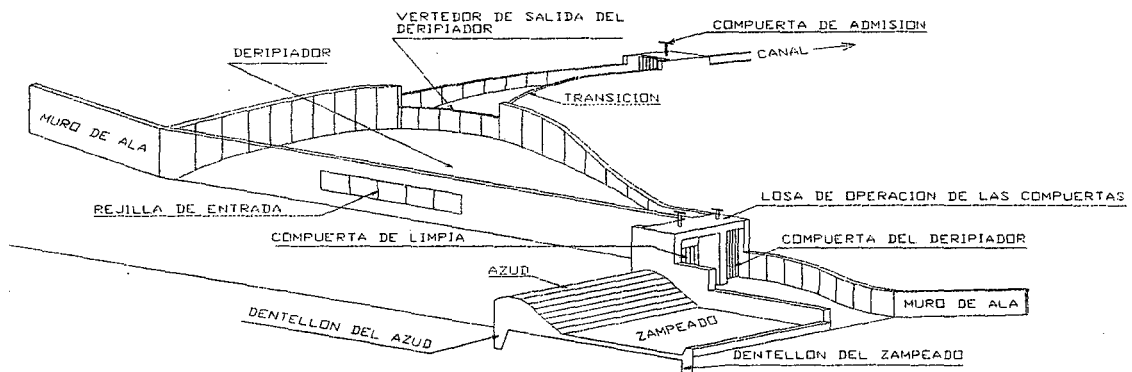


FIGURA N° 8 ESQUEMA DE UNA TOMA CONVENCIONAL

DISEÑO HIDRÁULICO

✓ ESTIMACION DEL ANCHO DE ENCAUZAMIENTO

Para el cálculo de la sección estable se considera la teoría del régimen. Utilizando los siguientes métodos:

- METODO DE BLENCH

Las ecuaciones propuestas por Blench son las siguientes:

$$B = 1.81 \left(\frac{Q * F_b}{F_s} \right)^{1/2} \quad (73)$$

$$Y_m = \left[\frac{F_s * Q}{F_b^2} \right]^{1/3} \quad (74)$$

Donde:

Q = caudal de diseño (m^3 / seg)

B = ancho medio de la sección (m) (ancho estable).

F_b = factor de fondo.

F_s = factor de orilla.



Y_m = profundidad media del fondo a la superficie (m)

Cuando exista poca información Blench recomienda utilizar los valores siguientes:

PARA FACTOR DE FONDO (F_b)

$F_b = 0.80$, si el material es fino ($D_m < 0.5$ mm)

$F_b = 1.20$, si el material es grueso ($D_m > 0.5$ mm)

PARA FACTOR ORILLA (F_s)

$F_s = 0.1$, material poco cohesivo – arenas

$F_s = 0.2$, material medianamente cohesivo.

$F_s = 0.3$, material muy cohesivo, como arcillas.

Para fondos arenosos con transporte de sedimentos, Los valores del factor fondo se puede estimar con la siguiente formula:

$$F_b = F_{b0} * (1 + 0.012 * C)$$

Donde:

$$F_{b0} = 1.9 * \sqrt{D_m}$$

Entonces se tiene:

$$F_b = 1.9 * \sqrt{D_m} (1 + 0.012 * C) \quad (75)$$

Donde:

F_{b0} : es un factor de lecho para concentraciones bajas de sedimento y tamaño medio de las partículas menores a 0.2 mm.

C : concentración del material de fondo en (ppm) por peso.

D_m : diámetro medio del material de fondo en (mm).

Si los lados del canal son de grava redondeada embebida en finos con ligera cohesividad, el factor de orilla puede estimarse con la ecuación siguiente:

$$F_s = \sqrt{\frac{D_m}{4}} \quad (76)$$

• METODO DE SIMONS Y HENDERSON

Las relaciones a las que llegaron tras las investigaciones se resumen en las siguientes formulas:

$$B = 0.90 * K_1 * Q^{0.512} \quad (77)$$

Para obtener el tirante de la corriente se propone lo siguiente:

Si $R \leq 2.60$ m.

$$Y = 1.21 * K_2 * Q^{0.361} \quad (78)$$

Si $R \geq 2.60$ m.

$$Y = 0.61 + 0.93 * K_2 * Q^{0.361} \quad (79)$$

Donde:

B = ancho de encauzamiento.

Q = caudal de diseño ($m^3 / seg.$)

R = radio hidráulico.

Y = calado medio de la sección.

K_1, K_2 = coeficientes que dependen del material del cauce.

Rangos en que se trabaja.



$$S = 0.06 - 10 \quad (\%)$$

$$Q = 0.15 - 250 \quad (m^3 / seg.)$$

$$D_m = 0.03 - 80 \quad (mm)$$

TABLA N° 18 VALORES DE K_1 y K_2 PARA LA FORMULA DE SIMONS Y HENDERSON

CONDICIONES DE FONDO DE RÍO	K_1	K_2
Fondo y orillas de arena	6.30	0.41
Fondo de arena y orillas de material cohesivo	4.74	0.47
Fondo y orillas de material cohesivo	3.96	0.56
Fondo y orillas con material grueso no cohesivo	3.16	0.27
Fondo de arena y orillas cohesivas, pero con mucho transporte 2000 P P m $\leq C \leq$ 8000 P P m	3.09	0.36

• METODO DE ALTUNIN

Es el método más complejo de los tratados, dado que contempla muchos más parámetros hidráulicos, geométricos, resistentes que los anteriores.

Altunin establece una serie de formulas para obtener la resistencia de las márgenes, para garantizar el movimiento del material de fondo y para obtener la resistencia del flujo.

Teniendo en cuenta estas cuestiones, finalmente se llega a las formulas de diseño, que son las siguientes:

$$B = \left[\frac{n * Q * K^{5/3}}{S^{1/2}} \right]^{3/3+5m} \quad (80)$$

Donde:

$$m = \left[\frac{\tau_c}{\tau_0} \right]^{0.1} \quad (81)$$

Siendo:

$$\tau_c = 0.039 * (\gamma_s - \gamma) * Dm \quad (82)$$

$$\tau_0 = \gamma * Y_m * S \quad (83)$$

Haciendo las sustituciones y las respectivas transformaciones se obtiene:

$$m = 0.72 \left[\frac{\Delta * Dm}{Y_m * S} \right]^{0.1} \quad (84)$$

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \quad (85)$$

En ríos generalmente se cumple que el radio hidráulico R es igual al tirante medio Y_m .

Haciendo:

$$E = \left(n * K^{5/3} \right)^{3/3+5m} \quad (86)$$

La expresión N° 79 se transforma en:



$$B = E * \left(\frac{Q}{S^{1/2}} \right)^{\frac{3}{3+5m}} \quad (87)$$

Después de comparar esta expresión con los datos disponibles Altunin recomendó que para fines prácticos de diseño se utilice la siguiente ecuación:

$$B = \frac{E * Q^{0.5}}{S^{0.2}} \quad (88)$$

Siendo:

B = ancho de encauzamiento.

Y_m = tirante medio de la sección.

K = coeficiente de forma de la sección.

τ_c = esfuerzo cortante crítico para partículas con diámetro D_m en kgf/m^2

τ_0 = esfuerzo cortante que el flujo ejerce en el fondo en kgf/m^2

n = coeficiente de Manning-

γ = peso específico del agua.

γ_s = peso específico de las partículas expresado en kgf/m^3

D_m = diámetro medio del material de fondo.

S = pendiente del río.

Q = caudal máximo de diseño en m^3/seg

E = parámetro que caracteriza el cauce según zona geomorfológica.

El coeficiente K depende de la resistencia de las orillas y toma los siguientes valores:

Valore de K entre 8 – 12 para ríos aluviales, en los problemas de ingeniería se acepta usar $K=10$.

Valor de K entre 3 – 5 en el caso extremo de orillas resistentes a la erosión (cohesivas).

Valor de K entre 16 – 20 en el caso de orillas erosionables (incoherentes completamente).

TABLA N° 19 VALORES DEL COEFICIENTE "E" PARA LA FORMULA DE ALTUNIN

TIPOS DE RIO	E
Ríos de montaña	0.7 - 0.9
Ríos de planicie	1.10 - 1.70

• DETERMINACION DEL TIRANTE NORMAL DEL RIO

Se determina mediante la formula de Manning para una sección rectangular tiene:

$$Q = \frac{1}{n} * (B * Y_n) * \left[\frac{B * Y_n}{B + 2 * Y_n} \right]^{2/3} * S^{1/2} \quad (89)$$

De donde se obtiene el tirante normal del río mediante tanteos.

Donde:

Q = caudal de diseño.

n = coeficiente de Manning.

A = área hidráulica de la sección transversal

R = radio hidráulico

S = pendiente del río.

Y_n = tirante normal del río

B = ancho del río.

También se puede determinar mediante cualquier software para el diseño de canales.



TABLA N° 20 VALORES DEL COEFICIENTE "n" EN CORRIENTES NATURALES

MATERIAL DEL CAUCE	N
Lecho natural de rio con fondo solido, sin irregularidades	0.0244
Lecho natural de rio con hierbas	0.0313
Lecho natural de rio con piedras e irregularidades	0.0333
Torrente con piedras irregulares grandes, lecho sedimentado	0.0385
Torrente con piedras gruesas con bastante sedimento	0.0500
Grava, canto rodado y algunas rocas	0.0400
Canto rodado con grandes rocas	0.0500

• **BARRAJE VERTEDERO O AZUD DE DERIVACION**

LONGITUD DEL BARRAJE

Se debe procurar que la longitud del barrage conserve las mismas condiciones naturales del cauce, con el objeto de no causar modificaciones en su régimen.

ALTURA DEL BARRAJE

La altura del barrage, de acuerdo a la Fig. N° 11 estará dada por la siguiente expresión:

$$P = W + h + 0.20 \quad (\text{Metros}) \quad (90)$$

Donde:

P = altura del barrage.

W = altura del piso al umbral del vertedero de captación para evitar el ingreso de material de arrastre la altura necesaria se recomienda que sea mayor o igual a 0.60 m.

h = altura de la ventana de captación, para poder captar el caudal de derivación Q_d

asumiendo que trabaja como vertedero.

0.20 = sumado de seguridad con el fin de corregir, efectos de oleaje y Coeficiente de la formula pudiendo ser mayor de ser posible

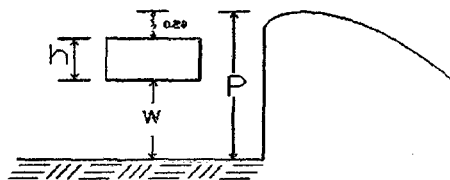


FIGURA N° 9 ALTURA DEL BARRAJE "P"

CAPACIDAD DE DESCARGA DEL VERTEDOR.

La descarga sobre una cresta de vertedero, se obtiene por medio de la formula:

$$Q = C * L * H_o^{3/2} \quad (91)$$

Donde:

Q = descarga, en $m^3 / seg.$

C = coeficiente de gasto varia de 1.66 a 2.21.

L = longitud efectiva de la cresta, en m.

H_o = carga total sobre la cresta = carga estática + carga de velocidad.



CALCULO DE LA ALTURA DE AGUA SOBRE EL BARRAJE "H".

La carga de diseño ($H_D = H$) sobre el barraje o azud, se determina teniendo en consideración los siguientes criterios:

- Si la relación $\frac{P}{H} > 1.33$, se considera la carga de velocidad de llegada despreciable, entonces para este caso: $H_0 = H = H_D$, por lo tanto el coeficiente de descarga para esta condición se ha demostrado que toma el valor de $C = 2.20$.
 En esta condición la carga de agua sobre el barraje se determina mediante la siguiente ecuación:

$$H = H_D = \left(\frac{Q}{C * L} \right)^{2/3} \quad (92)$$

Donde:

H = altura de diseño excluyendo la carga de velocidad.
 C = coeficiente de descarga ($C = 2.20$)
 L = longitud del barraje.
 P = altura del barraje.

- Si la relación $\frac{P}{H} < 1.33$, significa que la velocidad de llegada tendrá efecto apreciable sobre la descarga o el coeficiente de descarga.
 Entonces para este caso se tiene:

$$H_0 = H + H_a \quad (93)$$

$$H_a = \frac{V^2}{2g} \quad (94)$$

$$V = \frac{q}{P + H} \quad (95)$$

Donde:

H = altura de agua sobre la cresta (excluyendo la carga de velocidad.)
 H_0 = carga total sobre la cresta (incluyendo la altura de velocidad)
 H_a = carga de velocidad o altura de velocidad
 V = velocidad de aproximación.
 P = altura del barraje.
 q = caudal por metro lineal de vertedero

Reemplazando la ecuación N° (95) en (94) se tiene:

$$H_a = \frac{q^2}{2 * g * (P + H)^2} \quad (96)$$

Por lo tanto la carga total sobre la cresta del barraje o azud se obtiene al reemplazar la ecuación N° (96) en (93), se tiene:

$$H_0 = H + \frac{q^2}{2 * g * (P + H)^2} \quad (97)$$

La formula que nos permite calcular la carga de diseño o carga de agua sobre el barraje, cuando la velocidad de llegada tenga efecto apreciable sobre la descarga o el coeficiente de descarga será:

$$H + \frac{q^2}{2 * g * (P + H)^2} = \left(\frac{Q}{C * L} \right)^{2/3} \quad (98)$$

En este caso la carga de diseño sobre el barraje se obtiene por aproximaciones sucesivas corrigiendo el coeficiente de descarga, siguiendo el siguiente procedimiento:



1. Se asume un valor del coeficiente de descarga "C", como primera aproximación se puede tomar igual a 2.20, luego con este valor y con los demás datos conocidos, y usando la ecuación N° (98) se determina el valor de la carga de diseño H, que viene hacer la carga de agua sobre el azud.
2. luego con el valor de H calculado en el paso 1 se obtiene la relación $\frac{P}{H}$, con esta relación se ingresa a la figura N° 10 y de donde se obtiene el nuevo valor del coeficiente de descarga "C", que viene hacer el valor corregido de C.
3. con valor del coeficiente C calculado en el paso 2, se calculada nuevamente la carga de diseño según el paso 1.
4. Luego con el nuevo valor de la carga H encontrado en el paso 3, se calcula nuevamente el valor del coeficiente C según el paso 2.
5. El proceso se repite hasta cuando el coeficiente de descarga se mantenga constante o no varié. Obteniéndose así la carga de diseño sobre el azud para este coeficiente.

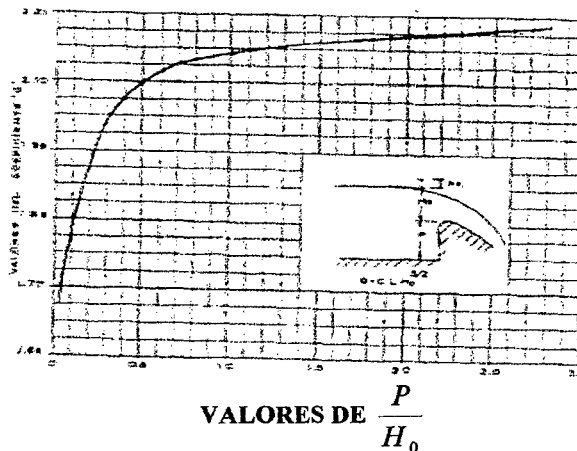


FIGURA N° 10 COEFICIENTES DE DESCARGA PARA LAS CRESTAS DE CIMACIO EN PARDED VERTICAL.
FORMA DE LA CRESTA DEL BARRAJE VERTEDERO.

Es recomendable dar formas a la cresta de modo tal que eviten la presencia de presiones negativas que podrían generar cavitación que causan daños al concreto.

Es conveniente aplicar la formula del U.S. BUREAU OF RECLAMATION y el U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS han desarrollado varios perfiles estándar los cuales tienen la expresión siguiente:

$$X^n = K * H_D^{n-1} * Y \quad (99)$$

Donde:

X, Y = coordenadas del perfil de la cresta.

H_D = carga de diseño sobre la cresta.

K, n = parámetros que dependen de la inclinación de la superficie de aguas arriba.

TABLA N° 21 COEFICIENTES PARA CALCULO DE LA CRESTA DEL BARRAJE

INCLINACION	N	K
VERTICAL	1.850	2.000
3:1	1.000	1.936
3:2	1.810	1.939
3:3	1.776	1.873

FUENTE: Irrigación. Arturo Rossell C.

Estos perfiles recomendados evitan la presencia de presiones negativas que podrían generar cavitación ocasionando daños en el concreto.

ECUACIONES PROPUESTAS PARA DETERMINAR LA FORMA DEL PERFIL.

Dentro de estas tenemos:

- PERFIL SCIMENI.

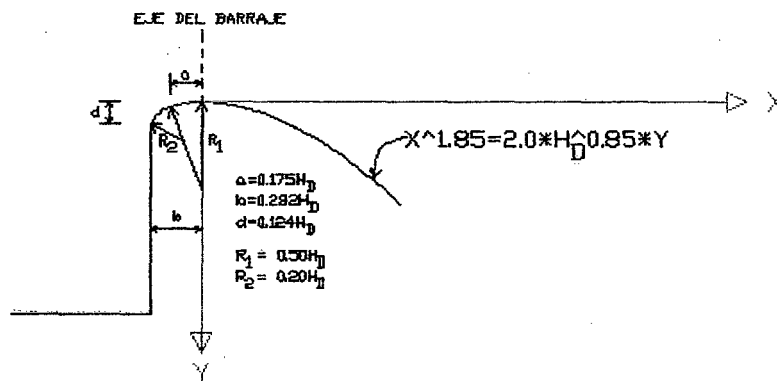
Esta dada por la siguiente ecuación:

$$\frac{Y}{H_D} = 0.50 \left[\frac{X}{H_D} \right]^{1.85} \quad (100)$$

- PERFIL GREAGER.

Su expresión es la siguiente:

$$\frac{Y}{H_D} = 0.47 \left[\frac{X}{H_D} \right]^{1.80} \quad (101)$$



**FIGURA N° 11 CRITERIO DE LA U. S. W.E.S.
 PERFIL TEORICO**

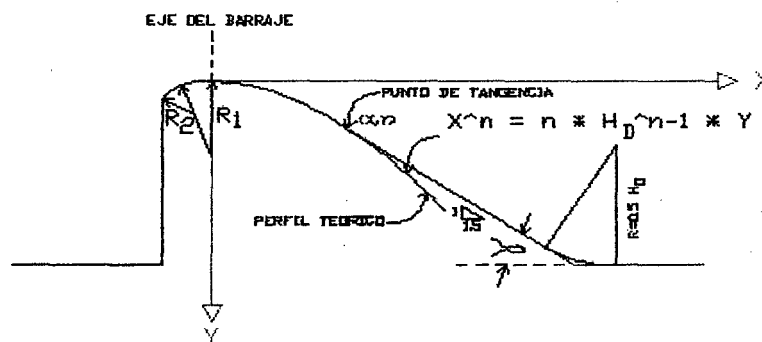


FIGURA N° 12 PERFIL DEL BARRAJE VERTEDERO SUGERIDO

**GRAFICA DEL PERFIL.**

Utilizando la ecuación propuesta para determinar la forma del perfil, conocido H_D , se da valores a Y y se determina valores de X, lo que permitirá realizar la grafica del perfil propuesto.

DEFINICION DEL PUNTO DE TANGENCIA

Realizado con el propósito de modificar el perfil y permitir el paso del flujo con mayor facilidad y mínima turbulencia aguas abajo.

Usando la ecuación del perfil estándar es decir:

$$X^n = K * H_D^{n-1} * Y \quad (102)$$

Al derivar respecto a x, operando y despejando x, se tiene:

$$X = H_D * \left[\frac{K * \frac{dX}{dY}}{n} \right]^{\frac{1}{n-1}}$$

Donde:

$$\frac{dY}{dX} = \text{Tang} \alpha$$

Entonces la expresión resulta:

$$X = H_D * \left[\frac{K * \text{Tang} \alpha}{n} \right]^{\frac{1}{n-1}} \quad (103)$$

Donde:

α = puede tomar valores de 30°, 45°, 60°,...

Elegido el tipo de perfil a usar, luego se elige α , se reemplaza los valores en la expresión (103) y se halla el valor de X, el cual al reemplazarlo en la ecuación (102) se determina el valor de Y, lo que finalmente permite obtener el punto (X; Y) que viene hacer el punto por donde debe pasar la recta que representa la tangente asumida.

- **DISEÑO DEL RESALTO**

Diseñado con la finalidad de disipar la energía que se produce por la construcción del barraje vertedero en el cauce del río.

CALCULO DEL TIRANTE AL PIE DEL BARRAJE O AZUD

Se aplica la ecuación de la conservación de la energía entre la sección aguas arriba del azud y otra al final del mismo y se obtiene:

$$T + \frac{V^2}{2g} = \frac{V_1^2}{2g} + Y_1 + h_f \quad (104)$$

Haciendo:



$$T_0 = T + \frac{V^2}{2g} \quad (105)$$

$$h_f = \sum K \frac{V_1^2}{2g} = \text{perdidas} \quad (106)$$

Sustituyendo las relaciones (106) y (105) en (104) se tiene:

$$T_0 = Y_1 + \left(1 + \sum K\right) \frac{V_1^2}{2g}$$

Haciendo $1 + \sum K = K$ se tiene:

$$T_0 = Y_1 + K \frac{V_1^2}{2g}$$

Por lo tanto la velocidad al inicio del resalto será:

$$V_1 = K \sqrt{2g(T_0 - Y_1)} \quad (107)$$

Generalmente el zampeado con los muros verticales a los lados forma un cauce rectangular para lo cual se tiene:

$$V_1 = \frac{q}{Y_1} \quad (108)$$

Sustituyendo (108) en (107) se obtiene la ecuación que nos permite calcular el tirante de agua al pie del azud siendo la siguiente:

$$Y_1 = \frac{q}{K \sqrt{2g(T_0 - Y_1)}} \quad (109)$$

Donde:

Y_1 = tirante de agua en la sección contraída

q = caudal por metro lineal de vertedero.

$$T_0 = T + \frac{V^2}{2g}$$

T = altura desde el nivel aguas arriba del azud hasta la solera del Zampeado.

V = velocidad de llegada

K = coeficiente de pérdidas.

El valor del coeficiente "K" de pérdidas puede tomarse:

$K = 0.95 - 0.85$ para azud con compuertas sobre la cresta.

$K = 1.00 - 0.90$ para azud sin compuertas.

La ecuación (109) se resuelve por aproximaciones sucesivas, asumiendo como primer valor de $Y_1 = 0$ dentro de la raíz.

El calado Y_n , en el río es conocido para el valor de Q admitido y debe ser igual forzosamente al calado Y_2 del resalto.

Frente a esto se pueden presentar tres casos:

1°.- si $Y_2 > Y_n$, el calado del río es insuficiente para detener el agua y el resalto es rechazado hacia abajo. Caso completamente indeseable, construir un colchón de agua.

2°.- si $Y_2 = Y_n$ el resalto se forma inmediatamente al pie del azud. Este caso es una rara coincidencia.



3°.- si $Y_2 < Y_n$ el resalto se sumerge y el calado normal del río se extiende hasta topar el azud.

El tercer caso es el que se trata de obtener. El primer caso es completamente indeseable, pues el tramo de la curva es de alta velocidad y habría que aumentar la longitud del zampeado con el consiguiente aumento de costo.

Una posibilidad de acortar la longitud del tramo es aumentar el gradiente hidráulico aumentando la rugosidad del zampeado.

Mucho más efectivo es construir un colchón de aguas.

CALCULO DEL TIRANTE CONJUGADO MAYOR

Una vez determinado o calculado Y_1 , Se calcula el valor del tirante conjugado Y_2 con la siguiente formula:

$$Y_2 = \frac{Y_1}{2} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{8 * q^2}{g * Y_1^3}} \right) \quad (110)$$

De donde se concluye que si se tiene $Y_2 \geq Y_n$, el resalto es rechazado.

Para que se sumerja necesitamos que:

$$Y_2 \leq P + Y_n + Z_1 \quad (111)$$

Donde:

Y_2 = tirante conjugado mayor.

P = valor en el que se debe profundizar el colchón.

Y_n = calado normal del río.

z_1 = energía perdida en el paso del escalón y que muchas veces se desprecia.

CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DEL COLCHON.

Para buscar un salto sumergido en el colchón disipador es necesario profundizar el colchón disipador, se acepta la siguiente formula:

$$P = K * Y_2 - (Y_n + Z_1) \quad (112)$$

Donde:

K = es un coeficiente de seguridad que se toma de 1.10 a 1.20 cuando se desprecia Z_1 .

Al hacer el colchón aumenta el valor de T y por lo tanto hay que repetir el cálculo hasta que coincidan todos los valores.

FORMAS DEL RESALTO

La necesidad de una poza de disipación y la forma de resalto esta íntimamente relacionado al número de Froude (F) correspondiente al tirante conjugado menor que se expresa por:

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g * d_1}} \quad (113)$$

El resalto hidráulico, dentro de los tanques amortiguadores como medio, para disipar la energía en descargas ya sean en verederos o en obras de toma, y en general en estructuras terminales se tienen los siguientes casos:

- Si $F_1 = 1$, el régimen es crítico y el resalto no se puede formar.



- Si $F_1 < 1.7$, no es necesaria la poza de disipación.
- Si F_1 esta comprendido entre 1.0 y 1.7 se tiene un resalto ondulado.
- Si F_1 esta comprendido entre 1.7 y 2.5 se tiene un resalto débil.
Es un régimen bastante uniforme, se designa por la etapa previa al resalto, sin turbulencia activa.
- Si F_1 se encuentra entre 2.5 y 4.5 el resalto es oscilante no se forma un resalto propiamente dicho, y se dice que tiene un régimen de transición.
Se recomienda, cuando se tengan números de Fraude dentro de este intervalo, variar las condiciones del régimen (por ejemplo el caudal por unidad de longitud en el vertedor), de manera que estén fuera de un régimen de transición.
- Si F_1 se encuentra entre 4.5 y 9.0, el resalto es estable y equilibrado.
- Si F_1 es mayor que 9.0, se presenta un resalto fuerte e irregular.

• **CALCULO DE LA LONGITUD DEL COLCHON DISIPADOR.**

Existen varias formulas empíricas y experimentales desarrolladas por varios autores, entre ellas tenemos:

SEGÚN BAKLMNETEV – MARTZKE.

$$L = 5 * (Y_2 - Y_1) \quad (114)$$

SEGÚN LAFRANETZ

$$L = 4.5 * Y_2 \quad (115)$$

SEGÚN U, S. BUREAU OF RECLAMATION.

$$L = 4 * Y_2 \quad (116)$$

Según el libro de Diseño de Presas Pequeñas (DESIGN OF SMALL DAMS) presenta los proyectos de los estanques adecuados para producir un efecto amortiguador en las diferente formas de resalto, y son descritos en función del numero de FROUDE, se presenta para:

- ✓ ESTANQUE TIPO I.

Con Froude entre 2.5 a 4.5.

- ✓ ESTANQUE TIPO II.

Para Froude mayores de 4.5 y velocidades de llegada menor o igual de 15 m/seg.

- ✓ ESTANQUE TIPO III.

Para números de Froude mayor de 4.5 y velocidades de llegada mayor de 15 m/seg.

Para números de Froude que varían entre 1.7 a 2.5, el estanque tiene que ser lo suficientemente largo para dar cabida al prisma de la corriente en la que se esta produciendo la retardación.



PREDIMENSIONAMIENTO DEL AZUD.

Para un predimensionamiento, Popov recomienda que la relación entre el ancho del azud y la carga Z que actúe sobre el mismo y esta dada por la tabla N° 22 siguiente:

TABLA N° 22 PREDIMENSIONAMIENTO DEL AZUD

MATERIAL DEL CAUCE	$\frac{L_a}{Z}$
Arcillas	2.75 – 3.00
Franco arcilloso	2.50 – 2.75
Limo y arena	2.25 – 2.50
Grava y canto rodado	2.00 – 2.25

FUENTE: Diseño Hidráulico. Sviatoslav Krochin

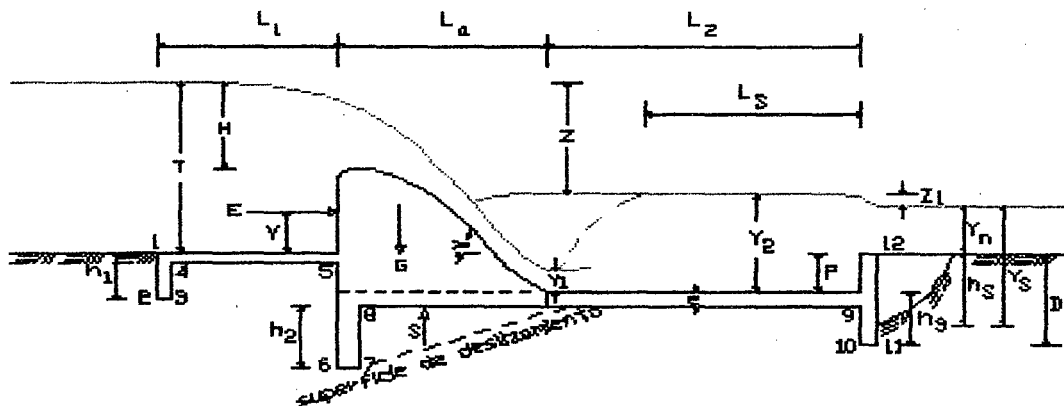


FIGURA N° 13 ELEMENTOS PARA UN PREDIMENSIONAMIENTO DEL AZUD

Para un pre - diseño GRAZIANSKI. Recomienda los siguientes valores:

$$h_1 = (0.75 - 0.80) * Z \tag{117}$$

$$h_2 = (1.00 - 1.50) * Z \tag{118}$$

$$h_3 = 0.3 * Z \text{ Pero no menos de 1.00 m.} \tag{119}$$

$$L_1 = \text{Hasta.....} 6 * Z \tag{120}$$

$$L_2 = (2 - 3) * Z \tag{121}$$

CALCULO DEL DENTELLON AL FINAL DEL ZAMPEADO.

Al final del zampeado de los azudes frecuentemente se presenta la erosión del fondo que puede ser peligrosa si el zampeado no dispone de un dentellón que la proteja de la socavación. La profundidad de este dentellón debe ser mayor que la profundidad de la socavación producida por la erosión.

CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACION

La magnitud de la socavación lo calcularemos mediante los siguientes métodos:

SEGÚN E.A. ZAMARIN



La formula que propone E.A. ZAMARIN para calcular la socavación es la siguiente:

$$h_s = \frac{q}{V} - Y_n \quad (122)$$

Siendo:

$$V = V_1 \sqrt[n]{R} \quad (123)$$

V_1 = la velocidad admisible máxima para los materiales que forman el cauce.

R = radio hidráulico.

Y_n = tirante normal del rio.

h_s = profundidad de socavación.

q = caudal por metro lineal de ancho (caudal unitario).

n = coeficiente.

EL VALOR DE "n" PARA CAUCES DE ARENA, LOES Y GRAVA ES IGUAL A:

$$n = 2 + R \text{ con un máximo de } n = 6$$

PARA CAUCES DE CANTO RODADO

$$n = 2.5 + 0.5R \text{ con un máximo de } n = 5.$$

TABLAN° 23 VELOCIDADES MAXIMAS DE EROSION

MATERIAL DEL CAUCE	VELOCIDAD LIMITE (m/seg)
Arena fina	0.40
Arcilla arenosa	0.50
Arcilla ordinaria, grava fina	0.70
Limo de aluvión coloidal, mezcla de grava, arena y arcilla	1.00
Grava gruesa	1.20
Grava y canto rodado	1.50
Rocas alteradas	2.40
Rocas sanas	4.00
Hormigón	4.50

METODO DE LACEY

Las ecuaciones propuesta por Lacey pero modificada por Maza son las siguientes:

$$Y_s = 0.474 * \left(\frac{Q}{f}\right)^{1/3} \quad (124)$$

Siendo:

$$f = 50.60 * \sqrt{Dm} \quad (125)$$

Entonces la ecuación (124) se puede escribir también como:

$$Y_s = 0.128 * \frac{Q^{1/3}}{(Dm)^{1/6}} \quad (126)$$

Por lo tanto la profundidad de socavación según Lacey será:

$$h_s = Y_s - Y_n \quad (127)$$

Donde:



- Q = caudal de la creciente máxima en (m³/seg)
- Y_s = tirante de agua debido a la creciente (después de ocurrir la socavación).
- f = factor de sedimentación.
- D_m = diámetro medio del material del lecho.
- Y_n = tirante normal del rio.

Por lo tanto la profundidad del dentellón estará dado por:

$$D = K * h_s \tag{128}$$

Donde:

- D = profundidad del dentellón.
- K = coeficiente.
- h_s = profundidad de socavación.

El coeficiente "K" tiene los siguientes valores:

- K = 1.25 - 1.75 para dentales de aguas arriba
- K = 1.75 - 2.00 para dentales de aguas abajo.

En el caso de que el dentellón no llegue a tener un valor igual o mayor que la profundidad del colchón (P_c), es conveniente proteger el cauce después del zampeado con una capa de piedra

ENROCADO DE PROTECCION O ESCOLLERA.

Al final del colchón disipador es necesario colocar una escollera o enrocado con el fin de reducir el efecto erosivo y contrarrestar el arrastre del material fino por acción de la filtración. La longitud de escollera recomendad por BLIGH es:

$$L_e = 0.6 * C * D_1^{1/2} * \left(1.12 * \left(\frac{q * D_b}{D_1} \right)^{1/2} - 1 \right) \tag{129}$$

Donde:

- C = coeficiente de Bligh.
- D₁ = altura comprendida entre el nivel de agua en el extremo aguas abajo del Del colchón disipador y la cota de la cresta del barraje vertedero, en m.
- D_b = altura comprendida entre la cota del extremo aguas abajo del colchón Disipador y la cota de la cresta del barraje vertedero, en m.
- q = avenida de diseño por unidad de longitud del vertedero.

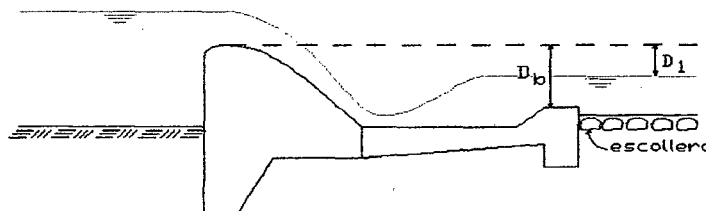


FIGURA N° 14 ESCOLLERA AL FINAL DEL COLCON DISIPADOR



TABLA N° 24 COEFICIENTES DE Blich "C"

MATERIAL DEL LECHO DEL RIO	C
Arena fina y limo	18
Arena fina	15
Arena gruesa	12
Grava y arena	9
Bolones y arena- gravas	4-6
Arcilla	6-7

FUENTE: Irrigación Arturo Rosell Calderón

CALCULO DEL TAMAÑO DE ROCA.

Para dimensionar el tamaño mínimo de roca utilizamos la ecuación dada por la Estación Experimental de Cursos de Agua de la Armada de Estados Unidos (1959) dada por:

$$D_R = \frac{\gamma * K}{\gamma_R - \gamma} * \left(\frac{V^2}{2 * g} \right) \quad (130)$$

Donde:

 D_R = diámetro de roca, en mm.

V = velocidad media del rio en m/seg.

 γ_R = peso específico de la roca, en kg/m^3 γ = peso específico del agua, en kg/m^3

k = coeficiente.

g = aceleración d la gravedad, en m/seg^2

El coeficiente "k" toma los siguientes valores:

k = 1.00 para flujo calmado.

k = 1.4 para flujo altamente turbulento (ríos de montaña).

MOVIMIENTO DEL AGUA BAJO LAS PRESAS.

En el cálculo de azudes uno de los primeros problemas que hay que resolver es la longitud necesaria y el espesor del zampeado para que la estructura funcione satisfactoriamente.

METODO DE FILTRACION COMPENSADA O METODO DE LANE.

Según LANE el camino de percolación, determino para su cálculo la siguiente formula:

$$L = \sum L_v + \frac{1}{3} \sum L_H \quad (131)$$

Donde:

L = longitud compensada total del camino de percolación.

 $\sum L_v$ = suma de longitudes verticales $\sum L_H$ = sumatoria de los recorridos horizontales.

La longitud del camino de percolación depende del coeficiente de LANE y de la diferencia de cargas hidrostáticas aguas arriba de la presa vertedora y de la uña de la poza de disipación. Esto es:

$$L_{nec} = C * Z \quad (132)$$

Donde:

L = longitud necesaria mínima del camino de percolación.



Z = desnivel entre la superficie del agua aguas arriba, y la superficie aguas abajo de la cortina.

C = coeficiente de Lane.

TABLA N° 25 VALORES DEL COEFICIENTE DE LANE "C"

MATERIAL	C
Arena muy fina o limo	8.5
Arena fina	7.0
Arena tamaño medio	6.0
Arena gruesa	5.0
Grava fina	4.0
Grava media	3.5
Grava gruesa	3.0
Bloques con grava	2.5
Arcilla plástica	3.0
Arcilla de consistencia media	2.0
Arcilla dura	1.8
Arcilla muy dura	1.6

FUENTE: Irrigación. Arturo Rosell Calderón.

Se debe cumplir lo siguiente:

$$\frac{1}{3} \sum L_H + \sum L_V \geq C * Z \tag{133}$$

Es por este criterio que se busca alargar el camino de percolación mediante la colocación de un dentellón aguas arriba y aguas abajo, manteniendo siempre una separación entre ellos, que debe ser mayor que el doble de la profundidad del dentellón más profundo.

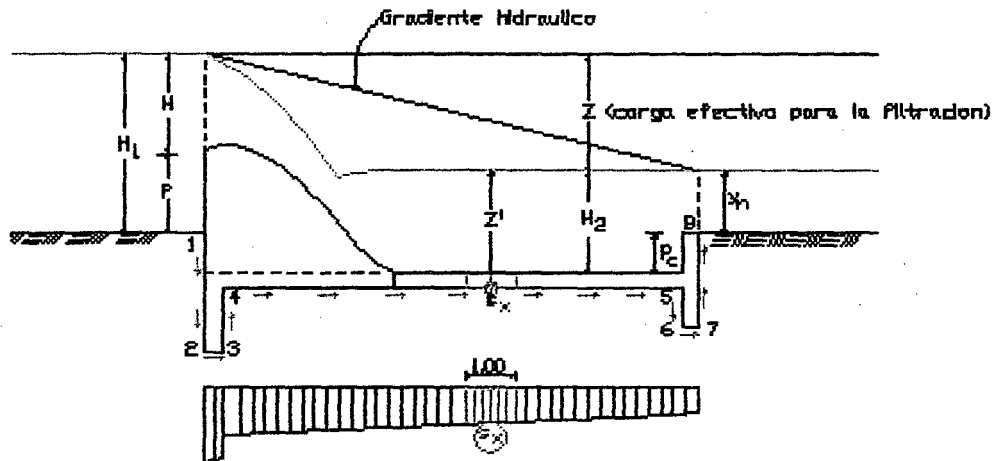


FIGURA N° 15 CAMINO DE PERCOLACION

CALCULO DE LA SUPRESION.

El valor de la supresión que se debe emplear en un proyecto, puede estimarse considerando que la caída de presión del agua del vaso a la descarga, a lo largo de línea de contacto entre la cortina y la cimentación es proporcional a la longitud total de filtración compensada, la que se expresa como:



$$S_x = \gamma * b * \left[Z + Z' - \left(\frac{Z}{L} \right) * L_x \right] \quad (134)$$

Donde:

- S_x = valor de la supresión a una distancia X.
- Z = carga efectiva que produce la filtración (igual a la diferencia de nivel hidrostático entre aguas arriba a aguas abajo de la cortina)
- Z' = desnivel entre el agua debajo de la cortina y el punto en estudio.
- L = longitud compensada total del paso de filtración.
- L_x = longitud compensada hasta un punto X.
- γ = peso específico del agua.
- b = ancho de la sección (normal al eje del canal)
- $\frac{Z}{L} * L_x$ = carga perdida en un recorrido X.

ESPESOR DEL SOLADO O COLCHON DISIPADOR.

Para resistir el efecto de la supresión es recomendable que la losa del colchón disipador tenga un espesor capaz de contrarrestar la fuerza de supresión.

El espesor necesario del zampeado "e" sin considerar el tirante de agua se determinara mediante la formula siguiente:

$$e = \frac{4}{3} * \frac{S_x}{\gamma_c} \quad (135)$$

Considerando el tirante de agua, sobre la sección que se esta analizando el espesor valdrá:

$$e = \frac{4}{3} * \left(\frac{S_x - \gamma * H_2}{\gamma_c} \right) \quad (136)$$

Donde:

- e = espesor de zampeado.
- S_x = supresión en el punto considerado.
- γ_c = peso específico del concreto.
- γ = peso específico del agua.

El espesor de la losa del cuenco amortiguador también se puede calcular teniendo en cuenta la velocidad a la salida del vertedor, sección contraída antes del salto hidráulico. la formula propuesta por ORAMAS G. Y LEMOS R, para este caso es la siguiente:

$$e = 0.15 * V_1 * \sqrt{Y_1} \quad (137)$$

Donde:

- Y_1 = tirante del flujo al pie del azud. (Altura antes del salto hidráulico)
- V_1 = velocidad del flujo al pie del azud

Si el espesor del cuenco amortiguador es muy grande se puede colocar drenes para aminorar la fuerza de supresión

Es decir en el zampeado se deja orificios de 5 a 25 cm. De diámetro que ponen las aguas superficiales en contacto con la atmósfera haciendo que la presión manométrica en estos puntos se reduzca a cero, y disminuya notablemente en el resto de la superficie permitiendo utilizar espesores mucho menores.



• CANAL DE LIMPIA

Sirve para la eliminación del material de arrastre que se acumula delante de las ventanas de captación.

VELOCIDAD REQUERIDA PARA EL CANAL DE LIMPIA.

La magnitud de V_c se determina por la formula siguiente:

$$V_c = 1.5 * C * \sqrt{d} = 1.5 * V_s \quad (138)$$

Donde:

- V_c = velocidad requerida para iniciar el arrastre.
- C = coeficiente que es función del tipo de material.
- d = diámetro del grano mayor.
- V_s = velocidad de arrastre.

TABLA N° 26 VALORES DEL COEFICIENTE "C"

TIPO DE MATERIAL	C
Arena y grava redonda	3.2
Grava rectangular	3.9
Arena y grava	3.5 a 4.5

FUENTE: Irrigación. Arturo Rosell Calderón.

CALCULO DEL ANCHO DEL CANAL DE LIMPIA.

El ancho del canal de limpia se puede obtener de la relación:

$$B = \frac{Q_c}{q} \quad (139)$$

$$q = \frac{V_c^2}{g} \quad (140)$$

Donde:

- B = ancho del canal de limpia, en metros.
- Q_c = caudal a discurrir en el canal de limpia
- q = caudal por unidad de ancho.
- V_c = velocidad en el canal de limpia para eliminar el material de arrastre
- g = aceleración de la gravedad.

Este ancho sirve de referencia para el cálculo inicial, pero siempre es recomendable que se disponga de un ancho que no genere obstrucciones al paso del material de arrastre, sobre todo al material flotante.

Otras recomendaciones sobre los parámetros o características del canal de limpia serian:

- CAUDAL EN LA ZONA DE LIMPIA.-Se debe estimar el caudal en la zona del canal de limpia en por lo menos dos veces el caudal a derivar o igual al caudal medio del río.
- VELOCIDAD EN LA ZONA DE LIMPIA.-Se recomienda que este entre 1.5 a 3.0 m/seg.
- ANCHO DE LA ZONA DE LIMPIA.-Se recomienda que sea un décimo de la longitud del barraje.

PENDIENTE DEL CANAL DE LIMPIA.

La formula recomendada para calcular la pendiente crítica es:



$$S_c = \frac{n^2 * g^{10/9}}{q^{2/9}} \quad (141)$$

Donde:

- S_c = pendiente del canal de limpia.
- n = coeficiente de rugosidad de Mannig.
- q = descarga por unidad de ancho.
- g = aceleración de la gravedad.

COMPUETA DE LIMPIA.

Su función es mantener la entrada del bocal libre de depósitos de material de arrastre.

➤ **ANALISIS DE ESTABILIDAD DEL AZUD.**

Conocidas las dimensiones del azud es necesario comprobar la estabilidad del mismo. Generalmente el azud esta separado del zampeado con una junta de construcción y por eso el calculo de este se hace independientemente.

Las fuerzas consideradas son.

- El empuje del agua (E).
- El peso propio (G)
- La supresión (S)

Tenemos que el empuje del agua es contrarrestado por las fuerzas de rozamiento iguales a:

$$R = (G - S) * f \quad (142)$$

Siendo:

f = el coeficiente de fricción del hormigón sobre el suelo húmedo

TABLA N° 27 VALORES DEL COEFICIENTE "f" SEGÚN POPOV

MATERIAL DE CIMENTACION	f
Roca	0.60 - 0.70
Grava	0.50 - 0.60
Arena	0.40 - 0.50
Limo	0.30 - 0.40 ^{oooo}
Arcilla	0.20 - 0.30

FUENTE: Diseño Hidráulico. Sviatoslav Krochin

RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO

El coeficiente de estabilidad al deslizamiento esta dado por:

$$K_d = \frac{(G - S) * f}{E} \quad (143)$$

Y se lo toma generalmente entre 1.2 y 1.4

El valor de K debe ser mayor que 1.20. Si esta condición no se cumple habría que aumentar la profundidad del dentellón o sea el valor de Y_2 .

RESISTENCIA AL VUELCO.

El coeficiente de estabilidad al volcamiento esta dado por;

$$K_v = \frac{\sum G * X_1}{E * Y + S * X_2} \quad (144)$$

Varia entre 1.3 a 1.50



Los valores X_1, X_2 , Y son las distancias de las correspondientes fuerzas al centro de momentos.

PUNTO DE APLICACIÓN DE LA FUERZA RESULTANTE

El punto de aplicación de la resultante en la base del azud se determina por la expresión:

$$\bar{X} = \frac{M_e - M_v}{R_v} \quad (145)$$

Donde:

\bar{X} = posición de la resultante medido desde el punto de vuelco.

M_e = momento estabilizador.

M_v = momento de volteo.

R_v = resultante de las fuerzas verticales.

CALCULO DE LA EXCENTRICIDAD (e).

$$e = \left(\frac{B}{2} - \bar{X} \right) \quad (146)$$

EXCENTRECIDAD MAXIMA (e_{MAX})

$$e_{max} = \frac{B}{2} \quad (147)$$

Donde:

B = ancho de la base del azud

VERIFICACION

La resultante de las fuerzas debe pasar por el tercio central de la base.

ESFUERZO DEL TERRENO.

Las presiones que ejerce el azud sobre el terreno de fundación dependen del valor y ubicación de la resultante de fuerzas que actúan sobre el, en el estado respectivo de carga que se analiza, y se determina mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma_{1-2} = \frac{R_v}{B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) \quad (148)$$

Donde:

σ_{1-2} = esfuerzo del terreno en Kg/cm² o Kg/m²

B = longitud total de la estructura.

e = excentricidad.

> TOMA O CAPTACION

Los componentes de una toma deben estar dispuestos de manera que cumplan los siguientes requerimientos:

- El diseño de una toma debe realizarse de manera que la captación del agua se asegure en cualquier régimen de curso de agua, aun en periodos de baja descarga.
- Debe operar adecuadamente durante crecidas, y proporcionar seguridad a la estructura.
- El agua derivada en lo posible debe estar libre de material solido, a fin prevenir la sedimentación en el canal.
- El material solido que se deposite aguas arriba de la estructura de captación debería ser evacuada por el agua remante en el rio o por lavado intermitente.



La capacidad de la toma se determina de acuerdo a las demandas del proyecto, que para el caso de un proyecto agrícola será de acuerdo a la cedula de cultivo.

REJA DE ENTRADA O REJILLAS.

El objetivo principal es impedir que los materiales de arrastre y suspensión ingresen al canal de derivación, los cuales causan obstrucción y desbordes aguas debajo de la captación.

VENTANA DE CAPTACION

Se conoce como ventana de captación a la abertura ubicada aguas arriba del barraje a una altura W metros del piso del canal de limpia, a través del cual ingresa el caudal a derivar, hacia el canal de conducción.

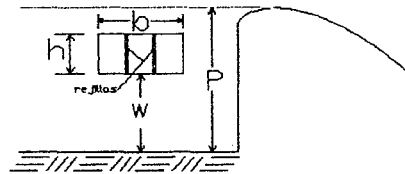


FIGURA N° 16 ESQUEMA VENTANA DE CAPTACIÓN

DISEÑO

El diseño consiste en determinar las dimensiones de esta en función al caudal a derivar.

PERDIDA POR REJILLA.

Dichas rejillas obstaculizan el flujo y producen una pérdida de energía y se puede calcular mediante la siguiente formula:

$$h_r = K_r * \left(\frac{e}{E}\right)^{4/3} * \text{sen} \theta * \frac{V^2}{2g} \quad (149)$$

Donde:

- K_r = coeficiente que depende de la forma de sección de la reja.
- e = espesor de las rejillas
- E = espaciamiento neto de paso entre rejillas.
- V = velocidad de ingreso a través de la rejilla, se recomienda 1 m/seg.
- θ = ángulo de inclinación de la reja.
- h_r = pérdida de carga por rejilla.

TABLA N° 28 VALORES DE K_r SEGÚN LA FORMA DE BARROTOS

FORMA					
K_r	2.42	1.83	0.76	1.79	1.67

FUENTE: Hidráulica General Gilberto Sótelo A.

CALCULO DE LAS DIMENSIONES DE LA VENTANA DE CAPTACION.

Para su dimensionamiento debe tomar en cuenta las siguientes recomendaciones:

Altura de la ventana, para evitar ingreso de material de arrastre se recomienda 0.60 como mínimo.

La altura de la ventana de captación es preferible su determinación por la ecuación de vertedero.

Si la cresta del vertedor no es una arista afilada se presenta entonces el vertedor de pared gruesa que puede adquirir varias formas.

VERTEDERO DE CRESTA ANCHA



Es una estructura de vertedero con una cresta lo suficientemente amplia para mantener la distribución de la presión hidrostática a través del flujo.

Que para un vertedero rectangular sin contracciones laterales se presentan los siguientes casos:

Cuando: $3 < \frac{e}{H} \leq 10$, se establece, sobre la plataforma del vertedor condiciones de flujo con líneas de corriente paralelas a ella y de distribución de presiones hidrostáticas, además, tiene influencia las pérdidas de energía por fricción y de entrada.

Cuando: $\frac{e}{H} < 0.67$ el chorro se separa de la cresta y el funcionamiento es idéntico al de pared delgada.

Cuando: $\frac{e}{H} > 0.67$, el funcionamiento es diferente, pues la lamina vertiente se adhiere a la cresta del vertedor.

En este caso se presentan también distintos funcionamientos, dependiendo de la altura de la cresta del vertedor.

El procedimiento para evaluarlo, en este caso y cuando el vertedero es rectangular, es el de Bazin, que consiste en utilizar la ecuación de los vertederos rectangulares, afectada por un coeficiente de reducción ϵ_1 , el cual es función de las relaciones $\frac{e}{H}$ y $\frac{W}{H}$, las que se resumen en la figura N° 20

preparada con los resultados de Bazin, de donde se obtienen los valores ϵ_1 , para las diferentes formas de funcionamiento.

Frecuentemente es posible que estos vertederos trabajen ahogados, caso en que presenta mayor reducción en el coeficiente de gasto por la influencia de la carga aguas abajo, de tal modo que la ecuación de los vertederos rectangulares se puede afectar de un segundo coeficiente ϵ_2 , que toma en cuenta dicho efecto, el cual es función de la relación $(\frac{H-H'}{H})$, los valores de este coeficiente ϵ_2 , se

pueden determinar de la Figura N° 21.

Por lo tanto la ecuación que nos permite determinar el caudal que ingresa, cuando la lámina de agua esta aireada funciona como un vertedero y se determinara mediante la siguiente expresión:

$$Q = K * \epsilon_1 * \epsilon_2 * m_0 * \sqrt{2g} * b * H^{3/2} \quad (150)$$

Donde:

K = coeficiente por efecto de contracción de los barrotes (0.85).

ϵ_1 = coeficiente de corrección para vertedores de pared gruesa.

ϵ_2 = coeficiente de corrección para vertedores de pared gruesa con Descarga ahogada.

m_0 = coeficiente de gasto para vertedores de pared delgada.

b = ancho efectivo de la cresta del vertedor.

H = carga de agua sobre la cresta.

El coeficiente de gasto para vertedores de pared delgada según Bazin es:

$$m_0 = \left(0.405 + \frac{0.003}{H} \right) \left(1 + 0.55 \left(\frac{H}{W+H} \right)^2 \right) \quad (151)$$

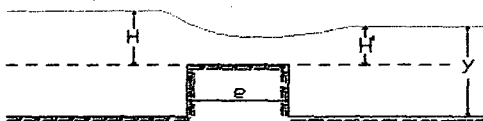


FIGURA N° 17 VERTEDERO DE PARED GRUESA

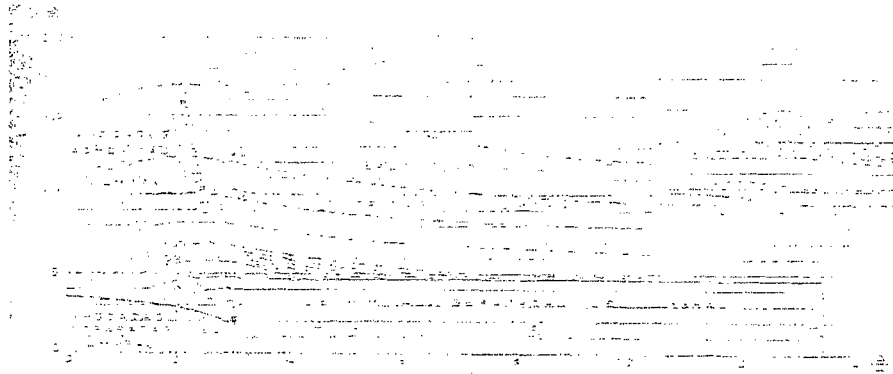


FIGURA N° 18 COEFICIENTES ϵ_1 PARA VERTEDORES DE PARED GRUESA CON DESCARGA LIBRE, SEGÚN F. DOMINGUEZ

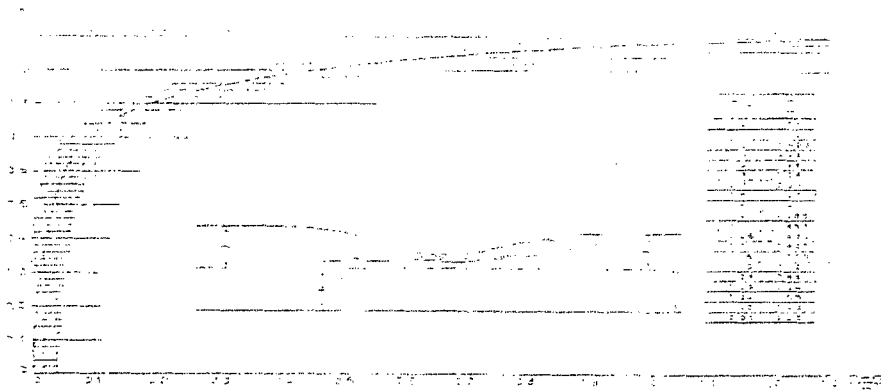


FIGURA N° 19 COEFICIENTES $\epsilon_2 = \frac{m}{m_1}$ PARA VERTEDORES DE PARED GRUESA CON CARGA AHOGADA

Cuando el nivel del agua supera al nivel del orificio, en este caso trabaja como orificio, y se puede usar la formula:

$$Q = m * A * \sqrt{2gh} \quad (152)$$

Donde:

Q = caudal de diseño mas el caudal necesario para operación del sistema de Purga.

m = coeficiente de descarga su valor varia entre 0.60 a 0.97

A = área del orificio.

g = aceleración de la gravedad.

h = diferencia de niveles entre aguas arriba y aguas abajo de la ventana

El coeficiente de descarga varía de acuerdo tipo de orificio así tenemos:

ORIFICIOS DE PARED DELGADA

Se considera que un orificio es de pared delgada cuando el espesor es menor que la mitad de su menor dimensión, en este caso el coeficiente de gasto vale aproximadamente entre 0.60 a 0.62.

ORIFICIOS DE PARED GRUESA.

Se considera orificio de pared gruesa cuando su espesor es por lo menos 3 veces de su mayor dimensión, En esta condición el coeficiente de gasto vale aproximadamente 0.81.



En caso que el orificio de pared gruesa tenga una extensión indefinida, la contracción de entrada sería completa, en este caso el coeficiente de gasto es igual al de pared delgada.

ORIFICIOS DE PARED INTERMEDIA

Se considera cuando su espesor está comprendido entre la mitad de su menor dimensión, y tres veces su mayor dimensión ($\frac{1}{2} a < e < 3b$), en este caso el coeficiente de gasto depende de la relación $\frac{e}{a}$ y se puede estimar de la figura N° 20.

Una vez determinado el ancho efectivo de la ventana de capacitación en cualquiera de los casos esta deberá ser corregida por la colocación de rejillas, para lo cual se sigue el siguiente proceso:

CALCULO DEL NÚMERO DE ESPACIOS

El número de espacios en la ventana dependen del distanciamiento de los barrotes, y determina así:

$$N_e = \frac{b}{\text{espaciamiento}} \quad (153)$$

CALCULO DEL NÚMERO DE BARROTES.

El número de barrotes de la reja se puede calcular mediante la expresión siguiente:

$$N_b = \frac{b}{E} - 1 \quad (154)$$

Donde:

- N_b = numero de barrotes.
- b = longitud efectiva de la ventana.
- E = espaciamiento entre barrotes.

CALCULO DEL ESPACIO TOTAL DE LOS BARROTES

El espacio total de los barrotes estará dado por:

$$E_b = N_b * e_b \quad (155)$$

Donde:

- e_b = espesor de los barrotes.
- E_b = espacio total que ocupan los barrotes.

CALCULO DEL ANCHO TOTAL DE LA VENTANA.

La longitud o ancho total de la reja estará dada por:

$$b_{\text{Corregido}} = b + E_b \quad (156)$$

CALCULO DE LA ALTURA DE LA VENTANA

Se determina de la expresión siguiente:

$$h = \frac{Q}{b_{\text{Corregido}} * V_{eC}} \quad (157)$$

Donde:

- h = altura efectiva de la ventana.
- Q = caudal a derivar.
- $b_{\text{Corregido}}$ = ancho total de la ventana
- V_{eC} = velocidad de entrada al canal.

Finalmente la altura total de la ventana, considerando la pérdida por rejilla será:



$$h_{\text{Corregido}} = h + h_r \quad (158)$$

El valor de h no debe pasar la altura del azud

CALCULO DE LAS DIMENSIONES FINALES DE LA VENTANA

Conocido el área de diseño tanteada es decir:

$$A = b_{\text{corregido}} * h_{\text{corregido}} \quad (159)$$

Se puede mejorar el diseño asumiendo otras medidas de $b_{\text{corregido}}$ y $h_{\text{corregido}}$ de tal manera que se obtenga la misma área de diseño tanteada.

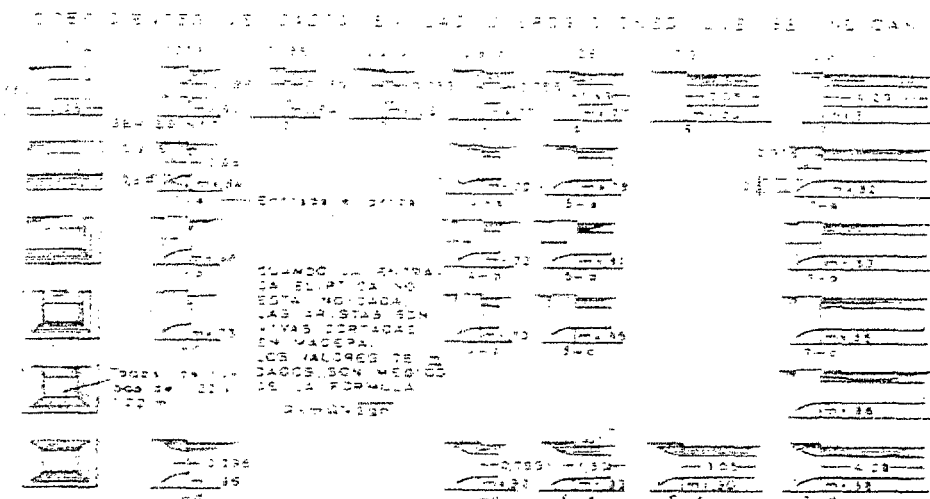


FIGURA N° 20 COEFICIENTES DE GASTO EN ORIFICIOS SUMERGIDOS DE PARED DELGADA, GRUESA E INTERMEDIA

ANGULO DEL MURO QUE CONTIENE LA VENTANA DE CAPTACION

De acuerdo a KISELEV, si llamamos V_r a la velocidad media en el río y V_c la velocidad de entrada al canal. El ángulo α entre la dirección del canal y el río debe ser igual a:

$$\alpha = \text{arcCos} \left(\frac{V_r}{V_c} \right) \quad (160)$$

La velocidad en el río es variable y se debe escoger la que corresponde al caudal medio anual.

COMPUERTA DE REGULACION

El caudal que pasa por cada compuerta se calcula mediante la siguiente formula:

$$Q = m * A * \sqrt{2gh} = m * A * V \quad (161)$$

Donde:

- Q = caudal que debe pasar por la compuerta.
- m = coeficiente de descarga, siendo su valor teórico 0.611.
- A = área de abertura de la compuerta.
- g = aceleración de la gravedad.
- h = diferencia de niveles entre aguas arriba y aguas abajo de la compuerta.



MUROS DE ENCAUZAMIENTO

Son estructuras que se construyen aguas arriba y aguas abajo del barraje en ambas márgenes para encauzar el flujo del río y proteger la obras de toma.

DISEÑO

El diseño consiste básicamente en determinar sus dimensiones, conocidas estas se debe proceder hacer su análisis de las fuerzas que actúan por encima de la base de fundación tales como empujes de tierras, peso propio, peso de la tierra, carga y sobre cargas, con la finalidad de estudiar la estabilidad al volcamiento, deslizamiento, presiones de contacto suelo muro y resistencia mínima requerida por los elementos que conforman el muro.

Un diseño adecuado debe considerar los siguientes aspectos:

- Las componentes del muro deben ser capaces de resistir los esfuerzos de corte y momentos internos generados por la presión del suelo y demás cargas consideradas.
- El muro debe ser seguro contra un posible desplazamiento lateral.
- El muro debe ser seguro contra un posible volcamiento.
- Las presiones no deben sobre pasar la capacidad de soporte del suelo de fundación.
- La resultante de las fuerzas debe pasar por el tercio central de la base.
- La cimentación debe construirse por debajo de la profundidad de socavación, para asegurar su estabilidad y permanencia.

PROCEDIMIENTO

Se procede de la siguiente manera:

1. Determinar sus dimensiones.
2. Escoger el tipo de muro a emplearse.
3. Conocidas las propiedades del suelo, seleccionar la teoría de presiones a usarse, luego se deben calcular la fuerza activa y pasiva su punto de aplicación y dirección.
4. Calcular los factores de seguridad por capacidad de carga, deslizamiento y volcamiento,
5. Si los factores de seguridad no satisfacen los requerimientos deben variarse las dimensiones supuestas y repetir los pasos anteriores.

ALTURA DE MUROS AGUAS ARRIBA.

La altura de los muros aguas arriba se determina mediante la expresión:

$$H_U = H + P + B.L \quad (162)$$

Donde:

H_U = altura del muro de encauzamiento.

H = carga de agua sobre la cresta del vertedero.

P = altura del barraje.

B.L. = altura del borde libre.

CALCULO DEL BORDE LIBRE (B.L).

La altura del borde libre se aproxima a la altura de inercia o energía de velocidad, multiplicado por un coeficiente que esta en función de la máxima descarga y pendiente del río y esta dada por :

$$B.L = \psi * \frac{Q^2}{2gA^2} \quad (163)$$



Donde:

- B.L. = altura de borde libre.
- ψ = coeficiente en función de la máxima descarga.
- Q = caudal máximo de diseño.
- A = área hidráulica de la sección.

TABLA N° 29 COEFICIENTE RECOMENDADO PARA CALCULAR EL BORDE LIBRE DEL MURO DE ENCAUZAMIENTO

CAUDAL MAXIMO (m^3 / seg)	COEFICIENTE (ψ)
3000 - 4000	2.00
2000 - 3000	1.70
1000 - 2000	1.40
500 - 1000	1.20
100 - 500	1.10

FUENTE: Manejo de Cuencas Alto Andinas. Absalón Vásquez V.

Para caudales menores la altura de borde libre se recomienda tomar de 0.40 a 0.60 m.

LONGITUD DE LOS MUROS AGUAS ARRIBA.

La longitud de los muros aguas arriba depende principalmente de los taludes y sección transversal del río y del remanso que se forma por efecto de la colocación del barraje vertedero.

Cuando los taludes del cauce son lo suficientemente altos como para contener la avenida sin peligro de desbordamiento la longitud de los muros de encauzamiento aguas arriba se puede estimar mediante la siguiente formula:

$$L_U = d_b + 6 * \bar{X}_d \tag{164}$$

Donde:

L_U = longitud del muro.

d_b = distancia del eje del barraje al eje del bocal.

\bar{X}_d = tamaño medio de rocas que transporta el río, sedimentadas en el lecho.

ALTURA DE MUROS AGUAS ABAJO.

Puede determinarse a partir de la siguiente expresión:

$$H_D = Y_2 + B.L. \tag{165}$$

Donde:

H_D = altura de muros.

Y_2 = tirante conjugado mayor del resalto en el colchón disipador.

B.L. = altura del borde libre.

LONGITUD DEL MURO AGUAS ABAJO.

Depende de la longitud del colchón de amortiguamiento y de la longitud de escollera, puede estimarse con la siguiente formula:

$$L_D = L_C + 1 \text{ metro} \tag{166}$$

Donde:



L_D = longitud del muro.

L_C = longitud del colchón dissipador.

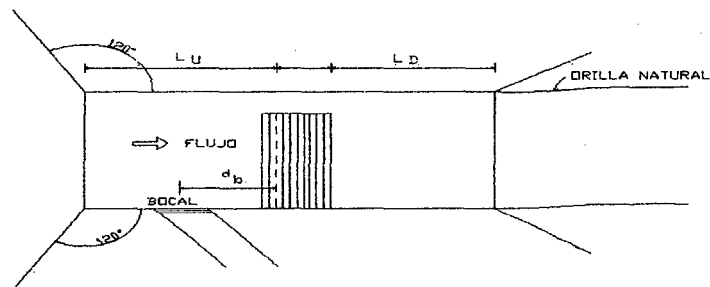


FIGURA N° 21 LONGITUD DE MUROS AGUAS ARRIBA Y AGUAS ABAJO

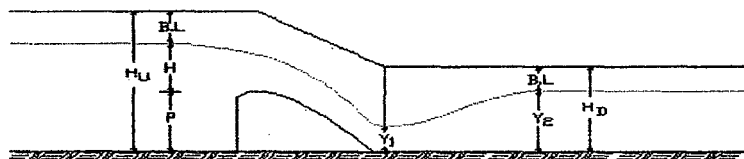


FIGURA N° 22 ESQUEMA DE ALTURA DE MUROS DE ENCAUZAMIENTO.

PROFUNDIDAD DE SOCAVACION

Es necesario evaluar la erosión máxima esperada en una sección calculada para un caudal de diseño o máxima descarga.

VELOCIDAD EROSIVA PARA SUELOS NO COHESIVOS

Para suelos no cohesivos se puede evaluar mediante la siguiente ecuación:

$$V_e = 0.68 * \beta * D_m^{0.28} * Y_s^Z \quad (167)$$

Donde:

$$Z = 0.394557 - 0.04136 * \text{Log} D_m - 0.00891 * \text{Log}^2 D_m \quad (168)$$

$$\beta = 0.7929 + 0.0973 * \log T_r \quad (169)$$

CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DEL FLUJO DESPUES DE LA SOCAVACION

Se determina mediante la siguiente expresión:

$$Y_s = \left[\frac{\alpha * Y^{5/3}}{0.68 * \beta * D_m^{0.28}} \right]^{1/(1+Z)} \quad (170)$$

La ecuación final para calcular la profundidad del flujo después de ocurrida la socavación considerando los efectos por contracción del flujo (μ), así como por la influencia de sedimentos en suspensión (ϕ) la expresión anterior toma la forma siguiente:



$$Y_s = \left[\frac{\alpha * Y^{5/3}}{0.68 * \beta * \mu * \phi * D_m^{0.28}} \right]^{1/1+Z} \quad (171)$$

$$\phi = 1, \text{ si } \gamma_m = 1.0 \text{ Tn/m}^3 \text{ (agua clara)}$$

$$\phi = -0.54 + 1.5143 * \gamma_m, \text{ si } \gamma_m > 1.0 \text{ Tn/m}^3 \text{ (lecho móvil)}$$

PARA SUELOS COHESIVOS

Velocidad erosiva: $V_e = 0.60 * \mu * \gamma_m^{1.18} * Y_s^X$

$$Y_s = \left[\frac{\alpha * Y^{5/3}}{0.60 * \beta * \mu * \phi * \gamma_s^{1.18}} \right]^{1/1+X} \quad (172)$$

Donde:

$$X = 0.892619 - 0.58073 * \gamma_m + 0.136275 * \gamma_m^2 \quad (173)$$

TABLA N° 30 FACTOR DE CORRECCION POR CONTRACCION DE FLUJO "μ"

V (m/seg)	LUZ LIBRE DEL CLARO				
	10	13	16	18	21
0					
< 1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99
1.500	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94
>4	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93

FUENTE: JUAREZ BADILLO Y RICO RODRIGUEZ

CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACION

Finalmente la profundidad de socavación se determina por:

$$h_s = Y_s - Y \quad (174)$$

Siendo:

- Q = caudal de diseño
- S = pendiente geométrica del cauce.
- n = coeficiente de rugosidad de Manning.
- A = area hidraulica
- R = radio hidraulico.
- P = perímetro mojado.
- B_e = ancho efectivo del canal descontando todos los obstáculos.
- α = coeficiente de sección o distribución de gasto.
- Y = tirante de agua antes de la erosión.
- Y_m = profundidad media de la sección antes de la erosión.
- Y_s = profundidad luego de la erosión en la vertical de la sección.
- V_r = velocidad media de la corriente luego de la erosión.
- V_e = velocidad de erosión.



- Z = exponente variable en función del diámetro medio de las partículas del material granular.
- X = exponente variable que depende del peso volumétrico del material Cohesivo seco.
- B = coeficiente de frecuencia en función del periodo de retorno (Tr), asociado con el caudal de diseño.
- D_m = diámetro característico de las partículas que componen el fondo en (mm).
- Tr = tiempo de retorno.
- μ = factor de corrección por contracción del flujo ($\mu=1$ sin no hay obstáculos)
- ϕ = coeficiente de corrección por la densidad del agua durante la avenida ($\phi = 1$, para agua clara).
- h_s = profundidad de socavación
- γ_m = peso específico de la muestra agua sedimento.
- γ_s = peso específico del sedimento del lecho.

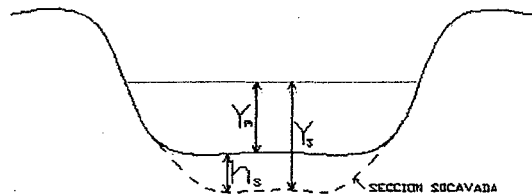


FIGURA N° 23 PROFUNDIDAD DE SOCAVACION

DIMENSIONAMIENTO.

En primer lugar se procede a dar dimensiones previas al muro, para un primer tanteo suele recomendarse la figura N° 24.

Un vez predimensionado el perfil del muro se procede a verificar su estabilidad al volteo a las presiones sobre el suelo al deslizamiento, si los resultados son satisfactorios se toman también como satisfactorios las dimensiones del muro.

En caso de que la verificación de la estabilidad no arroje resultados satisfactorios (coeficientes de seguridad muy bajos, excentricidad muy grande, o también cuando los coeficientes de seguridad son muy altos), se procede a reajustar las dimensiones del muro y se realiza nuevamente una nueva verificación con las nuevas dimensiones, el proceso se repite hasta lograr resultados satisfactorios.

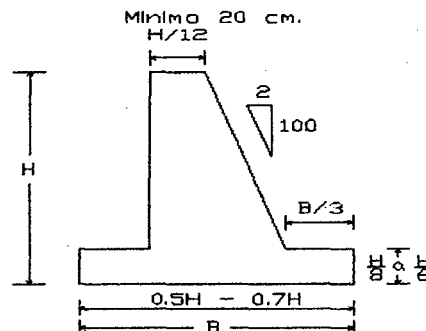


FIGURA N° 24 PREDIMENSIONAMIENTO DEL MURO DE CONTENCION.



DETERMINACION DEL EMPUJE ACTIVO (E_a)

El empuje activo del suelo según la teoría COULUMB, se puede determinar mediante la siguiente formula:

$$E_a = \left(\frac{1}{2} * \gamma * H^2 \right) * K_a \quad (175)$$

Donde:

E_a = empuje activo del suelo.

K_a = coeficiente de presión activa.

γ = peso específico del terreno

H = altura del muro.

PUNTO DE APLICACIÓN DEL EMPUJE ACTIVO.

El punto de aplicación se encuentra a:

$$Y = \frac{H}{3} \quad (176)$$

CALCULO DEL COEFICIENTE " K_a "

El coeficiente activo, depende del ángulo de fricción interna, del material contenido y del ángulo de fricción entre el suelo y el muro. Según Coulumb se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi)}{\text{sen}^2 \psi * \text{sen}(\psi - \delta) * \left[1 + \frac{\text{sen}(\phi + \delta) * \text{sen}(\phi - \beta)}{\sqrt{\text{sen}(\psi - \delta) * \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (177)$$

Donde:

ψ = Angulo de la cara interna del muro.

β = Angulo del relleno con la horizontal.

δ = Angulo de fricción suelo - muro.

Siguiendo las recomendaciones de Trezaghui el valor de δ se puede tomar en la práctica como:

$$\frac{\phi}{2} \leq \delta \leq \frac{2}{3} * \phi \quad (178)$$

Generalmente se usa:

$$\delta = \frac{2}{3} * \phi \quad (179)$$

Donde:

ϕ = ángulo de fricción interna del material.

Como la teoría de Coulumb, actúa formando un ángulo δ con la normal al muro, por esta razón esta fuerza no es horizontal generalmente, el E_a será horizontal, solo cuando la pared del muro sea vertical $\psi = 90^\circ$ y el ángulo $\delta = 0$, en tal sentido las componentes horizontal y vertical del empuje activo E_a se obtienen adecuando la expresión de Coulumb de la siguiente manera:

COMPONENTE HORIZONTAL

$$E_{ah} = \left(\frac{1}{2} * \gamma * H^2 \right) * K_a * \text{Cos } \omega \quad (180)$$

COMPONENTE VERTICAL DEL EMPUJE ACTIVO

$$E_{av} = \left(\frac{1}{2} * \gamma * H^2 \right) * K_a * \text{Sen } \omega \quad (181)$$

Siendo:

$$\omega = (90 + \delta - \psi) \quad (182)$$

ω = Angulo que forma el empuje con la horizontal.

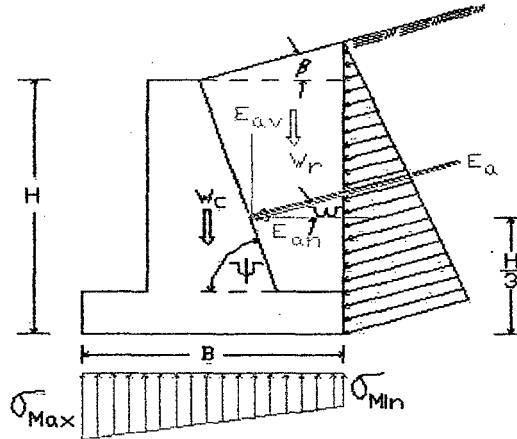


FIGURA N° 25 FUERZAS QUE ACTUAN EN EL MURO.

TABLA N° 31 VALORES DE ϕ Y γ_s PARA DIFERENTES TIPO DE SUELOS

CLASE DE MATERIAL	Angulo de fricción (ϕ)	γ_s (T/m^3)
Tierra de terraplén, seca	35 - 40	1.40
Tierra de terraplén, húmeda	45	1.60
Tierra de terraplén, saturada	27	1.80
Arena seca	35	1.60
Arena húmeda	40	1.80
Arena saturada	25	2.0
Gravilla seca	35 - 40	1.85
Gravilla húmeda	25	1.86
Grava de cantos vivos	45	1.80
Grava de cantos rodados	30	1.80

ϕ = valores medios de ángulos de fricción de suelo.

γ_s = valores medios de peso específico del suelo

CALCULO DEL MOMENTO RESISTENTE.

El momento resistente estará constituido por el peso propio del muro y el peso del relleno, para el caso estará dado por

$$M_r = W_c * d_1 + W_r * d_2 \quad (183)$$

Donde:

W_c = peso total del muro

W_r = peso total del relleno

d_1, d_2, d_3 = distancia del punto considerado al punto de aplicación de la fuerza.

CALCULO DEL MOMENTO DE VUELCO



$$M_v = E_{ah} * Y \quad (184)$$

Donde:

Y = distancia al punto de aplicación del empuje.

CALCULO DE LA RESULTANTE DE LAS FUERZAS VERTICALES

Esta constituido por el peso propio del muro y el peso del relleno

CALCULO DE LA FUERZA DE ROCE

La fuerza de roce se determina mediante la siguiente expresión:

$$F_r = \mu * (R_v + E_{av}) + C' B + E_p \quad (185)$$

Siendo:

$$\mu = \text{Tang } \delta \quad (186)$$

$$C' = (0.5 \text{ a } 0.7) C$$

Donde:

F_r = fuerza de roce.

R_v = resultante de las fuerzas verticales.

E_{av} = componente vertical del empuje activo

C' = coeficiente de cohesión corregido o modificado

C = coeficiente de cohesión del suelo de fundación.

E_p = Empuje pasivo (si el suelo de la puntera es removible no se debe tomar en Cuenta este empuje).

μ = coeficiente de fricción suelo - muro.

δ = Angulo de fricción suelo muro.

B = ancho de la base del muro.

CALCULO DEL PUNTO DE APLICACIÓN DE LA FUERZA RESULTANTE.

El punto de aplicación de la resultante se determina Por:

$$X_r = \frac{M_e - M_v}{R_v} \quad (187)$$

Donde:

X_r = posición de la resultante medida desde el extremo inferior de la arista puntera del muro.

PRESIONES DE CONTACTO MURO SUELO DE FUNDACION

Para calcular las tensiones máximas y mínimas se pueden usar las siguientes expresiones:

CUANDO: $e_x \leq \frac{B}{2}$, la distribución de presiones sobre la base del muro es trapezoidal.

$$\sigma_{\max} = \frac{R_v}{B} * \left(1 + \frac{6 * e_x}{B} \right) \quad (188)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{R_v}{B} * \left(1 - \frac{6 * e_x}{B} \right) \quad (189)$$



Donde:

σ_{\max} = tensión máxima.

σ_{\min} = tensión mínima.

R_v = resultante de fuerzas normales a la base del muro.

e_x = excentricidad de la resultante.

B = ancho del muro

CUANDO : $\frac{B}{6} \leq e_x \leq \frac{B}{2}$, la distribución de presiones sobre la base del muro es triangular, siendo:

$$\sigma_{\max} = \frac{2 * R_v}{3 * \left(\frac{B}{2} - |e_x| \right)} \quad (190)$$

VERIFICACION DE ESTABILIDAD

Se hace mediante los factores de seguridad por capacidad de carga, como:

REVISION POR DESLIZAMIENTO A LO LARGO DE LA BASE

El factor de seguridad contra el deslizamiento esta dado por:

$$F_{sd} = \frac{F_r}{E_h} \geq 1.5 \quad (191)$$

REVISION POR VOLTEO

El factor de seguridad contra el volteo respecto a la punta, se expresa como:

$$F_{sv} = \frac{M_e}{M_v} \geq 1.5 \quad (192)$$

REVISION POR CAPACIDAD DE CARGA

Para que no se produzcan hundimientos y pierdar estabilidad la estructura debe cumplirse:

$$\sigma_{\max.} \leq \sigma_t \quad (193)$$

Siendo:

σ_t = capacidad portante de trabajo admisible del terreno de fundación.

En caso que los factores de seguridad no satisfagan los requerimientos deben variarse las dimensiones supuestas y repetir todo el proceso.

CALCULO DE LAS CURVAS DE REMANSO.

Para el cálculo de la curva de remanso se puede hacer por cualquiera de los métodos siguientes:

- Integración grafica.
- Método de Bakhmeff.
- Método de Bresse.
- Directo por tramos.
- Método de tramos fijos.

Elegido el método, se procede a realizar los cálculos ya sea mediante el proceso computacional o mediante el proceso tabulado en forma manual.

ALIVIADEROS

Por mala operación de las compuertas de regulación ingresa mayor cantidad de caudal al canal de derivación, para controlar esta situación no deseada es necesario colocar un aliviadero.

VERTEDERO LATERAL.

El vertedero lateral, es una estructura de protección que permite evacuar los excedentes de caudal, cuando el nivel de agua en el canal pasa de un cierto límite adoptado. Que puede tomarse:

$$Q_{pasa} = Q_{max} - Q_v \quad (194)$$

El caudal que pasa se puede tomar entre:

$$Q_{pasa} \cong 1.2Q_d \text{ a } 1.3Q_d \quad (195)$$

Donde:

Q_v = Caudal vertido por el vertedero

Q_{Max} = caudal máximo de diseño del río.

Q_d = caudal de diseño del canal.

En el vertedero hay un flujo variado, el cual Q disminuye en el sentido del movimiento. Antes y después del vertedero, cuando las condiciones lo permiten, hay flujo uniforme.

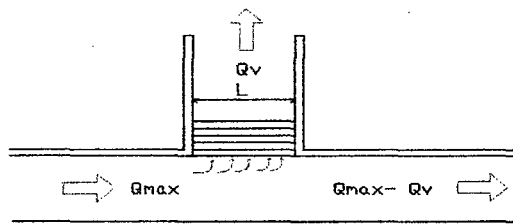


FIGURA N° 26 ESQUEMA DE UN VERTEDERO LATERAL EN PLANTA

METODOS DE DISEÑO

Existen numerosas formulas o métodos diferentes para el cálculo de vertederos laterales dentro de los cuales tenemos:

METODO DE APLICACION ESCALONADA

Para la aplicación escalonada, y efectuar el calculo de un vertedero lateral partiendo de Q_{max} , gasto inicial si el régimen es torrencial, y del gasto final Q_{pasa} , como es mas corriente si el régimen es tranquilo o de rio, en ambos caso se trabaja con incrementos, obteniéndose la expresión:

$$\Delta h = \frac{Q \Delta Q}{\frac{Q^2 T}{A} - g A^2} \quad (196)$$

Notando que:

$$\Delta Q = m * h \sqrt{2gh} * \Delta L \quad (197)$$



El problema consiste en calcular la longitud del vertedero para evacuar un exceso de gasto, que para el caso suponemos que la altura de barrera "a" es dato, siempre cualquiera que sea el régimen frente al vertedero, el calculo es sencillo por puntos escalonados si se busca la longitud así tenemos:

Si el régimen es torrencial se empieza por aguas arriba con el gasto total que llega y continuando hasta que se reduzca el gasto que debe quedar la suma de los ΔL da la longitud del vertedero.

Si el régimen es de rio se comienza por aguas abajo por el gasto que debe quedar y se hace hasta que la suma de los ΔQ arroje el exceso que debe evacuarse, la suma de los ΔL es la longitud que ha de darse al vertedero.

El proceso escalonado para un flujo subcritico, se puede tabular tal como se muestra en la tabla N° 32

TABLA N° 32 CÁLCULO ESCALONADO DE UN VERTEDERO LATERAL

ΔL	H	Q		$h=(H-a)$	M	$h\sqrt{2gh}$	ΔQ	QΔQ
T	$Q^2 T$	A	$\frac{Q^2 T}{A}$	gA^2	$\frac{Q^2 T}{A - gA^2}$	Δh	$H + \Delta h$	L_{Acumul}

Para el calculo puede tomarse ΔL= 0.5, 1.0, m, etc cuando mas pequeño es el incremento, los resultados presentan mayor aproximación.

Para el caso de un flujo subcritico en la segunda columna se coloca el H de inicio de cálculo, que representa el tirante al final del vertedero correspondiente al caudal pasante (Q_{pasa}).

En la tercera columna se coloca el caudal pasante (Q_{pasa}). Para el caso de flujo subcritico.

Con los datos de entrada anteriores se llena las demás columnas de la tabla N° 32, el proceso se repite hasta cuando se alcance el caudal de ingreso al vertedero (Q_{max}), en consecuencia el caudal vertido estará dado por:

$$Q_v = Q_{max} - Q_{pasa} \tag{198}$$

El valor del coeficiente "m" se puede determinar mediante la ecuación de Bazin.

PARA FLUJO SUBCRITICO SE PRESENTA CUANDO: F < 1

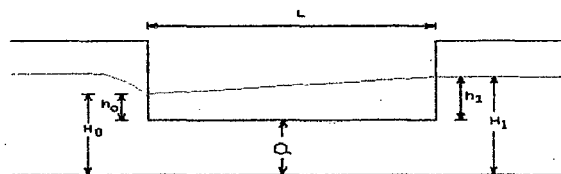


FIGURA N° 27 PERFIL HIDRAULICO PARA REGIMEN SUBCRITICO

PARA FLUJO SUPERCRITICO SE PRESENTA CUANDO: F > 1

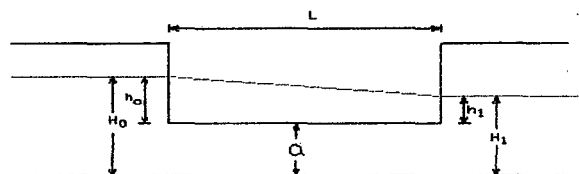


FIGURA N° 28 PERFIL HIDRAULICO CON REGIMEN SUPERCRITICO



DESARENADOR

Se llama desarenador a una obra hidráulica que sirve para separar y remover después, el material sólido que lleva el agua de un canal.

DESARENADORES DE LAVADO INTERMITENTE

Son el tipo más común y la operación de lavado se procura realizar en el menor tiempo posible con el objeto de reducir al mínimo las pérdidas de agua

Para cumplir la función el desarenador se compone de los siguientes elementos:

TRANSICION DE ENTRADA

La transición debe tener un ángulo de divergencia suave no mayor de 12°30' y, de ser posible, las paredes curvas tangentes en todo punto de la dirección del agua.

CAMARA DE SIDEMENTACION

La cámara de sedimentación propiamente dicha y en la cual las partículas sólidas caen al fondo debido a la disminución de la velocidad producida por el aumento de sección

Según DUBUAT las velocidades límites por debajo de las cuales el agua cesa de arrastrar diversas materias, son:

- ✓ Para la arcilla : 0.081 m/seg.
- ✓ Para la arena fina : 0.16 m/seg.
- ✓ Para la arena gruesa : 0.216 m/seg.

La sección transversal de un desarenador se diseña para velocidades entre 0.10 m/seg. y 0.40 m/seg.

La profundidad media varia entre 1.50 y 4.00 metros.

La pendiente transversal usualmente escogida es de 1:5 a 1:8.

COMPUERTA DE LAVADO

Sirve para desalojar los materiales depositados en el fondo. Para facilitar el movimiento de las arenas hacia la compuerta, el fondo del desarenador se le da una gradiente fuerte del 2 al 6 %.

CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO HIDRÁULICO

Los desarenadores se diseñan para un determinado diámetro de partícula..

En los sistemas de riego generalmente se acepta hasta un $d = 0.5$ mm.

CALCULO DE LA VELOCIDAD DEL FLUJO EN EL TANQUE.

La velocidad en un desarenador se considera lenta, cuando esta comprendida entre 0,20 a 0.60 m/seg.

La elección puede ser arbitraria o utilizando la formula de CAMP; cuya expresión es:

$$V = a * \sqrt{d} \text{ (Cm/seg)} \quad (199)$$

Donde:

- V = velocidad del flujo en el tanque.
- a = constante en función del diámetro.
- d = diámetro de la partícula (mm).

TABLA N° 33 VALORES DE "a" EN FUNCION DEL DIAMETRO DE LA PARTICULA

VALORES DE "a"	DIAMETRO "d" (mm)
51	0.1
44	0.1 - 1.0
36	1.0

FUENTE: Diseño de Estructuras hidráulicas. Máximo Villón B.



CALCULO DE LA VELOCIDAD DE CAIDA W EN AGUAS TRANQUILAS.

los valores de las velocidades de sedimentación W, calculados por ARKHANGELSKI para diferentes diámetros de partículas se muestran en tabla N° 34.

TABLA N° 34 VALORES DE LAS VELOCIDADES DE SEDIMENTACION

d (mm)	W (cm./seg.)
0.05	0.178
0.10	0.692
0.15	1.560
0.20	2.160
0.25	2.700
0.30	3.240
0.35	3.780
0.40	4.320
0.45	4.860
0.50	5.400
0.55	5.940
0.60	6.480
0.70	7.320
0.80	8.070
1.00	9.440
2.00	15.290
3.00	19.250
5.00	24.900

FUENTE: Diseño Hidráulico. Sviatoslav Krochin.

DIMENSIONES DEL TANQUE

CALCULO DE LA LONGITUD DEL DESARENADOR

Para desarenadores de bajas velocidades La longitud de la cámara, según la teoría de simple sedimentación, esta dada por :

$$L = K * \frac{h * V}{W} \tag{200}$$

Donde:

- L = longitud del desarenador.
- h = altura o tirante de agua en el desarenador.
- W = velocidad de sedimentación.
- K = 1.20 – 1.50 según la importancia de la obra.

CALCULO DEL ANCHO DEL DESARENADOR

Se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$b = \frac{Q}{h * V} \tag{201}$$

Donde:

- Q = caudal de diseño.
- h = calado en el desarenador.
- b = ancho de la sección transversal.
- V = velocidad en la cámara de sedimentación.
- A = área de la sección transversal del desarenador.



2.8.2.-CONDUCCION.

Son estructuras que sirven para el discurrir de las aguas dentro de los diferentes sistemas de conducción , existen fundamentalmente dos tipos de canales: abiertos y cerrados, los cuales a partir de las tomas o bocatomas, conducen el agua para diferentes fines como riego, uso industrial, poblacional, etc.

CANALES.

Los canales son conductos en los que el agua circula debido a la acción de la gravedad y sin ninguna presión, pues la superficie libre del liquido esta en contacto con la atmósfera.

SECCIONES TRANSVERSALES MÁS FRECUENTES EN CANALES.

Los canales artificiales usualmente se diseñan con formas geométricas regulares (prismáticos), los más comunes son los siguientes:

- ✓ SECCION TRAPEZOIDAL.
- ✓ SECCION RECTANGULAR.
- ✓ SECCION TRIANGULAR.

ELEMENTOS DE UN CANAL.

Lo constituyen los geométricos, cinéticos y dinámicos del escurrimiento.

ELEMENTOS GEOMETRICOS DE LA SECCION TRANSVERSAL DE UN CANAL

Los elementos geométricos son los que definen la forma del canal .

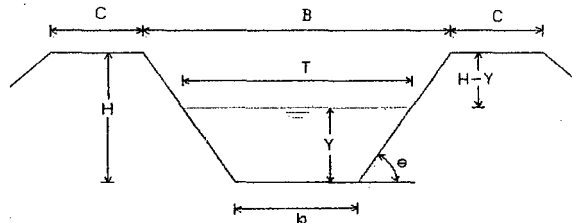


FIGURA N° 29 ELEMENTOS GEOMETRICOS DE LA SECCION TRANSVERSAL DE UN CANAL

TABLA N° 35 ELEMENTOS GEOMETRICOS

ELEMENTO	SIMBOLO	UNIDAD
Ancho de solera, ancho de plantilla, o plantilla	B	m.
Tirante de agua	d, Y	m.
Espejo de agua	T	m.
Perímetro mojado	P	M
Área mojada o área hidráulica	A	m ³
Radio hidráulico	R	m.
Tirante medio o profundidad media	Y_m, \bar{Y}	m.
Tirante crítico	$d_c; Y_c$	m.
Ancho del canal	B	m.
Profundidad total del canal	H	m.
Ancho de corona	C	m.
Borde libre	B.L., $f_b, H-Y$	M
Talud lateral	Z	Adimensional
Angulo de inclinación de las paredes laterales con la horizontal	θ	Grad., radian



ELEMENTOS CINETICOS.

Son los que definen las condiciones del flujo.

TABLA N° 36 ELEMENTOS CINETICOS

ELEMENTO	SIMBOLO	UNIDAD
Gasto o caudal	Q	m ³ / seg
Gasto unitario	Q	m ³ / seg / ml
Velocidad media	V	m/seg.
Velocidad puntual	W	m/seg.

ELEMENTOS DINAMICOS.

Son los que definen su movilidad.

TABLA N° 37 ELEMENTOS DINAMICOS

ELEMENTO	SIMBOLO	UNIDAD
Coefficiente de rugosidad	η	Adimensional
Pendiente hidráulica	S	Adimensional
Perdida por fricción	h_f	m/m

TIPOS DE FLUJO EN CANALES.

La clasificación depende de la variable de referencia que se tome, así tenemos:

- ✓ FLUJO PERMANENTE Y NO PERMANENTE.
- ✓ FLUJO UNIFORME Y VARIADO
- ✓ FLUJO CRÍTICO, SUBCRÍTICO Y SUPERCRÍTICO.

- FLUJO SUBCRITICO SI $F < 1$

El flujo tiene baja velocidad, siendo tranquilo y lento.

- FLUJO CRITICO SI $F = 1$

En este estado, las fuerzas de inercia y gravedad están en equilibrio.

- FLUJO SUPERCRITICO SI $F > 1$

El flujo tiene una gran velocidad, siendo rápido o torrencioso .

CRITERIOS DE DISEÑO PARA CANALES DE FLUJO UNIFORME.

En el flujo uniforme los parámetros no cambian con respecto al espacio, de lo cual se desprende que las características profundidad, área transversal, velocidad y caudal en cada sección del canal deben ser constantes, además la línea de energía, la superficie libre de agua y el fondo del canal deben ser paralelos, es decir la pendiente de la línea de energía (S_E), la pendiente de la superficie libre del agua (S_W) y la pendiente del fondo del canal (S_0), son iguales, es decir:

$$S_E = S_W = S_0 = S$$



Una de las condiciones para que se desarrolle un flujo uniforme en un canal, es que la pendiente sea pequeña.

FORMULAS PARA EL DISEÑO DE CANALES

FORMULA DE MANNING.

Es la formula cuyo uso se halla más extendido a casi todas las partes del mundo, la expresión para el cálculo del caudal esta dado por:

$$Q = \frac{1}{\eta} * A * R^{2/3} * S^{1/2} \quad (202)$$

Donde:

- Q = caudal o gasto, en m³/seg.
- R = radio hidráulico.
- S = pendiente del canal.
- η = coeficiente de rugosidad.

ABLA N° 38 VALORES DTE η PARA SER USADOS EN LA FORMULA DE MANNING

SUPERFICIE CANALES Y ZANJAS	CONDICION DE LAS PAREDES			
	PERFECTA	BUENA	REGULAR	MALA
Canales revestidos de concreto.	0.012	0.014*	0.016*	0.018
Canales de mampostería con cemento.	0.017	0.020	0.025	0.030
Canal mampostería seca.	0.025	0.030	0.033	0.035
En tierra, alineados y uniformes.	0.017	0.020	0.0225	0.025*
En roca, lisos y uniformes.	0.025	0.030	0.033*	0.035
En roca con salientes y sinuosos	0.035	0.400	0.045	
Sinuosos y flujo lento.	0.0225	0.025*	0.0275	0.030
Dragados en tierra	0.025	0.0275	0.030	0.033
Lecho pedregoso y bordos con hierba.	0.025	0.030	0.035*	0.040
Plantilla en tierra, taludes ásperos.	0.028	0.030*	0.033*	0.035

* Valores mas utilizados.

FUENTE: Manejo de Cuencas Alto Andinas. Absalón Vásquez V.

CONSIDERACIONES PRACTICAS PARA EL DISEÑO DE CANALES

El diseño de un canal implica, darle valor numérico a las siguientes especificaciones técnicas:

- Q = caudal en m³/seg.
- V = velocidad media del agua, en m/seg.
- S = pendiente en m/m.
- η = coeficiente de rugosidad.
- Z = talud.
- b = ancho de solera en m.
- Y = tirante de agua en m.
- A = área hidráulica en m².
- B.L; H - Y; f_b = borde libre en m.
- H = profundidad total desde la corona al fondo del canal en m.
- C = ancho de corona en m.

CAUDAL (Q)

Para el diseño de un canal, el caudal tiene que ser un dato de partida, que se puede calcular con base al modulo de riego (lit/seg. /Ha), la superficie que se va regar (Ha) y el caudal que resulte de las perdidas por infiltración durante la conducción.



VELOCIDAD MINIMA DE SEDIMENTACION.

Según Robert Kennedy esta velocidad para canales en tierra esta dada por:

$$U = \beta * d^{0.64} \tag{203}$$

Donde:

U = velocidad limite que no produce sedimentación, en m/seg.

β = coeficiente de sedimentación.

d = tirante de agua, m.

En forma practica, una velocidad de 0.60 a 0.90 m/seg., suele ser suficiente para evitar sedimentos.

VELOCIDAD MAXIMA DE EROSION.

Denominada también como máxima permisible cuyos valores referenciales dependen del material del canal.

TABLA N° 39 VELOCIDADES MAXIMAS RECOMENDADAS EN FUNCION DE LA CARACTERISTICA DE LOS SUELOS.

CARACTERISTICAS DE LOS SUELOS	VELOCIDADES MAXIMAS (m/seg.)
Canales en tierra franca	0.60
Canales en tierra arcillosa	0.90
Canales revestidos con piedras y mezcla simple	1.00
Canales con mampostería de piedra y concreto	2.00
Canales revestidos con concreto	3.00
CANALES EN ROCA	
Pizarra	1.25
Areniscas consolidadas	1.50
Rocas duras, granito, etc.	3.00 a 5.00
Concreto de $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	6.60 a 7.40
Concreto de $f'_c = 140 \text{ kg/cm}^2$	3.80 a 4.40

E. Hidráulica de Canales. Máximo Villón B.

Resulta practico durante los cálculos, no darse valores de la velocidad, sino chequearlos, ya sea aplicando la formula de Manning o la ecuación de continuidad de tal manera que los resultados obtenidos estén dentro del rango recomendado.

Cuando la velocidad resulta erosiva, reducir la pendiente produce una sensible disminución de la velocidad.

TABLA N° 40 COEFICIENTES DE SEDIMENTACION β

MATERIAL TRANSPORTADO	" β "
Arcilla muy fina	0.53
Arena muy fina	0.58
Barro arenoso	0.64
Arcilla gruesa	0.70

FUENTE: Irrigación. Arturo Rosell C.

Se recomienda una velocidad mínima de sedimentación para concreto de 0.45 m/seg.

La velocidad máxima recomendada según U.S Bureau of Reclamtion es de 2.5 m/seg. Para canales revestidos con concreto simple.

COEFICIENTE DE RUGOSIDAD " η ".



Conviene tener en cuenta que el coeficiente depende del material, de su acabado y de su deterioro con el tiempo.

Algunos valores usados para el coeficiente "η" en canales con diversos tipos de revestimiento de concreto se pueden tomar los siguientes:

Losas de concreto conjuntas suaves y superficie lisa..... η = 0.012

Concreto con cemento Portland..... η = 0.014

TALUDES RECOMENDADOS.

La inclinación de las paredes de los canales depende de la estabilidad de los materiales a la excavación y relleno por los que atraviesa el canal. En la tabla N° 41 se indican taludes recomendados de acuerdo al material de las paredes y fondo de los canales.

TABLA N° 41 TALUDES RECOMENDADOS

PARA CORTE EN	TALUD	Z:1
Conglomerado	1:1	
Suelos arcillosos	1:1	
Suelos areno limosos	1.5 :1	
Suelos arenosos	2:1	
Suelos arenosos sueltos	3:1	
Roca alterada suelta	0.5:1	
Roca sana	0.25:1	
PARA RELLENOS		
Tierra vegetal, arcilla	1.5:1	
Suelos arenosos	3:1	

FUENTE: Irrigación. Arturo Rosell C.

Para todo tipo de material el ministerio de Agricultura del Perú viene utilizando el talud $\frac{3}{4}$, evitando transiciones y cambios de dirección.

ANCHO DE SOLERA (b).

Para caudales pequeños., el ancho de solera estará en función del ancho de la pala de la maquinaria disponible para la construcción.

Una forma practica de fijar el ancho de solera, se basa en el caudal. Y se puede tener presente las siguientes recomendaciones:

El mínimo ancho debe ser de 0.30 m.

TABLA N° 42 PARA CANALES REVESTIDOS SEGÚN LA BUREAU OF RECLAMATION

Q(m ³ / seg.)	0.27	0.54	1.08	1.62	2.70	5.40	8.10
$\frac{Y}{b}$	0.80	0.65	0.58	0.62	0.75	0.84	0.91

FUENTE: Copias de Irrigación. Ing. Francisco Huaman V. UNC

Otra recomendación:

$\frac{b}{Y} = 1 - 2$ Canales pequeños.

$\frac{b}{Y} = 2$ Canales grandes.



TABLA N° 43 ANCHO DE SOLERA EN FUNCION DEL CAUDAL

CAUDAL (m^3 / seg)	ANCHO DE SOLERA (b) m.
Menores de 0.100	0.30
Entre 0.100 y 0.200	0.50
Entre 0.200 y 0.400	0.75
Mayores de 0.400	1.00

FUENTE: Hidráulica de Canales Máximo Villón B.

BORDE LIBRE (B.L).

Para dar seguridad al canal se debe considerar bordes libres en función al tirante y velocidad del flujo en el canal

La práctica corriente es dejar un borde libre o resguardo para canales pequeños ($Q < 600$ lts/sg.) igual a un tercio del tirante, es decir:

$$B.L = \frac{Y}{3} \tag{204}$$

También se puede tomar la siguiente recomendación:

$$B.L = 0.30 * Y \tag{205}$$

O

$$\frac{1}{3} Y \leq B.L \leq \frac{2}{3} Y \tag{206}$$

Existen también otros criterios prácticos para designar el valor del borde libre en relación con el caudal. En relación con el ancho de solera se tiene la tabla N° 44.

TABLA N° 44 BORDE LIBRE EN CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

CAUDAL (m^3 / seg)	B.L.(BORDE LIBRE) m.	SOBRE BORDO (m)
0 - 0.5	0.15	0.15
0.5 - 1.0	0.20	0.15
1.0 - 3.0	0.25	0.20
3.0 - 10	0.30	0.20
10 - 20	0.35	0.20
20 - 40	0.40	0.25
40 - 60	0.50	0.25
30 - 100	0.60	0.30

El borde libre en canales con régimen supercrítico se obtendrá con la siguiente expresión:

$$B.L = 0.61 + 0.00371 * V^3 * \sqrt{Y} \tag{207}$$

Donde:

- B.L. = borde libre.
- V = velocidad del flujo en el canal.
- Y = tirante de agua.

PROFUNDIDAD TOTAL

La profundidad total del canal ,conocido el tirante de agua y el borde libre, es :

$$H = Y + B.L. \tag{208}$$



ANCHO DE LA SUPERFICIE EL CANAL (B).

El ancho de la superficie del canal estará dado por:

$$B = b + 2 * Z * H \quad (209)$$

ANCHO DE CORONA

En canales pequeños el ancho superior de la corona puede diseñarse aproximadamente igual al tirante del canal.

En función del caudal se puede considerar un ancho de corona de 0.60 para caudales menores de 0.500 $m^3 / seg.$ y 1.00 m para caudales mayores.

ENERGIA ESPECÍFICA

Tomando como nivel de referencia el fondo del canal y usando la ecuación de continuidad, para un canal de cualquier forma se tiene:

$$E = Y + \frac{Q^2}{2 * g * A^2} \quad (210)$$

Si Q es constante y A es función del tirante, la energía específica es función únicamente del tirante

RELACIONES EN UN REGIMEN CRÍTICO PARA SECCION RECTANGULAR

RELACION ENTRE EL TIRANTE CRÍTICO Y EL CAUDAL

El tirante crítico para una sección rectangular esta dado por:

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g * b^2}} \quad (211)$$

Haciendo $q = \frac{Q}{b}$ como caudal unitario o caudal por unidad de ancho se tiene:

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (212)$$

Donde:

Y_c = tirante critico.

b = plantilla del canal.

q = caudal por unidad de ancho ($m^3 / seg / ml.$)

Ecuación que permite el cálculo directo del tirante critico en una sección rectangular.

VELOCIDAD CRÍTICA

La velocidad critica para una sección rectangular esta dada por:

$$V_c = \sqrt{g * Y_c} \quad (213)$$

ENERGIA ESPECÍFICA MINIMA

La energía específica mínima, se expresa como:

$$E_{min.} = Y_c + \frac{V_c^2}{2 * g} \quad (214)$$

En donde al sustituir el valor de la velocidad critica resulta:

$$E_{min.} = \frac{3}{2} * Y_c \quad (215)$$

2.8.3.- OBRAS DE ARTE

En el recorrido de un canal, pueden presentarse diversos accidentes y obstáculos como son: depresiones del terreno, quebradas, vías de comunicación, caminos, etc. a estas estructuras que se utilizan para cruzan estos obstáculos se les denomina obras de arte.

2.8.3.1.-TRANSICIONES

Estructura que se usa para ir modificando en forma gradual la sección transversal de un canal cuando se quiere unir dos tramos con diferente forma de sección transversal, pendiente o dirección.

DISEÑO

El diseño de una transición consiste en definir la longitud, de forma tal de que, en ambas secciones las condiciones del flujo sean las del movimiento uniforme en cada canal. De modo que las pérdidas sean las mínimas posibles.

CALCULO DE LA LONGITUD DE TRANSICION

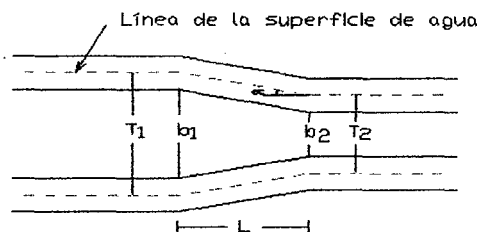


FIGURA N° 30 VISTA EN PLANTA DE UNA TRANSICIÓN

La longitud de la transición, se determinada por la ecuación siguiente:

$$L = \frac{T_1 - T_2}{2 \operatorname{Tang} \alpha} \quad (216)$$

Donde:

L = longitud de la transición.

$T_1; T_2$ = espejos de agua en las secciones 1 y 2.

α = Angulo que forman los espejos de agua.

Según las experiencias de Julián Hinds y según la Bureau Of Reclamation, se encontró que para un Angulo $\alpha = 12^\circ 30'$ se consiguen pérdidas de carga mínimas en la transición.

CALCULO DE LAS PÉRDIDAS EN LAS TRANSICIONES

Las pérdidas predominantes en las transiciones (por su corta longitud) corresponden a las pérdidas por cambio de dirección, siendo su ecuación de cálculo la siguiente:

$$h_{f1-2} = K \left(\frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g} \right); \text{ siendo } V_1 > V_2 \quad (217)$$

Donde:

h_{f1-2} = pérdidas por cambio de dirección entre las secciones 1 y 2.

K = coeficiente de pérdidas en la transición que depende del tipo de transición.



$$\frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g} = \text{diferencias de cargas de velocidad, valor siempre positivo siendo } V_1 > V_2$$

Así tenemos:

K_e = coeficiente de perdidas en la transición de entrada (contracción).

K_s = coeficiente de perdidas en la transición de salida (expansión).

Los valores de K_e y K_s dependen del tipo de transición diseñada.

TABLA N° 45 VALORES DE K_e Y K_s SEGÚN EL TIPO DE TRANSICION

TIPO DE TRANSICIÓN	K_e	K_s
Curvado	0.10	0.20
Cuadrante cilíndrico	0.15	0.25
Simplificado en línea recta	0.20	0.30
Línea recta	0.30	0.50
Extremos cuadrados	0.30	0.75

FUENTE: Hidráulica de Canales. Máximo Billón B.

El U.S. Conservación Servicio de U.E. propone una transición recta con una variación angular del muro respecto al eje del canal no mayor que:

$$\theta = \text{ArcTang} \left(\frac{1}{3 * F_p} \right) \quad (218)$$

Donde:

F_p = Numero de Froude promedio de las secciones de inicio y al final de de la transición.

2.8.3.2.-CAIDA VERTICAL

Son estructuras de parámetro vertical, que sirven para disminuir la velocidad y evitar así su fuerza erosiva, pueden ser de concreto o piedra.

Pueden estar constituidas por una grada o de varias gradas, se diseñan hasta gradas de 4.50 metros como máximo.

ELEMENTOS DE UNA CAIDA VERTICAL

- Transición de entrada.
- Sección de control.
- Caída o salto.
- Poza o colchón amortiguador.
- Transición de Salida.

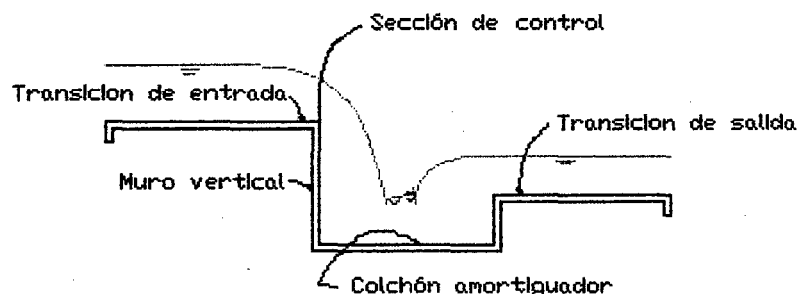


FIGURA N° 31 ELEMENTOS DE UNA CAÍDA VERTICAL



DISEÑO DE UNA CAÍDA VERTICAL SIN OBSTÁCULOS

DISEÑO DEL CANAL AGUAS ARRIBA Y AGUAS ABAJO DE LA CAÍDA

Utilizar cualquier metodología existente para el diseño de canales.

CALCULO DEL ANCHO DE LA CAÍDA Y EL TIRANTE EN LA SECCIÓN DE CONTROL.

En la sección de control se deben presentar las condiciones críticas, para una sección rectangular se cumplen las siguientes ecuaciones:

$$Y_C = \frac{2}{3} E_{\min} \quad (219)$$

$$Y_C = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (220)$$

$$V_C = \sqrt{g * Y_C} \quad (221)$$

Por lo que el ancho de la caída se puede determinar mediante la expresión

$$b = \sqrt{\frac{27 * Q^2}{8 * E_{\min}^3 * g}} \quad (222)$$

Donde:

b = ancho de la caída.

Q = caudal de diseño.

E_{\min} = energía específica mínima.

Y_C = tirante crítico en la sección de control.

Para un predimensionamiento se puede asumir que $E_{\min} = E_n$ (energía específica en el canal), para el inicio de los cálculos y luego realizar la verificación correspondiente.

También se puede suponer un ancho en la sección de control de la caída, calcular el tirante crítico y con la ecuación de la energía calcular el tirante al inicio de la transición.

Aplicando la ecuación de la energía entre el inicio de la transición y la sección de control, despreciando las pérdidas por fricción se debe cumplir:

$$Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Y_C + \frac{V_2^2}{2g} + K \left(\frac{V_C^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) + \Delta h \quad (223)$$

Donde:

Y_1 = tirante de agua al inicio de la transición.

V_1 = velocidad al inicio de la transición.

Y_C = tirante crítico en la sección de control.

V_C = velocidad en la sección de control.

K = coeficiente de pérdidas en la transición.

K = 0.10 si la velocidad del flujo va de menor a mayor.

K = 0.20 si la velocidad del flujo va de mayor a menor,

K = 0.50, si el paso a la sección de control se hace sin transición.

Δh = diferencia de nivel de la rasante.

$\Delta h > 0$ elevación.

$\Delta h < 0$ desnivel.

Cuando los niveles de energía se balancean, el diseño se considera satisfactorio, de no ser así se modificaran cualquiera de las condiciones antes supuestas, hasta lograr que los niveles de energía se equilibren.



DISEÑO DE LA TRANSICION DE ENTRADA

Consiste en determinar la longitud, y se determina mediante la ecuación siguiente:

$$L = \frac{T_1 - b}{2 * \text{Tang} \alpha} \quad (224)$$

Donde:

T_1 = espejo de agua del canal de llegada.

b = ancho de la sección de control.

α = Angulo que forman los espejos de agua.

DIMENSIONES DE LA CAIDA

Para los cálculos se encuentra el número de caída, con la siguiente ecuación:

$$D = \left(\frac{Y_c}{h} \right)^3 \quad (225)$$

$$D = \frac{q^2}{g * h^3} \quad (226)$$

Siendo:

$$q = \frac{Q}{b} \quad (227)$$

D = numero de caída.

Y_c = tirante critico en la sección de control.

h = altura de caída.

q = caudal por metro lineal de ancho.

b = ancho de solera de la caída

Q = caudal de diseño.

Los demás parámetros de la caída se calculan con las siguientes relaciones:

$$L_d = 4.30 * h * D^{0.27} \quad (228)$$

$$Y_1 = 0.54 * h * D^{0.427} \quad (229)$$

$$Y_2 = 1.66 * h * D^{0.27} \quad (230)$$

$$Y_p = h * D^{0.22} \quad (231)$$

Donde:

L_d = longitud de la caída.

Y_p = tirante formado por la poza debajo de la vena.

Y_1 = tirante al pie de la vena.

Y_2 = tirante conjugado.

D = numero de caída.

h = altura de la caída.

CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DEL COLCHON

Se colocara un colchón de aguas si $Y_2 > Y_n$, y se determina por:

$$P = 1.15 * Y_2 - Y_n \quad (232)$$

CALCULO DE LA LONGITUD DEL RESALTO

La longitud del resalto, se puede calcular con la formula de SIENCHIN dada por:

$$L = 5 * (Y_2 - Y_1) \quad (233)$$

CALCULO DE LA LONGITUD DEL COLCHON AMORTIGUADOR

La longitud total del colchón será:

$$L_c = L_d + L \quad (234)$$

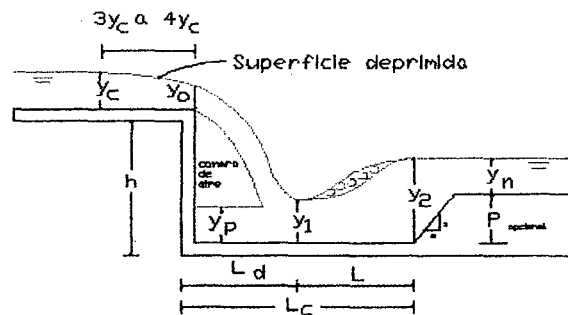


FIGURA N° 32 CAÍDA VERTICAL SIN OBSTACULOS.

LONGITUD DEL CANAL DE APROXIMACION

Se recomienda diseñar un canal rectangular inmediatamente aguas arriba del borde superior de la caída, con la finalidad de mejorar el funcionamiento hidráulico de la misma, el cual debe tener una longitud de:

$$L = 3.5 * Y_c \quad (235)$$

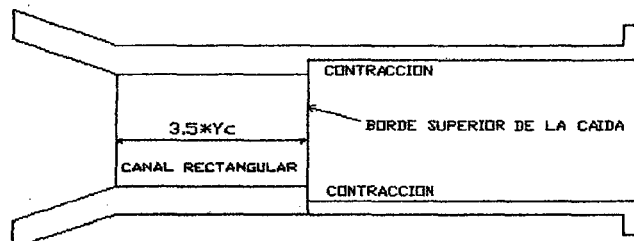


FIGURA N° 33 PLANTA CAIDA VERTICAL

CALCULO DEL BORDE LIBRE EN POZA DISIPADORA

La altura del borde libre en la poza disipadora se puede determinar de la siguiente expresión:

$$B.L = 0.1 * (V_1 + Y_2) \quad (236)$$

Siendo $V_1 = \frac{q}{Y_1}$

También se puede determinar mediante la figura N° 40.

DISEÑO DE LA TRANSICION DE SALIDA

Se diseña similarmente a la transición de entrada.



2.8.3.3.- RÁPIDAS

Son conductos de fuerte pendiente que se utilizan para vencer grandes desniveles.

Las rápidas, se usan generalmente para diferencias de nivel mayores a 5 metros y tienen longitudes de desarrollo de algunas decenas de metros.

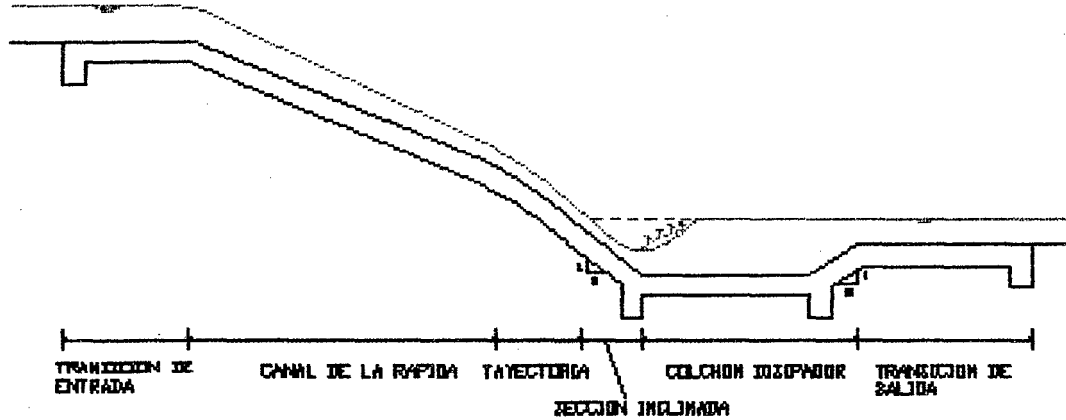


FIGURA N° 34 ELEMENTOS DE UNA RAPIDA

ELEMENTOS DE UNA RAPIDA.

- ✓ Transición de entrada.
- ✓ Sección de control.
- ✓ Canal de la rápida.
- ✓ Trayectoria.
- ✓ Tanque amortiguador o colchón disipador.
- ✓ Transición de Salida.

DISEÑO DE UNA RAPIDA

Se puede seguir el siguiente proceso:

DISEÑO DEL CANAL AGUAS ARRIBA Y AGUAS ABAJO DE LA RAPIDA

Las características geométricas del canal a la entrada y salida de la rápida son conocidas, calculado por cualquiera de los criterios de diseño de canales.

1.-CALCULO DEL ANCHO DE SOLERA Y EL TIRANTE EN LA SECCIÓN DE CONTROL.

Se puede determinar por cualquiera de los siguientes criterios:

En la sección de control se presentan las condiciones críticas, que para una sección rectangular se debe cumplir las ecuaciones N° 219, 220 y 221, relacionando dichas ecuaciones se obtiene:

$$b = \sqrt{\frac{27Q^2}{8E_{min}^3 * g}} \quad (237)$$

$$E_{min.} = Y_c + \frac{V_c^2}{2g} \quad (238)$$

Donde:

Q = caudal de diseño.



q = caudal por metro lineal de ancho.

$E_{min.}$ = energía específica mínima.

V_c = velocidad crítica.

Y_c = tirante crítico.

Para el inicio de los cálculos se puede asumir: $E_{min.} = E_n$ (energía específica en el canal) y posteriormente hacer la verificación correspondiente, y de esta manera obtener el ancho de solera en la rápida de forma definitiva.

✓ De acuerdo a DANDENKOV. El ancho del canal de la rápida debe tomarse igual a:

$$b = 0.765 * Q^{2/5} \quad (239)$$

Siendo:

b = ancho de la solera de la rápida.

Q = caudal de diseño.

q = caudal por metro lineal de ancho.

✓ También se puede suponer un ancho de solera de la sección de la rápida, conocido el ancho de solera se calcula el tirante crítico en la sección de control y por la ecuación de la energía calcular el tirante al inicio de la transición mediante la expresión siguiente:

$$Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} + \Delta h = Y_c + \frac{V_c^2}{2g} + K \left(\frac{V_c^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) \quad (240)$$

Siendo:

$$\Delta h = S_0 * L \quad (241)$$

$$V_1 = \frac{q}{Y_1}$$

Donde:

q = caudal unitario

S_0 = pendiente de fondo de la transición.

L = longitud de transición.

Y_1 = tirante de agua al inicio de la transición.

V_1 = velocidad al inicio de la transición.

Y_c = tirante crítico en la sección de control,

V_c = velocidad en la sección de control.

K = coeficiente de pérdidas en la transición.

$K = 0.10$ si la velocidad del flujo va de menor a mayor.

$K = 0.20$ si la velocidad del flujo va de mayor a menor.

Δh = energía de posición.

2.-DISEÑO DE LA TRANSICION DE ENTRADA

La longitud de la transición se calcula mediante la ecuación N° 224.

Además para evitar la formación de ondas, la cotangente del ángulo de deflexión de la superficie de agua, en un plano desarrollado a ambos lados de la transición no debe ser menor de $3.375 * F$

El ángulo máximo de deflexión puede calcularse por la expresión:

$$Co \tan \alpha = 3.375 * F_p \quad (242)$$

Siendo:



$$F = \frac{V}{\sqrt{(1-K)g * Y}} \quad (243)$$

$$F_p = \frac{F_1 + F_2}{2} \quad (244)$$

Donde:

F_p = numero de Froude promedio

F_1 = numero de Froude al inicio de la transición.

F_2 = numero de Froude al final de la transición.

K = 0 cuando el fondo de la transición es plano

K = 0.50 cuando el fondo de la transición parabólica.

3.-DISEÑO DEL CANAL DE LA RAPIDA.

La rápida se calcula con las ecuaciones de flujo no uniforme teniendo en cuenta que el flujo a altas velocidades es muy sensible a todo cambio de dirección, por este motivo se recomienda seguir siempre que sea posible, una alineación recta en planta y utilizar canales prismáticos preferentemente de secciones rectangulares, especialmente cuando el caudal puede ser variable.

COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING

Para el cálculo de las características del flujo en rápidas los valores del coeficiente de rugosidad de Manning se pueden usar los valores siguientes:

Cuando se calcula la altura de muros en una rápida de concreto, se asume el valor de $n = 0.014$.

En el cálculo de niveles de energía, se toma $n = 0.010$

CALCULO DE TIRANTES Y DISTANCIAS EN EL CANAL DE LA RAPIDA.

El calculo de los tirantes para cada tramo de la curva de remanso que se forma en el trayecto, se utiliza el método de tramos fijos, partiendo desde el punto de control ubicado en el cambio de pendiente, lugar donde el tirante es conocido en este caso corresponde al tirante critico, luego el tirante a calcular será el que presenta en una sección previamente especificada para un tramo de longitud seleccionado.

La ecuación de este método se basa en la ecuación de la energía y es la siguiente:

$$S_0 * \Delta X + E_1 = E_2 + \overline{SE} * \Delta X \quad (245)$$

Siendo:

$$E = Y + \frac{V^2}{2g} = Y + \frac{q^2}{2g * Y^2}$$

$$q = \frac{Q}{b} \quad (246)$$

$$SE = \left(\frac{n * V}{R^{2/3}} \right)^2 \quad (247)$$

$$\overline{SE} = \frac{SE_1 + SE_2}{2g} \quad (248)$$

Donde:

ΔX = distancia del tramo desde una sección 1 de características conocidas hasta otra sección 2.

S_0 = pendiente geométrica del canal.



E_1 = energía específica en la sección 1 (sección de control)

E_2 = energía específica en la sección 2

\overline{SE} = pendiente promedio de la línea de energía en el tramo.

n = coeficiente de rugosidad del canal de la rápida.

Y = tirante de agua en la sección evaluada.

R = radio hidráulico en la sección evaluada.

Q = caudal de diseño.

q = caudal unitario

b = ancho de la sección de la rápida

4.-CALCULO DEL BORDE LIBRE

El borde libre en el canal de la rápida se puede obtener mediante la siguiente formula:

$$B.L = 0.61 + 0.00371 * V^3 * \sqrt{Y} \quad (249)$$

Donde:

V = velocidad en el canal de la rápida.

Y = tirante de agua en el canal de la rápida.

5.-DISIPACION DE ENERGÍA

Al final de la rápida el régimen pasa de supercrítico a subcritico con la formación de un resalto hidráulico por lo que se hace necesario determinar la longitud del resalto y de la necesidad de una profundización del cauce.

CALCULO DEL TIRANTE CONJUGADO MENOR (Y_1) Y LA ELEVACION DE LA POZA DISPADORA.

Calculo de la curva Elevación – tirante en el canal de la rápida.

El calculo se efectúa a partir del tirante al inicio de la trayectoria " Y_0 ", aplicando la ecuación de la energía y despreciando las perdidas, luego se grafican los valores encontrados, colocando en las abscisas las elevaciones y en las ordenadas los tirantes " Y " este grafico es llamado Curva 1.

Procedimiento

El procedimiento indicado es el siguiente:

1.- Calcular la elevación del gradiente de energía (EGE) en la sección donde se inicia la trayectoria, es decir:

$$\text{Elevación del gradiente de energía} = \text{EGE} = \text{ELEV}(0) + Y_0 + \frac{V_0^2}{2g} \quad (250)$$

Donde:

Y_0 = tirante al inicio de la trayectoria

V_0 = velocidad al inicio de la trayectoria.

2.- calcular los valores para trazar la Curva Elevación - Tirante en el canal de la rápida, tomar siempre para los cálculos tirantes menores a Y_0 .

3.- Calcular la elevación del fondo del canal de la rápida en el tramo de la trayectoria, para esto se calcula E, para cada valor asumido de " Y ", luego restar de la elevación del gradiente de energía



(EGE) calculado en el paso 1, para los diferentes valores obtenidos de E, con lo cual se genera la tabla N° 46.

TABLA N° 46 MODELO DE CALCULO PARA LA CURVA- ELEVACION - TIRANTE EN LA RAPIDA

1	2	3	4	5	6
Y	A	V	$\frac{V^2}{2g}$	E	ELEVACION EN LA RAPIDA = elevación gradiente de energía - E
Y_0					
.					

4.- Trazar la curva (I), la cual se obtiene ploteando la elevación en la rápida (columna 6) versus tirante (columna 1.)

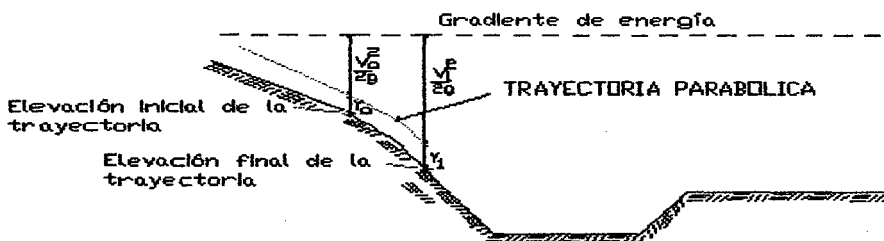


FIGURA N° 35 ESQUEMA DE LA ELEVACION DE LA TRAYECTORIA EN LA RAPIDA

CALCULO DE LA CURVA ELEVACION - TIRANTE CONJUGADO MENOR

Procedimiento

Para su cálculo realizar el siguiente proceso:

1.- calcular la elevación del gradiente de energía (EGE) en la sección del canal después de la rápida. La elevación del gradiente de energía después del resalto se puede calcular de la siguiente manera:

$$\text{Elevación gradiente de energía} = \text{EGE} = \text{ELEVACION}(n) + Y_n + \frac{V_n^2}{2g} \quad (251)$$

Siendo:

Y_n = tirante en el canal de salida.

V_n = velocidad en el canal de salida.



FIGURA N° 36 ESQUEMA DE CALCULO DE LA ELEVACION DEL GRADIENTE DE ENERGÍA DESPUES DEL RESALTO

2.- elegir Y_1 y calcular el tirante conjugado mayor del resalto, mediante la ecuación N° 110. Luego calcular la energía específica en la sección 2 mediante la expresión:

$$E_2 = Y_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$



3.- calcular la elevación del fondo del colchón amortiguador de la poza
 Se determina así:

$$\text{ELEVACION} = \text{ELEVACION GRADIENTE DE ENERGÍA} - E_2$$

Los resultados se pueden tabular según la tabla N° 47.

TABLA N° 47 VALORES DE LA CURVA ELEVACION – TIRANTE CONJUGADO MENOR

1	2	3	4	5	6
Y_1	Y_2	V_2	$\frac{V_2^2}{2g}$	E_2	Elevación del colchón. = elevación gradiente energía - E_2

4.- trazar la curva (II), ploteando elevación del colchón amortiguador (columna 6) versus tirante conjugado menor (columna 1.)

GRAFICAR LAS CURVAS I Y II

Graficando las curvas (I) y (II) y en el punto de intersección se encuentra los siguientes valores:

- elevación del tanque amortiguador.
- Tirante conjugado menor.

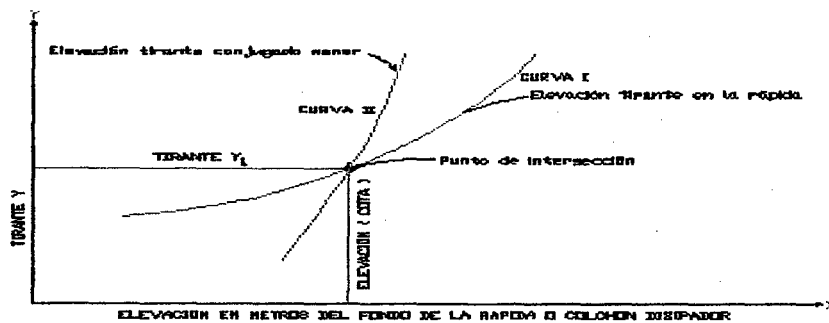


FIGURA N° 37 CÁLCULO DE LA ELEVACION DEL TANQUE DEL COLCHON AMORTIGUADOR Y EL TIRANTE CONJUGADO MENOR

6.-CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DEL COLCHON AMORTIGUADOR

La profundidad del colchón disipador estará dado por:

$$P = \text{elevación canal} - \text{elevación colchón disipador.}$$

La salida del colchón amortiguador hacia el canal puede ser en forma vertical o inclinada recomendándose un talud Z: 1.5.

7.-CALCULO DE LA LONGITUD DE LA TRAYECTORIA (L_T)

La longitud de la trayectoria se puede determinar mediante la siguiente formula:

$$L_T = \frac{(\text{Tang}\theta_L - \text{Tang}\theta_0)2 * h_v * \text{Cos}\theta_0}{K} \quad (252)$$



Donde:

L_T = longitud de la trayectoria.

θ_L = Angulo de inclinación del fondo, al final de la trayectoria.

θ_0 = Angulo de inclinación del fondo, al comienzo de la trayectoria.

$h_v = \left(\frac{V_0^2}{2g}\right)$ carga de velocidad en el origen de la trayectoria.

V_0 = velocidad considerada en el origen de coordenadas.

K = factor de aceleración, depende del tipo de transición.

La Bureau Of Reclamation, limita el valor de K a 0.50 como máximo, para asegurar una presión positiva en el fondo.

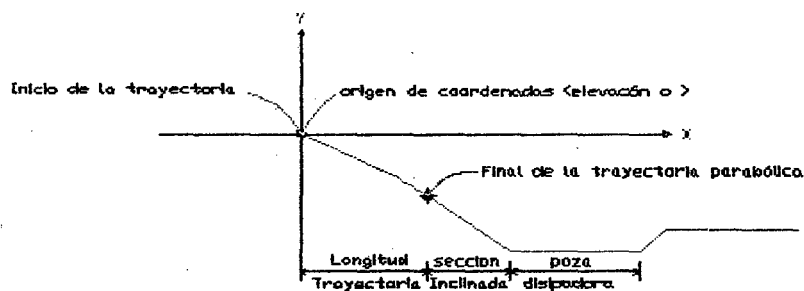


FIGURA N° 38 ESQUEMA DE LA ESTRUCTURA FINAL DE DISIPACION DE LA RAPIDA

8.-TRAYECTORIA

Cuando el disipador de energía es una laguna calmante, una sección empinada corta, debe conectar la trayectoria con la laguna calmante o poza, la inclinación de esta sección empinada debe ser:

Entre : 1.5:1
 De : 3:1
 De preferencia : 2:1

Entre el punto de inicio de la trayectoria y la sección inclinada, es requerida una curva vertical, una curva parabólica es generalmente usada.

La trayectoria parabólica puede determinarse usando la siguiente ecuación:

$$Y = -\left(X * \text{Tang}\theta + \frac{g * X^2}{2 * V_{\text{max}}^2} (1 + \text{Tang}^2\theta) \right) \quad (253)$$

Donde:

θ = ángulo formado por la horizontal y la rasante de la rápida.

$V_{\text{max.}} = 1.5 * V$

V = velocidad media al principio de la trayectoria

X = coordenada horizontal (abscisa)

Y = coordenada vertical (ordenada)

COORDENADAS Y ELEVACIONES DE LA TRAYECTORIA PARABOLICA.

La trayectoria parabólica pares (X; Y) de la rápida se calcula dando valores horizontales a X y calculando Y con la ecuación (253).y por lo tanto las elevaciones se calculan como:



ELEVACION TRAYECTORIA = ELEVACION (0) - COORDENADA (Y).

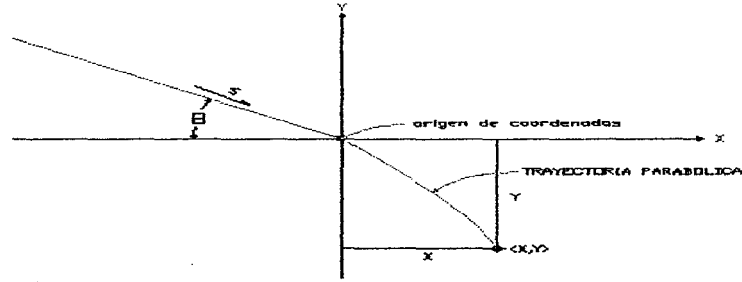


FIGURA N° 39 TRAYECTORIA PARABÓLICA

9.-CALCULO DE LA LONGITUD DEL COLCHON

Para calcular la longitud del colchón utilizar la formula N° 233

10.-CALCULO DEL BORDE LIBRE EN LA POZA DISIPADORA (B.L)

El borde libre recomendado para pozas disipadoras puede ser determinado de la figura N° 40, la curva relaciona Borde libre versus (Q, Y₁, A₁), el borde libre así calculado se obtiene en pies, donde:

Q = caudal de diseño en pies³/ser.

Y₁ = tirante conjugado menor en pies.

A₁ = área hidráulica en la sección contraída en pies²

11.- CALCULO DE LA TRANSICION DE SALIDA.

La transición de salida se diseña para una transición recta usando la formula N° 224.

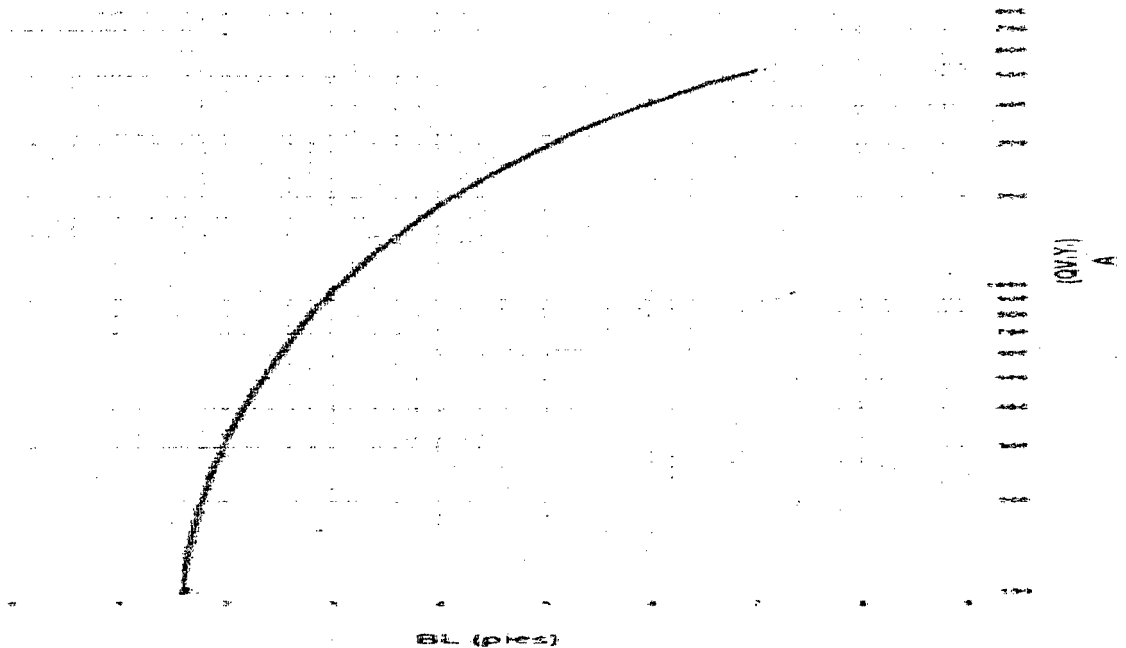


FIGURA N° 40 CURVA PARA CÁLCULO DEL BORDE LIBRE EN POZAS DISIPADORA



2.8.3.4.- RAPIDAS EN FORMA DE ESCALERA O GRADAS

Consiste en una serie de escalones puesto uno a continuación de otro a manera de una escalera. Por lo general este tipo de rápidas se utiliza para caudales menores de $10 \text{ m}^3 / \text{seg}$.

Las partes principales de que se componen son:

- Transición de entrada.
- Gradadas.
- Colchón amortiguador.
- Transición de salida.

➤ PROCEDIMIENTO DE DISEÑO.

DISEÑO DEL CANAL AGUAS ARRIBA Y AGUAS ABAJO

Son datos conocidos el caudal, rugosidad y pendiente, por lo tanto las características del canal aguas arriba y aguas abajo se definen de acuerdo a cualquier de los métodos para el diseño de canales.

• ANCHO DE LA SECCION DE CONTROL

En la sección de control se debe presentar el escurrimiento crítico, entonces para una sección rectangular se cumple las ecuaciones N° 219, 220 y 221, que al relacionarlos se obtiene:

$$b = \sqrt{\frac{27Q^2}{8E_{\min}^3 \cdot g}} \quad (254)$$

De donde se puede estimar el ancho de solera de la sección de control, asumiendo que la energía mínima es igual a la energía específica del canal ($E_{\min} = E$); luego se hace la verificación.

• TRANSICION DE ENTRADA

La longitud se calcula mediante la ecuación N° 224.

• DISEÑO DE LAS GRADAS O ESCALONES

Se puede seguir el siguiente procedimiento:

1. para un ancho "b" de gradas, en la sección 1 de pasar con el tirante crítico. Se supondrá que aguas arriba de la grada N° 1, las condiciones dan un régimen tranquilo que se acelera por efecto de la cascada hasta producir sobre esa grada escurrimiento crítico.
2. se prepara la siguiente tabla N° 48 para los cálculos es decir:

TABLA N° 48 CALCULO DE LOS ELEMENTOS DE LA GRADAS

1 GRADA N°	2 a (m)	3 $K = \frac{a}{Y_c}$	4 Y_0 (m)	5 $X_0 = \frac{Y_0}{Y_c}$	6 $\frac{Y_1}{Y_0}$	7 Y_1 (m)	8 $\frac{d}{Y_c}$	9 d (m)
1			Y_c					
2			Y_1					

En la primera grada se presenta el tirante crítico Y_c ($Y_0 = Y_c$), con este valor se encuentra el valor de $X_0 = \frac{Y_0}{Y_c}$ columna 5, que en la grada N° 1 vale la unidad 1, con el valor $X_0 = 1$ y la altura relativa



$K = \frac{a}{Y_c}$ columna 3, a altura de grada columna 2, con este valor de K , se entra a la figura N° 43 y se obtiene la relación $\frac{Y_1}{Y_0}$, que se coloca en la columna 6 de la tabla N° 48, por lo tanto, en esa grada se halla Y_1 , que va en la séptima columna. La altura del torrente en la grada N° 2 es $Y_0 = Y_1$, y por lo tanto se obtiene el nuevo valor de $\frac{Y_0}{Y_c} \left(\frac{Y_1}{Y_c} \right)$ que es su torrente inicial relativo, con este valor y con $K = \frac{a}{Y_c}$ (a altura de la segunda grada) se calcula el nuevo $\frac{Y_1}{Y_0} \left(\frac{Y_2}{Y_1} \right)$, que leído en la Figura N° 44 da un valor, de donde se obtiene el nuevo valor de $Y_1 (Y_2)$; así sucesivamente. Las distancias desde el pie de cada grada a la cual se forman los torrentes se calculan con la figura N° 44, entrando cada vez con $\frac{a}{Y_c}$ y $\frac{Y_0}{Y_c}$ y se va colocando en las columnas siguientes.

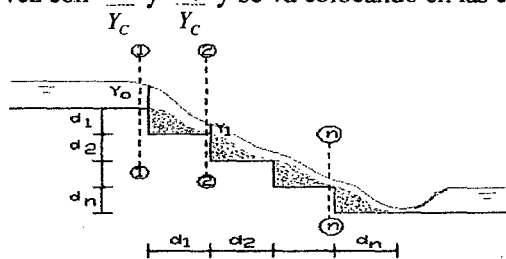


FIGURA N° 41 ESQUEMA DE UNA CASCADA O GRADAS

Desde el pie de la última grada la situación es la siguiente:

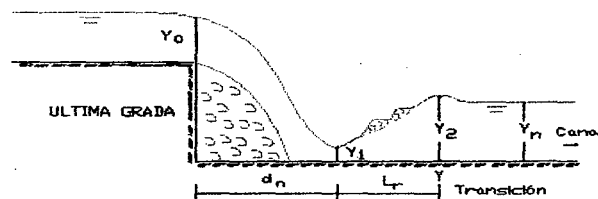


FIGURA N° 42 ESQUEMA DE LA ÚLTIMA GRADA

Siendo en la figura:

Y_n = tirante normal en el canal aguas debajo de la obra de arte.

L_r = es la longitud del resalto.

d_n = longitud de la ultima grada.

Y_1 = tirante conjugado menor.

Y_2 = tirante conjugado mayor.

• CALCULO DEL BORDE LIBRE

La altura de borde libre en la cascada se determina con la ecuación N° 249.

CALCULO DEL CONJUGADO MAYOR

Conocido el valor tirante conjugado menor Y_1 , el valor del conjugado mayor se determina mediante la ecuación N° 110.

De donde se deduce:



Si $Y_2 < Y_n$, el salto se ahoga y la estructura no requiere de colchón disipador.

Si $Y_2 > Y_n$, salto es rechazado, colocar un colchón de aguas para disipar la energía.

- **CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DEL COLCHÓN**

Se determina con la expresión N° 232

- **CALCULO DE LA LONGITUD DEL RESALTO**

La longitud necesaria para la formación del resalto se determina por la formula N° 233.

- **CALCULO DE LONGITUD DEL COLCHON DISIPADOR**

$$L = d_n + L_r \quad (255)$$

- **CALCULO DEL BORDE LIBRE EN LA POZA DISIPADOR**

Se determinar de la figura N° 40, o mediante la ecuación N° 236.

- **CALCULO DE LA LONGITUD DE LA TRANSICION DE SALIDA**

Se calcula con formula usada para la transición de entrada.

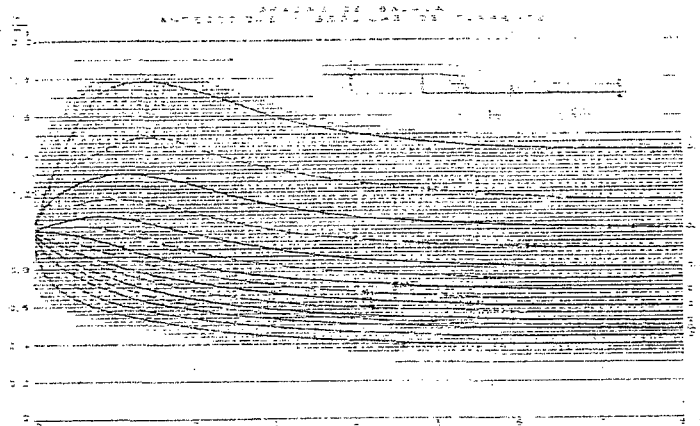


FIGURA N° 43 GRADAS DE BAJADA ANTECEDIDAS Y SEGUIDAS DE FLUJO SUPERCRITICO

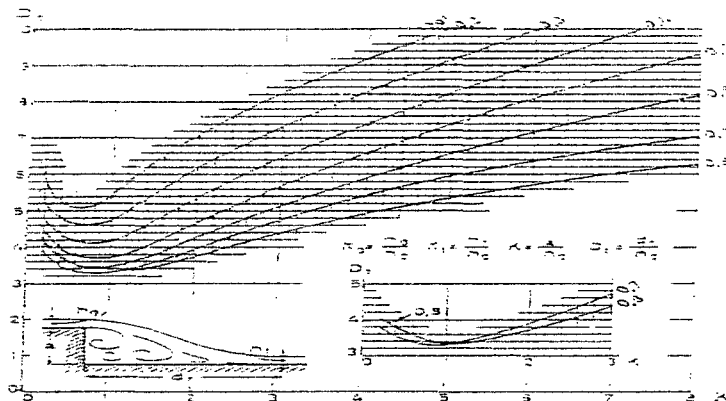


FIGURA N° 44 DISTANCIA ENTRE GRADAS EN FLUJO SUPERCRITICO



2.8.3.5.-PUENTE CANAL

El puente canal es un conjunto formado por un puente y un conducto, el conducto puede ser de concreto madera, u otro material resistente, donde el agua escurre por efectos de la gravedad.

- DISEÑO HIDRÁULICO

DISEÑO DE LA TRANSICIÓN

La transición de entrada y salida, se diseña con la formula N° 224.

SECCIÓN DE CONTROL

La ubicación de una sección de control, resulta importante para definir el sentido de los cálculos hidráulicos, en este caso desde la sección 4 aguas abajo, hacia la sección 1 aguas arriba.

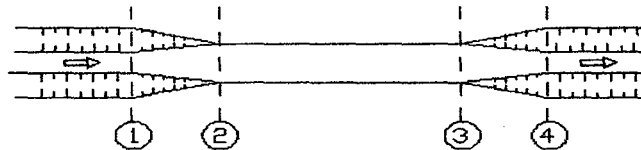


FIGURA N° 45 VISTA EN PLANTA DE UN PUENTE CANAL

DISEÑO DEL CONDUCTO ELEVADO

Se diseña para condiciones cercanas a las críticas, usando las ecuaciones N° 219, 220 y 221, el ancho de conducto se calcula mediante la siguiente expresión:

$$b = \sqrt{\frac{27Q^2}{8E_{\min.} * g}} \quad (256)$$

Donde:

b = ancho de solera del conducto.

Q = caudal de diseño

$E_{\min.}$ = energía específica mínima.

Y_c = tirante crítico.

$$E_{\min.} = \frac{3}{2} * Y_c \quad (257)$$

Como una aproximación de $E_{\min.}$ puede tomarse el valor de la energía específica en la sección 4, así:

$$E_4 = Y_4 + \frac{V_4^2}{2g} = Y_n + \frac{V_n^2}{2g} \quad (258)$$

Donde:

E_4 = energía específica en la sección 4.

Y_n = tirante normal en el canal aguas abajo.

V_n = velocidad en el canal de aguas abajo.

Calculado el ancho del conducto "b" mediante la ecuación (256), luego se amplía su valor en forma adecuada, recordando que un mayor valor disminuye el efecto por curva de remanso, pero disminuye la velocidad en el conducto.

CALCULO DE LOS EFECTOS DE LA CURVA DE REMANSO

El efecto de la curva de remanso incide en los tirantes de las secciones 1, 2, 3 y 4.



CALCULO DE Y_3

Aplicando la ecuación de la energía entre las secciones 3 y 4 se tiene la siguiente formula:

$$\Delta Z_{3-4} + Y_3 + \frac{V_3^2}{2g} = Y_4 + \frac{V_4^2}{2g} + K_s \left(\frac{V_3^2}{2g} + \frac{V_4^2}{2g} \right) \quad (259)$$

Siendo:

$$\Delta Z_{3-4} = S * L \quad (260)$$

S = pendiente de la transición.

L = longitud de la transición.

CALCULO DE Y_2

Aplicar la ecuación de la energía entre las secciones 2 y 3 se tiene:

$$\Delta Z_{2-3} + Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} = Y_3 + \frac{V_3^2}{2g} + h_{f2-3} \quad (261)$$

Siendo:

$$h_{f2-3} = S_E * L \quad (262)$$

$$S_E = \left[\frac{\eta * \bar{V}}{(\bar{R})^{2/3}} \right] \quad (263)$$

$$\bar{V} = \frac{V_2 + V_3}{2} \quad (264)$$

$$\bar{R} = \frac{R_2 + R_3}{2} \quad (265)$$

$$\Delta Z_{2-3} = S * L \quad (266)$$

Donde:

S = pendiente del conducto.

L = longitud del conducto

\bar{V} = velocidad media entre las secciones 2 y 3.

\bar{R} = radio hidráulico promedio.

La ecuación se resuelve por tanteos y se determina el tirante de agua en la sección 2 es decir Y_2 .

CALCULO DE Y_1

Aplicando la ecuación de la energía entre las secciones 1 y 2 se obtiene el valor del tirante Y_1 , que viene hacer el tirante al inicio de la transición de entrada, es decir:

$$\Delta Z_{1-2} + Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + K_e \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) \quad (267)$$

Siendo:

$$\Delta Z_{1-2} = S * L \quad (268)$$

S = pendiente de la transición de entrada.

L = longitud de la transición.

K_e = coeficiente por transición de entrada.

Dicha ecuación se resuelve por tanteos y se determina el valor de " Y_1 "

CALCULO DE LA ALTURA DEL REMANSO

La altura del remanso producido estar dado por:

$$h_{remanso} = Y_1 - Y_4 \quad (269)$$

Siendo:

$h_{remanso}$ = altura del remanso.

Y_1 = tirante de agua al inicio de la transición.

Y_4 = tirante de agua al final de la transición de salida.



2.8.3.6.-SIFÓN

Los sifones son conductos cerrados que trabajan a presión, se construyen generalmente para salvar fuertes depresiones.



FIGURA N° 46 ELEMENTOS DE UN SIFÓN INVERTIDO

CONSIDERACIONES DE DISEÑO

Las inclinaciones del tubo, no deben ser mayor que 2:1 y no deben ser menor que $S_{min.} = 0.005$.

El diseño de sifones requiere el uso de transiciones tanto en la entrada como a la salida, para reducir las pérdidas y prever la erosión por cambio de velocidades.

Aguas arriba del sifón aumentar el B.L. en un 50% del hallado (máximo aumentar a 0.30m.) y esto en una longitud de 15m, para aminorar el daño que pudiese ocasionar el remanso.

PROYECTO HIDRÁULICO

La capacidad aprovechable, la economía y las velocidades en el tubo determinan el tamaño del mismo.

El total de pérdidas computadas se recomienda aumentarlas en un 10 % como un factor de seguridad.

Frente a la posibilidad de que el sifón cauce un remanso en el canal aguas arriba del sifón.

VALORES RECOMENDADOS

PARA LA TRANSICION DE ENTRADA

Se considera una pérdida de: $0.4 h_v$

PARA LA TRANSICION DE SALIDA

Se considerar una pérdida de: $0.7 h_v$

La mínima pérdida hidráulica es proveer de un sello de $1.5 h_v$, con un mínimo de 3 pulgadas (0.076 m) en la entrada del tubo y no sumergido en la salida del tubo.

Siendo h_v la carga de velocidad.

La sumergencia no debe exceder de $\frac{H_t}{6}$, para obtener la mínima pérdida de la capacidad.

La velocidad del sifón debe oscilar de 1.07m/seg. a 3 m /seg..

Para sifones relativamente cortos, con transiciones de concreto a la entrada y salida y una estructura de control a la entrada se recomienda usar una $V = 1.5$ m/seg.

Para sifón relativamente largo, con transición de concreto en entrada y salida y una estructura de control a la entrada usar una $V = 3$ m/seg.

Para transiciones iguales, el desnivel máximo P, tanto en entrada y salida no deben exceder de: $\frac{D}{2}$

Si las transiciones son diferentes tomar:

$$\text{En la entrada será : } P_{max.} = \frac{3D}{4}$$



En la salida será : $P_{max.} = \frac{D}{2}$

PROCEDIMIENTO DE PROYECTO

- ✓ determinar las estructuras de entrada y salida requeridas, tipo y tamaño aproximado del tubo.
- ✓ Hacer un plan preliminar del contorno del sifón. aquí se debe prever de tubo, cubierta, inclinaciones, curvas, sumergencia, control a la entrada etc.
- ✓ Computo de pérdidas en el sifón (plan preliminar).
- ✓ Computo de capacidad aprovechable igual a la diferencia de la superficie de agua del canal aguas arriba y aguas abajo.

ANÁLISIS

- Si las perdidas computadas (calculadas por formulas) \geq capacidad aprovechable, el sifón probablemente causar un remanso en el canal aguas arriba del sifón, si el remanso existe, el tamaño del diámetro del tubo "D" debe ser aumentado o el contorno del canal revisarlo (B.L.) para proveer capacidad adecuada.
- Si las perdidas computadas (calculadas por formulas) \leq capacidad aprovechable, puede ser posible disminuir el diámetro del tubo o el perfil del tubo (curva) puede ser revisado.
- Se debe buscar que:
Perdidas en sifón = perdidas computadas.
- Determinar la clase de tubo en función de capacidad hidráulica interna, tipo de cubierta, etc.

TABLA N° 49 B.L. EN FUNCION DEL TIRANTE DE AGUA EN TRANSICIONES

TABLA N° 50 DIMENSIONES DE "e" Y "t_w" EN TRANSICIONES

TIRANTE DE AGUA d (m)	B.L. (min.) m.	TIRANTE DE AGUA EN EL CANAL (m)	e (m.)	t _w (m.)
0 - 0.38	0.15	0 hasta 0.90	0.60	0.15
0.38 - 0.60	0.23	0.90 hasta 1.80	0.75	0.20
0.60 - 1.50	0.30	Mayores que 1.80	0.90	0.20

CALCULO HIDRÁULICO

- ✓ CALCULO DE LAS DIMENSIONES DEL CANAL

Para esto son datos conocidos el caudal, la forma del canal, rugosidad y pendiente, por lo tanto las características del canal aguas arriba y aguas abajo están definidas de acuerdo a cualquier de los métodos de diseño de canales.

- ✓ CALCULO DE LAS DIMENSIONES DEL CONDUCTO

Para el caso de una sección circular se tiene:

$$A = \frac{\pi * D^2}{4} \tag{270}$$

De donde se obtiene:

$$D = \sqrt{\frac{4 * A}{\pi}} \tag{271}$$

Recomendación, el diámetro que debe tomarse debe ser lo mas cerca posible al calculado, pero que este disponible en el mercado.



✓ CALCULO DE LA LONGITUD DE TRANSICION

La longitud de transición tanto de entrada como de salida del sifón, se determina por la ecuación:

$$L = \frac{T - D}{2 * \text{Tang } \alpha} \quad (272)$$

Donde:

- L_e = longitud de la transición exterior.
- T = espejo de agua en el canal.
- D = diámetro del conducto.
- α = Angulo que forman los espejos de agua (máximo $\alpha = 12.5^\circ$)

También se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$L = 3 * D \quad (273)$$

Seleccionar el mayor.

UBICACIÓN HIDRAULICA TRANSICION

TRANSICION DE ENTRADA

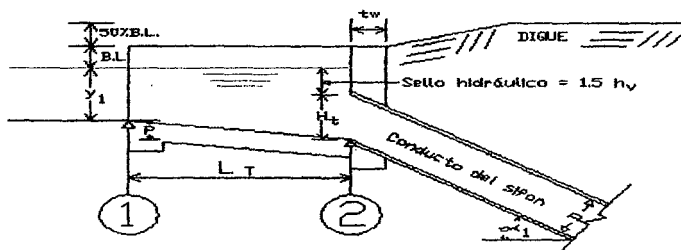


FIGURA N° 47 UBICACIÓN HIDRAULICA DE LA TRANSICION DE ENTRADA

$$H_t = \frac{D}{\text{Cos } \alpha_1} \quad (274)$$

Donde:

- H_t = altura vertical de la abertura.
- α_1 = ángulo de inclinación del tubo.
- D = diámetro del tubo

CALCULO DEL SELLO HIDRAULICO

El sello hidráulico se determina por:

$$\text{Sello hidráulico} = 1.5 * h_v = 1.5 * \left(\frac{V_s^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) \quad (275)$$

Siendo:

- h_v = incremento de la carga de velocidad.
- V_s = velocidad en el conducto (sifón)
- V_1 = velocidad en la sección 1 (velocidad normal en el canal de llegada).
- g = aceleración de la gravedad ($g = 9.81 \text{ m/seg}^2$)
- $\text{Cota } 2 = (\text{cota } 1 + Y_1) - (1.5 * h_v + H_t)$ (276)
- $P = \text{cota } 1 - \text{cota } 2$

Donde:

- Y_1 = tirante de agua en la sección 1 (tirante normal en el canal llegada)



$$\text{Ahogamiento} = \frac{(Y_1 + P) - H_i}{H_i} \geq 10 \% \quad (277)$$

Se debe cumplir que:

- Sello hidráulico mínimo 3 pulgadas.
- Para transiciones iguales, el desnivel máximo P, tanto a la entrada y salida no debe exceder de:

$$P_{\text{max.}} = \frac{D}{2} \quad (278)$$

Si las transiciones son diferentes tanto a la entrada y salida se tiene en cuenta lo siguiente:

$$P_{\text{max.}} = \frac{3D}{4} \quad \text{: Para la entrada.} \quad (279)$$

$$P_{\text{max.}} = \frac{D}{2} \quad \text{: Para la salida.} \quad (280)$$

D = diámetro del tubo

- Inclinación máxima de la transición : $\frac{L_T}{P} \geq 4$
- Porcentaje de ahogamiento $\geq 10 \%$, pero menor de 50 %.

De cumplirse las condiciones expuestas anteriormente, los valores encontrados se toman como satisfactorios, de no ser así se repetirá los cálculos hasta que se satisfagan tales condiciones.

TRANSICION DE SALIDA

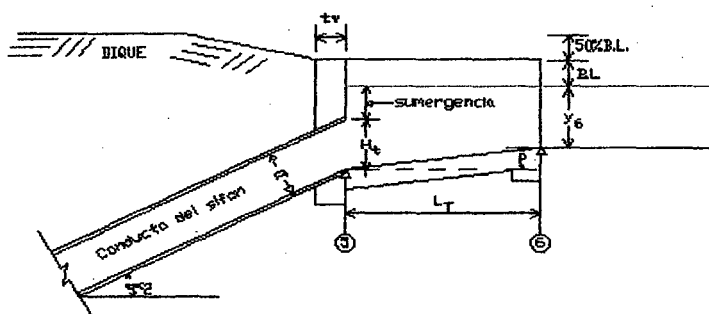


FIGURA N° 48 UBICACIÓN HIDRAULICA TRANSICION DE SALIDA

Suponiendo que las transiciones tanto a la entrada y salida sean iguales, y con la finalidad de aminorar la sumergencia, la cota de fondo será igual a la cota de fondo del canal, bajo esta condición se tiene:

$$\text{Cota 5} = \text{cota 6} - P \quad (281)$$

$$H_i = \frac{D}{\cos \alpha_2} \quad (282)$$

$$\text{Sumergencia} = (Y_6 + P) - H_i \quad (283)$$

$$\text{Sumergencia máxima} = \frac{H_i}{6} \quad (284)$$

La sumergencia calculada no debe exceder de la sumergencia máxima, para obtener la mínima pérdida de la capacidad.

$$\text{Sumergencia} = (Y_6 + P) - H_i \leq \frac{H_i}{6} \quad (285)$$

$$\text{Ahogamiento} = \frac{(Y_6 + P) - H_i}{H_i} \geq 10 \% \quad (286)$$



Siendo;

$Y_6 =$ tirante de agua en la sección 6 (tirante normal en el canal de salida)

✓ **CALCULO DE LA CARGA DISPONIBLE**

La carga disponible estará dada por:

$$\Delta Z = (\text{COTA } 1 + Y_1) - (\text{COTA } 4 + Y_6) \quad (287)$$

Donde:

$\Delta Z =$ carga disponible.

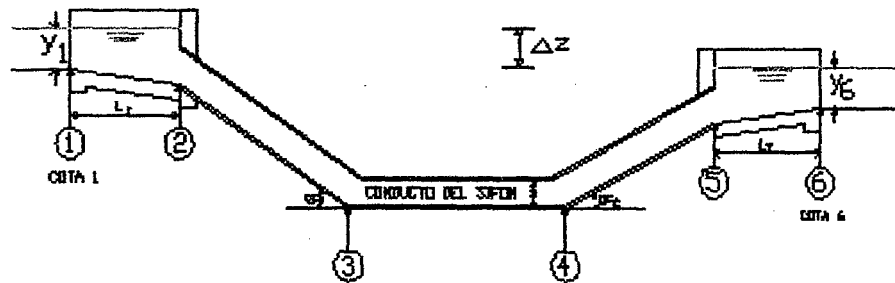


FIGURA N° 49 PERFIL LONGITUDINAL DEL SIFÓN

✓ **CALCULO DE LAS PÉRDIDAS DE CARGA**

Las principales pérdidas de carga son:

1. **PERDIDAS POR TRANSICION DE ENTRADA**

Las pérdidas por transición de entrada se evalúan mediante la siguiente expresión:

$$h_{te} = 0.40 * \left(\frac{V_s^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) \quad (288)$$

Donde:

h_{te} = pérdidas por transición de entrada,

V_s = velocidad en el sifón (m/seg).

V_1 = velocidad en la sección 1 (velocidad normal en el canal de entrada).

2. **PERDIDAS POR REJILLAS**

Cuando el sifón esta provisto de rejillas, las pérdidas originadas se calculan con la ecuación siguiente:

$$h_R = K \frac{V^n}{2g} \quad (289)$$

Donde:

$$K = 1.45 - 0.45 \left(\frac{A_n}{A_b} \right) - \left(\frac{A_n}{A_b} \right)^2 \quad (290)$$

Siendo:

$h_R =$ pérdida de carga por rejilla.



K = coeficiente de perdidas en la rejilla

V_n = velocidad a través del área neta de la rejilla dentro del área hidráulica.

A_n = área neta de paso entre rejillas.

A = área bruta de la estructura y su soporte, que quede dentro del área Hidráulica.

3. PERDIDAS POR FORMA DE ENTRADA AL CONDUCTO

Las pérdidas de carga por la forma de entrada al conducto se estiman mediante la siguiente ecuación:

$$h_e = K_e \frac{V_s^2}{2g} \quad (291)$$

Donde:

h_e = pérdida de carga por forma de entra al conducto.

V_s = velocidad del agua en el sifón.

K_e = coeficiente que depende de la forma de la entrada.

TABLA N° 51 VALORES DEL COEFICIENTE K_e SEGÚN LA FORMA DE ENTRADA

FORMA DE ENTRADA	K_e
Compuerta en pared delgada - contracción suprimida en los lados y en el fondo	1.00
Para entrada contrista en Angulo recto	0.50
Para entrada con arista ligeramente redondeada	0.23
Para entrada con arista completamente redondeada $\frac{R}{D} = 0.15$	0.10
Para entrada abocinada circular	0.04

FUENTE: Diseño de Estructuras Hidráulicas. Máximo Billón B.

4. PERDIDAS POR FRICCION EN EL CONDUCTO

Las pérdidas por fricción se expresa así:

$$h_f = S * L \quad (292)$$

De la formula de Manning se obtiene:

$$S = \left(\frac{V * n}{R^{2/3}} \right)^2 \quad (293)$$

Cuando se trata de un conducto circular, el radio hidráulico es:

$$R = \frac{D}{4} \quad (294)$$

Entonces la pérdida de carga por fricción en el conducto de forma circular es:

$$h_f = \left[\frac{n * V_s}{0.3969 * D^{2/3}} \right]^2 * L \quad (295)$$

Siendo:

h_f = perdidas de carga por fricción en el conducto.

S = pendiente hidráulica.

V_s = velocidad del agua en el conducto.

R = radio hidráulico.

L = longitud total del conducto.

η = coeficiente de rugosidad.

D = diámetro del conducto.



5. PERDIDAS POR CAMBIO DE DIRECCIÓN

Una formula muy empleada es la siguiente:

$$h_c = K_c * \sqrt{\frac{\alpha}{90}} * \frac{V_s^2}{2g} \quad (296)$$

Donde:

h_c = pérdida de carga por cambio de dirección.

α = Angulo de deflexión.

K_c = coeficiente para codos comunes, usar 0.25.

V_s = velocidad en el conducto.

6. PERDIDAS POR TRANSICION DE SALIDA.

Las pérdidas por transición de salida se evalúan mediante la siguiente expresión:

$$h_{TS} = 0.70 * \left(\frac{V_s^2}{2g} - \frac{V_6^2}{2g} \right) \quad (297)$$

Donde:

h_{Te} = pérdidas por transición de entrada,

V_s = velocidad en el sifón (m/seg).

V_6 = velocidad en la sección 4 (velocidad normal en el canal de salida).

✓ **CALCULO DE LAS PERDIDAS TOTALES**

El total de pérdidas computas en el sifón será:

$$h_T = h_{te} + h_e + h_f + h_c + h_s + h_{ts} \quad (298)$$

Sin embargo a estas pérdidas computadas se debe multiplicar por un coeficiente de seguridad, frente al riesgo que se forme un remanso en el canal de aguas arriba, con lo que se tiene:

$$H_T = 1.10 * (h_{Te} + h_R + h_e + h_f + h_c + h_{Ts}) \quad (299)$$

Siendo:

h_T = pérdida total provehida.

H_T = pérdida total provehida corregida

h_{te} = pérdida por transición de entrada.

h_R = pérdida por rejillas.

h_e = pérdida por forma de entrada al conducto.

h_f = pérdida por fricción en el conducto.

h_c = pérdidas por codos o cambios de dirección.

h_{ts} = pérdidas por transición de salida.

Finalmente comprobar el h_T con el ΔZ si se cumple que:

Si $H_T \leq \Delta Z$: el conjunto de perdidas es absorbido por la diferencia de cotas.

Diseño satisfactorio

Si $H_T > \Delta Z$: modificar, cambiar, puede ser aumentar las dimensiones del Conducto, variar el desnivel entre el canal de entrada y salida. repetir el calculo hasta que el diseño sea satisfactorio.



2.8.3.7.-PARTIDORES

Son estructuras que dividen, parten o fraccionan las aguas de un canal en proporción a las acciones de los regantes en una proporción fija.

MARCO PARTIDOR DE ESCURRIMIENTO CRÍTICO POR BARRERA

La estructura se compone de las siguientes partes.

- CANAL ENTRANTE.
- CANAL PASANTE.
- CANAL SALIENTE.
- CAUDALES A REPARTIR.
- GRADA.
- AGUJA

DISEÑO HIDRAULICO

Para el diseño de un marco partidior de escurrimiento critico por barrera y aguja fija se sigue el siguiente criterio.

CALCULO DE LAS ALTURAS NORMALES DE ESCURRIMIENTO

Para obtener las alturas de escurrimiento para cada uno de los canales, se utiliza cualquiera de las metodologías existentes para el diseño de canales.

ESTIMACION DEL FACTOR HIDRAULICO DEL LECHO

Este factor mide en cierto modo la capacidad de un canal de conducir el agua. Y se determina mediante la expresión siguiente:

$$\frac{\sqrt{i}}{n} \quad (300)$$

El canal que tenga el menor valor del lecho hidráulico predomina sobre el diseño.

CALCULO DE LA ALTURA CRÍTICA (h_c)

La altura crítica se calcula de acuerdo a la siguiente expresión:

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (301)$$

Siendo:

$$q = \frac{Q}{B_t} \quad (302)$$

Donde:

h_c = altura critica (m)

B_t = ancho de escurrimiento de la sección. (m)

Q = caudal entrante (m^3 / seg)

q = caudal unitario ($m^3 / seg / m$)

DETERMINACION DE LA ALTURA DE GRADA

La altura de grada se calculara ayudándose de la figura N° 51 entrando con los siguientes parámetros de ingreso:



FIGURA N° 50 ALTURAS DE AGUA SOBRE Y DESPUES DE LA GRADA

X0 = h0/hc (303)

X1 = h1/hc (304)

Con lo cual se ingresa a la figura N° 51 y se obtiene el valor del coeficiente "K", y con ello se puede determinar la altura de grada.

Para el caso de un marco partidor de barrera h0 es igual a la altura critica hc (h0 = hc), por lo tanto el parametro de ingreso X0 es igual a 1 (X0=1)

ALTURA DE GRADA "a"

La altura de grada se obtiene de la siguiente expresion:

K = a/hc (305)

Donde:

K = coeficiente que se obtiene de la figura N° 51.
a = altura de Grada.

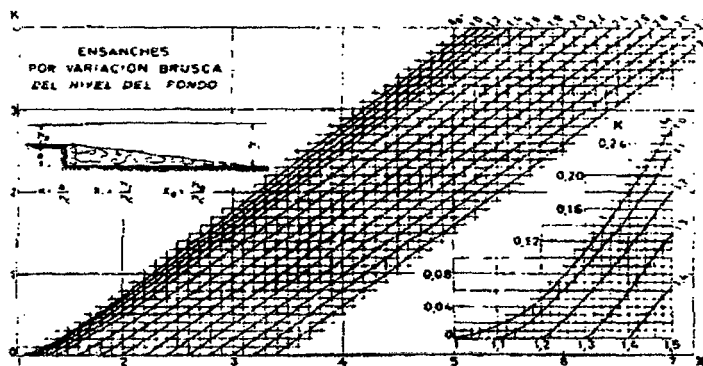


FIGURA N° 51 VARIACION DE FONDO PARA LA OBTENCION DE LA ALTURA DE GRADA

LONGITUD DE BARRERA

La barrera puede ser de aristas vivas o redondeadas, cuyas longitudes de diseno pueden ser vistas en la figura N°52, de acuerdo a las siguientes recomendaciones:

Aristas vivas L = 5*hc (306)

Aristas redondeadas L = 3.5*hc (307)

UBICACION DE LA AGUJA DE PARTICION SOBRE LA BARRERA

La aguja de particion generalmente se ubica a 1.5 veces la altura critica sobre la seccion de particion hacia el interior (1.5*hc) (ver figura N° 52)

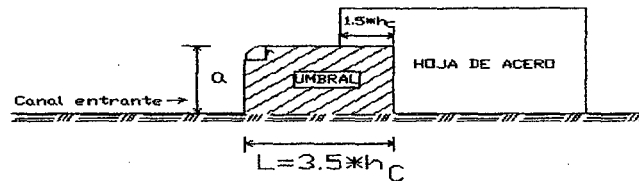


FIGURA N° 52 LARGO DE LA BARRERA Y UBICACIÓN DE LA AGUJA SOBRE ESTA PARA ARISTAS VIVAS (DERECHA) Y ARISTAS REDONDEADAS (IZQUIERDA)

REPARTICION PROPORCIONAL DEL AGUA

Teóricamente el ancho total es proporcional al derecho de agua de cada uno de los ramales.

ANCHO DEL CANAL PASANTE

Estará dado por:

$$b_p = \left(\frac{Q_p}{Q_E} \right) * B_i \tag{308}$$

Donde:

b_p = ancho del canal pasante.

Q_p = derechos canal pasante.

Q_E = derechos canal entrante.

B_i = ancho del canal en la sección de partición. (Regulación)

ANCHO DEL CANAL SALIENTE

$$b_s = \left(\frac{Q_s}{Q_E} \right) * B_i \tag{309}$$

Donde:

b_s = ancho del canal saliente.

Q_s = derechos canal saliente.

CALCULO DE LA CARGA " H_{Cri} " SOBRE LA BARRERA

La carga sobre la barrera se determina mediante la siguiente ecuación:

$$H_{Cri} = \left[\frac{q}{C * \sqrt{2g}} \right]^{2/3} \tag{310}$$

Donde:

H_{Cri} = carga sobre la barrera

q = caudal unitario

C = coeficiente de descarga.

Siendo:

$C = 0.38$ para arista aguda del umbral o barrera,

$C = 0.41$ para arista redondeada (5 a 10 cm de radio).

La carga sobre la barrera también se puede estimar como:

$$H_{Cri} = 1.5 * h_c \tag{311}$$

La profundidad del agua en el lado aguas arriba será entonces:

$$Y_1 = a + H_{Cri} \tag{312}$$

$$\text{La pérdida de carga en la obra} = Y_1 - Y_2 \tag{313}$$

Donde:

Y_2 = tirante de agua en la salida de los canales.

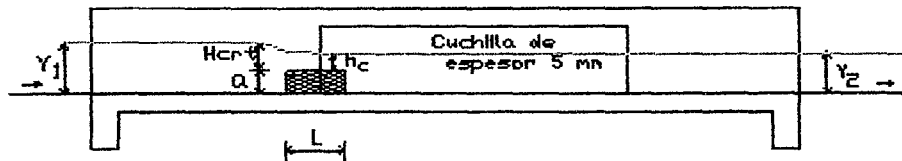


FIGURA N° 53 CORTE DEL MARCO PARTIDOR DE ESCURRIMIENTO CRÍTICO PARA CORRIENTES DESIGUALES

LONGITUD DE LA ESTRUCTURA

Las dimensiones se determinan teniendo en consideración la figura N° 57.

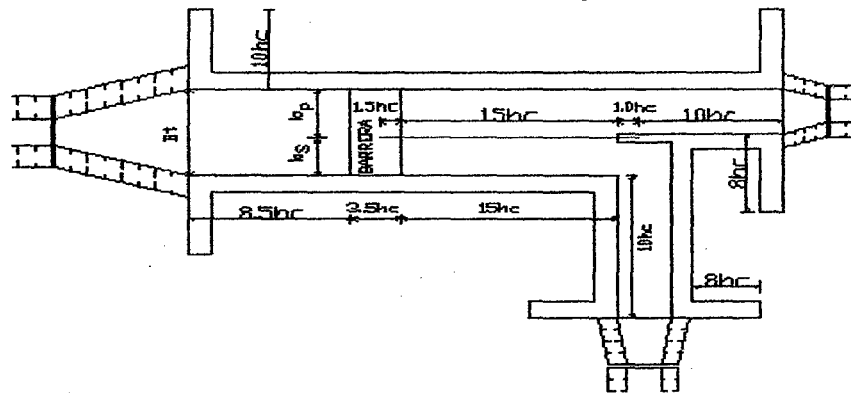


FIGURA N° 54 DIMENSIONES DEL MARCO PARTIDOR SEPARAR EL CAUDAL EN DOS CORRIENTES DESIGUALES

CALCULO DE LA LONGITUD DE TRANSICIÓN

Se determina mediante la ecuación N° 216

BORDE LIBRE

Se recomienda que este se ubique en el rango del 20 al 25 % de la altura de flujo diseñada con un mínimo de 0.10 m y un máximo de 0.50 m.

ESPESOR DE LOS MUROS

El espesor de los muros que se recomienda debe ser según el dado en la tabla N° 52.

TABLA N° 52 ESPESOR DE MUROS DEL PARTIDOR

Q (lit/seg)	ESPESOR DE MUROS	
	CONCRETO (m)	MANPOSTERIA (m)
10 a 80	0.15	0.30
80 a 200	0.20	0.30
> 200	0.25	0.30

El espesor mínimo del muro divisor debe ser 0.10 m para las construcciones de concreto.

Para muros de ladrillo tendrá un espesor de 0.20 m.

PROFUNDIDAD DE LOS DIENTES DE ANCLAJE.

Estos deben tener una profundidad apropiada desde el nivel del terreno natural hasta que se encuentre con material consolidado, con un mínimo de 0.30 m.

2.8.4.-ESTRUCTURAS DE DISTRIBUCIÓN

Las estructuras de distribución de agua están constituidas por los canales secundarios, canales laterales, tomas y divisores de caudal, los cuales conducen y distribuye el agua de riego a las parcelas u otros usos, según el caso.



COMPUERTAS

El caso de la compuerta de fondo puede ser asimilado a un orificio de doble altura, con un tabique horizontal central, y escurrimiento bidimensional (que se puede considerar por profundidad de ancho) su coeficiente es el teórico $m = 0.611$ hecho confirmado por la experimentación, especialmente la de Escande, Henry y las recientes de A, Cofre y R Buchheister.

Los mismos coeficientes de gasto son validos, según estas experiencias, si el resalto cubre la compuerta o si es rechazado por el torrente que ella produce.

Cuando el resalto no es rechazado por la vena contraída del orificio de compuerta, se produce desde la sección de ella hacia aguas abajo un resalto incompleto, que parte de la altura viva "ma" de la vena contraída y de la altura total, contada hasta el nivel libre del remolino "hs". Esta altura hs, como demuestra la teoría de la constancia de la "momenta" y la experimentación, es siempre menor que la del régimen del rio Y_3 , que sigue a la compuerta.

En la sección de la vena contraída rige la presión hidrostática con la altura hs aplicando el teorema de las cantidades de movimiento a la masa encerrada entre las secciones de ancho b y altura hs y h_3 si V_2 es la velocidad en la vena contraída, de altura "ma" y V_3 es la velocidad en la sección b y h_3 , se tiene:

$$\frac{\gamma}{g} Q(V_3 - V_2) = \gamma * b \frac{h_s^2}{2} - \gamma * b \frac{h_3^2}{2} \quad (314)$$

De donde obtenemos el valor de h_s , dado por:

$$h_s = \sqrt{h_3^2 + 4 * m * a * h \left(\frac{m * a}{h_3} - 1 \right)} \quad (315)$$

Ecuación que nos da la variación de hs con h_3 y mas claramente la tendencia de hs a h_3 cuando h_3 tiende a infinito,

En el caso especial de límite de resalto rechazado, se introduce $hs = m * a$ y se puede calcular la carga de la siguiente expresión:

$$h = \frac{(m * a + h_3) h_3}{4 * m * a} \quad (316)$$

Y en el caso general en que el resalto cubra parcialmente la vena, o sea .que hs sea distinto de $m * a$ se obtiene de la expresión siguiente:

$$h = \frac{h_3^2 - h_s^2}{4 * m * a (h_3 - m * a)} * h_3 \quad (317)$$

Como se ve, para una compuerta de anchura igual al ancho del canal es completamente calculable por medio de las ecuaciones, y esas relaciones se hallan en perfecto acuerdo con la experiencia, aceptando solamente el valor experimental de "m". Que vale 0.611

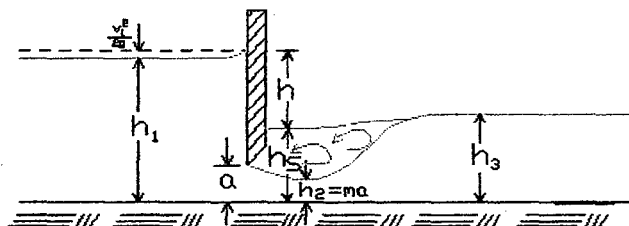


FIGURA N° 55 COMPUERTA PLANA DESCARGA AHOGADA



H.R. Henry ha construido un grafico llevando en ordenadas la relación $\frac{q}{a\sqrt{2gh_1}}$, en abscisas $\frac{h_1}{a}$ y

como parámetro la relación $\frac{h_2}{a}$, este grafico ha sido comprobado y muy ampliado por los ingenieros cofre y Buchheister, el cual se muestra en la figura N° 57.

Este grafico es muy útil para calcular el gasto cuando se conoce los valores de h_1 y h_2 , para una determinada altura de compuerta "a"

Pero es poco expedito su uso cuando es precisamente dato el gasto y se desea conocer el eje hidráulico que provoca en el canal la compuerta.

No se puede en cambio calcular directamente con el gasto cuando el resalto es rechazado por la vena contraída de la compuerta, en tal caso se hace el calculo directo con la formula general del gasto, que para este caso da solamente indicación que el resalto es rechazado, pues cae sobre la curva denominada "rechazo del salto".

Para el cálculo del eje hidráulico, es mucho más conveniente el grafico de Cofre y Buchheister que se muestra en la figura N° 58.

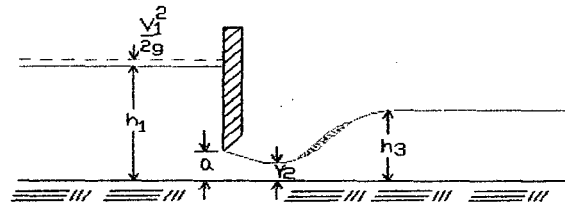


FIGURA N° 56 COMPUERTA PLANA DESCARGA LIBRE

De la figura N° 55 se tiene:

$\frac{V_1^2}{2g}$: Carga de velocidad con que llega el agua en el canal, aguas arriba de la Compuerta.

h_1 : Tirante aguas arriba de la compuerta.

h_2 : Tirante normal (si las condiciones lo permiten aguas debajo de la

$h_2 = m * a$: Tirante de la vena contraída aguas debajo de la lectura.

a : Abertura de la compuerta.

b : ancho de la compuerta (igual al ancho del canal de salida).

m : Coeficiente de gasto.(0.611)

La ecuación para el calculo del caudal de descarga por la compuerta es similar al del orificio, en este caso, la sección es rectangular, siendo el área: $A = b*a$, y la ecuación del caudal es:

$$Q = m * a * b * \sqrt{2 * g * h} \quad (318)$$

Cuando se quiere determinar el caudal que pasa para una determinada abertura de compuerta siendo datos los tirantes aguas arriba y aguas abajo de la compuerta, utilizando el monograma preparado por COFRE Y BUCHHEISTER Figura N°57 se sigue el siguiente procedimiento.

- ✓ Ubicar en el eje X, el valor correspondiente a la relación $\frac{h_1}{a}$.



- ✓ Trazar una vertical hasta interceptar a la curva $\frac{h_2}{a}$ para descarga sumergida.
- ✓ Trazar una horizontal por el punto de intersección y leer en el eje Y, el valor de C_d .
- ✓ Por lo tanto el caudal calculado según el gráfico de cofre estará dado por:

$$Q = C_d * a * b * \sqrt{2 * g * h_1} \quad (319)$$

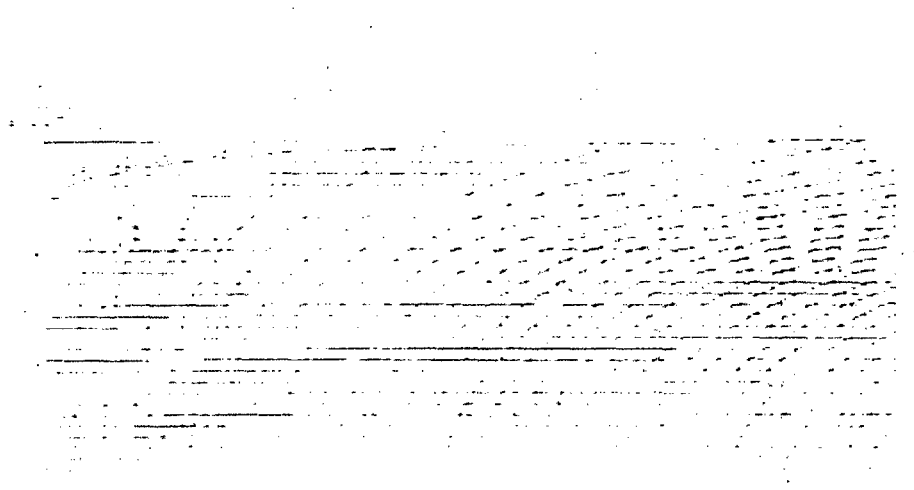


FIGURA N° 57 MONOGRAMA DE COFRE Y BUCHHEISTER

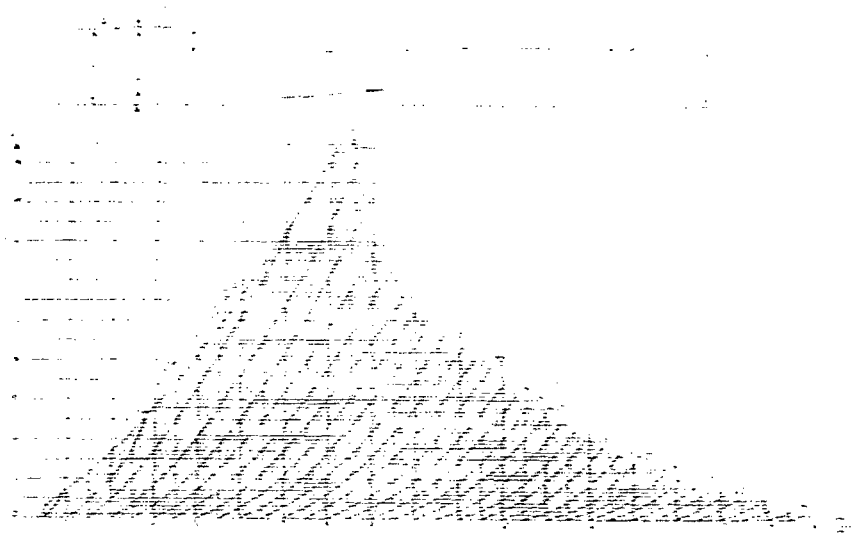


FIGURA N° 58 MONOGRAMA DE COFRE Y BUCHHEISTER
PARA CALCULAR EL EJE HIDRÁULICO

**2.8.5.- DISEÑO ESTRUCTURAL****➤ ANALISIS Y DISEÑO POR FLEXIÓN**

Para el diseño por flexión debemos saber que el tipo de falla deseable es la falla dúctil con la cual la sección ha desarrollado grandes deformaciones.

CUANTIA BALANCEADA (ρ_b)

Se define por:

$$\rho_b = \frac{\beta_1 * 0.85 * f'_c}{f_y} * \frac{6000}{6000 + f_y} \quad (320)$$

Siendo:

$$\beta_1 = 0.85 \text{ para } f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$$

Para $f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2$, β_1 se disminuye por cada incremento de 70 kg/cm^2 .no siendo su valor menor a 0.65 m. y se puede determinar por:

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05(f'_c - 280)}{70} \quad (321)$$

CUANTIA MAXIMA ($\rho_{\max.}$)

$$\rho_{\max.} = 0.75 * \rho_b \quad (322)$$

Para no verificar deflexiones se puede usar como cuantía máxima el valor de:

$$\rho_{\max} = 0.18 * \frac{f'_c}{f_y} \quad (323)$$

Para zona sísmica se tomara como cuantía máxima el valor de:

$$\rho_{\max.} = 0.50 * \rho_b \quad (324)$$

CUANTIA MINIMA (ρ_{\min})

Se puede tomar el valor mayor de las dos siguientes expresiones.

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} \quad (325)$$

$$\rho_{\min} = 0.80 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_c} \quad (326)$$

Para losas se puede tomar la siguiente:

$$\rho_{\min} = 0.0018 * b * d \quad (327)$$

DIMENSIONAMIENTO

Teniendo estas consideraciones seleccionamos un valor para la cuantía con el cual dimensionamos la sección esto es:

$$\omega = \rho * \frac{f_y}{f'_c} \quad (328)$$

$$M_u = \phi * b * d^2 * f'_c * \omega (1 - 0.59 * \omega) \quad (329)$$

Esta expresión es la de dimensionamiento, donde los valores desconocidos son "b" y "d". Los cuales el diseñador escogerá apropiadamente.

➤ CALCULO DE ACERO

Una vez dimensionada la sección el cálculo del acero se efectuara simplemente haciendo una iteración entre las siguientes dos expresiones:



$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \quad (330)$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} \quad (331)$$

Donde:

- A_s = área de acero.
- M_u = momento ultimo actuante.
- f_y = fluencia del acero (kg/cm^2)
- f'_c = resistencia del concreto. (Kg/cm^2)
- a = profundidad del bloque equivalente en compresión del concreto.
- b = ancho de la sección
- ϕ = coeficiente por flexión e igual a 0.90
- d = peralte efectivo.

Se sugiere como primera aproximación que "a" sea igual a "d/2"
 Por lo tanto el área de acero se determina por la expresión:

$$A_s = \rho * b * d \quad (332)$$

➤ DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

La fuerza cortante que resiste una viga será los que proporcionan el concreto y el acero transversal. Es decir:

$$V_n = V_c + V_s \quad (333)$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} \quad (334)$$

Donde:

- V_n = fuerza cortante nominal.
- V_u = fuerza cortante ultima.
- ϕ = factor de resistencia, para fuerza cortante y es igual a 0.75.

FUERZA CORTANTE QUE RESISTE EL CONCRETO (V_c)

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d \quad (\text{Kg}). \quad (335)$$

$$V_c \leq 0.93 * \sqrt{f'_c} * b * d \quad (\text{kg}) \quad (336)$$

➤ CALCULO DEL REFUERZO TRANSVERSAL

Si se usan estribos verticales se tendrá.

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} \quad (337)$$

Donde:

- S = espaciamiento.
- A_v = área de la varilla
- d = peralte efectivo



REQUISITOS MINIMOS PARA EL DISEÑO POR CORTE.

Se debe tener en cuenta lo siguiente:

1.- Si $V_n \leq \frac{V_c}{2}$, entonces no se necesita ningún tipo de refuerzo transversal.

2.- Si $V_n \geq \frac{V_c}{2}$ y $V_n \leq V_c$, entonces requiere de un refuerzo transversal mínimo y se determina por

$$A_{vmin.} = 3.5 * b * \frac{S}{f_y} \tag{338}$$

Siendo.

$$S \leq \frac{d}{2} \text{ Y } S \leq 60 \text{ cm.}$$

3.- Si $V_n \geq V_c$ tenemos:

Si $V_s \leq 1.06 * \sqrt{f'c} * b * d$, entonces, $S \leq \frac{d}{2}$ v $S \leq 60$ cm.

Si $V_s > 1.06 * \sqrt{f'c} * b * d$ ^ $V_s \leq 2.12 * \sqrt{f'c} * b * d$

Entonces:

$$S \leq \frac{d}{4} \text{ v } S \leq 30 \text{ cm.}$$

4.- Si $V_s > 2.212 * \sqrt{f'c} * b * d$

Entonces:

Cambiar la sección.

Mejorar calidad de concreto

DISEÑO DE LOSAS ARMADAS EN UNA SOLA DIRECCIÓN ESPESOR DE LOSA

Se puede estimar de:

$$e = \frac{L}{24} \tag{339}$$

O también se puede estimar de:

$$e = 0.10 + \frac{L}{30} \tag{340}$$

Donde:

L = luz de calculo.

e = espesor o altura de losa.

Para el diseño de una losa para no verificar deflexiones se puede tomar como cuantía el valor de:

$$\rho = 0.18 * \frac{f'c}{f_y} \tag{341}$$

> FACTORES DE CARGA

Para las combinaciones de carga muerta y viva se puede usar:

CARGA ÚLTIMA.

Según el ACI

$$W_u = 1.4 W_D + 1.7 W_L \tag{342}$$

Según Normas Peruanas

$$W_u = 1.5 W_D + 1.8 W_L \tag{343}$$

Donde:

W_D = Carga muerta.

W_L = Carga viva.



CAPITULO III : METODOLOGIA Y PROCEDIMIENTO

3.1.- INTRODUCCION

En el presente proyecto realizamos la hipótesis de calculo que menos difiere de la realidad y generalizamos cuanto podemos , siempre tratando que no mucho nos aleje de la realidad, teniendo como meta final poder dimensionar, medir lo mas exactamente posible, basándonos específicamente en la hidráulica y otras ciencias técnicas de la Ingeniería, así mismo tomamos en cuenta algunas normas existentes recomendadas por instituciones encargadas en la ejecución como en la investigación , siendo estas de forma practica o de carácter experimental observadas en diferentes modelos y durante muchos periodos de observación , tratando en lo posible de que estas estructuras sean eficientes, seguras y económicas, como debe ser cualquier proyecto de Ingeniería, además el proyecto se desarrolla en concordancia con el Reglamento de Graduación y Titulación de la U. N. C.

3.2.- TOPOGRAFIA

3.2.1.-LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO

La topografía de la ruta del canal de riego corresponde a la de una zona ondulada a accidentada. Los trabajos descritos presentan referencias planimétricas y altimétricas , es decir están referenciadas a las coordenadas planas del sistema UTM y la altitud sobre el nivel del mar respectivamente , para lo cual se ha instalado una serie de puntos de control vertical, que permitirá su control. Los trabajos realizados son:

- Recopilación y evaluación de la información topográfica.,
- Levantamiento del perfil longitudinal y secciones transversales del eje del canal.
- Levantamiento localizado para la ubicación de la obras de arte.

3.2.2.-CALCULO TOPOGRAFICO

En las tablas N° 53 Y 54 se presentan los resultados respectivos del levantamiento topográfico del proyecto en estudio utilizando la topografía convencional.



TABLA N° 53 COORDENADAS DE LA POLIGONAL DEL EJE LONGITUDINAL DEL CANAL DE RIEGO EL PIRURO

TRAMO	LONGITUD	ÁNGULO		ACIMUT	PROYECCIONES		COORDENADAS	
		VALOR	SENTIDO		NORTE	ESTE	NORTE	ESTE
A – PI1	120.000			135°50'20"	83.601	-86.086	794352.000	9217945.000
PI1 –PI2	80.000	7°30'40"	I	128°19'40"	62.758	-49.613	794435.601	9217858.914
PI2 –PI3	61.000	15°54'30"	D	144°14'10"	35.651	-49.498	794498.359	9217809.300
PI3 –PI4	41.000	5°55'30"	D	150°09'40"	20.400	-35.565	794534.010	9217759.803
PI4 –PI5	94.000	11°10'20"	I	138°59'20"	61.683	-70.931	794554.410	9217724.238
PI5 –PI6	50.000	20°03'30"	I	118°55'50"	43.760	-24.188	794616.092	9217653.307
PI6 –PI7	59.000	62°59'20"	D	181°55'10"	-1.977	-58.967	794659.853	9217629.119
PI7 –PI8	50.000	33°21'30"	I	148°33'40"	26.079	-42.660	794657.876	9217570.153
PI8 –PI9	99.420	4°55'25"	I	143°38'15"	58.945	-80.061	794683.955	9217527.493
PI9 –PI10	61.790	85°44'09"	D	229°22'24"	-46.897	-40.233	794742.900	9217447.431
PI10 –PI11	79.000	79°50'30"	I	149°31'54"	40.057	-68.091	794696.003	9217407.198
PI11 –PI12	115.00	24°24'14"	D	173°56'08"	12.149	-114.357	794736.061	9217339.107
PI12 –PI13	83.000	7°42'27"	D	181°38'35"	-2.380	-82.966	794748.209	9217224.751
PI13 –PI14	40.000	6°30'50"	D	188°09'25"	-5.676	-39.595	794745.829	9217141.785
PI14 –PI15	61.000	17°57'40"	I	170°11'45"	10.387	-60.109	794740.153	9217102.190
PI15 –PI16	78.500	21°00'10"	I	149°11'35"	40.203	-67.424	794750.540	9217042.080
PI16- PI17	37.067	115°02'00"	D	264°13'35"	-36.879	-3.728	794790.743	9216974.657
PI17- PI18	89.965	66°59'55"	I	197°13'40"	-26.646	-85.928	794753.864	9216970.928
PI18 –PI19	66.000	2°30'40"	D	199°44'20"	-22.291	-62.122	794727.218	9216885.000
PI19 –PI20	72.443	21°35'45"	I	178°08'35"	2.347	-72.405	794704.927	9216822.878
PI20- PI21	26.003	111°00'10"	D	289°08'45"	-24.565	8.529	794707.274	9216750.473
PI21- PI22	81.576	46°01'10"	I	243°07'35"	-72.767	-36.874	794682.709	9216759.002
PI22-PI23	79.115	26°43'24"	I	216°24'11"	-46.952	-63.676	794609.943	9216722.128
PI23- PI24	59.140	29°13'30"	D	245°37'41"	-53.870	-24.404	794562.991	9216658.452
PI24- PI25	63.000	68°00'10"	I	177°37'31"	2.610	-62.946	794509.120	9216634.048
PI25- PI26	88.000	75°01'20"	D	252°38'51"	-83.995	-26.245	794511.730	9216571.102
PI26-PI27	57.000	81°35'50"	I	171°03'01"	8.867	-56.306	794427.735	9216544.857
PI27- PI28	50.019	69°00'20"	D	240°03'21"	-43.342	-24.967	794436.602	9216488.550
PI28- PI29	79.827	41°35'30"	I	198°27'51"	-25.283	-75.717	794393.260	9216463.584
PI29- PI30	62.000	61°30'25"	D	259°58'16"	-61.053	-10.796	794367.977	9216387.866
PI30- PI31	47.620	41°58'50"	I	217°59'26"	-29.312	-37.530	794306.924	9216377.070
PI31- PI32	34.670	45°05'20"	I	172°54'06"	4.284	-34.404	794277.612	9216339.540
PI32- PI33	49.000	42°30'25"	I	130°23'41"	37.318	-31.755	794281.896	9216305.136
PI33- PI34	30.000	80°30'40"	D	210°54'21"	-15.409	-25.740	794319.215	9216273.381
PI34- PI35	45.000	26°02'10"	I	184°52'11"	-3.820	-44.838	794303.805	9216247.641
PI35- PI36	25.440	38°10'20"	I	146°41'51"	13.968	-21.262	794299.985	9216202.803
PI36- PI37	35.960	121°01'40"	D	267°43'31"	-35.932	-1.427	794313.953	9216181.541
PI37-PI38	46.000	31°38'20"	I	236°05'11"	-38.175	-25.665	794278.021	9216180.114
PI38- PI39	29.000	45°03'10"	I	191°02'01"	-5.550	-28.464	794239.847	9216154.449
PI39- PI40	43.000	94°30'40"	D	285°32'41"	-41.427	11.524	794234.296	9216125.985



TABLA N° 53 COORDENADAS DE LA POLIGONAL DEL EJE LONGITUDINAL DEL CANAL DE RIEGO EL PIRURO

PI40-PI41	34.360	75°38'37"	I	209°54'04"	-17.129	-29.786	794192.869	9216137.509
PI41-PI42	26.940	44°31'46"	I	165°22'18"	6.803	-26.067	794175.740	9216107.723
PI42-PI43	42.500	80°10'30"	D	245°32'48"	-38.688	-17.593	794182.544	9216081.657
PI43-PI44	64.000	21°52'40"	I	223°40'08"	-44.192	-46.293	794143.856	9216064.064
PI44-PI45	63.000	13°05'00"	I	210°35'08"	-32.056	-54.235	794099.664	9216017.770
PI45-PI46	58.770	73°43'05"	D	284°18'13"	-56.948	14.520	794067.608	9215963.536
PI46-PI47	57.000	75°18'00"	I	209°00'13"	-27.638	-49.851	794010.660	9215978.056
PI47-PI48	33.000	68°16'47"	I	140°43'26"	20.891	-25.546	793983.022	9215928.205
PI48-PI49	31.000	58°52'07"	D	199°35'33"	-10.395	-29.205	794003.913	9215902.659
PI49-PI50	25.000	14°01'30"	I	185°34'03"	-2.426	-24.882	793993.517	9215873.454
PI50-PI51	25.000	44°42'50"	I	140°51'13"	15.782	-19.388	793991.092	9215848.572
PI51-PI52	40.500	115°02'30"	D	255°53'43"	-39.279	-9.869	794006.874	9215829.184
PI52-PI53	91.500	97°01'20"	I	158°52'23"	32.979	-85.350	793967.595	9215819.315
PI53-PI54	50.000	68°01'30"	I	90°50'53"	49.995	-0.740	794000.575	9215733.965
PI54-PI55	44.000	43°04'20"	D	133°55'13"	31.693	-30.521	794050.569	9215733.224
PI55-PI56	26.000	17°10'45"	D	151°05'58"	12.565	-22.762	794082.262	9215702.703
PI56-PI57	72.840	11°03'48"	D	162°09'46"	22.311	-69.339	794094.828	9215679.941
PI57-PI58	30.000	53°15'25"	I	108°54'21"	28.382	-9.721	794117.139	9215610.602
PI58-PI59	46.500	27°02'45"	I	81°51'36"	46.032	6.584	794145.521	9215600.882
PI59-PI60	49.000	75°10'15"	D	157°01'51"	19.121	-45.115	794191.552	9215607.466
PI60-PI61	24.000	36°13'25"	I	120°48'26"	20.613	-12.292	794210.673	9215562.351
PI61-PI62	50.000	99°20'47"	D	220°09'13"	-32.242	-38.216	794231.287	9215550.059
PI62-PI63	111.476	19°03'58"	I	201°05'15"	-40.109	-104.010	794199.045	9215511.843
PI63-PI64	174.800	41°04'47"	I	160°00'28"	59.762	-164.267	794158.935	9215407.833
PI64-PI65	83.051	14°21'00"	I	145°39'28"	46.852	-68.574	794218.697	9215243.566
PI65-PI66	36.500	46°38'30"	I	99°00'58"	36.049	-5.720	794265.549	9215174.992
PI66-PI67	35.000	93°20'30"	D	192°21'28"	-7.491	-34.189	794301.598	9215169.272
PI67-PI68	173.822	55°45'30"	I	136°35'582	119.431	-126.294	794294.107	9215135.083
PI68-PI69	138.570	15°20'41"	I	121°15'17"	118.459	-71.897	794413.538	9215008.789
PI69-PI70	66.000	42°57'00"	I	78°18'17"	64.630	13.378	794531.997	9214936.892
PI70-PI71	47.000	19°32'20"	I	58°45'57"	40.188	24.371	794596.627	9214950.271
PI71-PI72	160.147	47°26'13"	D	106°12'10"	153.786	-44.688	794636.815	9214974.642
PI72-PI73	217.533	33°12'34"	I	72°59'36"	208.021	63.624	794790.601	9214929.954
PI73-PI74	114.068	70°54'19"	I	2°05'17"	4.156	113.992	794998.621	9214993.578
PI74-PI75	65.914	89°07'30"	D	91°12'47"	65.899	-1.396	795002.777	9215107.571
PI75-PI76	121.068	20°00'20"	I	71°12'27"	114.614	39.001	795068.677	9215106.176
PI76-PI77	96.071	49°34'10"	I	21°38'17"	35.425	89.301	795183.291	9215145.176
PI77-PI78	100.000	20°05'20"	I	1°32'57"	2.703	99.963	795218.716	9215234.477
							795221.420	9215334.441



TABLA N° 54 ELEMENTOS DE CURVA DEL CANAL DE RIEGO RL PIRURO

N° CURVA	ANGULO		R	T	Lc	C	E	F	ESTACADO	
	I°	S							PC	PT
1	7°30'40"	I	100.000	6.564	13.109	13.100	0.215	0.215	KM 00+10+13.436	00+12+06.545
2	15°54'30"	D	50.000	6.986	13.883	13.838	0.486	0.481	00+18+12.995	00+20+6.878
3	5°55'30"	D	150.000	7.763	15.512	15.505	0.201	0.200	00+24+13.129	00+26+8.641
4	11°10'20"	I	80.000	7.825	15.599	15.575	0.382	0.380	00+28+14.053	00+30+9.652
5	20°03'30"	I	60.000	10.611	21.005	20.898	0.931	0.917	00+38+5.216	00+40+6.221
6	62°59'20"	D	10.000	6.127	10.994	10.448	1.728	1.473	00+42+19.483	00+44+10.477
7	33°21'30"	I	30.000	8.989	17.466	17.221	1.318	1.262	00+48+14.361	00+50+11.827
8	4°55'25"	I	150.000	6.449	12.890	12.886	0.139	0.138	00+54+06.389	00+54+19.279
9	85°44'9"	D	4.000	3.713	5.986	5.442	1.458	1.068	00+64+08.537	00+64+14.523
10	79°50'30"	I	5.000	4.184	6.968	6.417	1.519	1.165	00+70+08.416	00+70+15.384
11	24°24'14"	D	30.000	6.487	12.778	12.682	0.693	0.678	00+78+03.713	00+78+16.491
12	7°42'27"	D	100.000	6.736	13.452	13.442	0.227	0.226	00+88+18.268	00+90+11.720
13	6°30'50"	D	120.000	6.829	13.643	13.635	0.194	0.194	00+98+01+155	00+98+14.798
14	17°57'40"	I	60.000	9.482	18.809	18.732	0.745	0.736	01+00+18.487	01+02+17.296
15	21°00'10"	I	80.000	14.829	29.325	29.162	1.363	1.340	01+06+13.985	01+10+03.310
16	115°02'00"	D	14.002	21.993	28.112	23.623	12.070	6.482	01+14+04+4.988	01+16+13.100
17	66°59'55"	I	22.775	15.074	26.632	25.140	4.537	3.783	01+16+13.100	01+18+19.732
18	2°30'40"	D	250.000	5.479	10.957	10.956	0.060	0.060	01+26+9.144	01+28+00.101
19	21°35'45"	I	60.000	11.443	22.615	22.482	1.082	1.062	01+32+09.179	01+34+11.794
20	111°00'10"	D	12.000	17.461	23.248	19.779	9.187	5.203	01+38+15.333	01+40+18.581
21	46°01'10"	I	20.114	8.542	16.155	15.725	1.739	1.600	01+40+18.581	01+42+14.736
22	26°43'24"	I	100.000	23.753	46.641	46.220	2.782	2.707	01+48+4.017	01+52+10.658
23	29°13'30"	D	40.000	10.429	20.403	20.182	1.337	1.294	01+56+15.591	01+58+15.994
24	68°00'10"	I	20.000	13.491	23.738	22.369	4.125	3.420	01+62+11.214	01+64+14.952
25	75°01'20"	D	20.000	15.353	26.188	24.357	5.213	4.135	01+68+9.108	01+70+15.296
26	81°35'50"	I	10.000	8.631	14.241	13.068	3.210	2.430	01+76+19.312	01+78+13.553
27	69°00'20"	D	29.186	20.061	35.151	33.065	6.230	5.134	01+82+1.861	01+84+17.012
28	41°35'30"	I	78.882	29.958	57.261	56.012	5.497	5.139	01+84+17.012	01+90+14.273
29	61°30'25"	D	20.000	11.900	21.470	20.454	3.273	2.813	01+94+12.242	01+96+13.712
30	41°58'50"	I	70.019	26.864	51.303	50.163	4.977	4.646	01+98+16.948	02+04+8.251
31	45°05'20"	I	50.000	□□□□5	39.348	38.340	4.137	3.821	02+04+8.251	02+08+7.599
32	42°30'25"	I	35.773	13.914	26.540	25.935	2.611	2.433	02+08+7.599	02+10+14.139
33	80°30'40"	D	10.000	8.467	14.052	12.924	3.103	2.368	02+14+0.758	02+14+14.810
34	26°02'10"	I	30.000	6.936	13.633	13.516	0.791	0.771	02+16+9.407	02+18+03.040
35	38°10'20"	I	35.000	12.110	23.318	22.889	2.036	1.924	02+20+08.994	02+22+12.312
36	121°01'40"	D	7.537	13.329	15.921	13.122	7.776	3.827	02+22+12.312	02+24+8.233
37	31°38'20"	I	35.000	9.917	19.327	19.083	1.378	1.326	02+26+00.947	02+28+00.274
38	45°03'10"	I	25.000	10.369	19.658	19.155	2.065	1.907	02+30+05.988	02+32+05.646



TABLA N° 54 ELEMENTOS DE CURVA DEL CANAL DE RIEGO RL PIRURO

39	94°30'40"	D	7.000	7.574	11.547	10.281	3.313	2.249	02+32+16.703	02+34+8.250
40	75°38'37"	I	25.823	20.046	34.092	31.670	6.868	5.425	02+36+03.630	02+38+17.722
41	44°31'46"	I	34.962	14.314	27.172	26.493	2.817	2.607	02+38+17.722	02+42+04.894
42	80°10'30"	D	15.000	12.626	20.990	19.319	4.606	3.524	02+42+04.894	02+44+05.884
43	21°52'40"	I	60.000	11.596	22.910	22.771	1.110	1.090	02+46+04.162	02+48+07.072
44	13°05'00"	I	100.000	11.467	22.835	22.785	0.655	0.651	02+52+08.009	02+54+10.844
45	73°43'05"	D	30.000	22.491	38.599	35.991	7.495	5.997	02+56+19.886	02+60+18.485
46	75°18'00"	I	25.000	19.287	32.856	30.542	6.575	5.206	02+62+15.477	02+66+08.333
47	68°16'47"	I	15.000	10.171	17.876	16.836	3.123	2.585	02+68+15.875	02+70+13.751
48	58°52'07"	D	20.000	11.285	20.549	19.657	2.964	2.582	02+72+05.295	02+74+05.844
49	14°01'30"	I	60.000	7.380	14.687	14.650	0.452	0.449	02+74+18.179	02+76+12.866
50	44°42'50"	I	25.000	10.282	19.510	19.019	2.032	1.879	02+78+00.204	02+78+19.714
51	115°02'30"	D	7.000	10.997	14.055	11.810	6.036	3.241	02+80+03.435	02+80+17.490
52	97°01'20"	I	10.000	11.307	16.934	14.982	5.095	3.375	02+82+15.686	02+84+12.620
53	68°01'30"	I	15.000	10.122	17.809	16.781	3.096	2.566	02+92+02.691	02+94+00.500
54	43°04'20"	D	30.000	11.839	22.553	22.025	2.252	2.094	02+96+08.539	02+98+11.092
55	17°10'45"	D	95.187	14.378	28.540	28.433	1.080	1.068	03+00+08.875	03+02+17.415
56	11°03'48"	D	120.000	11.622	23.171	23.135	0.561	0.559	03+02+17.415	03+06+00.586
57	53°15'25"	I	30.000	15.042	27.885	26.892	3.560	3.182	03+10+06.762	03+12+14.647
58	27°02'45"	I	62.195	14.958	29.359	29.087	1.773	1.724	03+12+14.647	03+16+04.006
59	75°10'15"	D	10.000	7.697	13.120	12.199	2.619	2.076	03+18+07.851	03+20+00.971
60	36°13'25"	I	25.000	8.177	15.806	15.544	1.303	1.239	03+22+14.097	03+24+09.903
61	99°20'47"	D	6.000	7.068	10.404	9.148	3.271	2.117	03+24+18.658	03+26+09.062
62	19°03'58"	I	60.000	10.076	19.966	19.874	0.840	0.829	03+30+01.918	03+32+01.884
63	41°04'47"	I	80.000	29.974	57.358	56.138	5.431	5.086	03+38+13.310	03+44+10.668
64	14°21'00"	I	250.000	31.472	62.614	62.450	1.973	1.958	03+56+04.022	03+62+06.636
65	46°38'30"	I	25.000	10.778	20.351	19.794	2.224	2.042	03+66+07.427	03+68+07.778
66	93°20'30"	D	13.591	14.408	22.141	19.773	6.216	4.265	03+68+19.082	03+72+01.223
67	55°45'30"	I	38.926	20.592	37.882	36.404	5.111	4.518	03+72+01.223	03+74+19.105
68	15°20'41"	I	120.000	16.166	32.138	32.042	1.084	1.074	03+88+16.169	03+92+08.307
69	42°57'00"	I	40.000	15.736	29.985	29.288	2.984	2.777	04+02+14.975	04+06+04.960
70	19°32'20"	I	50.000	8.609	17.051	16.968	0.736	0.725	04+10+06.615	04+12+03.666
71	47°26'13"	D	25.000	10.984	20.698	20.112	2.307	2.112	04+14+11.073	04+16+11.771
72	33°12'34"	I	80.000	23.856	46.369	45.723	3.481	3.336	04+28+17.078	04+34+03.447
73	70°54'19"	I	111.788	79.599	138.341	129.681	25.443	20.726	04+44+17.525	04+58+15.866
74	89°07'30"	D	35.000	34.470	54.443	49.118	14.124	10.063	04+58+15.866	04+64+10.309
75	20°00'20"	I	178.277	31.444	62.248	61.932	2.752	2.710	04+64+10.309	04+70+12.557
76	49°34'10"	I	85.000	39.248	73.538	71.266	8.624	7.829	04+76+02.933	04+82+16.471
77	20°05'20"	I	60.000	10.628	21.037	20.929	0.934	0.920	04+88+02.666	04+90+03.703



3.3.-MECANICA DE SUELOS

3.3.1.- DETERMINACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

Para determinar la capacidad portante de los suelos en Situ, requiere de un estudio sumamente costoso, razón por la cual no se realiza ningún ensayo en el lugar, únicamente se realiza algunos ensayos de laboratorio necesarios, para determinar las principales propiedades de los suelos.

3.3.2.-DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES DE LOS SUELOS

Este estudio se inicia con la excavación de calicatas a cielo abierto, en los lugares donde se ubicaran las estructuras hidráulicas, obteniéndose así las muestras necesarias, las que fueron sometidas para su análisis al laboratorio de UNC. Determinándose sus propiedades Físico – Mecánicas de los Suelos, que a partir de los cuales determinaremos la capacidad portante de los suelos. Los ensayos realizados son los siguientes:

➤ ANALISIS GRANULOMÉTRICO

ANALIS POR TAMIZADO SECO

• PROCEDIMIENTO

Secar una muestra en la estufa

Suelo de grano fino : 200gr.
Suelo arenoso : 200 – 500 gr.,
Suelo gravaso : 1000 gr.

Se pesa la muestra seca (antes del tamizado)

Se deja pasar la muestra por un juego de tamices (de mayor a menor diámetro de abertura, con tapa y cazoleta).

Agitar o mover el juego de tamices, manualmente durante 15 minutos y se puede ayudar con un cepillo, haciendo pasar los granos por las mallas o usando el tamizador eléctrico durante 10 minutos.

Pesar el material retenido en cada tamiz.

Se acumula los pesos retenidos después del tamizado y se averigua la diferencia (peso antes del tamizado, peso después del tamizado); la cual debe ser menor del 10 %.

Calcular los porcentajes de los pesos retenidos (parciales).

Luego se suma los porcentajes parciales, para luego averiguar los complementos al 100 % (porcentajes pasantes por las mallas).

Se dibuja la curva granulométrica diámetro de tamices versus porcentaje que pasa en papel semi logarítmico.

Se calculan los coeficientes de uniformidad y curvatura.

Clasificar el suelo según granulometría

• EQUIPO NECESARIO

Horno.

Balanza con aproximación de 0.1 gr.

Juego de tamices



ENSAYO GRANULOMÉTRICO

CALICATA : Captación
 OPERADOR : TEVI.
 PESO MUESTRA : 3000 gr.

TABLA N° 55 VALORES DEL ANALISIS GRANULOMETRICO DE LA CAPTACION

Tamiz N°	Abertura (mm)	Peso Retenido (gr)	% Retenido	% Ret. Acumulado	% Que Pasa
2"	50.80	0.00	0.00	0.00	100
1"	25.40	71.4	2.38	2.38	97.62
½"	12.50	61.5	2.05	4.43	95.57
¼"	6.30	627.60	20.92	25.35	74.65
4"	4.75	872.10	29.07	54.42	45.58
10	2.00	577.50	19.25	73.67	26.33
20	0.85	360.10	12.00	85.67	14.33
30	0.59	149.70	4.99	90.66	9.34
40	0.43	90.30	3.01	93.67	6.33
60	0.25	104.80	3.49	97.16	2.83
100	0.15	45.30	1.51	98.67	1.32
200	0.08	24.50	0.82	99.49	0.51
Cazoleta		15.20	0.51	1000.00	0.00
Total		3000			

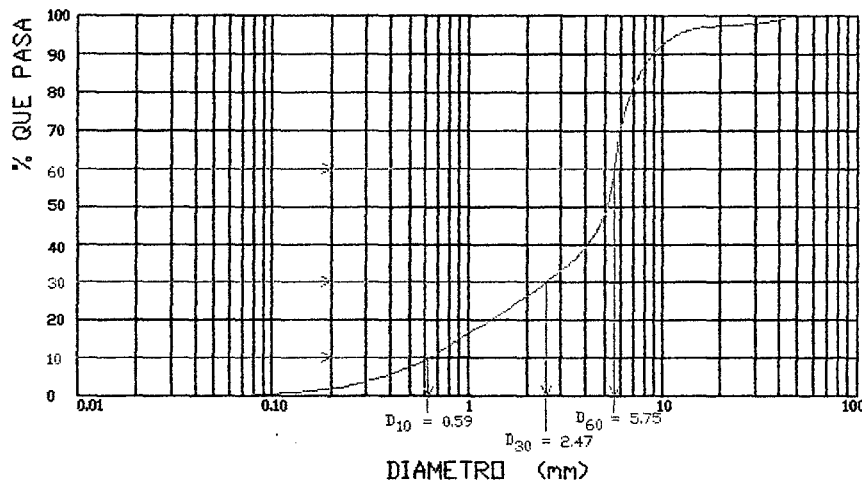


FIGURA N° 59 CURVA DE DISTRIBUCION GRANULOMETRICA - CAPTACION

Coefficiente de uniformidad : $Cu = \frac{5.75}{0.59} = 9.75$ **Cu = 9.75**

Coefficiente de curvatura : $Cc = \frac{(2.47)^2}{0.59 * 5.75} = 1.80$ **Cc = 1.80**



ENSAYO GRANULOMÉTRICO

CALICATA : Desarenador
OPERADOR : TEVI
PESO MUESTRA : 500 gr.

TABLA N° 56 VALORES DEL ANALISIS GRANULOMETRICO - DESARENADOR

Tamiz N°	Abertura (mm)	Peso Retenido (gr.)	% Retenido	% Ret. Acumulado	% Que Pasa
4	4.75	2.90	0.58	0.58	99.42
10	2.00	14.10	2.82	3.40	96.60
20	0.85	70.50	14.10	17.50	82.50
40	0.425	151.25	30.25	47.75	52.25
60	0.25	65.25	13.05	60.80	39.20
100	0.15	43.50	8.70	69.50	30.50
200	0.075	16.25	3.25	72.75	27.25
Limo	0.002	124.26	24.85	97.60	2.40
Arcilla	0.001	11.99	2.40	100.00	0.00
Total		500.00			
TAMIZADO POR SINFONAJE (Muestra que pasa la malla N° 200)					
Peso seco inicial		:	100.00		gr.
Peso seco final		:	91.20		gr.
Peso seco final		:	8.80		gr.
		PESO RETENIDO (gr)		% ACUMULADO	
Partícula	Mm	Parcial (gr.)	Acumulado	Retenido %	% Que Pasa
Limo	0.002	124.26	24.85	97.60	2.40
Arcilla	0.001	11.99	2.40	100.00	0.00

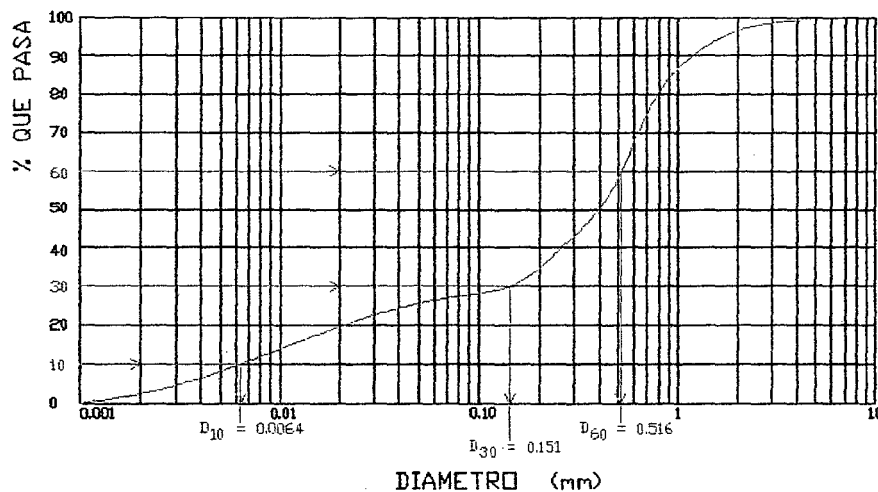


FIGURA N° 60 CURVA DE DISTRIBUCION GRANULOMETRICA - DESARENADOR

Cu = 80.63
Cc = 6.90



ENSAYO GRANULOMÉTRICO

CALICATA : Puento Canal
 OPERADOR : TEVI
 PESO MUESTRA : 1000gr

TABLA N° 57 VALORES DEL ANALISIS GRANULOMETERICO – PUENTE CANAL

Tamiz N°	Abertura (mm)	Peso Retenido (gr.)	% Retenido	% Ret. Acumulado	% Que Pasa
4	4.75	12.00	1.20	1.20	98.80
10	2.00	19.00	1.90	3.10	96.90
20	0.85	72.00	7.20	10.30	89.70
40	0.425	197.50	19.75	30.05	69.95
60	0.25	373.50	37.35	67.40	32.60
100	0.15	43.00	4.30	71.70	28.30
200	0.075	62.00	6.20	77.90	22.10
Limo	0.002	195.36	19.54	97.44	2.56
Arcilla	0.001	25.64	2.56	100.00	0.00
Total		1000			
TAMIZADO POR SIFONAJE (Muestra que pasa la malla N° 200)					
Peso seco inicial		:	100.00		gr.
Peso seco final		:	88.40		gr.
Peso seco final		:	11.60		gr.
		PESO RETENIDO (gr)		% ACUMULADO	
Particula	Mm	Parcial (gr.)	Acumulado	Retenido %	% Que Pasa
Limo	0.002	88.40	88.40	88.40	11.60
Arcilla	0.001	11.60	100.00	100.00	0.00

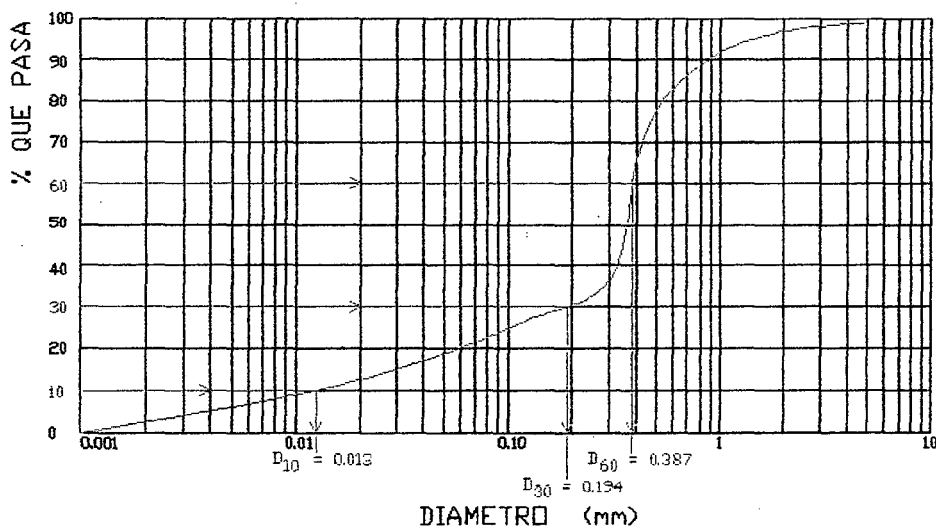


FIGURA N° 61 CURVA DE DISTRIBUCION GRANULOMETRICA – PUENTE CANAL

$Cu = 29.77$

$Cc = 7.48$



ENSAYO GRANULOMÉTRICO

CALICATA : Sifón
 OPERADOR : TEVI
 PESO MUESTRA : 1000 gr.

TABLA N° 58 VALORES DEL ANALISIS GRANULOMETRICO – SIFON

Tamiz N°	Abertura (mm)	Peso Retenido (gr.)	% Retenido	% Ret. Acumulado	% Que Pasa
4	4.75	27.00	2.70	2.70	97.30
10	2.00	86.00	8.60	11.30	88.70
20	0.85	162.00	16.20	27.50	72.50
40	0.425	378.20	37.82	65.32	34.68
60	0.25	76.70	7.67	72.99	27.01
100	0.15	70.60	7.06	80.05	19.95
200	0.075	82.00	8.20	88.25	11.75
Limo	0.002	97.64	9.76	98.01	1.99
Arcilla	0.001	19.86	1.99	100.00	0.00
Total		1000			

TAMIZADO POR SIFONAJE (Muestra que pasa la malla N° 200)					
Peso seco inicial	:	100.00			gr.
Peso seco final	:	83.10			gr.
Peso seco final	:	16.90			gr.

Partícula	Mm	PESO RETENIDO (gr)		% ACUMULADO	
		Parcial (gr.)	Acumulado	Retenido %	% Que Pasa
Limo	0.002	83.10	83.10	83.10	16.90
Arcilla	0.001	16.90	100.00	100.00	0.00

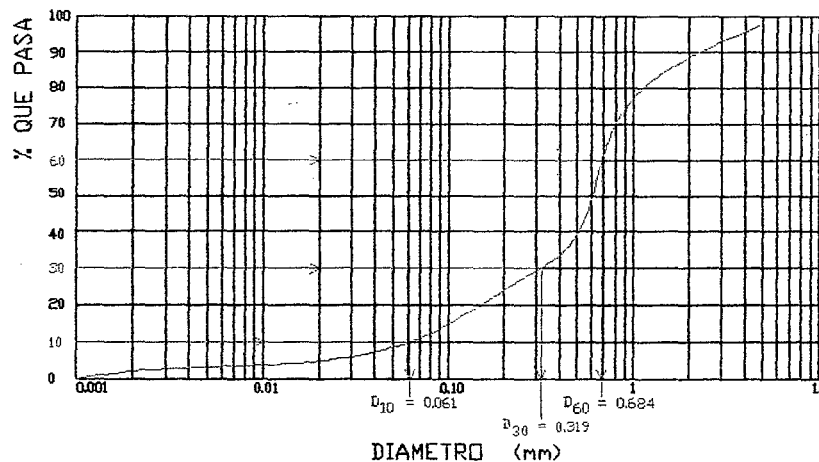


FIGURA N° 62 DISTRIBUCION GRANULOMETRICA – SIFÓN

Cu = 11.21

Cc = 2.44



ENSAYO GRANULOMÉTRICO

CALICATA : Canal - M - 1
 OPERADOR : TEVI.
 PESO MUESTRA : 1000 gr.

TABLA N° 59 VALORES DEL ANALISIS GRANULOMETRICO MUESTRA 1 - CANAL

Tamiz N°	Abertura (mm)	Peso Retenido (gr.)	% Retenido	% Ret. Acumulado	% Que Pasa
4	4.75	1.60	0.16	0.16	99.84
10	2.00	17.30	1.73	1.89	98.11
20	0.85	49.60	4.96	6.85	93.15
40	0.425	85.50	8.55	15.40	84.60
60	0.25	123.00	12.30	27.70	72.30
100	0.15	242.00	24.20	51.90	48.10
200	0.075	160.00	16.00	67.90	32.10
Limo	0.002	253.27	25.33	93.23	6.77
Arcilla	0.001	67.73	6.77	100.00	0.00
Total		1000			
TAMIZADO POR SIFONAJE (Muestra que pasa la malla N° 200)					
Peso seco inicial		:	100.00		gr.
Peso seco final		:	78.90		gr.
Peso seco final		:	21.10		gr.
		PESO RETENIDO (gr)		% ACUMULADO	
Particula	Mm	Parcial (gr.)	Acumulado	Retenido %	% Que Pasa
Limo	0.002	78.90	78.90	78.90	21.10
Arcilla	0.001	21.10	100.00	100.00	0.00

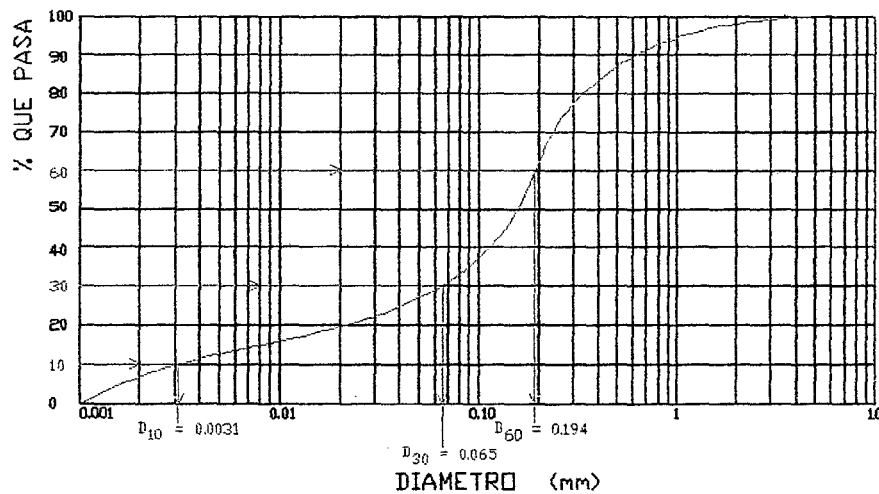


FIGURA N° 63 DISTRIBUCION GRANULOMETRICA - CANAL - M-1

Cu = 62.58

Cc = 7.02



ENSAYO GRANULOMÉTRICO

CALICATA : Canal - M - 2
 OPERADOR : TEVI.
 PESO MUESTRA : 1000gr.

TABLA N° 60 VALORES DEL ANALISIS GRANULOMETRICO MUESTRA 2 - CANAL

Tamiz N°	Abertura (mm)	Peso Retenido (gr.)	% Retenido	% Ret. Acumulado	% Que Pasa
4	4.75	101.00	10.10	10.10	89.90
10	2.00	37.00	3.70	13.80	86.20
20	0.85	121.00	12.10	25.90	74.10
40	0.425	122.50	12.25	38.15	61.85
60	0.25	131.50	13.15	51.30	48.70
100	0.15	82.00	8.20	59.50	40.50
200	0.075	37.00	3.70	63.20	36.80
Limo	0.002	281.90	28.19	91.39	8.61
Arcilla	0.001	86.10	8.61	100.00	0.00
Total		1000			

TAMIZADO POR SIFONAJE (Muestra que pasa la malla N° 200)					
Peso seco inicial	:	100.00			gr.
Peso seco final	:	76.60			gr.
Peso seco final	:	23.40			gr.

		PESO RETENIDO (gr)		% ACUMULADO	
Particula	Mm	Parcial (gr.)	Acumulado	Retenido %	% Que Pasa
Limo	0.002	76.60	76.60	76.60	23.40
Arcilla	0.001	23.40	100.00	100.00	0.00

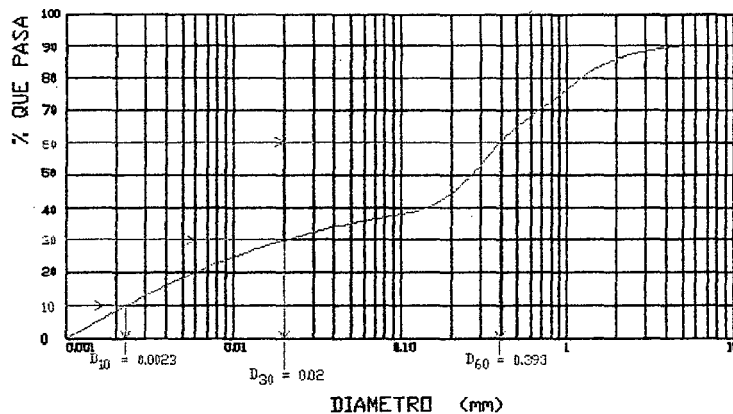


FIGURA N° 64 DISTRIBUCION GRANULOMETRICA CANAL - M - 2

$Cu = 170.87$

$Cc = 0.44.$



➤ DETERMINACIÓN DE LOS LÍMITES DE ATTERBERG EN EL LABORATORIO

DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO

PROCEDIMIENTO

Hacer pasar el suelo seco por la malla N° 40 (0.42 mm.), en caso de que sea necesario habrá que triturar el suelo previamente en un mortero.

Mezclar 150 – 200 gr. de suelo (<N° 40) con una espátula en un recipiente, añadiendo agua, hasta adoptar una consistencia suave y uniforme.

Desplazar una porción de esta pasta en la copa de Casagrande con un espesor de un centímetro en la parte mas profunda y hacer la ranura con el acanalador, previamente se debe verificar que la altura de la cuchara con la base sea de un centímetro, si no es así se corregirá.

Golpear a la copa, contando el numero de golpes necesarios para que la parte inferior de la ranura se cierre 1.27 cm. (1/2").

Determinar el contenido de humedad de esta muestra (bajo la condición de que haya un número de golpes entre 6 y 50).

Se toma aproximadamente 10 gr. de material de la parte cerrada del surco. Para determinar el contenido de humedad.

Repetir el ensayo con otra consistencia (añadiendo mas agua si haya salido un número de golpes mayor a 25, y añadiendo suelo seco se haya salido un número de golpes muy bajo).

Graficar el numero de golpes versus el contenido de humedad aproximándolo a una recta.

Entrar en el grafico de los contenidos de agua y los números de golpes correspondientes y hallar el límite liquido en la ordenada correspondiente a 25 golpes.

EQUIPO USADO

Balanza con aproximación de 0.1 gr.

Estufa.

Copa de Casagrande.

Capsula de porcelana.

Ranurador o acanalador.

Espátula.

Taras.

LIMITE PLASTICO (LP)

PROCEDIMIENTO

Mezclar alrededor de 50 gr. De suelo tamizado por la malla N° 40 hasta tener una pasta de consistencia plástica.

Arrollar la muestra con la mano sobre una placa de vidrio hasta alcanzar un cilindro de 3 mm. De diámetro por 76.20 mm. (3") de longitud aproximadamente.

Repetir este proceso tantas veces con variación en la consistencia hasta que presente el rollito señales de agrietamiento (según 3 mm. De diámetro).

Producida la falla del cilindro, se toman estos pedacitos y se guardan en una tara metálica con tapa, para que no pierda humedad, se repite el procedimiento con otras muestras.

Se determina el contenido de humedad en este estado que viene hacer el límite plástico.

EQUIPO USADO

Balanza con aproximación de 0.1 gr.

Espátula.

Capsula de porcelana.

Placas de vidrio de 30 x 30 cm.

Los resultados se muestran a continuación



LIMITES DE ATTERBERG

CALICATA : Desarenador.
HECHO POR : TEVI

TABLA N° 61 VALORES DE LOS LÍMITES DE ATTERBERG – DESARENADOR

CALICATA	DESARENADOR			LIMITE PLASTICO
	LIMITE LIQUIDO			
Lata N°	1	2	3	
Peso lata + suelo húmedo (gr)	66.70	61.10	64.50	46.10
Peso lata + suelo seco(gr)	58.30	55.00	58.20	45.20
Peso lata (gr)	35.40	35.60	36.10	40.30
Peso suelo seco (gr)	22.90	19.40	22.10	4.90
Peso del agua (gr)	8.40	6.10	6.30	0.90
Contenido de humedad % (W)	36.68	31.44	28.51	18.37
Numero de golpes	16	27	46	

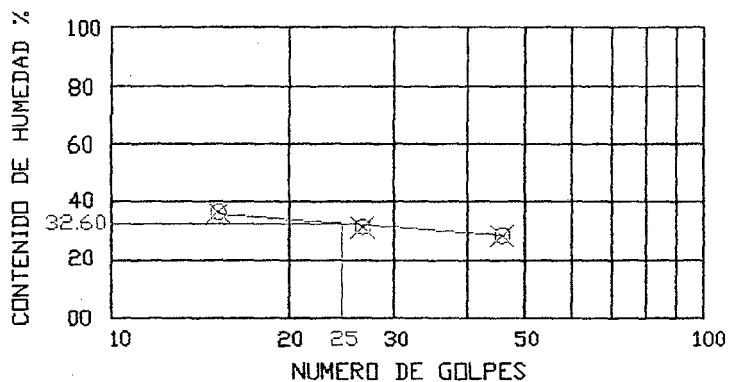


FIGURA N° 65 LÍMITE LÍQUIDO MUESTRA - DESARENADOR

LIMITE LIQUIDO : LL = 32.60
LIMITE PLASTICO : LP = 18.37
INDICE PLASTICO : IP = 32.60 - 18.37 = 14.23



LIMITES DE ATTERBERG

CALICATA : Puente canal

HECHO POR : TEVI

TABLA N° 62 VALORES DE LOS LÍMITES DE ATTERBERG – PUENTE CANAL

CALICATA	PUENTE CANAL			LIMITE PLASTICO
	LIMITE LIQUIDO			
Lata N°	1	2	3	
Peso lata + suelo húmedo (gr.)	60.80	56.90	56.44	44.10
Peso lata + suelo seco (gr.)	54.00	52.10	53.00	43.60
Peso lata (gr.)	36.60	36.70	37.00	41.60
Peso suelo seco (gr.)	17.40	15.40	16.00	2.00
Peso del agua (gr.)	6.80	4.80	3.44	0.50
Contenido de humedad % (W)	39.08	31.17	21.50	25.00
Numero de golpes	15	23	48	

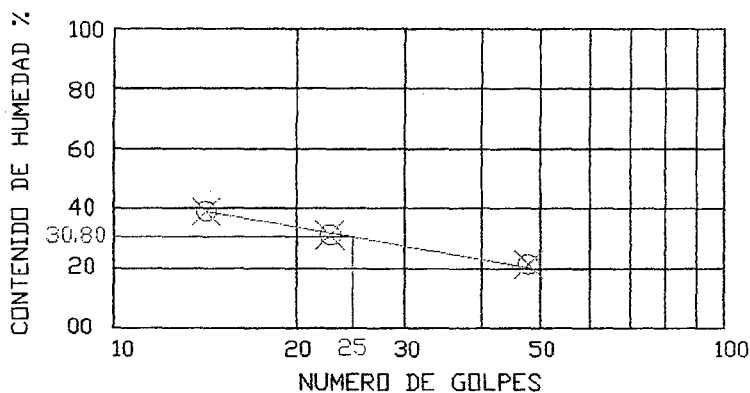


FIGURA N° 66 LIMITE LIQUIDO MUESTRA PUENTE CANAL

LIMITE LIQUIDO : LL = 30.80
LIMITE PLASTICO : LP = 25.00
INDICE PLASTICO : IP = 5.80



LIMITE DE ATTERBERG.

CALICATA : Sifón

HECHO POR : TEVI

TABLA N° 63 VALORES DE LOS LÍMITES DE ATTERBERG – SIFON

CALICATA	SIFÓN			LIMITE PLASTICO
	LIMITE LIQUIDO			
Lata N°	1	2	3	
Peso lata + suelo húmedo (gr.)	125.70	126.30	120.70	55.40
Peso lata + suelo seco (gr.)	95.30	99.20	95.80	50.40
Peso lata (gr.)	33.40	40.80	38.10	30.60
Peso suelo seco (gr.)	61.90	58.40	57.70	19.80
Peso del agua (gr.)	30.40	27.10	24.90	5.00
Contenido de humedad % (W)	49.11	46.40	43.15	25.25
Numero de golpes	12	27	32	

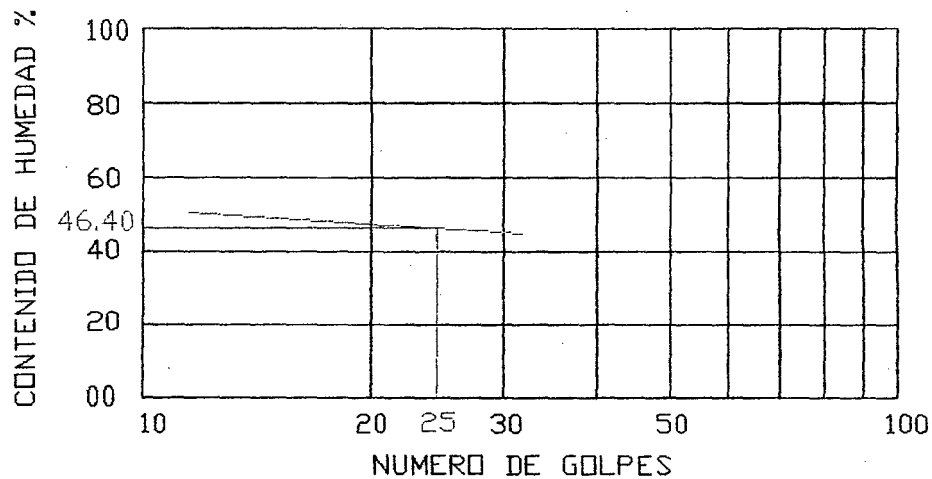


FIGURA N° 67 LÍMITE LÍQUIDO MUESTRA – SIFON

LIMITE LIQUIDO : LL = 46.40
 LIMITE PLASTICO : LP = 25.25
 INDICE DE PLASTICO : IP = 21.15



LIMITES DE ATTERBERG

CALICATA : Canal : M - 1

HECHO POR : TEVI

TABLA N° 64 VALORES DE LOS LIMITES DE ATTERBERG MUESTRA 1 - CANAL

CALICATA	CANAL : M - 1			LIMITE PLASTICO
	LIMITE LIQUIDO			
Lata N°	1	2	3	
Peso lata + suelo húmedo (gr.)	65.40	71.40	58.60	36.20
Peso lata + suelo seco (gr.)	58.20	64.10	53.80	35.10
Peso lata (gr.)	41.10	42.30	38.70	30.80
Peso suelo seco (gr.)	17.10	21.80	15.10	4.30
Peso del agua (gr.)	7.20	7.30	4.80	1.10
Contenido de humedad % (W)	42.10	33.49	31.79	25.58
Numero de golpes	11	22	28	

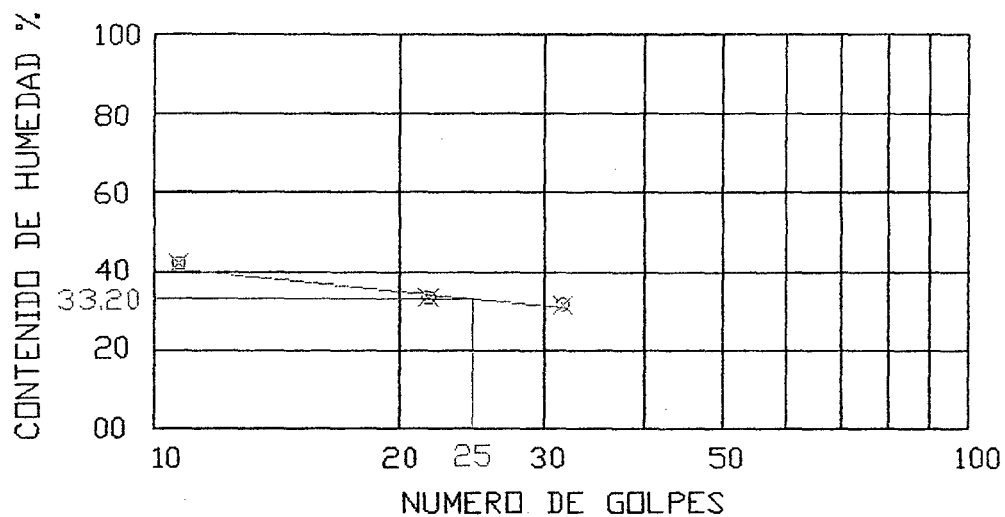


FIGURA N° 68 LIMIE LIQUIDO MUESTRA 1 - CANAL

LIMITE LIQUIDO : LL = 33.20
LIMITE PLASTICO : LP = 25.58
INDICE PLASTICO : IP = 7.62



LIMITES DE ATTERBERG

CALICATA : Canal : M-2

HECHO POR : TEVI

TABLA N° 65 VALORES DE LOS LIMITES DE ATTERBERG MUESTRA 2 - CANAL

CALICATA	CANAL : M - 2			LIMITE PLASTICO
	LIMITE LIQUIDO			
Lata N°	1	2	3	
Peso lata + suelo húmedo (gr.)	60.50	53.20	59.50	34.50
Peso lata + suelo seco (gr.)	54.20	47.30	53.30	33.60
Peso lata (gr.)	39.80	33.10	38.20	30.50
Peso suelo seco (gr.)	14.40	14.20	15.10	3.10
Peso del agua (gr.)	6.30	5.90	6.20	0.90
Contenido de humedad % (W)	43.75	41.55	41.06	29.03
Numero de golpes	12	24	31	

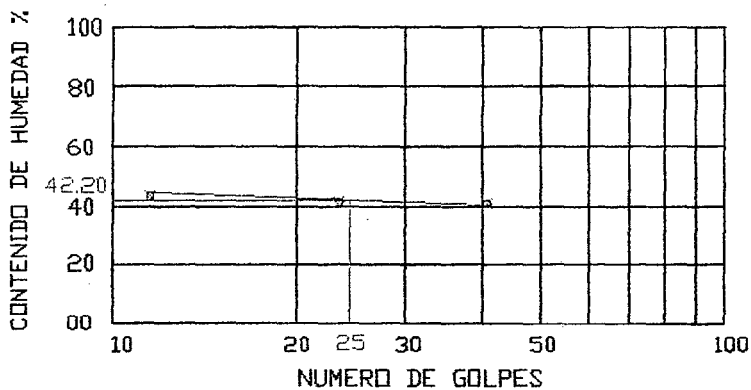


FIGURA N° 69 LÍMITE LÍQUIDO DE MUESTRA 2 - CANAL

LIMITE LIQUIDO : LL = 42.20
 LIMITE PLASTICO : LP = 29.03
 INDICE PLASTICO : IP = 13.17



➤ DETERMINACION DEL CONTENIDO DE HUMEDAD EN EL LABORATORIO

PROCEDIMIENTO

Se utiliza una parte del suelo extraído (alterada o inalterada).

Pesar una tara.

Llenar la tara con la muestra del suelo húmedo (peso total húmedo).

Colocar en la estufa (temperatura 100 °C) y se deja evaporar toda el agua contenida en la muestra (durante 24 horas).

Se pesa la tara con el suelo seco (muestra sacada de la estufa)

Determinar el peso del suelo seco (Ws) y esta dado por:

$$W_s = (\text{peso suelo seco} + \text{tara}) - \text{peso tara}$$

Determinar el peso del agua (Ww)

$$W_w = (\text{peso suelo húmedo} + \text{la tara}) - (\text{peso suelo seco} + \text{tara})$$

Finalmente el contenido de humedad esta dado por:

$$W(\%) = \frac{W_w}{W_s} * 100$$

Los resultados se presentan en la tabla N° 66.

ENSAYOS DE CONTENIDO DE HUMEDAD

CALICATAS : Desarenador – Puente Canal – Sifón – Canal.

HECHO POR : TEVI

TABLA N° 66 VALORES DEL CONTENIDO DE HUMEDAD

	CALICATA				
	Desarenador	Puente canal	Sifón	Canal M - 1	Canal M - 2
Tara N°	1	2	3	4	5
Peso tara + suelo húmedo(gr.)	323.90	321.30	286.40	319.00	293.60
Peso tara + suelo seco (gr.)	280.80	276.20	235.80	271.90	241.50
Peso tara (gr.)	40.80	40.60	38.10	39.60	38.20
Peso suelo seco(gr.)	240.00	235.60	197.70	232.30	203.30
Peso del agua (gr.)	43.10	45.10	50.60	47.10	52.10
Contenido de humedad (%)	17.96	19.14	25.59	20.28	25.63
	CALICATA				
	Desarenador	Puente canal	Sifón	Canal M - 1	Canal M - 2
Tara N°	1	2	3	4	5
Peso tara + suelo húmedo(gr.)	299.60	283.60	252.30	276.60	229.60
Peso tara + suelo seco (gr.)	263.40	242.40	206.80	234.00	189.90
Peso tara (gr.)	38.70	39.10	37.20	40.30	41.20
Peso suelo seco(gr.)	224.70	203.30	169.60	193.70	148.80
Peso desagua (gr.)	36.10	41.20	45.50	42.60	39.70
Contenido de humedad (%)	16.07	20.27	26.83	21.99	26.68
PROMEDIOS					
	CALICATA				
	Desarenador	Puente canal	Sifón	Canal M - 1	Canal M - 2
Contenido de humedad (%)	17.01	19.70	26.21	21.13	26.15



➤ DETERMINACION DEL PESO ESPECÍFICO

PROCEDIMIENTO

Se utiliza un matraz se lo pesa vacío (Pf) se llena con agua destilada (hasta la marca o enrase) y luego se pesa.

W_{fw} = peso del frasco con agua

Se emplea el matraz vacío, se coloca una muestra de suelo seco dentro del matraz y se pesa.

$W_{fs} = W_f + W_s$

Se determina el peso de la muestra seca.

$W_s = W_{fs} - W_f$

Se vierte agua en el matraz hasta cubrir la muestra y luego se agita con la mano.

Se lleva el matraz a la bomba de vacío por 15 minutos hasta que no salga más burbujas,

Después se llena el matraz hasta la marca de enrase y se pesa de nuevo

W_{fws} = peso del frasco con agua mas mezcla.

Luego el peso específico se determina por:

$$\gamma_s = \frac{W_s}{(W_s + W_{fw} - W_{fws})}$$

Los resultados se presentan en la tablas siguientes.

ENSAYO DETERMINACION DEL PESO ESPECÍFICO

CALICATA : Captación - Desarenador
HECHO POR : TEVI

TABAL N° 67 VALORES DEL PESO ESPECÍFICO DEL SUELO EN CAPTACION

CALICATA	CAPTACIÓN		
	1	2	3
Muestra N°			
Peso muestra seca al aire W_m (gr.)	110.70	118.20	86.20
Peso muestra sumergida en agua W_{ms} (gr.)	50.21	56.00	40.63
Volumen desalojado V_d (cm ³)	60.49	62.20	46.17
Peso específico γ (gr./cm ³)	1.83	1.90	1.88
Peso específico promedio γ (gr./cm ³)	1.87		

TABAL N° 68 VALORES DEL PESO ESPECÍFICO DEL SUELO EN EL DESARENADOR

CALICATA	DESARENADOR		
	1	2	3
Muestra N°			
Peso matraz vacío P_f (gr.)	163.60	163.70	163.60
Peso matraz con agua P_{fw} (gr.)	664.80	660.10	661.30
Peso matraz + suelo seco P_{fs} (gr.)	263.60	283.70	268.60
Peso matraz + agua + suelo P_{fws} (gr.)	715.25	715.60	712.65
Peso suelo seco (gr.)	100.00	120.00	105.00
Peso específico γ (gr./cm ³)	20.3	1.86	1.96
Peso específico promedio γ (gr./cm ³)	1.95		



ENSAYO DETERMINACION DEL PESO ESPECÍFICO

CALICATA : Puente Canal - Sifón – Canal M-1 y M.2

HECHO POR : TEVI

TABAL N° 69 VALORES DEL PESO ESPECÍFICO DEL SUELO EN PUENTE CANAL

CALICATA	PUENTE CANAL		
	1	2	3
Muestra N°			
Peso matraz vacío Pf (gr.)	163.60	163.80	163.70
Peso matraz con agua Pfw (gr.)	660.00	662.10	661.20
Peso matraz + suelo seco Pfs (gr.)	273.60	278.80	283.70
Peso matraz + agua + suelo Pfws (gr.)	745.45	722.35	723.20
Peso suelo seco (gr.)	110.00	115.00	120.00
Peso específico γ (gr./cm ³)	1.98	2.10	2.07
Peso específico promedio γ (gr./cm³)	2.05		

TABAL N° 70 VALORES DEL PESO ESPECÍFICO DEL SUELO EN EL SIFON

CALICATA	SIFÓN		
	1	2	3
Muestra N°			
Peso matraz vacío Pf (gr.)	157.00	156.80	157.30
Peso matraz con agua Pfw (gr.)	655.00	654.00	658.00
Peso matraz + suelo seco Pfs (gr.)	305.60	310.20	260.90
Peso matraz + agua + suelo Pfws (gr.)	745.15	738.90	719.90
Peso suelo seco (gr.)	148.60	153.40	103.60
Peso específico γ (gr./cm ³)	2.54	2.24	2.48
Peso específico promedio γ (gr./cm³)	2.42		

TABAL N° 71 VALORES DEL PESO ESPECÍFICO DEL SUELO EN EL CANAL M - 1

CALICATA	CANAL M - 1		
	1	2	3
Muestra N°			
Peso matraz vacío Pf (gr.)	163.60	163.80	163.90
Peso matraz con agua Pfw (gr.)	660.00	662.10	661.20
Peso matraz + suelo seco Pfs (gr.)	262.70	260.0	263.60
Peso matraz + agua + suelo Pfws (gr.)	718.00	720.00	717.20
Peso suelo seco (gr.)	99.10	96.20	999.70
Peso específico γ (gr./cm ³)	2.41	2.51	2.28
Peso específico promedio γ (gr./cm³)	2.40		

TABAL N° 72 VALORES DEL PESO ESPECÍFICO DEL SUELO EN EL CANAL M - 2

CALICATA	CANAL M - 2		
	1	2	3
Muestra N°			
Peso matraz vacío Pf (gr.)	200.00	200.10	201.20
Peso matraz con agua Pfw (gr.)	684.00	686.10	685.50
Peso matraz + suelo seco Pfs (gr.)	300.00	320.40	310.10
Peso matraz + agua + suelo Pfws (gr.)	732.00	745.10	740.20
Peso suelo seco (gr.)	100.00	120.30	108.90
Peso específico γ (gr./cm ³)	1.92	1.96	2.01
Peso específico promedio γ (gr./cm³)	1.96		



➤ DETERMINACION DE LA DENSIDAD DE CAMPO

La medida de la densidad del material en el terreno puede hacerse extrayendo una muestra de la capa compacta y midiendo el volumen del hueco dejado por el material extraído, cuando el 700 % de la fracción gruesa pasa la malla N° 4 se empleara el método del cilindro, en caso contrario el método de la arena.

METODO DE LA ARENA

• PROCEDIMIENTO

Se determina la densidad de campo. La arena a utilizar debe estar limpia y seca.

Se determina el peso de la arena que lleva el embudo

Se excava un hoyo de unos 10 centímetros de diámetro hasta una profundidad igual al espesor de la capa compactada cuya densidad se desea determinar.

Se extrae el material y se coloca en un depósito tapándola debidamente a fin de evitar perdidas de humedad y luego se pesa la muestra de tierra extraída.

Se coloca sobre el hoyo y se abre la válvula dejando caer la arena hasta que llene el hoyo y el embudo mayor.

Una vez que ha dejado de caer la arena se cierra la válvula y se levanta el equipo, se pesa nuevamente el frasco con la arena sobrante.

Luego se procede a calcular la densidad empleado el siguiente método:

$$V = \frac{W_a}{D_a}$$
$$D = \frac{W_s}{V}$$

Donde:

Da = densidad de la arena empleada o usada.

Wa = peso de la arena que llena el hoyo.

Ws = peso de la muestra extraída.

D = densidad del suelo extraído (densidad aparente).

V = volumen de la muestra extraída (volumen hoyo).



ENSAYO DENSIDAD APARENTE

CALICATA : Captación – Desarenador – Puente Canal – Sifón
Canal M -1 y M- 2 y PARCELAS
HECHO POR : TEVI

TABLA N° 73 VALORES DE LA DENSIDAD APARENTE DE SUELOS EN CAPTACION – DESARENADOR- PUENTE CANAL

DESCRIPCION	CALICATAS		
	CAPTACIÓN	DESARENADOR	PUENTE CANAL
Peso tara + suelo húmedo	4797.00	4643.00	4694.00
Peso tara	249.00	253.00	250.00
Peso suelo húmedo	4548.00	4390	4444.00
Peso frasco + peso arena inicial	5719.00	5486.00	5935.00
Peso frasco + peso arena final	620.00	640.00	645.00
Peso de arena usada	5099.00	4846.00	5290.00
Peso arena en el cono	1420.00	1420.00	1420.00
Peso arena en el hoyo	3679.00	3426.00	3870.00
Densidad arena (Da)	1.500	1.500	1.500
Volumen del hoyo (Wa/Da) (cm3)	2453.00	2284.00	2580.00
Densidad (D) gr./cm3	1.85	1.92	1.72

TABLA N° 74 VALORES DE LA DENSIDAD APARENTE DE SUELOS EN SIFON – CANAL M-1 , M – 2

DESCRIPCION	CALICATAS		
	SIFÓN	CANAL M-1	CANAL M- 2
Peso tara + suelo húmedo	4896.00	4798.00	4897.00
Peso tara	255.00	251.00	254.00
Peso suelo húmedo	4641.00	4547.00	4643.00
Peso frasco + peso arena inicial	5915.00	5637.00	5528.00
Peso frasco + peso arena final	630.00	650.00	635.00
Peso de arena usada	5282.00	4987.00	4893.00
Peso arena en el cono	1420.00	1420.00	1420.00
Peso arena en el hoyo	3862.00	3567.00	3473.00
Densidad arena (Da)	1.500	1.500	1.500
Volumen del hoyo (Wa/Da) (cm3)	2575.00	2378.00	2315.00
Densidad (D) gr./cm3	1.80	1.91	2.00

TABLA N° 75 VALORES DE LA DENSIDAD APARENTE DE LAS PARCELAS DE CULTIVO

DESCRIPCION	MUESTRA	
	1	2
Peso tara + suelo húmedo	3480.00	4310.00
Peso tara	300.00	300.00
Peso suelo húmedo	3180.00	4010.00
Peso frasco + peso arena inicial	4910.00	5620.00
Peso frasco + peso arena final	610.00	650.00
Peso de arena usada	4300.00	4970.00
Peso arena en el cono	1325.00	1325.00
Peso arena en el hoyo Wa(gr)	2975.00	3645.00
Densidad arena (Da)	1.500	1.500
Volumen del hoyo (Wa/Da) (cm3)	1983.33	2430.00
Densidad (D) gr./cm3	1.60	1.65
Promedio densidad aparente (D) gr/cm3	1.625	



➤ CLASIFICACION DE SUELOS

Para clasificar los suelos con fines de cimentación en el presente proyecto, nos basamos en el método SUCS siguiendo el procedimiento que a continuación se indica:

CALICATA CAPTACION

Porcentaje retenido por la malla # 200 : $99.49 > 50 \%$, indica que el suelo es de partículas gruesas.
Porcentaje retenido por la malla # 4 : $54.42 > 50 \%$, indica que el suelo pertenece al grupo de las gravas.
Porcentaje que pasa por la malla # 200 : $0.51 < 5 \%$, indica que se trata de una grava con pocos finos.

COEFICIENTE DE GRADUACION

Coefficiente de uniformidad : $C_u = 9.75$

Coefficiente de Curvatura : $C_c = 1.80$

En conclusión se tiene:

Porcentaje que pasa malla # 200 $< 5 \%$, $C_u = 9.75 > 4$ y $1 < C_c = 1.80 < 3$, que según la tablas N° 04 y 03 se trata de una grava bien graduada y se identifica mediante la siguiente simbología:

Símbolo: GW

Por lo tanto el tipo de suelo que se encuentra en la captación es una grava bien graduada (GW).

CALICATA DESARENADOR

Porcentaje retenido por la malla # 200 : $72.75 > 50 \%$, indica que el suelo es de partículas gruesas.
Porcentaje retenido por la malla # 4 : $0.58 < 50 \%$, indica que el suelo pertenece al grupo de las arenas.
Porcentaje que pasa por la malla # 200 : $27.25 > 12 \%$, indica que se trata de una arena SM o SC.

Según carta de Plasticidad

Limite liquido : $LL = 32.60 < 50 \%$, se trata de un suelo ML – CL – OL.

Índice de plasticidad : $I_p = 14.23 > 7$, se trata de un suelo CL.

Según análisis granulométrico

Coefficiente de uniformidad : $C_u = 6.90 > 9$, suelo heterogéneo.

Coefficiente de curvatura : $C_c = 80.63 \# 1 < C_c < 3$, suelo mal graduado (arena limosa).

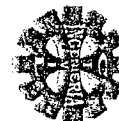
Por lo tanto se trata de una arena mal graduada es decir: SM

Similar procedimiento se sigue para la clasificación de las demás calicatas donde se ubicaran las obras hidráulicas y los resultados se presentan en la tabla N° 76.

TABLA N° 76 PROPIEDADES FISICO - MECANICAS DE LOS SUELOS OBTENIDOS EN LABORATORIO

CALICATA	ESTRATO		LIMITES DE CONSISTENCIA			% RETENIDO		% QUE PASA		D60	D30	D10	CU	CC	W	γ	Kw	CLASIF SUCS
	DE	A	L.L	L.P	I.P	#4	#200	#4	#200									
CAPTACIÓN	0.00	2.00	0.00	0.00	0.00	54.42	99.49	45.58	0.51	5.75	2.47	0.59	9.75	1.80	0.00	1.87	0.00	GW
DESARENADOR	0.00	1.50	32.60	18.37	14.23	0.58	72.75	99.42	27.25	0.516	0.151	0.006	80.63	6.90	17.01	1.95	1.10	SM
PUENTE CANAL	0.00	1.50	30.80	25.00	5.80	1.20	77.90	98.80	22.10	0.387	0.194	0.013	29.77	7.48	19.70	2.05	2.06	ML-CL
OSIFON	0.00	1.50	46.40	25.25	21.15	2.70	88.25	97.30	11.75	0.684	0.319	0.061	11.21	2.44	26.21	2.42	0.95	SM-CL
CANAL M - 1	0.00	1.00	33.20	25.58	7.62	0.16	67.90	99.84	32.10	0.194	0.065	0.003	62.58	7.03	21.13	2.40	1.60	SM
CANAL M - 2	0.00	1.00	42.20	29.03	13.17	10.10	63.20	89.90	36.80	0.0393	0.002	0.002	170.87	0.44	26.15	1.96	1.23	CL

- L.L : Limite liquido
- L.P : Limite plástico
- I.P : Índice de plasticidad
- Cu : Coeficiente de uniformidad.
- Cc : Coeficiente de curvatura.
- W : Contenido de humedad.
- γ : Peso específico. (gr. /cm³) o (Tn/m³).
- Kw : Grado de consistencia relativa.





➤ **CALCULO DE LA RESISTENCIA DEL TERRENO**

La resistencia del terreno, se determina mediante la expresión de TERZAGHI para corte general que para el caso se tiene la información siguiente:

DATOS:

Calicata	:	Captación
Tipo de suelo	:	Grava
Peso específico del suelo	:	$\gamma = 1870 \text{ kg/m.}^3$
Profundidad de cimentación	:	D = 0.90 m.
Ancho de cimentación	:	B = 1.60 m

Además haciendo uso de la tabla N° 05 se tiene:

Cohesión	:	C = 0
Angulo de fricción	:	$\phi = 35^\circ$

Los factores de carga, se obtiene con las ecuaciones N° 15, 16, 17 asi:

$$N_q = \frac{e^{\left(\frac{3\pi}{2} - \frac{35\pi}{180}\right) \tan 35}}{2 * \text{Cos}^2\left(45 + \frac{35}{2}\right)}$$

$$N_q = 41.440$$

$$N_c = \text{Cot}35 * (41.440 - 1)$$

$$N_c = 57.754$$

$$N_\gamma = 2 * (41.440 + 1) * \text{Tan}35$$

$$N_\gamma = 59.433$$

Por lo tanto la capacidad portante última se evalúa según la ecuación N° 14 y se obtiene:

$$q_{adm} = 1.87 * \frac{1.60}{2} * 59.433 + 0 * 57.754 + 1.87 * 0.90 * 41.440$$

$$q_{adm} = 158.66 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{adm} = 15.866 \text{ kg/cm}^2$$

Que la carga admisible de diseño (q_d), se obtendrá dando un factor de seguridad (F.S) que para el proyecto utilizaremos el valor siguiente:

$$\text{F.S} = 3$$

$$q_{adm} = \frac{15.866}{3} \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = 5.29 \text{ kg/cm}^2$$

Siguiendo similar procedimiento se determinan los demás valores de las demás calicatas teniendo los resultados en la tabla N° 77.



TABLA N° 77 CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE ULTIMA SEGÚN ECUACION DE TERZAGHI

$$q_{adm} = C \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_y$$

CALICATA	PESO ESPECIFICO (γ) Kg./cm ³	COHESION C Kg./cm ²	ANGULO DE FRICCION INTERNA ϕ GRADOS	PROFUNDIDAD DE CIMENTACION D m.	ANCHO DE CIMENTACION B m.	FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA			CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE q _a Kg/cm ²	F.S	CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE q _a Kg/m ²
						N _q	N _c	N _y			
CAPTACION	1.87	0.00	35.00	0.90	1.60	41.44	57.75	59.43	15.86	3.00	5.29
DESARENADOR	1.95	0.00	25.00	0.50	0.90	12.72	25.14	12.80	2.36	3.00	0.79
PUENTE CANAL	2.05	0.00	20.00	1.35	2.40	7.44	17.69	6.14	3.57	3.00	1.19
SIFON	2.42	0.00	20.00	1.20	0.90	7.44	17.69	6.14	2.83	3.00	0.94
CANAL M - 1	2.40	0.00	25.00	0.50	1.00	12.72	25.14	12.80	3.05	3.00	1.02
CANAL M - 2	1.96	0.00	20.00	0.50	0.90	7.44	17.69	6.14	1.27	3.00	0.42



3.4.- OTERTA HIDRICA.

La disponibilidad hídrica del proyecto es aportada por el del rio Encañada.

3.4.1.- LA CUENCA HIDROLOGICA

En la zona de la cuenca del proyecto en estudio la distribución de las precipitaciones es variada, el régimen de precipitaciones es bastante marcado con fuertes precipitaciones durante los meses de diciembre- abril, siendo el periodo de estiaje durante los meses mayo – setiembre, por lo que el periodo octubre – diciembre puede considerarse como de transición.

ESTUDIO DE LA CUENCA DEL RÍO ENCAÑADA

La cuenca del río Encañada, se encuentra ubicada al Nor.- Este del departamento de Cajamarca, comprendida entre las cotas 3900 y 2950 m.s.n.m. abarcando el distrito de la Encañada, geográficamente se extiende de Norte a Sur, comprendida entre los paralelos 07°06'50'' de LATITUD SUR y los meridianos 78°19'20'' de LONGITUD OESTE.

El dren principal lo constituye el río Encañada cuyo escurrimiento superficial se origina de las precipitaciones que ocurren en su cuenca, hidrográficamente constituye la cabecera de la cuenca del río Encañada, el mismo que drena al río Namora y este desemboca al río Cajamarquino que al unirse con el Crisnejas forman el río Marañón, el que constituye un afluente del río Amazonas que desemboca finalmente al Océano Atlántico.

PRINCIPALES CARACTERISTICAS FISICAS Y TOPOGRAFICAS DE LA CUENCA

Para determinar las características fisiográficas de la cuenca en estudio, se emplea la carta nacional, realizándose la delimitación respectiva, y obtiene los siguientes parámetros principales:

AREA DE LA MICRO CUENCA

$$A = 38.60 \text{ Km}^2$$

PERIMETRO DE LA MICRO CUENCA

$$P = 29.75 \text{ Km.}$$

CURVA HIPSOMETRICA

TABLA N° 78 CALCULOS PARA LA OBTENCION DE LA CURVA HIPOSOMETRICA

ALTITUD m.s.n.m.	AREAS PARCIALES km ²	AREAS ACUMULADAS km ²	AREAS QUE QUEDAN SOBRE LAS ALTITUDES km ² 30.6 - (3)	% DEL TOTAL (2)/30.60 X 100	% DEL TOTAL QUE QUEDA SOBRE LA ALTITUD (4)/30.60 X 100
(1)	(2)	(3)	(4)	(6)	(7)
3165	0.00	0.00	38.60	0.00	100.00
3200	0.18	0.18	38.42	0.47	99.53
3300	0.74	0.92	37.68	1.92	97.62
3400	2.92	3.84	34.76	7.56	90.05
3500	4.84	8.68	29.92	12.62	77.51
3600	8.00	16.68	21.92	20.73	56.79
3700	7.94	24.62	13.98	20.57	36.22
3800	8.34	32.96	5.64	21.61	14.61
3900	4.70	37.66	0.94	12.28	2.44
3950	0.94	38.60	0.00	2.44	0.00

La elaboración de la curva hipsométrica se obtiene planteando los valores de la columna (7) o (4) versus los valores de la columna (1), eje Y de la tabla N° 78, la misma que se muestra en la figura N° 70, esto es:

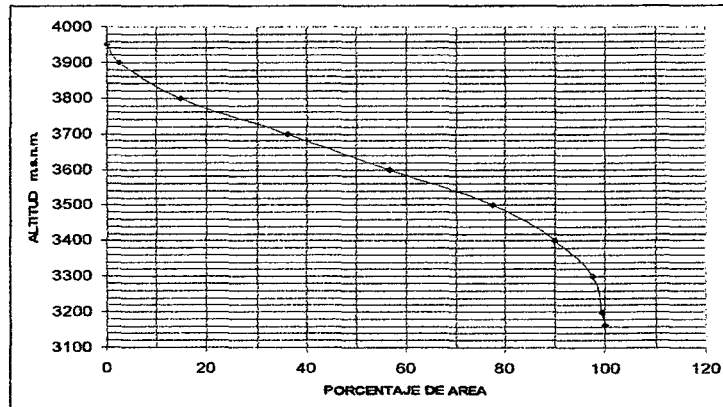


FIGURA N° 70 CURVA HIPSOMETRICA DEL RÍO ENCAÑADA

DETERMINACION DE LA ALTITUD MEDIA

TABLA N° 79 CALCULOS PARA LA OBTENCION DE LA ALTITUD MEDIA DE LA CUENCA

COTA MAS BAJA Msnm	COTA MAS ALTA Msnm	AREA PARCIAL S_i (Km^2)	ALTITUD MEDIA h_i (m)	$S_i * h_i$
3165	3200	0.18	3.1825	0.57285
3200	3300	0.74	3.250	2.4050
3300	3400	2.92	3.350	9.7820
3400	3500	4.84	3.450	16.6980
3500	3600	8.00	3.550	28.4000
3600	3700	7.94	3.650	28.9810
3700	3800	8.34	3.750	31.2750
3800	3900	4.70	3.850	18.0950
3900	3950	0.94	3.925	3.6895
Σ		Σ 38.60		Σ 139.89835

La altitud media se obtiene utilizando los datos de la tabla N° 79 y la ecuación N° 19, así se tiene:

$$H = \frac{\Sigma 139.89835}{38.60}$$

$$H = 3624.31 \text{ m.s.n.m.}$$

FACTOR FORMA

Se calcula con la formula N°. 20, donde L es la longitud mayor de los cauces. (En este caso corresponde a la longitud del cauce principal.

$$F = \frac{38.6}{(8.02)^2}$$

$$F = 0.60$$

INDICE DE COMPACIDAD

Se determina mediante la expresión N° 21

$$K = 0.28 * \frac{29.75}{\sqrt{38.6}}$$

$$K = 1.34$$

PENDIENTE DEL CAUCE PRINCIPAL

Se determina utilizando los resultados la tabla N° 80



TABLA N° 80 CALCULOS PREVIOS PARA DETERMINAR LA PENDIENTE DEL CAUCE

LONGITUD L	COTAS m.s.n.m.		DESNIVEL H	PEND. TRAMO S	$\frac{L}{\sqrt{S}}$
	INICIAL	FINAL			
1400	3165	3250	85	0.0607	5681.7561
1100	3250	3300	50	0.0455	5159.4573
520	3300	3350	50	0.0962	1676.9496
820	3350	3450	100	0.1220	2348.1227
600	3450	3500	50	0.0833	2078.4610
1160	3500	3650	150	0.1293	3225.8291
1020	3650	3700	50	0.0490	4606.9686
1400	3700	3750	50	0.0357	7408.1037
Σ 8020					32185.6481

De la tabla N° 80 y haciendo uso de la ecuación N° 25; la pendiente del cauce principal es:

$$S = \left(\frac{8020}{32185.6481} \right)^2$$

$$S = 0.06209$$

$$S = 6.2 \%$$

LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL

$$L = 8.02 \text{ Km.}$$

TIEMPO DE CONCENTRACION

Según Temes se tiene:

$$T_c = 0.30 * \left[\frac{8.02}{(0.062)^{0.25}} \right]^{0.76}$$

$$T_c = 148.56 \text{ minutos}$$

Según Valencia y Zuluaga se tiene:

$$T_c = 1.7694 * (38.6)^{0.325} * (8.02)^{-0.096} * (6.2)^{-0.290}$$

$$T_c = 167.89 \text{ minutos}$$

Según formula australiana se tiene:

$$T_c = \frac{58 * 8.02}{38.6^{0.1} * 62^{0.2}}$$

$$T_c = 141.41 \text{ minutos.}$$

Por lo tanto el tiempo de concentración para el proyecto lo tomamos como el promedio de las tres ecuaciones anteriormente calculados esto es:

$$T_c = \frac{148.56 + 167.89 + 141.41}{3}$$

$$T_c = 152.62 \text{ minutos}$$

COEFICIENTE OROGRAFICO

Se determina según la ecuación N° 29 y se obtiene:

$$C_o = \frac{(3624.31)^2}{38600000}$$

$$C_o = 0.34$$

RELACIÓN DE CONFUENCIAS.

$$\text{Promedio}(R_c) = \frac{1.33 + 6}{2} = 3.67$$

$$R_c = 3.67$$

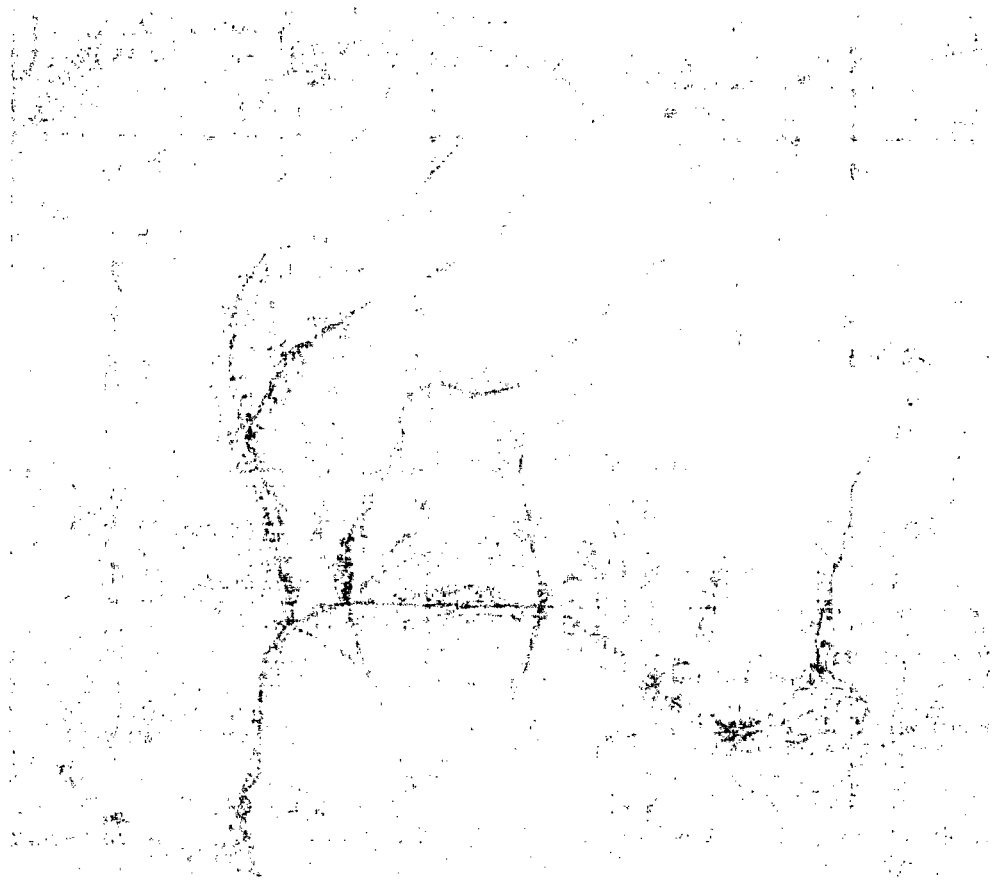


FIGURA N° 71 CUENCA HIDROGRAFICA RIO ENCAÑADA

TABLA N° 81 PARÁMETROS DE LA CUENCA

PARAMETROS GEOMORFOLÓGICOS	
AREA DE LA MICRO CUENCA	A = 38.60 KM ²
PERIMETRO DE LA MICROCUENCA	P = 29.75 KM.
LONGITUD DEL CURSO PRINCIPAL	L = 8.02 KM.
PENDIENTE DEL CURSO PRINCIPAL	S = 6.2 %
LONGITUD AL CENTROIDE DEL AREA	Lc = 3.78 KM
TIEMPO DE CONCENTRACION	Tc = 152.62 MINUTOS
PENDIENTE DE LA CUENCA	S = 22 %
COEFICIENTE DE COMPACIDAD	Kc = 1.34
COEFICIENTE OROGRAFICO	Co = 0.34
ALTITUD MEDIA DELA CUENCA	H = 3624 M.S.N.M
RELACIÓN DE CONFLUENCIAS	R = 3.67



3.4.2.- HIDROLOGIA

RECOLECCION DE LA INFORMACION HIDROLOGICA

La cuenca en estudio, no cuenta con información suficiente, considerándose dentro de las cuencas sin información hidrometeorológica, recopilándose la información siguiente:

Cuenca del rio Cajamarquino

Registros históricos de precipitaciones total mensual , precipitaciones máximas en 24 horas estación Weberbauer tabla N° 83 y tabla N° 90.

Registros de caudales máximos diarios del rio Maygasbamba periodo 1980-2008 tabla N° 89.

Registros de precipitaciones de las estaciones Porcon II y Huacataz tabla N° 84 y tabla N°85

Cuenca del rio Encañada.

Registro histórico de precipitaciones estación Usnio periodo 1968 – 1997 tabla N° 86.

Registros de temperatura, humedad relativa, y velocidad de viento, estación Manzanas tabla N° 88.

Registro de caudales medios mensuales, distrito de riego sector Encañada tabla N° 87.

Características geomorfológicas principales de las cuencas tabla N° 82.

TABLA N° 82 RESUMEN DE PARAMETROS GEOMORFOLOGICOS

	SIMBOLO	UNIDAD	CUENCA		
			MAYGASBAMBA	MASHCÓN	ENCAÑADA
Área	A	km ²	117.39	276.10	38.60
Perímetro	P	Km.	56.07	73.50	29.75
Longitud del cauce	L	Km.	-	12.10	8.02
Pendiente del cauce	S	%	5.15	1.291	6.2
Longitud al centróide	L _C	Km.	-	2.50	3.78
Índice de compacidad	K	Adm.	1.45	1.31	1.34
Factor de forma	F	Adm.	-	1.803	0.600
Tiempo de concentración	T _C	Horas	2.14	1.469	2.54
Coefficiente orográfico	Co	%	11.09	3.88	34.03
Relación de confluencias	Rc	Adim.	3.8	3.45	3.67
Altitud media	H	m.s.n.m	3607.75	3273	3624.31
Numero de orden Cuenca	N	Adim	3.00	4.00	3.00



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto Profesional: "Mejoramiento Canal de Riego el Piruro"



TABLA N° 85 ESTACIONES HIDROMETEOROLOGICAS DE LA CUENCA DEL RÍO MASHCON

ESTACION : HUACATAZ
 INFORMACION : PRECIPITACIÓN
 RED HIDROMÉTRICA : ADEFOR – CAJAMARCA

LATITUD : 07°05' (S)
 LONGITUD : 78°28' (W)
 ALTITUD : 3130 msnm.

DEPARTAMENTO : CAJAMARCA
 PROVINCIA : CAJAMARCA
 DISTRITO : BAÑOS DEL INC

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1968	71	95.1	77.5	42.8	20.1	2.2	3.8	12.6	50.9	90.5	73.7	81.7	621.9
1969	54.0	85.1	95.5	91.6	12.6	20.6	3.0	5.0	24.9	97.5	146.2	162.2	798.2
1970	84.8	41.3	91.4	66.0	30.8	20.9	4.7	0.2	24.7	125.3	69.4	67.0	626.5
1971	71.4	118.2	314.7	66.2	16.2	13.1	13.0	13.5	32.9	112.8	61.4	77.9	911.3
1972	68.3	76.7	13.8	83.8	21.9	5.1	4.8	16.6	36.0	57.2	90.4	63.5	538.1
1973	110.7	81.0	104.8	102.0	27.4	29.9	7.7	15.4	81.6	32.5	92.7	83.0	768.7
1974	76.2	160.3	100.8	59.1	13.4	16.5	5.9	17.0	49.5	81.3	53.2	81.9	715.1
1975	168.1	182.2	202.5	69.7	53.3	21.4	12.7	19.7	38.7	103.8	84.0	48.8	1004.9
1976	160.3	116.7	123.4	72.1	49.7	20.1	6.4	0.4	24.9	68.0	85.8	78.3	806.1
1977	97.7	150.2	124.6	62.7	37.0	15.5	10.3	6.4	34.5	73.7	85.7	75.5	773.8
1978	28.1	68.8	93.5	81.7	75.1	8.4	15.2	3.1	27.2	59.9	89.4	62.3	612.7
1979	88.1	102.8	209.2	60.9	25.6	0.1	17.1	31.9	48.8	14.2	33.2	54.6	686.5
1980	53.0	48.8	97.1	48.2	10.2	9.0	1.3	8.5	15.3	147.6	201.4	81.5	721.9
1981	72.3	222.6	86.8	46.3	25.6	27.3	15.4	9.6	10.0	95.3	101.4	113.7	826.3
1982	77.0	101.9	113.2	69.1	32.0	11.4	1.4	0.2	74.6	162.8	91.1	170.5	905.2
1983	131.3	51.0	196.0	159.3	33.4	9.2	5.9	3.2	28.6	84.3	76.8	143.1	922.1
1984	72.2	332.8	168.6	115.2	85.4	21.1	15.8	29.8	39.9	124.6	92.8	90.8	1189.0
1985	80.9	48.9	59.5	60.3	43.9	0.7	3.0	23.5	60.9	76.4	58.0	113.1	629.1
1986	108.9	89.6	87.6	91.2	28.1	0.2	2.5	30.8	9.9	117.6	73.4	124.3	764.1
1987	144.4	95.5	74.5	97.3	32.3	4.7	14.1	26.7	62.3	77.0	86.8	72.1	787.7
1988	143.6	131.0	73.9	154.5	23.8	4.8	0.3	1.0	25.9	83.4	78.7	63.3	784.2
1989	102.6	176.3	133.9	122.9	30.3	27.6	13.9	5.7	49.8	156.2	52.5	13.9	885.6
1990	113.0	95.8	68.4	77.9	35.2	12.4	4.9	3.7	16.3	143.6	158.4	50.2	779.8
1991	46.2	74.5	190.1	70.4	27.8	8.5	3.6	1.3	11.1	61.3	69.3	74.0	638.1
1992	28.5	24.7	61.6	66.6	14.8	18.5	1.8	3.5	53.5	112.5	75.5	36.9	498.4
1993	73.4	159.2	229	122.7	28.1	9.7	4.2	5.8	78.0	141.5	94.8	163.2	1109.6
1994	150.2	103.2	213.2	118.1	32.6	14.9	3.1	8.8	51.9	43.6	71.3	60.1	871.0
1995	29.8	116.7	112.5	57.7	28.7	13.6	13.6	8.9	15.5	65.8	86.9	54.2	603.9
1996	137.9	175.5	124.7	47.8	36.5	4.6	19.2	3.2	30.2	123.4	22.2	51.6	776.8
1997	76.0	46.9	62.5	55.7	36.5	0.6	7.2	0.0	20.5	100.4	85.0	35.7	527.0
TOTAL	2720	3373	3705	2440	968.3	372.6	235.8	316	1129	2834	2541	2449	23083.6
MEDIA	90.66	112.44	123.49	81.33	32.28	12.42	7.86	10.53	37.63	94.47	84.71	81.63	769.45
DES. EST	39.21	63.49	64.86	30.68	16.52	8.63	5.62	9.89	20.35	36.91	34.43	38.87	162.73

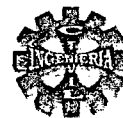


TABLA N° 87 REGISTRO DE CAUDALES MEDIOS MENSUALES DEL RIO ENCAÑADA

INFORMACION : CAUDALES MEDIOS MENSUALES. M³/SEG

RED HIDROMETRICA: DISTRITO DE RIEGO SECTOR ENCAÑADA.

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1968	0.402	0.511	1.597	0.956	0.527	0.261	0.261	0.185	0.429	1.157	1.102	0.809
1969	1.010	0.956	0.804	0.706	0.646	0.228	0.174	0.158	0.190	0.820	0.608	0.331
1970	1.195	1.993	1.325	1.352	0.451	0.250	0.250	0.200	0.201	1.379	0.636	0.386
1971	1.048	1.282	1.407	0.396	0.472	0.212	0.190	0.179	0.320	1.124	0.788	0.380
1972	0.320	1.168	0.739	1.747	0.288	0.288	0.185	0.179	0.190	0.592	1.216	0.907
1973	1.287	1.037	1.000	1.341	0.826	0.462	0.293	0.223	0.299	1.124	1.510	1.390
1974	1.070	1.738	2.330	2.281	0.624	0.570	0.320	0.282	0.299	0.684	0.788	0.744
1975	1.238	0.646	2.151	1.754	0.744	0.386	0.277	0.255	0.391	0.467	0.532	1.168
1976	1.407	0.750	1.303	2.123	0.630	0.521	0.472	0.391	0.798	1.157	0.934	1.113
1977	1.325	2.270	2.004	1.026	0.434	0.483	0.456	0.337	0.337	1.130	0.842	1.097
1978	1.445	1.825	2.808	1.428	1.021	0.532	0.396	0.380	0.505	1.157	0.798	0.282
1979	1.189	1.140	1.439	1.075	0.684	0.500	0.255	0.223	0.196	0.201	0.206	0.407
1980	1.428	2.140	1.494	1.119	0.684	0.413	0.261	0.266	0.320	0.538	0.896	0.663
1981	0.831	0.739	0.733	0.961	0.500	0.369	0.201	0.212	0.217	0.261	0.538	0.543
1982	0.793	0.923	2.004	1.162	0.500	0.380	0.217	0.250	0.402	0.288	0.527	0.396
1983	0.754	0.652	0.815	0.967	0.369	0.326	0.130	0.158	0.353	0.695	1.151	1.325
1984	0.891	2.118	1.754	1.070	0.554	0.407	0.234	0.223	0.234	0.673	1.005	1.222
1985	1.081	1.499	1.032	1.157	0.521	0.407	0.277	0.239	0.288	1.075	0.999	1.727
1986	1.542	0.858	1.722	1.396	0.652	0.418	0.288	0.266	0.304	0.538	0.630	0.945
1987	0.820	2.210	1.608	1.249	0.815	0.500	0.424	0.337	0.337	0.842	0.652	0.684
1988	1.119	1.016	0.847	1.057	0.521	0.380	0.201	0.250	0.272	0.445	0.516	0.695
1989	1.119	1.016	1.021	1.276	0.483	0.380	0.190	0.212	0.201	0.717	0.809	0.869
MEDIA	1.060	1.295	1.452	1.255	0.589	0.394	0.271	0.245	0.322	0.776	0.804	0.822
DESV EST	0.318	0.575	0.567	0.429	0.167	0.102	0.093	0.066	0.136	0.344	0.290	0.395

TABLA N° 88 ESTACION METEOROLOGICA DE LA CUENCA DEL RIO ENCAÑADA

ESTACION : LAS MANZANAS - QUISPA

LATITUD : 07°06' (S)

DEPARTAMENTO : CAJAMARCA

LONGITUD : 78°19' (W)

PROVINCIA : CAJAMARCA

ALTITUD : 3020 msnm.

DISTRITO : ENCAÑADA

INFORMACION : TEMPERATURA - HUMEDAD RELATIVA - VELOCIDAD VIENTO - PORCENT. DE LUZ SOLAR - RADIAC.EXT.

RED HIDROMETRICA : ADEFOR - CAJAMARCA

PARAMETROS METEOROLOGICOS	MESES											
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
TEMPERATURA PROMEDIO (°c) : T	10.0	10.3	9.5	10.3	9.1	9.0	10.0	12.5	12.5	13.8	13.3	13.8
HUMED. RELATIVA PROM.(%) : H. R	66.0	56.0	52.0	62.0	65.0	58.0	57.0	60.0	59.0	61.0	62.0	58.0
Veloc. Viento(h=2m) Km./hora : V	2.92	2.48	2.38	2.30	2.30	2.77	3.13	3.49	3.24	2.92	3.02	2.99
PORCENTAJE DE LUZ SOLAR : S	8.75	7.80	8.52	7.13	8.28	7.97	8.25	8.34	8.18	8.58	8.44	8.76
RADIACION EXTRAT.(mm/dia) : R.E	16.08	16.13	15.72	14.67	13.41	12.72	13.03	14.14	15.36	16.04	16.12	15.73



TABLA N° 89 REGISTRO DE CAUDALES MAXIMOS MEDIOS DIARIOS

ESTACION : PUENTE - MAYGASBAMBA LATITUD : 06°40' 27'(S) DEPARTAMENTO : CAJAMARCA
INFORMACION : CAUDALES MAXIMOS LONGITUD : 78°31'28' (W) PROVINCIA : HUALGAYOC
RED HIDROMETRICA : SENAMHI ALTITUD : 2552 msnm DISTRITO : BAMBAMARCA

CAUDALES MAXIMOS MEDIOS DIARIOS

AÑO	MES	Q (m3/seg.)
1980	DICIEMBRE	7.97
1981	MARZO	16.59
1982	ABRIL	11.08
1983	ENERO	11.12
1984	FEBRERO	15.16
1985	ABRIL	2.65
1986	MARZO	10.31
1987	ENERO	7.18
1988	MARZO	8.68
1989	ENERO	15.27
1990	DICIEMBRE	8.40
1991	MARZO	10.31
1992	NOVIEMBRE	9.42
1993	MARZO	30.22
1994	ABRIL	22.94
1995	DICIEMBRE	6.85
1996	ABRIL	22.50
1997	NOVIEMBRE	30.01
1998	MARZO	18.60
1999	FEBRERO	21.80
2000	DICIEMBRE	11.23
2001	ENERO	16.07
2002	MARZO	10.46
2003	FEBRERO	10.26
2004	DICIEMBRE	9.88
2005	MARZO	17.40
2006	ABRIL	14.49
2007	MARZO	13.50
2008	FEBRERO	10.07



TABLA N° 90 REGISTRO DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 HORAS

INFORMACION : PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 HORAS
ESTACION : A. WEBERBAUER RED HIDROM. SENAMHI
DEPARTAMENTO : CAJAMARCA LATITUD : 07°10'(S)
PROVINCIA : CAJAMARCA LONGITUD : 78°30'(W)
DISTRITO : CAJAMARCA ALTITUD : 2536 msnm.

AÑO	$P_{MAX24HORAS}$
1970	26.00
1971	29.60
1972	25.20
1973	22.90
1974	20.00
1975	37.90
1976	36.50
1977	40.50
1978	14.80
1979	28.00
1980	28.80
1981	39.30
1982	30.50
1983	29.80
1984	27.60
1985	19.80
1986	27.40
1987	24.30
1988	18.20
1989	30.00
1990	24.70
1991	29.70
1992	17.70
1993	22.50
1994	28.50
1995	20.60
1996	35.10
1997	27.60
1998	31.70
1999	38.80
2000	36.10
2001	28.20
2002	22.30
2003	20.80
2004	28.10
2005	20.20
2006	20.60
2007	25.40
2008	27.00
2009	22.20



➤ ANALISIS DE LA INFORMACION HIDROMETEOROLOGICA

El parámetro hidrometeorológico analizado es el de las precipitaciones, el cual es sometido a un análisis de consistencia, mediante el análisis de doble masa, seleccionando a las estaciones de Weberbauer, Porcon II y Huacataz como estaciones índice, para el periodo 1968-1997, encontrándose consistencia en la información de la estación usnio la que no amerita ser corregida, los resultados de estos análisis se muestran a continuación:

TABLA N° 91 ESTACION PROMEDIO DE PRECIPITACIONES

ESTACION INDICE : WEBERBAWER - PORCON II - HUACATAZ

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1968	75.0	94.7	76.0	34.7	34.0	17.2	2.4	16.3	61.9	84.9	66.0	81.7	644.8
1969	71.8	85.5	92.3	94.7	18.7	21.9	1.1	7.2	27.4	93.1	106.8	161.9	782.4
1970	122.2	45.5	88.6	63.2	35.4	23.4	4.0	1.5	27.2	125.7	83.8	67.1	687.6
1971	86.8	115.8	291.1	63.4	37.1	19.1	18.6	17.4	38.0	111.0	72.8	77.9	949.0
1972	101.2	77.9	18.2	85.1	36.1	20.1	4.2	21.1	42.1	45.8	86.0	63.6	601.4
1973	106.1	81.8	100.7	107.5	42.2	32.5	9.3	19.3	102.5	36.9	93.4	83.0	815.2
1974	89.8	154.3	99.4	58.9	19.1	19.5	6.6	22.4	56.8	78.6	77.4	83.7	766.5
1975	147.4	179.0	196.7	71.7	62.9	20.5	14.8	23.2	49.0	100.4	90.1	48.9	1004.6
1976	132.8	103.2	108.7	68.5	45.3	27.6	5.0	2.3	25.4	54.9	94.9	70.8	739.4
1977	111.3	153.6	129.6	56.5	46.1	19.9	12.0	5.8	35.5	66.7	79.0	77.0	793.0
1978	69.7	53.5	70.7	58.2	64.2	19.5	10.3	4.1	34.8	42.7	73.2	62.1	563.0
1979	111.8	82.7	176.0	54.6	29.2	2.9	13.7	34.4	64.6	24.4	48.7	55.9	698.9
1980	72.2	52.6	88.2	49.5	26.7	16.7	2.7	7.7	19.9	158.0	135.9	99.4	729.5
1981	91.5	199.3	101.7	51.7	42.0	22.3	11.3	12.2	20.5	128.1	76.5	119.9	877.0
1982	91.2	112.2	95.2	88.1	47.4	11.5	3.2	4.2	64.1	144.7	95.2	130.4	887.4
1983	156.7	63.6	179.9	137.2	45.0	19.0	10.2	5.3	30.0	100.1	56.9	116.1	920.0
1984	55.6	304.4	142.3	108.1	86.2	28.7	25.5	24.0	42.2	114.7	98.1	121.5	1151.3
1985	63.6	66.1	53.4	65.5	62.2	0.8	2.7	23.9	57.2	68.2	47.2	95.6	606.4
1986	137.8	79.7	100.7	136.7	45.8	0.9	2.0	39.7	7.1	80.2	108.7	109.6	848.9
1987	125.7	88.8	62.5	74.5	28.2	8.7	20.0	24.3	50.6	54.4	84.6	67.6	689.9
1988	141.3	115.8	58.5	139.5	22.8	17.0	5.6	5.6	44.2	79.1	74.4	66.0	769.8
1989	170.5	194.6	121.9	103.5	22.3	37.5	8.5	6.5	37.8	153.9	57.6	9.1	923.7
1990	151.6	120.9	67.1	66.0	44.7	40.2	3.5	3.6	31.7	133.0	125.8	66.7	854.8
1991	60.5	117.6	194.8	81.5	48.6	6.0	1.3	0.5	23.4	73.8	75.5	96.9	780.4
1992	61.4	33.3	80.5	68.7	26.0	26.1	2.1	10.4	56.2	76.6	42.1	50.2	533.6
1993	69.3	121.1	253.5	125.6	34.6	5.9	5.8	6.6	61.5	128.1	78.0	121.6	1011.6
1994	140.1	106.4	194.2	153.6	33.2	11.0	6.4	6.2	48.8	45.0	61.0	74.5	880.4
1995	51.3	120.8	117.9	52.8	20.3	5.4	8.9	9.3	26.9	57.3	54.7	58.1	583.7
1996	86.9	161.9	146.3	37.7	16.7	7.4	6.6	7.5	20.0	92.6	37.8	41.0	662.4
1997	53.9	70.7	53.2	64.3	30.0	15.3	2.5	1.6	20.6	76.4	91.2	65.8	545.5
MEDIA	100.2	111.9	118.7	80.7	38.4	17.5	7.7	12.5	40.9	87.6	79.1	81.5	776.7
DES.EST	35.17	56.2	62.18	32.12	15.83	10.17	6.044	10.25	19.47	36.08	23.25	31.3	152.723

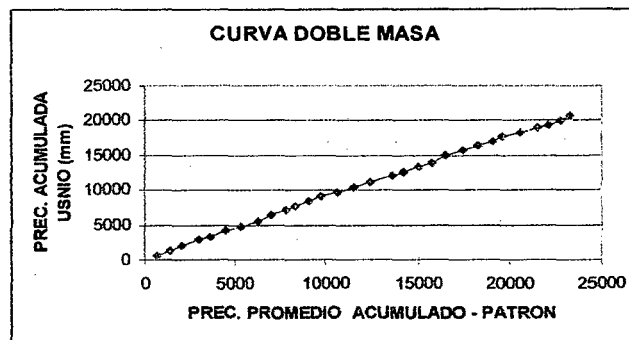


FIGURA N° 72 CURVA DOBLE MASA USNIO VS PATRON

➤ TRANSFERENCIA DE LA INFORMACION HIDROMETEROLOGICA

La cuenca del rio Encañada , no dispone de información suficiente, por lo que se opta por la transferencia de información hidrometeorológica.

La información hidrológica transferida a la zona del proyecto es la siguiente:

Precipitaciones Máximas en 24 horas de la Estación Weberbauer.

Caudales Maximos medios diarios cuenca rio Maygasbamba.

CALCULO DE PRECIPITACIÓN PROMEDIO EN LA CUENCA ENCAÑADA.

Se determina mediante la relación de Altitud – precipitación, esto se hace mediante las estaciones que se muestran en la tabla N° 92, las cuales serán ajustadas a un modelo matemático de mejor correlación.

TABLA N° 92 RELACION ALTITUD VS PRECIPITACION

ESTACION	ALTITUD (m.s.n.m)	PP ANUAL (mm)
Huacataz	3130	769.45
Weberbauer	2536	640.10
Usnio	3320	689.32
Quebrada Honda	3550	829.99
Maqui Maqui	4024	967.72

Los valores de la tabla N° 92 se ajustan a una ecuación de regresión lineal de la forma:

$$P = 0.2088 * H + 89.204 , \text{ con } R = 0.90 \quad (344)$$

Donde:

P = Precipitación promedio anual (mm)

H = Altitud (m.s.n.m)

R = Coeficiente de correlación.

Por lo tanto la precipitación promedio en la cuenca se obtiene al relacionar la altitud media de la cuenca con la ecuación de regresión (344) que relaciona altitud versus precipitación, para el caso se tiene:

$$\text{Altitud media cuenca : } H = 3624.13 \text{ n.s.n.m.}$$

Entonces la precipitación promedio estimada en la cuenca es:

$$P_{P,C,E} = 0.2088 * 3624.13 + 89.204$$

$$P_{P,C,E} = 845.96 \text{ mm.}$$

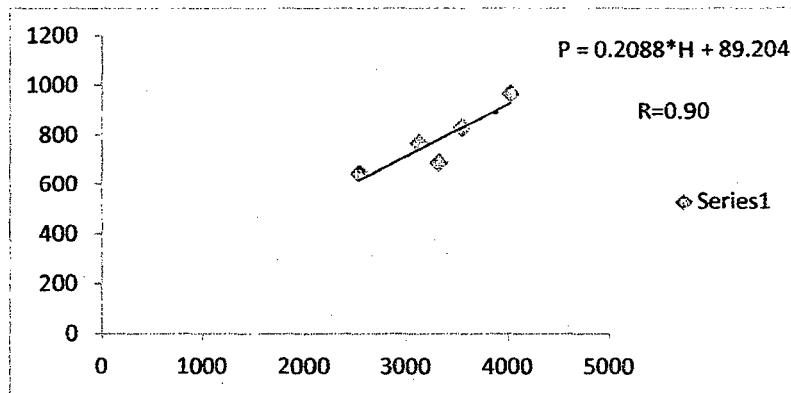


FIGURA N° 73 ALTITUD VS PRECIPITACION

TRANSFERENCIA DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 HORAS A LA CUENCA DEL RÍO ENCAÑADA

Estas se obtiene a partir de las precipitaciones máximas en 24 de la estación Weberbauer tabla N° 90, relacionada mediante la ecuación siguiente:

$$P_{Max,24,C,E} = \left(\frac{P_{P,C,E}}{P_{P,Web}} \right) * P_{Max,24,Web} \quad (345)$$

Donde:

- $P_{Max,24,C,E}$ = precipitación máxima en 24 horas, cuenca Encañada en mm.
- $P_{P,C,E}$ = precipitación promedio anual de lluvias cuenca Encañada.
- $P_{P,C,E}$ = precipitación promedio anual de lluvias Estación Weberbauer.
- $P_{Max,24,Web}$ = Precipitación máxima en 24 horas, estación Weberbauer

Siendo:

- $P_{P,C,E}$ = 845.96 mm
- $P_{P,Eber}$ = 640.10 mm (tabla N° 83)

Remplazando valores la expresión anterior resulta :

$$P_{Max,24,C,E} = \left(\frac{845.96}{640.10} \right) * P_{Max,24,Web}$$

$$P_{Max,24,C,E} = 1.322 * P_{Max,24,Web}$$

Donde 1.322, viene hacer el coeficiente de corrección, valor con el cual se multiplica la precipitación máxima en 24 horas de la estación Weberbauer, y se obtiene la precipitación máxima de 24 horas para la zona de interés, los resultados se muestran en la tabla N° 93.

➤ **PRUEBA DE SMIRNOV – KOLMOGOROV**

La prueba de bondad de ajuste Smirnov – kolmogorov, se realiza a las precipitaciones máximas en 24 horas de la cuenca del río Encañada para la distribución de probabilidades Gumbel. Los resultados se muestran en la tabla N° 94.



TABLA N° 93 REGISTRO DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS DE 24 HORAS CUENCA DEL RIO ENCAÑADA

INFORMACION : PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 HORAS
ESTACION : A NIVEL DE CUENCA RED HIDROM. TRANSFERIDAS
DEPARTAMENTO : CAJAMARCA LATITUD : 07°02' (S)
PROVINCIA : CAJAMARCA LONGITUD: 78°18' (W)
DISTRITO : ENCAÑADA ALTITUD : 3624 m.s.n.m.

AÑO	$P_{m\grave{a}x24h} = 1.322 P_{m\grave{a}x,24} \text{Weberbauer}$
1970	34.37
1971	39.13
1972	33.31
1973	30.27
1974	26.44
1975	50.10
1976	48.25
1977	53.54
1978	19.57
1979	37.02
1980	38.07
1981	51.95
1982	40.32
1983	39.40
1984	36.49
1985	26.18
1986	36.22
1987	32.12
1988	24.06
1989	39.66
1990	32.65
1991	39.26
1992	23.40
1993	29.75
1994	37.68
1995	27.23
1996	46.40
1997	36.49
1988	41.91
1999	51.29
2000	47.72
2001	37.28
2002	29.48
2003	27.50
2004	37.15
2005	26.70
2006	27.23
2007	33.58
2008	35.69
2009	29.35



TABLA N° 94 VALORES DE PROBABILIDADES P(x) Y F(x) Y LOS Δ máx

M	Pmax 24 Hor.	$P(x) = 1 - \frac{m}{n+1}$	$F(x) = EXR - EXR - \alpha(x - \mu)$	$\Delta \text{ máx} = F(x) - P(x) $
1	53.54	0.976	0.963	0.012
2	51.95	0.951	0.954	0.003
3	51.29	0.927	0.949	0.022
4	50.10	0.902	0.940	0.037
5	48.25	0.878	0.922	0.043
6	47.72	0.854	0.915	0.062
7	46.40	0.829	0.898	0.069
8	41.91	0.805	0.811	0.006
9	40.32	0.780	0.767	0.014
10	39.66	0.756	0.746	0.010
11	39.40	0.732	0.738	0.006
12	39.26	0.707	0.733	0.026
13	39.13	0.683	0.729	0.046
14	38.07	0.659	0.690	0.032
15	37.68	0.634	0.675	0.041
16	37.28	0.610	0.659	0.049
17	37.15	0.585	0.654	0.068
18	37.02	0.561	0.648	0.087
19	36.49	0.537	0.626	0.089
20	36.49	0.512	0.626	0.114
21	36.22	0.488	0.614	0.126
22	35.69	0.463	0.590	0.127
23	34.37	0.439	0.526	0.087
24	33.58	0.415	0.486	0.071
25	33.31	0.390	0.471	0.081
26	32.65	0.366	0.436	0.070
27	32.12	0.341	0.408	0.066
28	30.27	0.317	0.307	0.010
29	29.75	0.293	0.279	0.014
30	29.48	0.268	0.265	0.003
31	29.35	0.244	0.258	0.014
32	27.50	0.220	0.168	0.051
33	27.23	0.195	0.156	0.039
34	27.23	0.171	0.156	0.014
35	26.70	0.146	0.134	0.012
36	26.44	0.122	0.124	0.002
37	26.18	0.098	0.114	0.017
38	24.06	0.073	0.051	0.022
39	23.40	0.049	0.038	0.011
40	19.57	0.024	0.003	0.021
(\bar{X}) : PROMEDIO	35.187			
(S) : DESV. EST	8.343			
$\alpha = \frac{1.2528}{S}$	0.1486			
$\mu = \bar{X} - 0.45 * S$	31.3921			
Δ	Delta Máximo calculado			0.127
$\Delta o = \frac{1.36}{\sqrt{N}}$	Delta crítico para 0.05 de nivel de significación			0.215



CONCLUSION.

De la tabla N° 8, se tiene:

$$\Delta_0 = 0.215$$

De la Tabla N° 94, se observa que:

$$\Delta = \max|F(x) - P(x)| = 0.127$$

Criterio de decisión:

$$\Delta = 0.127 < \Delta_0 = 0.215$$

Se concluye que los datos de precipitaciones máximas en 24 horas se ajustan a la distribución Gumbel Tipo I, con un nivel de significación del 5 % o una probabilidad del 95 %

PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 HORAS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

Las precipitaciones máximas en 24 horas en la cuenca del río Encañada a diferentes periodos de retorno, se muestran en la tabla N° 95 .

TABLA N° 95 PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 HORAS A DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

PERIODO RETORNO	PROBABILIDAD DE OCURRENCIA	PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS
T AÑOS	$(1 - \frac{1}{T}) * 100$ (%)	$P_{maxT} = \beta - \frac{1}{\alpha} * LN \left[-LN \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right]$
2	50.00	33.859
5	80.00	41.488
10	90.00	46.539
25	96.00	52.921
50	98.00	57.655
100	99.00	62.355

➤ **CALCULO DE LA LLUVIA MAXIMA PARA DIFERENTES DURACIONES Y PERIODOS DE RETORNO**

Se obtiene con los datos de la tabla N° 95 y utilizando la ecuación N° 43, los resultados se presentan en la tabla N° 96 :

TABLA N° 96 PRECIPITACIONES MÁXIMAS PARA DIFERENTES DURACIONES

T AÑOS	Pmàx 24H	DURACIONES DE LLUVIA (mm)					
		5	10	30	60	120	240
2	33.859	8.219	9.774	12.864	15.298	18.192	21.634
5	41.488	10.071	11.977	15.762	18.744	22.291	26.508
10	46.539	11.297	13.435	17.681	21.026	25.005	29.736
25	52.921	12.846	15.277	20.106	23.910	28.434	33.814
50	57.655	13.996	16.644	21.904	26.049	30.977	36.838
100	62.355	15.136	18.000	23.690	28.172	33.502	39.841



CALCULO DE LAS INTENSIDADES DE LLUVIA MAXIMA PARA DIFERENTES DURACIONES Y PERIODOS DE RETORNO

TABLA N° 97 INTENSIDADES MÁXIMAS DE LLUVIA

T AÑOS	Pmàx 24H	INTENSIDADES DE LLUVIA (mm/h)					
		5	10	30	60	120	240
2	33.859	98.630	58.646	25.727	15.298	9.096	5.408
5	41.488	120.852	71.859	31.524	18.744	11.145	6.627
10	46.539	135.566	80.608	35.362	21.026	12.502	7.434
25	52.921	154.156	91.662	40.211	23.910	14.217	8.453
50	57.655	167.946	99.861	43.808	26.049	15.489	9.210
100	62.355	181.637	108.002	47.380	28.172	16.751	9.960

CURVAS INTENSIDAD - DURACION - PERIODO DE RETORNO

La ecuación que nos permitirá construir las CURVA INTENSIDAD - DURACION - PERIODO DE RETORNO, para cualquier duración y periodo de retorno la cuenca en estudio es la siguiente:

$$I = \frac{309.11 * T^{0.1529}}{D^{0.750}} \tag{346}$$

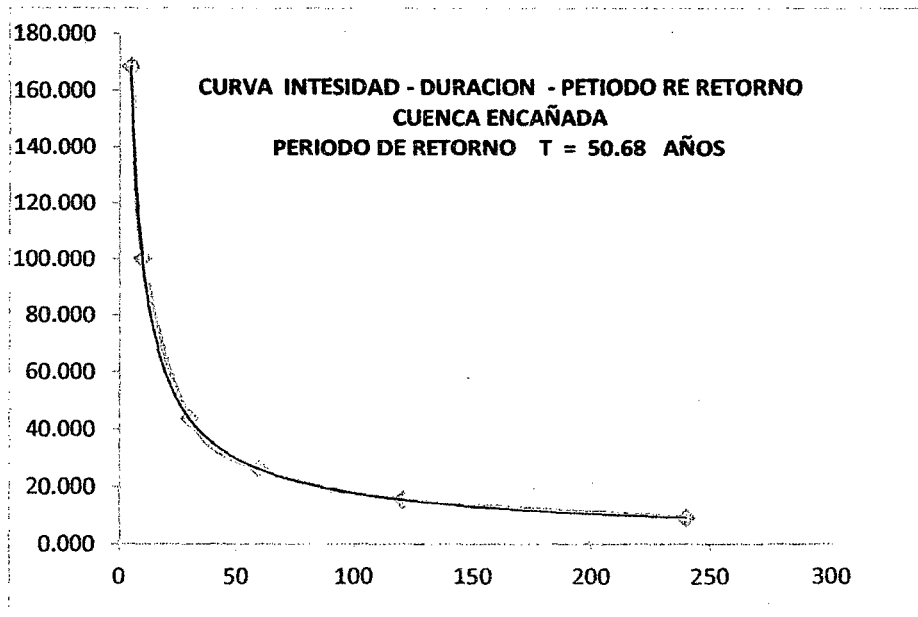


FIGURA N° 74 CURVA INTENSIDAD - DURACION - PRTIODO DE RETORNO



TRANSFERENCIA DE CAUDALES MAXIMOS DEL RÍO MAYGASBAMBA AL RIO ENCAÑADA.

Se realiza mediante el análisis de similitud hidrológica con los siguientes parámetros :

TABLA N°98 ANÁLISIS DE SIMILITUD HIDROLOGICA

SIMILITUD GEOMETRICA	MAYGASBAMBA	ENCAÑADA	DIFERENCIA %
Índice de compacidad : Kc	1.45	1.34	11
SIMILITUD CINEMATICA			
Relación de confluencias : Rc	3.80	3.67	3.42
SIMILITUD DINAMICA			
Coefficiente orográfico : Co	11.09	34.03	67.4

Por lo tanto las cuencas se consideran semejantes con un error de 27.27 % en promedio
 En consecuencia hacemos la transferencia de caudales relacionando las ecuaciones N°46 y N°50, obteniéndose la siguiente Expresión:

$$Q_E = \left(\frac{A_E}{A_{Mayg}} \right) * \left(\frac{Kc_{Mayg}}{Kc_E} \right) * \left(\frac{P_E}{P_{Mayg}} \right) * Q_{Mayg} \quad (347)$$

Donde:

Precipitación media en la cuenca maygasbamba	$P_{Mayg} = 744.75$ mm.
Precipitación media en la cuenca Encañada	$P_E = 845.96$ mm.
Coefficiente de compacidad Maygasbamba	$Kc_{Mayg} = 1.45$
Coefficiente de compacidad Encañada	$Kc_E = 1.34$
Área cuenca del Maygasbamba	$A_{Mayg} = 117.39$ Km ²
Área cuenca Encañada	$A_E = 38.60$ Km ²
Caudal en el rio Maygasbamba	Q_{Mayg}
Caudal en el rio Encañada	Q_E

Finalmente la ecuación que nos permite hacer la transferencia de caudales del rio Maygasbamba al rio Encañada resulta:

$$Q_E = 0.4045 * Q_{Mayg} \quad (348)$$

Que utilizando los datos de la tabla N°89 y la relación N° 348, se obtiene los caudales en el rio Encañada y son los que se muestran en la tabla N° 99.



TABLA N° 99 CAUDALES MAXIMOS MEDIOS DIARIOS DEL RIÓ ENCAÑADA M^3 / SEG

ESTACION : RIÓ ENCAÑADA DEPARATAMENTO : CAJAMARCA
INFORMACION : CAUDALES MAXIMOS PROVINCIA : CAJANARCA
ALTITUD : 3165 n.s.n.m. DISTRITO : ENCAÑADA

AÑO	ECUACIÓN DE TRANSFERENCIA USADA
	$Q_E = 0.4045 * Q_{Mayg}$
	Q (m3/seg.)
1980	3.22
1981	6.71
1982	4.48
1983	4.50
1984	6.13
1985	1.07
1986	4.17
1987	2.90
1988	3.51
1989	6.18
1990	3.40
1991	4.17
1992	3.81
1993	12.22
1994	9.28
1995	2.77
1996	9.10
1997	12.14
1998	7.52
1999	8.82
2000	4.54
2001	6.50
2002	4.23
2003	4.15
2004	4.00
2005	7.04
2006	5.86
2007	5.46
2008	4.07
PROMEDIO	5.59
DESV. ESTAN	2.68

PRUEBA DE SMIRNOV – KOLMOGOROV

Para la distribución de probabilidades GUMBEL Tipo I



TABLA N° 100 CAUDALES ORDENADOS, PROBABILIDADES OBSERVADAS Y SIMULADAS, Y DIFERENCIAS ABSOLUTAS PARA LA RUEBA DE BONDAD DE AJUSTE

M	CAUDALES Y PROBABILIDAD OBSERVADA Y SIMULADA			
	Q(m3/seg)	P(x < X)	F(x < X)	F(x<X) - P(x<X)
1	12.22	0.967	0.975	0.008
2	12.14	0.933	0.974	0.040
3	9.28	0.900	0.904	0.004
4	9.10	0.867	0.896	0.029
5	8.82	0.833	0.882	0.049
6	7.52	0.800	0.794	0.006
7	7.04	0.767	0.749	0.017
8	6.71	0.733	0.714	0.019
9	6.50	0.700	0.690	0.010
10	6.18	0.667	0.650	0.017
11	6.13	0.633	0.643	0.010
12	5.86	0.600	0.606	0.006
13	5.46	0.567	0.547	0.020
14	4.54	0.533	0.396	0.137
15	4.50	0.500	0.389	0.111
16	4.48	0.467	0.386	0.081
17	4.23	0.433	0.343	0.091
18	4.17	0.400	0.332	0.068
19	4.17	0.367	0.332	0.034
20	4.15	0.333	0.329	0.004
21	4.07	0.300	0.315	0.015
22	4.00	0.267	0.304	0.037
23	3.81	0.233	0.272	0.038
24	3.51	0.200	0.223	0.023
25	3.40	0.167	0.207	0.040
26	3.22	0.133	0.180	0.047
27	2.90	0.100	0.136	0.036
28	2.77	0.067	0.120	0.054
29	1.07	0.033	0.009	0.024
<hr/>				
MEDIA (\bar{Q})	5.584			
DEV EST (S)	2.684			
A	0.467			
μ	4.377			
Δ	DELTA MAXIMO			0.137
Δ_0	DELTA CRITICO			0.264

CONCLUSION

Para el caso se tiene:

$$\Delta = 0.137 < \Delta_0 = 0.264$$

En consecuencia los datos de los caudales se ajustan a la distribución de Gumbel tipo I, con un nivel de significación del 5 % o una probabilidad del 95 %.

Dicho de otro modo el ajuste al Modelo Gumbel es bueno.



➤ **CALCULO DEL CAUDAL MAXIMOS DE DISEÑO.**

- **CALCULO DEL PERIODO DE RETORNO (Tr).**

Se determina bajo los siguientes criterios:

Considerando un riesgo de que falle la estructura : J = 45 %
 Vida útil de la bocatoma : N = 30 años
 Según la ecuación N° 41 el periodo de retorno es:

$$T = \frac{1}{1 - (1 - 0.45)^{1/30}}$$

T = 50.68 años

El caudal máximo de diseño se determina mediante los siguientes métodos:

- **MÉTODO DE GUMBEL.**

De los cálculos anteriores se obtiene los siguientes datos:

Caudal promedio : $\bar{Q} = 5.584 \text{ m}^3 / \text{seg.}$ tabla N° 100.
 Desviación estándar : S = 2.684 tabla N° 100
 Periodo de retorno : T = 50.68 años.

Sustituyendo valores en la ecuación 59 se tiene:

$$Q_{\max} = 5.584 - 2.684 * (0.45 + 0.7797 * \ln(\ln 50.68 - \ln(50.68 - 1)))$$

$Q_{\max} = 12.765 \text{ m}^3 / \text{seg.}$

Este valor resultante corresponde al caudal máximo medio, siendo necesario determinar el caudal máximo instantáneo para el diseño, este se calcula mediante la ecuación N° 60, obteniéndose el siguiente valor:

$$Q_{\max \text{ inst}} = 12.765 * (1 + 2.66 * (38.6)^{-0.3})$$

Q máx inst. = 17.031 m3/seg

- **METODO RACIONAL**

Requiere de la información siguiente:

Periodo de retorno T = 50.68 años
 Duración de lluvia D = Tc = 152.62 minutos
Intensidad de diseño I = 12.974 mm/h (calculado por formula N° 346)
 Área de la cuenca A = 38.60 km²
 Coeficiente de escorrentía C = 0.49 (tabla N° 11)
 Coeficiente tamaño de cuenca n = 3 (tabla N° 10)

Reemplazando valores en la formula N° 42 se tiene:

$$Q = \frac{0.49 * 12.974 * 38,60}{3 * 3.60}$$

Q = 22.721 m³ / seg.



• **MÉTODO DE MAC MATH MODIFICADO**

Para este método utiliza la información siguiente:

Precipitación máxima de 24 horas para un	P _{máx} 24 hor.	= 57.747 mm
Periodo de retorno T = 50.68 años.		
Coefficiente de escorrentía	C	= 0.49
Pendiente del cauce principal	S	= 62 ‰
Área de la cuenca	A	= 38.60 Km ²

Sustituyendo valores en la ecuación N°45 se tiene:

$$Q = 0.49 * 57.747 * (38.6)^{0.58} * (62)^{0.42} * 10^{-3}$$

$$Q = 19.264 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

CONCLUSION

Por lo tanto el caudal máximo de diseño calculo por los diferentes métodos difieren el uno del otro en un 15% , para el diseño consideramos el promedio aritmético de los tres resultados, esto es:

$$Q = \frac{17.031 + 22.721 + 19.264}{3}$$

$$Q = 19.672 \text{ m}^3 / \text{seg}$$

Finalmente la avenida máxima de diseño en forma práctica tomaremos igual a:

$$Q = 20 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

➤ **CALCULO DE LA DISPONIBILIDAD DE AGUA**

La disponibilidad de agua para el proyecto se determina en base a los registros de caudales medios mensuales del río Encañada, (Tabla N° 87), mediante el análisis de frecuencia de caudales.

Para el proyecto se utiliza los caudales que ocurren con una frecuencia al 75 % en el tiempo o también se suele decir los caudales con una persistencia del 75 %.

DETERMINACION DE LOS CAUDALES AL 75 % DE PERSISTENCIA.

Los resultados del análisis de frecuencia de caudales se muestran en la tabla N° 101, así como la curva de Duración de caudales realizado para el mes de setiembre, tal como se muestra en la figura N° 75.



TABLA N° 101 ANALISIS DE FRECUENCIA DE CAUDALES MEDIOS MENSUALES DEL RÍO ENCAÑADA

M	F (%)	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1	4.35	1.542	2.270	2.808	2.281	1.021	0.570	0.472	0.391	0.798	1.379	1.510	1.727
2	8.70	1.445	2.210	2.330	2.123	0.826	0.532	0.456	0.380	0.505	1.157	1.216	1.390
3	13.04	1.428	2.140	2.151	1.754	0.815	0.521	0.424	0.337	0.429	1.157	1.151	1.325
4	17.39	1.407	2.118	2.004	1.747	0.744	0.500	0.396	0.337	0.402	1.157	1.102	1.222
5	21.74	1.325	1.993	2.004	1.428	0.684	0.500	0.320	0.282	0.391	1.130	1.005	1.168
6	26.09	1.287	1.825	1.754	1.396	0.684	0.483	0.293	0.266	0.353	1.124	0.999	1.113
7	30.43	1.238	1.738	1.722	1.352	0.652	0.462	0.288	0.266	0.337	1.124	0.934	1.097
8	34.78	1.195	1.499	1.608	1.341	0.646	0.418	0.277	0.255	0.337	1.075	0.896	0.945
9	39.13	1.189	1.282	1.597	1.276	0.630	0.413	0.277	0.250	0.320	0.842	0.842	0.907
10	43.48	1.119	1.168	1.494	1.249	0.624	0.407	0.261	0.250	0.320	0.820	0.809	0.869
11	47.83	1.119	1.140	1.439	1.162	0.554	0.407	0.261	0.239	0.304	0.717	0.798	0.809
12	52.17	1.081	1.037	1.407	1.157	0.527	0.386	0.255	0.223	0.299	0.695	0.788	0.744
13	56.52	1.070	1.016	1.325	1.119	0.521	0.380	0.250	0.223	0.299	0.684	0.788	0.695
14	60.87	1.048	1.016	1.303	1.075	0.521	0.380	0.234	0.223	0.288	0.673	0.652	0.684
15	65.22	1.010	0.956	1.032	1.070	0.500	0.380	0.217	0.212	0.272	0.592	0.636	0.663
16	69.57	0.891	0.923	1.021	1.057	0.500	0.369	0.201	0.212	0.234	0.538	0.630	0.543
17	73.91	0.831	0.858	1.000	1.026	0.483	0.326	0.201	0.200	0.217	0.538	0.608	0.407
18	78.26	0.820	0.750	0.847	0.967	0.472	0.288	0.190	0.185	0.201	0.467	0.538	0.396
19	82.61	0.793	0.739	0.815	0.961	0.451	0.261	0.190	0.179	0.201	0.445	0.532	0.386
20	86.96	0.754	0.652	0.804	0.956	0.434	0.250	0.185	0.179	0.196	0.288	0.527	0.380
21	91.30	0.402	0.646	0.739	0.706	0.369	0.228	0.174	0.158	0.190	0.261	0.516	0.331
22	95.65	0.320	0.511	0.733	0.396	0.288	0.212	0.130	0.158	0.190	0.201	0.206	0.282
Q (m3/seg.)	75	0.828	0.831	0.961	1.011	0.481	0.316	0.198	0.193	0.213	0.520	0.591	0.405

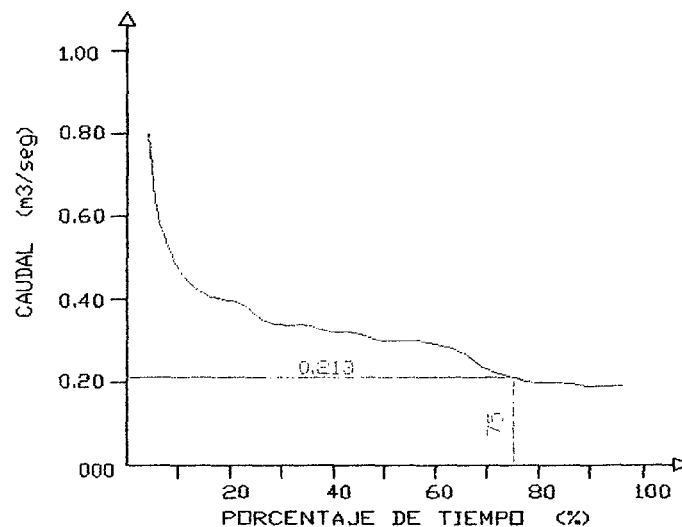


FIGURA N° 75 CURVA DE DURACION DE CAUDALES DEL MES DE SETIEMBRE



3.5.- DEMANDA

Se determina de acuerdo a la cedula de cultivo propuesta , para la situación con proyecto.

3.5.1.-CALCULO DE LA EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL (ET_p)

Se utiliza la formula o método de HARGREAVES por ser la que da buenos resultados cuando se aplica en la sierra.

A continuación desarrollamos el procedimiento seguido para calcular la evapotranspiración potencial en la zona del proyecto haciendo uso de los registros de la estación meteorológica las Manzanas la Quispa (tabla N° 88) por ser la estación más cercana a la zona en estudio.

El procedimiento de cálculo es el siguiente:

MES ENERO

Se dispone de los siguientes datos según tabla N° 88

Altitud : 3020 msnm.

Latitud : 07°06'

Temperatura : T = 10 °C

Humedad relativa : H.R = 66%

➤ PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

Para la latitud de 07° 06' de la tabla N° 14 mediante interpolación se obtiene el factor mensual de latitud, siendo su valor:

$$MF = 2.48$$

La temperatura media mensual expresada en grados Fahrenheit se tiene

$$TMF = \frac{9}{5} * 10 + 32$$

$$TMF = 50 \text{ °F}$$

El valor del coeficiente de corrección por humedad relativa se obtiene de la siguiente manera:

$$CH = 0.166 * \sqrt{100 - 66}$$

$$CH = 0.97$$

El factor de corrección por altitud se obtiene así:

$$CE = 1 + 0.04 \left(\frac{3020}{2000} \right)$$

$$CE = 1.06$$

Finalmente el valor de la evapotranspiración potencial para el mes de enero se obtiene mediante la ecuación N° 61 , cuyo valor es el siguiente.

$$ET_p = 2.48 * 50 * 0.97 * 1.06 *$$

$$ET_p = 127.55 \text{ mm/mes.}$$

Numero de días del mes de enero 31 por lo que la evapotranspiración potencial diaria es:

$$ET_p = 4.11 \text{ mm/día}$$

Este mismo procedimiento se aplica para todos los meses y los resultados se presentan en la tabla N° 102, los que corresponde al proyecto.



TABLA N° 102 CALCULO DE LA EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL - METODO DE HARGREAVES

PARAMETROS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
T (%)	10.0	10.3	9.5	10.3	9.1	9.0	10.0	12.5	12.5	13.8	13.3	13.8
H.R. (%)	66.0	56.0	52.0	62.0	65.0	58.0	57.0	60.0	59.0	61.0	62.0	58.0
MF	2.48	2.22	2.36	2.10	1.96	1.78	1.89	2.08	2.22	2.43	2.40	2.48
CH	0.97	1.00	1.00	1.00	0.98	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
CE	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06
TMF	50.00	50.54	49.1	50.54	48.38	48.2	50.00	54.5	54.5	56.84	55.94	56.84
ETp (mm/mes)	127.55	119.09	122.98	112.34	98.30	91.05	100.17	119.93	128.08	146.59	142.31	149.36
días mes	31	28	31	30	31	30	31	31	0.131	31	30	31
ETp (mm/día)	4.11	4.25	3.97	3.74	3.17	3.03	3.23	3.87	4.27	4.73	4.74	4.82

3.5.2.-CEDULA DE CULTIVO

La cedula de cultivo se ha formulado teniendo en cuenta los cultivos existentes en la zona del proyecto, de acuerdo a los usos y costumbres de los agricultores del lugar y en base al uso actual de la tierra, para su mejor aprovechamiento de los cultivos y un adecuado mejoramiento del sistema de riego.

La actual Cedula de cultivo propuesta se presenta en la tabla N° 103

TABLA N° 103 CEDULA DE CULTIVO PROPUESTA PARA EL PROYECTO

CULTIVO BASE	Has	MESES												Has	CULTIVO ROTACION		
		E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D				
PASTOS	60	[Solid line]															
PAPA	15	[Wavy line]					[Solid line]						[Wavy line]	15	CEBADA		
PAPA	20	[Solid line]	[Wavy line]							[Solid line]					10	TRIGO	
MAIZ CHOCLO	20	[Solid line]		[Wavy line]							[Solid line]					20	ARVERJA VERDE
MAIZ GRANO	15	[Solid line]			[Wavy line]						[Solid line]					15	ZANAHORIA
ARVERJA GRANO	15				[Solid line]												
TOTAL	145	130	120	120	135	135	135	135	135	125	130	130	130	60			
ÍNDICE DE USO DEL SUELO %		89.7	82.8	82.8	93.1	93.1	93.1	93.1	93.1	86.1	89.7	89.7	89.7				

[Solid line]
Cultivo base

[Wavy line]
Cultivo de rotación



➤ **PROBABILIDAD DE LA PRECIPITACIÓN**

Para determinar La precipitación pluvial del proyecto utilizamos la precipitación al 75% de probabilidad de todos los meses del año de la estación Usnio mediante la probabilidad de Weibull, los resultados se presentan en la tabla N° 104.

TABLA N° 104 CALCULO DE LA PRECIPITACION AL 75% DE PROBABILIDAD

M	P =m/N+1	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1	0.032	189.9	165.9	337.5	149.7	65.4	51.7	33.6	49.6	81.2	147.0	186.5	138.2
2	0.065	180.3	156.4	242.1	109.7	65.3	46.7	26.8	38.5	59.0	106.0	179.5	129
3	0.097	172.1	144.6	205.2	102.4	49.8	32.8	20.9	34.1	53.0	103.6	121.5	122.8
4	0.129	159.5	118.7	187.4	101.9	47.5	32.0	20.5	34.0	51.7	97.8	119.1	106.0
5	0.161	130.4	117.9	179.8	89.3	46.7	31.5	15.5	33.1	49.4	97.6	114.8	105.8
6	0.194	128.7	112.8	165.4	82.3	45.5	30.7	15.0	32.2	49.2	96.6	111.8	105.7
7	0.226	119.5	108.7	164.4	82.2	43.7	30.3	11.0	31.6	47.9	94.8	111.8	95.9
8	0.258	114.5	103.1	162.1	79.3	40.8	28.1	9.8	31.4	47.8	91.9	105.3	95.5
9	0.290	113.0	99.1	137.6	79.2	39.7	27.4	6.7	30.9	44.7	91.4	105.2	93.0
10	0.323	105.3	96.2	116.9	78.1	39.1	24.7	6.4	26.1	44.5	88.8	101.4	90.5
11	0.355	103.5	91.7	113.4	74.5	39.1	23.1	6.4	24.4	43.4	85.8	90.5	84.8
12	0.387	100.6	85.6	111.9	71.8	36.0	20.1	6.0	19.1	41.6	85.0	84.8	84.2
13	0.419	91.1	85.5	99.8	69.7	34.9	19.1	5.5	19.0	40.5	83.4	82.0	80.2
14	0.452	88.5	80.1	94.8	61.8	34.5	17.8	4.5	12.8	38.8	78.4	80.3	79.4
15	0.484	87.8	80.1	89.9	60.6	33.8	17.1	3.8	12.0	35.5	77.8	79.1	75.7
16	0.516	77.2	77.2	85.5	59.0	33.6	14.4	3.3	10.6	34.6	75.1	77.3	72.5
17	0.548	76.4	74.4	85.2	58.7	30.4	12.3	2.8	9.9	34.3	73.4	66.2	72.4
18	0.581	71.3	70.8	79.0	58.6	29.8	12.2	2.6	9.9	33.8	65.9	66.1	70.7
19	0.613	71.2	62.2	77.5	58.3	29.3	11.7	2.4	8.0	32.9	62.7	64.6	68.3
20	0.645	70.8	47.6	74.2	55.9	27.1	11.2	2.1	7.6	29.1	62.4	62.2	66.4
21	0.677	70.5	47.4	73.7	54.8	24.6	10.0	1.8	6.4	25.5	60.5	60.1	64.8
22	0.710	69.5	46.4	65.7	54.7	24.4	9.3	1.6	4.1	23.7	59.1	52.1	62.6
23	0.742	67.5	46.0	57.8	52.5	22.1	8.6	1.3	3.5	20.2	59.1	42.8	61.6
24	0.774	65.4	43.4	56.9	51.5	22.1	6.1	1.2	3.5	18.3	56.8	42.2	61.2
25	0.806	56.3	42.0	52.4	48.0	22.0	5.3	1.2	1.8	16.5	54.5	40.5	57.1
26	0.839	49.9	41.4	41.0	46.1	21.8	3.1	0.9	1.0	16.4	52.2	36.1	50.7
27	0.871	40.6	36.1	40.3	33.2	21.1	3.0	0.3	0.9	15.3	48.5	34.4	42.2
28	0.903	35.9	26.0	33.2	32.4	19.6	2.6	0.1	0.9	14.4	48.4	27.4	40.9
29	0.935	18.8	20.7	11.9	30.2	15.9	1.4	0.0	0.7	11.6	34.2	26.6	36.1
30	0.9677	17.9	20.3	0.0	11.4	15.6	1.4	0.0	0.6	1.0	28.9	22.4	35.7
Precip. Al 75% de probab		66.98	45.35	57.58	52.25	22.10	7.98	1.28	3.50	19.73	58.53	42.65	61.50



➤ ELABORACION DE LAS CURVAS Kc DE LOS CULTIVOS

Los pasos que se siguen para elaborar las curvas Kc de los cultivos lo desarrollaremos como ejemplo para graficar la curva de uso consuntivo de la papa en la zona del proyecto el procedimiento seguido es el siguiente:

Se determinan las etapas de desarrollo de la papa de acuerdo a la información de este cultivo para la zona en estudio es:

- Cultivo : papa
- Fecha de siembra : 1° setiembre
- Fecha de cosecha : 31 enero
- Periodo vegetativo : 153 días
- Duración de la fase de desarrollo : 35/40/47/31 días
- De la tabla N° 102 : ETP = 4.27 mm/día.

TABLA N° 105 FASES DEL CICLO DE PRODUCCION DE LA PAPA

Cultivo/periodo	Inicial	Desarrollo	Mediados	Finales
Papa /días	35	40	47	31

Elegido el tipo de cultivo en este caso la papa se entra a la tabla N° 15 y se obtiene los valores de Kc para los diferentes periodos de desarrollo del cultivo que para el caso toma los valores siguientes:

- Etapas inicial : Kc = 0.45
- Etapas de mediados : Kc = 1.15
- Etapas final : Kc = 0.85

Con estos valores se construye la curva Kc de la papa eligiendo un sistema de ejes coordenados, tal como se muestra en la figura N° 76, obteniéndose de esta manera la curva Kc de la papa, para los diferentes periodos de su crecimiento.

Para la elaboración de las curvas Kc de los demás cultivos propuestos en la cedula de cultivo, se sigue similar procedimiento.

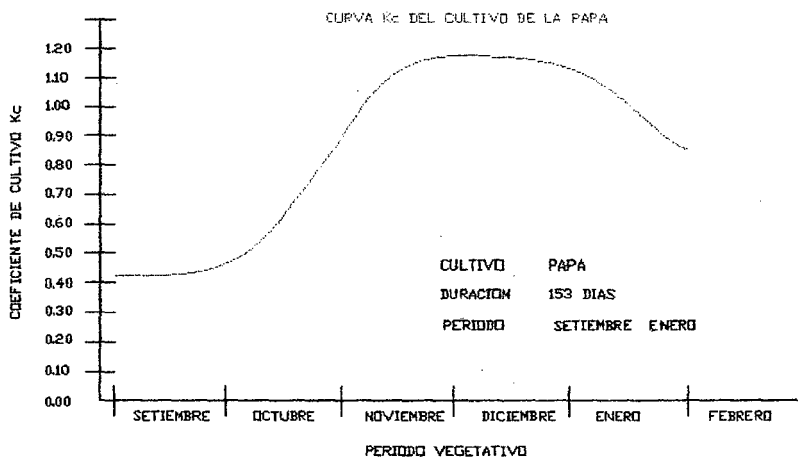


FIGURA N° 76 CURVA DEL COEFICIENTE Kc DEL CULTIVO DE LA PAPA



➤ **CALCULO DE LOS COEFICIENTES DE CULTIVO Kc MENSUALES.**

Estos valores se calculan entrando a la curva Kc de cada tipo de cultivo en el mes de interés, obteniéndose los resultados en la tabla N° 106 para todos los cultivos propuestos en la cedula de cultivo.

TABLA N° 106 VALORES DE LOS COEFICIENTES Kc DE LOS CULTIVOS

CULTIVO	FECHA SIEMBRA	EN	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
PAPA	15 JUNIO						0.45	0.51	0.89	1.15	1.10	0.92	
PAPA	1 SETIEMBRE	0.99								0.45	0.69	1.10	1.15
MAIZ CHOCLO	1 OCTUBRE	1.15	1.10								0.40	0.71	1.13
MAIZ GRANO	1 NOVIEMBRE	1.10	1.20	1.17	0.88							0.39	0.65
CEBADA	15 DICIEMBRE	0.52	0.98	1.15	1.13	0.61							0.30
TRIGO	15 FEBRERO		0.40	0.56	0.89	1.13	1.15	1.02	0.50				
ARVEJA VERDE	15 MARZO			0.48	0.53	0.99	1.15	1.15	1.12				
ARVEJA GRANO	15 ABRIL				0.50	0.59	0.99	1.15	1.12	0.72	0.37		
ZANAHORIA	15 MAYO					0.69	0.80	1.03	1.05	0.99			
PASTOS	CULT. PERMAN.	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05

➤ **CALCULO DE LA DEMANDA DE AGUA DEL PROYECTO**

Para calcular la demanda de agua en un proyecto de riego es necesario efectuar el siguiente proceso: A continuación realizamos como ejemplo de aplicación el cálculo de la demanda de agua para del proyecto de riego correspondiente al mes de **ENERO**:

1.- Se calcula la evapotranspiración potencial (ETp) mediante el proceso descrito anteriormente, teniendo los valores en la tabla N° 102, de la cual se obtiene:

$$ETp = 127.55 \text{ mm/mes}$$

$$6$$

$$ETp = 4.11 \text{ mm/día}$$

2.-Es necesario elaborar las curvas Kc, para cada uno de los cultivos de la cedula de cultivo propuesta. El procedimiento que se sigue es similar para la elaboración de la papa, los resultados se presentan en la tabla N°106.

3.- Luego se determinan los valores mensuales de los coeficientes Kc, para cada cultivo, entrando a la curva de cada cultivo correspondiente en el mes de interés, obteniéndose de esta manera el Kc mensual para cada cultivo.

Así por ejemplo para el mes de enero según la cedula de cultivo propuesta para el proyecto (tablaN° 106), esta conforma por cultivos siguientes:

Pastos	:	Kc = 1.05
Cebada	:	Kc = 0.52
Maíz choclo	:	Kc = 1.15
Maíz grano	:	Kc = 1.10
Papa	:	Kc = 0.99

4.- Se calcula el Kc ponderado (Kcp) mensual a nivel del proyecto teniendo como factor de ponderación el área física ocupada por cada cultivo.

Según la cedula propuesta para el mes de enero se tiene:

Pastos	:	A = 60 Has.
--------	---	-------------



Papa	:	A = 20	Has.
Cebada	:	A = 15	Has.
Maíz choclo	:	A = 20	Has.
Maíz grano	:	A = 15	Has.
Área total	:	$A_T = 130$	Has.

Por lo tanto el Kc ponderado para el mes de enero es:

$$K_{CP} = \frac{1.05 * 60 + 0.99 * 20 + 0.52 * 15 + 1.15 * 20 + 1.10 * 15}{130}$$

$$K_{CP} = 1.001$$

5.- El valor de la precipitación efectiva (PE), se determina usando el **Método de Wáter Power Resources Service (WPRS)**, utilizando el valor de la precipitación al 75 % de probabilidad de la estación Usnio (tabla N° 86, por ser registro histórico ubicado cerca al área del proyecto, que para el mes correspondiente se tiene:

Precipitación al 75 % de probabilidad: P = 66.98 mm/mes

Según el WPRS considera el siguiente criterio para calcular la distribución de lluvia ver tabla N° 17, por lo que resulta:

$$PE = 5 * 0 + 25 * 0.95 + 25 * 0.90 + 11.98 * 0.082$$
$$PE = 56.07 \text{ mm/mes}$$

6.- El valor de la evapotranspiración del cultivo (ETc), se determina mediante la formula N° 64 obteniéndose el siguiente valor:

$$ETc = 1.000 * 127.55$$
$$ETc = 127.65 \text{ mm/ mes}$$

7.- Se calcula la demanda de agua de cultivo para el proyecto (DC), mediante la ecuación N° 70, el cual nos da el siguiente valor:

$$DC = 127.65 - 56.07$$
$$DC = 71.58 \text{ mm/mes}$$

8.- Finalmente se calcula la demanda de agua del proyecto (D), mediante la ecuación N° 71, para una eficiencia de riego del proyecto del 40 % según evaluaciones efectuadas en la zona, por lo tanto se tiene:

$$D = \frac{10 * 71.58 * 130}{0.40}$$

$$D = 232628.88 \text{ m}^3$$

Expresado en litros por segundo se tiene:

$$D = 86.85 \text{ lit./seg.}$$

Similar procedimiento se sigue para los demás meses del año, elaborándose en forma resumida la tabla N° 107 con los valores correspondientes a la demanda de agua anual como mensual del proyecto.

TABLA N° 107 CALCULO DE LA DEMANDA DE AGUA DEL PROYECTO DE RIEGO MEDIANTE LA CEDULA DE CULTIVO

CULTIVO BASE	Has	M ESES												Has	CULTIVO DE ROTACION
		ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC		
Pastos	60	1.05 60	1.05 60	1.05 60	1.05 60	1.05 60	1.05 60	1.05 60	1.05 60	1.05 60	1.05 60	1.05 60	1.05 60		
Papa	20	0.99 20	0.40 20	0.56 20	0.89 20	1.13 20	1.15 20	1.02 20	0.50 20	0.45 20	0.69 20	1.10 20	1.15 20	20	Trigo
Papa	15	0.52 15	0.98 15	1.15 15	1.13 15	0.81 15	0.45 15	0.51 15	0.89 15	1.15 15	1.10 15	0.92 15	0.30 15	15	Cebada
Maiz choclo	20	1.15 20	1.10 20	0.48 20	0.53 20	0.99 20	1.15 20	1.15 20	1.12 20		0.40 20	0.71 20	1.13 20	20	Arveja verde
Maiz grano	15	1.10 15	1.20 15	1.17 15	0.88 15	0.89 15	0.80 15	1.03 15	1.05 15	0.99 15		0.39 15	0.65 15	15	Zanahoria
Arveja grano	15				0.50 15	0.59 15	0.99 15	1.15 15	1.12 15	0.72 15	0.37 15				
Área total del cultivo ΣAc	145	130	130	130	145	145	145	145	145	125	130	130	130	70	
$\Sigma Ac * Kc$		130.10	125.70	118.60	129.05	133.75	142.60	146.75	141.30	114.90	106.85	118.85	122.85		
Kcp (Kc ponderado)		1.00	0.97	0.91	0.89	0.92	0.98	1.01	0.97	0.92	0.82	0.91	0.95		
Etp (mm/mes)		127.55	119.09	122.98	112.34	98.30	91.05	100.17	119.93	128.08	146.59	142.31	149.36		
Etc = Kcp * Etp (mm/mes)		127.65	115.15	112.20	99.98	90.67	89.54	101.38	116.87	117.73	120.49	130.10	141.15		
PP precipitación media mensual (mm/mes)		91.46	78.28	108.80	66.59	34.04	18.19	7.13	16.61	35.19	75.59	79.82	78.33		
P precipitación confiable al 75 % de probabilidad		66.98	45.35	57.58	52.25	22.10	7.98	1.28	3.50	19.73	58.53	42.65	61.50		
PE Precipitación efectiva (mm/mes)		56.07	37.58	48.37	43.78	16.25	2.83	0.00	0.00	13.99	49.14	36.14	51.58		
DC Demanda neta de agua de los cultivos (mm/mes)		71.58	77.57	63.83	56.20	74.42	86.71	101.38	116.87	103.74	71.35	93.96	89.57		
D Demanda bruta de agua de los cultivos con 40 % de Eficiencia expresado en (m3/seg/ Ha)		1789.5	1939.3	1595.6	1405.8	1860.6	2167.8	2534.5	2921.7	2593.5	1783.6	2349.1	2239.1		
D Demanda de agua del proyecto en miles de m3		232628.88	262105.33	207433.20	203734.43	269784.38	314334.50	367498.69	423652.73	324191.05	231873.54	305363.59	291086.90	3'423,707 m3	
D Demanda de agua del proyecto en Lit/seg.		86.85	104.21	77.45	78.60	100.73	121.27	137.21	158.17	125.07	86.57	117.82	106.68		





CONCLUSION

La demanda de agua anual del proyecto se presenta en la Tabla N° 107 de donde se observa que la máxima demanda mensual es de **158.17 lit/seg.** Y se presenta en el mes de agosto, y la mínima demanda en el mes de marzo que es de **77.45 lit/seg.**

También se puede decir que el proyecto requiere de un volumen anual de **3'423,707 m³.**

➤ **CAUDAL DE DISEÑO DEL CANAL PRINCIPAL (Q_d).**

El canal principal se diseñara para conducir el caudal correspondiente al mes de máxima demanda, es decir el correspondiente al mes de agosto que requiere de **158.17 lit/seg.** Según cedula de cultivo. Por lo tanto el canal principal lo diseñaremos en forma práctica con un caudal de:

$$Q_d = 160 \text{ Lit/seg.}$$

3.6.-BALANCE HIDRICO DEL PROYECTO

El balance hídrico mensual de un proyecto, resulta de gran interés práctico como por ejemplo para elaborar el calendario agrícola, prevención de pequeños embalses, el proceso de cálculo a seguir para realizar el balance hídrico del proyecto se presenta en la tabla N° 108. Utilizando las tablas N° 101 y 107.

TABLA N° 108 BALANCE HIDRICO DEL PROYECTO

MES	DISPONIBILIDAD DE AGUA DEL RÍO ENCAÑADA	DEMANDA DE AGUA DEL PROYECTO	BALANCE HIDRICO
	Lit/seg. al 75 % persistencia (X_t)	Lit/seg. (Y_t)	Lit/seg. ($X_t - Y_t$)
ENERO	828	86.85	741.15
FEBRERO	831	104.21	726.79
MARZO	961	77.45	883.55
ABRIL	1011	78.60	932.40
MAYO	481	100.73	380.27
JUNIO	316	121.27	194.73
JULIO	198	137.21	60.79
AGOSTO	193	158.17	34.83
SETIEMBRE	213	125.07	87.93
OCTUBRE	520	86.57	433.43
NOVIEMBRE	591	117.82	473.18
DICIEMBRE	404	106.68	297.32

CONCLUSION

De la tabla N° 108 se puede observar que el menor caudal se presenta en el mes de agosto y es de **193 lit/seg.** Según el análisis de caudales medios mensuales, Siendo mayor al caudal a captar de **160 lit/seg.**

Por tanto concluimos que hay disponibilidad de agua para cubrir las demandas del proyecto sin necesidad de recurrir a obras de regulación, debido a que la disponibilidad de agua es mayor a las demandas del proyecto, por lo que se puede realizar una derivación directa para el caso.



3.7.-DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL

3.7.1.- BOCATOMA

Se diseña la bocatoma Naranjillo para derivar el agua del rio Encañada, destinado para fines agrícolas. la cual geomorfológicamente se ubica en zona de montaña.

Será del tipo de barrage mixto (fijo y móvil) debido a que el río en épocas de crecida trae un volumen considerable de sedimentos, resulta entonces conveniente la obstrucción parcial permanente del cauce del río (barrage fijo no en todo el ancho del río), tratando de que se modifiquen en menor escala las condiciones hidráulicas naturales del río.

INFORMACION HIDROLOGICA Y TOPOGRAFICA.

Para el diseño se cuenta con los siguientes datos hidrológicos y topográficos:

DATOS

Periodo de retorno de la avenida	:	T	= 50.68 años
Caudal máximo de diseño	:	Q_{max}	= 20 m ³ / seg
Caudal medio del rio	:	Q_{med}	= 0.774 m ³ / seg
Caudal mínimo	:	Q_{min}	= 175 lit /seg.
Forma de la sección transversal	:		Rectangular.
Ancho del río en la zona de captación	:	b	= 12.00 m,
Pendiente del río en bocatoma	:	S	= 0.02
Coefficiente de rugosidad (tabla N° 20)	:	n	= 0.05
Factor de fondo (material fino)	:	F_b	= 0.80
Factor orilla (orillas muy cohesivas)	:	F_s	= 0.30
Fondo y orillas con material grueso no cohesivo	:	K_1	= 3.16
Parámetro que caracteriza el cauce (zona de montaña)	:	E	= 0.85
Altura de barrage fijo	:	P	= 1.10 m.
Altura de umbral de ventana de captación	:	W	= 0.60 m.
Diámetro medio del material de fondo (A. granulométrico)	:	D_m	= 4.10 mm.

3.7.1.1.-ESTIMACION DEL ANCHO DE ENCAUZAMIENTO DEL RIO

Lo determinamos mediante los siguientes métodos:

METODO DE BLENCH

$$B = 1.81 * \sqrt{\frac{0.80 * 20}{0.30}}$$

$$B = 13.218 \text{ m.}$$

METODO DE SIMONS Y ALBERTTSON

$$B = 0.90 * 3.16 * (20)^{0.512}$$

$$B = 13.184 \text{ m.}$$

METODO DE ALTUNIN

$$B = \frac{0.85 * (20)^{0.5}}{(0.02)^{0.2}}$$

$$B = 8.312 \text{ m.}$$



El ancho de encauzamiento lo determinamos promediando los valores obtenidos por los valores obtenidos por los tres métodos citados anteriormente y se obtiene el valor de:

$$B = \frac{13.218 + 13.184 + 8.312}{3}$$

$$B = 11.571 \text{ m.}$$

Se adopta un ancho de encauzamiento práctico de:

$$B = 12 \text{ m.}$$

CONCLUSION

El ancho de 12 metros se considera bastante adecuado puesto que en este tramo la sección del cauce se aproxima a una sección rectangular con un ancho muy próximo al calculado.

3.7.1.2.-CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DEL RIÓ EN MAXIMA AVENIDA

Se determina usando el software de H canales y se obtiene los resultados siguientes:

RESULTADOS

Tirante normal	:	Y	=	0.7638 m.
Área hidráulica	:	A	=	9.1660 m ²
Perímetro mojado	:	P	=	13.5277 m.
Radio hidráulico	:	R	=	0.6776 m.
Espejo de agua	:	T	=	12.00 m.
Velocidad	:	V	=	2.1820 m/seg.
Numero de Froude	:	F	=	0.7971
Energía específica	:	E	=	1.0065 m - Kg. /kg.
Tirante critico	:	Y _C	=	0.6567 m
Velocidad critica	:	V _C	=	2.5381 m/seg.
Energía específica mínima.	:	E _{min}	=	0.9850 m - Kg. /kg.
Tipo de flujo	:			subcrítico.

3.7.1.3.-DISTRIBUCION DEL ANCHO DE ENCAUZAMIENTO

Se distribuye de la siguiente forma:

Ancho del Barraje fijo	:	L	=	10.00 m.
Ancho de Barraje móvil	:	L'	=	2.00 m.

3.7.1.4.-DISEÑO DEL BARRAJE FIJO Y POZA DE DISIPACION

Para el diseño del barraje fijo consideramos el caso de que cuando se presenta la avenida máxima no se levante la compuerta de limpia y por tanto todo el caudal deberá pasar sobre el barraje fijo, bajo este punto de vista se determina las demás características del barraje.

ALTURA DEL BARRAJE

Las características y dimensiones previamente establecidas son las siguientes:

Altura del umbral de la ventana de captación	:	P _b	=	0.60 m.
Altura de la ventana de captación (estimado)	:	h _b	=	0.30 m.



Sumado de seguridad : = 0.20 m.

Por lo tanto aplicando la ecuación N° 90 se determina la altura del barraje, es decir:

$$P = 0.60 + 0.30 + 0.20$$

$$P = 1.10 \text{ m.}$$

LONGITUD DEL BARRAJE

En lo posible se debe tratar de mantener las mismas condiciones naturales del cauce, para el caso se tiene:

Longitud del barraje fijo : $L_1 = 10.00 \text{ m.}$

Longitud del barraje móvil : $L_2 = 2.00 \text{ m.}$

Longitud del barraje mixto : $L = 12.00 \text{ m}$

DETERMINACION DE LA CARGA DE AGUA SOBRE EL BARRAJE "H"

Para determinar la carga de agua sobre el barraje seguimos el siguiente proceso:

Consideramos la velocidad de llegada despreciable, en esta condición el coeficiente de descarga vale:

$C = 2.20$ y la descarga sobre el vertedero se calcula con la ecuación N° 92 donde

$H_o = H = H_D$ que para el caso se tiene:

$$H = \left(\frac{20}{2.2 * 10} \right)^{2/3}$$

$$H = 0.9384 \text{ m.}$$

Para que el efecto de la velocidad de llegada sea despreciable se debe cumplir la siguiente relación:

$$\frac{1.10}{0.9384} = 1.172 < 1.33$$

Se observa que no cumple dicha relación, por lo que se concluye. Que la velocidad de llegada tendrá efecto sobre la descarga o el coeficiente de descarga por lo tanto $H \neq H_o$.

En consecuencia la carga de agua sobre el barraje fijo se debe calcular con la ecuación N°98, corrigiendo el coeficiente de descarga. Para el caso lo hacemos por aproximaciones sucesivas siguiendo el siguiente proceso:

Primera aproximación se toma $C = 2.20$ y usando ecuación N° 98 se tiene:

$$H + \frac{(2)^2}{2 * 9.81 * (1.10 + H)^2} = \left(\frac{20}{2.2 * 10} \right)^{2/3}$$

De donde se obtiene:

$$H = 0.8867 \text{ m.}$$

Luego con la relación $\frac{1.10}{0.8867} = 1.271$, y con la ayuda del grafico N° 10 se obtiene el nuevo

valor del coeficiente C que para el caso toma el valor siguiente:

$$C = 2.17$$

Segunda aproximación se hace con $C = 2.17$ y usando la ecuación N° 98, se obtiene el nuevo valor de la carga H sobre el barraje, esto es:

$$H + \frac{(2)^2}{2 * 9.81 * (1.10 + H)^2} = \left(\frac{20}{2.17 * 10} \right)^{2/3}$$

De de donde se obtiene el nuevo valor de H que para el caso vale:

$$H = 0.8959 \text{ m.}$$

Este procedimiento se repite hasta que el valor del coeficiente C se mantenga constante.



Esto se logra para el valor de $C = 2.16$ por lo tanto la carga de agua sobre el barraje según ecuación N° 98 será:

$$H + \frac{(2)^2}{2 * 9.81 * (1.10 + H)^2} = \left(\frac{20}{2.16 * 10} \right)^{2/3}$$

De donde se obtiene el valor de la carga de agua sobre el barraje o azud tomando el valor de:

$$H = 0.8990 \text{ m.}$$

CALCULO DE LA VELOCIDAD DE APROXIMACION

$$V = \frac{20}{(1.10 + 0.889) * 10}$$

$$V = 1.005 \text{ m/seg.}$$

CALCULO DE LA CARGA DE VELOCIDAD (H_a)

Ecuación N° 94 se tiene:

$$H_a = \frac{(1.005)^2}{2 * 9.81}$$

$$H_a = 0.0510$$

CALCULO DE LA CARGA TOTAL SOBRE EL AZUD

La carga total sobre el azud es:

$$H_0 = 0.899 + 0.051 H_a = 0.9500 \text{ m.}$$

VERIFICACION

$$Q = 2.16 * 10 * (0.95)^{3/2}$$

$$Q = 20 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

OK

CONCLUSION:

Por lo tanto las condiciones hidráulicas en el barraje fijo son las siguientes:

Caudal de máxima avenida	:	Q	=	20	m ³ /seg.
Longitud de cresta vertedora del barraje fijo	:	L	=	10	m.
Carga de agua sobre la cresta vertedora	:	$H_D = H$	=	0.8990	m.
Carga de velocidad	:	H_a	=	0.0510	m.
Carga total sobre el barraje	:	H_0	=	0.9500	m.
Velocidad de aproximación	:	V	=	1.0050	m/seg.
Altura del barraje	:	P	=	1.100	m.

DETERMINACION DE LA ECUACION DEL PERFIL DEL AZUD AGUAS ABAJO

La forma del perfil de la cresta del vertedero lo determinamos según la ecuación N° 99 que para una cresta con parámetro vertical aguas vertical de la tabla N° 21 se tiene:

$$n = 1.85$$

$$K = 2.00$$

Además sabemos que:

$$H_D = 0.8990$$



Que al reemplazar valores en la ecuación N° 99 se tiene la ecuación final del perfil de la cresta para la porción de aguas abajo esto es:

$$X^{1.85} = 2.00 * (0.899)^{0.85} * Y$$

$$X^{1.85} = 1.8269 * Y$$

O

$$Y = 0.54736 * X^{1.85}$$

Ecuación que nos permite realizar la grafica del perfil del cimacio aguas abajo, relacionada a los ejes que pasa por la cima de la cresta.

DEFINICION DEL PUNTO DE TANGENCIA

Se hace con la finalidad de modificar el perfil de aguas abajo y permitir el paso del flujo con mayor facilidad y mínima turbulencia aguas abajo.

Empleando la ecuación N° 103 y para un ángulo de inclinación con la horizontal igual a $\alpha = 45^\circ$ se tiene:

$$X = 0.8990 * \left(\frac{2 * \text{Tang}45}{1.85} \right)^{1/0.85}$$

$$X = 0.9854$$

Reemplazando este valor en la ecuación del perfil hallado, se determina la ordenada Y, esto es:

$$Y = 0.54736 * (0.9854^{1.85})$$

$$Y = 0.533$$

Por lo tanto el punto de tangencia queda definido por las coordenadas siguientes:

T (0.985; 0.533), que viene hacer el punto por donde debe pasar la recta que representa a la tangente asumida.

CALCULO DE LAS CORDENADAS DEL PERFIL AGUAS ABAJO.

Las coordenadas del perfil para una carga de diseño $H_D = 0.899$ m. se presenta en la tabla N° 109 calculado hasta el punto de tangencia.

TABLAN° 109 COORDENADAS DEL PERFIL DEL AZUD AGUAS ABAJO

CARGA DE DISEÑO $H_D = 0.8990$ m	
Ecuación del perfil	$Y = 0.54736 * X^{1.85}$
X	Y
0.000	0.000
0.100	0.008
0.200	0.028
0.300	0.059
0.400	0.100
0.500	0.152
0.600	0.213
0.700	0.283
0.800	0.362
0.900	0.4500
0.985	0.533



3.7.1.5.-DISEÑO DEL RESALTO

CALCULO DEL TIRANTE DE AGUA AL PIE DEL AZUD

Se dispone de los siguientes datos:

Caudal de agua sobre el azud por metro lineal.	$q = 2 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{m}.$
Coefficiente para azud sin compuertas	$K = 0.95$
Altura total sobre el lecho del rio aguas arriba Incluyendo carga de velocidad.	$T_o = 2.05 \text{ m}.$

Aplicando la ecuación N°109, y mediante iteraciones sucesivas, asumiendo como primer valor de $Y_1 = 0$ dentro del radical, por lo que se tiene:

$$Y_1 = \frac{2}{0.95 * \sqrt{2 * 9.81(2.05 - 0.00)}}$$

$$Y_1 = 0.3320$$

Este nuevo valor calculado se introduce nuevamente dentro del radical, y se obtiene así el nuevo valor del tirante al pie del azud, este proceso se repite hasta que los tirantes no varíen significativamente, así por ejemplo que para el caso se obtiene en la sexta aproximación y toma el siguiente valor de:

$$Y_1 = 0.3663 \text{ m}.$$

Por lo tanto el nuevo valor del tirante al pie del azud será:

$$Y_1 = \frac{2}{0.95 * \sqrt{2 * 9.81(2.05 - 0.3663)}}$$

$$Y_1 = 0.3663 \text{ m}.$$

Como se observa los tirantes ya no varían, este toma como valor final del tirante al pie del azud es decir:

$$Y_1 = 0.3663 \text{ m}$$

Por lo tanto calculamos su conjugado mayor, mediante la ecuación N° 110 del cual se obtiene:

$$Y_2 = \frac{0.3663}{2} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{8 * (2)^2}{9.81 * (0.3663)^3}} \right]$$

$$Y_2 = 1.3201 \text{ m}.$$

Conclusión: como $Y_2 = 1.3201 \text{ m} > Y_n = 0.7638 \text{ m}$. es decir el conjugado es mayor que el tirante normal del rio, el salto será rechazado lo cual no es conveniente y se necesita profundizar el cauce para formar un colchón de agua.

3.7.1.6.-CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DEL COLCHÓN

$$P = 1.15 * 1.3201 - 0.7638 \text{ P} = 0.754 \text{ m}.$$

Adoptamos una profundidad de colchón práctica de:

$$P = 0.80 \text{ m}.$$

CALCULO DE LOS NUEVOS TIRANTES DE AGUA

Re calculamos el nuevo calado para la nueva energía total que para el caso sería:

$$T_o = 0.80 + 1.10 + 0.899 + 0.051$$

$$T_o = 2.85 \text{ m}.$$

Nuevamente usando la ecuación N° 109 y mediante iteraciones sucesivas se obtiene:

$$Y_1 = 0.2975 \text{ m}.$$

Valor con el cual el tirante se mantiene constante tal como se muestra a continuación:



DETERMINACION DEL PERFIL AGUAS ARRIBA

Se determina según la figura N°11 para una carga de diseño $H_D = 0.8990$ y se obtiene los siguientes valores:

$$a = 0.175 * 0.899$$

$$a = 0.157 \text{ m.}$$

$$b = 0.282 * 0.899$$

$$b = 0.254 \text{ m.}$$

$$R_1 = 0.50 * 0.899$$

$$R_1 = 0.450 \text{ m.}$$

$$R_2 = 0.20 * 0.899$$

$$R_2 = 0.180 \text{ m.}$$

$$d_1 = 0.124 * 0.899$$

$$d_1 = 0.111 \text{ m.}$$

CALCULO DEL RADIO AL FINAL DEL AZUD

$$R = 0.50 * 0.899 \quad R = 0.450 \text{ m.}$$

CALCULO DE LAS TANGENTES.

$$T = 0.45 * \text{Tang} \left(\frac{45}{2} \right)$$

$$T = 0.186 \text{ m.}$$

DEFINICION DEL PERFIL

Por lo tanto el perfil hidrodinámico del azud queda definido según la figura N° 77 y las características hidráulicas o tirantes de agua al pie del azud se definen a continuación.

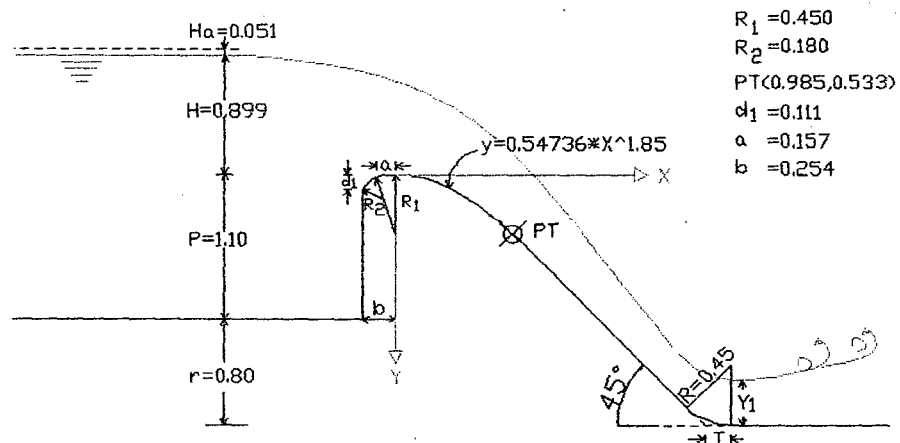


FIGURA N° 77 PERFIL DEL BARRAJE FIJO



$$Y_1 = \frac{2}{0.95 * \sqrt{2 * 9.81 * (2.85 - 0.2975)}}$$

$$Y_1 = 0.2975 \text{ m.}$$

Que viene hacer el tirante comprimido al pie del azud, además la velocidad y número de Froude en la sección contraída calculada según las ecuaciones N° 108 y 113 será:

$$V_1 = 6.7227 \text{ m/seg.}$$

$$F_1 = 3.935$$

Finalmente el valor del conjugado mayor calculado con la ecuación N° 110 resulta:

$$Y_2 = \frac{0.2975}{2} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{8 * (2)^2}{9.81 * (0.2975^3)}} \right]$$

$$Y_2 = 1.5136 \text{ m.}$$

$$V_2 = 1.3214 \text{ m/seg.}$$

$$F_2 = 0.3429$$

Se concluye que $P + Y_n = 0.80 + 0.7638 = 1.5638 \text{ m.} > 1.5136 \text{ m, OK.}$

Quiere decir que el salto se sumerge y la longitud del colchón no necesita ser mayor que la longitud del resalto.

3.7.1.7.-CALCULO DE LA LONGITUD DEL COLCHON DISIPADOR

Se determina mediante las ecuaciones N° 114 Y 115 y se obtiene los siguientes valores:

Longitud máxima	$L = 4.5 * 1.5136$	$= 6.8112 \text{ m.}$
Longitud mínima	$L = 5(1.5136 - 0.2975)$	$= 6.0805 \text{ m.}$
Longitud promedio	$L = 2.5 * (1.9 * 1.5136 - 0.2975)$	$= 6.45459 \text{ m.}$

Adoptamos una longitud de colchón disipador de:

$$L = 6.50 \text{ m.}$$

TIPO DE ESTANQUE

Se determina de acuerdo al numero de Froude que para el valor de $F = 3.94$, según la Bureau Reclamati6n le corresponde el TIPO I .

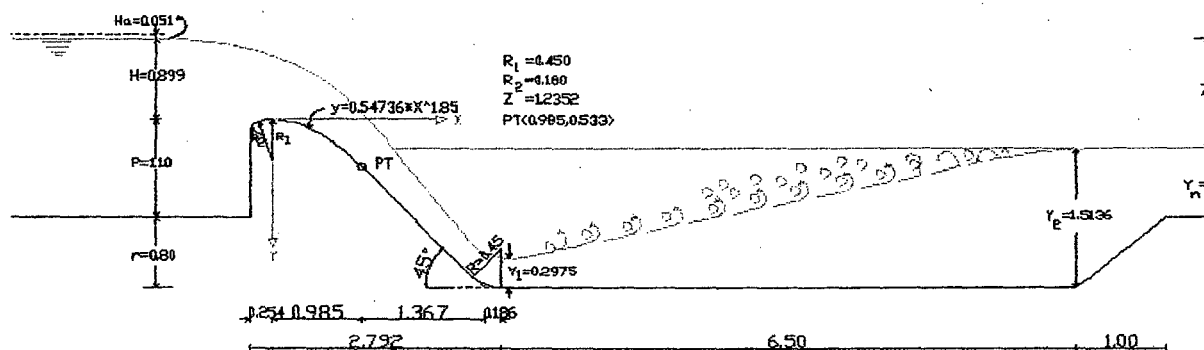


FIGURA N° 78 PERFIL DEL AZUD FIJO Y COLCHON DISIPADOR



3.7.1.8.-VERIFICACION O PREDIMENSIONAMIENTO DEL AZUD

Según la figura N° 780 el desnivel de la superficie del agua, aguas arriba y aguas abajo estará dado por:

$$Z = 1.10 + 0.899 - 0.7638$$

$$Z = 1.2352 \text{ m.}$$

Para un material del cauce formado por grava y canto de la tabla N° 22 se obtiene:

$$\frac{L_a}{Z} = 2.25$$

De donde se obtiene:

$$L_a = 2 * Z = 2 * 1.2352 = 2.779 \text{ m.}$$

$$L_a = 2.779 \text{ m.}$$

De la figura N° 78 se tiene:

$$L_a = 2.792 > 2.779 \text{ valor aceptable.}$$

Las demás relaciones serian:

$$Y_1 = 0.75 * 1.1.2352$$

$$Y_1 = 0.926 \text{ m.}$$

Se adopta valor mínimo:

$$Y_1 = 1.00 \text{ m}$$

$$Y_2 = 1.30 * 1.2352$$

$$Y_2 = 1.606 \text{ m.}$$

Valor que depende de la estabilidad del azud, para el caso tomamos el valor de:

$$Y_2 = 1.60 \text{ m.}$$

$$Y_3 = 0.3 * 1.2352$$

$$Y_3 = 0.371 \text{ m.}$$

Se recomienda como mínimo una longitud de:

$$Y_3 = 1.00$$

Para el caso se toma un valor de:

$$Y_3 = 1.30 \text{ m.}$$

$$L_1 = 6 * 1.2352$$

$$L_1 = 7.411 \text{ m.}$$

o

$$L_1 = 3 * 0.899$$

$$L_1 = 2.697 \text{ m.}$$

Tomaremos una longitud igual a:

$$L_1 = 3.00 \text{ m.}$$

$$L_2 = 3 * 1.2352$$

$$L_2 = 3.706 \text{ m.}$$

Por lo tanto la longitud del colchón tomamos la calculada anteriormente es decir:

$$L = 6.50 \text{ m.}$$



3.7.1.9.-CALCULO DEL DENTELLON AL FINAL DEL ZAMPEADO

Según Zamarín se calcula con la ecuación N°122 disponiendo de la siguiente información:

Caudal de diseño por metro lineal de vertedero	:	$q = 2.00 \text{ m}^3 / \text{seg.} / \text{ml.}$
Tirante de agua en avenida máxima	:	$Y_n = 0.7638 \text{ m.}$
Radio hidráulico en avenida máxima	:	$R = 0.6776 \text{ m.}$
Velocidad no erosiva (tabla N° 23 cantos y grava)	:	$V = 1.50 \text{ m/seg.}$

Analizamos primero, si el cauce es de arena, loes y grava se tiene:

$$n = 2 + 0.676 = 2.6776$$

$$n = 2.6776$$

Que reemplazando en la ecuación N° 123 se tiene:

$$v = 1.5 * \sqrt[2.6776]{0.6776}$$

$$v = 1.297 \text{ m/seg.}$$

Por lo tanto la profundidad del dentellón al final del zampeado estará dado por:

$$Y_4 = \frac{2.00}{1.297} - 0.7638$$

$$Y_4 = 0.778 \text{ m.}$$

Análisis para cauce de cantos rodados

$$n = 2.5 + 0.5 * 0.6776$$

$$n = 2.8388$$

Entonces se tiene:

$$v = 1.5 * \sqrt[2.8388]{0.6776}$$

$$v = 1.308 \text{ m/seg.}$$

Luego se tiene:

$$Y_4 = \frac{2.00}{1.308} - 0.7638$$

$$Y_4 = 0.765 \text{ m.}$$

Análisis según LACEY

De la ecuación N° 126 se tiene:

$$Y_m = 0.128 * \frac{(20)^{1/3}}{(0.0041)^{1/6}}$$

$$Y_m = 0.868 \text{ m.}$$

Por lo tanto la profundidad necesaria según Lacey para resistir el efecto erosivo a la salida del colchón disipador se calcula con las ecuaciones N°127 y 128 tomando un valor de $K=1.85$ valor para dentales de aguas abajo por lo que se obtiene:

$$Y_4 = 1.85 * (0.868 - 0.7638)$$

$$Y_4 = 0.193 \text{ m.}$$

CONCLUSION:

Visto el resultado de los tres métodos se concluye que esta profundidad es menor que la profundidad del colchón por lo que según Krochin cuando la profundidad del dentellón no llegue a tener un valor igual o mayor que la profundidad del colchón es conveniente protegerlo el cauce después del zampeado con una capa de piedra

3.7.1.10.-CALCULO DE LA LONGITUD DE ESCOLLERA

Se cuenta con los siguientes datos:

Avenida de diseño por metro lineal de vertedero	$q = 2.00 \text{ m}^3 / \text{seg.} / \text{m.}$
---	--



Coefficiente de Bligh para grava, arena y bolonería

$C = 5$ de la tabla N° 24

Altura entre la cresta y la salida del colchón disipador

$D_b = 1.10$ m.

Altura entre la cresta del vertedor y el nivel de aguas abajo

$D_1 = 0.3362$ m.

Sustituyendo valores en la ecuación N° 129 se tiene:

$$L_e = 0.6 * 5 * \sqrt{0.3362} * \left(1.12 * \sqrt{\frac{2 * 1.10}{0.3362}} - 1 \right)$$

$$L_e = 3.22 \text{ m.}$$

Tomaremos una longitud práctica de:

$$L_e = 3.50 \text{ m.}$$

3.7.1.11.-CALCULO DEL TAMAÑO DE ROCA.

Se debe utilizar roca arenisca disponiéndose de la siguiente información:

Velocidad del río : $V = 2.182$ m/seg.

Peso específico de la roca (arenisca) : $\gamma_R = 1.95$ Tn/m³

Peso específico del agua : $\gamma = 1.00$ Tn/m³

Coefficiente de ríos (flujo turbulento) : $b = 1.40$ coeficiente de nuestros ríos

Angulo de inclinación del talud : $\alpha = 0$

Angulo de fricción : $\phi = 35^\circ$

Gravedad específica : $SG = 1.95$

Aceleración de la gravedad : $g = 9.81$ m/seg²

Usando la ecuación N°130 se determina el valor del tamaño mínimo de la roca:

$$D_R = \left(\frac{1.4}{1.95 - 1} \right) * \frac{(2.182)^2}{2 * 9.81}$$

$$D_R = 0.358 \text{ m.}$$

Usar roca de diámetro mínimo de 14 pulgadas

3.7.1.12.-CONTROL DE LA FILTRACION

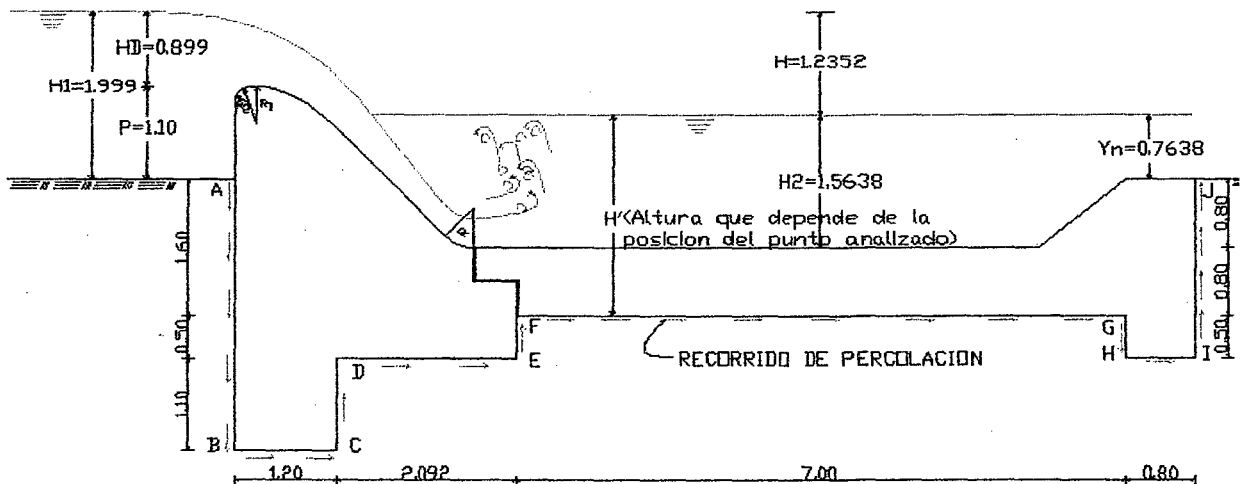


FIGURA N° 79 RECORRIDO DEL CAMINO DE PERCOLACION



Para calcular la longitud necesaria para que no exista tubificación tomamos como referencia la figura N° 79 de la cual se tiene la siguiente información:

Altura de agua sobre la losa del colchón	$H_2 = 1.5638$ m.
Calado de agua arriba del vertedero	$H_1 = 1.999$ m.
Calado de agua a la salida del colchón	$Y_n = 0.7638$ m.
Carga hidráulica sobre la estructura (carga a perder)	$H = 1.2352$ m.
Peso específico del agua	$\gamma = 1000$ kg/m ³
Peso específico del hormigón	$\gamma_c = 2400$ kg/m ³
Coefficiente de Lane (tabla N° 25)	$C = 6$
Calado de agua al pie del azud	$Y_1 = 0.2975$ m.
Velocidad al pie del azud	$V_1 = 6.7227$ m/seg.

Aplicando el método de filtración compensada o método de LANE, la longitud necesaria para que no exista tubificación se calcula con la ecuación N° 132 por lo que resulta:

$$L_{neces} = 6.00 * 1.2352 \quad L_{neces} = 7.411 \text{ m.}$$

Según la figura N° 79 la longitud compensada, evaluada por la ecuación N° 131 se tiene:

$$L_{Compen.} = 7.40 + 3.697$$

$$L_{Compen.} = 11.097 \text{ m.}$$

Por lo tanto como $L_{Compen.} > L_{neces}$ no hay peligro que exista el fenómeno de tubificación.

3.7.1.13.-CALCULO DE LA SUPRESIONES

Se calcula con la ecuación N° 134 y los resultados se presentan en la tabla N° 110

TABLA N° 110 VALORES DE LAS SUBPRESIONES EN EL AZUD

$H = H_1 - Y_n$		$H = 1.999 - 0.7638 = 1.2352$					
	Punto	H	H'	H + H'	L _x	L _{Comp}	S _x
	A	1.2352	0.7638	1.999	0.000	11.097	1.9990
	B	1.2352	3.9638	5.199	3.200	11.097	4.8428
	C	1.2352	3.9638	5.199	3.600	11.097	4.7983
	D	1.2352	2.8638	4.099	4.700	11.097	3.5758
	E	1.2352	2.8638	4.099	5.397	11.097	3.4983
	Inicio zamp.	F	1.2352	2.3638	3.599	5.897	2.9426
	Final Zampe.	G	1.2352	2.3638	3.599	8.231	2.6828
		H	1.2352	2.8638	4.099	8.731	3.1272
		I	1.2352	2.3638	4.099	8.997	3.0950
		J	1.2352	0.7638	1.999	11.097	0.7638

3.7.1.14.-VERIFICACION DEL ESPESOR DEL SOLADO

PRIMER CRITERIO.- tomando el promedio de las supresiones al inicio y final del zampeado se tiene:

$$S_{PromedSubp.} = \frac{2.9426 + 2.6828}{2}$$

$$S_{Prom.Subp.} = 2.8127 \text{ m.c.a.}$$

Calculamos el espesor del solado con la ecuación N° 136, considerando el peso del agua y el resultado que se obtiene es el siguiente:



$$e = \frac{4}{3} * \left(\frac{2.8127 - 1.5638}{2400} \right) * 1000$$

$$e = 0.6938 \text{ m-}$$

SEGUNDO CRITERIO.- Sin considerar el peso del agua sobre la losa el espesor requerido seria el siguiente:

$$e = \frac{4}{3} * \frac{2.8127}{2.4}$$

$$e = 1.563 \text{ m.}$$

TERCER CRITERIO.- Teniendo en consideración tirante y velocidad al pie del azud se tiene:

$$e = \frac{4}{3} * (0.15 * 6.7227 * \sqrt{0.2975})$$

$$e = 0.733 \text{ m.}$$

CONCLUSION.- Se concluye el espesor de solado adoptado de 0.80 m. es mayor al calculado en dos criterios, mas no así en el segundo criterio pero esto se puede disminuir colocando drenes o lloradores en toda la losa del colchón disipador los cuales tendrán un espesor de 2 pulgadas y estarán distribuidos uniformemente en toda la losa del colchón. Por lo tanto el espesor de 0.80 m se toma como el correcto.

3.7.1.15.- DISEÑO DEL CANAL DE LIMPIA

Para el diseño del canal de limpia se dispone de la siguiente información:

Coefficiente de rugosidad (mampostería)	:	n	= 0.025
Coefficiente (mezcla de arena y grava de tabla N° 26)	:	C	= 4.5
Diámetro del grano mayor	:	d	= 0.15 m.
Caudal a discurrir en el canal de limpia	:	Q _c	= 2*160 = 0.320 m/seg.
Aceleración de la gravedad	:	g	= 9.81 m/seg ²

CALCULO DE LA VELOCIDAD DE ARRASTRE

De la ecuación N° 138 se tiene:

$$V_c = 1.5 * 4.5 * \sqrt{0.15}$$

$$V_c = 2.614 \text{ m/seg.}$$

Viene hacer la velocidad requerida en el canal de limpia para eliminar al material de arrastre.

CALCULO DEL CAUDAL UNITARIO

Empleando la ecuación N° 140 se tiene:

$$q = \frac{(2.614)^2}{9.81}$$

$$q = 0.697 \text{ m}^3/\text{seg/m.}$$

ANCHO DEL CANAL DE LIMPIA

Lo determinamos de la ecuación N° 139 y se obtiene:

$$B = \frac{0.320}{0.697}$$

$$B = 0.459 \text{ m.}$$

Tomando un decimo de la longitud del barraje será:



$$B = \frac{10}{10}$$

$$B = 1.00 \text{ m}$$

Finalmente teniendo presente que el canal de limpia debe tener un ancho de tal manera que no genere obstrucciones al pasar el material de arrastre, sobre todo el material flotante (troncos, palos) , por seguridad y comodidad adoptamos un ancho del canal de limpia igual a:

$$B = 2.00 \text{ m.}$$

PENDIENTE DEL CANAL DE LIMPIA

La pendiente mínima del canal de limpia se determina con la ecuación N° 141 y se tiene el siguiente valor:

$$S_c = \frac{(0.025)^2 * (9.81)^{10/9}}{(0.16)^{2/9}}$$

$$S_c = 0.01$$

COMPUERTA DE LIMPIA

Para el presente trabajo optamos por tablonces de madera de 2 metros de longitud. Los cuales pueden ser retirados en tiempos de crecidas. Así como también cuando sea necesario hacer la limpieza de los sedimentos depositados frente a la ventana de captación, mediante el canal de limpia.

3.7.1.16.-ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL AZUD

Conocidas las dimensiones del azud, para terminar el diseño es necesario comprobar la estabilidad del mismo.

Como el azud estará separado del zampeado con una junta de dilatación o construcción, razón por la cual se hace la verificación en forma independiente.

Para hacer el análisis de estabilidad consideramos las fuerzas principales que actúan sobre el barraje estas son el empuje hidrostático que ejerce el agua (E), peso propio (G), y la supresión (S).

Su análisis se hace mediante los coeficientes de seguridad según la figura N° 80.

CALCULO DEL EMPUJE HIDROSTATICO.

De la figura N° 80 se obtiene:

$$E = \left(\frac{0.899 + 1.999}{2} \right) * 1.10$$

$$E = 1.5939 \text{ ton/m.}$$

Su punto de aplicación se calcula de la siguiente manera:

$$Y = \frac{1.10}{3} * \left[\frac{2 * 0.899 + 1.999}{0.899 + 1.999} \right]$$

$$Y = 0.480 \text{ m.}$$

CALCULO DE LAS FUERZAS DE SUPRESIÓN

Para el cálculo de las fuerzas de supresión se considera un plano horizontal en la base del azud y el diagrama de supresiones se presenta en la figura N° 80



$$S_{1-2} = \left[\frac{4.8428 + 4.7983}{2} \right] * 1.2$$

$$S_{1-2} = 5.7847 \text{ Ton/m.}$$

$$S_{3-4} = \left[\frac{3.5758 + 3.4983}{2} \right] * 2.092$$

$$S_{3-4} = 7.3995 \text{ Ton/m.}$$

Por lo tanto la fuerza de supresión total es:

$$S = 5.7847 + 7.3995$$

$$S = 13.1842 \text{ Ton/m.}$$

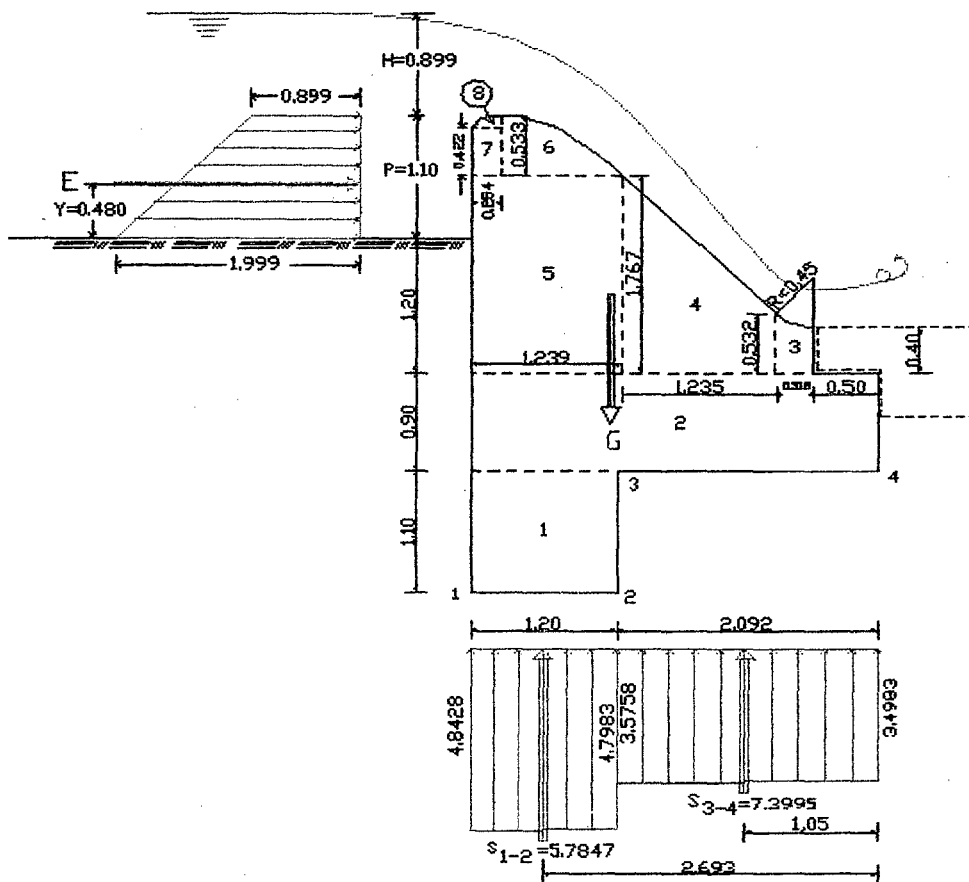


FIGURA N° 80 DIAGRAMA DE FUERZAS EN EL AZUD



FUERZAS ESTABILIZANTES

Lo constituye el peso de la estructura y se calcula según la figura N° 80 y los resultado se muestran en la tabla N°111

TABLA N° 111 CÁLCULO DE LAS FUERZAS DEBIDO AL PESO PROPIO DEL AZUD

FIGURA N°	SIMBOLO	VOLUMEN POR ML	PESO ESPECIFICO DEL CONCRETO	PESO (Ton/m.)
1	G ₁	1.320	2.4	3.168
2	G ₂	2.9628	2.4	7.1107
3	G ₃	0.1400	2.4	0.3360
4	G ₄	1.4196	2.4	3.4070
5	G ₅	2.1893	2.4	5.2543
6	G ₆	0.3397	2.4	0.8153
7	G ₇	0.1072	2.4	0.2573
8	G ₈	0.016	2.4	0.0384
G	20.387			

CALCULO DE LOS MOMENTOS

Los momentos actuantes lo calculamos con respecto al punto "O" de la figura N° 80 y los resultados finales se presentan en la tabla N°112

TABLA N° 112 VALORES DE LOS MOMENTOS ACTUANTES EN EL AZUD

FUERZA TOTAL	SIMBOLO	FUERZA PARCIAL	BRAZO (m)	MOMENTO PARCIAL	MOMENTO TOTAL
G	G ₁	3.1680	2.692	8.5283	42.8870
	G ₂	7.1107	1.646	11.7042	
	G ₃	0.3360	0.6687	0.2247	
	G ₄	3.4070	1.5459	5.2669	
	G ₅	5.2543	2.6725	14.0421	
	G ₆	0.8153	2.6813	2.1861	
	G ₇	0.2573	3.165	0.8144	
	G ₈	0.0384	3.1333	0.1203	
E		1.5939	2.580	4.1123	4.1123
S	S ₁₋₂	5.7847	2.693	15.5782	23.3477
	S ₃₋₄	7.3995	1.050	7.7695	



Obteniéndose los siguientes resultados:

$$\sum F_v = G - S = 20.387 - 13.1842 \text{ Ton/m.}$$

$$\sum F_v = 7.2028 \text{ Ton/m.}$$

$$\sum F_H = E = 1.5939 \text{ Ton/m.}$$

MOMENTO ESTABILIZADOR

$$M_e = 42.887 \text{ Tn/m/m. (momento estabilizador)}$$

MOMENTO DE VUELCO

$$M_v = 4.1123 + 23.3477 \text{ Ton/m. /m.}$$

$$M_v = 27.4611 \text{ Ton/m. /m.}$$

VERIFICACIONES

AL DESLIZAMIENTO

Se determina mediante la fórmula N° 143 colocado sobre base de concreto arena, además de la tabla N° 27 se tiene $f = 0.40$, con lo cual se obtiene:

$$K_d = 0.4 * \frac{7.2028}{1.5939}$$

$$K_d = 1.81 \geq 1.5 \quad \text{OK.}$$

VERIFICACION AL VOLTEO

$$K_v = \frac{42.887}{27.4611}$$

$$K_v = 1.56 \geq 1.5 \quad \text{OK.}$$

UBICACIÓN DE LA RESULTANTE EN LA BASE

$$\bar{X} = \frac{42.887 - 27.4611}{7.2028}$$

$$\bar{X} = 2.142 \text{ m.}$$

Por lo tanto La resultante de las fuerzas cae dentro del tercio central de la base.

CALCULO DE LA EXCENTRECIDAD

$$e = \frac{3.292}{2} - 2.142$$

$$e = -0.496 \text{ m. (indica a la izquierda del medio)}$$

La excentricidad máxima tendrá el valor de:

$$e_{\max} = \frac{3.292}{6}$$



$$e_{\max} = 0.549 \text{ m.}$$

Como $e_{\max} > e$ esto significa que la línea de acción de la resultante de fuerzas corta a la base del azud en el llamado tercio central, por lo que se verifica que:

$$\frac{3.292}{3} \leq \frac{42.887 - 27.4611}{7.2028} \leq \frac{3.292}{3}$$

$$1.097 \leq 2.142 \leq 1.097 \quad \text{Si cumple.}$$

CALCULO DE LOS ESFUERZOS SOBRE EL TERRENO DE FUNDACION

VERIFICACION AL APLASTAMIENTO

Esta verificación se hace con la condición de que no sobrepasen los límites de la capacidad portante del suelo se determinan mediante la Formula N° 148 de la cual resulta

$$\sigma = \frac{7.2028}{3.292} \left(1 \pm \frac{6 * 0.496}{3.292} \right)$$

De donde se tiene:

$$\sigma_{\max} = 0.416 \quad \text{kg/cm}^2 < \sigma_i = 5.29 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\min} = 0.021 \quad \text{Kg/cm}^2 > 0 \quad \text{OK.}$$

Por lo tanto el azud cumple las condiciones de seguridad al deslizamiento al volteo y al aplastamiento para las dimensiones propuestas, quedando de esta manera definido el azud.

3.7.1.17.-CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACION.

Se determina por el criterio de socavación general teniendo en cuenta la información siguiente:

Caudal de diseño	$Q_d = 20 \text{ m}^3/\text{seg.}$
Periodo de retorno	$T_r = 50.68 \text{ años}$
Área de la sección transversal.	$A = 9.1660 \text{ m}^2$
Ancho efectivo del canal	$B_e = 12 \text{ m.}$
Profundidad inicial existente	$Y_n = 0.7638 \text{ m.}$
Tirante medio $\left(\frac{A}{B_e} \right)$	$h_m = 0.7638 \text{ m.}$
Diámetro medio de las partículas del material granular	$D_m = 4.1 \text{ mm.}$
Coefficiente de corrección por contracción de flujo	$\mu = 0.931$
Coefficiente de frecuencia (ecuación N°169)	$\beta = 0.9588$
Exponente (variable que depende del diámetro medio del material granular ecuación N°168)	$Z = 0.3659$
Coefficiente de corrección por la densidad del agua durante La avenida (para agua clara)	$\phi = 1.00$
Peso específico del material de fondo	$\gamma = 1870 \text{ kg/m}^3$
Velocidad media en la sección.	$V = 1.06 \text{ m/seg.}$

PARA SEDIMENTOS NO- COHESIVOS

El coeficiente de sección será igual a:

$$\alpha = \frac{20}{12 * (0.7638)^{5/3}}$$



$$\alpha = 2.611$$

Luego la profundidad del flujo o tirante después de ocurrido la socavación sera:

$$h_s = \left[\frac{2.611 * (0.7638)^{5/3}}{0.68 * 0.9588 * 0.931 * (4.1)^{0.28}} \right]^{1/1+0.3659}$$

$$h_s = 1.5684 \text{ m.}$$

PROFUNDIDAD DE SOCAVACION

La profundidad de socavación será:

$$H_s = 1.5684 - 0.7638$$

$$H_s = 0.805 \text{ m.}$$

Esto nos determina que la profundidad mínima de cimentación seria de 0.85 m.

3.7.1.18.-CALCULO DE LA CURVA DE REMANSO

La curva de remanso que producirá la colocación del barraje vertedero, aguas arriba del mismo se determina con el software de H Canales mediante el método de integración grafica, y los resultados obtenidos se presentan en la tabla N° 113 para los siguientes datos de entrada:

Caudal de diseño	$Q_d = 20 \text{ m}^3/\text{seg.}$
Ancho de solera	$b = 12 \text{ m.}$
Pendiente de fondo	$S = 0.02 \text{ m/m.}$
Coefficiente de rugosidad	$n = 0.050$
Tirante inicial de agua	$Y_1 = 1.20 * Y_n = 0.9166 \text{ m.}$
Tirante final de agua	$Y_2 = 1.999 \text{ m.}$

RESULTADOS

TABLA N° 113 LONGITUD DE LA CURVA DE REMANSO

X	0.00	4.59	8.76	12.70	16.50	20.20	23.84	27.43	30.99
Y	0.9166	0.9842	1.0519	1.1195	1.1872	1.2548	1.3225	1.3901	1.4578

X	34.52	38.03	41.52	44.99	48.46	51.91	55.36	58.80
Y	1.5254	1.5931	1.6607	1.7284	1.7960	1.8637	1.9313	1.999

De la tabla N° 113 se observa que el remanso producido por el barraje vertedero alcanzara una longitud de 58.80 m aguas arriba, efecto que no causara desbordamientos, debido a que los taludes de la sección transversal del rio tienen alturas suficientes para controlar este peligro.

3.7.1.19.-VENTANA DE CAPTACIÓN

La ventana de captación se dimensiona para el tiempo de estiaje, para estas condiciones el tirante de aguas mínimas sobre el cimacio será considerada prácticamente nulo, por ser este muy pequeño, para su diseño se cuenta con la siguiente información:

Caudal a captarse	: $Q_d = 0.160 \text{ m}^3/\text{seg.}$
Carga de agua sobre la cresta	: $H = 0.50 \text{ m.}$
Altura de la ventana de captación	: $W = 0.60 \text{ m.}$



Coefficiente de corrección por contracción lateral debido a la ubicación de los barrotes	:	K = 0.85
Espaciamiento entre barrotes	:	S = 0.10 m.
Ancho o espesor de barrotes	:	e = 0.0127 m.
Ancho de la plantilla del canal de salida	:	b = 0.50 m.
Pendiente del canal aductor	:	S = 0.0015 m/m.
Coefficiente de Manning	:	n = 0.014
Tirante normal del canal de salida	:	$Y_n = 0.4023$ m.
Velocidad de entrada al canal	:	V = 0.80 m/seg.

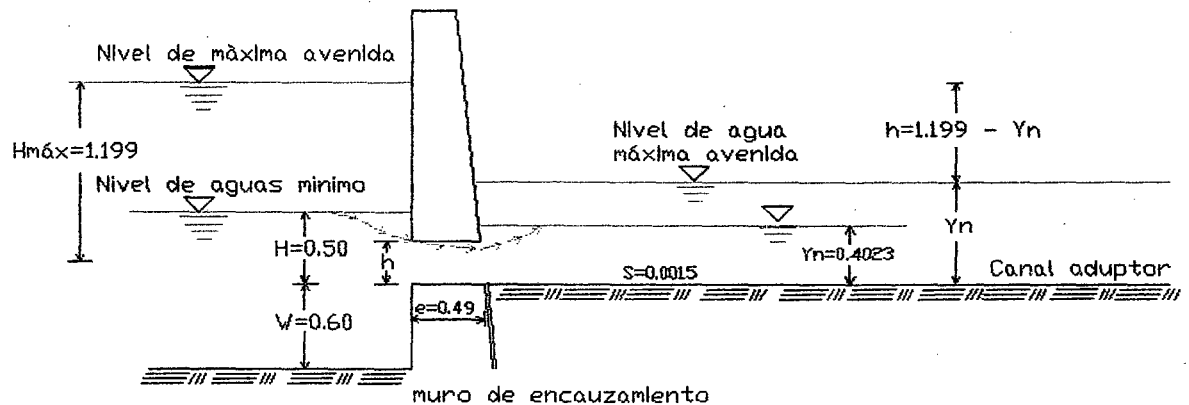


FIGURA N° 81 PERFIL DEL BOCAL DE INGRESO

El diseño consiste en determinar las dimensiones de la ventana, como son el alto y ancho, para el caso se considera como un vertedero de aristas vivas, para lo cual se sigue el siguiente procedimiento:

1.- se determina el tipo de vertedor de acuerdo al espesor de la cresta.

Se clasifica de acuerdo a la siguientes relaciones:

$$0.67 < \frac{0.49}{0.5} = 0.98$$

$$e = 0.49 < 3 \cdot 0.5 = 1.5$$

Se trata de un vertedero de pared intermedia.

2.-determinación del coeficiente ϵ_1

Con las relaciones $\frac{0.49}{0.5} = 0.98$ y $\frac{0.60}{0.5} = 1.2$, se ingresa a la figura N° 18 y obtiene el valor del coeficiente de corrección buscado que tiene el valor siguiente:

$$\epsilon_1 = 0.90$$

Además se determina que el funcionamiento es ahogado con láminas adheridas al umbral.

3.- luego se determina el coeficiente de corrección ϵ_2 para descarga ahogada, el cual determina de la figura N° 19 entrando con la siguiente relación: $\frac{0.50 - 0.4025}{0.50} = 0.195$, obteniéndose el valor de:

$$\epsilon_2 = 0.803$$

4.- determinación del coeficiente " m_0 " se obtiene de la ecuación N° 151 de Bazin:

$$m_0 = \left(0.405 + \frac{0.003}{0.50} \right) * \left(1 + 0.55 \left(\frac{0.5}{0.5 + 0.6} \right)^2 \right)$$

$$m_0 = 0.458$$

5.- determinación del coeficiente de descarga.



$$C = 0.90 * 0.803 * 0.458 * \sqrt{2 * 9.81}$$

$$C = 1.466$$

4.- calculo del ancho del vertedor

Se determina mediante la ecuación general de vertederos:

$$b = \frac{0.160}{0.85 * 1.466 * (0.5)^{3/2}}$$

$$b = 0.363 \text{ m.}$$

6.- calculo del número de espacios en la ventana (Ne)

$$N_e = \frac{0.363}{0.10}$$

$$N_e = 3.63$$

7.- calculo del número de barrotes

$$N_b = 3.63 - 1.00$$

$$N_b = 2.63$$

8.- Espacio total de barrotes

$$E_b = 2.63 * 0.0127$$

$$E_b = 0.033$$

9.- Ancho total de la ventana de captación

$$B = 0.363 + 0.033$$

$$B = 0.396 \text{ m.}$$

Adoptamos un ancho práctico de:

$$B = 0.40 \text{ m.}$$

10.- Calculo de las medidas de la ventana

De la ecuación de continuidad se tiene:

$$A = \frac{0.160}{0.80}$$

$$A = 0.200 \text{ m}^2$$

Como $B = 0.40 \text{ m}$, entonces la altura estará dado por:

$$h = \frac{0.200}{0.40}$$

$$h = 0.50 \text{ m.}$$

11.- pérdida por rejilla

Para verificar la altura de la ventana de captación, consideramos solamente la pérdida de carga por rejilla, la cual nos determinara se si es necesario incrementar la altura por este fenómeno, utilizando la formula N° 149 se tiene:

$$h_r = 1.79 * \left(\frac{0.0127}{0.10} \right)^{4/3} * \frac{(0.80)^2}{2 * 9.81}$$

$$h_r = 0.0037 \text{ m.}$$

Por lo tanto la pérdida que se ocasiona es insignificante y no es necesario aumentar la altura de la ventana.

Finalmente la ventana de captación adoptara las siguientes dimensiones:

Ancho de ventana : $B = 0.50 \text{ m.}$

Altura de ventana : $h = 0.40 \text{ m.}$

DISEÑO DE LA COMPUERTA DE REGULACION

La compuerta de regulación se diseña teniendo en cuenta como un orificio de pared delgada y que tendrá un ancho igual al ancho de solera del canal, el diseño consiste en determinara la abertura de esta



para el caudal de diseño, además consideramos la carga de agua frente a la compuerta será la que corresponde para una carga sobre el azud igual a cero (estiaje).
 Para su diseño se cuenta con los siguientes datos:

Caudal de diseño	:	$Q_d = 0.160 \text{ m}^3/\text{seg.}$
Altura de agua frente a la compuerta	:	$Y_1 = 0.50 \text{ m.}$
Ancho de la compuerta	:	$b = 0.50 \text{ m.}$
Tirante de agua aguas abajo de la compuerta	:	$Y_3 = 0.4023 \text{ m}$
Coefficiente para compuertas	:	$m = 0.611$

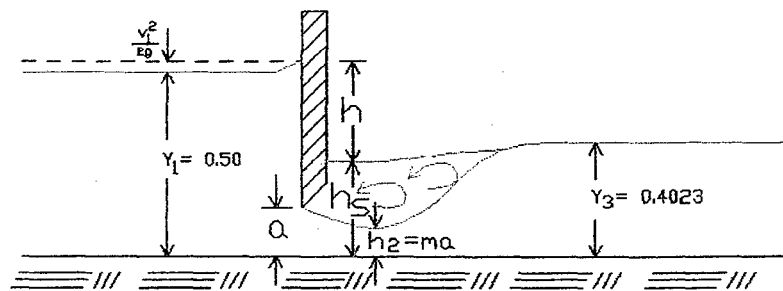


FIGURA N° 82 ESQUEMA DE COMPUERTA DE REGULACION

Conocido las alturas de agua Y_1 y Y_3 y asumiendo una altura de compuerta para el caso asumimos $a = 0.22$ (se obtiene después de un proceso de tanteos) se obtiene las siguientes relaciones $\frac{0.50}{0.22} = 2.27$ y $\frac{0.4023}{0.22} = 1.83$, con estas relaciones se ingresa a la figura N° 57 y se obtiene el coeficiente de descarga para estas condiciones que tiene el valor de:

$$C_d = 0.46$$

Luego con ello se obtiene:

$$q = 0.46 * 0.22 * \sqrt{2 * 9.81 * 0.5}$$

$$q = 0.317 \text{ m}^3 / \text{seg/m.}$$

$$\frac{V_1^2}{2 * g} = \left(\frac{0.317}{0.50} \right)^2 \frac{1}{2 * 9.81} = 0.020$$

CALCULO DE LA CARGA "h"

$$0.317 = 0.611 * 0.22 * \sqrt{2 * 9.81 * h}$$

$$h = 0.283 \text{ m}$$

CALCULO DE LA ALTURA DE SUMERSION "hs"

$$hs = 0.50 + 0.020 - 0.283$$

$$hs = 0.237 \text{ m.}$$

CALCULO DEL TIRANTE EN LA VENA CONTRAIDA.

$$Y_2 = 0.611 * 0.22 = 0.134 \text{ m}$$



VERIFICACION

Por lo tanto el caudal que ingresa por la compuerta para la abertura de 0.22 m será:

$$Q = 0.611 * 0.22 * 0.50 * \sqrt{2 * 9.81 * 0.283}$$

$$Q = 0.158 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

CONCLUSION

Se concluye que la abertura de compuerta mínima será de $a = 0.22$ m. porque en realidad trabajara con una altura de agua mayor de la supuesta, y con ello un mayor caudal de ingreso.

ANGULO DE INCLINACION DE LA VENTANA Y EL RIO

$$\alpha = \text{arcCos}\left(\frac{0.664}{0.80}\right)$$

$$\alpha = 33^{\circ}54''$$

VERIFICACION PARA AVENIDA MAXIMA O MAXIMO CAUDAL DE INGRESO

En avenida máxima la ventana funcionara como orificio, por lo tanto el caudal máximo que ingresa lo determinamos teniendo en cuenta la siguiente información:

Ancho de la ventana	:	$b = 0.50$ m.
Alto de la ventana	:	$h = 0.40$ m.
Coefficiente de orificios (pared intermedia)	:	$C_d = 0.623$
Pendiente del canal de salida	:	$S = 0.0015$
Coefficiente de Manning	:	$n = 0.014$
Ancho de plantilla del canal de salida	:	$b = 0.50$ m.
Coefficiente de corrección por ubicación de barrote	:	$K = 0.85$

El caudal máximo que ingresa por la ventana de captación se calcula, por tanteos hasta que los caudales sean iguales, tanto para la ecuación de orificio, así como la ecuación de Manning, los resultados se muestran en la tabla N° 114.

TABLA N° 114 CÁLCULO DEL CAUDAL MAXIMO DE INGRESO

Ecuación de orificio		Ecuación de maning	
$Q = K * C_d * a * b * \sqrt{2 * g * h}$		$Q = \frac{1}{n} * A * R^{2/3} * S^{1/2}$	
Caudal de ingreso $Q \text{ (m}^3/\text{seg)}$	Carga orificio $h = 1.199 - Y_n$	Caudal de salida $Q \text{ (m}^3/\text{seg)}$	Tirante canal $Y_n \text{ (m)}$
0.326	0.484	0.3214	0.715
0.325	0.480	0.3235	0.719
0.3244	0.4782	0.3244	0.7208
0.3244	0.478	0.3244	0.7207

Por lo tanto el caudal que ingresa por la ventana de captación en máxima avenida será:

$$Q_{\max} = 0.3244 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Caudal con el que se diseñara el canal principal.



DISEÑO DEL CANAL PRINCIPAL

El canal principal será de forma rectangular y para su diseño se dispone de la siguiente información:

Caudal de diseño	:	$Q_d = 0.3244 \text{ m}^3/\text{seg.}$
Pendiente de solera del canal	:	$S = 0.0015$
Coefficiente de rugosidad	:	$n = 0.014$
Ancho de plantilla del canal	:	$b = 0.50 \text{ m.}$

Aplicando Hcanales se tiene los siguientes resultados:

Tirante normal	:	$Y_n = 0.7207 \text{ m.}$
Área hidráulica	:	$A = 0.3604 \text{ m}^2$
Perímetro	:	$P = 1.9415 \text{ m}$
Radio hidráulico	:	$R = 0.1856 \text{ m.}$
Espejo de agua	:	$T = 0.50 \text{ m.}$
Velocidad	:	$V = 0.9002 \text{ m/seg.}$
Energía específica	:	$E = 0.7620 \text{ m - Kg. /kg.}$
Numero de Froude	:	$F = 0.3385$
Tipo de flujo	:	subcritico.

ALTURA DEL BORDE LIBRE

$B.L = 0.1793 \text{ m.}$

ALTURA DEL CANAL.

$H = 0.7207 + 0.1793 = 0.90 \text{ m.}$

$H = 0.90 \text{ m.}$

CONCLUSION:

Las dimensiones finales del canal principal son:

$H = 0.90 \text{ m.}$

$B = 0.50 \text{ m.}$

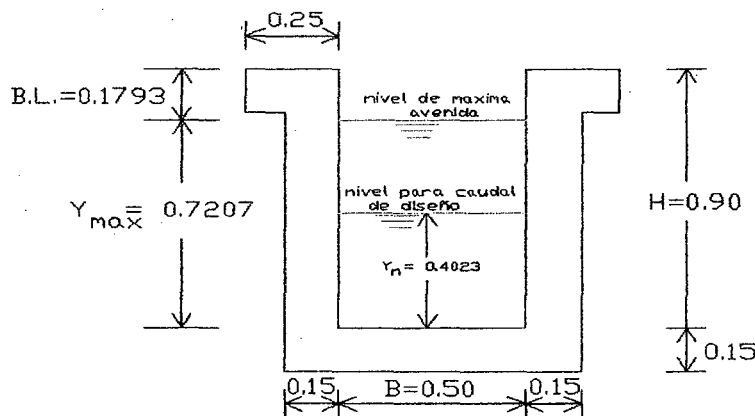


FIGURA N° 83 CARACTERISTICAS DEL CANAL PRINCIPAL



3.7.1.20.-MUROS DE ENCAUZAMIENTO

Consiste en diseñar la longitud, y altura de muros para avenida máxima, finalmente se hace su análisis de estabilidad tal como se muestra a continuación:

ALTURA DE MUROS AGUAS ARRIBA DEL AZUD

Se determina mediante la formula N° 162 para una altura de borde libre igual a 0.50 m por lo tanto la altura total del muro será:

$$H_U = 1.10 + 0.899 + 0.50 = 2.499 \text{ m}$$

Adoptamos:

$$H_U = 2.50 \text{ m.}$$

LONGITUD DEL MURO

Se determina con la ecuación N° 164, para un tamaño medio de roca $d = 0.15 \text{ m}$ entonces se tiene:

$$L_U = 2.15 + 6 * 0.15 = 305 \text{ m}$$

Adoptamos

$$L_U = 3.50 \text{ m.}$$

ALTURA DE MUROS AGUAS ABAJO DEL AZUD

De la ecuación N° 165 se obtiene:

$$H_D = 1.5136 + 0.7010 = 2.2146 \text{ m.}$$

Se adopta

$$H_D = 2.30 \text{ m.}$$

LONGITUD DEL MURO AGUAS ABAJO

Se estima como la longitud del colchón más la longitud de escollera esto es :

$$L_D = 8.30 + 3.5 = 11.8 \text{ m.}$$

Se adopta

$$L_D = 12.00 \text{ m.}$$

DISEÑO DE ESTABILIDAD

La estabilidad del muro se realiza mediante los coeficientes de seguridad, al deslizamiento, al volcamiento y presiones de contacto suelo - muro, para la geometría propuesta según la figura N°84, además se dispone de la siguiente información:

Características del material del relleno:

Material de relleno	:	Gravilla
Angulo de fricción	:	$\phi = 35^\circ$
Peso específico	:	$\gamma_s = 1850 \text{ kg/m}^3$
Cohesión	:	$C = 0$

Características del suelo de fundación:

Tipo de suelo	:	Grava bien graduada.
Angulo de fricción	:	$\phi = 30^\circ$



Peso específico	:	γ_s	=	1870 kg/m ³
Cohesión	:	C	=	0
Resistencia admisible del suelo	:	$\sigma_{admis.}$	=	2.028 kg/cm ²

Características del muro:

Altura total del muro	:	H	=	3.40 m,
Profundidad de cimentación	:	Df	=	0.90 m.
Peso específico del concreto	:	γ_c	=	2400 kg/m ³ .
Angulo que forma la cara interna del muro con la horizontal	:	Ψ	=	84.289407°
Angulo de inclinación del relleno	:	β	=	0
Angulo de fricción entre el suelo de Relleno y el muro	:	δ	=	$\frac{2}{3}\phi = 23.3333^\circ$
Coefficiente de fricción suelo muro	:	μ	=	Tang $\delta = 0.431$

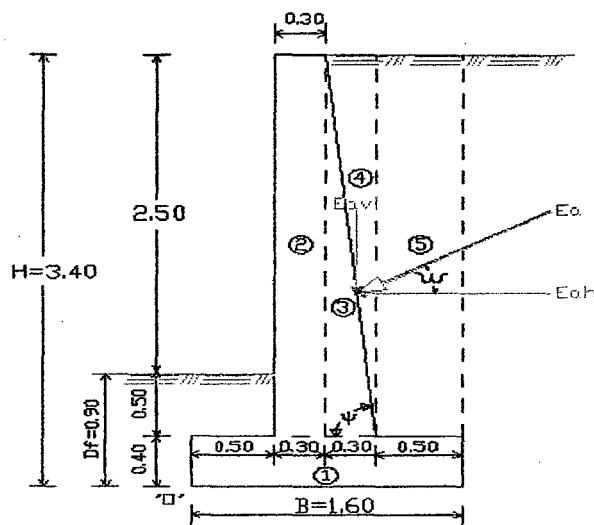


FIGURA N° 84 DIMENSIONES DEL MURO DE ENCAUZAMIENTO

Para el análisis correspondiente consideramos que el muro esta sometido únicamente al empuje de tierras.

CALCULO DEL COEFICIENTE ACTIVO (Ka).

Se determina mediante la ecuación N° 177 se obtiene:

$$K_a = \frac{\text{Sen}^2(119.289407)}{\text{Sen}^2(84.289407) * \text{Sen}(60.95607) \left(1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}58.3333 * \text{Sen}35}{\text{Sen}60.95607 * \text{Sen}84.289407}} \right)^2}$$

$K_a = 0.287$



EMPUJE ACTIVO DE TIERRA

$$E_a = 0.287 * \left(\frac{1}{2} * 1850 * (3.4)^2 \right)$$

$$E_a = 3068.891 \text{ kg/m.}$$

Formando un ángulo con la horizontal igual a:

$$\omega = 90 + \delta - \Psi = 29.0439$$

PUNTO DE APLICACIÓN

$$Y = \frac{3.40}{3}$$

$$Y = 1.133 \text{ m. medido desde la base del muro.}$$

En consecuencia el empuje activo tendrá dos componentes un vertical y otro horizontal.

COMPONENTE HORIZONTAL DEL EMPUJE ACTIVO

$$E_{ah} = 3068.891 * \text{Cos} 29.0439$$

$$E_{ah} = 2682.972 \text{ kg/m.}$$

COMPONENTE VERTICAL DEL EMPUJE ACTIVO

$$E_{av} = 3068.891 * \text{Sen} 29.0439$$

$$E_{av} = 1489.884 \text{ kg/m.}$$

CALCULO DEL PESO PROPIO DEL MURO Y PESO DEL RELLENO Y MOMENTOS ESTABILIZANTES.

Los momentos se calculan con respecto al punto "O" de la figura N° 84 y los valores se presentan en la tabla N° 115

TABLA N° 115 VALORES PESO PROPIO, PESO DEL RELLENO, MOMENTO ESTABILIZANTE

SIMBOLO	FIGURA	BRAZO	PESO	MOMENTO
		X	P	M
PP	1	0.80	1536	1228.80
	2	0.65	2160	1404.00
	3	0.90	1080	972.00
PESO PROPIO DEL MURO			4776	3604.80
Wr	4	1.00	832.50	832.50
	5	1.35	2775.00	3746.25
PESO RELLENO			3607.50	4578.75

PESO PROPIO DEL MURO

$$PP = 4776 \text{ kg/m.}$$

PESO DEL RELLENO

$$W_r = 3607.50 \text{ kg/m.}$$

MOMENTO ESTABILIZANTE (Me)



Este constituido por el peso propio del muro y el peso del relleno, que para el caso vale:

$$M_e = 3604.80 + 4578.75$$

$$M_e = 8113.55 \text{ kg} - \text{m}$$

MOMENTO DE VOLCAMIENTO (M_v)

La fuerza que intenta volcar al muro, es la componente horizontal del empuje activo, por lo tanto el momento de vuelco estará dado por

$$M_v = 2682.972 * 1.133$$

$$M_v = 3039.8074 \text{ kg7m} - \text{m.}$$

RESULTANTE DE LAS FUERZAS VERTICALES (R_v)

La componen el peso propio del muro y el peso del relleno que para el caso vale:

$$R_v = 4776.00 + 3607.50$$

$$R_v = 8383.50 \text{ kg/m.}$$

CALCULO DE LA FUERZA DE ROCE (Fr)

Se considera que los empujes actúan perpendicular a la cara interna del muro, además el empuje pasivo no se toma en cuenta porque el relleno sobre la puntera puede ser removido y no hay garantía de permanencia.

Usando la ecuación N° 185 se tiene:

$$Fr = 0.431 * (8383.50 + 1489.8874)$$

$$Fr = 4255.429 \text{ kg/m.}$$

VERIFICACION

Se hace mediante los coeficientes de seguridad

FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO

$$F_{sd} = \frac{4255.429}{2682.972}$$

$$F_{sd} = 1.59 > 1.50 \quad \text{cumple.}$$

FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO

$$F_{sv} = \frac{8183.55}{3039.807}$$

$$F_{sv} = 2.29 > 1.50 \quad \text{cumple.}$$

PUNTO DE APLICACIÓN DE FUERZA RESULTANTE (X_r)

Medido desde el punto "O", se tiene:

$$X_r = \frac{8183.55 - 3039.807}{8383.50}$$

$$X_r = 0.614 \text{ m.}$$

CALCULO DE LA EXCENTRICIDAD DE LA FUERZA RESULTANTE (e_x)



$$e_x = \left(\frac{1.60}{2} - 0.614 \right)$$

$$e_x = 0.186 \text{ m}$$

La excentricidad máxima es:

$$e_{\max} = \frac{1.60}{6}$$

$$e_{\max} = 0.267 \text{ m}$$

Como:

$$e_x = 0.186 \text{ m.} \leq e_{\max} = 0.267 \text{ m}$$

Existe compresión en toda la base con diagrama de presión trapezoidal.

PRESION DE CONTACTO MURO SUELO DE FUNDACION

Se determina mediante la ecuación N° 188 y 189 y se tiene los valores siguientes:

$$\sigma_{\max} = \frac{8383.50}{1.60} \left(1 + \frac{6 * 0.186}{1.60} \right)$$

$$\sigma_{\max} = 0.889 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{admi}} = 2.028 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{bien.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{8383.50}{1.60} \left(1 - \frac{6 * 0.186}{1.60} \right)$$

$$\sigma_{\min} = 0.159 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{admi}} = 2.028 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{bien.}$$

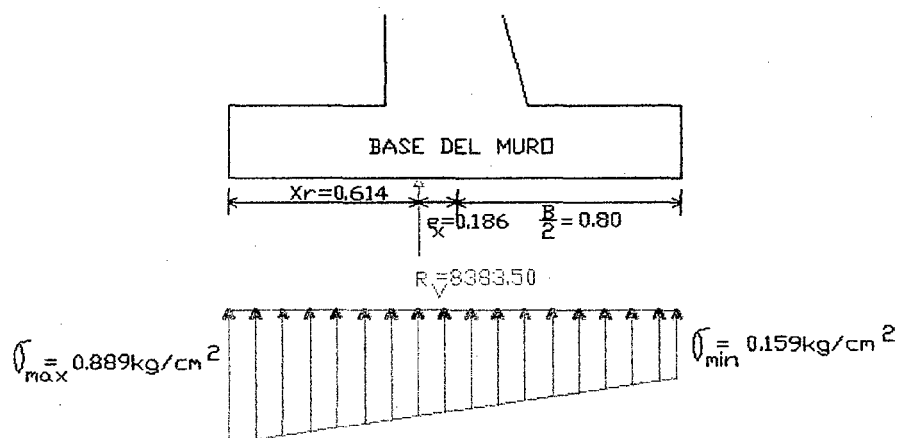


FIGURA N° 85 DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA BASE DEL MURO

CONCLUSION

Por lo tanto las dimensiones del muro son satisfactorias, cumple los requerimientos de seguridad al deslizamiento, al volteo y a las presiones de contacto, en consecuencia las dimensiones propuestas serán las definitivas.



3.7.1.21.-DISEÑO VERTEDERO LATERAL

Será diseñado para cuando se presente la avenida máxima y suponiendo que las compuertas de regulación hayan sufrido desperfectos por lo que se hace necesario regular la creciente por intermedio de estas estructuras.

Se dispone de la siguiente información:

Caudal de ingreso para avenida máxima	:	Q_{max}	=	0.3244 m ³ /seg
Caudal de diseño (cedula de cultivo)	:	Q_d	=	0.160 m ³ /seg.
Caudal pasante en avenida máxima	:	1.3. Q_d	=	0.210 m ³ /seg.
Caudal a evacuar	:	Q_v	=	0.1144 m ³ /seg.
Tirante de agua para avenida máxima	:	Y_{max}	=	0.7207 m.
Tirante de agua capacidad máxima del canal	:	H_1	=	0.5011 m.
Tirante normal de agua para caudal de diseño	:	Y_n	=	0.4023 m.
Pendiente de solera del canal	:	S	=	0.0015
Umbral del vertedor	:	a	=	0.40 m.
Carga sobre el vertedor	:	h_1	=	0.1011 m.
Tipo de flujo	:		=	subcritico

CALCULO DE LA LONGITUD DEL VERTEDERO

Para determinar la longitud necesaria del vertedor de excedencias, utilizamos el método de los puntos escalonados, tomando incrementos $\Delta L = 0.50$ m y los resultados se presentan en la tabla N°116.

TABLA N° 116 CÁLCULO DE LA LONGITUD DEL VERTEDERO METODO PUNTOS ESCALONADOS

DATOS DE ENTRADA:							
$Y_{mic} = 0.5011$ m. $b = 0.50$ m. $n = 0.014$ $S = 0.0015$ $a = 0.40$ $\Delta L = 0.50$ NUMERO DE TRAMOS = 7							
Y	Q	$h = Y - a$	$h\sqrt{2gh}$	M	ΔQ	$Q\Delta Q$	T
0.5011	0.2100	0.1011	0.1424	0.4425	0.0315	0.0066	0.500
0.4886	0.2415	0.0886	0.1167	0.4409	0.0257	0.0062	0.500
0.4752	0.2673	0.0752	0.0914	0.4393	0.0201	0.0054	0.500
0.4619	0.2873	0.0619	0.0683	0.4378	0.0149	0.0043	0.500
0.4495	0.3023	0.0495	0.0487	0.4365	0.0106	0.0032	0.500
0.4385	0.3129	0.0385	0.0334	0.4356	0.0073	0.0023	0.500
0.4293	0.3202	0.0293	0.0222	0.4350	0.0048	0.0015	0.500
0.4220	0.3250	0.0220	0.0145	0.4346	0.0031	0.0010	0.500

$Q^2 * T$	A	$\frac{Q^2 * T}{A}$	$g * A^2$	$\frac{Q^2 T}{A - g * A^2}$	Δh	$Y + \Delta h$	L_{acum}
0.0221	0.2506	0.0880	0.6158	- 0.5278	- 0.0125	0.4886	0.00
0.0292	0.2453	0.1194	0.5854	- 0.4660	- 0.0133	0.4752	0.50
0.0357	0.2376	0.1503	0.5539	- 0.4036	- 0.0133	0.4619	1.00
0.0413	0.2310	0.1787	0.5233	- 0.3446	- 0.0125	0.4495	1.50
0.0457	0.2247	0.2033	0.4955	- 0.2922	- 0.0110	0.4385	2.00
0.0490	0.2192	0.2233	0.4715	- 0.2482	- 0.0092	0.4293	2.50
0.0513	0.2146	0.2388	0.4520	- 0.2131	- 0.0073	0.4220	3.00
0.0528	0.2110	0.2503	0.4368	- 0.1865	- 0.0055	0.4165	3.50



3.7.1.22.-DISEÑO DEL DESARENADOR

El diseño consiste básicamente en calcular la longitud el ancho y la profundidad, para lo cual es necesario contar con los siguientes elementos o datos básicos.

Caudal de diseño	:	Q _d = 0.160 m ³ /seg.
Ancho del canal de llegada	:	b = 0.50 m.
Tirante agua en el canal de llegada	:	Y _n = 0.4023 m.
Diámetro mínimo de partículas a sedimentar	:	d = 0.50 mm.
Tipo de desarenador	:	de baja velocidad

CALCULO DE LA VELOCIDAD DE FLUJO "V" EN EL TANQUE

La velocidad en un desarenador se considera lenta cuando esta comprendida entre 0.20 a 0.60 m/seg. De la ecuación N° 199 propuesta por CAMP se tiene:

$$V = 44 * \sqrt{0.50}$$

$$V = 31.113 \text{ cm/seg.}$$

Se asume:

$$V = 0.30 \text{ m/seg.}$$

VELOCIDAD DE CAIDA "W" DE LA PARTÍCULA

De la tabla N°34, en función del diámetro de la partícula se tiene:

$$W = 5.40 \text{ cm/seg.}$$

$$W = 0.054 \text{ m/seg.}$$

CALCULO DE LA SECCION TRANSVERSAL DEL DESARENADOR

Estará dado por:

$$A = \frac{0.160}{0.30}$$

$$A = 0.533 \text{ m}^2$$

Adoptando una relación de ancho/alto = $\frac{b}{d} = 2$. Se tiene:

$$0.533 = 2 * d^2$$

$$d = 0.516 \text{ m.}$$

Por lo tanto el ancho del desarenador estaría dado por:

$$b = 2 * 0.516$$

$$b = 1.032 \text{ m.}$$

Adoptamos por facilidad de construcción las siguientes medidas:

$$d = 0.55 \text{ m.}$$

$$b = 1.00 \text{ m.}$$

CALCULO DE LA LONGITUD DEL DESARENADOR

$$L = 1.3 * \frac{0.55 * 0.30}{0.054}$$

$$L = 3.972 \text{ m.}$$

Se adopta;

$$L = 4.00 \text{ m.}$$

Para facilitar el lavado, del tanque del desarenador es necesario darle una pendiente, que para el caso tomamos del 5% esta inclinación comienza al finalizar la transición:

$$d_r = (4.00 * 0.05)$$

$$d_r = 0.20 \text{ m.}$$

Por lo tanto la profundidad máxima del desarenador frente a la compuerta de lavado será:

$$d = 0.55 + 0.20$$

$$d = 0.75 \text{ m.}$$

La sección transversal máxima será igual a:

$$\text{Ancho} \quad b = 1.00 \text{ m}$$

$$\text{Profundidad máxima} \quad d = 0.75 \text{ m}$$

ALTURA DE BORDE LIBRE B.L.

Tendrá la misma altura de borde libre que el de canal de ingreso o llegada.

CALCULO DE LA LONGITUD DE TRANSICION

Será tanto para la entrada y salida:

$$L = \frac{1.00 - 0.50}{2 * \tan 12.5}$$

$$L = 1.128 \text{ m.}$$

Adoptamos:

$$L = 1.20 \text{ m.}$$

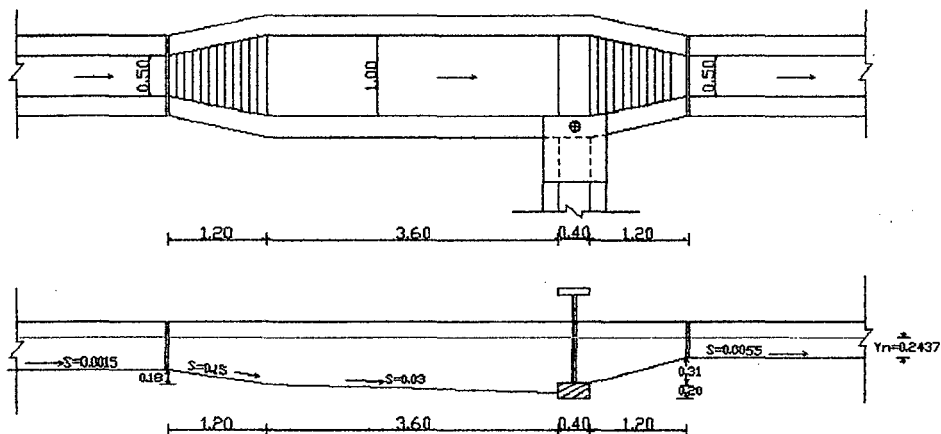


FIGURA N° 87 ESQUEMA DEL DESARENADOR

DISEÑO DE LA COMPUERTA DE LIMPIA

Consiste en determinar las dimensiones de esta, que para el caso es conocido el tirante de agua en el desarenador por lo que es necesario determinar la abertura de la compuerta para descargar un caudal de por lo menos igual al caudal de diseño, el cual debe descargar a un canal de sección rectangular. Para el caso se cuenta con los siguientes datos:

Caudal de diseño : $Q = 0.160 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Tirante de agua en el desarenador : $Y_1 = 0.7537 \text{ m.}$

Ancho de la compuerta : $b = 0.40 \text{ m}$

Ancho de plantilla del canal de salida : $b = 0.40 \text{ m.}$

El diseño consiste en determinar la abertura de la compuerta "a", se determina para descarga Libre o la vena contraída esta descubierta.



CALCULO DE LA ABERTURA DE LA COMPUERTA "a"

De la ecuación N° 319 estimamos un valor aproximado de abertura de la compuerta y se obtiene:

$$a = \frac{0.160}{C_d * 0.40 * \sqrt{2 * 9.81 * 0.75}}$$

$$a = \frac{0.104}{C_d}$$

Se considera como orificio de fondo de pared delgada, en todo el ancho del canal, siendo su valor el siguiente:

$$C_d = 0.611 \text{ (para compuertas)}$$

Entonces se tiene:

$$a = 0.1702 \text{ m.}$$

Adoptamos con fines prácticos una abertura de compuerta de:

$$a = 0.20 \text{ m.}$$

Para esta abertura determinaremos el gasto que esta escurriendo, se considera que el coeficiente de contracción es igual al coeficiente de gasto, bajo esta consideración el espesor de la vena contraída es:

$$Y_2 = m * a = 0.611 * 0.20 = 0.1222 \text{ m.}$$

Por lo tanto la carga h será algo superior a:

$$h = 0.7537 - 0.122$$

$$h = 0.6317$$

Entonces una aproximación del caudal que pasa sería:

$$q = 0.122 * \sqrt{2 * 9.81 * 0.6317}$$

$$q = 0.4295 \text{ m}^3 / \text{seg/m.}$$

Con lo que se tiene:

$$\frac{V_1^2}{2 * g} = \left(\frac{0.4295}{0.7537} \right)^2 * \frac{1}{2 * 9.81} = 0.0166$$

En consecuencia el nuevo valor de h es:

$$h = Y_1 + \frac{V_1^2}{2 * g} - m * a$$

$$h = 0.7537 + 0.0166 - 0.1222$$

$$h = 0.6481 \text{ m}$$

Entonces el nuevo caudal sería:

$$q = 0.1222 * \sqrt{2 * 9.81 * 0.6481}$$

$$q = 0.4358 \text{ m}^3 / \text{seg/m.}$$

Con este nuevo caudal se obtiene el nuevo valor de la carga de velocidad es decir:

$$\frac{V_1^2}{2 * g} = 0.0170$$

Luego se tiene:

$$h = 0.7537 + 0.017 - 0.1222$$

$$h = 0.6485 \text{ m.}$$

Siendo:

$$q = 0.122 * \sqrt{2 * 9.81 * 0.6485}$$

$$q = 0.4359$$

$$\frac{V_1^2}{2 * g} = 0.0170$$



Como se puede ver la carga de velocidad se repite, entonces se acepta como la carga verdadera y en consecuencia el caudal que descarga la compuerta sería:

$$Q = 0.4359 * 0.40$$

$$Q = 0.174 \text{ m}^3/\text{seg}$$

La distancia aproximada vena contraída será:

$$L = \frac{0.20}{0.61}$$

$$L = 0.328 \text{ m.}$$

Por lo tanto las dimensiones del orificio para la ubicación de la compuerta de limpia será de un ancho igual a 0.40 m, y abertura de 0.20 m, el cual descarga un caudal de 0.174 m³/seg., ligeramente superior al caudal de ingreso el cual es aceptable.

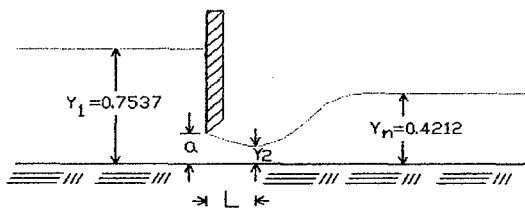


FIGURA N° 88 COMPUERTA DE LIMPIA DEL DESARENADOR

DISEÑO DEL CANAL DE LIMPIA

El canal de limpia lo diseñaremos para descarga máxima de la compuerta y sus características se prestan a continuación:

DATOS:

Forma geométrica del canal	:	Rectangular
Caudal de diseño	:	$Q = 0.174 \text{ m}^3/\text{seg}$
Ancho de solera	:	$b = 0.40 \text{ m.}$
Coefficiente de rugosidad	:	$n = 0.014$
Pendiente de solera	:	$S = 0.003$

RESULTADOS

Tirante normal	:	$Y = 0.4212 \text{ m.}$
Área hidráulica	:	$A = 0.1685 \text{ m}^2$
Perímetro	:	$P = 1.2425 \text{ m.}$
Radio hidráulico	:	$R = 0.1356 \text{ m.}$
Espejo de agua	:	$T = 0.40 \text{ m.}$
Velocidad	:	$V = 1.0327 \text{ m/seg.}$
Energía específica	:	$E = 0.4756 \text{ m-kg./kg.}$
Numero de Froude	:	$F = 0.5080$
Tirante critico	:	$Yc = 0.2682 \text{ m.}$
Tipo de flujo	:	subcrítico

ALTURA DE BORDE LIBRE

$$\text{B.L.} = 0.1788 \text{ m}$$

ALTURA TOTAL DEL CANAL

$$H = 0.4212 + 0.1788 = 0.60 \text{ m.}$$

$$H = 0.60 \text{ m.}$$



3.7.2.-CONDUCION

Constituido por un canal abierto con diferentes pendientes, las que se ajustan a la topografía del terreno.

DISEÑO DE CANALES.

Para el diseño del canal se tiene en cuenta los siguientes parámetros principales.

Tipo de material del cuerpo del canal	:	concreto.
Coefficiente de rugosidad	:	$n = 0.014$
Velocidad máxima permitida	:	$V_{max} = 4.50$ m/seg.
Velocidad máxima según el U S BUREAU OF RECLAMATION	:	$V_{max} = 2.5$ m/seg
Velocidad mínima permitida	:	$V_{min} = 0.45$ m/seg.
Pendiente del canal	:	variables.
Taludes	:	$Z = \frac{3}{4}$

DISEÑO HIDRÁULICO

El diseño hidráulico se hace utilizando el programa de H canales .

TRAMO: ESTACA N° KM 02 + 25.153 m. A ESTACA N° KM 02 + 432.10 m.

DATOS:

Caudal de diseño	:	$Q = 0.160$ m ³ /seg.
Coefficiente de rugosidad	:	$n = 0.014$
Pendiente de solera	:	$S = 0.00185$
Taludes	:	$Z = \frac{3}{4}$
Ancho de solera	:	$b = 0.35$
Forma geométrica	:	trapezoidal

RESULTADOS

Tirante normal	:	$Y = 0.3061$ m.
Área hidráulica	:	$A = 0.1774$ m ²
Perímetro	:	$P = 1.1152$ m.
Radio hidráulico	:	$R = 0.1591$ m.
Espejo de agua	:	$T = 0.8091$ m.
Velocidad	:	$V = 0.9019$ m/seg.
Energía específica	:	$E = 0.3475$ m- kg. /kg.
Numero de Froude	:	$F = 0.6150$
Tirante crítico	:	$Y_c = 0.2331$ m.
Velocidad crítica	:	$V_c = 1.3079$ m/seg.
Energía específica mínima	:	$E_{min} = 0.3203$ m- kg/kg.
Tipo de flujo	:	subcrítico



BORDE LIBRE

Se toma un borde libre igual a:

$$B.L = 0.1939 \text{ m.}$$

ALTURA DE PAREDES DEL CANAL

$$H = 0.3061 + 0.1939$$

$$H = 0.50 \text{ m.}$$

Similar procedimiento se sigue para el diseño de los otros tramos donde por condiciones topográficas se lo requiere y los resultados se presentan en la tabla N° 117.

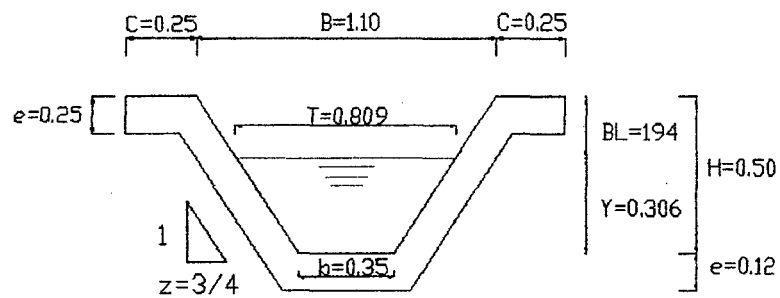


FIGURA N° 89 SECCIÓN TRANSVERSAL DEL CANAL



TABLA Nº 117 VALORES DE LAS CARACTERISTICAS DEL CANAL DE CONDUCCIÓN

GEOMETRICAS					HIDRÁULICAS														
b m	B m	H m	T 1:Z	C m	Q m ³ /seg	Y M	A m ²	P M	R M	T M	V m/seg.	S m/m	n adim	E m - kg/kg	F Adm.	Yc M	Vc m/seg.	B.L M	TIPO FLUJO
0.50	0.50	0.90	1:0	0.25	0.3244	0.7207	0.3604	1.9415	0.1856	0.50	1.9002	0.0015	0.014	0.7620	0.3385	0.3501	1.8532	0.1793	subcritico
0.50	0.50	0.60	1:0	0.25	0.160	0.4023	0.2011	1.3046	0.1542	0.50	0.7954	0.0015	0.0014	0.4345	0.4004	0.2185	1.4639	0.1977	subcritico
0.50	0.50	0.45	1:0	0.25	0.160	0.2437	0.1219	0.9874	0.1234	0.50	1.3130	0.0055	0.014	0.3316	0.8492	0.2185	1.4639	0.2063	Subcritico
0.50	0.50	0.45	1:0	0.25	0.160	0.1955	0.0977	0.8910	0.1097	0.50	1.6369	0.01	0.014	0.3321	1.182	0.2185	1.4639	0.2545	Supercritic
0.30	0.975	0.45	1:3/4	0.25	0.160	0.2505	0.1222	0.9263	0.1319	0.6758	1.3091	0.005	0.014	0.3379	0.9828	0.2482	1.3258	0.1995	Subcritico
0.35	1.10	0.50	1:3/4	0.25	0.160	0.3061	0.1774	1.1152	0.1591	0.8091	0.9019	0.00185	0.014	0.3475	0.6150	0.2331	1.3079	0.1939	Subcritico
0.30	0.975	0.45	1:3/4	0.25	0.090	0.2402	0.1153	0.9004	0.1281	0.6602	0.7805	0.00185	0.014	0.2712	0.5963	0.1826	1.1280	0.2098	subcritico
0.30	0.90	0.40	1:3/4	0.25	0.090	0.2213	0.1031	0.8532	0.1208	0.6319	0.8729	0.0025	0.014	0.2601	0.6900	0.1826	1.1280	0.1787	Subcritico



3.7.3.- OBRAS DE ARTE

3.7.3.1.-DISEÑO DE RAPIDA

Se requiere este tipo de estructura para salvar un desnivel originado por el paso de la carretera Cajamarca –Celendín y se encuentra ubicado en la estaca KM 00 + 581.296 m.

CARACTERISTICAS DE LOS CANALES DE ENTRADA Y SALIDA

Se calcula mediante el Software de Hcanales, y los resultados se presentan en la tabla N° 118.

TABLAN° 118 CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DEL CANAL DE ENTRADA Y SALIDA

PARAMETROS	SIMBOLO	UNIDAD	CANAL AGUAS ARRIBA	CANAL AGUAS ABAJO
Caudal	Q	m ³ /seg	0.160	0.160
Rugosidad	n		0.014	0.014
Talud	Z		0.00	0.00
Ancho solera	b	m	0.50	0.50
Pendiente	S	m/m	0.0055	0.0055
Tirante normal	Y_n	M	0.2437	0.2437
Área hidráulica	A	m ²	0.1219	0.1219
Espejo de agua	T	m	0.500	0.500
Perímetro mojado	P	m	0.9874	0.9874
Radio hidráulico	R	m	0.1234	0.1234
Velocidad	V	m/seg	1.3130	1.3130
Energía específica	E	m-kg/kg	0.3316	0.3316
* ° de Froude	F		0.8492	0.8492
Tipo de flujo			Subcritico	Subcritico
Tirante critico	Y_c	m	0.2185	0.2185
Velocidad critica	V_c	m/seg	1.4639	1.4639
Energía mínima	E_{min}	m_kg/kg	0.3278	0.3278

CALCULO DEL ANCHO DE SOLERA EN LA RAPIDA

El ancho de solera en la rápida se determina con la ecuación N° 239 y se tiene:

$$b = 0.765 * (0.160)^{2/5}$$

$$b = 0.368 \text{ m.}$$

Se adopta

$$b = 0.40 \text{ m}$$

CALCULO DEL TIRANTE EN LA SECCION DE CONTROL

Se diseña para una sección por estrechamiento.

En la sección de control debe presentarse la ocurrencia del flujo crítico, por lo tanto el tirante de agua en la sección de control se determina con la ecuación N° 220 de la cual se obtiene:



$$Y_C = \sqrt[3]{\frac{(0.40)^2}{9.81}}$$

$$Y_C = 0.2536 \text{ m.}$$

Además los siguientes parámetros hidráulicos en esta sección serian:

Área hidráulica	:	A _C = 0.1014 m ²
Perímetro mojado	:	P _C = 0.9072 m.
Radio hidráulico	:	R _C = 0.1118 m.
Velocidad	:	V _C = 1.5773 m/seg.
Carga de velocidad	:	$\frac{V_C^2}{2 * g} = 0.1268 \text{ m.}$
Energía específica	:	E = 0.3804
Aceleración de la gravedad	:	g = 9.81 m/seg ²

CALCULO HIDRAULICO DE LA TRANSICION DE ENTRADA

CALCULO DE LA LONGITUD DE TRANSICIÓN

Espejo de agua en el canal	:	b ₁ = 0.50 m
Espejo de agua en la sección de control	:	b ₂ = 0.40 m.
Angulo que forman los espejos de agua	:	α = 7.5° (para perdidas mínimas)

En la ecuación N° 224 se tiene:

$$L = \frac{0.50 - 0.40}{2 * \tan 7.5}$$

$$L = 0.380 \text{ m}$$

Se toma una longitud práctica de:

$$L = 0.40 \text{ m.}$$

CALCULO DE LA ELEVACION AL INICIO DE LA RAPIDA

Según la figura N° 92 las características hidráulicas entre las secciones 1 y 2 se muestran en la tabla N° 119 con los cuales se calcula la elevación al inicio de la rápida.

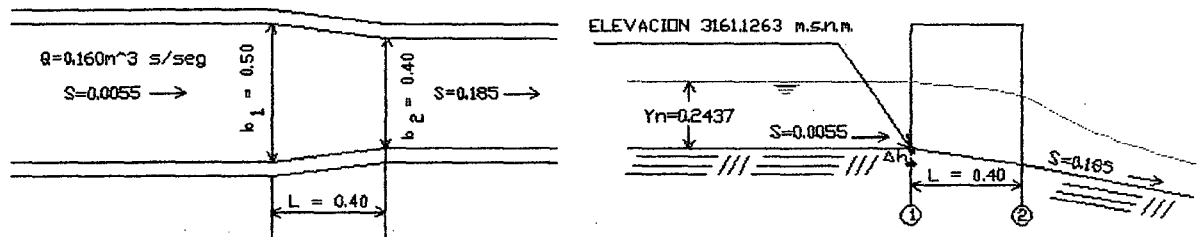


FIGURA N° 90 TRANSICION DE ENTRADA EN LA RAPIDA



TABLA N° 119 CARACTERISTICAS HIDRAULICAS EN TRANSICION RAPIDA

Parámetros	Sección 1		Sección 2	
	Símbolo	valor	Símbolo	Valor
Tirante de agua	Y_n	0.2437	Y_c	0.2536
Radio hidráulico	R	0.1234	R_c	0.1118
Rugosidad	n	0.014	n	0.010
Velocidad	V	1.3130	V_c	1.5773
Carga de velocidad	V^2	0.0879	V_c^2	0.1268
	$\frac{V^2}{2 * g}$		$\frac{V_c^2}{2 * g}$	
Pendiente friccional	S_a	0.0055	S_c	0.00462
Pendiente friccional promedio	\overline{SE}	0.00506		

Aplicando la ecuación de la energía entre las secciones 1 y 2, considerando la perdida por fricción, y teniendo en cuenta que $V < V_c$ se toma $K = 0.10$, resulta

$$0.2437 + 0.0879 + \Delta h = 0.2536 + 0.1268 + 0.10 * (0.1268 - 0.0879) + 0.000506 * 0.4$$

$$\Delta h = 0.0547 \text{ m.}$$

Finalmente la cota en la sección de control, sección 2 es:

$$\text{Cota 2} = 3161.1263 - 0.0547$$

$$\text{Cota 2} = 3161.0716 \text{ m.s.n.m.}$$

COMPROBACION DEL ANGULO "α"

Previamente se requiere conocer los siguientes valores:

$$F_1 = \frac{1.3130}{\sqrt{9.81 * 0.2437}}$$

$$F_1 = 0.8492$$

$$F_2 = \frac{1.5773}{\sqrt{9.81 * 0.2536}}$$

$$F_2 = 1.00$$

$$F_p = \frac{0.8192 + 1.00}{2}$$

$$F_p = 0.9246$$

El ángulo máximo de deflexión de las paredes, se calcula con ecuación N° 242y se obtiene:

$$\text{Cotang} \alpha = 3.375 * 0.9246$$

$$\alpha = 17.68^\circ$$

$$\frac{\alpha}{2} = 8.884^\circ$$

Para la transición de $L = 0.40$ m. de largo el ángulo de deflexión será:

$$\frac{\alpha}{2} = \arctan g \left(\frac{0.05}{0.40} \right)$$

$$\frac{\alpha}{2} = 7.125 < 8.884 \text{ bien.}$$

CALCULO DE LOS TIRANTES DE ESCURRIMIENTO EN EL CANAL DE LA RAPIDA

Para calcular los tirantes en el canal de la rápida, dividimos la longitud total de 46 metros en 10 tramos de 4.6 metros de longitud cada uno, y aplicando el método de tramos fijos se determina los tirantes de escurrimiento en el canal de la rápida tal como se muestra en la tabla N° 120



TABLA N° 120 VALORES DE LOS TIRANTES EN EL CANAL DE LA RAPIDA METODO TRAMOS FIJOS --- PROCESO TABULADO

DATOS DE ENTRADA															
Q = 0.160 m ³ /SEG			b = 0.40 m		So = 0.185		n = 0.010		ΔX = 4.60		NUMERO DE TRAMOS 10				
X	ΔX	So*ΔX	Y	A	P	R	R^(2/3)	V	(V^2)/2*9.81	E	So*ΔX + E	SE	SE	SE*ΔX	E + SE*ΔX
0.00	4.60	0.851	0.25360	0.10144	0.90720		0.232096	1.5773	0.126801	1.38040	1.23140	0.004618	--	--	--
4.60	4.60	0.851	0.092321	0.03693	0.58464		0.158602	4.3327	0.956808	1.04913	1.90013	0.074629	0.03962	0.18227	1.23140
9.20	4.60	0.851	0.077361	0.03094	0.55472		0.145994	5.1706	1.362626	1.43999	2.29099	0.125432	0.10003	0.46014	1.90013
13.80	4.60	0.851	0.071995	0.02880	0.54399		0.140986	5.5559	1.573317	1.64531	2.49631	0.155297	0.14036	0.64568	2.29099
18.40	4.60	0.851	0.069741	0.02790	0.53948		0.138796	5.7355	1.676639	1.74838	2.59738	0.170759	0.16303	0.74993	2.49631
23.00	4.60	0.851	0.068741	0.02750	0.53748		0.137806	5.8190	1.725805	1.79455	2.64555	0.178300	0.17453	0.80284	2.59739
27.60	4.60	0.851	0.068286	0.02731	0.53657		0.137353	5.8577	1.748860	1.81715	2.66815	0.181876	0.18009	0.82840	2.64555
32.20	4.60	0.851	0.068078	0.02723	0.53616		0.137145	5.8756	1.759589	1.82767	2.67867	0.183550	0.18271	0.84048	2.66815
36.80	4.60	0.851	0.067982	0.02719	0.53596		0.137048	5.8839	1.764567	1.83255	2.68355	0.184328	0.18394	0.84612	2.67867
41.40	4.60	0.851	0.067937	0.02717	0.53587		0.137004	5.8878	1.766874	1.83481	2.68581	0.184689	0.18451	0.84874	2.68355
46.00	4.60	0.851	0.067917	0.02717	0.53583		0.136983	5.8896	1.767941	1.83586	2.68686	0.184856	0.18477	0.84995	2.68581



TABLA N° 121 RESUMEN DE LOS TIRANTES EN EL CANAL DE LA RAPIDA

DISTANCIA	DESNIVEL	TIRANTE	COTA
0.00	8.510	0.2536	3161.0716
4.60	7.659	0.0923	
9.20	6.808	0.0774	
13.80	5.957	0.0720	
18.40	5.106	0.0697	
23.00	4.255	0.0687	
27.60	3.404	0.0683	
32.20	2.553	0.0681	
36.80	1.702	0.0680	
41.40	0.851	0.0679	
46.00	0.000	0.0679	3152.5616

Por lo tanto las características del flujo a final del canal de la rápida son:

Tirante al final de la rápida : $Y_0 = 0.0679$ m.
 Velocidad : $V_0 = 5.8896$ m/seg.
 Carga de velocidad : $\frac{V_0^2}{2 * g} = 1.7679$ m

CALCULO DEL BORDE LIBRE EN EL CANAL DE LA RAPIDA

Se determina aplicando la formula N° 249 con los siguientes datos de entrada:

Tirante en el canal de la rápida : $Y = 0.09232$ m-
 Velocidad para ese tirante : $V = 4.3327$ m/seg.

Entonces se tiene:

$$B.L. = 0.61 + 0.00371 * (4.3327)^3 * \sqrt{0.09232}$$

$$B.L. = 0.7017 \text{ m}$$

ALTURA TOTAL DE LAS PAREDES DEL CANAL DE LA RAPIDA

$$H = 0.0923 + 0.7017$$

$$H = 0.794 \text{ m.}$$

Se toma una medida práctica de:

$$H = 0.80 \text{ m.}$$

CALCULO DE LA PROFUNDIDAD Y LA COTA DE ELEVACION EN LA POZA DISIPADORA

Previamente se sigue el siguiente procedimiento:

CALCULO DE LA CURVA ELEVACION – TIRANTE EN EL CANAL DE LA RAPIDA

Se desarrolla de acuerdo a los procedimientos descritos en el marco teórico y los resultados se hacen en forma tabular tal como se presenta en la tabla N° 122.



TABLA N° 122 TIRANTES EN EL CANAL DE LA RAPIDA

DATOS DE ENTRADA						
$EGE = \text{ELEVACION} + y_0 + \frac{V_0^2}{2 * g} = 3152.5616 + 0.06792 + 1.76794 = 3154.3970$						
b = 0.40 m.	g = 9.81 m/seg ²	Q = 0.16 0 m ³ /seg.	ELEVACION 3152.5616 m.s.n.m	V ₀ = 5.8896 m/seg	$\frac{V^2}{2 * g} = 1.7674$	EGE 3154.3970
ETR = EGE - E						
Y M	A m ²	v m/seg.	$\frac{V^2}{2 * g}$	E	EGE	ETR
0.0679	0.0272	5.8910	1.7688	1.8357	3154.397	3152.5613
0.065	0.0260	6.1538	1.9302	1.9952	3154.397	3152.4018
0.060	0.0240	6.6667	2.2653	2.3253	3154.397	3152.0717
0.055	0.0220	7.2727	2.6958	2.7508	3154.397	3151.6462
0.050	0.0200	8.000	3.26200	3.3120	3154.397	3151.0850
0.045	0.0180	8.8889	4.0271	4.0721	3154.397	3150.3249
0.040	0.016	10.00	5.0968	5.1368	3154.397	3149.2602
0.035	0.0140	11.4286	6.6571	6.6921	3154.397	3147.7049

Graficando Y versos ETR se obtiene la curva N° I tal como se muestra en la figura N° 91

CALCULO DE LA ELEVACION DEL TANQUE AMORTIGUADOR

CALCULO DE LA CURVA ELEVACION TIRANTE CONJUGADO MAYOR

Siguiendo el procedimiento descrito en el marco teórico se obtiene los resultados que se muestrean en la tabla N°123

TABLA N° 123 ELEVACION TIRANTE CONJUGADO MAYOR

DATOS DE ENTRADA							
$EGE = \text{ELEVACION} + y_n + \frac{V_n^2}{2 * g} = 3151.6636 + 0.2437 + 0.0879 = 3151.9952$							
b = 0.40 m.	g = 9.81 m/seg ²	Q = 0.16 0 m ³ /seg.	ELEVACION 3152.6636 m.s.n.m	Y _n = 0.2437 M	V _n = 1.3130 m/seg	$\frac{V^2}{2 * g} = 0.0879$	EGE 3151.9952
E _{fpd} = EGE - E							
Y ₁ M	Y ₂ M	V ₂ m/seg.	$\frac{V_2^2}{2 * g}$	E ₂	EGE	E _{fpd}	
0.2437	-	1.3130	0.0879	0.3316	--	---	
0.220	0.2905	1.3769	0.0966	0.38713	3151.9952	3151.6081	
0.200	0.3161	1.2654	0.0816	0.39772	3151.9952	3151.5975	
0.180	0.3451	1.1591	0.0685	0.41357	3151.9952	3151.5816	
0.160	0.3786	1.0565	0.0569	0.43549	3151.9952	3151.5597	
0.140	0.4177	0.9576	0.0467	0.46444	3151.9952	3151.5308	
0.120	0.4648	0.8606	0.0377	0.50255	3151.9952	3151.4927	
0.100	0.5233	0.7644	0.0298	0.55308	3151.9952	3151.4421	
0.08	0.5998	0.6669	0.0227	0.62247	3151.9952	3151.3727	
0.06	0.7079	0.5651	0.0163	0.72417	3151.9952	3151.2710	
0.04	0.8833	0.4528	0.0105	0.89375	3151.9952	3151.1014	
0.035	0.9481	0.4219	0.0091	0.95717	3151.9952	3151.0380	



El tirante Y_2 viene hacer el conjugado mayor de Y_1 se calcula de acuerdo a la ecuación N° 110.
Con los valores de Y_1 versus la E_{fpd} y se obtiene la curva N° II tal como se muestra en la figura N° 91.

CALCULO DEL TIRANTE DE AGUA EN LA POZA DISIPADORA Y SU ELEVACIÓN

Se determina de la figura N° 91 del punto de intersección de las curvas I y II y se obtienen los siguientes valores:

Tirante conjugado menor : $Y_1 = 0.050975$ m
Elevación de la poza disipadora : $E_{fpd} = 3151.1945$ m.s.n.m.

El tirante conjugado mayor se calcula con la formula N° 110 y se obtiene el valor de:
: $Y_2 = 0.7749$ m.

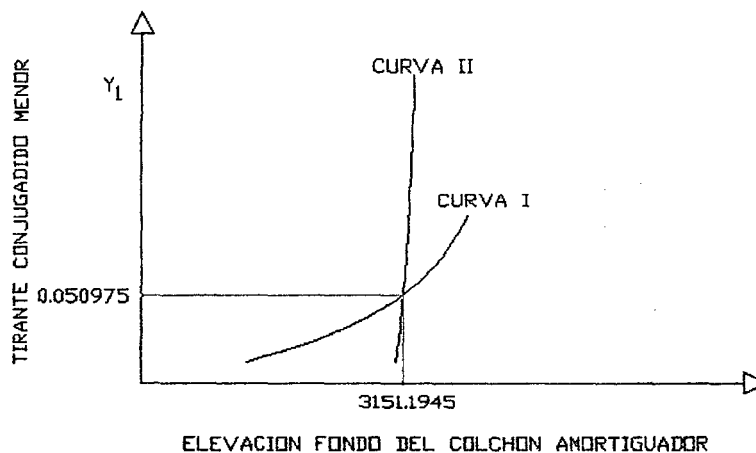


FIGURA N° 91 ELEVACION Y TIRANTE EN LA POZA DISIPADORA

CALCULO DE LA PROFUNDIDAD (h) DE LA POZA DISIPADORA

Se tiene:

Elevación en el canal : 3151.6636 m.s.n.m.
Elevación poza disipadora : 3151.1945 m.s.n.m.

Entonces la profundidad de la poza disipadora será:

$$h = 3151.6636 - 3151.1945$$
$$h = 0.469 \text{ m.}$$

VERIFICACION DE LA OPERACIÓN DE LA POZA DISIPADORA

La figura N° 92 ilustra las cotas y niveles de la poza disipadora, la cual debe ser verificada en cuanto a su funcionamiento hidráulico.



SEGUNDO

Además debe cumplirse:

Energía en la sección 2 (E_2) = energía en el Canal (E_c)

$$0.7749 + 0.0136 = 0.0469 + 0.2437 + 0.0879$$

$$0.7885 \leq 0.8007 \quad \text{cumple.}$$

Pero para mayor seguridad al funcionamiento hidráulico de la poza consideramos un 11.81 % de ahogamiento, por lo que se tendrá que bajar el nivel o cota de fondo de la poza.

Luego en la sección 2 de la poza disipadora tenemos:

$$11.81\% * E_2 = 1.1181 * 0.7885 = 0.8816$$

Entonces la elevación del gradiente de energía es:

$$EGE = 3151.6636 + 0.3316 = 3151.9952$$

Por lo tanto la nueva elevación de la poza será:

$$\text{Elevación poza} = 3151.9952 - 0.8876$$

$$\text{Elevación poza} = 3151.1136 \text{ m.s.n.m.}$$

Luego la nueva profundidad de la poza será:

$$h = 3151.6636 - 3151.1136$$

$$h = 0.55 \text{ m.}$$

PORCENTAJE DE AHOGAMIENTO

$$EGE = 0.55 + 0.3316 = 0.8816$$

$$\% \text{ de ahogamiento} = 11.81\% = \frac{0.8816 - 0.7885}{0.7885}$$

CALCULO DE LA LONGITUD DE LA POZA DISIPADORA

Se determina aplicando la formula N° 233.

$$L = 5 * (0.7749 - 0.05097)$$

$$L = 3.620 \text{ m.}$$

Se adopta una longitud de poza igual a:

$$L = 3.80 \text{ m.}$$

CALCULO DEL BORDE LIBRE DE LA POZA DISIPADORA (B.L)

El borde libre recomendado para pozas disipadoras lo determinamos del grafico N° 40 obtenido del Bureau of Reclamati6n, usando los siguientes datos:

Caudal $Q = 0.160 \text{ m}^3/\text{seg}$

Tirante $Y_1 = 0.0502$

Velocidad $V_1 = 7.9652 \text{ m/seg.}$

Área $A_1 = 0.0201 \text{ m}^2$ a pies

Caudal $Q = 5.6502 \text{ m}^3/\text{seg}$

Tirante $Y_1 = 0.1647 \text{ m}$

Velocidad $V_1 = 26.1322 \text{ m/seg.}$

Área $A_1 = 0.2164 \text{ m}^2$

Con la relación:

$$\frac{5.6502 / 0.1647 * 26.1322}{0.2164} = 112.3767$$

Se ingresa al grafico N° 40 y se obtiene:

$$B.L = 1.64 \text{ pies,}$$



Transformando a metros se tiene:

$$B.L = 0.4999 \text{ m}$$

Se toma una altura de borde libre igual a:

$$B.L = 0.50 \text{ m.}$$

ALTURA DE PAREDES EN LA POZA DISIPADORA

$$H = 0.7812 + 0.50 = 1.281$$

Se tomara una medida práctica de:

$$H = 1.30 \text{ m}$$

CALCULO DE LA LONGITUD DE LA TRAYECTORIA

Se determina mediante la formula N° 252 y se tiene los siguientes datos de entrada:

Velocidad considerada en el origen de la trayectoria : $V = 5.8896 \text{ m/seg}$

Carga de velocidad en el origen de la trayectoria : $h_v = \frac{V^2}{2 * g} = 1.76794 \text{ m.}$

Factor de aceleración : $K = 0.50$

Angulo de inclinación del fondo, al comienzo de la trayectoria : $\theta_0 = 10.4812^\circ$

Angulo de inclinación del fondo, al final de la trayectoria. : $\theta_L = 26.56505^\circ$ para utilizar la ecuación N° 252 previamente se requiere los siguientes datos:

$$\text{Cos } \theta_0 = 0.9833$$

$$\text{Tang } \phi_L = 0.50$$

$$\text{Tang } \theta_0 = 0.185$$

Entonces se tiene:

$$L_T = \frac{(0.5 - 0.185) * 2 * 1.76794 * (0.9833)^2}{0.50}$$

$$L_T = 2.154 \text{ m}$$

Adoptamos:

$$L_T = 2.30 \text{ m}$$

CALCULO DE LAS COORDENADAS Y ELEVACIONES DE LA TRAYECTORIA

Las coordenadas de la trayectoria de la rápida se determina mediante la ecuación N° 253 , con los siguientes datos de entrada:

Velocidad al principio de la trayectoria : $V = 5.8896 \text{ m/seg.}$

Pendiente de la rápida : $S = 0.185$

Aceleración de la gravedad : $g = 9.81 \text{ m/seg}$



Sustituyendo estos valores en la ecuación N° 253 se tiene la ecuación de la trayectoria parabólica y las coordenadas se obtiene dando valores X y calculando los valores de Y en la ecuación anterior, los valores se muestran en la tabla N° 124

TABLA N° 124 COORDENADAS DE LA TRAYECTORIA PARABOLICA

Ecuación de la trayectoria: $Y = 0.1785 X - 0.064998 * X^2$		
X	Y	Elevación
0.00	0.00	3152.5616
0.20	0.0396	3152.5220
0.40	0.0844	3152.4772
0.60	0.1344	3152.4272
0.80	0.1896	3152.3720
1.00	0.2500	3152.3116
1.20	0.3156	3152.2460
1.40	0.3864	3152.1752
1.60	0.4624	3152.0992
1.80	0.5436	3152.0180
2.00	0.6300	3151.9316
2.20	0.72163	3151.8400
2.30	0.7693	3151.7923

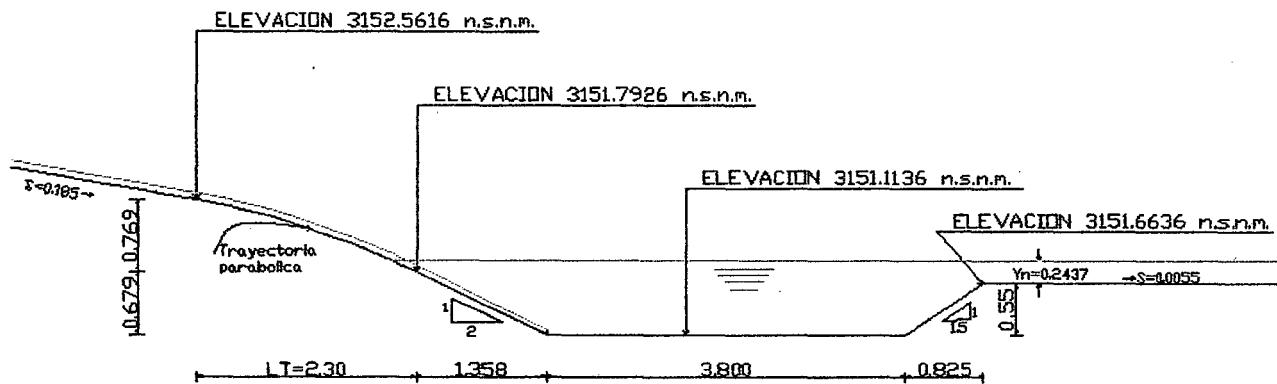


FIGURA N° 93 POZA DE DISIPACION DE LA RAPIDA CON 11.81% DE AHOGAMIENTO

CALCULO DE LA TRANSICION DE SALIDA

Es una transición divergente de ensanche gradual, sin que el fondo varié de cota.

$$L = \frac{0.50 - 0.40}{2 * \tan 7.5}$$

$$L = 0.40 \text{ m.}$$



3.7.3.2.-DISEÑO CAIDA VERTICAL

Se diseña con la finalidad de salvar un desnivel de 1.6583 metros con el propósito de aminorar la velocidad de la corriente.

UBICACIÓN : KM 01+ 659.003 m.

CARACTERÍSTICAS DEL CANAL DE ENTRADA Y SALIDA

Se presentan en la tabla N° 125

TABLA N° 125 CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DEL CANAL DE ENTRADA Y SALIDA

PARAMETROS	SIMBOLO	UNIDAD	CANAL AGUAS ARRIBA	CANAL AGUAS ABAJO
Caudal	Q	m ³ /seg	0.160	0.160
Rugosidad	n		0.014	0.014
Talud	Z		0.75	0.75
Ancho solera	b	m	0.30	0.30
Pendiente	S	m/m	0.005	0.005
Tirante normal	Y _n	M	0.2505	0.2505
Área hidráulica	A	m ²	0.1222	0.1222
Espejo de agua	T	m	0.6758	0.6758
Perímetro mojado	P	m	0.9263	0.9263
Radio hidráulico	R	m	0.1319	0.1319
Velocidad	V	m/seg	1.3091	1.3091
Energía específica	E	m-Kg/kg	0.3379	0.3379
N° de Froude	F		0.9828	0.9828
Tipo de flujo			Subcritico	Subcritico
Tirante critico	Y _C	m	0.2482	0.2482
Velocidad critica	V _C	m/seg	1.3258	1.3258
Energía mínima	E _{min}	m-Kg/kg	0.3348	0.3378

CALCULO DEL ANCHO DE LA SECCION DE CONTROL

Se estima con la ecuación N° 222.

$$b = \sqrt{\frac{27 * (0.16)^2}{8 * (0.3344)^3 * 9.81}}$$

$$b = 0.485 \text{ m.}$$

Adoptamos un ancho de:

$$b = 0.50 \text{ m.}$$

TIRANTE DE AGUA EN LA SECCION DE CONTROL

Debe pasar con el tirante crítico que según la ecuación N° 220 se tiene:

$$Y_C = \sqrt{\frac{(0.32)^2}{9.81}}$$

$$Y_C = 0.2185 \text{ m,}$$



CALCULO DE LA LONGITUD DE TRANSICION DE ENTRADA

$$L = \frac{0.6758 - 0.50}{2 \text{Tang} 7.5}$$

$$L = 0.668 \text{ m.}$$

Se toma una longitud práctica de:

$$L = 0.70 \text{ m.}$$

CALCULO DE LAS DIMENSIONES DE LA CAIDA

El diseño consiste en una caída vertical sin obstáculos, haciendo uso de las ecuaciones N° 226, 228, 229, 230 y 231 se determina todos los parámetros de la caída y los valores son los siguientes

NUMERO DE CAIDA

$$D = \frac{(0.32)^2}{9.81 * (1.6583)^3}$$

$$D = 0.00229$$

$$L_d = 4.30 * 1.6583 * (0.00229)^{0.27}$$

$$L_d = 1.3813 \text{ m.}$$

$$Y_1 = 0.54 * 1.6583 * (0.00229)^{0.425}$$

$$Y_1 = 0.0676 \text{ m.}$$

$$Y_2 = 1.66 * 1.6583 * (0.00229)^{0.27}$$

$$Y_2 = 0.5332 \text{ m.}$$

$$Y_p = 1.6583 * (0.00229)^{0.22}$$

$$Y_p = 0.4353 \text{ m.}$$

CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE LA POZA

$$P = 1.15 * 0.5332 - 0.2505 = 0.3627$$

Se adopta una longitud práctica de:

$$P = 0.35 \text{ m.}$$

CALCULO DE LA LONGITUD DEL RESALTO

$$L = 5 * (0.5332 - 0.0676) = 2.3280$$

LONGITUD TOTAL DEL COLCHÓN

$$L = 1.3813 + 2.328 = 2.7093 \text{ Se adopta una longitud de:}$$

$$L = 3.80 \text{ m.}$$



Para evitar que en la cámara de aire se produzca vacío, incrementaremos el ancho de la poza en 0.15 m a cada lado del ancho de la sección de control, llamado también ventilación a través de contracciones.

LONGITUD DEL CANAL DE APROXIMACION

Tendrá una longitud de:

3.5 * 0.2185 = 0.765 m

Tomamos una medida practica de 1.00 m, distancia medida desde el final de la transición de entrada.

CALCULO DE LA TRANSICION DE SALIDA

L = (0.80 - 0.6758) / (2 * Tang 7.5) = 0.472 Tomar una longitud práctica de:

L = 0.60 m.

CALCULO DEL BORDE LIBRE EN LA POZA DISIPADORA

B.L. = 0.10 * (2.9586 + 0.5332) = 0.3492

ALTURA TOTAL DE PAREDES DE POZA

H = 0.5332 + 0.3492 = 0.8824 Se adopta un valor de:

H = 0.90

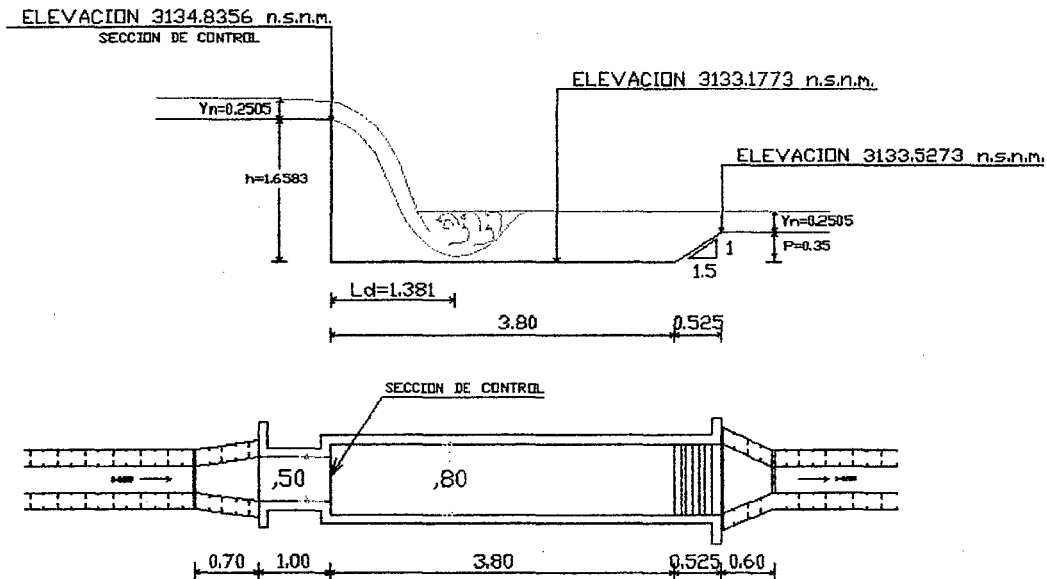


FIGURA N° 94 CAIDA VERTICAL PLANTA Y PERFIL



3.7.3.3.-DISEÑO HIDRAULICO DE GRADAS O ESCALONES

Se diseña este tipo de estructura para salvar un desnivel de 5.549 m. producido por el talud de la carretera Cajamarca – Celendín.

UBICACIÓN

KM 00+671.283 m.

CARACTERÍSTICAS DEL CANAL DE ENTRADA Y SALIDA

Son los que se muestran en la tabla N° 126

TABLA N° 126 CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DEL CANAL DE ENTRADA Y SALIDA

PARAMETROS	SIMBOLO	UNIDAD	CANAL AGUAS ARRIBA	CANAL AGUAS ABAJO
Caudal	Q	m ³ /seg	0.160	0.160
Rugosidad	n		0.014	0.014
Talud	Z		0.00	0.00
Ancho solera	b	m	0.50	0.50
Pendiente	S	m/m	0.0055	0.005
<hr/>				
Tirante normal	Y _n	M	0.2437	0.2525
Área hidráulica	A	m ²	0.1219	0.1263
Espejo de agua	T	m	0.5000	0.5000
Perímetro mojado	P	m	0.9874	1.0051
Radio hidráulico	R	m	0.1234	0.1256
Velocidad	V	m/seg	1.3130	1.2670
Energía específica	E	m-kg/kg	0.3316	0.3344
N° de Froude	F		0.8992	0.8049
Tipo de flujo			Subcritico	Subcritico
Tirante critico		m	0.2185	0.2185
Velocidad crítica	Y _c	m/seg	1.4639	1.4639
Energía mínima	V _c	m-kg/kg	0.3278	0.3278
	E _{min}			

CALCULO DEL ANCHO DE LA SECCION DE CONTROL

Lo determinamos de la ecuación N°254 con la suposición de la energía específica en el canal de entrada es igual a la energía mínima en la sección de control esto es:

$$b = \sqrt{\frac{27 * (0.16)^2}{8 * (0.3316)^3 * 9.81}} = 491 \text{ m}$$

Adoptamos un ancho de grada igual al ancho del canal de entrada

$$b = 0.50 \text{ m.}$$

Además el paso del canal a la grada se hace sin transición de entrada.



BALANCE DE ENERGIA EN LA SECCION DE CONTROL

Se hace mediante la ecuación de la energía y para las condiciones del problema se tiene:

$$0.2437 + 0.0879 = 0.2185 + 0.5*(0.1092 - 0.0879)$$

$$0.3316 = 0.3384 \quad \text{me parece bien.}$$

Como se demuestra el balance de energía tiene un error insignificante que para fines prácticos se puede considerar iguales, en consecuencia se acepta como buena la sección planteada.

DISEÑO DE LOS ESCALONES

El diseño consiste en determinar la longitud mínima de grada y grada y su tirante de escurrimiento, la cual estará constituida por 10 escalones y una poza disipadora, colocada al final de los mismos el diseño se hace de acuerdo al procedimiento indicado en el marco teórico, y los resultados se presentan en la tabla N° 127

TABLA N° 127 VALORES DE LA LONGITUD DE GRADA Y TIRANTES DE ESCURRIMIENTO

DATOS		$Y_C = 0.2185 \text{ m.}$	$b = 0.50 \text{ m.}$	$Q = 0.160 \text{ m}^3/\text{seg}$	$q = 0.32 \text{ m}^3/\text{seg}$				
N° DE GRADA	ALTURA DE GRADA (a)	$K = \frac{a}{Y_C}$	Y_0	$X_0 = \frac{Y_0}{Y_C}$	$\frac{Y_1}{Y_0}$	Y_1	$\frac{d}{Y_C}$	d teórico	d practico
1	0.600	2.75	0.2185	1.000	0.45	0.098	4.10	0.896	0.900
2	0.600	2.75	0.098	0.449	0.83	0.081	6.10	1.333	1.350
3	0.600	2.75	0.081	0.371	0.98	0.079	6.70	1.464	1.500
4	0.500	2.29	0.079	0.362	1.03	0.081	6.30	1.377	1.400
5	0.500	2.29	0.081	0.371	1.01	0.082	6.20	1.355	1.350
6	0.600	2.75	0.082	0.375	0.97	0.080	6.70	1.464	1.500
7	0.600	2.75	0.080	0.366	0.99	0.079	6.80	1.486	1.500
8	0.500	2.29	0.079	0.362	1.03	0.081	6.30	1.377	1.400
9	0.400	1.83	0.081	0.371	1.06	0.086	5.70	1.245	1.300
10	0.649	2.97	0.086	0.394	0.92	0.0791	6.90	1.508	1.600

DISEÑO DE POZA DE DISIPACION

En la última grada el tirante conjugado menor vale:

$$Y_1 = 0.0791 \text{ m.}$$

CALCULO DEL CONJUGADO MAFOR

$$Y_2 = \frac{0.0791}{2} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{8 * (0.32)^2}{9.81 * (0.0791)^3}} \right)$$

$$Y_2 = 0.4757 \text{ m.}$$

CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DEL COLCHON DE AGUA

$$P = 1.15 * 0.4757 - 0.2526 = 0.294 \text{ m.}$$

Se adopta:

$$P = 0.30 \text{ m.}$$



3.7.3.4.-DISEÑO DE SIFON INVERTIDO

Diseñado con la finalidad de salvar una depresión topográfica.

UBICACIÓN:

KM 04 + 176.771 m.

CARACTERÍSTICAS HIDRAULICAS DEL CANAL DE ENTRADA Y SALIDA

Las características hidráulicas de los canales tanto de entrada y salida se muestran en la tabla N° 128 Calculados mediante software de H canales.

TABLA N° 128 CARACTERÍSTICAS DEL CANAL DE ENTRADA Y SALIDA DEL SIFON

PARÁMETROS	SIMBOLO	UNIDAD	CANAL AGUAS ARRIBA	CANAL AGUAS ABAJO
Caudal	Q	m ³ /seg	0.090	0.090
Rugosidad	n		0.014	0.014
Talud	Z		0.75	0.75
Ancho solera	b	m	0.30	0.30
Pendiente	S	m/m	0.00185	0.0025
<hr/>				
Tirante normal	Y _n	M	0.2402	0.2213
Área hidráulica	A	m ²	0.1153	0.1031
Espejo de agua	T	m	0.9004	0.8532
Perímetro mojado	P	m	0.1281	0.1208
Radio hidráulico	R	m	0.6602	0.6319
Velocidad	V	m/seg	0.7805	0.8729
Energía específica	E	m-kg/kg	0.2712	0.2601
N° de Froude	F		0.5963	0.6900
Tipo de flujo			Subcritico	Subcritico
<hr/>				
Tirante critico	Y _C	m	0.1826	0.1826
Velocidad critica	V _C	m/seg	1.1280	1.1280
Energía mínima	E _{min}	m-kg/kg	0.2475	0.2475

CALCULO DEL DIAMETRO DEL CONDUCTO

Se asume una velocidad en el sifón de 2 m/seg, entonces se tiene:

$$A = \frac{0.090}{2} = 0.045 \text{ m}^2$$

Determinamos el diámetro del conducto para sección circular, según la ecuación N° 271 y se tiene:

$$D = \sqrt{\frac{4 * 0.045}{\pi}} = 0.2393 \text{ m.}$$

Tomamos un diámetro de tubería de:



$$D = 10'' \approx 0.2540 \text{ m.}$$

Por lo tanto la velocidad en el conducto será:

$$V = \frac{0.090}{\pi * (0.127)^2}$$

$$V = 1.776 \text{ m/seg.}$$

CALCULO DE LA LONGITUD DE TRANSICION

Según ecuación N° 272 y tomando un ángulo que forman los espejos de agua de $\alpha = 12.5^\circ$ se tiene:

$$L = \frac{0.6602 - 0.254}{2 * \text{tag}12.5} = 0.9161 \text{ m.}$$

También se puede estimar mediante la ecuación N° 273 y resulta:

$$L = 4 * 0.254 = 1.016 \text{ m.}$$

Finalmente adoptamos una longitud de transición para la entrada y salida igual a:

$$L = 1.00 \text{ m.}$$

DISEÑO HIDRAULICO DE LA TRANSICION DE ENTRADA

Se dispone de los siguientes datos de entrada:

Caudal de diseño	:	Q = 0.090 m ³ /seg
Diámetro del conducto	:	D = 0.254 m.
Angulo que forma el conducto con la horizontal	:	$\alpha = 15.3763888^\circ$
Velocidad en el canal de entrada	:	V _C = 0.7805 m/seg
Velocidad en el conducto del sifón	:	V _S = 1.7762 m/seg.
Carga de velocidad en el canal	:	$\frac{V_C^2}{2 * g} = 0.0310 \text{ m.}$
Carga de velocidad en el sifón	:	$\frac{V_S^2}{2 * g} = 0.1608 \text{ m.}$
Cota de fondo al inicio de la transición	:	cota 1 = 3127.7377 m.s.n.m.

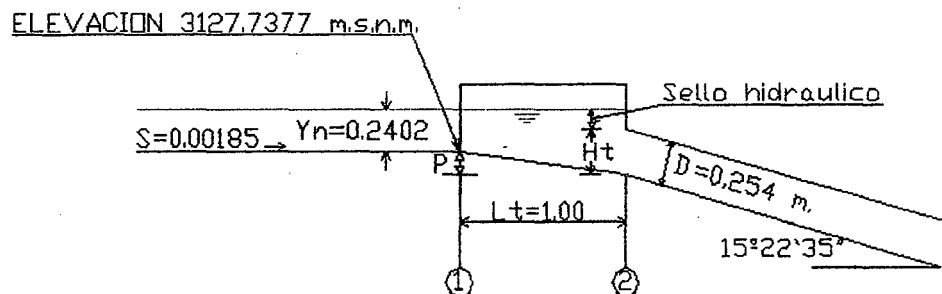


FIGURA N° 96 TRANSICION DE ENTRADA A SIFÓN

1.-CALCULO DE LA ALTURA VERTICAL DE LA ABERTURA

$$H_t = \frac{0.254}{\text{COS}15.376388}$$



$$H_i = 0.2634 \text{ m.}$$

2.-CALCULO DEL SELLO FIDRAULICO

$$\text{Sello hidr\u00e1ulico} = 1.5*(0.1608 - 0.0310)$$

$$\text{Sello hidr\u00e1ulico} = 0.1947 \text{ m.}$$

3.-CALCULO DEL DESNIVEL DE LA TRANSICI\u00d3N

$$P = 0.2634 + 0.1947 - 0.2402 \text{ P} = 0.2179 \text{ m.}$$

VERIFICACION

Para transiciones desiguales el desnivel m\u00e1ximo que debe tomar la transici\u00f3n de entrada seg\u00fan la ecuaci\u00f3n N\u00b0 279 no debe exceder del siguiente valor:

$$P_{Max} = \frac{3*0.254}{4}$$

$$P_{Max} = 0.1905 \text{ m.}$$

Para la transici\u00f3n de salida seg\u00fan la ecuaci\u00f3n N\u00b0 280 no debe exceder del siguiente valor:

$$P_{Max} = \frac{0.254}{2}$$

$$P_{Max} = 0.127 \text{ m.}$$

Para cuando las transiciones de entrada y salida son iguales el valor m\u00e1ximo de P no puede exceder del siguiente valor:

$$P_{Max} = \frac{0.254}{2}$$

$$P_{Max} = 0.127 \text{ m.}$$

Finalmente asumimos que las transiciones sean iguales tanto a la entrada y salida, por lo tanto adoptamos un desnivel m\u00e1ximo para la transici\u00f3n de entrada igual a:

$$P = 0.127 \text{ m.}$$

En consecuencia la cota al inicio del conducto tendr\u00e1 el valor de:

$$\text{Cota 2} = 3127.7377 - 0.127$$

$$\text{Cota 2} = 3127.6107 \text{ m.s.n.m.}$$

4.-VERIFICACION DEL SELLO HIDR\u00c1ULICO

Para las condiciones del problema se tiene:

$$\text{Sello hidr\u00e1ulico} = (0.127 + 0.2402) - 0.2634$$

$$\text{Sello hidr\u00e1ulico} = 0.1038 \text{ m.}$$

Se recomienda que el sello m\u00ednimo debe ser:

$$\text{Sello hidr\u00e1ulico m\u00ednimo} = 3'' = 0.0762 \text{ m.}$$

$$\text{Por lo tanto sello hidr\u00e1ulico} = 0.1038 > \text{sello m\u00ednimo} = 0.0762 \text{ m.} \quad \text{Bien.}$$

UBICACI\u00d3N HIDRAULICA DE LA TRANSICION DE SALIDA

Se recomienda para aminorar la sumergencia, la cota de fondo en el punto de salida, sea igual a la cota de fondo del canal de salida que para el caso vale:



Cota 6 = 2126.3912 m.s.n.m.

Asumimos que las transiciones sean iguales por lo que se toma:

$$P = 0.127 \text{ m}$$

1.-CALCULO DE LA ABERTURA VERTICAL

$$H_i = \frac{0.254}{\cos 12.39002815}$$

$$H_i = 0.2601 \text{ m.}$$

Por lo tanto la sumergencia de el tope en la abertura será:

$$\text{Sumergencia} = (0.2213 + 0.127) - 0.2601$$

$$\text{Sumergencia} = 0.0882 \text{ m.}$$

Sumergencia máxima:

$$\text{Sumergencia máxima} = \frac{0.2601}{6}$$

$$\text{Sumergencia máxima} = 0.0433 \text{ m.}$$

$$\text{Sumergencia calculada} = 0.088 > \text{sumergencia máxima} = 0.0433$$

Por lo tanto se toma el valor de la sumergencia máxima es decir:

$$\text{Sumergencia} = 0.0433 \text{ m.}$$

En consecuencia el valor del desnivel de la transición de salida será:

$$P = (0.2601 + 0.0433) - 0.2213$$

$$P = 0.0821 \text{ m.}$$

Se adopta un desnivel de transición iguala

$$P = 0.082 \text{ m.}$$

Con ello la cota al final del conducto tendrá el valor de:

$$\text{Cota 5} = 3126.3912 - 0.082$$

$$\text{Cota 5} = 3126.3092 \text{ m.s.n.m}$$

Asimismo el ángulo de inclinación de la tubería con la horizontal corregida será:

$$\alpha = 12.45^\circ$$

VERIFICACION

$$\text{Sumergencia corregida} = (0.2213 + 0.082) - 0.2601$$

$$\text{Sumergencia corregida} = 0.0432 \text{ m.}$$

Condición:

$$\text{Sumergencia calculada} = 0.0432 \leq \text{sumergencia máxima} = 0.0433 \quad \text{bien}$$

En conclusión tenemos transiciones desiguales, verificación como tal:

$$\text{A la entrada desnivel} : P = 0.127 \leq P_{Max} = 0.195 \quad \text{cumple}$$

$$\text{A la salida desnivel} : p = 0.082 \leq P_{Max} = 0.082 \quad \text{cumple}$$

CALCULO DEL BORDE LIBRE EN LAS TRANSICIONES

Se obtiene de la tabla N° 49 y se tiene:



$$B.L. = 0.1524 \text{ m.}$$

DETERMINACION DE LA CARGA DISPONIBLE

$$\Delta Z = (3127.7377 + 0.2402) - (3126.3912 + 0.2213)$$

$$\Delta Z = 1.3654 \text{ m.}$$

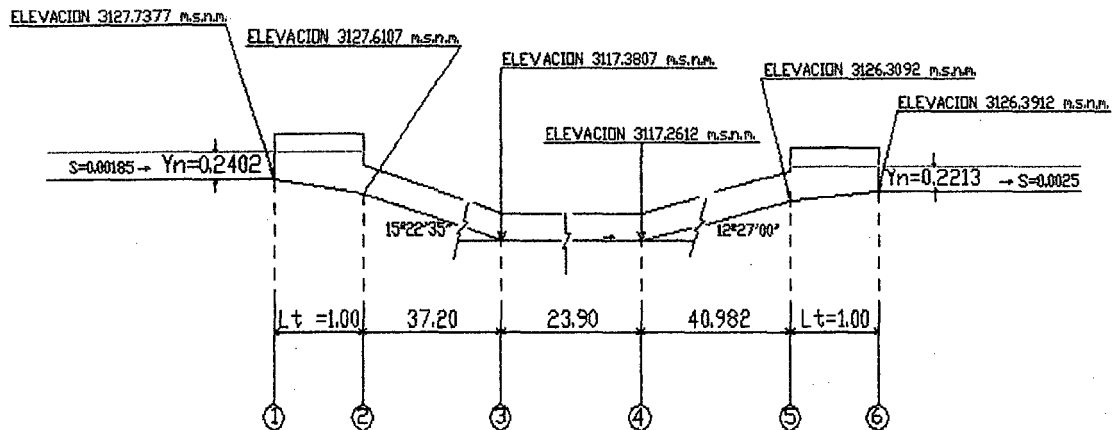


FIGURA N° 97 PERFIL LONGITUDINAL DEL SIFÓN

DETERMINACION DE LA CAPACIDAD PROVEHIDA

La capacidad provehida del conducto lo determinamos según la figura N°97 considerando las siguientes pérdidas :

1.- PERDIDA POR TRANSICION DE ENTRADA

$$h_{Te} = 0.4 * \left(\frac{(1.7762)^2}{2*9.81} - \frac{(0.7805)^2}{2*9.81} \right)$$

$$h_{Te} = 0.0519 \text{ m.}$$

2.- PERDIDA POR REJILLA

Se colocara rejilla a la entrada y salida del conducto constituida por barrotes circulares de 3/8" de diámetro, espaciados cada 0.10 centímetros , sobre un soporte de 0.40*0.40 metros, entonces se tiene:

Área bruta rejilla : $A_g = 0.40*0.40 = 0.16 \text{ m}^2$

Área de barrotes : $A_b = 4 * (0.0127*0.40) = 0.01524 \text{ m}^2$

Área neta paso : $A_n = 0.160 - 0.0203 = 0.1448 \text{ m}^2$

Velocidad de paso por la rejilla : $V_n = \frac{0.090}{0.1448} = 0.6217 \text{ m/seg.}$

Coefficiente de perdida por rejilla: $K = 1.45 - 0.45 * \left(\frac{0.1448}{0.160} \right) - \left(\frac{0.1448}{0.160} \right)^2 = 0.224$

Perdida por rejilla es : $h_r = 0.224 * \frac{(0.6217)^2}{2*9.81} = 0.0044 \text{ m.}$

Perdida total por rejilla : $2*hr = 0.0088 \text{ m.}$

3.- PERDIDA POR FORMA DE ENTRADA AL CONDUCTO



La entrada al conducto será de forma abocinada para tal condición se tiene:

$$h_{eC} = 0.04 * \frac{(1.7762)^2}{2 * 9.81}$$

$$h_{eC} = 0.0064 \text{ m.}$$

4.- PERDIDA POR FRICCION EN EL CONDUCTO

Previamente se tiene los siguientes datos:

Radio Hidráulico	R = 0.0635 m.
Rugosidad (PVC)	n = 0.009
Longitud tubería	L = 140.450 m.
Velocidad en el conducto	$V_s = 1.7762 \text{ m/seg}$

$$h_f = \left(\frac{1.7762 * 0.009}{(0.0635)^{2/3}} \right)^2 * 104.450$$

$$h_f = 1.0536 \text{ m.}$$

5.- PERDIDAS POR CAMBIO DE DIRECCION

Se tiene dos codos

$$h_{c1} = 0.25 * \sqrt{\frac{15.376388}{90}} * \frac{(1.7762)^2}{2 * 9.81}$$

$$h_{c1} = 0.0166 \text{ m.}$$

$$h_{c2} = 0.25 * \sqrt{\frac{12.45}{90}} * \frac{(1.7762)^2}{2 * 9.81}$$

$$h_{c2} = 0.0150 \text{ m.}$$

6.- PERDIDAS POR TRANSICION DE SALIDA

$$h_s = 0.70 * \left(\frac{(1.7762)^2}{2 * 9.81} - \frac{(0.8729)^2}{2 * 9.81} \right)$$

$$h_s = 0.0854 \text{ m.}$$

Por lo tanto la capacidad provehida total es:

$$h_T = 0.0519 + 0.0088 + 0.0064 + 1.0536 + 0.0166 + 0.0150 + 0.0854 \quad h_T = 1.2377 \text{ m.}$$

Considerando un 10% de seguridad se tiene:

$$h_T = 1.10 * 1.2377 \text{ m.}$$

$$h_T = 1.3615 \text{ m.}$$

CONCLUSION

CON 10% DE SEGURIDAD

Carga aprovechable	1.3654
Carga provehida	1.3615
Exceso	0.0039 m.

SIN COEFICIENTE DE SEGURIDAD

Carga aprovechable	1.3654
Carga provehida	1.2377
Exceso	0.1277 m.

Se concluye que el exceso de capacidad ocasionará una leve caída repentina en el canal de aguas arriba del sifón y como consecuencia resultaría velocidades ligeramente mayores que las velocidades normales en una distancia corta, por lo que consideramos para el presente diseño que



3.7.3.5.-PUENTE CANAL

El diseño consiste en determinar el ancho del conducto, las longitudes de transiciones y la determinación del eje hidráulico en el puente canal a continuación se presenta como ejemplo el diseño del puente canal tipo II.

DISEÑO HIDRAULICO PUENTE CANAL TIPO II

UBICACIÓN: KM 02 + 432.10 m. y KM 03 + 260.60 m.

1.-CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DEL CANAL DE ENTRADA Y SALIDA

Se presentan en la tabla N° 129 obtenidos mediante el software de H canales.

TABLA N° 129 VALORES DELCANAL DE ENTRADA Y SALIDA AL PUENTE CANAL

PARÁMETROS	SIMBOLO	UNIDAD	CANAL AGUAS ARRIBA	CANAL AGUAS ABAJO
Caudal	Q	m ³ /seg	0.160	0.160
Rugosidad	n		0.014	0.014
Talud	Z		0.75	0.75
Ancho solera	b	m	0.35	0.35
Pendiente	S	m/m	0.00185	0.00185
Tirante normal	Y _n	M	0.3061	0.3061
Área hidráulica	A	m ²	0.1794	0.1794
Espejo de agua	T	m	0.8091	0.8091
Perímetro mojado	P	m	1.1152	1.1152
Radio hidráulico	R	m	0.1591	0.1591
Velocidad	V	m/seg	0.9017	0.9017
Energía específica	E	m-kg/kg	0.3475	0.3475
N° de Froude	F		0.6150	0.6150
Tipo de flujo			Subcritico	Subcritico
Tirante critico	Y _C	m	0.2331	0.2331
Velocidad critica	V _C	m/seg	1.3079	1.3079
Energía mínima	E _{min}	m-kg/kg	0.3202	0.3202

2.-DISEÑO DEL CONDUCTO ELEVADO

DETERMINACION DEL ANCHO DEL CONDUCTO

Se estima mediante la ecuación N° 254 para una sección rectangular, además se asume que la energía mínima, es igual a la energía en el canal de agua arriba, entonces se tiene:

$$b = \sqrt{\frac{27(0.16)^2}{8 * (0.3475)^3 * 9.81}}$$

$$b = 0.458 \text{ m.}$$

Se adopta un ancho práctico de:

$$b = 0.45 \text{ m.}$$

Se diseña para condiciones cercana a la critica, por ende para tales condiciones se verifica el ancho del conducto.

Entonces las condiciones del flujo a la entrada será:



$$b = \sqrt[3]{\frac{(0.356)^2}{9.81}}$$

$$Y_c = 0.234 \text{ m.}$$

$$b = \frac{3}{2} * (0.234)$$

$$E_{\min} = 0.351$$

Verificamos el ancho del conducto

$$b = \sqrt{\frac{18 * (0.16)^2}{8 * (0.351)^3 * 9.81}}$$

$$b = 0.45 \text{ m.}$$

Por lo tanto el ancho del conducto elegido es el correcto.

3.-CALCULO DE LA LONGITUD DE LA TRANSICION DE ENTRADA

$$L = \frac{0.8091 - 0.45}{2 * \tan 12.5}$$

$$L = 0.810 \text{ m.}$$

Se adopta una longitud de transición tanto para la entrada y salida igual a:

$$L = 0.90 \text{ m.}$$

4.-CALCULO DEL PERFIL HIDRAULICO O REMANSO

Se determina mediante la ecuación de la energía, teniendo presente que las condiciones reales del flujo se presentan en la sección 4, y los efectos son aguas arriba por tratarse de flujo subcrítico, por tanto los cálculos se empieza en la a sección 4 hasta llegar a la sección 1 según la figura N° 98 Se hacen los cálculos siguientes:

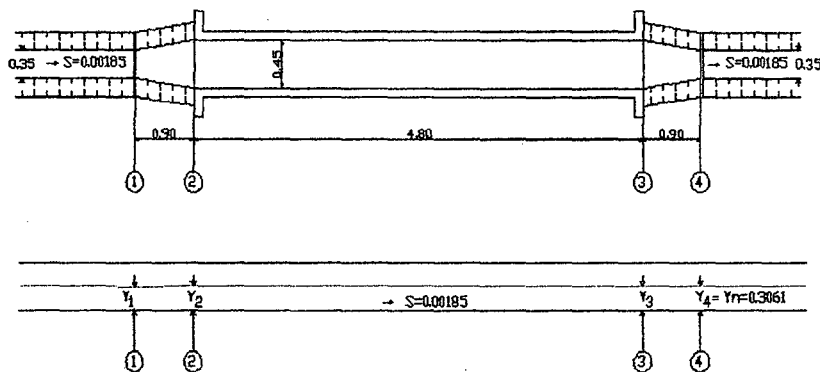


FIGURA N° 98 PUENTE CANAL TIPO II

CALCULO DEL TIRANTE DE AGUA EN LA SECCION 3 (Y₃)

Se conocen los siguientes datos:

Tirante de agua en la sección 4	:	$Y_4 = 0.3061 \text{ m.}$
Velocidad en la sección 4	:	$V_4 = 0.9061 \text{ m/seg}$
Diferencia de elevación	:	$\Delta Z = 0.001665 \text{ m}$



Coefficiente de perdidas en la transición de salida : $K_S = 0.20$ para $V_3 > V_4$

Carga de velocidad en la sección 4 : $\frac{V_4^2}{2 \cdot g} = 0.0414$ m

De la ecuación N° 259 se tiene:

$$Y_3 + \frac{0.005154729}{Y_3^2} = 0.33755$$

De donde se obtiene:

$$Y_3 = 0.26307 \text{ m}$$

Además con ello se encuentra:

$$V_3 = 1.3516 \text{ m/seg}$$

$$\frac{V_3^2}{2 \cdot g} = 0.0931 \text{ m.}$$

VERIFICANDO

Haciendo el balance de energía entre la sección 4-3 se tiene:

$$0.26307 + 0.0931 + 0.00185 \cdot 0.90 = 0.3061 + 0.0414 + 0.20 \cdot (0.0931 - 0.0414)$$

$$0.3578 = 0.3578 \quad \text{cumple.}$$

Por lo tanto los valores encontrados son los correctos.

CALCULO DEL TIRANTE DE AGUA EN LA SECCION 2 (Y_2)

Para el caso se conoce las características del flujo en la sección 3 que tienen los valores siguientes:

Tirante de agua en la sección 3	:	$Y_3 = 0.26307$ m
Velocidad del flujo en la sección 3	:	$V_3 = 1.3516$ m/seg
Carga de velocidad en la sección 3	:	$\frac{V_3^2}{2 \cdot g} = 0.0931$ m.
Área hidráulica sección 3	:	$A = 0.1184$ m ²
Perímetro mojado sección 3	:	$P = 0.9761$ m.
Radio hidráulico en sección 3	:	$R = 0.1213$ m.
Diferencial de nivel	:	$\Delta Z_{3-2} = 0.0088$ m.
Longitud del puente canal	:	$L = 4.80$ m.
Coefficiente de rugosidad	:	$n = 0.014$

Con estos datos y utilizando la ecuación N° 261 y resolviéndose por tanteos hasta que los niveles de energía se balanceen se obtiene el tirante en la sección 2 que toma el siguiente valor:

$$Y_2 = 0.2999 \text{ m.}$$

Con ello las demás características hidráulicas en la sección 2 serán:

Velocidad de flujo en la sección 2	:	$V_2 = 1.1856$ m/seg.
Carga de velocidad en la sección 2	:	$\frac{V_2^2}{2 \cdot g} = 0.0716$ m.
Área hidráulica sección 2	:	$A = 0.1350$ m.
Perímetro mojado sección 2	:	$P = 1.0498$ m.
Radio hidráulico sección 2	:	$R = 0.1286$ m.

VERIFICACION

Se requiere previamente los siguientes cálculos:



Velocidad promedio sección 3 – 2 : $\bar{V} = \frac{1.3516 + 1.1856}{2} = 1.2686 \text{ m/seg}$

Radio hidráulico promedio sección 3 – 2 : $\bar{R} = \frac{0.1213 + 0.1286}{2} = 0.1250 \text{ m.}$

Pendiente friccional sección 3 – 2 : $\overline{SE} = \left(\frac{0.014 * 1.2686}{(0.1250)^{2/3}} \right)^2 = 0.00505$

Al aplicar la ecuación N° 261 entre las secciones 3 – 2 se tiene:

$$0.2999 + 0.0716 + 0.00185 * 4.80 = 0.26307 + 0.0931 + 0.00505 * 4.80$$

$$0.3804 = 0.3804$$

Cumple el balance energético por lo tanto los valores calculados son los correctos.

CALCULO DEL TIRANTE DE AGUA EN LA SECCION 1 (Y₁)

Las características del flujo en la sección 2 son:

Tirante de agua en la sección 2 : $Y_2 = 0.2999 \text{ m.}$

Velocidad del flujo sección 2 : $V_2 = 1.1856 \text{ m/seg.}$

Carga de velocidad sección 2 : $\frac{V_2^2}{2 * g} = 0.0716 \text{ m.}$

Diferencia de nivel entre 2 – 1 : $\Delta Z_{2-1} = 0.001665 \text{ m.}$

Coefficiente de perdidas en transición de entrada : $K_e = 0.10 \text{ (para } V_1 < V_2 \text{)}$

Que al aplicar la ecuación N° 267 entre las secciones 2 – 1 se obtiene los resultados:

Tirante de agua en la sección 1 : $Y_1 = 0.3442 \text{ m.}$

Velocidad en la sección 1 : $V_1 = 0.7644 \text{ m/seg}$

Carga de velocidad sección 1 : $\frac{V_1^2}{2 * g} = 0.0298 \text{ m.}$

VERIFICACION

Aplicando la ecuación de la energía se tiene:

$$0.3442 + 0.098 + 0.00185 * 0.90 = 0.2999 + 0.0716 + 0.10 * (0.0716 - 0.0298)$$

$$0.3407 = 0.3407 \quad \text{cumple.}$$

5.-CALCULO DE LA ALTURA DEL REMANSO

$$h_{\text{Remanso}} = 0.3442 - 0.3061$$

$$h_{\text{Remanso}} = 0.0381 \text{ m.}$$

Como se demuestra no existe remanso considerable que puede ocasionar desbordamiento en el canal de aguas arriba siendo este controlado suficientemente por sus bordes libres, por lo tanto las dimensiones planteadas del conducto serían las correctas.

6.-CALCULO DEL BORDE LIBRE

$$\text{B.L.} = 0.1558 \text{ m.}$$

7.-ALTURA TOTAL DE PAREDES DEL CONDUCTO

$$H = 0.50 \text{ m.}$$



3.7.3.6.- DISEÑO DE TRANSICIÓN

UBICACIÓN

KM 02 + 24.653 m.

Se hace necesario diseñar una transición por ampliación de sección, lo cual consiste en determinar la longitud disponiendo de la siguiente información:

- Espejo de agua en el canal de aguas arriba : $T_2 = 0.6758$ m.
- Espejo de agua en el canal de aguas abajo : $T_1 = 0.8091$ m
- Angulo que forman los espejos de agua : $\alpha = 7.5^\circ$

Según ecuación N° 216 se tiene:

$$L = \frac{0.8091 - 0.6758}{2 * \text{Tang} 7.5} = 0.506 \text{ m.}$$

Adoptamos una longitud de transición de:

$$L = 0.50 \text{ m.}$$

ANALISIS HIDRAULICO

CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE LOS CANALES

TABLA N° 130 VALORES DE LOS CANALES DE ENTRADA Y SALIDA

PARAMETRO	SIMBOLO	UNIDAD	CANAL AGUAS ARRIBA	CANAL AGUAS ABAJO
Caudal	Q	m ³ /seg	0.16	0.16
Rugosidad	N		0.014	0.014
Talud	Z		0.75	0.75
Ancho solera	B	M	0.30	0.35
Pendiente	S	m/m	0.005	0.00185
Tirante normal	Y_n	M	0.2505	0.3061
Velocidad	V	m/seg	1.3091	0.9019
Carga de velocidad	$\frac{V^2}{2 * g}$	M	0.0874	0.0414

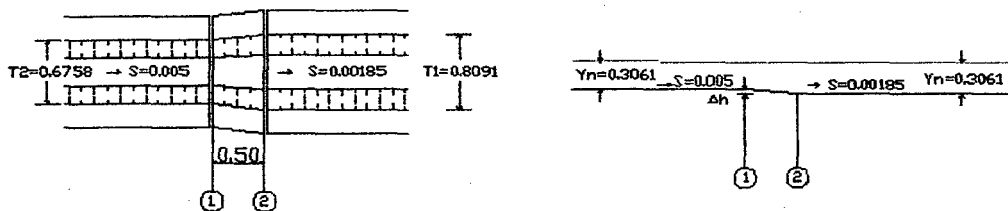


FIGURA N° 99 TRANSICION POR AMPLIACION DE SECCION

Como $V_1 = 1.3091$ m/seg $>$ $V_2 = 0.9019$ m/seg, es decir el flujo va de mayor a menor velocidad por lo tanto el coeficiente de perdidas toma el valor de $K = 0.20$, para su ubicación hidráulica aplicamos la ecuación de la energía entre las secciones 1 y 2 despreciando las perdidas por fricción por ser un tramo relativamente corto, se tiene:

$$0.2505 + 0.0874 + \Delta h = 0.3061 + 0.0414 + 0.20 * (0.0874 - 0.0414)$$

$$\Delta h = 0.0188 \text{ m.}$$

Por lo tanto la transición se ubicara con un desnivel de 0.0188. (Insignificante)



3.7.3.7.-DISEÑO DEL PARTIDOR DE AGUA

Se diseña un marco partidor de escurrimiento crítico por barrera, el cual tendrá por objetivo dividir el caudal en dos corrientes desiguales y estará ubicada en el KM: 03 + 330 m.

Para su diseño se cuenta con los siguientes datos:

TABLA N° 131 CARACTERISTICAS DE LOS CANALES

PARAMETRO	SIMBOLO	CAUDAL (m ³ /seg)	PENDIENTE
Caudal entrante	Q_E	0.160	0.00185
Caudal pasante	Q_P	0.090	0.00185
Caudal saliente	Q_s	0.070	0.0015

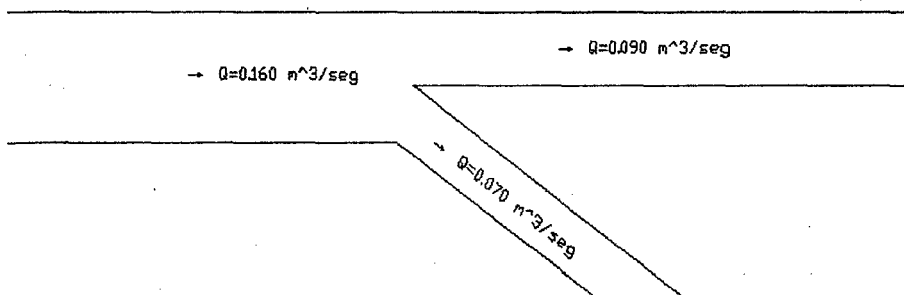


FIGURA N° 100 DISTRIBUCION DE CAUDAL

CALCULO DE LAS CARACTERISTICA HIDRAULICAS DE LOS CANALES

Se determina utilizando el software de H canales y los resultados se muestran en la tabla N°132

TABLAN° 132 CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE LOS CANALES

PARAMETRO	SIMBOLO	UNIDAD	CANAL ENTRANTE	CANAL PASANTE	CANAL SALIENTE
Ancho solera	B	M	0.35	0.30	0.30
Talud	Z		0.75	0.75	0.75
Rugosidad	N		0.014	0.014	0.014
Pendiente	S	m/m	0.00185	0.00185	0.0015
Tirante normal	Y_n	M	0.3061	0.2402	0.2218
Área hidráulica	A	m^2	0.1794	0.1153	0.1034
Perímetro	P	M	0.1152	0.9004	
Radio hidráulico	R	M	0.1591	0.1281	0.1210
Espejo de agua	T	M	0.8091	0.6602	0.6326
Velocidad	V	m/seg	0.9019	0.7805	0.6769
Energía específica	E	$\square 0.3475$	0.3475	0.2712	0.2451
N° de Froude	F		0.6150	0.5963	0.5345
Tipo de flujo			Subcritico	Subcritico	Subcritico



DISEÑO MARCO PARTIDOR DE ESCURRIMIENTO CRÍTICO POR BARRERA

1.-DETERMINACION DEL CAUDAL UNITARIO EN LA SECCION DE CONTROL

El ancho de solera en la sección de regulación o repartición lo asumimos igual a:

$$B_t = 1.10 \text{ m.}$$

Luego el caudal unitario será:

$$q = \frac{0.16}{1.10}$$

$$q = 0.1455 \text{ m}^3/\text{seg/m}$$

2.-CALCULO DE LA ALTURA CRÍTICA

En la sección de control se debe presentar el escurrimiento crítico, por lo tanto el tirante en esta sección esta dado por:

$$H_c = \sqrt{\frac{(0.1455)^2}{2 \cdot 9.81}}$$
$$H_c = 0.1292 \text{ m.}$$

3.-DETERMINACION DE LA ALTURA DE GRADA

La altura de la grada se determina apoyándose en la figura N° 51 siguiendo el siguiente procedimiento, con los datos de entrada siguientes:

Altura de escurrimiento sobre la grada : $h_0 = H_c = 0.1292 \text{ m.}$

Altura normal de escurrimiento aguas abajo
del caudal dominante : $h_1 = 0.2402 \text{ m.}$

Previamente se requiere determinar las relaciones siguientes:

$$X_0 = \frac{0.1292}{0.1292}$$

$$X_0 = 1.00$$

Y

$$X_1 = \frac{0.2402}{0.1292}$$

$$X_1 = 1.859$$

Con estas relaciones ingresamos a la figura N° 51 y se obtiene la siguiente relación:

$$\frac{a}{H_c} = 0.60$$

De donde se obtiene la altura de grada que toma el valor de:

$$a = 0.60 \cdot 0.1292$$

$$a = 0.078 \text{ m}$$



Por razones constructivas adoptamos una altura degradada o barrera igual a:

$$a = 0.20 \text{ m.}$$

4.-CALCULO DE LA LONGITUD DE LA BARRERA

Se considera el caso de aristas redondeadas y tendrá además un radio de redondeo aguas arriba igual 0.05 m. ($r = 0.05 \text{ m.}$), usando la ecuación N° 307 se obtiene la longitud de la barrera y toma el valor de:

$$L_{\text{Barrera}} = 3.5 * 0.1292$$

$$L_{\text{Barrera}} = 0.452 \text{ m.}$$

5.-UBICACIÓN DE LA AGUJA DE PARTICION SOBRE LA BARRERA

Esta estará constituida de una hoja de acero de 5 mm de espesor instalada a la distancia Siguiente:

$$1.5 * 0.1292 = 0.194 \text{ m.}$$

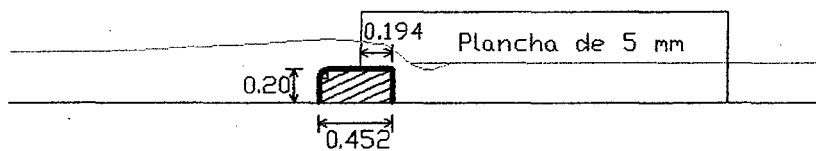


FIGURA N° 101 DIMENSIONES DE LA GRADA DEL MARCO PARTIDOR

REPARTO PROPORCIONAL DEL AGUA

Permite entregar el agua en la proporción justa y de acuerdo a los derechos de los usuarios y se determina de la siguiente manera:

1.-CALCULO DEL ANCHO DEL CANAL PASANTE

Según ecuación N° 308 se tiene:

$$b_p = \left(\frac{0.09}{0.16} \right) * 1.10$$

$$b_p = 0.619 \text{ m.}$$

2.-ANCHO DEL CANAL SALIENTE

$$b_s = \left(\frac{0.07}{0.16} \right) * 1.10$$

$$b_s = 0.481 \text{ m.}$$

Finalmente la distribución sobre la barrera será:

Ancho del canal pasante : $b_p = 0.619 \text{ m.}$

Ancho del canal saliente : $b_s = 0.481 \text{ m.}$



CALCULO DE LA CARGA H_{Cr} SOBRE LA BARRERA

Se determina usando la ecuación N° 310 para un valor de l coeficiente $C = 0.41$ por lo que se tiene:

$$H_{Cr} = \left(\frac{0.16}{1.10 * 0.41 * \sqrt{2 * 9.81}} \right)^{\frac{2}{3}}$$
$$H_{Cr} = 0.186 \text{ m.}$$

PROFUNDIDAD DE LOS DIENTES DE ANCLAJE

Tendrá una profundidad mínima desde el nivel del terreno igual a 0.30 m.

LONGITUD DE LA ESTRUCTURA

Se determina de acuerdo a la figura N° 54 , en relación al tirante calculado anteriormente, de tal manera que tenga las condiciones de escurrimiento apropiado , las dimensiones y demás características se presentan en la figura N° 102 y 103 que corresponden al marco partidor del proyecto.

ESPESOR DE LOS MUROS

Tendrán las siguientes dimensiones:

Espesor del muro divisor	:	$e = 0.10 \text{ m.}$
Espesor del zampeado	:	$e = 0.15 \text{ m.}$
Espesor de muros exteriores	:	$e = 0.20 \text{ m.}$

CALCULO DEL BORDE LIBRE

$$B.L = 0.214 \text{ m.}$$

ALTURA TOTAL DE PARED DE LA ESTRUCTURA

$$H = 0.186 + 0.20 + 0.214$$
$$H = 0.60 \text{ m.}$$

LONGITUD DE TRANSICIONES

1.-CALCULO DE LA LONGITUD DE TRANSICION DEL CANAL ENTRANTE

$$L = \frac{1.10 - 0.8091}{2 * \text{Tang } 7.5}$$

$$L = 1.105 \text{ m:}$$

Se adopta una longitud de:

$$L = 1.20 \text{ m.}$$

2.-LONGITUD DE TRANSICION EN EL CANAL PASANTE

$$L = \frac{0.6602 - 0.619}{2 * \text{Tang } 7.5} = 0.156 \text{ m.}$$

Se adopta

$$L = 0.40 \text{ m.}$$



3.7.3.8.-DISEÑO DE TOMAS LATERALES

La aplicación y distribución del riego desde el canal de conducción hacia las parcelas se realiza utilizando tomas laterales, de acuerdo al padrón de regantes y sus calendarios de riegos.

1.- CRITERIOS DE DISEÑO

El caudal que la toma lateral derive (Q) depende del tirante de agua en el canal (Yn), condiciones de descarga (C = 0.60), altura de grada ("P" en nuestro caso P = 0.10 por tener caudales pequeños), ancho de la compuerta (b) y la abertura del orificio ("a" que es variable), usar la expresión:

$$Q = \frac{2}{3} * C * b * \sqrt{2 * g} * [(Y_n + P)^{1.5} - (Y_n + P - a)^{1.5}]$$

El parámetro importante es la altura (a) máxima del orificio en una apertura total de la compuerta (regulada con el número de orificios) para ello hay que tener en cuenta que mientras mayor sea, mayor será el caudal derivado.

2.- ELECCION DE LAS DIMENSIONES DE LA COMPUERTA

Se considerará el siguiente rango de valores.

Superficie a irrigar ≤ 5 has. Q = 14 lit./seg.

Superficie a irrigar > 5 has. Q = 35 lit./seg.

Las dimensiones a fijar son el Ancho (b) y la altura (H) de la hoja de la compuerta y la altura máxima de una abertura total (a).

Para la determinación de dichos parámetros se puede hacer uso de la tabla N° 133, la cual ha sido preparada para tales fines utilizando los siguientes datos:

Grada de toma P = 0.10
 Coeficiente de descarga C = 0.60

TABLA N° 133 CAUDAL QUE DERIVA UNA TOMA LATERAL (lit./Seg)

A altura orificio (m)	B ancho compuerta (m)	TIRANTE DEL CANAL (m)							
		0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40
		CAUDAL QUE DERIVA LA TOMA LATERAL Q (lit./seg)							
0.05	0.20	9	11	13	14	15	16	17	18
	0.25	12	14	16	17	19	20	22	23
	0.30	14	17	19	21	23	24	26	27
0.10	0.20	17	20	24	27	29	31	34	36
	0.25	21	26	30	33	36	39	42	45
	0.30	25	31	36	40	44	47	50	53
0.15	0.20	21	28	33	38	42	45	49	52
	0.25	26	35	41	47	52	57	61	65
	0.30	31	42	50	56	63	68	73	78
0.20	0.20		32	40	47	53	58	63	67
	0.25		40	50	59	66	72	78	84
	0.30		48	60	71	79	87	94	101

En el presente proyecto la elección del ancho de la compuerta (b) se tiene en cuenta la variación de los tirantes de agua en el canal aductor, así como el caudal a derivar a las parcelas de los usuarios, que para el caso consideramos para aéreas menores a 5 Has un caudal de 14 lit./ser y para parcelas mayores a 5 Has un caudal de 35 lit./seg o más que fundamentalmente dependerá de los tipos de suelo a



irrigar, teniendo en consideración estos criterio y según la tabla N° 133 , elegimos un ancho de compuerta de 0.25 m y una abertura máxima de 0.20 m y una mínima de 0.05 m.

Las mismas que llevaran orificios graduados cada 5 centímetros hasta la abertura máxima de 0.20 m, cuya altura de hoja sera función directa del alto de paredes del canal de conducción .

Las características en cuanto a ubicación y dimensiones son las que se detallan en la tabla N° 134.

Serán construidas de plancha metálica tipo tarjeta, tal como se indica en la figura N°104.

TABLA N° 134 UBICACIÓN Y DIMENSIONES DE COMPUERTAS DE TOMAS LATERALES

N°	UBICACIÓN KM	ANCHO COMPUERTA b (m)	ATURA DE HOJA H (m)
1	KM 00 + 210 m	0.25	0.55
2	KM 00 + 470 m	0.25	0.55
3	KM 00 + 730 m	0.25	0.55
4	KM 01 + 010 m	0.25	0.55
5	KM 01 + 135 m	0.25	0.55
6	KM 01 + 290 m	0.25	0.55
7	KM 01 + 435 m	0.25	0.55
8	KM 01 + 565 m	0.25	0.55
9	KM 01 + 745 m	0.25	0.55
10	KM 01 + 800 m	0.25	0.55
11	KM 01 + 930 m	0.25	0.55
12	KM 02 + 085 m	0.25	0.60
13	KM 02 + 120 m	0.25	0.60
14	KM 02 + 295 m	0.25	0.60
15	KM 02 + 360 m	0.25	0.60
16	KM 02 + 460 m	0.25	0.60
17	KM 02 + 680 m	0.25	0.60
18	KM 02 + 825 m	0.25	0.60
19	KM 02 + 905 m	0.25	0.60
20	KM 02 + 958 m	0.25	0.60
21	KM 03 + 065 m	0.25	0.60
22	KM 03 + 168 m	0.25	0.60
23	KM 03 + 220 m	0.25	0.60
24	KM 03 + 292 m	0.25	0.60
25	KM 03 + 500 m	0.25	0.55
26	KM 03 + 775 m	0.25	0.55
27	KM 04 + 085 m	0.25	0.55
28	KM 04 + 395 m	0.25	0.50
29	KM 04 + 735 m	0.25	0.50
30	KM 04 + 920 m	0.25	0.50

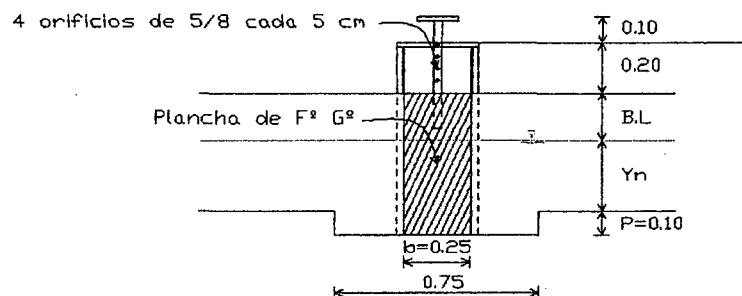


FIGURA N° 104 COMPUERTA DE TOMAS LATERALES



3.7.4.- DISEÑO ESTRUCTURAL

Consiste básicamente en el diseño de las siguientes estructuras:

3.7.4.1.-DISEÑO PUENTE PEATONAL.

Consiste en el diseño de una losa maciza de concreto reforzada en una sola dirección y la cual se apoyara sobre las paredes laterales del canal.

Para el caso se cuenta con la siguiente información:

Ancho del puente	:	b = 3.00 m.
Apoyos	:	C = 0.25 m.
Luz de calculo	:	L = 1.35 m.
Peso especifico del concreto	:	$\gamma_C = 2400 \text{ Kg. /m}^3$
Concreto	:	$f_c = 210 \text{ Kg. /cm.}^2$
Fluencia del acero	:	$f_y = 4200 \text{ Kg. / cm.}^2$
Coefficiente de flexión	:	$\phi = 0.90$
Coefficiente de corte	:	$\phi = 0.75$

1.-DISEÑO DE LOSA

Se diseñara como una losa simplemente apoyada

$$\text{CALCULO DEL ESPESOR DE LOSA } e = \frac{135}{24} = 5.625 \text{ m.}$$

Adoptamos un espesor de:

$$e = 0.10 \text{ m}$$

CARGAS

CARGA MUERTA W_D

Esta constituida por:

Peso propio de la placa	:	$0.10 * 1.00 * 1.00 * 2400 = 240 \text{ Kg. /m}$
Peso por acabado	:	$0.05 * 1.0 * 1.0 * 2200 = 110 \text{ Kg. / m}$

$$W_D = 350 \text{ Kg. / m}$$

CARGA VIVA W_L

Consideramos una sobre carga de $S/C = 400 \text{ Kg. /m}^2$

CARGA ÚLTIMA W_u

$$W_u = 1.5 * 350 + 1.8 * 400 = 1245 \text{ Kg. /m}$$

2.- CALCULO DEL MOMENTO FLEXIONANTE ÚLTIMO.

$$M_u = \frac{1245 * (1.35)^2}{8} = 283.626 \text{ Kg. - m}$$

VERIFICACION DEL ESPESOR DE LOSA.

Se diseñá para una cuantía igual a:



$$\rho = 0.18 * \frac{210}{4200} = 0.009$$

Entonces para esta cuantía el valor de K_u es:

$$K_u = 3040.71$$

Por lo tanto el valor de d estará dado por

$$d^2 = \frac{28362.6}{100 * 30.4071}$$

$$d = 3.05 \text{ cm.}$$

Usando $\phi 3/8$ y un recubrimiento de 2.5 centímetros, por lo que el espesor mínimo de losa será:

$$e_{\min} = d + r + \frac{\phi}{2} = 3.05 + 2.5 + 0.48 = 6.03 \text{ cm.}$$

Por lo tanto usar:

$$e = 10 \text{ cm.}$$

Entonces:

$$d = 10 - (2.5 + 0.48)$$

$$d = 7.02 \text{ cm.}$$

Además:

$$\rho_{\max} = 0.75 * \rho_b = 0.75 * 0.02125 = 0.0159$$

$$\rho_{\max} = 0.0159 > 0.009 \quad \text{conforme}$$

$$\rho_{\min} = \rho_{c.tem} = 0.0018 < 0.009 \quad \text{conforme}$$

3.- DISEÑO DEL ACERO

Para: $a = 0.2612$ y $d = 7.02 \text{ cm}$, se tiene:

$$A_s = 1.089 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.256 \text{ cm.}$$

Conforme.

ACERO MINIMO

$$A_{\min} = \frac{14}{4200} * 7.02 * 100$$

$$A_{\min} = 2.34 \text{ cm}^2$$

Colocando acero de $\phi 3/8$, el espaciamiento será.

$$S = 30.3 \text{ cm.}$$

Por lo tanto usar $\phi 3/8 @ 0.30 \text{ m}$.

ACERO POR CONTRACCION Y TEMPERATURA

Se colocara en sentido transversal al acero principal y estará dado por.

$$A_{con.Tem} = 0.0018 * 7.02 * 100$$

$$A_{con.Tem} = 1.26 \text{ cm.}^2$$

Por lo tanto usar $1/4 @ 0.25 \text{ m}$.



En forma similar se diseñan los demás puentes peatonales y sus características y más detalles se especifican en los planos respectivos

VERIFICACION AL CORTE

$$V_u = 1245 \left(\frac{1.35}{2} - 0.072 \right)$$

$$V_u = 753.225 \text{ Kg/m}$$

$$v_u = \frac{753.225}{7.02 * 100}$$

$$v_u = 1.073 \text{ kg/cm}^2$$

Corte resistente se define por:

$$v_c = 0.75 * 0.53 * \sqrt{210}$$

$$v_c = 5.76 \text{ kg/cm}^2$$

En consecuencia.

$$v_u = 1.073 < v_c = 5.76$$

Conforme.

Por lo tanto la distribución del acero en los puentes peatonales será según figura N° 105.

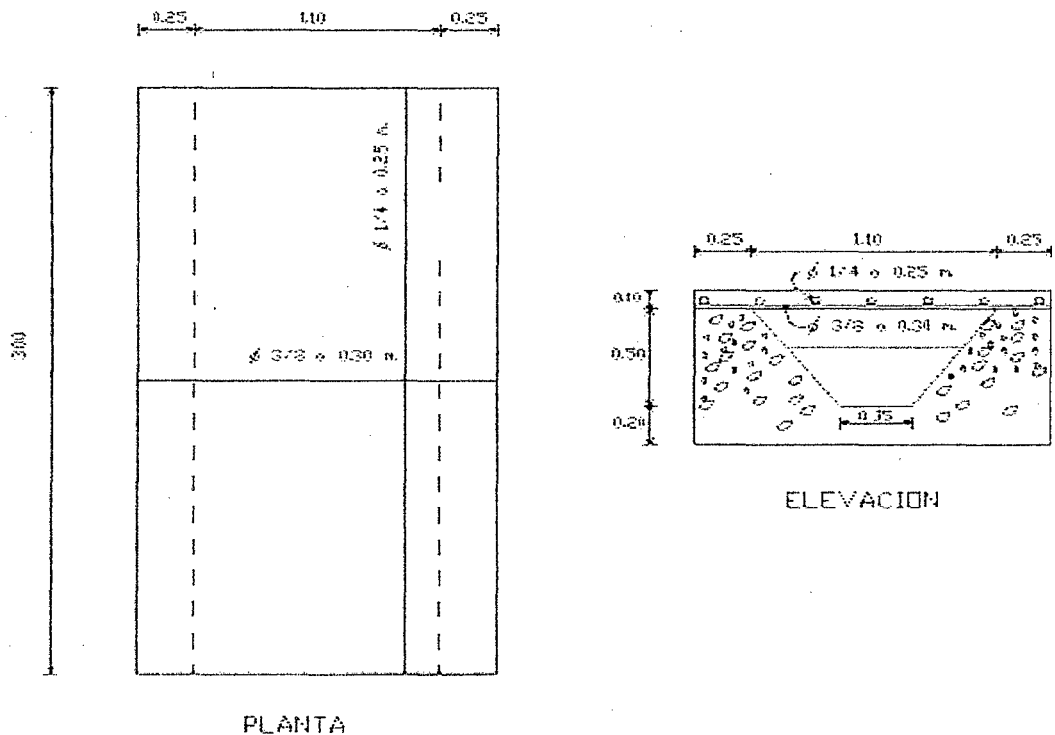


FIGURA N° 105 DISTRIBUCION DEL ACERO EN EL PUENTE PEATONAL



3.7.4.2.- DISEÑO DEL PUENTE CANAL

Diseñado con la finalidad de atravesar el canal principal quebradas o ríos naturales, el diseño lo hacemos para caso mas critico y tiene las siguientes características:

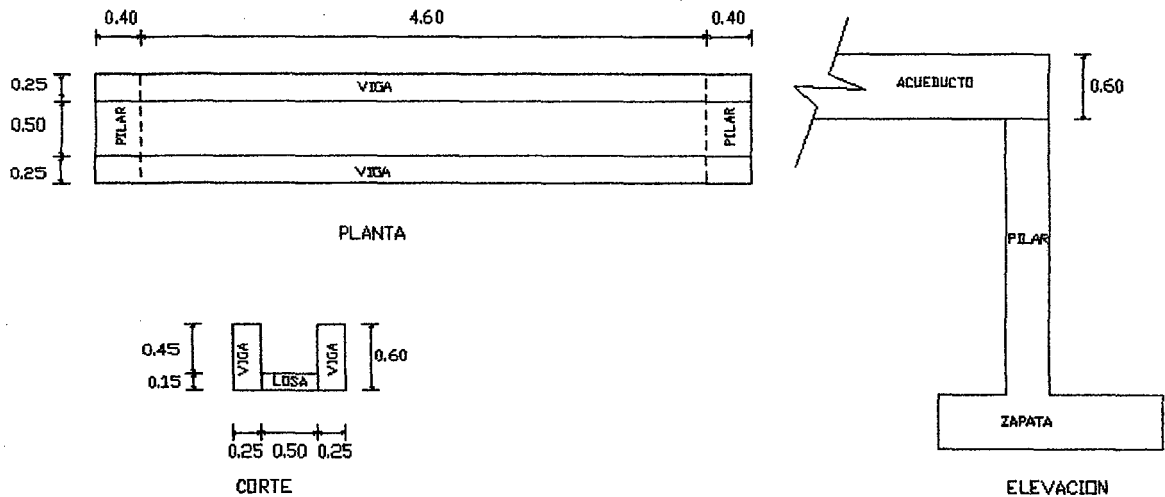


FIGURA N° 106 PUENTE CANAL

CARACTERISTICAS.

Apoyos	: C = 0.40 m.
Luz libre	: L = 4.60 m
Concreto	: $f_c = 210 \text{ Kg./cm.}^2$
Acero	: $f_y = 4200 \text{ Kg./cm.}^2$
Ancho de plantilla	: b = 0.50 m
Altura de paredes conducto	: H = 0.45 m
Peso especifico del agua	: $\gamma = 1000 \text{ Kg./m.}^3$
Tirante normal	: Y = 0.2526 m.

1.- DISEÑO LOSA DE FONDO

La plantilla del puente canal la diseñaremos como una losa apoyada sobre dos vigas de borde las que vienen a constituir las paredes laterales del puente canal.

$$\text{ESPESOR DE LOSA } e = 0.10 + \frac{0.45}{30} = 0.12 \text{ m.}$$

Por razones constructivas adoptamos un espesor de losa de:

$$e = 0.15 \text{ m.}$$

METRADO DE CARGAS

CARGA MUERTA W_D

$$\begin{aligned} \text{Peso propio losa} & : 0.15 * 1.00 * 0.50 * 2400 = 180 \text{ Kg./m} \\ \text{Peso del agua} & : 0.253 * 1.0 * 0.50 * 1000 = 127 \text{ Kg./m} \end{aligned}$$

$$W_D = 307 \text{ Kg./m}$$



CARGA VIVA W_L

Se considera una sobre carga de 150 Kg. /m² debido al paso de peatones para el mantenimiento.

$$W_L = 0.50 * 150$$

$$W_L = 75 \text{ Kg. /m}$$

CARGA ÚLTIMA W_u

$$W_u = 596 \text{ Kg. /m}$$

2.- CALCULO DE LOS MOMENTOS

MOMENTO MAXIMO POSITIVO

$$M_{u\max(+)} = 41.906 \text{ Kg. - m.}$$

MOMENTO NEGATIVO

$$M_{u\max(-)} = 13.969 \text{ kg. - m.}$$

3.- AREAS DE ACERO

Usando las formulas N° 330 y 331 con $d = 12 \text{ cm}$ $b = 100 \text{ cm}$ y $h = 0.15 \text{ m}$ se tiene:

$$A_{S(+)} = 0.0925 \text{ cm.}^2 \text{ y } a = 0.0217 \text{ cm.}$$

$$A_{S(-)} = 0.0308 \text{ cm.}^2 \text{ y } a = 0.0072 \text{ cm}$$

ACERO MINIMO

$$A_{S\min} = 0.0033 * 12 * 100$$

$$A_{S\min} = 4 \text{ cm.}^2$$

Colocar acero mínimo tanto para el positivo como el negativo es decir:

Usar acero de $\phi \ 3/8 \ @ \ 0.18 \text{ m.}$

ACERO POR CONTRACCION Y TEMPERATURA

$$A_{Con,Tem} = 0.0018 * 12 * 100$$

$$A_{Con,Tem} = 2.16 \text{ cm.}^2$$

Entonces usar

$$\phi \ 1/4. \ @ \ 0.15 \text{ m.}$$

VERIFICACION POR CORTE

Se considera a una distancia "d" de la cara del apoyo $V_u = 300.98 \text{ kg.}$

El esfuerzo unitario será:

$$v_u = 0.25 \text{ kg. /cm.}^2$$

Corte resistente

$$v_C = 5.76 \text{ kg. /cm.}^2$$

Por lo tanto $v_u = 0.25 \text{ kg. /cm.}^2 < v_C = 5.76 \text{ kg. /cm.}^2 \text{ OK}$

4.- DISEÑO VIGA LATERAL

Tendrá las siguientes características:

Ancho de viga : $b = 0.25 \text{ m.}$

Altura o peralte : $h = 0.60 \text{ m.}$



Concreto : $f_c = 210 \text{ Kg./cm.}^2$
 Acero : $f_y = 4200 \text{ Kg./cm.}^2$
 Luz de calculo : $L' = 5.00 \text{ m.}$
 Se diseñara para una viga simplemente armada

METRADO DE CARGAS

CARGA MUERTA W_D

Peso propio viga : $0.25 * 0.60 * 2400 = 360 \text{ kg./m}$
 Peso que transmite losa : $0.15 * 0.25 * 2400 = 90 \text{ kg./m.}$
 Peso por efecto del agua : $0.253 * 0.25 * 1000 = 63 \text{ kg./m}$

$$W_D = 513 \text{ kg./m}$$

CARGA VIVA W_L

Se considera una sobre carga de 150 Kg./m^2

$$W_L = 0.25 * 150$$

$$W_L = 38 \text{ Kg./m}$$

CARGA ÚLTIMA W_u

$$W_u = 1.5 * 513 + 1.8 * 38$$

$$W_u = 838 \text{ kg./m}$$

5.- CALCULO DEL MOMENTO

$$M_{u(+)} = 2618.75 \text{ Kg.-m}$$

MOMENTO RESISTENTE

$$M_r = 54.35 * 25 * (54)^2$$

$$M_r = 39621 \text{ kg.-m}$$

Se trata de una viga simplemente armada.

6.- CALCULO DEL AREA DE ACERO

Asumiendo un $d = 54 \text{ cm.}$ Y con $a = 1.221$ se obtiene:

$$A_s = 1.298 \text{ cm.}^2$$

Acero mínimo se calcula para cuantía mínima esto es

$$A_{s_{\min}} = 4.50 \text{ cm.}^2$$

Colocar $2 \phi 5/8 + 1 \phi 3/8$, que hace un área de 4.67 cm.^2

VERIFICACION

Para $\phi 5/8$ y además usando estribos de $\phi 3/8$, recubrimiento de 2.3 cm se tiene:

$$d = 60 - (2.3 + 0.79 + 0.95) = 55.96$$

$$d = 55.96 \text{ cm.}$$

$$\rho = \frac{4.67}{25 * 55.96}$$

$$\rho = 0.00334$$

$$\rho_{\min} = 0.0033 < \rho = 0.00334 < \rho_{\max} = 0.0159 \quad \text{OK}$$



Conclusión se usara 2 ϕ 5/8 + 1 ϕ 3/8 para momento positivo como en la parte media se colocara 2 ϕ 1/2 por tratarse de una viga peraltada y en la parte superior se colocara también 2 ϕ 5/8 ,con fines de confinamiento se colocara estribos de ϕ 3/8 para soportar los efectos de la presión del agua.

DISEÑO POR CORTE

CALCULO DEL CORTANTE

$V_{du} = 1458.455 \text{ kg.}$

$V_c = 10744.92 \text{ Kg.}$

$V_n = 1944.61 \text{ Kg.}$

$V_n = 1944.61 \text{ kg.} < \frac{V_c}{2} = \frac{10744.92}{2} = 5372.46 \text{ Kg, no necesita refuerzo transversal.}$

Se colocara estribos por confinamiento usando ϕ 3/8.

Entonces el espaciamiento para este diámetro es:

$S = 68 \text{ cm.}$

$S_{max} = 60 \text{ cm (según reglamento)}$

Espaciamiento máximo

$S_{max} = \frac{55.96}{2}$

$S_{max} = 27.98 \text{ cm.}$

Por lo tanto se colocaran los estribos de la siguiente forma:

ϕ 3/8 1 @ 0.05 m + 1 @ 0.15 m + resto @ 0.25 m de cada extremo

Mayor detalles se presentan los planos respectivos

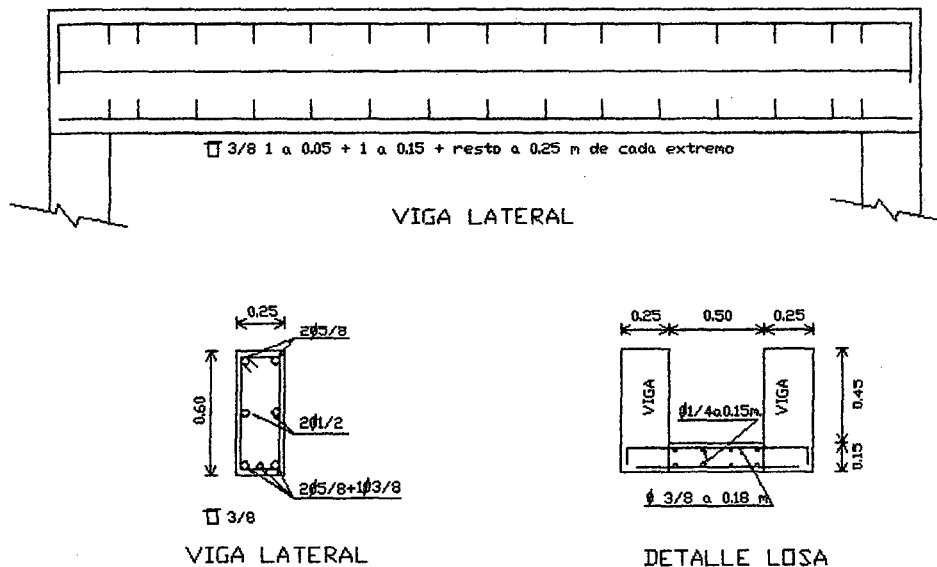


FIGURA N° 107 DISTRIBUCION DEL ACERO EN EL PUENTE CANAL



DISEÑO DE LOS ESTRIBOS

Estas estructuras generalmente proporcionan soporte lateral a una masa de material. Para su diseño se cuenta con la siguiente información:

Peso específico del material de relleno	:	$\gamma_s = 2.05 \text{ t/m}^3$
Peso específico del concreto	:	$\gamma_c = 2.4 \text{ t/m}^3$
Resistencia del concreto a usar	:	$f'c = 175 \text{ kg./cm.}^2$
Acero	:	$f_y = 4200 \text{ kg./cm.}^2$
Angulo de fricción	:	$\phi = 30^\circ$
Altura del muro	:	$H = 3.00 \text{ m.}$
Capacidad portante del suelo	.	$\sigma_1 = 1.19 \text{ kg./cm.}^2$
Pendiente del relleno con la horizontal	.	$\beta = 0$
Altura de pantalla	:	$h = 2.50 \text{ m.}$
Espesor del muro	:	$e = 0.40 \text{ m.}$

1.- DIMENSIONAMIENTO

Las características geométricas de los estribos se muestran en la figura N° 108 y que corresponden a un muro de contención en voladizo por lo que lo diseñaremos como tal.

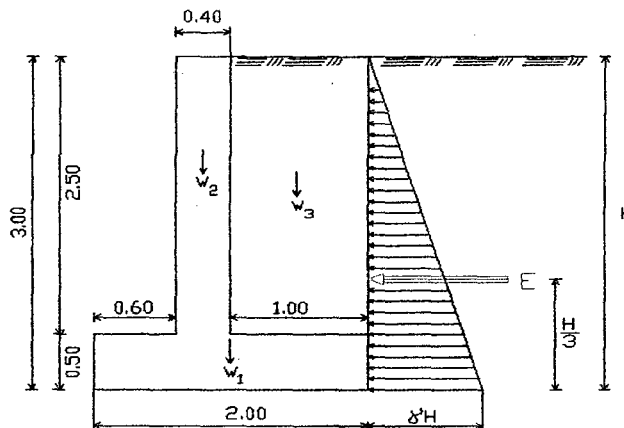


FIGURA N° 108 ESTRIBOS DEL PUENTE CANAL

2.- DETERMINACION DE LAS FUERZAS DE EMPUJE DEBIDO AL SUELO

CALCULO DEL COEFICIENTE DE EMPUJE ACTIVO "Ka"

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{30}{2}\right)$$

$$K_a = 0.333$$

CALCULO DEL EMPUJE ACTIVO

$$E = 3.072 \text{ t/m.}$$

Y se encuentra ubicada a:

$$Y = 1.00 \text{ de la base}$$

3.- VERIFICACION DE ESTABILIDAD

Los momentos y las fuerzas que actúan en el muro se presentan en la tabla N° 135.



TABLA N° 135 CÁLCULO DE MOMENTOS Y FUERZAS CON RESPECTO AL PUNTO "A"

SIMBOLO	FUERZA (T)	BRAZO (m)	MOMENTO (t-m)
W_1	$2.00 \cdot 0.50 \cdot 1.00 \cdot 2.4 = 2.40$	1.00	2.40
W_2	$0.40 \cdot 2.5 \cdot 1.00 \cdot 2.4 = 2.40$	0.80	1.92
W_3	$1.000 \cdot 1.00 \cdot 2.5 \cdot 2.05 = 5.125$	1.50	7.6875
TOTAL	$\Sigma Fv = 9.925$		$\Sigma M = 12.0075$

MOMENTO DE VOLTEO

$$M_v = 3.072 \text{ t-m.}$$

Verificación al volteo

$$C.S.V = 3.91 > 1.50 \quad \text{conforme}$$

Verificación al deslizamiento

$$C-S-D = 1.62 > 1.50 \quad \text{conforme}$$

Ubicación de la resultante

$$\bar{X} = 0.900 \text{ m.}$$

Excentricidad

$$e = 0.10$$

$$e = 0.10 < e_{\max} = \frac{2}{6} = 0.333 \quad \text{conforme}$$

La resultante cae dentro del tercio central.

4.- PRESIONES SOBRE EL TERRENO

$$\sigma_{\max} = 0.6451 \text{ kg./cm.}^2 < \sigma_i = 1.19 \text{ Kg./cm.}^2$$

$$\sigma_{\min} = 0.3473 \text{ kg./cm.}^2 < \sigma_i = 1.19 \text{ Kg./cm.}^2 \quad \text{Conforme}$$

Por lo tanto el muro cumple los requisitos de estabilidad

5.- CALCULO DEL REFUERZO

DISEÑO DE PANTALLA

$$M_u = 1.6 \cdot 0.333 \cdot 2.05 \cdot \frac{(2.5^3)}{6}$$

$$M_u = 2.844 \text{ t-m}$$

CORTANTE EN LA BASE

$$V_u = 1.6 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 0.333 \cdot 2.05 \cdot (2.5 - 0.35)^2 \right)$$

$$V_u = 2.524 \text{ tn}$$

Por lo tanto el esfuerzo cortante unitario vale:

$$\text{Para } t = 0.40 \text{ m entonces } d = 0.35 \text{ m, } b = 1 \text{ m. } f_c = 175 \text{ Kg./cm.}^2$$

$$v_u = 0.721 \text{ Kg./cm.}^2$$

Cortante resistente:

$$V_c = 5.258 \text{ Kg./cm.}^2$$

Entonces

$$v_u = 0.721 \text{ Kg./cm.}^2 < V_c = 5.258 \text{ Kg./cm.}^2 \quad \text{conforme.}$$

FLEXION

DISEÑO DEL ACERO

para $M_u = 2.844 \text{ t-m}$ se tiene:



$$A_s = 2.241 \text{ cm.}^2 \rightarrow a = 1.581 \text{ cm}$$

ACERO MINIMO

$$A_s (\text{min}) = 0.0018 * 100 * 35$$

$$A_s (\text{min}) = 6.3 \text{ cm.}^2$$

Colocaremos el acero mínimo

Usar $\phi \frac{1}{2} @ 0.20 \text{ m.}$

$$\rho = 0.00185 > \rho_{\text{min}}$$

Refuerzo horizontal

Usar refuerzo horizontal en dos capas

$$A_s = 0.002 * 100 * 40$$

$$A_s = 8 \text{ cm.}^2$$

$$\frac{2}{3} * A_{st} = \frac{2}{3} * 8 = 5.33 \text{ cm.}^2 \phi \frac{1}{2} @ 0.25 \text{ m.}$$

$$\frac{1}{3} * A_{st} = \frac{1}{3} * 8 = 2.67 \text{ cm.}^2 \phi \frac{1}{2} @ 0.45 \text{ m.}$$

As montaje = $\phi 1/2$

$$S = 36 * 1.27 = 45.7 \text{ cm.}$$

Usar $\phi \frac{1}{2} @ 0.45 \text{ m.}$

VERIFICACION AL CORTE

$$V_{du} = 1.6 * \frac{1}{2} * 2.05 * 0.333 * (2.5 - 0.34365)^2$$

$$V_{du} = 2.538 \text{ ton}$$

$$\frac{V_{du}}{\phi} = \frac{2.538}{0.75} = 3.385 \text{ Ton}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{175} * 10 * 1 * 0.3436 = 24.091 \text{ T}$$

Si el acero se traslapa en la base se debe cumplir:

$$V_{ce} = \frac{2}{3} * V_c = 16.06 \text{ T} > \frac{V_{du}}{\phi} = 3.385 \text{ tn} \quad \text{conforme.}$$

6.- DISEÑO DE LA PUNTA

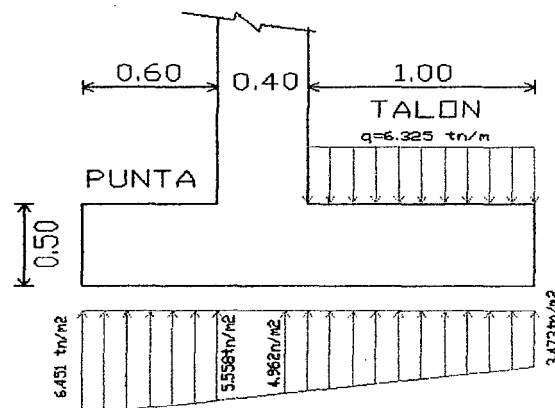


FIGURA N° 109 DIAGRAMA DE ESFUERZOS



CALCULO DEL MOMENTO

$$M_{\max} = 5.558 * \frac{(0.6)^2}{2} + \frac{1}{3} * 0.893 * (0.6)^2$$

$$M_{\max} = 1.1076 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$M_u = 1.6 * 1.1076$$

$$M_u = 1.772 \text{ Tn} - \text{m.}$$

CALCULO DEL ÁREA DE ACERO

Para $M_u = 1.772 \text{ Tn} - \text{m}$ y $d = 0.42 \text{ m}$, $f'c = 175 \text{ Kg. /cm.}^2$, $f_y = 4200 \text{ Kg. /cm.}^2$ se tiene:

$$A_s = 1.1247 \text{ cm.}^2 \quad \rightarrow a = 0.635$$

Acero mínimo

$$A_{s\min} = 0.0018 * 100 * 42$$

$$A_{s\min} = 7.56 \text{ cm.}^2$$

Colocar el acero mínimo

Usar $\phi \frac{1}{2} @ 0.15 \text{ m}$

VERIFICACION POR CORTE

$$V = 5.5576 * 0.60 + \frac{1}{2} * 0.8934 * 0.6$$

$$V = 3.6026 \text{ Tn.}$$

$$V_u = 1.6 * 3.5709$$

$$V_u = 5.764 \text{ Tn.}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{5.764}{0.75}$$

$$V_n = 7.685 \text{ Tn.}$$

La fuerza cortante que resistente el concreto será:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{175} * 10 * 1 * 0.42$$

$$V_c = 29.45 \text{ Tn}$$

Entonces:

$$V_n = 7.685 < \frac{V_c}{2} = 14.725$$

Conforme

7.- DISEÑO DEL TALON

$$q_s = 2.05 * 2.5 + 0.5 * 2.4 = 6.325 \text{ T} - \text{m.}$$

$$q_s = 6.325 \text{ T} - \text{m.}$$

CALCULO DEL MOMENTO

$$M = 6.325 * \frac{(1.00)^2}{2} - \left(3.473 * \frac{(1.00)^2}{2} + \frac{1}{6} * 1.489 * (1.00)^2 \right)$$

$$M = 1.1778 \text{ T} - \text{m.}$$

$$M_u = 1.6 * 1.1778$$

$$M_u = 1.8845 \text{ T} - \text{m.}$$

CALCULO DEL AREA DE ACERO

Para $M_u = 1.8845 \text{ T} - \text{m.}$, $d = 0.42 \text{ m}$, $F'c = 175 \text{ Kg. /cm.}^2$, $f_y = 4200 \text{ Kg. /cm.}^2$ resulta:

$$A_s = 1.20 \text{ cm.}^2 \quad \rightarrow a = 0.676$$



Acero mínimo

$$A_{s\min} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 42$$

$$A_{s\min} = 7.56 \text{ cm.}^2$$

Colocar el acero mínimo

Usar $\phi \frac{1}{2} @ 0.15 \text{ m}$

VERIFICACION POR CORTE

$$V = 6.325 \cdot 1.00 - 3.473 \cdot 1.00 - 0.5 \cdot 1.489 \cdot 1.00$$

$$V = 2.1075 \text{ Ton.}$$

$$V_u = 1.6 \cdot 2.1075$$

$$V_u = 3.372 \text{ Ton.}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{3.372}{0.75}$$

$$V_n = 4.496 \text{ Tn.}$$

La fuerza cortante que resistente el concreto será:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{175} \cdot 10 \cdot 1 \cdot 0.42$$

$$V_c = 29.45 \text{ Tn}$$

Entonces:

$$V_n = 4.496 < \frac{V_c}{2} = 14.725 \text{ Tn} \quad \text{Conforme}$$

Refuerzo transversal

$$A_s \text{ temperatura} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 42 = 7.56 \text{ cm}^2$$

Colocar $\phi \frac{1}{2} @ 0.15 \text{ m}$.

$$A_s \text{ montaje} = 36\phi = 36 \cdot 1.27 = 45.72 \text{ cm}$$

Colocar $\phi \frac{1}{2} @ 0.45 \text{ m}$.

Quedando de esta manera diseñado el estribo del puente canal con las características y distribución dada en la figura N° 110

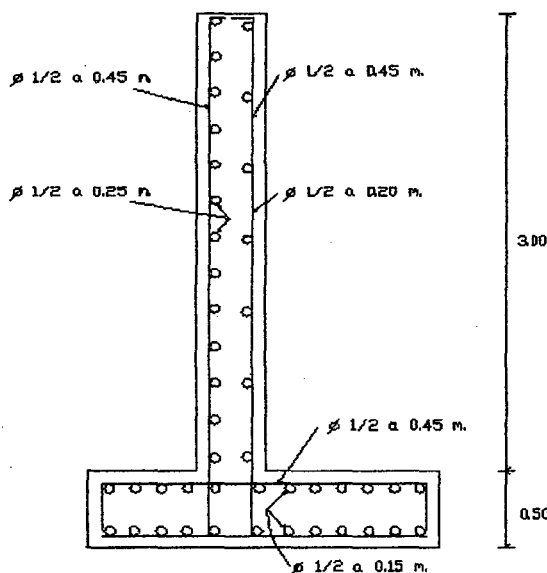


FIGURA N° 110 DISTRIBUCION DEL ACERO EN EL ESTRIBO TIPO



3.7.4.3.- DISEÑO DEL CANAL PRINCIPAL

El canal principal esta constituido desde el bocal o ventana de captación hasta el vertedero lateral y tiene las siguientes características:

DATOS:

Peso especifico del suelo de relleno	:	$\gamma_s = 1.95 \text{ Tn/m}^3$
Altura del canal	:	$H = 0.90 \text{ m.}$
Ancho de plantilla del canal	:	$B = 0.50 \text{ m.}$
Espesor del concreto	:	$e = 0.15 \text{ m.}$
Angulo de fricción	:	$\phi = 30^\circ$
Coefficiente de empuje activo	:	$K_a = 0.333$
Resistencia del concreto	:	$f_c = 175 \text{ Kg. /cm.}^2$
Fatiga del concreto	:	$\sigma_c = 0.08 f_c = 14 \text{ Kg. /cm.}^2$
Resistencia admisible del terreno	:	$\sigma_t = 0.79 \text{ Kg. /cm.}^2$

ANALISIS PARA ESTRUCTURA VACIA

Las fuerzas que actúan en el canal para estructura vacía son las siguientes:

1.- CARGA SOBRE LAS PAREDES LATERALES

CALCULO DE LA PRESION UNITARIA

$$E_1 = 0.33 * 1950 * 0.975$$

$$E_1 = 627 \text{ Kg. /m.}$$

CARGA SOBRE LOSA DE FONDO

$$W = 2(0.90 * 0.15 * 1.00 * 2400) + 0.15 * 0.80 * 1.00 * 2400$$

$$W = 936 \text{ Kg. /m.}$$

REACCION DEL TERRENO

$$R_t = \frac{936}{0.80}$$

$$R_t = 1170 \text{ Kg. /m}^2.$$

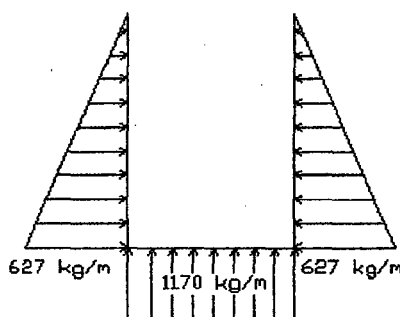


FIGURA N° 111 DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN EL CANAL
CALCULO DE LOS ESFUERZOS CORTANTES



Los esfuerzos cortantes se calculan teniendo en cuenta la figura N° 111 anterior y se obtiene los siguientes valores:

$$V_{4-1} = \frac{1}{2} * 627 * 0.975 = -306 \text{ Kg/m}$$

$$V_{4-3} = \frac{1}{2} * 1170 * 0.65 = 380 \text{ Kg/m}$$

$$V_{3-4} = \frac{1}{2} * 1170 * 0.65 = -380 \text{ Kg/m}$$

$$V_{3-2} = \frac{1}{2} * 1170 * 0.65 = 306 \text{ Kg/m}$$

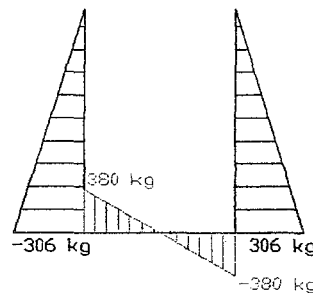


FIGURA N° 112 DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE

VERIFICACION POR CORTE

PAREDES LATERALES

$$V = 306 \text{ Kg.}$$

$$V_u = 1.6 * 306 \text{ kg.}$$

$$V_u = 490 \text{ kg.}$$

Expresado en kilogramos por centímetro cuadrado es

$$V_u = 0.408 \text{ kg. / cm.}^2$$

Por lo tanto el corte nominal es:

$$V_n = 0.544 \text{ kg. / cm.}^2$$

En consecuencia la fuerza cortante que resiste el concreto es:

$$V_c = 7.01 \text{ kg. / cm.}^2 \text{ Entonces:}$$

$$V_n = 0.544 \text{ kg./cm.}^2 < \frac{7.01}{2} = 3.505 \text{ Kg. / cm.}^2 \text{ Conforme}$$

FONDO DE LOSA

$$V = 380 \text{ kg.}$$

$$V_u = 608 \text{ kg.}$$

$$V_u = 0.507 \text{ kg.}$$

$$V_n = 0.676 \text{ kg. / cm.}^2$$

$$V_c = 7.01 \text{ kg. / cm.}^2$$

Conclusión:

$$V_n = 0.676 \text{ kg. / cm.}^2 < \frac{7.01}{2} = 3.505 \text{ Kg. / cm.}^2 \text{ Conforme}$$

2.- CALCULO DE LOS MOMENTOS MAXIMOS

$$M_{\max 4-1} = \frac{627 * (0.975)^2}{6} = -99.34 \text{ Kg. - m.}$$



$$M_{\max(+)-4-3} = \frac{1170 * (0.65)^2}{8} = 61.79 \quad \text{Kg. - m.}$$

$$M_{\max(-)-4-3} = \frac{1170 * (0.65)^2}{24} = 20.60 \quad \text{kg. - m.}$$

$$M_{\max 3-2} = \frac{627 * (0.975)}{6} = 99.34 \quad \text{Kg. - m.}$$

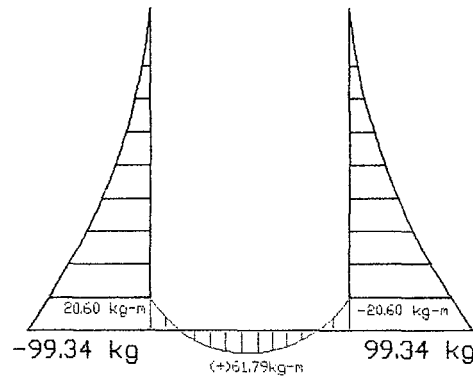


FIGURA N° 113 DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES EN EL CANAL

MOMENTO ÚLTIMO ACTUANTE EN LAS PARES VERTICALES DEL CANAL

$$M_u = 1.6 * 99.34 \text{ kg. - m.}$$

$$M_u = 158.94 \text{ kg. - m.}$$

Por lo tanto la fatiga que produce este momento en el concreto es:

$$\sigma_{ac} = 4.238 \text{ Kg. /cm.}^2 < \sigma_c = 14 \text{ Kg. /cm.}^2 \text{ Conforme}$$

MOMENTO ÚLTIMO ACTUANTE EN LOSA DE FONDO

$$M_u = 1.6 * 61.79 = 98.86 \text{ kg. - m.}$$

$$M_u = 99 \text{ kg. - m.}$$

En consecuencia la fatiga que produce este momento en el concreto es:

$$\sigma_{ac} = \frac{6 * 9886}{100 * (15)^2}$$

$$\sigma_{ac} = 2.636 \text{ Kg. /cm.}^2 < \sigma_c = 14 \text{ Kg. /cm.}^2 \text{ Conforme}$$

CONCLUSION

Se concluye que no es necesario colocar armadura al canal debido a que las fatigas que producen los momentos últimos actuantes tanto en las paredes como en la losa de fondo son menores a la fatiga resistente del concreto, además esto se mejorara si se colocan juntas de dilatación transversal cada 3 metros con lo cual se garantizara un mejor funcionamiento estructura



3.7.3.4.- DISEÑO DE CONDUCTO CUBIERTO

Se hará uso de este tipo de estructura con la finalidad de atravesar una vía de comunicación (carretera – Cajamarca – Celendín) para la cual se usara concreto reforzado de sección rectangular y tendrá las características que se presentan en la figura N° 114

Concreto de	$f^c = 210 \text{ Kg. /cm.}^2$
Acero	$f_y = 4200 \text{ Kg. /cm.}^2$
Peso específico del concreto	$\gamma_c = 2400 \text{ Kg. /m.}^3$
Peso específico del suelo	$\gamma_s = 1650 \text{ Kg. /m.}^3$
Angulo de fricción	$\phi = 30^\circ$
Altura de relleno sobre losa	$h = 1.00 \text{ m}$
Tren de cargas	H20-44

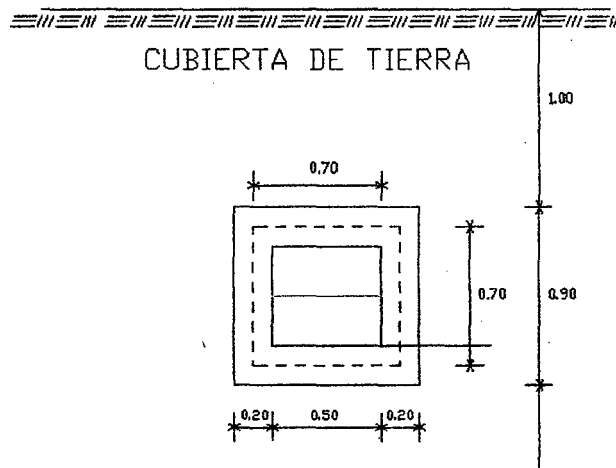


FIGURA N° 114 CONDUCTO CERRADO

1.- ANALISIS PARA ESTRUCTURA VACIA

CARGAS

CARGAS MUERTAS

Peso propio losa	:	$0.20 \cdot 1.00 \cdot 1.00 \cdot 2400$	= 480 Kg. /m
Peso de la tierra	:	$1.00 \cdot 1.00 \cdot 1.00 \cdot 1650$	= 1650 Kg. /m

$$W_D = 2130 \text{ Kg. /m}$$

CARGA VIVA

Se considera como máximo la carga correspondiente a un camión H20-44, y la carga transmitida por cada rueda trasera es de 7270 Kg. el efecto de esta carga como uniformemente distribuida es equivalente a:

$$W = \frac{7270}{0.70}$$

$$W_L = 10386 \text{ Kg. /m.}$$

Por lo tanto la carga total última sobre la losa superior según normas peruanas vale:

$$W_u = 1.5 \cdot 2130 + 1.8 \cdot 10386$$

$$W_u = 21890 \text{ Kg. /m}$$



CARGA SOBRE LOSA INFERIOR

Peso estructura = $2400 \cdot (0.90^2 - 0.5^2) = 1344 \text{ Kg.}$

Peso del suelo = $1.00 \cdot 0.90 \cdot 1.00 \cdot 1650 = 1485 \text{ Kg.}$

$W_D = 2829 \text{ Kg.}$

Carga viva

$W_L = 7270 \text{ Kg.}$

Carga última para losa inferior es:

$W_u = 1.5 \cdot 2829 + 1.8 \cdot 7270$

$W_u = 17330 \text{ kg.}$

REACCION DEL TERRENO

$R_t = \frac{17330}{0.90}$

$R_t = 19255 \text{ Kg. /m}$

CARGAS SOBRE LAS PAREDES LATERALES

Se considera los empujes de tierra sobre los muros:

PRESION UNITARIA EN EL EXTREMO SUPERIOR

$E_1 = 0.33 \cdot 1.10 \cdot 1650 \quad E_1 = 599 \text{ Kg. /m.}$

Carga ultima

$E_u = 1.5 \cdot 599$

$E_u = 899 \text{ Kg. /m.}$

PRESION UNITARIA EN PARTE INFERIOR

$E_1 = 0.33 \cdot 1.80 \cdot 1650 \quad E_1 = 980 \text{ Kg. /m.}$

Carga ultima

$E_u = 1.5 \cdot 980$

$E_u = 1470 \text{ Kg. /m.}$

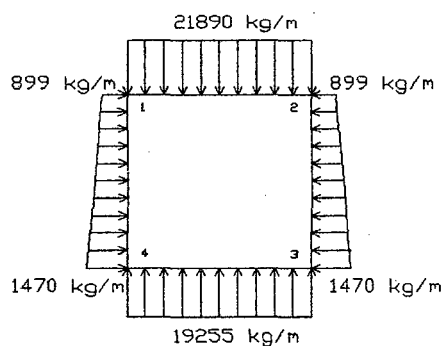


FIGURA N° 115 DIAGRAMA DE ESFUERZOS PARA CARGA ÚLTIMA

2.- CALCULO DE LOS MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO

LOSA SUPERIOR

NUDO 1

$M = 894 \text{ Kg. -m.}$

LOSA INFERIOR

NUDO 4



PAREDES LATERALES

NUDO 1

$$M = 786 \text{ Kg.} - \text{m}$$

$$M = \frac{899 * (0.70)^2}{12} + \frac{(1470 - 899) * (0.70)^2}{30}$$

$$M = 46 \text{ Kg.} - \text{m}$$

NUDO 4

$$M = \frac{1470 * (0.70)^2}{12} + \frac{(1470 - 899) * (0.70)^2}{20}$$

$$M = 74 \text{ Kg.} - \text{m}$$

Luego con estos momentos de empotramiento se hace el equilibrio en los nudos mediante el método de Cross considerándolo como un marco rígido y los resultados se presentan en la tabla N° 136.

TABLA N° 136 DISTRIBUCION DE MOMENTOS METODO DE CROSS

NUDO	1		2		3		4	
Miembro	1-2	1-4	2-1	2-3	3-2	3-4	4-3	4-1
F.D	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
F.T	½	½	½	½	½	½	½	½
Momento de Empot.	+894	-46	-894	46	-74	786	-786	74
1° distr.	-424	-424	424	424	-356	-356	356	356
1° Transp.	212	178	-212	-178	212	178	-178	-212
2° distr.	-195	-195	195	195	-195	-195	195	195
Momentos finales	487	-487	-487	487	-413	413	-413	413

CONCLUSION

De la tabla N° 136 se observa que el momento máximo negativo se presenta en el nudo superior, siendo su valor de 487 Kg. - m.

CALCULO DE FUERZA CORTANTE ÚLTIMA

LOSA SUPERIOR

$$V_{1-2} = V_{2-1} = \frac{21890 * 0.70}{2}$$

$$V_{1-2} = V_{2-1} = 7662 \text{ kg.}$$

LOSA INFERIOR

$$V_{4-3} = V_{3-4} = \frac{19255 * 0.70}{2}$$

$$V_{4-3} = V_{3-4} = 6739 \text{ Kg.}$$

PAREDES LATERALES

$$V_{1-4} = \frac{899 * 0.70}{2} + \frac{571 * 0.70}{6} - \frac{487 - 413}{0.70}$$

$$V_{1-4} = 276 \text{ kg.}$$

$$V_{4-1} = \frac{899 * 0.70}{2} + \frac{571 * 0.70}{3} + \frac{487 - 413}{0.70}$$

$$V_{4-1} = 554 \text{ kg}$$

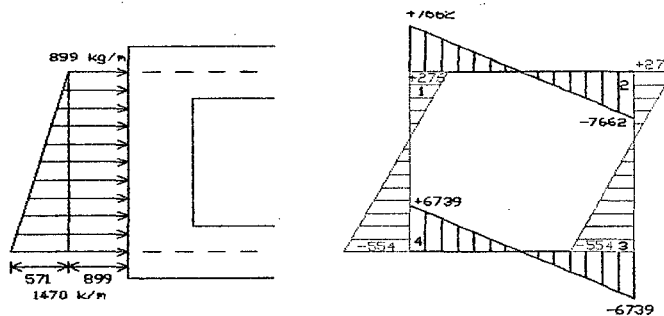


FIGURA N° 116 DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES

DETERMINACION DE LOS MAXIMOS MOMENTOS POSITIVOS

Estos momentos se suponen que ocurren en el centro de las losas y se determinan de la siguiente manera:

LOSA SUPERIOR

$$M_{\max} = \frac{(7662)^2}{2 \cdot 21890} - 487$$

$$M_{\max} = 854 \text{ Kg.} - \text{m.}$$

LOSA INFERIOR

$$M_{\max} = \frac{(6739)^2}{2 \cdot 19255} - 413$$

$$M_{\max} = 766 \text{ Kg.} - \text{m.}$$

PIEZAS VERTICALES

Para este caso el máximo momento corresponde donde el esfuerzo cortante es nulo y esto se determina cuando la distancia donde el esfuerzo cortante se hace cero esto es:

$$X = \frac{899 + \sqrt{(899)^2 + \frac{2 \cdot 571 \cdot 276}{0.70}}}{\frac{571}{0.70}}$$

$$X = 0.273 \text{ m.}$$

Por lo tanto el máximo momento vale:

$$M_{\max} = 276 \cdot 0.27 - \frac{899 \cdot (0.27)^2}{2} - \frac{571 \cdot (0.27)^3}{6 \cdot 0.70} - 487$$

$$M_{\max} = -448 \text{ Kg.} - \text{m.}$$

CALCULO DE LOS MOMENTOS CONSIDERANDO LAS PIEZAS COMO ISOSTATICAS

LOSA SUPERIOR

$$M = \frac{21890 \cdot (0.70)^2}{8}$$

$$M = 1341 \text{ Kg.} - \text{m.}$$

LOSA INFERIOR

$$M = \frac{19255 \cdot (0.70)^2}{8}$$

$$M = 1179 \text{ Kg.} - \text{m.}$$

PAREDES LATERALES

El momento de una carga trapezoidal en un punto situado a una distancia x del apoyo vale:

$$X = \frac{899}{571} \cdot 0.70 \left[\pm \sqrt{\frac{571}{899} + \frac{1}{3} \left(\frac{571}{899} \right)^2} + 1 - 1 \right]$$

$$X = 0.366 \text{ m.}$$



De manera que el momento vale:

$$M_x = \frac{899 * 0.366}{2} (0.70 - 0.366) + \frac{571 * 0.366}{6 * 0.70} [(0.7)^2 - (0.366)^2]$$

$$M_x = 72.67 \text{ Kg. - m.}$$

CONSTRUCCIÓN DEL DIAGRAMA DE MOMENTOS

Se hace con los valores obtenidos de la distribución de momentos y los resultados al considerar las piezas como isostáticas y los resultados se presentan en las tablas N° 137 y 138.

PARA PIEZAS HORIZONTALES

TABLA N° 137 CÁLCULO DE MOMENTOS FLECTORES

X	L-X	$M = \frac{W}{2} * X * (L - X)$	
		LOSA SUPERIOR W= 21890 Kg.	LOSA INFERIOR W= 19255 Kg.
0.000	0.700	0.000	0.00
0.0875	0.6125	586.58	515.97
0.175	0.525	1005.57	884.53
0.2625	0.4375	1256.96	1105.66
0.350	0.350	1340.76	1179.37

PARA PIEZAS LATERALES

TABLA N° 138 CÁLCULO DE MOMENTOS FLECTORES

X	L-X	$(L^2 - X^2)$	$M = 449 .50 * X (L - X) + 135 .952 * X (L^2 - X^2)$
0.00	0.700	0.490	0.000
0.175	0.525	0.459	52.218
0.350	0.350	0.368	72.575
0.525	0.175	0.214	56.572
0.700	0.000	0.000	0.000

EL diagrama de momentos flectores finales será tal como el que se muestra en la figura N° 117

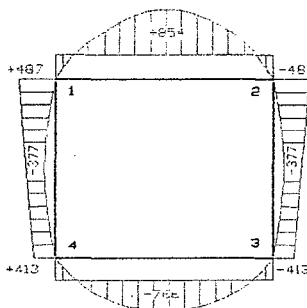


FIGURA N° 117 DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES

(ESTRUCTURA VACIA)

3.- VERIFICACION DEL ESPESOR

POR FLEXION

Se considera una cuantía máxima para no verificar deflexiones:

$$\rho_{max} = 0.18 * \frac{f'_c}{f_y}$$

Entonces se tiene:



$$d = \sqrt{\frac{85400}{0.1448 * 210 * 100}}$$

$$d = 5.30 \text{ cm.}$$

POR CORTE

La fuerza cortante máxima que debe resistir el concreto es:

$$V = 7662 \text{ Kg.}$$

$$v_u = \frac{7662}{100 * 16.365 * 0.85}$$

$$v_u = 5.508 \text{ kg. / cm.}^2$$

La fuerza que resiste el concreto es:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210}$$

$$V_c = 7.680 \text{ kg. / cm.}^2$$

$$v_u < V_c$$

Conforme.

Por lo tanto el espesor de losa es satisfactorio para resistir tanto al corte como a la flexión.

4.- DISEÑO DEL ACERO

ACERO POSITIVO

Para $d = 0.16 \text{ m}$, $f'c = 210 \text{ kg. / cm.}^2$, $f_y = 4200 \text{ kg. / cm.}^2$, $b = 100 \text{ cm.}$, $\phi = 0.90$

$$M_u = 85400 \text{ Kg. - cm.}$$

Entonces se tiene:

$$A_s = 1.427 \text{ cm.}^2 \rightarrow a = 0.336 \text{ cm.}$$

ACERO MINIMO:

$$A_{s_{\min}} = 5.33 \text{ cm.}^2$$

Usar acero mínimo

Usaremos $\phi 1/2'' @ 0.25 \text{ m}$.

ACERO NEGATIVO

Para $M_u = 48700 \text{ Kg - cm.}$

Usaremos también acero mínimo es decir:

$\phi 1/2'' @ 0.25 \text{ m}$

ACERO POR CONTRACCION Y TEMPERATURA

$$A_{S_{\text{conTem}}} = 0.0018 * 100 * 16$$

$$A_{S_{\text{conTem}}} = 2.88 \text{ cm.}^2$$

Usar acero de $\phi 3/8 @ 0.25 \text{ m}$.

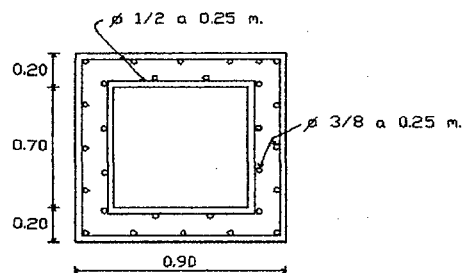


FIGURA N° 118 DISTRIBUCION DEL ACERO EN EL CONDUCTO CERRADO



CAPITULO IV : PRESENTACION Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1.- DATOS GENERALES

NOMBRE DEL PROYECTO : " MEJORAMIENTO CANAL DE RIEGO EL PIRURO"

UBICACIÓN

LOCALIDAD : JUANCHOPUQUIO – POTRERILLO
DISTRITO : ENCAÑADA
PROVINCIA : CAJAMARCA
DEPARTAMENTO : CAJAMARCA
REGION : CAJAMARCA
SUB REGION : IV
PAIS : PERU

4.2.- CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS

La capacidad portante de los suelos se muestra en la tabla N° 139, para las principales estructuras.



TABLA N° 139 CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE ULTIMA SEGÚN ECUACION DE TERZAGHI

$$q_{adm} = C \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_y$$

CALICATA	PESO ESPECIFICO (γ) Kg./cm3	COHESION C Kg./cm2	ANGULO DE FRICCION INTERNA ϕ GRADOS	PROFUNDIDAD DE CIMENTACION D m.	ANCHO DE CIMENTACION B m.	FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA			CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE q _a Kg/cm2	F.S	CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE q _a Kg/m2
						N _q	N _c	N _y			
CAPTACION	1.87	0.00	35.00	0.90	1.60	41.44	57.75	59.43	15.86	3.00	5.29
DESARENADOR	1.95	0.00	25.00	0.50	0.90	12.72	25.14	12.80	2.36	3.00	0.79
PUENTE CANAL	2.05	0.00	20.00	1.35	2.40	7.44	17.69	6.14	3.57	3.00	1.19
SIFON	2.42	0.00	20.00	1.20	0.90	7.44	17.69	6.14	2.83	3.00	0.94
CANAL M - 1	2.40	0.00	25.00	0.50	1.00	12.72	25.14	12.80	3.05	3.00	1.02
CANAL M - 2	1.96	0.00	20.00	0.50	0.90	7.44	17.69	6.14	1.27	3.00	0.42



4.3.-OFERTA HIDRICA

4.3.1.-CUENCA HIDROGRAFICA

TABLA N° 140 PARAMETROS GEOMORFOLOGICOS DE LA CUENCA DEL PROYECTO

N°	PARAMETROS GEOMORFOLÓGICOS			
	DESCRIPCION	SIMBOLO	UNIDAD	VALOR
1	Área de la cuenca	A	SIMBOLO	38.60
2	Perímetro de la cuenca	P	Km ²	29.75
3	Longitud del curso principal	L	Km	8.02
4	Pendiente del curso principal	S	%	6.20
5	Longitud al centroide del área	Lc	Km	3.78
6	Tiempo de concentración	Tc	Minutos	152.62
7	Pendiente de la cuenca	Sc	%	22
8	Coefficiente de compacidad	Kc	Adimensional.	1.27
9	Coefficiente orográfico	Co	Adimensional.	0.34
10	Factor de forma	F	Adimensional.	0.60
11	Altitud media de la cuenca	H	m.s.n.m.	3624
12	Relación de confluencias	Rc	%	3.67

4.3.2.- HIDROLOGÍA

- CAUDALES DE DISEÑO

CAUDAL MAXIMO : $Q_{\max} = 20 \text{ m}^3 / \text{seg}$

CAUDAL MINIMO : $Q_{\min} = 0.190 \text{ m}^3 / \text{seg}$

CAUDAL DE DISEÑO CANAL : $Q_d = 0.160 \text{ m}^3 / \text{seg}$

CAUDAL MAXIMO DE INGRESO POR EL BOCAL : $Q_{eo} = 0.324 \text{ m}^3 / \text{seg}$

PERIODO DE RETORNO DE AVENIDA : $Tr = 50.68 \text{ años.}$

4.4.-DEMANDA

4.4.1.- CEDULA DE CULTIVO

Es la propuesta en tabla N° 141.

TABLA N° 141 CALCULO DE LA DEMANDA DE AGUA DEL PROYECTO DE RIEGO MEDIANTE LA CEDULA DE CULTIVO

CULTIVO BASE	Has	M ESES												Has	CULTIVO DE ROTACION
		ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC		
Pastos	60	1.05 60	1.05 60	1.05 60	1.05 60	1.05 60	1.05 60	1.05 60	1.05 60	1.05 60	1.05 60	1.05 60	1.05 60		
Papa	20	0.99 20	0.40 20	0.56 20	0.89 20	1.13 20	1.15 20	1.02 20	0.50 20	0.45 20	0.69 20	1.10 20	1.15 20	20	Trigo
Papa	15	0.52 15	0.98 15	1.15 15	1.13 15	0.61 15	0.45 15	0.51 15	0.89 15	1.15 15	1.10 15	0.92 15	0.30 15	15	Cebada
Maíz choclo	20	1.15 20	1.10 20	0.48 20	0.53 20	0.99 20	1.15 20	1.15 20	1.12 20		0.40 20	0.71 20	1.13 20	20	Arveja verde
Maíz grano	15	1.10 15	1.20 15	1.17 15	0.88 15	0.69 15	0.80 15	1.03 15	1.05 15	0.99 15		0.39 15	0.65 15	15	Zanahoria
Arveja grano	15				0.50 15	0.59 15	0.99 15	1.15 15	1.12 15	0.72 15	0.37 15				
Área total del cultivo ΣAc	145	130	130	130	145	145	145	145	145	125	130	130	130	70	
$\Sigma Ac * Kc$		130.10	125.70	118.60	129.05	133.75	142.60	146.75	141.30	114.90	106.85	118.85	122.85		
Kcp (Kc ponderado)		1.00	0.97	0.91	0.89	0.92	0.98	1.01	0.97	0.92	0.82	0.91	0.95		
Etp (mm/mes)		127.55	119.09	122.98	112.34	98.30	91.05	100.17	119.93	128.08	146.59	142.31	149.36		
Etc = Kcp * Etp (mm/mes)		127.65	115.15	112.20	99.98	90.67	89.54	101.38	116.87	117.73	120.49	130.10	141.15		
PP precipitación media mensual (mm/mes)		91.46	78.28	108.80	66.59	34.04	18.19	7.13	16.61	35.19	75.59	79.82	78.33		
P precipitación confiable al 75 % de probabilidad		66.98	45.35	57.58	52.25	22.10	7.98	1.28	3.50	19.73	58.53	42.65	61.50		
PE Precipitación efectiva (mm/mes)		56.07	37.58	48.37	43.78	16.25	2.83	0.00	0.00	13.99	49.14	36.14	51.58		
DC Demanda neta de agua de los cultivos (mm/mes)		71.58	77.57	63.83	56.20	74.42	86.71	101.38	116.87	103.74	71.35	93.96	89.57		
D Demanda bruta de agua de los cultivos con 40 % de Eficiencia expresado en (m3/seg/ Ha)		1789.5	1939.3	1595.6	1405.8	1860.6	2167.8	2534.5	2921.7	2593.5	1783.6	2349.1	2239.1		
D Demanda de agua del proyecto en miles de m3		232628.88	252105.33	207433.20	203734.43	269784.38	314334.50	367498.69	423652.73	324191.05	231873.54	305383.59	291086.90	3'423,707 m3	
D Demanda de agua del proyecto en Lit/seg.		86.85	104.21	77.45	78.60	100.73	121.27	137.21	158.17	125.07	86.57	117.82	106.68		





4.5.- BALANCE HIDRICO DEL PROYECTO

TABLA N° 142 BALANCE HIDRICO DEL PROYECTO

MES	DISPONIBILIDAD DE AGUA DEL RÍO ENCAÑADA	DEMANDA DE AGUA DEL PROYECTO	BALANCE HIDRICO
	Lit/seg. al 75 % persistencia (X_i)	Lit/seg. (Y_i)	Lit/seg. ($X_i - Y_i$)
ENERO	828	86.85	741.15
FEBRERO	831	104.21	726.79
MARZO	961	77.45	883.55
ABRIL	1011	78.60	932.40
MAYO	481	100.73	380.27
JUNIO	316	121.7	194.73
JULIO	198	137.21	60.79
AGOSTO	193	158.17	34.83
SETIEMBRE	213	125.07	87.93
OCTUBRE	520	86.57	433.73
NOVIEMBRE	591	117.82	473.18
DICIEMBRE	404	106.68	297.32

4.6.- DISEÑO HIDRAULICO

4.6.1.- CAPTACION.

CARACTERISTICAS DEL RÍO

Sección	: rectangular
Caudal máximo para un periodo de retorno de 50.68 años	: $Q_{max} = 20 \text{ m}^3 / \text{seg}$
Ancho del río	: $b = 12.00 \text{ m}$.
Pendiente	: $S = 0.02 \text{ m/m}$.
Coefficiente de rugosidad	: $n = 0.05$
Tirante de agua en avenida máxima	: $Y_n = 0.7638 \text{ m}$.
Diámetro medio del material de fondo	: $D_m = 4.10 \text{ mm}$.

RESULTADOS HIDRAULICOS

Tirante normal	: $Y = 0.7638 \text{ m}$.
Área hidráulica	: $A = 9.1660 \text{ m}^2$
Perímetro mojado	: $P = 13.5277 \text{ m}$.
Radio hidráulico	: $R = 0.6776 \text{ m}$.
Espejo de agua	: $T = 12.00 \text{ m}$.
Velocidad	: $V = 2.1820 \text{ m/seg}$.
Numero de Froude	: $F = 0.7971$.
Energía específica	: $E = 1.0065 \text{ m- kg/kg}$.
Tipo de flujo	subcritico

BARRAJE FIJO

Elevación (solado de aguas arriba)	: 3163.956 msnm.
Ancho del barraje fijo (tipo siamés o greager)	: $b = 10.00 \text{ m}$.
Altura del barraje	: $P = 1.10 \text{ m}$.
Carga de agua sobre la cresta	: $H = 0.8990 \text{ m}$.



Carga de velocidad	: $H_a = 0.0510$ m.
Carga total sobre la cresta del barraje	: $H_0 = 0.9500$ m.
Velocidad de aproximación	: $V = 1.0005$ m/seg.
Perfil de la cresta aguas abajo punto de tangencia	: $Y = 0.54736 * X^{1.85}$: P.T = (0.985, 0.533)
Angulo de inclinación de la tangente con la horizontal	: $\alpha = 45^\circ$
Longitud total del barraje	: $L = 3.292$ m.
Radio de curvatura al final del azud.	: $R = 0.45$ m
Profundidad de empotramiento	: $P_e = 3.20$ m.
Tirante de agua al pie del vertedero	: $Y_1 = 0.2975$ m.
Tirante conjugado mayor	: $Y_2 = 1.5136$ m

BARRAJE MOVIL

Ancho del barraje	: $b = 2.00$ m.
Altura de barraje móvil	: $P = 1.20$ m

DISIPADOR DE ENERGÍA

Longitud de la poza disipadora	: $L_c = 6.50$ m
Espesor del solado	: $e = 0.80$ m.
Profundidad del colchón	: $P_c = 0.80$ m.
Altura de pared de poza	: $H_D = 2.30$ m.
Longitud de protección o escollera	: $L_e = 3.50$ m.
Tamaño mínimo de roca en la escollera	: $D_R = 0.35$ m.
Inclinación a la salida del colchón disipador	: 1.25 : 1
Tipo de estanque	: Tipo I

ESCOLLERA

Longitud de escollera	: $L_e = 3.50$ m.
Diámetro mínimo de la roca	: $D_{roca} = 0.36$ m.

MUROS DE ENCAUZAMIENTO

ALTURA DE MUROS

Aguas arriba del barraje	: $H_u = 2.50$ m.
Aguas abajo del azud	: $H_D = 2.30$ m

LONGITUD DE MUROS

Aguas arriba del azud.	: $L_u = 3.50$ m.
Aguas abajo del azud	: $L_D = 12.00$ m.

PROFUNDIDAD DE ENPOTRAMIENTO

Profundidad mínima de empotramiento	: $P_e = 0.90$ m
-------------------------------------	------------------

BOCAL O VENTANA DE CAPTACION

Longitud de la ventana	: $L_b = 0.50$ m.
Altura del bocal o ventana	: $h_b = 0.40$ m



Altura del umbral del bocal	:	$P_b = 0.60$ m.
Espesor de rejilla	:	$e = 0.0127$ m.
Distanciamiento entre barrotes (ejes)	:	$S = 0.10$ m.

COMPUERTA DE REGULACION

Compuerta de regulación (izaje con volante)	:	0.50*0.60 m.
--	---	--------------

CANAL PRINCIPAL

Elevación (inicio del canal KM 00)	:	3164.556 m.s.n.m.
Ancho de solera o plantilla	:	$b = 0.50$ m
Altura de paredes	:	$H = 0.90$ m.
Tirante normal en avenida máxima	:	$Y_{n.av.max.} = 0.7207$ m.
Tirante normal para caudal de diseño del proyecto	:	$Y_n = 0.4023$ m
Pendiente de solera	:	$S = 0.0015$ m/m.
Rugosidad	:	$n = 0.014$

CARACTERISTICAS DEL CANAL DESPUES DEL VERTEDERO LATERAL

Ancho de solera o plantilla	:	$b = 0.50$ m.
Altura de paredes del canal	:	$H = 0.60$ m.
Pendiente de solera	:	$S = 0.0015$ m/m.
Rugosidad	:	$n = 0.014$
Tirante normal	:	$Y_n = 0.4023$ m.
Velocidad media	:	$V = 0.7954$ m/seg-

VERTEDERO LATERAL

Longitud del vertedero	:	$L_v = 3.50$ m
Altura del umbral del vertedero	:	$a = 0.40$ m

CANAL DE DEMASIAS

Ancho de plantilla	:	$b = 0.50$ m.
Altura de paredes	:	$H = 0.45$ m.
Pendiente de solera	:	$S = 0.02$ %

DESARENADOR

Ubicación	:	Km 00 + 23.000 m.
Elevación	:	3164.5217 m.s.n.m.
Diámetro de partículas a sedimentar	:	$d = 0.5$ mm
Longitud desarenador	:	$L = 4.00$ m.
Ancho desarenador	:	$b = 1.00$ m.
Profundidad máxima desarenador	:	$H = 0.75$ m

TRANSICIONES

Longitud de transiciones de entrada y salida	:	$L_t = 1.20$ m.
--	---	-----------------

COMPUERTA DE LIMPIA

Ancho de compuerta	:	$b = 0.40$ m.
Altura de abertura máxima de compuerta	:	$a = 0.20$ m.



CANAL DE LIMPIA

Ancho de plantilla del canal de limpia	:	b = 0.40 m.
Altura de paredes del canal	:	H = 0.60 m.
Pendiente de solera del canal	:	S = 0.003
Rugosidad	:	n = 0.014

4.6.2.- CONDUCCIÓN

CANALES

En la tabla N° 143 se presentan las características geométricas , hidráulicas del canal para los diferentes tramos que lo conforman el mismo.



TABLA N° 143 VALORES DE LAS CARACTRISTICAS DEL CANAL DE CONDUCCIÓN

GEOMETRICAS					HIDRÁULICAS														
b m	B m	H m	T 1:Z	C m	Q m3/seg	Y M	A m2	P M	R M	T M	V m/seg.	S m/m	n adim	E m- kg/kg	F Adm.	Yc M	Vc m/seg.	B.L M	TIPO FLUJO
0.50	0.50	0.90	1:0	0.25	0.3244	0.7207	0.3604	1.9415	0.1856	0.50	1.9002	0.0015	0.014	0.7620	0.3385	0.3501	1.8532	0.1793	subcritico
0.50	0.50	0.60	1:0	0.25	0.160	0.4023	0.2011	1.3046	0.1542	0.50	0.7954	0.0015	0.0014	0.4345	0.4004	0.2185	1.4639	0.1977	subcritico
0.50	0.50	0.45	1:0	0.25	0.160	0.2437	0.1219	0.9874	0.1234	0.50	1.3130	0.0055	0.014	0.3316	0.8492	0.2185	1.4639	0.2063	Subcritico
0.50	0.50	0.45	1:0	0.25	0.160	0.1955	0.0977	0.8910	0.1097	0.50	1.6369	0.01	0.014	0.3321	1.182	0.2545	1.4639	0.2545	Supercrítico
0.30	0.975	0.45	1:3/4	0.25	0.160	0.2505	0.1222	0.9263	0.1319	0.6758	1.3091	0.005	0.014	0.3379	0.9828	0.2482	1.3258	0.1995	Subcritico
0.35	1.10	0.50	1:3/4	0.25	0.160	0.3061	0.1774	1.1152	0.1591	0.8091	0.9019	0.00185	0.014	0.3475	0.6150	0.2331	1.3079	0.1939	Subcritico
0.30	0.975	0.45	1:3/4	0.25	0.090	0.2402	0.1153	0.9004	0.1281	0.6602	0.7805	0.00185	0.014	0.2712	0.5963	0.1826	1.1280	0.2098	subcritico
0.30	0.90	0.40	1:3/4	0.25	0.090	0.2213	0.1031	0.8532	0.1208	0.6319	0.8729	0.0025	0.014	0.2601	0.6900	0.1826	1.1280	0.1787	Subcritico



4.6.3.- OBRAS DE ARTE

4.6.3.1.- RÁPIDAS

RAPIDA Nº 1

Ubicación : KM 00 + 581.296 m

TRANSICION DE ENTRADA

Cota al inicio (1) : 3161.1263 m.s.n.m
Cota sección de control (2) : 3152.0716 m.s.n.m
Ancho sección 1 : $b_1 = 0.50$ m
Ancho sección de control (2) : $b_2 = 0.40$
Angulo de deflexión : $\alpha = 7^\circ 30'$
Longitud : $L = 0.40$ m.
Desnivel : $\Delta h = 0.0547$
Tipo : convergente.

CANAL DE LA RAPIDA

Sección : Rectangular.
Cota inicio : 3161.0716 m.s.n.m
Cota final : 3152.5616 m.s.n.m
Ancho : $b = 0.40$ m.
Pendiente : $S = 0.185$ m/m.
Longitud horizontal : $L = 46.00$ m.
Tirante : $Y = \text{variable}$.
Tipo de flujo : supercrítico.
Borde libre : $B.L. = 0.7017$ m.
Altura de paredes : $H = 0.80$ m.

TRAYECTORIA

Sección. : Rectangular.
Cota inicio : 3152.5616 m.s.n.m
Cota final : 3151.7926 m.s.n.m.
Ancho : $b = 0.40$ m
Tirante. : $Y = \text{variable}$
Distancia horizontal : $X = 2.30$ m.
Distancia vertical : $Y = 0.7693$ m.

POZA DISIPADORA

Talud de unión de la trayectoria con la poza : 2 : 1
Cota de fondo : 3151.1136 m.s.n.m.
Ancho : $b = 0.40$ m.
Longitud de poza : $L_{pd} = 3.80$ m.
Profundidad : $P = 0.55$ m
Tirante conjugado menor : $Y_1 = 0.05097$ m.
Tirante conjugado mayor : $y_2 = 0.7749$ m.
Borde libre : $B.L. = 0.50$ m.
Altura de paredes : $H = 1.30$ m.
Talud de salida poza : 1.5 : 1
Porcentaje de ahogamiento : 11.81 %



TRANSICION DE SALIDA

Cota inicio	:	3151.6636 m.s.n.m.
Cota final	:	3151.6614 m.s.n.m
Ancho inicio	:	b1 = 0.40 m.
Ancho final	:	b2 = 0.50 m
Angulo de deflexión	:	$\alpha = 7^{\circ}30'$
Longitud	:	L = 0.40 m.
Tipo	:	divergente

RAPIDA Nº 2

Ubicación	:	KM 00 + 769.658 m
-----------	---	-------------------

TRANSICION DE ENTRADA

Cota al inicio (1)	:	3145.8044 m.s.n.m
Cota sección de control (2)	:	3145.7214 m.s.n.m
Ancho de canal de llegada (1)	:	b1 = 0.30 m
Ancho sección de control (2)	:	b2 = 0.35 m.
Angulo de deflexión	:	$\alpha = 7^{\circ}30'$
Longitud de transición.	:	L = 1.30 m.
Longitud del canal de aproximación.	:	L = 1.00 m.
Desnivel de transición	:	$\Delta h = 0.083$ m.
Tipo	:	convergente.

CANAL DE LA RAPIDA

Sección	:	Rectangular.
Cota inicio	:	3145.7214 m.s.n.m
Cota final	:	3140.3214 m.s.n.m
Ancho	:	b = 0.35 m.
Pendiente solera	:	S = 0.027
Longitud horizontal	:	L = 200 m.
Tirante	:	Y = variable.
Tipo de flujo	:	supercrítico.
Borde libre	:	B.L = 0.6421 m.
Altura de paredes	:	H = 0.80 m.

POZA DISIPADORA

Cota de fondo	:	3140.3214 m.s.n.m.
Ancho	:	b = 0.35 m.
Longitud de poza	:	Lpd = 2.00 m.
Profundidad	:	P = 0.30 m
Tirante conjugado menor	:	Y1 = 0.1492 m.
Tirante conjugado mayor	:	Y2 = 0.4650 m.
Borde libre	:	B.L. = 0.385 m.
Altura de paredes	:	H = 0.85 m.
Talud de salida poza	:	1.5 : 1
Porcentaje de ahogamiento	:	24.03

TRANSICION DE SALIDA

Cota inicio	:	3140.6214 m.s.n.m
Cota final	:	3140.6149 m.s.n.m



Ancho inicio	:	b1 = 0.35 m.
Ancho final (ancho solera canal de salida)	:	b2 = 0.30 m
Angulo de deflexión	:	$\alpha = 7^{\circ}30'$
Longitud	:	L = 1.30 m.
Tipo	:	divergente

RAPIDA N° 3

Ubicación	:	KM 01 + 451.333 m
-----------	---	-------------------

TRANSICION DE ENTRADA

Cota al inicio (1)	:	3138.2314 m.s.n.m
Cota sección de control (2)	:	3138.1484 m.s.n.m
Ancho de canal de llegada (1)	:	b1 = 0.30 m
Ancho sección de control (2)	:	b2 = 0.35 m.
Angulo de deflexión	:	$\alpha = 7^{\circ}30'$
Longitud de transición	:	L = 1.30 m.
Longitud del canal de aproximación.	:	L = 1.00 m.
Desnivel	:	$\Delta h = 0.083$ m.
Tipo	:	convergente.

CANAL DE LA RAPIDA

Sección	:	Rectangular.
Cota inicio	:	3138.1484 m.s.n.m
Cota final	:	3135.1484 m.s.n.m
Ancho	:	b = 0.35 m.
Pendiente solera	:	S = 0.05
Longitud horizontal	:	L = 60 m.
Tirante	:	Y = variable.
Tipo de flujo	:	supercrítico.
Borde libre	:	B.L = 0.6453 m.
Altura de paredes	:	H = 0.80 m.

POZA DISIPADORA

Cota de fondo	:	3135.1484 m.s.n.m.
Ancho	:	b = 0.35 m.
Longitud de poza	:	Lpd = 2.20 m.
Profundidad	:	P = 0.40 m
Tirante conjugado menor	:	Y1 = 0.1193 m.
Tirante conjugado mayor	:	Y2 = 0.5409 m.
Borde libre	:	B.L. = 0.4591 m.
Altura de paredes	:	H = 1.00 m.
Talud de salida poza	:	1.5 : 1
Porcentaje de ahogamiento	:	24.03%

TRANSICION DE SALIDA

Cota inicio	:	3135.5484 m.s.n.m.
Cota final	:	3135.5419 m.s.n.m
Ancho inicio	:	b1 = 0.35 m.
Ancho final (ancho solera de canal de salida)	:	b2 = 0.30 m
Angulo de deflexión	:	$\alpha = 7^{\circ}30'$
Longitud	:	L = 1.30 m.



Tipo : divergente

4.6.3.2.- CAIDA VERTICAL

Ubicación : KM 01 + 657.303 m

TRANSICION DE ENTRADA

Cota al inicio (1) : 3134.8441 m.s.n.m
Cota sección de control (2) : 3134.8356 m.s.n.m
Ancho de canal de llegada (1) : $b_1 = 0.30$ m
Ancho sección de control (2) : $b_2 = 0.50$ m.
Angulo de deflexión : $\alpha = 7^{\circ}30'$
Longitud de transición : $L = 0.70$ m.
Longitud del canal de aproximación : $L = 1.00$ m.
Tipo : Divergente.

ALTURA DE CAIDA

Desnivel a vencer. : $\Delta h = 1.658$ m

POZA DISIPADORA

Sección : Rectangular.
Cota de fondo : 3133.1773 m.s.n.m.
Ancho : $b = 0.80$ m.
Longitud de poza : $L_{pd} = 3.80$ m.
Profundidad : $P = 0.35$ m
Tirante conjugado menor : $Y_1 = 0.0676$ m.
Tirante conjugado mayor : $Y_2 = 0.5332$ m.
Borde libre : B.L. = 0.3668 m.
Altura de paredes : $H = 0.90$ m.
Talud de salida poza : 1.5 : 1

TRANSICION DE SALIDA

Cota inicio : 3133.5274 m.s.n.m.
Cota final : 3133.5244 m.s.n.m
Ancho inicio (ancho de poza) : $b_1 = 0.80$ m.
Ancho final (ancho solera de canal de salida) : $b_2 = 0.30$ m
Angulo de deflexión : $\alpha = 7^{\circ}30'$
Longitud : $L = 0.60$ m.
Tipo : convergente.

4.6.3.3.- GRADAS O ESCALONES

Ubicación : KM 00 + 671.283 m

TRANSICIÓN DE ENTRADA

No se requiere

SECCIÓN DE CONTROL

Cota sección de control (2) : 3151.4694 m.s.n.m
Ancho de canal de llegada (1) : $b_1 = 0.50$ m
Ancho sección de control (2) : $b_2 = 0.50$ m.



ALTURA DE CAIDA

Desnivel a vencer. : $\Delta h = 5.5494 \text{ m.}$

GRADAS

TABLA N° 144 LONGITUD Y ALTO DE GRADAS

N° DE GRADA	CONTRA HUELLA (m)	HUELLA O PASO (m)	COTA (m.s.n.m)
Sección control			3151.469
1	0.60	0.90	3150.869
2	0.60	1.35	3150.269
3	0.60	1.50	3149.669
4	0.50	1.40	3149.169
5	0.50	1.35	3148.669
6	0.60	1.50	3148.069
7	0.60	1.50	3147.469
8	0.50	1.40	3146.969
9	0.40	1.30	3146.569
10	0.649	1.60	3145.920

ALTURA DE PAREDES

Altura de paredes en gradas : $H = 0.75 \text{ m.}$

POZA DISIPADORA

Sección : Rectangular.
 Cota de fondo : 3145.920 m.s.n.m.
 Ancho : $b = 0.50 \text{ m.}$
 Longitud de poza : $L_{pd} = 3.60 \text{ m.}$
 Profundidad : $P = 0.30 \text{ m}$
 Tirante conjugado menor : $Y_1 = 0.0791 \text{ m.}$
 Tirante conjugado mayor : $Y_2 = 0.4757 \text{ m.}$
 Borde libre : $B.L. = 0.4743 \text{ m.}$
 Altura de paredes : $H = 0.95 \text{ m.}$
 Talud de salida poza : $1.5 : 1$

TRANSICION DE SALIDA

Cota inicio : 3146.2206 m.s.n.m.
 Cota final : 3146.2171 m.s.n.m
 Ancho inicio (ancho de poza) : $b_1 = 0.80 \text{ m.}$
 Ancho final (ancho solera de canal de salida) : $b_2 = 0.30 \text{ m}$
 Angulo de deflexión : $\alpha = 7^\circ 30'$
 Longitud : $L = 0.70 \text{ m.}$
 Tipo : convergente.

4.6.3.4.- SIFON

Ubicación : KM 04 + 176.771 m

TRANSICION DE ENTRADA

Cota al inicio : 3127.7377 m.s.n.m
 Cota del final : 3127.6107 m.s.n.m
 Ancho de canal de llegada : $b_1 = 0.30 \text{ m}$
 Ancho sección de control : $b_2 = 0.25 \text{ m.}$
 Angulo de deflexión : $\alpha = 12^\circ 30'$
 Longitud : $L = 1.00 \text{ m.}$
 Desnivel : $P = 0.127 \text{ m.}$



CONDUCTO A PRESION

Cota inicio tubería	:	3127.6107 m.s.n.m
Cota codo 1 sección	:	3117.3807 m.s.n.m
Cota codo 2 sección	:	3117.2612 m.s.n.m
Cota final tubería sección	:	3126.3092 m.s.n.m
Diámetro de tubería	:	D = 10"
Longitud de tubería	:	L = 104.450 m.
Velocidad en el conducto	:	$V_s = 1.7752$ m/seg
Rugosidad	:	n = 0.009

TRANSICION DE SALIDA

Cota inicio	:	3126.3092 m.s.n.m.
Cota final	:	3126.3912 m.s.n.m
Ancho salida sifón	:	b1 = 0.250 m.
Ancho final (ancho solera de canal de salida)	:	b2 = 0.30 m
Angulo de deflexión	:	$\alpha = 12^\circ 30'$
Longitud	:	L = 1.00 m.
Desnivel	:	P = 0.082 m.

4.6.3.5.- PUENTES CANALES

TIPO I

Ubicación	:	KM 01 + 155.80 m.
-----------	---	-------------------

TRANSICION DE ENTRADA

Cota al inicio (1)	:	3139.7122 m.s.n.m
Cota al final sección (2)	:	3139.7087 m.s.n.m
Ancho de canal de llegada (1)	:	b1 = 0.30 m
Ancho sección (2)	:	b2 = 0.50 m.
Angulo de deflexión	:	$\alpha = 7^\circ 30'$
Longitud	:	L = 0.70 m.

ACUEDUCTO

Sección	:	Rectangular.
Cota inicio sección (2)	:	3139.7087 m.s.n.m
Cota final (3)	:	3139.6816 m.s.n.m
Longitud	:	L = 5.40 m.
Luz libre	:	L = 4.60 m.
Ancho de cajuela	:	C = 0.40 m.
Ancho del puente canal	:	b = 0.50 m
Espesor de losa	:	e = 0.15 m.
Espesor de paredes del canal	:	e = 0.25 m.
Altura de paredes	:	H = 0.45 m.

TRANSICION DE SALIDA

Cota inicio (3)	:	3139.6816 m.s.n.m.
Cota salida (4)	:	3139.6781 m.s.n.m
Ancho sección (3)	:	b1 = 0.50 m.
Ancho final (ancho solera de canal de salida) (4)	:	b2 = 0.30 m
Angulo de deflexión	:	$\alpha = 7^\circ 30'$



Longitud : L = 0.70 m.

TIPO I

Ubicación : KM 01 + 245.50 m.

TRANSICION DE ENTRADA

Cota al inicio (1) : 3139.2627 m.s.n.m
Cota al final sección (2) : 3139.2592 m.s.n.m
Ancho de canal de llegada (1) : b1 = 0.30 m
Ancho sección (2) : b2 = 0.50 m.
Angulo de deflexión : $\alpha = 7^{\circ}30'$
Longitud : L = 0.70 m.

ACUEDUCTO

Sección : Rectangular.
Cota inicio sección (2) : 3139.2592 m.s.n.m
Cota final (3) : 3139.2322 m.s.n.m
Longitud : L = 5.40 m.
Luz libre : L = 4.60 m.
Ancho de cajuela : C = 0.40 m.
Ancho del puente canal : b = 0.50 m
Espesor de losa : e = 0.15 m.
Espesor de paredes del canal : e = 0.25 m.
Altura de paredes : H = 0.45 m.

TRANSICION DE SALIDA

Cota inicio (3) : 3139.2322 m.s.n.m.
Cota salida (4) : 3139.2287 m.s.n.m
Ancho sección (3) : b1 = 0.50 m.
Ancho final (ancho solera de canal de salida) (4) : b2 = 0.30 m
Angulo de deflexión : $\alpha = 7^{\circ}30'$
Longitud : L = 0.70 m.

TIPO II

Ubicación : KM 02 + 432.10 m.

TRANSICION DE ENTRADA

Cota al inicio (1) : 3130.9653 m.s.n.m
Cota al final sección (2) : 3130.9637 m.s.n.m
Ancho de canal de llegada (1) : b1 = 0.35 m
Ancho sección (2) : b2 = 0.45 m.
Angulo de deflexión : $\alpha = 12^{\circ}30'$
Longitud : L = 0.90 m.

ACUEDUCTO

Sección : Rectangular.
Cota inicio sección (2) : 3130.9637 m.s.n.m
Cota final (3) : 3130.9548 m.s.n.m
Longitud : L = 4.80 m.



Luz libre	:	L = 4.00 m.
Ancho de cajuela	:	C = 0.40 m.
Ancho del puente canal	:	b = 0.45 m
Espesor de losa	:	e = 0.15 m.
Espesor de paredes del canal	:	e = 0.25 m.
Altura de paredes	:	H = 0.50 m.

TRANSICION DE SALIDA

Cota inicio (3)	:	3130.9548 m.s.n.m.
Cota salida (4)	:	3130.9531 m.s.n.m
Ancho sección (3)	:	b1 = 0.45 m.
Ancho final (ancho solera de canal de salida) (4)	:	b2 = 0.35 m
Angulo de deflexión	:	$\alpha = 12.^\circ 30'$
Longitud	:	L = 0.90 m.

TIPO II

Ubicación	:	KM 03 + 260.60 m.
-----------	---	-------------------

TRANSICION DE ENTRADA

Cota al inicio (1)	:	3129.4326. m.s.n.m
Cota al final sección (2)	:	3129.4310. m.s.n.m
Ancho de canal de llegada (1)	:	b1 = 0.35 m
Ancho sección (2)	:	b2 = 0.45 m.
Angulo de deflexión	:	$\alpha = 12^\circ 30'$
Longitud	:	L = 0.90 m.

ACUEDUCTO

Sección	:	Rectangular.
Cota inicio sección (2)	:	3129.4310 m.s.n.m
Cota final (3)	:	3129.4221 m.s.n.m
Longitud	:	L = 4.80 m.
Luz libre	:	L = 4.00 m.
Ancho de cajuela	:	C = 0.40 m.
Ancho del puente canal	:	b = 0.45 m
Espesor de losa	:	e = 0.15 m.
Espesor de paredes del canal	:	e = 0.25 m.
Altura de paredes	:	H = 0.50 m.

TRANSICION DE SALIDA

Cota inicio (3)	:	3129.4221 m.s.n.m.
Cota salida (4)	:	3129.4204 m.s.n.m
Ancho sección (3)	:	b1 = 0.45 m.
Ancho final (ancho solera de canal de salida) (4)	:	b2 = 0.35 m
Angulo de deflexión	:	$\alpha = 12.^\circ 30'$
Longitud	:	L = 0.90 m.

4.6.3.6.- TRANSICION POR AMPLITUD DE SECCION

Ubicación	:	KM 02 + 24.653
Cota inicio (sección 1)	:	3131.7370 m.s.n.m



Cota final (sección 2)	:	3131.7182 m.s.n.m
Longitud	:	L = 0.50 m.
Angulo de deflexión	:	$\alpha = 7^{\circ}30'$
Desnivel	:	$\Delta h = 0.0188$ m.

4.6.3.7.- DIVISOR O PARTIDOR DE AGUA

Ubicación	:	KM 03 + 330 m.
-----------	---	----------------

TRANSICION ENTRANTE

Cota inicio (sección 1)	:	3129.3042 m.s.n.m
Cota final (sección 2)	:	3129.3020 m.s.n.m
Longitud	:	L = 1.200 m.
Angulo de deflexión	:	$\alpha = 7^{\circ}30'$
Ancho (sección 1)	:	b1 = 0.35 m.
Ancho (sección 2)	:	b2 = 1.10 m.

DIVISOR

Cota inicio partidor	:	3129.3020 m.s.n.m.
Cota final partidor	:	3129.3020 m.s.n.m.
Longitud	:	L = 5.34 m.
Altura de grada	:	a = 0.20 m.
Longitud de barrera	:	Lbar = 0.452 m.
Altura de cuchilla	:	h = 0.55 m.
Longitud de cuchilla	:	Lc = 2.330 m.
Espesor del muro divisor	:	e = 0.10 m.
Espesor de los muros exteriores.	:	e = 0.20 m.
Espesor de losa fondo	:	e = 0.15 m.
Profundidad de cimentación muros	:	P = 0.30 m.
Altura de muros	:	H = 0.60 m.

TRANSICION CANAL PASANTE

Cota inicio (sección 1)	:	3129.3020 m.s.n.m
Cota final (sección 2)	:	3129.2914 m.s.n.m
Longitud	:	L = 0.40 m.
Angulo de deflexión	:	$\alpha = 7^{\circ}30'$
Ancho (sección 1)	:	b1 = 0.619 m.
Ancho de canal pasante (sección 2)	:	b2 = 0.30 m.

TRANSICION CANAL SALIENTE

Cota inicio (sección 1)	:	3129.3020 m.s.n.m
Cota final (sección 2)	:	3129.2909 m.s.n.m
Longitud	:	L = 0.60 m.
Angulo de deflexión	:	$\alpha = 7^{\circ}30'$
Ancho (sección 1)	:	b1 = 0.481 m.
Ancho de canal saliente (sección 2)	:	b2 = 0.30 m.

4.6.3.8.- CONDUCTO CERRADO

Ubicación	:	KM 00 + 656 m.
Cota inicio	:	3151.5535 m.s.n.m.
Cota salida	:	3151.4765 m.s.n.m.



Longitud	:	14.00 m.
Ancho de plantilla	:	b = 0.50 m.
Alto	:	H = 0.50 m.
Espesor paredes	:	e = 0.20 m.
Espesor losa fondo y techo	:	e = 0.20 m.

4.6.3.9.- TOMAS LATERALES

Se han proyectado 30 tomas laterales a lo largo de todo el canal principal, estas serán construidas de planchas de acero con vástago o jalador y estarán ubicadas según la tabla N° 145

TABLA N° 145 UBICACIÓN DE LA TOMAS LATERALES

N° COMPUERTA	UBICACIÓN	ANCHO COMPUERTA (b) m.	ALTURA COMPUERTA (H) m.
1	KM 00 +210 m.	0.25	0.55
2	KM 00 + 470 m.	0.25	0.55
3	KM 00 +730 m.	0.25	0.55
4	KM 01 + 010 m.	0.25	0.55
5	KM 01 +135 m.	0.25	0.55
6	KM 01 + 290 m.	0.25	0.55
7	KM 01 +435 m.	0.25	0.55
8	KM 01 + 565 m.	0.25	0.55
9	KM 01 +745 m.	0.25	0.55
10	KM 01 + 800 m.	0.25	0.55
11	KM 01 + 930 m.	0.25	0.55
12	KM 02 + 085 m.	0.25	0.60
13	KM 02 +120 m.	0.25	0.60
14	KM 02 + 295 m.	0.25	0.60
15	KM 02 +360 m.	0.25	0.60
16	KM 02 + 460 m.	0.25	0.60
17	KM 02 +680 m.	0.25	0.60
18	KM 02 + 825 m.	0.25	0.60
19	KM 02 + 905 m.	0.25	0.60
20	KM 02 + 958 m.	0.25	0.60
21	KM 03 + 065 m.	0.25	0.60
22	KM 03 + 168 m.	0.25	0.60
23	KM 03 +220 m.	0.25	0.60
24	KM 03 + 292 m.	0.25	0.60
25	KM 03 + 500 m.	0.25	0.55
26	KM 03 + 775 m.	0.25	0.55
27	KM 04 + 085 m.	0.25	0.55
28	KM 04 + 395 m.	0.25	0.50
29	KM 04 + 735 m.	0.25	0.50
30	KM 04 + 920 m.	0.25	0.50

4.6.3.10.- PUENTES PEATONALES.

La ubicación y características será según tabla N° 146

TABLA N° 146 CARACTERÍSTICAS Y UBICACIÓN DE LOS PUENTES PEATONALES

TIPO	UBICACIÓN	Espesor losa	MATERIAL	DIMENSIONES	
				LARGO	ANCHO
I	KM 01 + 440 m.	0.10	Concreto	3.00	1.00
II	KM 02 + 250 m.	0.10	Concreto	3.00	1.60
	KM 02 + 910 m.				
	KM 03 + 80 m.				



CAPITULO V : CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1.- CONCLUSIONES

- ❖ Elaboración del documento técnico, de tal forma que permita a las autoridades competentes, buscar el financiamiento ante instituciones publicas y/o privadas y hacer realidad la ejecución del proyecto
- ❖ La cuenca en estudio no cuenta con información hidrológica suficiente, por lo que se opta por la transferencia de información, utilizando la semejanza hidrológica.
- ❖ Elaboración de la cedula de cultivo, considerando los cultivos mas rentables y de mejor producción y de productividad de la zona.
- ❖ Determinación de la demanda mensual de agua, en función a la cedula de cultivo propuesta y evaluada a travez del método de HARGREAVES.
- ❖ La cantidad del agua de lluvia aprovechada por las plantas se ha estimado mediante el método empirico del WATTER POWER RESOURCES SERVICE, utilizando las precipitaciones mensuales al 75 % de persistencia.
- ❖ Análisis de la disponibilidad hídrica al 75 % de persistencia.
- ❖ Estimación del caudal máximo de avenida, en función del riesgo de falla y vida útil de la estructura, fueron obtenidos por los métodos racional , Mac Math y estadístico.
- ❖ Los eventos hidrológicos máximos esperados se estimaron mediante la distribución GUMBEL TIPO I , utilizando las precipitaciones máximas en 24 horas.
- ❖ Diseño geométrico, hidráulico y estructural de la bocatoma, canal de conducción, obras de arte y sistema de distribución.
- ❖ La situación con proyecto operativo, es incorporar al riego 55 Has adicionales y mejorar el riego de las 90 Has existentes.
- ❖ El análisis del estudio hidrológico arroja un caudal máximo de 20 m³/seg, para un periodo de retorno esperado de 50.68 años.
- ❖ Diseño de la bocatoma de barraje fijo, para mejorar la capacidad de operación del sistema.
- ❖ Diseño de un vertedero lateral para evacuar los caudales exedentes que ingresen por la ventana de captación.
- ❖ Se prevee el diseño de un desarenador de lavado intermitente para eliminar partículas mayores de 0.5 mm de diámetro.
- ❖ En el desarrollo del proyecto se requiere de un sifón invertido para atravesar una depresión de 104.45 m de longitud, el cual llevara tubería de PVC de 10 pulgadas de diámetro y provisto de transiciones de entrada de entrada y salida de concreto.
- ❖ Las obras de repartición a las parcelas agrícolas , serán mediante compuertas laterales graduadas, fabricadas de planchas metalicas tipo tarjeta.
- ❖ La ejecución del proyecto no generara impactos negativos significativos , mas al contrario los impactos durante la operación serán positivos.
- ❖ Finalmente para la ejecución física de la obra ae requiere un presupuesto de 1'831,496.20 NUEVOS SOLES.



5.2.-RECOMENDACIONES

- ❖ La ejecución de este proyecto es de prioridad , para mejorar la agricultura y la ganadería de la zona, teniendo presente que nuestra región es netamente agrícola y ganadera, encontrándose postergada por muchos años por el gobierno nacional, regional y local, que hoy en día se encuentra amenazada al colapso por la explotación de la gran minería.
- ❖ Hoy más que nunca se debe proseguir en la promoción y ejecución de proyectos de riego, con la participación de autoridades, técnicos y pobladores de la zona.
- ❖ Durante la construcción de la obra se debe cumplir en lo posible a los planos y a las especificaciones técnicas indicadas.
- ❖ Para efectuar las obras de captación estas deben ser realizadas en los meses de estiaje (mayo a setiembre) tomándose las precauciones necesarias para evitar que las filtraciones imposibiliten o dificulten el trabajo.
- ❖ Se recomienda estabilizar los taludes del canal a través de reforestación de ladera.
- ❖ Desarrollar un programa de capacitación en cuanto a operación y mantenimiento de la infraestructura de riego, dirigido a usuarios y junta administradora.
- ❖ La junta directiva de hacer respetar los tiempos y horarios establecidos para cada usuario, a fin de evitar el mal uso del agua.
- ❖ Creación de áreas demostrativas basadas en la experimentación con tecnologías adaptadas a las condiciones locales.
- ❖ Capacitación y organización de regantes para enfrentar las dificultades, que hoy requiere el cambio tecnológico del riego.
- ❖ Las instituciones deben apoyar a las comunidades mediante la capacitación y suministros de semillas mejoradas en los diversos tipos de cultivos rentables, a fin de mejorar la producción y productividad, y calidad de los mismos con la finalidad de obtener los mejores precios de venta.
- ❖ Ordenar la gestión de la oferta y demanda del agua de riego en la zona.
- ❖ Promover organizaciones de usuarios de aguas de riego técnica y económicamente autosuficientes.
- ❖ Establecer regímenes de riego para cada cultivo, a fin de priorizar la optimización de uso del recurso.
- ❖ Visualizar correctamente la distribución del agua, para evitar conflictos sociales entre beneficiarios .
- ❖ Eliminar en lo posible los impactos negativos que se puedan producir en el desarrollo de la obra.



CAPITULO VI : BIBLIOGRAFIA

- | | |
|---------------------------------|--|
| 1.- BUREAU OF RECLAMATION | Diseño de Presas Pequeñas |
| 2.- CORNEJO | El Riego en el Perú. |
| 3.- CHEREQUE MORAN. | Hidrología |
| 4.- FOOTE KELLY. | Tratado de Topografía |
| 5.- GUARDIA. | Gestión y Tecnología de Riego. |
| 5.- JUAREZ BADILLO. | Mecánica de Suelos Tomo I y II. |
| 6.- MORALES U; W. | Infraestructura de riego |
| 7.- ORTIZ VERA. | Hidrológica de Superficie Copias de UNC. |
| 8.- REYES CARRASCO. | Hidrológica Básica. |
| 9.- ROSELL CALDERON. | Irrigación. |
| 10.-SOTELO DAVILA. | Hidráulica general tomo I |
| 11.- SVIATSLAV KRROCHIN. | Proyecto de obras hidráulicas. |
| 12.- VILLON BEJAR. | Hidráulica de Canales Abiertos. |
| 13.- VILLON BEJAR. | Diseño de Estructuras Hidráulicas. |
| 14.- VILLON BEJAR. | Hidrológica Estadística. |
| 15.-VASQUEZ VILLANUEVA. | Manejo de cuencas Alto andinas Tomos I Y II. |
| 16.- DOMINGUEZ FRANCISCO JAVIER | Hidráulica. |
| 17.- ALMORA LEON. | Diseño de Bocatomas |
| 18.- MORALES MORALES. | Diseño de Concreto Armado edición 2004 |



CAPITULO VII : ANEXOS

7.1.- MEMORIA DESCRIPTIVA

7.1.1.- NOMBRE DEL PROYECTO

"Mejoramiento Canal de Riego el Piruro"

7.1.2.- UBICACIÓN DEL PROYECTO

El área del proyecto se encuentra enmarcada en el ámbito territorial de los anexos, Juanchopuquio, Shitapampa y Potrerillo, distrito de la Encañada provincia y departamento de Cajamarca región Cajamarca.

7.1.3.- ALCANCES GENERALES

El canal de riego denominado el piruro tiene como fuente principal de abastecimiento del recurso hídrico al río Encañada, del cual se captara $0.160 \text{ m}^3/\text{seg}$. Para irrigar 145 Has de terrenos de cultivo ubicados en la margen izquierda del río Encañada y repartidos en los caseríos de Juanchopuquio, Shitapampa y Potrerillo pertenecientes al distrito de la Encañada.

El punto de captación se encuentra a una altitud de 3163.956 m.s.n.m en el lugar denominado el Naranjillo.

OBJETIVOS

El objetivo fundamental del proyecto es:

- Irrigar todos los terrenos de cultivo de la margen izquierda del río Encañada
- Mejorar el sistema socio económico de los pobladores Encañadinos beneficiarios.
- Ampliar la frontera agrícola y ganadera.
- Generar fuentes de trabajo para disminuir el desempleo y sub.- empleo y contribuir a la reducción de la migraciones del campo a la ciudad.

METAS

- Conducir un caudal de $0.160 \text{ m}^3/\text{seg}$.
- Mejorar el canal principal en una longitud de 3.20 km.
- Ampliar el canal en trazo nuevo en una longitud se 1.78 km.
- Ejecutar la construcción de Bocatoma, obras de arte y canal principal y puesto en servicio.

7.1.4.- DESCRIPCION DE LAS OBRAS A EJECUTAR

El proyecto consiste en el mejoramiento del canal de riego el piruro para conducir un caudal de 160 lit. /seg. Conjuntamente con la construcción de la bocatoma y sus obras de arte.

7.1.4.1.- BOCATOMA

Es la obra hidráulica cuya función es la de regular y captar un determinado caudal de agua y sus funciones principales deben ser:

Garantizar la captación del caudal de diseño de los 160 lit. /seg. Especialmente en las épocas de estiaje.

Proteger al resto del sistema de obras hidráulicas del ingreso de avenidas o embalses que pudieran producirse en épocas de lluvia

La bocatoma consta básicamente de las siguientes estructuras.



BARRAJE FIJO

Es la estructura que sirve para elevar el nivel de las aguas y se construye en sentido transversal al río con fines de captación el cual será de pared vertical de 1.10 m. de altura tipo vertedor de pared gruesa tipo cimacio con una inclinación aguas abajo de 45° con la horizontal, su construcción será utilizando concreto simple $f_c = 175 \text{ Kg./cm}^2 + 30 \% \text{ P.G.}$ y un acabado con mortero de cemento arena: C.A:1:3.

BARRAJE MOVIL

El barraje móvil se construirá en el lado de la ventana de captación con una longitud de 2.00 metros y una altura de 1.20 m. en ambos lados se colocaran un riel como se indica en los planos.

Entre las ranuras de los rieles se colocar tabloncillos removibles de 3" de espesor los cuales serán retirados cuando el caudal río crezca, ya que el tirante de agua en estos momentos garantizara la captación del caudal necesario, los cuales también deben ser retirados cuando se realice la limpieza de la bocatoma, en este caso su función será como canal de limpieza.

Aguas arriba del barraje se construirá una albañilería de piedra de $e = 0.30 \text{ m}$ en una área de 80.500 m² con la finalidad de evitar el socavamiento en la zona adyacente a la ventana de captación y así mantener el tirante de diseño.

CANAL DE LIMPIA

El canal de limpia tendrá un ancho igual al barraje móvil y lo separara del dissipador de energía una pared de concreto de $f_c = 175 \text{ Kg./cm}^2$ de espesor de 0.20 m, con una altura de pared de 1.50 m y para la losa de fondo se usar albañilería de piedra asentada en concreto de $f_c = 175 \text{ Kg./cm}^2$ m emboquillado con cemento arena en una proporción de 1:3

DISIPADOR DE ENERGÍA

Su función será de amortiguar el efecto dinámico del fluido para evitar el socavamiento en la base de la estructura del azud, cambiando al régimen del flujo de supercrítico a subcrítico y tendrá una longitud de 6.50 m. y un espesor de 0.80 m el cual se debe construir de concreto simple de $f_c = 175 \text{ Kg./cm}^2 + 30 \% \text{ P.G}$ acabado con mortero de cemento arena 1:3 además el cual llevara tubos de PVC de 4 pulgadas de diámetro cada 1.50 m. en toda la losa del colchón dissipador.

Al final del colchón dissipador se construirá un enrocado con piedra seca de diámetro mínimo de 16 pulgadas en un área de 44.21 m² tal como se indica en los respectivos planos.

BOCAL O VENTANA DE CAPTACION

Es la estructura que permite la entrada de agua desde el río hasta el canal de derivación

Las dimensiones de la ventana de captación será de 0.50 m de ancho por 0.40 m de alto con una altura de umbral de 0.60 m protegido con barrillas de seguridad de ½ pulgada de diámetro y espaciados cada 0.10 m. para evitar el ingreso de los sólidos en suspensión

También se ha previsto la construcción de una compuerta tipo volante con su respectivo izaje y se ubicara tal como se indica en los planos con la finalidad de regular el ingreso del caudal especialmente en épocas de lluvia.

MUROS DE ENCAUZAMIENTO

Son las estructuras cuya función es evitar el desborde del agua por las márgenes del río y contribuyen también en el manteamiento del tirante hidráulico adecuado.

Para el caso de los muros de encauzamiento se construirán de concreto simple de $f_c = 175 \text{ Kg./cm}^2 + 30 \% \text{ P.G}$, dichos muros tendrán una longitud de 3.50 m. aguas arriba y altura de 2.50 m. y 12.00 m aguas abajo del azud y de altura de 2.30 m, el ancho de base es 1.60 m y un espesor de 0.30 en la coronación y el nivel de cimentación será de 0.90 m para mayor detalles ver planos.



VERTEDERO LATERAL

Llamado también limitador de gasto y consiste en una escotadura que se hace en el canal en una de sus paredes con el fin de verter el agua excedente que ingresa por la ventana de captación. Permitiendo pasar solamente el caudal de diseño y el excedente es conducido nuevamente al río.

La longitud del vertedero lateral es de 3.50 metros y sus características se presentan en sus planos respectivos y se ubicara aguas debajo de la ventana de captación y dentro del canal principal en la estaca N° 00+12.60 m.

También se ha previsto la construcción de un canal evacuador de 6.00 m de longitud para los muros laterales se usara concreto ciclópeo de $f'c = 175 \text{ Kg./cm}^2 + 30 \% \text{ PM}$, para mayores detalles se revisaran los planos.

DESARENADOR

Estará ubicado en la estaca KM 00 + 23.000 m. su función es la sedimentar las partículas de material sólido que son arrastradas por el agua al ingresar directamente del río.

Tendrá una longitud de 4.0 m. y un ancho de 1.00 m con una profundidad máxima de 0.75 m. frente a la compuerta de limpia.

Parte del desarenador es un pequeño canal de limpia y tiene una longitud de 13.60 m. el que servirá para eliminar el material sedimentado en el desarenador el cual estará controlado por una pequeña compuerta metálica tipo tarjeta.

Para su construcción se utilizara concreto $F_c = 175 \text{ Kg. /cm}^2$, y en las paredes laterales se usara concreto de $f'c = 175 \text{ Kg. /cm}^2 + 30 \% \text{ P. M.}$ Adema al final del canal de limpia se utilizara albañilería de piedra de un espesor de 0.20 m emboquillado con mortero de cemento arena 1:3 además se seguirá las especificaciones y detalles dados sus respectivos planos.

TRANSICIONES

Es la estructura que servirá para cambiar de una sección a otra

Para su construcción se utilizara concreto de $F_c = 175 \text{ Kg. /cm}^2$ y llevara un acabado con mortero de cemento arena: 1:3

Tendrá una longitud de 1.20 m tanto a la entrada y salida.

7.1.4.2.- CONDUCCION

CANAL RECTANGULAR

El canal rectangular se distribuye de la siguiente manera:

Canal principal con ancho de plantilla $b = 0.50 \text{ m}$ y altura de paredes $H = 0.90 \text{ m}$, pendiente de solera de $S = 0.0015$, y longitud de 12.60 m.

Canal con ancho de solera $b = 0.50 \text{ m}$ y altura de paredes $H = 0.60 \text{ m}$, pendiente de solera $S = 0.0015$, longitud de 5.90 m.

Canal con ancho de solera $b = 0.50 \text{ m}$, y altura de paredes $H = 0.50 \text{ m}$, y pendiente de solera de variables, en una longitud de 251.209 m.

Canal con ancho de solera igual $b = 0.50 \text{ m}$, y altura de paredes $H = 0.45 \text{ m}$, pendiente de solera variables, en una longitud de 1279.975 m.

La Longitud de sección rectangular total es de 1549.684 m.

Será construido de concreto simple de $F_c = 175 \text{ Kg. /cm}^2$ en un espesor de 0.12 m acabado con de mortero cemento arena: 1:3

CANAL TRAPEZOIDAL

Esta constituido de la siguiente manera :

Canal con ancho de solera $b = 0.30 \text{ m}$, y altura de paredes $H = 0.40 \text{ m}$, pendiente $S = 0.0025$, en una longitud de $L = 699.147 \text{ m}$.



Canal con ancho de solera $b = 0.30$ m, y altura de paredes $H = 0.45$ m, pendiente $S = 0.00185$, en una longitud de $L = 839.831$ m.

Canal con ancho de solera $b = 0.30$ m, y altura de paredes $H = 0.45$ m, pendiente $S = 0.005$, en una longitud de $L = 1040.32$ m.

Canal con ancho de solera $b = 0.35$ m, y altura de paredes $H = 0.50$ m, pendiente $S = 0.00185$, en una longitud de $L = 1275.547$ m.

La longitud total del canal trapezoidal es de 3854.845 metros, el cual será revestido de concreto Simple de $f'c = 175$ kg/cm², con espesor de 0.12 m., con un acabado y pulido en Seco.

7.1.4.3.-OBRAS DE ARTE

La longitud total de las obras de arte es de 535.138 m, siendo las siguientes :

TRANSICION POR AMPLIACION DE SECCIÓN.

Estructura que nos servirá para ampliar la sección del canal trapezoidal de ancho de solera $b = 0.30$ a otro de ancho de solera igual $b = 0.35$ m. la misma que tendrá una longitud de 0.50 m. Y se ubicara en : Estaca KM 02 + 24.153 m

Para su construcción se utilizara concreto simple de $F_c = 175$ Kg. /cm² con un acabado de mortero cemento arena 1:3.

PUENTE CANAL

Para el desarrollo del proyecto se requiere la construcción de 4 puentes canales o acueductos, con sus respectivas transiciones de entrada y salida.

Para su construcción se utilizara concreto de $F_c = 175$ Kg./cm² y acero de refuerzo de $F_y = 4200$ Kg./cm² para los estribos

Para los acueductos se utilizara concreto armado de $F_c = 210$ Kg. /cm² con acero de refuerzo de $F_y = 4200$ Kg. /cm².

En las transiciones se empleara concreto simple de $F_c = 175$ Kg. /cm²

Se dará un acabado en transiciones y acueducto con mortero de cemento arena 1:3

RAPIDA

En el desarrollo del proyecto se construirán rápida compuesta de transición de entrada, canal de la rápida, poza disipadora y transición de salida

Para su construcción se empleara concreto simple de $F'c = 175$ Kg. /cm², con acabado de cemento arena: 1:3.

ESCALONES O GRADAS

Construida con la finalidad de vencer un desnivel de 5.549 m. los escalones tendrán una longitud de 12.20 m. al final ultima grada se colocara una poza disipadora y una transición de salida.

Para su construcción se empleara concreto simple de $F'c = 175$ Kg. /cm², con acabado de cemento arena: 1:3.

CAIDA VERICAL

Construida con la finalidad de disminuir la fuerza erosiva de la corriente, la cual estará provista de transición de entrada, altura de caída 1.658 m, poza disipadora y transición de salida, se encuentra ubicada en la estaca KM 01 + 659.003 m.

Para su construcción se empleara concreto simple de $F'c = 175$ Kg. /cm², con acabado de cemento arena: 1:3.



SIFON INVERTIDO.

La finalidad de su construcción es para salvar un desnivel o depresión existente el recorrido del canal principal y estará provista de transición de entrada, conducto a presión y transición de salida. Las transiciones serán de concreto simple de $f_c = 175 \text{ Kg./cm}^2$ con un acabado de cemento Arena 1:3.

El conducto a presión será de tubería PVC de 10 "de diámetro y resistencia de 100 Kg. / cm². Para su construcción se seguirán las especificaciones y detalles dados en los planos.

CONDUCTO CERRADO

Se utiliza este tipo de estructura con la finalidad de atravesar o cruzar una carretera, la cual se encuentra ubicada en el KM00 + 656.00 m.

La sección interna del conducto será de 0.50 de ancho por 0.50 de alto.

Para su construcción se utilizara concreto armado de $f'_c = 210 \text{ Kg./cm}^2$, con refuerzo de acero de $f_y = 4200 \text{ Kg./cm}^2$. Y se dará un acabado con mortero de cemento arena 1:3, además la losa de fondo se apoyara sobre un solado de concreto de $f'_c = 140 \text{ Kg./cm}^2$ en un espesor de 0.30 m.

PARTTIDOR

Construido con la finalidad de repartir el caudal entrante de $Q_e = 160 \text{ lit./seg}$, en dos corrientes desiguales denominados caudal pasante de 90 lit./seg y caudal saliente de 70 lit./seg, el cual esta constituido de transición de entrada, divisor y transición de salida se ubica en el Km 03 + 330 m.

Para su construcción tanto del partidor como de las transiciones se utilizara concreto de $f'_c = 175 \text{ Kg./cm}^2$ dándole un acabado con mortero de cemento arena 1:3.

PUENTES PEATONALES.

Se construirán estas estructuras donde existe un camino de herradura y que atraviesa el canal, destinados para el paso de peatones y animales.

La losa del puente se construirá de concreto armado de $F'_c = 210 \text{ Kg./cm}^2$ y acero de construcción de $F_y = 4200 \text{ Kg./cm}^2$.

Los estribos serán de concreto ciclópeo de $f'_c = 175 \text{ Kg./cm}^2$

7.1.4.4.-TOMAS LATERALES.

Las compuertas serán construidas de planchas de acero con vástago o jalador y serán empotradas en el concreto al momento de vaciarse.

Se construirán en un total de 30, para su construcción se seguirán las especificaciones y detalles dados en los planos respectivos.



7.2.- ESPECIFICACIONES TECNICAS.

Las presentes especificaciones técnicas, conjuntamente con los planos constituyen el instrumento que servirá de base para la construcción de todas las obras que se plantean en el proyecto, quedando entendido que mas allá de sus términos, la supervisión y/o inspección tienen autoridad sobre la calidad de los materiales y el método a seguir para la ejecución de los trabajos. El encargado de la ejecución deberá respetar los planos y las especificaciones del proyecto, siempre que estos no contravengan a las normas y procedimientos de construcción vigentes.

NORMAS TECNICAS Y REQUISITOS DE CONSTRUCCION.

La ejecución de la obra se ejecutara de conformidad con las siguientes normas técnicas equivalentes.

ITINTEC (instituto de Investigación Tecnológica, Industrial y de Normas Técnicas).

NORMAS PERUANAS DE CONCRETO.

A.C.I (American Society y Far Testing and materials).

A: A: S: H: O (American Association Of State Highway Offiales)

Los materiales a emplearse serán nuevos, de buena calidad y aquellos que vinieran envasados, deberán entrar a la obra en sus recipientes originales, intactos y debidamente sellados.

ESPECIFICACIONES Y PLANOS.

El encargado de la ejecución deberá tener en obra un juego completo de los planos y especificaciones técnicas, quedando establecido que cualquier detalle que figure únicamente en los planos y/o en las especificaciones técnicas será valido como se hubiera mostrado en ambos. Especificaciones adicionales que requiera la obra para el desarrollo de la misma, se tomaran en acuerdo con la residencia y la supervisión teniendo en cuenta el reglamento nacional de construcciones.

MEDIAS DE SEGURIDAD

El ingeniero residente deberá tomar las medidas de seguridad necesaria y eficiente para reducir al mínimo la posibilidad de accidentes y daños a los propietarios y personas en el transcurso del desarrollo del proyecto.

TRABAJOS PRELIMINARES

CAMPAMENTO

El ingeniero inspector instalara o alquilara un campamento (almacén) el que tendrá que conservarse hasta que termine la obra, se ubicara cerca del lugar de más intenso trabajo como mínimo deberá contarse con un deposito para materiales, combustibles y otros pudiendo incrementar según la envergadura.

CARTEL DE OBRA.

Se utilizar madera nacional y triplay de 4 mm con pintura de esmalte, en donde colocara el nombre del proyecto y su prepuesto.



TRAZO NIVELACION Y REPLANTEO DE OBRAS.

El ingeniero supervisor verificara los BMs y vértices o puntos referenciales obteniéndose de esta manera el control altimétrico y planimétrico. El replanteo consiste en establecer los ejes principales y axiliares que sean necesarios, los trabajos se someterá a la revisión y aprobación de la supervisión. La nivelación que servirá para el control vertical y horizontal de la excavaciones y demás obras complementarias se optara por colocar puntos de nivelación de carácter permanente hasta la terminación de las obras y estarán referenciadas con los BMs que sirvieron para la elaboración del proyecto.

MOVIMIENTO DE TIERRAS.

Para los efectos de los metrados y valorizaciones los materiales a excavar se clasifican en tierra suelta. Roca suelta o descompuesta y roca dura, dichas clasificaciones serán empleadas en la construcción de los diferentes estructuras tales como rellenos, preparación de taludes, enrocados, etc., es decir como materiales de préstamo.

DESBROCE Y LIMPIEZA

Si se considera necesario se procederá al desbroce y limpieza de la faja del terreno que contenga los trazos de las obras proyectadas. Quedando libre de basura, vegetación, escombros, pedazos de madera, raíces, plantas y toda materia susceptible a descomposición

EXCAVACION EN TERRENO NATURAL

Se designa con el termino tierra todo aquel material suelto o medianamente suelto excavable con herramientas manuales (pico, palanas, barretillas, etc.) y que no requiere el uso de procedimientos especiales para su extracción, están considerados las arenas, tierras de cultivo, materiales suelto con componente de arena – limos y/o arcillas con gravas hasta una proporción del 50 % y hasta 4 pulgadas diámetro.

EXCAVACION EN ROCA SUELTA O DESCOMPUESTA.

Se designa con estos términos a todo material excavado que presenta dificultad para su extracción y que podría requerir de uso de explosivos. Están considerados conglomerados compuestos, conglomerados sueltos con gran proporción (70 %) de cantos rodados de diámetro mínimo 4 pulgadas, rocas descompuestas por intemperismo o intensa fisuración, areniscas o cuarcitas descompuestas y fuertemente figuradas.

EXCAVACION PARA CIMENTACIONES.

Estas abarcan el volumen consignado en los diseños sin embargo el material que debe sustentar una estructura que sea indispensable, se ampliara la excavación hasta la profundidad que sea conveniente de acuerdo con la opinión del ingeniero supervisor, se tendrá especial cuidado de retirar los materiales dañados o fracturados y que no ofrezcan seguridad.

TALUDES.

Las inclinaciones de estas están fijadas en los diferentes planos y deberán ser rigurosamente respetados, el ingeniero supervisor podrá ordenar la modificación de la inclinación teniendo en cuenta la estabilidad del material en el cual trabaja, en las cajas se hará el perfilado respectivo o refine necesarios, eliminando toda perturbación. Así como aquellos materiales cuya estabilidad puede constituir una amenaza para los diferentes estructuras.



En excavaciones mayores a una profundidad de 1.90 m. la residencia debe tener en cuenta la calidad del terreno para disponer un entibado previo antes de la disposición de trabajos con personal y evitar de esta manera accidentes de trabajo.

RELLENOS

En los casos en que sea necesario el uso del material de préstamo, primeramente se limpiara el terreno sobre el cual se colocara el relleno, eliminando en forma especial los materiales orgánicos, árboles, arbustos y plantas igualmente el material de relleno a usar, será adecuado y excepto de materiales orgánicos.

Se podrá utilizar el marial proveniente de las excavaciones debidamente compactados por capas no mayores a 0.15 m de espesor.

EXCAVACION EN LA CAJA DE CANAL

Para la excavación de la caja del canal se usaran cerchas o plantillas de madera con las dimensiones de los diseños consignados en los planos, el control de la cota de la rasante se hará mediante la colocación de plantillas (niveles maestros) en el eje cada 20 metros entre el que se extenderá un cordel, al que se ceñirá el refine.

En los tramos o sectores del revestimiento la excavación comprenderá el espesor adicional del revestimiento tanto en el fondo como en las paredes.

Si por alguna razón las línea o planos de excavación fueran excedidos se remplazaran el material sobre escavado por otro apropiado, exento de materias orgánicas y teniendo en cuenta su compactación.

En general los canales presentaran continuidad en sus líneas y planos quedando establecidos que no se aceptaran ángulos o esquinas en ellas.

Consiste en que la excavación sea la necesaria y se obtenga la sección requerida la excavación se empezara por la parte central no saliendo del ancho de la base inferior hasta la profundidad especificada luego excavaremos los taludes no tratando de salir del ancho de la base superior.

La pendiente del fondo del canal debe ser verificada permanentemente con un nivel de ingeniero o con una manguera de nivel.

BERMAS

Las bermas serán construidas de un ancho mínimo establecido en los diseños y quedaran completamente limpias de derrumbes, desmontes o restos de materiales.

REFINE DEL CANAL

El canal debe quedar perfectamente refinado debiendo tenerse siempre en cuenta el coeficiente de rugosidad con el que ha sido diseñado.

El ingeniero residente esta obligado, salvo indicación contraria a llenar los espacios que están en las diferentes estructuras con material de excavación este llenado se hará una vez que las construcciones hayan sido concluidas.

Se utilizara en lo posible material adecuado proveniente o no de las excavaciones.

REVESTIMIENTO DEL CANAL

PREPARACION DEL TERRENO

Los terrenos sobre los que se coloquen mampostería o revestimientos serán previamente emparejados, retirándose todo material removido débil, se humedecerá suficientemente sin excederse, en el caso que tenga que ejecutarse trabajos con mezcla sobre ellos.



Consiste en colocara una capa de concreto al piso y paredes laterales del canal formando un espesor uniforme y acabado frotachado nivelar el acabado a nivel de rasante.

PROCEDIMIENTO

EMPLANTILLADO

Emplantillar cada 10 m. en terreno recto y cada 5 m o menos en tramos curvos, teniendo en cuenta la pendiente de diseño, de preferencia utilizar nivel de ingeniero para lograr mayor precisión.

COLOCACION DE ENCOFRADOS O CERCHAS.

Los tableros de encofrado o cerchas maestra se colocaran en cada plantilla, estos deberán estar alineados, escuadrados con respecto al eje del canal y aplomados quedando fijos con estacas y alambre N° 16 atortolando, clavados en ambos taludes, posteriormente el albañil colocara barrotes intermedios cada metro en tramo recto chequeando con manguera de nivel la pendiente requerida el alineamiento, escuadrando aplomando y fijando cada una cada uno de estos .

BORDE Y REMATES.

Los bordes, remates y derrames en los revestimientos serán cuidadosamente acabados a regla y cordel, debiendo presentar continuidad y uniformidad en su alineamiento

En los casos que sea necesario el uso de mezcla, esta será de la proporción 1:4 para su aplicación se limpiara cuidadosamente los sitios o superficies que deberán ser acabados.

CONCRETO

CEMENTO

Se empleara cemento Portland estándar tipo I de fabricación nacional y que cumpla las normas Americanas A-.S.T.M. C – 150 y las especificaciones ITINTEC, el que se encontrara en perfecto estado en el momento de su utilizado

Deberá almacenarse en construcciones apropiadas que los protejan de la humedad y de la intemperie el espacio de almacenaje será suficientemente amplio para emitir una ventilación conveniente.

Las rumas de bolsas deberán colocarse sobre un entablado aun en el caso de que el piso del deposito sea de concreto los envíos de cemento se colocaran por separado, indicándose la fecha de recepción de cada lote, de modo de prever su fácil identificación y empleo de acuerdo al tiempo.

AGREGADOS

Los agregados necesarios para la fabricación de concreto (arena, grava, piedras) se extraerá de las canteras existentes, debiendo ser chancados para conseguir una mejor graduación y angulosidad.

Los agregados deben estar exentos de materia orgánica en todo caso serán previamente lavados para ejecutar el mezclado.

El agregado fino consistirá de arena natural u otro material inerte con características similares, sujeto a aprobación previa, será limpio, libre de impurezas, sales y sustancias orgánicas.

Realizado el diseño de mezclas, el residente remitirá al Ingeniero inspector, las características de granulometría, peso específico, contenido de humedad y porcentaje de absorción de los agregados a emplearse y el resultado de las proporciones que en peso se emplearan para el preparado del concreto así mismo se indicaran las proporciones de concreto y agua que requieran debiendo para su uso recabar la correspondiente conformidad.



AGUA

El agua a utilizarse en la mezcla deberá ser limpia, exenta de aceites, acidas alcalisis o materia orgánica al tomar las muestras se tendrá cuidado de que sean representativas y los embases estén limpios.

La cantidad de agua mínima será la necesaria para logra una mezcla plástica en ningún caso debe excederse 0.5 gln/bolsa de cemento, incluyendo el agua libre de los agregados.

El asentamiento (slump) máximo permitido será de 3", las relaciones agua - cemento máxima permisible será:

F'c (Kg. /cm2)	por M ³ de concreto (agua en litros)
210	186
175	185
140	184

PREPARACION DEL CONCRETO

Con el diseño de mezclas debidamente aceptadas por el ingeniero inspector el residente procederá a la preparación del concreto a usarse, dejándose sentados que el inspector se reserva el derecho de modificar en caso necesario y si así lo estima conveniente, las proporciones de la mezcla con el objeto de garantizar los requerimientos de las obras.

El mezclado de los componentes del concreto se hará en forma mecánica una vez efectuada la dosificación en volumen adoptada.

Por indicación del ingeniero inspector, el residente esta obligado a efectuar pruebas de control de mezclas por cuenta propia. Para la verificaron de la calidad del concreto de ser necesaria.

CONCRETO DE F'C = 140 Kg. /cm2.

Este tipo de concreto se empleara para el solado del conducto cerrado de concreto y la preparación de la mezcla, en volumen equivalente a mezclar será de 1 saco de cemento, 2,5 carretillas de arena. 3 carretillas de piedra, cada carretilla igual a pie cúbico de volumen. Después de haber mezclado en seco estos materiales (03 volteadas como mínimo) se colocaran agua, cuya cantidad en litros no debe ser mayor que la mitad del peso total del cemento (1kg = 1 litro).

CONCRETO CICLOPEO DE fc = 175 Kg. /cm2+ 30 % P.G. (máximo 6")

Este tipo de concreto será utilizado en el barraje fijo colchón disipador, en los del canal de salida del vertedero lateral y mas estructuras que se muestran en los planos respectivos.

CONCRETO DE f'c = 175 KG/CM2

Se utilizara este tipo de concreto en las estructuras tales como caja de canal rectangular, trapezoidal, desarenador, vertedero lateral, caída inclinada, rápida puente canales y en las estructuras de salida y entra a las obras de arte.

CONCRETO f'c = 210 Kg. / cm2

Este tipo de concreto será empleado en la losa y paredes del puente canal, losa de puentes peatonales plataforma de las compuertas de maniobras o regulación.

ENSAYOS DE RESISTENCIA DEL CONCRETO.

De acuerdo a las normas ASTM C - 172 se tomaran muestras de concreto con la finalidad de ser sometidas a las pruebas de comprensión dadas por las normas ASTM C - 31



Por cada 100 m³ de vaciado de concreto en 24 horas se tomarán 3 muestras para ser ensayados, una de ellas se probará su resistencia a la compresión a los 7 días y la otra a los 28 días como mínimo por cada día de trabajo de vaciado de concreto se tomará una muestra que será ensayada a los 28 días.

VACIADO DEL CONCRETO

Las formas serán limpias de todo material extraño antes de efectuar el vaciado. El concreto deberá ser bien transportado y colocado de modo de no permitir la segregación de sus componentes, permitiéndose solamente para su transporte carretillas y o latas. Al depositarse el concreto en el lugar determinado deberá ser inmediatamente compactado. Así mismo durante el llenado se tendrá cuidado de evitar que el mortero salpique en los encofrados y las armaduras vecinas que tardaran en llenarse, si sucediera esto se limpiarán con escobillas de alambre o raspadores. El concreto solo se vaciara en excavaciones de cimentación limpias debiéndose controlar o eliminar toda agua o corriente estancada. Todas las superficies de rocas al descubierto habrán de humedecerse antes del vaciado del concreto.

CURADO DEL CONCRETO.

Toda superficie de concreto será conservada húmeda durante 7 días por o menos después de la colocación del concreto el concreto fresco para endurecerse y llegar a la resistencia deseada debe perder humedad lentamente esto se consigue haciendo el curado que consiste para el caso de la caja del canal en llenar totalmente los cajones revestidos durante 10 días como mínimo esto es fácil de hacer colocando champas de tierra en los extremos y permitir que se retenga el agua en los cajones revestidos hasta que queden llenos de agua arriba se hará provisionalmente un rebose para eliminar el rebose excedente.

Además que permite seguir la ruta del agua y verificar la pendiente, no se debe descuidar el curado, es muy importante.

El curado se iniciara tan pronto se haya iniciado el endurecimiento del concreto, y siempre que aquel no sirva de lavado de la lechada de cemento.

ENCOFRADOS

Los encofrados serán diseñados y contruidos de tal forma, que resistan plenamente el empuje del concreto al momento del llenado, sin deformarse y capaces de resistir el peso de la estructura mientras esta no sea autoportante.

Los encofrados para superficies descubiertas en lo posible serán hechos de madera seleccionada o manchibrada, aparejada y cepillada para obtener una superficie plana del concreto deseado las juntas de unión serán calafateadas para mantener la estanqueidad, no permitiendo la fuga de la lechada de cemento.

La madera en bruto puede ser utilizada para superficies que no quedan expuestas e la estructura terminada.

Todo encofrado para volver a ser usado no deberá presentar alabeos ni deformaciones y deberá ser limpiado con todo cuidado antes de ser colocado.

Los encofrados serán convenientemente humedecidos antes de depositar el concreto y sus superficies interiores adecuadamente aceitadas, engrasadas o enjabonada para evitar la adherencia del mortero antes, se habrá comprobado su estricta limpieza.

TIEMPO PARA EL DESENCOFRADO

El desencofrado de las estructuras de concreto ya terminadas, solo podrán tener lugar con la debida autorización a aprobación del inspector.



Los encofrados serán de tipo que facilite su desencofrado sin daño de las superficies de concreto llenas.

Los encofrados no podrán quitarse antes de los tiempos siguientes:

Muros de encauzamiento	:	02 días
Fondo de vigas	:	10 días
Losas	:	7 días
Paredes del canal	:	1 día

Todos los elementos estructurales de las obras proyectadas solo podrán ser sometidos a cargas y esfuerzos exteriores después de 28 días de fraguado el concreto.

JUNTAS DE DILATACION.

Las juntas de dilatación son los espacios determinados que dejan las maderas al ser extraídas, cada 3 metros en cada tramo recto y variable en curva estas permiten al concreto a expandirse o contraerse por efectos de temperatura evitando que los paños o cajones se rajen.

El llenado de las juntas de dilatación consiste en seguir los siguientes pasos:

Limpieza de las juntas de elementos extraños con la paleta angular cuyas dimensiones estarán de acuerdo al espesor de las juntas

Compactar el suelo natural de la junta con la paleta angular dicha paleta tiene doble función limpiar y compactar.

Colocar una mezcla caliente de brea con arena fina en proporción de 1 lata por 2 latas de arena primero calentamos la brea y poco a poco se va agregando la arena removiéndola hasta que tenga la consistencia de azúcar negra.

Esta consistencia se colocará primero a los taludes, después el piso por capas compactándola con la misma paleta angular se debe procurar no sobre salir del nivel del revestimiento del canal.

También ira una junta de $e = 2''$ en la zona de encuentro entre el barraje y el colchón de amortiguamiento a juicio del ingeniero inspector y residente, podrán ubicarse otras en donde el esfuerzo cortante sea nulo.

MORTERO CEMENTO – ARENA

El mortero deberá prepararse en cantidad tal que pueda ser empleado todo antes de que empiece el fraguado (30 minutos). La arena deberá tener la granulometría adecuada para la mezcla y estará libre de componentes orgánicos aceptándose un 3 % como máximo de sustancia sedimentarias.

ACERO DE REFUERZO

El acero de refuerzo para concreto armado estará formado por varillas tipo corrugado con $F_y = 4200 \text{ Kg./cm}^2$ y deberá ceñirse estrictamente a las especificaciones para tal clase de obras que tiene el ACI

Todo el material al momento de usarlo será puro o sea libre en su superficie de polvo, pintura oxidación, aceite u otra materia extraña que entorpezcan su adherencia.

Los ganchos terminales de las barras deberán doblarse sobre un diámetro mínimo de cuatro veces el diámetro de la barra a 180 grados y prolongándose en forma recta una longitud mínima igual a cuatro veces el diámetro de la varilla todas las barras deberán ser dobladas en frío el acero de esfuerzo deberá ser colocado en su sitio con precisión y utilizando espaciadores de concreto o de metal en ningún caso la distancia libre entre barras no será menor de 1".

El refuerzo será inspeccionado para verificar su conformidad con los planos y especificaciones en cuanto a longitud, traslape, posición y cantidad, unas veces colocadas y antes de proceder el vaciado



ENROCADO Y MANPOSTERIA DE PIEDRA.

El espesor del revestimiento del enrocado de piedra esta especificada en los planos respectivos y en el lugar de las obras será indicado por el ingeniero inspector.

El ingeniero residente debe respetar los espesores del revestimiento salvo disposición expresa y documentada del ingeniero supervisor y/o inspector.

Si el espesor fuera inferior al estipulado en los planos o al indicado por el ingeniero inspector, este esta facultado para exigir la remoción de los trabajos y rehacerlo de acuerdo a las dimensiones estipuladas.

ALBANILERIA

Los trabajos de albañilería se efectuaran siguiendo las presentes indicaciones.

Las piedras a emplearse serán de rocas sanas y compactas intrusitas o sedimentarias componentes que se extraerán preferentemente de las canteras existentes en la zona de los trabajos.

La cara vista de la albañilería de piedra será seleccionada para presentar una superficie plana.

La arista mínima de piedra debe ser de 0.30 m.

El espesor del revestimiento será la indicada en los planos constructivos y constituyen el espesor que deberán tener como mínimo las piedras a emplearse.

El ancho de las juntas entre piedra y piedra tendrá como mínimo 2 pulgadas y será emboquillada con mortero de cemento arena en la proporción 1:3 posteriormente al asentado de las piedras.

La piedra se colocara sobre una base de concreto simple de $F_c = 175 \text{ Kg./cm}^2$.

CURADO

El curado se efectuara tan pronto como se haya iniciado el fraguado del concreto en la superficie de la albañilería, se deberá conservar húmeda durante los primeros cinco días como mínimo.

CANTERAS

Los materiales de cantera que se indican en el presente capitulo se emplearan tanto en las obras de captación, derivación, laterales como en las obras de arte en general.

El empleo de ciertos materiales dependerá de los resultados de laboratorio durante la explotación de las respectivas canteras.

CANTERAS DE PIEDRA

El material rocoso deberá mostrar aceptables propiedades técnicas es decir, deberán ser lo suficientemente compactas en cuanto su densidad, porosidad, resistencia y dureza y dureza, lo mismo que de buena durabilidad y tenacidad se utilizaran piedras preferentemente planas para facilitar su colocación.

CANTERAS PARA AGREGADOS DE CONCRETO.

La explotación y utilización de las canteras para agregados del concreto estarán supeditadas al resultado de las pruebas de laboratorio que el ingeniero residente debe realizar con dichos materiales, para que con la aprobación del ingeniero supervisor determine en última instancia su empleo en la fabricación del concreto

El agregado grueso constituido por la arena gruesa y el hormigón deben tener la graduación recomendada y provenir de rocas duras estables resistentes a la abrasión por impacto y al deterioro causado por cambio de temperatura



No deben contener elementos extraños en los límites indicados en los concretos en caso contrario el exceso se eliminará mediante el lavado, no deberá contener materiales orgánicos ni rocas en desintegración.

TUBOS DE DRENAJE

Se preverá de drenes en el colchón disipador de acuerdo a lo indicado en los planos y serán de tubería PVC ϕ 4" así como en otras estructuras que lo requieran.

PINTURA Y LUBRICACION

Los elementos metálicos antes de ser entregados a la obra serán recubiertos con pintura especial anticorrosiva en dos manos, los que serán pasados con un intervalo mínimo de 24 horas después de secada la primera, las superficies que tengan que recibir aplicación de pintura serán previamente limpiadas y lavadas, quitando los óxidos de polvo o cualquier materia que impida la perfecta adherencia entre el metal y la pintura.

Todos los mecanismos serán debidamente lubricados y engrasados hasta el momento en que la totalidad de la obra sea entregada.

SISTEMA DE ABASTECIMIENTO

Las fuentes de abastecimiento de todos los materiales como cemento, agregados, etc. serán aprobados por escrito por el ingeniero residente antes de que los materiales sean puestos en obra.

RECOMENDACIÓN

Para la ejecución de los trabajos se recomienda hacerlo durante los meses de estiaje que en la sierra de Cajamarca son de junio a setiembre



7.3.- COSTOS Y PRESUPUESTOS

Un factor importante en la ejecución de un determinado proyecto, por ello que el presupuesto de obra requiere de sumo cuidado para su elaboración

1.- ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

Para el cálculo y análisis de costos unitarios, se debe diferenciar los costos directos de los costos indirectos.

2.- COSTOS DIRECTOS

Son aquellos que inciden directamente en el costo de la obra y son los siguientes:

- ✓ COSTOS DE MANO DE OBRA.
- ✓ COSTO DE MATERIALES
- ✓ COSTO DE EQUIPO Y /O HERRAMIENTAS
- ✓ DESGASTE DE HERRAMIENTAS

3.- COSTOS INDIRECTOS

Es la suma de todos aquellos gastos que son de la aplicación a las obras ejecutadas en un lapso determinado y comprenden gastos generales de obra, gastos administrativos y financieros, utilidad, impuesto único a la renta.

❖ DETERMINACION DE LOS JORNALES HORARIOS

Estos jornales se determinan en base al sueldo establecido y vigente al 31 de mayo del 2012, de acuerdo a la deducción que se presenta para los trabajadores de la construcción en la ejecución de obras civiles.

A continuación se presenta los costos de hora hombre que se utilizararan para la elaboración de las diferentes partidas que intervienen en el presupuesto general.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto Profesional: "Mejoramiento Canal de Riego el Piruro"



**TABLA N° 147 PORCENTAJES DE LEYES Y BENEFICIOS SOCIALES EN EDIFICACION
APLICABLES SOBRE LA REMUNERACION BASICA Y BUC**

VIGENTE AL 31.05.13

ITM	CONCEPTO	%	APLICABLES	
			SOBRE PORCENTAJES Y B.S REMUNERACION BASICA (%)	SOBRE EL BUC (%)
1.00	PORCENTAJES ESTABLECIDOS			
1.01	Indemnización			
	a) Por tiempo de servicios		12	
	b) Por participación de utilidades		3	
1.02	Seguro complementario de trabajo de Riesgo (D.S.N° 003-98-TR)			1.30
	a) Asistenciales (Essalud o EPS)		1.30	1.70
	b) Económicas(ONP;Seguro privado)		1.70	9.00
1.03	Régimen de prestaciones de salud		9.00	
2.00	2.00 PORCENTAJES DEDUCIDOS			
2.01	Salario dominical		17.88	
2.02	Vacaciones record (30 días)		11.54	
2.03	Gratificación por fiestas patrias y Navidad		22.22	
2.04	Jornales por días feriados no laborables		4.33	
2.05	Asignación escolar (Promedio 3 hijos)		25.00	
		9		
3.00	REGIMEN DE PRESTACIONES DE SALUD			
3.01	Sobre salario dominical 9% de 17.88		1.61	
3.02	Sobre vacaciones record 9% de 11.54		1.04	
3.03	Sobre gratificaciones por fiestas patrias y navidad 9 % de 22.22		2.00	
3.04	Sobre Jornales por días feriados no laborables 9% de 4.33		0.39	
		3		
4.00	SEGURO COMPLEMENTARIO DE TRABAJO DE RIESGO (D.S.N° 003- 98 – TR)			
4.01	Sobre salario dominical 3% de 17.88		0.54	
4.02	Sobre vacaciones record 3% de 11.54		0.35	
4.03	Sobre gratificaciones por fiestas patrias y navidad 3% de 22.22		0.67	
4.04	Sobre jornales por días feriados no laborables 3% de 4.33		0.13	
	PORCENTAJE TOTAL DE L.S Y B.S		114.70	12

**TABLA N° 148 COSTO DE HORA – HOMBRE VIGENTE EN OBRAS DE EDIFICACION
(Vigente al 31.05.13)**

ITEM	CONCEPTO	CATEGORIA			
		OPERARIO	OFICIAL	PEON	
1.00	REMUNERACION BASICA VIGENTE(RB)	45.50	39.50	35.30	
2.00	BONIFICACION UNIFICADA DE CONSTRUCCION (BUC) (32% Oper, 30 %Ofic. 30% peón)	14.56	11.85	10.59	
3.00	LEYES Y BENEFICIOS SOCIALES SOBRE LA RB (114.70 %)	52.19	45.31	40.49	
4.00	LEYES Y BENEFICIOS SOCIALES SOBRE EL BUC (12%)	1.75	1.42	1.27	
5.00	OVEROL	0.63	0.63	0.63	
COSTO DIA HOMBRE (DH)		S/.	114.63	98.71	88.28
COSTO HORA HOMBRE (HH)		S/.	14.33	12.34	11.04



PRESUPUESTO DE OBRA

PROYECTO : "MEJORAMIENTO DEL CANAL DE RIEGO EL PIRURO"						
PARTID N°	DESCRIPCION	METRADO		COSTO		SUB - TOTAL
		UNID.	CANTID.	UNITARIO	PARCIAL	
TOTAL COSTOS DIRRECTOS						1'666,696.20
1.00	INSTALACIONES PROVISIONALES					9600
1.01	Alquiler de campamento y/o almacenes	ESTIM.	12	300	3600	
1.02	Construcción y colocación de cartel de obra	UNID	1	1000	1000	
1.03	Movilización de equipo y/ o herramientas	ESTIM.	1	5000	5000	
2.00	BOCATOMA					197,922.96
2.01	TRABAJOS PRELIMINARES					1501.78
	Limpieza y deforestación	m2	80.40	0.36	28.94	
	Trazo nivelación y replanteo en estructuras	m2	247.47	2.50	618.68	
	Desvió provisional del río	m3	15.15	56.38	854.16	
2.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS					21836.96
	Excavación en conglomerado suelto a mano	m3	241.39	36.39	8784.18	
	Excavación en conglomerado bajo agua	m3	127.68	60.03	7664.63	
	Relleno y compactación con material propio a mano	m3	104.18	22.81	2376.35	
	Eliminación del material excedente a mano	m3	264.89	11.37	3011.80	
2.03	TRANSPORTE DE AGREGADOS					6602.42
	Traslado de agregados a obra	m3	362.97	18.19	6602.42	
2.04	OBRAS DE CONCRETO					71,647.40
2.04.01	BARRAJE Y COLCHON DISIPADOR					71,647.40
	Concreto de F'c = 175 kg/cm2 + 30 P.G.	m3	150.40	423.91	63756.06	
	Encofrado y desencofrado de estructuras, normal	m2	78.86	68.88	5431.88	
	Enlucido con mortero cemento arena: 1:3 , e = 1.5 cm.	m2	46.30	53.12	2459.46	
2.04.02	MUROS DE ENCAUZAMIENTO					76,039.81
	Concreto de F'c = 175 kg/cm2 + 30 P.G.	m3	136.05	423.91	57672.96	
	Encofrado y desencofrado de estructuras, normal	m2	266.65	68.88	18366.85	
2.04.03	VE NTANA DE CAPTACION					225.30
	Concreto de F'c = 210 kg/cm2	m3	0.11	513.28	56.46	
	Encofrado y desencofrado de estructuras, normal	m2	0.90	68.88	61.99	
	Habilitación y colocación de acero fy = 4200 kg/cm2	kg	8.57	4.41	37.79	
	Enlucido con mortero cemento arena:1:3 , e = 1.5 cm.	m2	1.30	53.12	69.06	
2.04.04	CANAL DE LIMPIA					5591.09
	Concreto de 175 kg/cm2	m3	4.24	456.31	1934.75	
	Encofrado y desencofrado de estructuras, normal	m2	29.97	68.88	2064.33	
	Enlucido con mortero cemento arena:1:3 , e = 1.5 cm.	m2	29.97	53.12	1592.01	
2.05	ALBAÑILERIA DE PIEDRA e = 0.30 m ASENTADO EN CONCRETO DE f'c = 140 kg/cm2	m2	80.49	88.60	7131.41	7131.41
2.06	EMBOQUILLADO MORTERO CEMENTO ARENA 1:3	m2	80.49	14.66	1179.98	1179.98
2.07	ENRROCADO CON PIEDRA SECA	m2	44.21	72.90	3222.91	3222.91
2.08	TUBERIA PVC ø 4" para supresión	m	23.80	24.13	574.29	574.29
2.09	COLOCACION DE REJILLA DE FIERRO DE ø ½"	un id	1	269.05	269.05	269.05
2.10	COLOCACION DE COMPUERTA DE REGULACION	unid	1	559.05	559.05	559.05
2.11	COLOCACION DE DE RIEL (3m c/u)	m	6	55.23	331.38	331.38
2.12	COLOCACION DE TA BLONES 2 x 4" x 3"	m	14.00	27.62	386.68	386.68
2.13	LLENADO DE JUNTAS DE DILATAION	ml	25.96	31.72	823.45	823.45
3.00	CANAL RECTANGULAR (L=590.017 m.)					215,878.17
3.01	TRABAJOS PRELIMINARES					1046.92
	Limpieza y deforestación	m2	1062.60	0.36	382.54	
	Trazo nivelación y replanteo canales	km	0.59	853.07	503.31	
	Refine y nivelación de caja de canal	m3	88.50	1.82	161.07	
3.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS					28,898.72
	Excavación en terreno natural a mano	m3	687.94	30.32	20858.34	
	Relleno y compactación con material propio	m3	19.10	22.81	435.67	
	Eliminación del material excedente	m3	668.84	11.37	7604.71	
3.03	TRANSPORTE DE MATERIALES					3542.32
	Transporte de agregados	m3	194.74	18.19	3542.32	
3.04	CONCRETO					170,660.15
	Concreto simple de F'c = 175 kg/cm2	m3	167.88	478.32	80300.36	
	Encofrado y desencofrado en canal rectangular	m2	209.78	68.85	14443.35	



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto Profesional: "Mejoramiento Canal de Riego el Piruro"



	Enlucido con mortero cemento arena 1 : 3; e = 1.5 cm	m2	1429.15	53.12	75916.45	
3.05	JUNTAS					11,730.06
	Juntas de dilatación con material asfáltico e = 1"	ml	369.80	31.72	11730.06	
4.00	CANAL TRAPEZOIDAL (L= 3962.948 m.)					843,012.29
4.01	TRABAJOS PRELIMINARES					5,041.54
	Limpieza y deforestación	m2	4620.50	0.36	1663.38	
	Trazo nivelación y replanteo en canales	km	3.96	853.07	3378.16	
4.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS					286,806.83
	Excavación en roca suelta a mano	m3	2060.25	36.39	74972.50	
	Excavación en terreno natural a mano	m3	4111.79	30.32	124669.47	
	Relleno y compactación con material propio	m3	1362.50	22.81	31078.63	
	Eliminación del material excedente	m3	4809.54	11.37	54684.47	
	Refine y nivelación de caja de canal	m3	770.20	1.82	1401.76	
4.03	TRANSPORTE DE MATERIAL					19,604.09
	Transporte de agregados	m3	1077.74	18.19	19604.09	
4.04	OBRAS DE CONCRETO					452,218.91
	Concreto simple de F'c = 175 kg/cm2 acabado y pulido sin mezcla	m3	929.08	478.32	444397.55	
	Cerchas de madera	unid	324.00	24.14	7821.36	
4.05	JUNTAS					79,340.92
	Juntas de dilatación con material asfáltico e = 1"	m	2501.29	31.72	79340.92	
5.00	VERTEDERO LATERAL					11,319.38
5.01	TRABAJOS PRELIMINARES					63.71
	Limpieza y deforestación	m2	24.68	0.36	8.88	
	Trazo nivelación y replanteo en estructuras	m2	21.93	2.50	54.83	
5.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS					1577.45
	Excavación en terreno natural a mano	m3	28.05	30.32	850.48	
	Relleno y compactación con material propio	m3	8.38	22.81	191.15	
	Relleno y compactación con material de préstamo	m3	2.24	139.36	312.17	
	Eliminación del material excedente	m3	19.67	11.37	223.65	
5.03	TRANSPORTE DE MATERIALES					275.03
	Transporte de agregados	m3	15.12	18.19	275.03	
5.04	OBRAS DE CONCRETO					9,092.33
	Concreto de F'c = 175 kg/cm2	m3	4.81	478.32	2300.72	
	Concreto de F'c = 175 kg/cm2 + 30 % P.M.	m3	7.49	412.39	3088.80	
	Encofrado y desencofrado de estructuras, normal	m2	36.42	68.88	2508.61	
	Albañilería de piedra e = 0.20 asentado en concreto de F'c = 140 kg/cm2	m2	0.60	56.27	33.76	
	Emboquillado con mortero cemento : arena : 1 : 3	m2	0.60	14.66	8.80	
	Enlucido con mortero cemento : arena 1:3 , e = 1.5 cm	m2	21.68	53.12	1151.64	
5.05	JUNTAS					310.86
	Juntas de dilatación con material asfáltico e = 1"	m	9.80	31.72	310.86	
6.00	DESARENADOR					15,927.26
6.01	TRABAJOS PRELIMINARES					83.82
	Limpieza y deforestación	m2	35.24	0.36	12.69	
	Trazo nivelación y replanteo en estructuras	m2	28.45	2.50	71.13	
6.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS					1697.21
	Excavación en terreno natural a mano	m3	32.73	30.32	992.37	
	Relleno y compactación con material propio	m3	16.90	22.81	385.49	
	Relleno y compactación con material de préstamo	m3	1.00	139.36	139.36	
	Eliminación del material excedente	m3	15.83	11.37	179.99	
	TRANSPORTE DE MATERIALES					352.52
	Transporte de agregados a pie de obra	m3	19.38	18.19	352.52	
6.03	OBRAS DE CONCRETO					12,887.62
	Concreto de F'c = 210 kg/cm2		0.04	513.28	20.53	
	Concreto de F'c = 175 kg/cm2		5.65	478.32	2702.51	
	Concreto de F'c = 175 kg/cm2 + 30 % P.M.(Max 5")	m3	9.73	412.39	4212.55	
	Acero de refuerzo Fy=4200 kg/cm2	kg	2.35	4.41	10.36	
	Encofrado y desencofrado de estructuras, normal	m2	61.27	68.88	4220.28	
	Albañilería de piedra e = 0.20 asentado en concreto de F'c = 140 kg/cm2	m2	0.42	56.27	23.63	
	Emboquillado con mortero cemento : arena : 1 : 3	m2	0.42	14.66	6.16	
	Enlucido de pisos y muros con mortero cemento arena C:A : 1;3	m2	35.61	53.12	1891.60	
6.04	JUNTAS					517.04



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto Profesional: "Mejoramiento Canal de Riego el Piruro"



	Juntas de dilatación con material asfáltico e = 1"	m	16.30	31.72	517.04	
6.05	CARPINTERIA METALICA					389.05
	Colocación de compuerta de purga con jalador.	unidad	1.00	389.05	389.05	
OBRAS DE ARTE						
7.00	TRANSICION POR AMPLIACION DE SECCION					592.79
7.01	MOVIMIENTO DE TIERRAS					48.88
	Excavación en terreno natural a mano	m3	0.92	30.32	27.89	
	Relleno y compactación con material propio	m3	0.92	22.81	20.99	
7.02	OBRAS DE CONCRETO					415.44
	Concreto de F'c = 175 kg/cm2	m3	0.44	478.32	210.46	
	Cerchas de madera	unidad	2.00	24.14	48.28	
	Enlucido con mortero cemento arena 1:3, e = 1.5 cm	m2	2.95	53.12	156.70	
7.03	JUNTAS					128.47
	Juntas de dilatación con material asfáltico e = 1"	m	4.05	31.72	128.47	
8.00	PUNTES CANALES (4)					42,135.38
8.01	TRABAJOS PRELIMINARES					119.80
	Limpieza y deforestación	m2	53.60	0.36	19.30	
	Trazo nivelación y replanteo en estructuras	m2	40.20	2.50	100.50	
8.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS					3147.68
	Excavación en terreno natural a mano	m3	75.16	30.32	2278.85	
	Relleno y compactación con material propio	m3	38.09	22.81	868.83	
8.03	TRANSPORTE DE MATERIALES					1072.12
	Traslado de agregados a pie de obra	m3	58.94	18.19	1072.12	
8.04	OBRAS DE CONCRETO					
8.04.01	TRANSICION DE ENTRADA Y SALIDA					2337.52
	Concreto F'c = 175 kg/cm2	m3	2.83	478.32	1353.65	
	Encofrado y desencofrado de estructuras, normal	m2	6.78	68.88	467.01	
	Enlucido con mortero cemento arena 1:3, e = 1.5 cm	m2	9.73	53.12	516.86	
8.04.02	ACUEDUCTO					11,630.86
	Concreto F'c = 210 kg/cm2	m3	7.81	513.28	4008.72	
	Encofrado y desencofrado en acueductos	m2	32.38	80.52	2607.24	
	Acero de refuerzo de Fy = 4200 kg/cm2	kg	652.46	4.41	2877.35	
	Enlucido con mortero cemento :arena :1:3, e = 1.5 cm.	m2	40.24	53.12	2137.55	
8.04.03	ESTRIBOS					22,911.33
	Concreto F'c = 175 kg/cm2	m3	23.70	478.32	11336.18	
	Acero de refuerzo de Fy = 4200 kg/cm2	kg	1002.18	4.41	4419.61	
	Encofrado y desencofrado de estructuras, normal	m2	37.60	68.88	2589.89	
	Albañilería de piedra e=0.15 asentado en concreto de F'c= 140 kg/cm2	m2	83.33	40.13	3344.03	
	Emboquillado con mortero cemento : arena 1:3	m2	83.33	14.66	1221.62	
8.05	JUNTAS					916.07
	Juntas de dilatación con material asfáltico e = 1"		28.88	31.72	916.07	
9.00	CAIDA VERTICAL					9683.46
9.01	TRABAJOS PRELIMINARES					28.10
	Limpieza y deforestación	m2	16.54	0.36	5.95	
	Trazo nivelación y replanteo en estructuras	m2	8.86	2.50	22.15	
9.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS					2192.61
	Excavación en terreno natural a mano		37.25	30.32	1129.42	
	Relleno y compactación con material propio	m3	4.75	22.81	108.35	
	Relleno y compactación con material de préstamo	m3	4.20	139.36	585.31	
	Eliminación del material excedente	m3	32.50	11.37	369.53	
10.03	TRANSPORTE DE MATERIALES					115.51
	Traslado de agregados a pie de obra	m3	6.35	18.19	115.51	
9.04	OBRAS DE CONCRETO					
9.04.01	TRANSICION DE ENTRADA Y SALIDA					847.50
	Concreto F'c = 175 kg/cm2	m3	1.23	478.32	588.33	
	Cerchas de madera	Unid.	2.00	24.14	48.28	
	Enlucido con mortero cemento .arena :1 : 3, e = 1.5 cm	m2	3.97	53.12	210.89	
9.04.02	CANAL Y POZA DISIPADORA					6230.75
	Concreto F'c = 175 kg/cm2	m3	3.78	478.32	1808.05	
	Acero de refuerzo de Fy = 4200 kg/cm2	kg	86.97	4.41	383.54	
	Encofrado y desencofrado de estructuras, normal	m2	31.61	68.88	2177.30	
	Enlucido con mortero cemento arena: 1:3, e = 1.5 cm	m2	35.05	53.12	1861.86	
9.05	JUNTAS					268.99



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto Profesional: "Mejoramiento Canal de Riego el Piruro"



	Juntas de dilatación con material asfáltico e = 1"	m	8.48	31.72	268.99	
10.00	RAPIDAS (3)					205,550.35
10.01	TRABAJOS PRELIMINARES					735.45
	Limpieza y deforestación	m2	332.28	0.36	119.62	
	Trazo nivelación y replanteo en estructuras	m2	246.33	2.50	615.83	
10.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS					79149.33
	Excavación en terreno natural a mano	m3	2359.70	30.32	71546.10	
	Relleno y compactación con material propio	m3	81.58	22.81	1860.84	
	Relleno y compactación con material de préstamo	m3	5.95	139.36	829.19	
	Eliminación del material excedente	m3	432.12	11.37	4913.20	
10.03	TRANSPORTE DE MATERIALES					3648.37
	Traslado de agregados a pie de obra	m3	200.57	18.19	3648.37	
10.04	OBRAS DE CONCRETO					
10.04.01	TRANSICION DE ENTRADA Y SALIDA					2378.25
	Concreto F'c = 175 kg/cm2	m3	2.39	478.32	1143.18	
	Cerchas de madera	Unid.	8.00	24.14	193.17	
	Encofrado y desencofrado de estructuras, normal	m2	4.50	68.88	309.96	
	Enlucido con mortero cemento arena :1 : 3 , e = 1.5 cm	m2	13.78	53.12	731.99	
14.04.02	CANAL Y POZA DISIPADORA					112,261.51
	Concreto F'c = 175 kg/cm2	m3	145.63	478.32	69657.74	
	Encofrado y desencofrado de estructuras, normal	m2	296.74	68.88	20439.45	
	Enlucido con mortero cemento arena:1:3 , e = 1.5 cm	m2	417.25	53.12	22164.32	
10.05	JUNTAS					7377.44
	Juntas de dilatación con material asfáltico e = 1"	m	232.58	31.72	7377.44	
11.00	CONDUCTO CERRADO					28,273.91
11.01	TRABAJOS PRELIMINARES					36.40
	Trazo nivelación y replanteo en estructuras	m2	14.56	2.50	36.40	
11.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS					9303.32
	Excavación en terreno natural a mano	m3	96.60	30.32	2928.91	
	Relleno y compactación con material propio	m3	40.80	22.81	930.65	
	Relleno y compactación con material de préstamo	m3	34.51	139.36	4809.31	
	Eliminación del material excedente	m3	55.80	11.37	634.45	
11.03	TRANSPORTE DE MATERIALES					0.00
	Traslado de agregados a pie de obra	m3	0	18.19	0.00	
11.04	OBRAS DE CONCRETO					18,820.00
	Concreto de F'c = 210 kg/cm2	m3	9.91	513.28	5086.60	
	Concreto de F'c = 140 kg/cm2 solado	m3	10.61	440.62	4674.98	
	Acero de refuerzo de Fy = 4200 kg/cm2	kg	636.37	4.41	2806.39	
	Encofrado y desencofrado de estructuras, normal	m2	59.04	68.88	4066.68	
	Encofrado y desencofrado de losa	m2	15.44	24.22	373.96	
	Enlucido con mortero cemento arena : 1 : 3 , e = 1.5 cm	m2	34.10	53.12	1811.39	
15.05	JUNTAS					114.19
	Juntas de dilatación con material asfáltico e = 1"	m	3.60	31.72	114.19	
12.00	PARTIDOR O DIVISOR DE CAUDAL					7,961.26
12.01	TRABAJOS PRELIMINARES					40.43
	Limpieza y deforestación	m2	16.60	0.36	5.98	
	Trazo nivelación y replanteo en estructuras	m2	13.78	2.50	34.45	
12.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS					892.98
	Excavación en terreno natural a mano	m3	15.65	30.32	474.51	
	Relleno y compactación con material propio	m3	3.24	22.81	73.90	
	Relleno y compactación con material de préstamo	m3	1.46	139.36	203.47	
	Eliminación de material excedente	m3	12.41	11.37	141.10	
12.03	TRANSPORTE DE MATERIALES					183.17
	Traslado de agregados a pie de obra	m3	10.07	18.19	183.17	
12.04	OBRAS DE CONCRETO					
12.04.01	TRANSICIONES					696.40
	Concreto de F'c = 175 kg/cm2	m3	0.72	478.32	344.39	
	cerchas de madera	Unid.	6.00	24.14	144.84	
	Enlucido con mortero cemento arena: 1:3. e=1.5 cm.	m2	3.90	53.93	207.17	
12.04.02	PARTIDOR O DIVISOR DE CAUDAL					5737.51
	Concreto de F'c = 175 kg/cm2	m3	6.67	470.48	3190.39	
	Encofrado y desencofrado de estructuras, normal	m2	23.73	68.87	1634.52	
	Enlucido con mortero cemento : arena :1 : 3 , e = 1.5 cm	m2	17.18	53.12	926.60	
12.05	JUNTAS					410.77
	Juntas de dilatación con material asfáltico e = 1"	m	12.95	31.72	410.77	



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto Profesional: "Mejoramiento Canal de Riego el Piruro"



13.00	SIFÓN					26,012.49
13.01	TRABAJOS PRELIMINARES					325.64
	Limpieza y deforestación	m2	165.31	0.36	59.51	
	Trazo nivelación y replanteo en estructuras	m2	106.45	2.50	266.13	
13.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS					
13.02.01	TRANSICIONES					96.95
	Excavación en terreno natural a mano	m3	2.37	30.32	71.86	
	Relleno y compactación con material propio	m3	1.10	22.81	25.09	
13.02.02	DUCTO DEL SIFÓN					9989.78
	Excavación de zanja en tierra suelta a mano	m3	186.92	18.19	3400.07	
	Cama de apoyo con material seleccionado	m3	20.89	20.02	418.22	
	Relleno y compactación a mano con material propio seleccionado	m3	162.76	36.23	5896.79	
	Eliminación del material excedente	m3	24.16	11.37	274.70	
13.03	TRANSPORTE DE MATERIALES					118.64
	Traslado de agregados a pie de obra		2.32	18.19	42.20	
	Traslado de tubería a pie de obra	unid	21.00	3.64	76.44	
13.04	OBRAS DE CONCRETO					1480.91
	Concreto de F'c = 175 kg/cm2	m3	1.72	478.32	822.71	
	Encofrado y desencofrado de estructuras, normal	m2	6.98	68.88	480.78	
	Enlucido con mortero cemento : arena :1 :3 , e = 1.5 cm	m2	3.34	53.12	177.42	
13.05	REJILLAS					538.10
	Habilitación y colocación de rejillas de 3/8" en marco de 0.40 x 0.40 a la entrada y salida de sifón	u	2.00	269.05	538.10	
13.06	JUNTAS					122.12
	Juntas de dilatación con material asfáltico e = 1"	m	3.85	31.72	122.12	
13.07	TUBERÍA					13340.35
	Colocación y tendido de tubería de P.V.C ø 10" + prueba hidráulica	m	104.45	127.72	13340.35	
14.00	PUENTES PEATONALES (4)					10,343.49
14.01	TRABAJOS PRELIMINARES					46.50
	Trazo nivelación y replanteo en estructuras	m2	18.60	2.50	46.50	
14.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS					1356.13
	Excavación en terreno natural a mano	m3	29.62	30.3	898.08	
	Relleno y compactación con material propio	m3	10.60	22.81	241.79	
	Eliminación del material excedente	m3	19.02	11.37	216.26	
14.03	TRANSPORTE DE MATERIALES					251.39
	Traslado de agregados a pie de obra	m	13.82	18.19	251.39	
14.04	OBRAS DE CONCRETO					
14.04.01	LOSA					2490.25
	Concreto de F'c = 210 kg/cm2	m3	1.88	513.28	964.97	
	Acero de refuerzo de Fy = 4200 kg/cm2	kg	66.78	4.41	294.50	
	Encofrado y desencofrado de losa	m2	9.54	24.22	231.06	
	Enlucido con mortero Cemento : arena 1 : 3 , e = 1.5 cm	m2	18.82	53.12	999.72	
14.04.02	ESTRIBOS					5679.65
	Concreto F'c = 140 kg/cm2 + 30 % P.M.	m3	8.82	412.39	3637.28	
	Encofrado y desencofrado de estructuras, normal	m2	15.33	68.88	1055.93	
	Enlucido con mortero cemento arena 1:3, e=1.5 cm		18.57	53.12	986.44	
14.05	JUNTAS					519.57
	Juntas de dilatación con material asfáltico e = 1"	m	16.38	31.72	519.57	
15.00	TOMAS LATERALES					27,157.03
15.01	TRABAJOS PRELIMINARES					78.75
	Trazo nivelación y replanteo en estructuras		31.50	2.50	78.75	
15.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS					1884.20
	Excavación en terreno natural a mano	m3	38.50	30.32	1167.32	
	Relleno y compactación con material propio	m3	24.40	22.81	556.56	
	Eliminación del material excedente	m3	14.10	11.37	160.32	
15.03	TRANSPORTE DE MATERIALES					416.55
	Traslado de agregados a pie de obra	m3	22.90	18.19	416.55	
15.04	OBRAS DE CONCRETO					13686.17
	Concreto de F'c = 175 kg/cm2	m3	15.11	478.32	7227.42	
	Encofrado y desencofrado de estructuras, normal	m2	11.09	68.88	763.88	
	Enlucido con mortero cemento. Arena :1: 3 , e = 1.5 cm	m2	102.60	53.12	5450.11	
	Acero de refuerzo de Fy = 4200 kg/cm2	kg	55.50	4.41	244.76	
15.05	CARPINTERIA METALICA					10,282.50



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto Profesional: "Mejoramiento Canal de Riego el Piruro"



	Compuerta metálica con jalador simple	unidad	30.0	342.75	10282.50	
15.06	JUNTAS					808.86
	Juntas de dilatación con material asfáltico e = 1"	M	25.50	31.72	808.86	
16.00	CAIDA ESCALONADA					15,325.97
16.01	TRABAJOS PRELIMINARES					56.34
	Limpieza y deforestación	m2	33.45	0.36	12.04	
	Trazo nivelación y replanteo en estructuras	m2	17.72	2.50	44.30	
16.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS					2016.37
	Excavación en terreno natural a mano	m3	35.32	30.32	1070.90	
	Relleno y compactación con material propio	m3	21.96	22.81	500.91	
	Relleno y compactación con material de préstamo	m3	2.10	139.36	292.66	
	Eliminación del material excedente	m3	13.36	11.37	151.90	
16.03	TRANSPORTE DE MATERIALES					316.87
	Traslado de agregados a pie de obra	m3	17.42	18.19	316.87	
16.04	OBRAS DE CONCRETO					
16.04.01	TRANSICION DE ENTRADA Y SALIDA					792.16
	Concreto F'c = 175 kg/cm2	m3	1.05	478.32	502.24	
	Cerchas de madera	Unid.	4.00	24.14	96.56	
	Enlucido con mortero cemento .arena :1 : 3 , e = 1.5 cm	m2	3.64	53.12	193.36	
16.04.02	CASCADA Y POZA DISIPADORA					11,851.14
	Concreto de F'C= 175 kg/cm2	m3	11.91	478.32	5696.79	
	Encofrado y desencofrado de estructuras, normal	m2	55.10	68.88	3795.29	
	Enlucido con mortero 1:3 , e = 1.5 cm	m2	44.41	53.12	2359.06	
16.05	JUNTAS					293.09
	Juntas de dilatación con material asfáltico e = 1"	M	9.24	31.72	293.09	
	COSTOS INDIRECTOS					164,800.00
A	DIRECCION TECNICA - ADMINISTRATIVA	Mes	12			151,800.00
	Ingeniero Supervisor	Mes	12	3500.00	42000.00	
	Ingeniero Residente.	Mes	12	3000.00	36000.00	
	Asistente.	Mes	12	2000.00	24000.00	
	Capacitador.	Mes	1	3000.00	3000.00	
	Coordinador.	Mes	12	1500.00	18000.00	
	Almacenero.	Mes	12	1200.00	14400.00	
	Guardián	Mes	12	1200.00	14400.00	
B	UTILES DE ESCRITORIO Y AFINES					3000.00
	Todo lo indispensable	Estim.		3000.00	3000.00	
C	IMPLEMENTOS DE SEGURIDAD	Estim.		5000.00	5000.00	5000.00
D	INPREVISTOS	Estim.		5000.00	5000.00	5000.00
PRESUPUESTO TOTAL (COSTO DIRECTO + COSTO INDIRECTO)						1'831,496.20



PRECIOS Y CANTIDADES DE INSUMOS REQUERIDOS

DESCRIPCION INSUMO	UNIDAD	PRECIO	CANTIDAD REQUERIDA	PRECIO PARCIAL	PRESUPUESTO
MANO DE OBRA				855,740.30	855,709.27
TOPOGRAFO	H-H	14.33	64.73	927.58	928.21
OPERARIO	H-H	14.33	7345.81	105,265.46	105,283.57
OFICIAL	H-H	12.34	5211.76	64,313.12	64,298.45
PEÓN	H-H	11.04	62068.31	685,234.14	685,199.04
MATERIALES				756,396.91	756,408.58
YESO	BOLZA	9.00	6.25	56.25	60.28
ESTACAS DE FIERRO DE ϕ ½"	UNID	1.50	1023.35	1535.03	1535.05
PINTURA	GALON	40.00	3.53	141.20	140.99
ALAMBRE N° 8	KG	5.50	253.27	1392.99	1393.15
ALAMBRE N° 16	KG	5.50	53.22	292.71	292.73
CLAVOS de 2 ½" a 4"	KG	6.50	196.35	1276.29	1281.58
ACERO GRADO 60	KG	3.20	2636.74	8437.57	8437.57
MADERA TORNILLO	P2	7.50	3470.85	26031.38	26037.73
MADERA EUCALIPTO	P2	1.50	239.400	359.10	359.10
TRILPEY 19 MM	PLANHA	140.00	427.83	59896.20	59898.24
CEMENTO	BOLZA	25.00	12402.91	310,072.75	310073.51
PIEDRA CHANCADA DE ϕ ¾"	M3	130.00	114.60	14898.00	14897.84
PIEDRA CHANCADA DE ϕ ½"	M3	130.00	16.79	2182.70	2182.39
GRAVA CANTO RODADO	M3	130.00	1036.61	134759.30	134759.53
ARENA GRUESA	M3	120.00	963.51	115621.20	115,621.19
ARENA FINA	M3	130.00	113.72	14783.60	14783.83
PIEDRA GRANDE	M3	130.00	122.21	15887.30	15887.58
PIEDRA MEDIANA	M3	120.00	17.97	2156.40	2156.24
AGUA	M3	2.00	752.27	1504.54	1504.52
MATERIAL DE PRÉSTAMO	M3	80.00	64.33	5146.40	5146.00
MATERIAL CLASIFICADO	M3	120.00	1.86	223.10	223.11
ASFALTO RC - 250	KG	9.50	2274.99	21612.41	21605.86
KEROSENE	GALON	18.00	16.34	294.12	294.18
TUBERÍA PVC ϕ 10"	ML	110.00	107.58	11833.80	11834.19
CURVAS PVC ϕ 10"	UNID	150.00	2.09	313.50	313.35
ABRAZADERA F° DE 1" X 10"	PZA	120.00	2.09	250.80	250.68
TAPON HEMBRA ϕ 10"	UNID	15.00	2.09	31.35	31.34
PEGAMENTO	GALON	30.00	1.57	47.10	47.0
TUBERÍA PVC SAP ϕ 4"	ML	18.00	24.99	449.82	449.82
REJILLA PARA BOCAL DE ϕ ½"	UNID	60.00	1.00	60.00	60.00
REJILLA DE SIFON ϕ 3/8	UNID	60.00	2.00	120.00	120.00
RIEL O PERFIL H	ML	50.00	6.00	300.000	300.00
COMPUERTA TIPO VOLANTE	UNID	350.00	1.00	350.000	350.0
COMPUERTA CON JALADOR	UNID	180.00	1.00	180.000	180.00
COMPUERTAS LATERALES	UNID	130.00	30.00	3900.00	3900.00



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto Profesional: "Mejoramiento Canal de Riego el Piruro"



HERRAMIENTAS Y EQUIPOS				44,974.91	44,978.35
HERRAMIENTAS MANUALES				25,647.25	25647.25
TEODOLITO	H-M	10.00	64.73	647.34	647.36
NIVEL DE INGENIERO	H-M	4.50	64.73	291.30	289.70
VIBRADOR DE 4 HP	H-M	15.00	231.99	3479.80	3479.80
COMPACTADOR TIPO PLANCHA	H-M	20.00	525.40	10507.98	10514.95
MESCLADORA DE 9-11 P3	H-M	15.00	231.99	3479.80	3479.80
WINCHA	H-M	2.10	52.00	109.20	109.20
MOTOBOMBA DE 6" X 17 HP	H-M	15.00	30.04	450.65	450.71
MOTOBOMBA MANUAL	H-P	20.00	7.83	156.68	156.68
ZIZALLA PARA CORTE DE ACERO	H-M	1.90	80.36	152.68	150.67
VALDE Y ACCESORIOS	H-M	20	2.61	52.23	52.23
INSTALCIONES PROVISIONALES				9,600.00	9,600.00
ALQUILER DE ALMACEN	ESTIM.			3600.00	
CARTEL DE OBRA	ESTIM			1000.00	
MOVILIZACIÓN DE EQUIPOS	ESTIM			5000.00	
				1'666,712.10	1'666,696.20
COSTOS INDIRECTOS					164,800.00
AISTENCIA TECNICA					151,800.00
SUPERVISOR	MES	12	3500.00	42000.000	
RESIDENTE	MES	12	3000.00	36000.000	
ASISTENTE	MES	12	2000.00	24000.000	
CAPACITADOR	MES	1	3000.00	3000.000	
COORDINADOR	MES	12	1500.00	18000.000	
ALMACENERO	MES	12	1200.00	14400.000	
GUARDIAN	MES	12	1200.00	14400.000	
UTILES DE ESCRITORIO	ESTIM			3000.000	3000.00
IMPLEMENTOS DE SEGURIDAD	ESTIM			5000.000	5000.00
INPREVISTOS	ESTIM			5000.000	5000.00
PRESUPUESTADO					1'831,496.20



FORMULA POLINOMICA

$$K = 0.4672 \frac{MOr}{MOo} + 0.1693 \frac{Cr}{Co} + 0.1669 \frac{AGr}{AGo} + 0.0821 \frac{MAVr}{MAVo} + 0.1145 \frac{EHGGr}{EHGGo}$$

LEYENDA

SIMBOLO	COMPONENTE REPRESENTATIVO	CODICO I.U	%
MO	Mano de obra	47	100
C	Cemento	21	100
AG	Grava o canto rodado	05	44.09
	Piedra chancada	05	5.59
	Arena gruesa	05	37.83
	Arena fina	04	4.84
	Piedra grande	-	5.20
	Piedra mediana	-	0.71
	Material de préstamo	-	1.68
	Material clasificado	-	0.07
MAV	Madera	43	17.57
	Acero	03	5.61
	Varios		76.82
EHGG	Equipo	48	9.22
	Herramientas manuales.	37	12.23
	Gastos generales.	-	78.55



ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

PROYECTO :	"MEJORAMIENTO CANAL DE RIEGO EL PIRURO"		
UBICACION :	DISTRITO - ENCAÑADA	PROVINCIA : CAJAMARCA	DEPARTAMENTO : CAJAMARCA

PARTIDA		CUADRILLA :		4 Peon		
ESPECIFICACION :		LIMPIEZA Y DEFORESTACION				
COSTO POR :		M2		RENDIMIENTO :		1000 M2/DIA
Código	DESCRIPCION	UNIDAD	CANT	PREC UNIT	PREC PARC.	TOTAL
	MANO DE OBRA					0.35
0147010004	PEÓN	H - H	0.032	11.04	0.35	
	MATERIALES					
	EQUIPO Y HERRAMIENTAS					0.01
0337010001	DESGASTE DE HERRAMIENTAS	%	0.030	0.35	0.01	
COSTO DIRECTO: S/.						0.36

PARTIDA		CUADRILLA :		1 TOPOGRAFO + 2 PEONES		
ESPECIFICACION :		TRAZO NIVELACION Y REPLANTEO EN ESTRUCTURAS				
COSTO POR :		M2		RENDIMIENTO :		500 M2/DIA
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANT	PREC UNIT	PREC PARC.	TOTAL
	MANO DE OBRA					0.58
0147000032	TOPOGRAFO	h h	0.016	14.33	0.22928	
0147010004	PEÓN	h h	0.032	11.04	0.35	
	MATERIALES					1.67
0229060003	YESO EN BOLSA	Bolsa	0.005	9.00	0.05	
0203310001	ESTACA DE FIERRO CORRUGADO $\phi=1/2"$ X 30	unid	1.000	1.50	1.500	
0254170007	PINTURA ESMALTE	galón	0.003	40.00	0.120	
	EQUIPOS					0.25
0337010001	DESGASTE DE HERRAMIENTA	%	0.030	0.58	0.02	
0349190003	NIVEL TOPOGRAFICO (1)	he	0.016	4.50	0.072	
0349880003	TEODOLITO (1)	he	0.016	10.00	0.16	
COSTO DIRECTO: S/.						2.50

PARTIDA		CUADRILLA :		1 OPERARIO + 8 PEON		
ESPECIFICACION :		DESIVIO PROVISIONAL DEL CAUCE DEL RIO				
COSTO POR :		M3		RENDIMIENTO :		15 M3/DIA
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANT	PREC UNIT	PREC PARC.	TOTAL
	DESCRIPCION					54.74
0147010002	OPERARIO	h-h	0.53	14.33	7.59	
0147010004	PEÓN	h-h	4.27	11.04	47.14	
	MATERIALES					
	HERRAMIENTAS Y/O EQUIPOS					1.64
0337010001	DESGASTE DE HERRAMIENTAS	%	0.03	54.74	1.64	
COSTO DIRECTO: S/.						56.38



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto Profesional: "Mejoramiento Canal de Riego el Piruro"



PARTIDA		CUADRILLA : 1 PEÓN				
ESPECIFICACION : EXCAVACIÓN EN CONGLOMERADO SUELTO A MANO						
COSTO POR : M3		RENDIMIENTO : 2.5 M3/DIA				
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANT	PREC UNIT	PREC PARC.	TOTAL
	MANO DE OBRA					35.33
0147010004	PEÓN	h-h	3.2	11.04	35.33	
	MATERIALES					
	HERRAMIENTAS Y/O EQUIPOS					1.06
0337010001	DESGASTE DE HERRAMIENTAS	%	0.03	35.33	1.06	
COSTO DIRECTO: S/.						36.39

PARTIDA		CUADRILLA : 0.05 OFICIAL + 1 PEON				
ESPECIFICACION : EXCAVACION BAJO AGUA						
COSTO POR : M3		EQUIPO : 0.5 MOTOBOMBA				
RENDIMIENTO : 1.7 M3/DIA						
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANT	PREC UNIT	PREC PARC.	TOTAL
	MANO DE OBRA					54.85
0147010003	OFICIAL	h-h	0.235	12.34	2.90	
0147010004	PEÓN	h-h	4.706	11.04	51.95	
	MATERIALES					
	HERRAMIENTAS Y/O EQUIPOS					5.17
0337010001	DESGASTE DE HERRAMIENTAS	%MO	0.03	54.85	1.65	
0348080004	MOTOBOMBA DE 6" X 17 HP	h-m	0.235	15	3.525	
COSTO DIRECTO: S/.						60.02

PARTIDA		CUADRILLA : 1 OFICIAL + 4 PEON				
ESPECIFICACION : RELLENO Y COMPACTACION MANUAL CON MATERIAL PROPIO						
COSTO POR : M3		EQUIPO : 0.75 COMPACTADOR-				
RENDIMIENTO : 26 M3/DIA						
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANT	PREC UNIT	PREC PARC.	TOTAL
	MANO DE OBRA					17.39
0147010003	OFICIAL	h-h	0.3077	12.34	3.80	
0147010004	PEÓN	h-h	1.2308	11.04	13.59	
	MATERIALES					0.28
0239050000	AGUA	m3	0.14	2.00	0.28	
	EQUIPOS					5.14
0337010001	HERAMIENTAS MANUALES	%MO	0.03	17.39	0.52	
0349030001	COMPACTADOR VIBRATORIO TIPO PLANCHA 4HP	h-m	0.2308	20.00	4.62	
COSTO DIRECTO: S/.						22.80

ESPECIFICACION : RELLENO Y COMPACTACIÓN MANUAL CON MATERIAL DE PRÉSTAMO		EQUIPO : 0.75 COMPACTADOR				
COSTO POR : M3		RENDIMIENTO : 8 M3/DIA				
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANT	PREC UNIT	PREC PARC.	TOTAL
	MANO DE OBRA					23.38
0147010003	OFICIAL	h-h	1.00	12.34	12.34	
0147010004	PEÓN	h-h	1.00	11.04	11.04	
	MATERIALES					100.28
0205010019	MATERIAL DE PRESTAMO	m3	1.25	80.00	100	
0239050000	AGUA	m3	0.14	2.00	0.28	
	EQUIPOS					15.70
0337010001	HERAMIENTAS MANUALES	%MO	0.03	23.38	0.70	
0349030001	COMPACTADOR VIBRATORIO TIPO PLANCHA 4HP	h-m	0.75	20.00	15.00	
COSTO DIRECTO: S/.						139.36



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto Profesional: "Mejoramiento Canal de Riego el Piruro"



PARTIDA						CUADRILLA : 1 PEÓN
ESPECIFICACION : ELIMINACION DEL MATERIAL EXCEDENTE A MANO EN CARRETILLA (50 m)						RENDIMIENTO : 1.4 M3/DIA
COSTO POR : M3						
	DESCRIPCION		CANTIDAD	PREC UNIT	PREC PARC.	TOTAL
	MANO DE OBRA					11.04
0147010004	PEÓN	h-h	1.00	11.04	11.04	
	MATERIALES					
	EQUIPOS					0.33
0337010001	HERAMIENTAS MANUALES	%MO	0.03	11.04	0.33	
COSTO DIRECTO: S/.						11.37

PARTIDA						CUADRILLA : 1 PEÓN
ESPECIFICACION : TRANSPORTE DE AGREGADOS A PIE DE OBRA						RENDIMIENTO : 5M3/DIA
COSTO POR : M3						
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANT	PREC UNIT	PREC PARC.	TOTAL
	MANO DE OBRA					17.66
0147010004	PEÓN	h-h	1.60	11.04	17.66	
	MATERIALES					
	EQUIPOS					0.53
0337010001	HERAMIENTAS MANUALES	%MO	0.03	17.66	0.53	
COSTO DIRECTO: S/.						18.19

PARTIDA						CUADRILLA : 1 PEON
ESPECIFICACION : TRANSPORTE DE TUBERIA DE PVC 10" A PIE DE OBRA						RENDIMIENTO : UNID/DIA
COSTO POR : UNIDAD						
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANT	PREC UNIT	PREC PARC.	TOTAL
	MANO DE OBRA					3.53
0147010004	PEÓN	h-h	0.32	11.04	3.53	
	MATERIALES					
	EQUIPOS					0.11
0337010001	HERAMIENTAS MANUALES	%MO	0.03	3.53	0.11	
COSTO DIRECTO S/.						3.64

PARTIDA						CUADRILLA : 1 PEÓN
ESPECIFICACION : EXCAVACION EN ROCA SUELTA A MANO						RENDIMIENTO : 2.5 M3/DIA
COSTO POR : M3						
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANT	PREC UNIT	PREC PARC.	TOTAL
	MANO DE OBRA					35.33
0147010004	PEÓN	h-h	3.20	11.04	35.33	
	MATERIALES					
	EQUIPOS					1.06
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	0.03	35.5	1.06	
COSTO DIRECTO: S/.						36.39



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto Profesional: "Mejoramiento Canal de Riego el Piruro"



PARTIDA		CUADRILLA : 1 PEON				
ESPECIFICACION : EXCAVACION EN TERRENO NATURAL A MANO		RENDIMIENTO : 3 M3/DIA				
COSTO POR : M3						
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANT	PREC UNIT	PREC PARC.	TOTAL
	MANO DE OBRA					29.44
0147010004	PEÓN	h-h	2.67	11.04	29.44	
	MATERIALES					
	EQUIPOS					0.88
0337010001	HERAMIENTAS MANUALES	%MO	0.03	29.44	0.88	
COSTO DIRECTO: S/.						30.33

PARTIDA		CUADRILLA : 1 PEON				
ESPECIFICACION : REFINE Y NIVELACION EN CAJA DE CANAL		RENDIMIENTO : 50 M2/DIA				
COSTO POR : M3						
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANT	PREC UNIT	PREC PARC.	TOTAL
	MANO DE OBRA					1.77
0147010004	PEÓN	h-h	0.16	11.04	1.77	
	MATERIALES					
	EQUIPOS					0.05
0337010001	HERAMIENTAS MANUALES	%MO	0.03	1.77	0.05	
COSTO DIRECTO: S/.						1.82

PARTIDA		CUADRILLA : 1 TOPOGRAFO + 1 OFICIAL + 2 PEON				
ESPECIFICACION : TRAZO Y REPLANTEO EN CANALES		RENDIMIENTO : 0.700KM/DIA				
COSTO POR : KM						
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANT	PREC UNIT	PREC PARC.	TOTAL
	MANO DE OBRA					557.18
0147000032	TOPÓGRAFO	h-h	11.43	14.33	163.79	
0147010003	OFICIAL	h-h	11.428	12.34	141.02	
0147010004	PEÓN	h-h	22.86	11.04	252.37	
	MATERIALES					89.50
0229060003	YESO BOLSA	Bolsa	0.50	9.00	4.50	
0203310001	ESTACAS DE FIERRO CORRUGADO φ=1/2" X30C CM	Unidad	50.00	1.50	75.00	
0254170007	PINTURA ESMALTE	Galón	0.25	40.00	10.00	
	EQUIPOS					206.46
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%	0.030	557.18	16.72	
0230990080	WINCHA DE 50 m.	h-e	11.43	2.10	24.00	
0349190003	NIVEL TOPOGRAFICO	h-e	11.43	4.50	51.43	
0349880003	TEODOLITO	h-e	11.43	10.00	114.3	
COSTO DIRECTO: S/.						853.13



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto Profesional: "Mejoramiento Canal de Riego el Piruro"



PARTIDA		CUADRILLA : 1 OPERARIO + 1 OFICIAL + 1 PEON				
ESPECIFICACION : E NCOFRADO Y DESENCOFADO EN CANAL RECTANGULAR		RENDIMIENTO : 100 M2/DIA				
COSTO POR : M2						
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANT	PREC UNIT	PREC PARC.	TOTAL
	MANO DE OBRA					3.12
0147010002	OPERARIO	h-h	0.08	14.33	1.05	
0147010003	OFICIAL	h-h	0.08	12.34	0.99	
0147010004	PEÓN	h-h	0.08	11.04	0.88	
	MATERIALES					65.76
0202000008	ALAMBRE NEGRO RECOGIDO Nº 8	Kg	0.200	5.50	1.10	
0202010005	CLAVOS PARA MADERA DE 3" - 4"	Kg	0.150	6.50	0.98	
0243040000	MADERA TORNILLO	P2	2.010	7.50	15.08	
0244030003	TRIPLAY DE 19 mm PARA ENCOFRADO	Plancha	0.347	140.00	48.61	
	EQUIPOS					0.09
0337010001	HERAMIENTAS MANUALES	%MO	0.03	3.12	0.09	
	COSTO DIRECTO S/.					68.97

PARTIDA		CUADRILLA: 2 OPERARIO + 2 OFIC +10 PEON				
ESPECIFICACION: CONCRETO SIMPLE DE F'c = 175 Kg/cm2		EQUIPO : 1 MESCLADORA + 1 VIBRADOR				
COSTO POR : M3		RENDIMIENTO : 12 M3/DIA				
CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PREC. UNIT	PREC. PARCIAL	TOTAL
	MANO DE OBRA					109.16
0147010002	OPERARIO	h-h	1.33	14.33	19.11	
0147010003	OFICIAL	h-h	1.33	12.34	16.45	
0147010004	PEON	h-h	6.67	11.04	73.60	
	MATERIALES					323.88
0205000004	PIEDRA CHANCADA DE ¾"	m 3	0.68	130.00	88.40	
0205010005	ARENA GRUESA	m 3	0.48	120.00	57.60	
0221000001	CEMENTO	bolsa	7.10	25.00	177.50	
0239050000	AGUA	m 3	0.19	2.00	0.38	
	EQUIPO					23.27
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	0.03	109.16	3.27	
0348010008	MEZCADORA DE 9-11 P3	h - m	0.67	15.00	10.00	
0349070004	VIBRADOR DE DE 4 HP	h - m	0.67	15.00	10.00	
	COSTO DIRECTO S/.					456.31

PARTIDA		CUADRILLA: 2 OPERARIO + 2 OFIC +8 PEON				
ESPECIFICACION: CONCRETO SIMPLE DE F'c = 175 Kg/cm2 + 30 % P.G		EQUIPO : 1 MESCLADORA + 1 VIBRADOR				
COSTO POR : M3		RENDIMIENTO : 10 M3/DIA				
CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PREC. UNIT	PREC. PARCIAL	TOTAL
	MANO DE OBRA					113.33
0147010002	OPERARIO	h-h	1.60	14.33	22.93	
0147010003	OFICIAL	h-h	1.60	12.34	19.74	
0147010004	PEON	h-h	6.40	11.04	70.66	
	MATERIALES					283.18
0205000004	PIEDRA CHANCADA DE ¾"	m 3	0.39	130.00	50.70	
0205010005	ARENA GRUESA	m 3	0.38	120.00	45.60	
0205000033	PIEDRA GRANDE	m 3	0.30	130.00	39.00	
0221000001	CEMENTO	bolsa	5.90	25.00	147.50	
0239050000	AGUA	m 3	0.19	2.00	0.38	
	EQUIPO					27.40
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	0.03	113.33	3.40	
0348010008	MEZCADORA DE 9-11 P3	h - m	0.80	15.00	12.00	
0349070004	VIBRADOR DE DE 4 HP	h - m	0.80	15.00	12.00	
	COSTO DIRECTO S/.					423.91



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto Profesional: "Mejoramiento Canal de Riego el Píruro"



PARTIDA				CUADRILLA: 2 OPERARIO + 2 OFIC + 8 PEON		
ESPECIFICACION: CONCRETO SIMPLE DE F'c = 175 Kg/cm ² + 30 % P.M				EQUIPO : SIN MESCLADORA		
COSTO POR : M3				RENDIMIENTO : 9 M3/DIA		
CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PREC. UNIT	PREC. PARCIAL	TOTAL
	MANO DE OBRA					125.93
	OPERARIO	h - h	1.778	14.33	25.48	
	OFICIAL	h - h	1.778	12.34	21.94	
	PEON	h - h	7.111	11.04	78.51	
	MATERIALES					282.68
	GRAVA O CANTO RODADO	m 3	0.39	130.00	50.70	
	ARENA GRUESA	m 3	0.38	120.00	45.60	
	PIEDRA MEDIANA	m 3	0.30	120.00	36.00	
	CEMENTO	bolsa	6.00	25.00	150.00	
	AGUA	m 3	0.19	2.00	0.38	
	EQUIPO					3.78
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	0.03	125.93	3.78	
	COSTO DIRECTO S/.					412.39

PARTIDA				CUADRILLA: 1 OPERARIO + 1 OFIC + 10PEON		
ESPECIFICACION: CONCRETO DE F'c = 140 Kg/cm ²				EQUIPO : SIN MESCLADORA		
COSTO POR : M3				RENDIMIENTO : 10 M3/DIA		
CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PREC. UNIT	PREC. PARCIAL	TOTAL
	MANO DE OBRA					109.65
	OPERARIO	h - h	0.8	14.33	11.46	
	OFICIAL	h - h	0.8	12.34	9.87	
	PEON	h - h	8.00	11.04	88.32	
	MATERIALES					327.68
	GRAVA O CANTO RODADO	m 3	0.93	130.00	120.90	
	ARENA GRUESA	m 3	0.47	120.00	56.40	
	CEMENTO	bolsa	6.00	25.00	150.00	
	AGUA	m 3	0.19	2.00	0.38	
	EQUIPO					3.29
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	0.03	109.65	3.29	
	COSTO DIRECTO S/.					440.62

PARTIDA				CUADRILLA: 2 OPERARIO + 1 OFIC + 12 PEÓN		
ESPECIFICACION: CONCRETO DE F'c = 175 Kg/cm ²				EQUIPO : SIN MESCLADORA		
COSTO POR : M3				RENDIMIENTO : 10 M3/DIA		
CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PREC. UNIT	PREC. PARCIAL	TOTAL
	MANO DE OBRA					138.78
	OPERARIO	h - h	1.60	14.33	22.93	
	OFICIAL	h - h	0.80	12.34	9.87	
	PEON	h - h	9.60	11.04	105.98	
	MATERIALES					335.38
	GRAVA O CANTO RODADO	m 3	0.76	130.00	98.80	
	ARENA GRUESA	m 3	0.51	120.00	61.20	
	CEMENTO	Bolsa	7.0	25.00	175.00	
	AGUA	m 3	0.19	2.00	0.38	
	EQUIPO					4.16
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	3	138.78	4.16	
	COSTO DIRECTO S/.					478.32



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto Profesional: "Mejoramiento Canal de Riego el Piruro"



PARTIDA				CUADRILLA: 3 OPERARIO + 3 OFIC + 9 PEÓN		
ESPECIFICACION: CONCRETO DE F'c = 210 Kg/cm ²				EQUIPO: SIN MESCLADORA		
COSTO POR : M3				RENDIMIENTO : 10 M3 /DIA		
CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PREC. UNIT	PREC. PARCIAL	TOTAL
	MANO DE OBRA					143.50
	OPERARIO	h-h	2.4	14.33	34.39	
	OFICIAL	h-h	2.4	12.34	29.62	
	PEON	h-h	7.2	11.04	79.49	
	MATERIALES					365.47
	PIEDRA CHANCADA DE ½"	m ³	0.85	130.00	110.50	
	ARENA GRUESA	m ³	0.42	130.00	54.60	
	CEMENTO	bolsa	8.00	25.00	200.00	
	AGUA	m ³	0.185	2.00	0.37	
	EQUIPO					4.31
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	0.03	143.5	4.31	
	COSTO DIRECTO S/.					513.28

PARTIDA				CUADRILLA: 1 OFICIAL + 2 PEÓN		
ESPECIFICACION: ALBANILERIA DE PIEDRA e = 0.30 ASENTADA EN CONCRETO DE F'c = 140 Kg/cm ²				EQUIPO :		
COSTO POR : M2				RENDIMIENTO : 15 M2 /DIA		
CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PREC. UNIT	PREC. PARCIAL	TOTAL
	MANO DE OBRA					18.36
	OFICIAL	h-h	0.5333	12.34	6.58	
	PEON	h-h	1.0667	11.04	11.78	
	MATERIALES					69.69
	PIEDRA GRANDE	m ³	0.231	130.00	30.03	
	CONCRETO DE F'C = 140 kg/cm ²	m ³	0.09	440.62	39.66	
	EQUIPO					0.55
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	3	18.36	0.55	
	COSTO DIRECTO S/.					88.60

PARTIDA				CUADRILLA: 1 OFICIAL + 2 PEÓN		
ESPECIFICACION: ALBANILERIA DE PIEDRA e = 0.20 ASENTADA EN CONCRETO DE F'c = 140 Kg/cm ²				EQUIPO :		
COSTO POR : M2				RENDIMIENTO : 25 M2 /DIA		
CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PREC. UNIT	PREC. PARCIAL	TOTAL
	MANO DE OBRA					11.02
	OFICIAL	h-h	0.32	12.34	3.95	
	PEON	h-h	0.64	11.04	7.07	
	MATERIALES					44.92
	PIEDRA MEDIANA	m ³	0.154	120.00	18.48	
	CONCRETO DE F'C = 140 kg/cm ²	m ³	0.06	440.62	26.44	
	EQUIPO					0.33
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	3	11.02	0.33	
	COSTO DIRECTO S/.					56.27

PARTIDA				CUADRILLA: 1 OFICIAL + 2 PEÓN		
ESPECIFICACION: ALBANILERIA DE PIEDRA e = 0.15 ASENTADA EN CONCRETO DE F'c = 140 Kg/cm ²				EQUIPO :		
COSTO POR : M2				RENDIMIENTO : 25 M2 /DIA		
CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PREC. UNIT	PREC. PARCIAL	TOTAL
	MANO DE OBRA					7.87
	OFICIAL	h-h	0.2286	12.34	2.82	
	PEON	h-h	0.4571	11.04	5.05	
	MATERIALES					32.02
	PIEDRA MEDIANA	m ³	0.12	120.00	14.40	
	CONCRETO DE F'C = 140 kg/cm ²	m ³	0.04	440.62	17.62	
	EQUIPO					0.24
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	3	7.87	0.24	
	COSTO DIRECTO S/.					40.13



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto Profesional: "Mejoramiento Canal de Riego el Piruro"



PARTIDA				CUADRILLA: 1 OPERARIO		
ESPECIFICACION: EMBOQUILLADO CON MORTERO CEMENTO ARENA C:A, 1 : 3				EQUIPO :		
COSTO POR : M2				RENDIMIENTO : 16 M2 /DIA		
CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PREC. UNIT	PREC. PARCIAL	TOTAL
MANO DE OBRA						
	OPERARIO	h-h	0.50	14.33	7.17	
MATERIALES						
	ARENA FINA	m 3	0.045	130.00	5.85	
	CEMENTO	Bolsa	0.055	25.00	1.38	
	AGUA	m 3	0.02	2.00	0.04	
EQUIPO						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	3	7.17	0.22	
COSTO DIRECTO S/.						14.66

PARTIDA				CUADRILLA: 1 OPERARIO + 0.75 PEON		
ESPECIFICACION: ENLUCIDOS CON CEMENTO ARENA C:A ,1:3 , e = 1.5 cm.				EQUIPO :		
COSTO POR : M2				RENDIMIENTO : 5 M2 /DIA		
CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PREC. UNIT	PREC. PARCIAL	TOTAL
MANO DE OBRA						
	OPERARIO	h-h	1.60	14.33	22.93	
	PEÓN	h-h	1.20	11.03	13.25	
MATERIALES						
	ARENA FINA	m 3	0.042	130.00	5.46	
	CEMENTO	Bolsa	0.41	25.00	10.25	
	AGUA	m 3	0.07	2.00	0.14	
EQUIPO						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	3	36.18	1.09	
COSTO DIRECTO S/.						53.12

PARTIDA				CUADRILLA: 1 OPER. + 1 OFIC. + 1 PEON		
ESPECIFICACION : ENCOFRADO Y DEENCOFRADO DE ESTRUCTURAS				EQUIPO :		
COSTO POR : M2				RENDIMIENTO : 100M2/DIA		
CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PREC. UNIT	PREC. PARCIAL	TOTAL
MANO DE OBRA						
	OPERARIO	h-h	0.08	14.33	1.15	
	OFICIAL	h-h	0.08	12.34	0.99	
	PEON	h-h	0.08	11.04	0.88	
MATERIALES						
	ALAMBRE NEGRO N° 8	kg	0.20	5.50	1.10	
	CLAVOS PARA MADERA DE 2"- 3	kg	0.15	6.50	0.98	
	MADERA TORNILLO	P2	2.01	7.50	15.08	
	TRIPLAY DE 19 mm ,	PLANCHA	0.35	140.00	48.61	
EQUIPO						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	0.03	3.02	0.09	
COSTO DIRECTO S/.						68.87



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto Profesional: "Mejoramiento Canal de Riego el Piruro"



PARTIDA				CUADRILLA: 1 OPERARIO. + 1 OFICIAL.		
ESPECIFICACION: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ACUEDUCTOS				EQUIPO:		
COSTO POR : M2				RENDIMIENTO : 82/DIA		
CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PREC. UNIT	PREC. PARCIAL	TOTAL
MANO DE OBRA						
	OPERARIO	h-h	1.00	14.33	14.33	
	OFICIAL	h-h	1.00	12.34	12.34	
MATERIALES						
	ALAMBRE NEGRO N° 8	kg	0.21	5.50	1.16	53.04
	CLAVOS PARA MADERA DE " - 3	kg	0.24	6.50	1.56	
	MADERA TORNILLO	P2	6.71	7.50	50.33	
EQUIPO						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	.03	26.670	0.80	0.80
COSTO DIRECTO S/.						80.51

PARTIDA				CUADRILLA : 1 OPERARIO + 2 OFICIAL		
ESPECIFICACION : ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE LOSAS Y PANTALLAS				EQUIPO		
COSTO POR : M2				RENDIMIENTO : 40 M2/DIA		
DESCRIPCION	UNIDAD	CANT	PREC UNIT	PREC PARC.	TOTAL	
MANO DE OBRA						
0147010002	OPERARIO	h-h	0.20	14.33	2.87	7.80
0147010003	OFICIAL	h-h	0.40	12.34	4.94	
MATERIALES						
0202000008	ALAMBRE NEGRO RECOGIDO N° 16	Kg	0.12	5.50	0.66	16.18
0202010005	CLAVOS PARA MADERA DE 2 1/2" - 4	Kg	0.08	6.50	0.52	
02430400000	MADERA TORNILLO	P2	2.00	7.50	15.00	
EQUIPOS						
0337010001	HERAMIENTAS MANUALES	%MO	0.03	7.80	0.23	0.23
COSTO DIRECTO: S/.						24.22

PARTIDA				CUADRILLA : 1 OPERARIO + 1 PEÓN		
ESPECIFICACION : CERCHAS DE MADERA (10 USOS)				EQUIPO		
COSTO POR : UNIDAD				RENDIMIENTO : 25 UNID / DIA		
DESCRIPCION	UNIDAD	CANT	PREC UNIT	PREC PARC.	TOTAL	
MANO DE OBRA						
0147010002	OPERARIO	h-h	0.32	14.33	4.59	
0147010004	PEON	h-h	0.32	11.04	3.53	
MATERIALES						
0202010005	CLAVOS	kg	0.005	6.50	0.03	15.78
02430400000	MADERA TORNILLO	p2	2.100	7.50	15.75	
EQUIPOS						
0337010001	HERAMIENTAS MANUALES	%MO	0.03	8.12	0.24	0.24
COSTO DIRECTO: S/.						24.14



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto Profesional: "Mejoramiento Canal de Riego el Piruro"



PARTIDA		CUADRILLA : 1 OFICIAL + 1 PEON				
ESPECIFICACION : LLENADO DE JUNTAS DE DILATAION ,e =1"		EQUIPO				
COSTO POR : ML		RENDIMIENTO : 10 ML /DIA				
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANT	PREC UNIT	PREC PARC.	TOTAL
	MANO DE OBRA					18.70
0147010003	OFICIAL	h-h	0.80	12.34	9.87	
0147010004	PEON	h-h	0.80	11.04	8.83	
	MATERIALES					12.37
0204000000	ARENA GRUESA	m3	0.05	120.00	5.76	
0213000006	ASFALTO RC - 250	Gal	0.70	9.50	6.61	
0253000000	KEROSENE INDUSTRIAL	Gal	0.48	18.00		
	EQUIPOS					0.56
0337010001	HERAMIENTAS MANUALES	%MO	0.03	18.70	0.56	
COSTO DIRECTO: S/.						31.64

PARTIDA		CUADRILLA: 1 OPERARIO + 1 OFICIAL				
ESPECIFICACION : ACERO DE REFUERZO , Fy = 4200 KG/CM2		EQUIPO : 1 CIZALLA				
COSTO POR : KG		RENDIMIENTO : 250 KG/DI				
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANT	PREC UNIT	PREC PARC.	TOTAL
	MANO DE OBRA					0.85
0147010002	OPERARIO	h-h	0.03	14.33	0.46	
0147010003	OFICIAL	h-h	0.03	12.34	0.39	
	MATERIALES					3.47
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOGIDO N° 16	Kg	0.02	5.50	0.11	
0203020003	ACERO CORRUGADO Fy = 4200 Kg/cm2 ,GRADO 60	Kg	1.05	3.20	3.36	
	EQUIPOS					0.09
0337010001	HERAMIENTAS MANUALES	%MO	0.03	0.85	0.03	
0337030000	CIZALLA PARA CORTE DE ACERO	h-m	0.03	1.90	0.06	
COSTO DIRECTO: S/.						4.41

PARTIDA		CUADRILLA : 1 PEÓN				
ESPECIFICACION : EXCAVACION MANUAL DE ZANJAS PARA TUBERIA DESIFON, H= 1.00 m.						
COSTO POR : ML		RENDIMIENTO : 5 ML/DIA				
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANT	PREC UNIT	PREC PARC.	TOTAL
	MANO DE OBRA					17.66
0147010004	PEON	h-h	1.6	11.04	17.66	
	MATERIALES					
	HERRAMIENTAS Y/O EQUIPOS					0.53
0337010001	DESGASTE DE HERRAMIENTAS	%	0.03	17.66	0.53	
COSTO DIRECTO: S/.						18.19



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto Profesional: "Mejoramiento Canal de Riego el Piruro"



PARTIDA		CUADRILLA : 1 OPERADOR + 1 PEON				
ESPECIFICACION : CAMA DE APOYO CON MATERIAL SELECCIONADO PARA LATUBERIA DE SIFON		EQUIPO : 1 COMPACTADOR				
COSTO POR : ML		RENDIMIENTO : 40 ML/DIA				
DESCRIPCION		UNIDAD	CANT	PREC UNIT	PREC PARC.	TOTAL
MANO DE OBRA						5.07
0147010002	OPERARIO	h-h	0.200	14.33	2.87	
0147010004	PEON		0.200	11.04	2.21	
MATERIALES						10.79
0205010017	MATERIAL CLASIFICADO	m3	0.089	120.00	10.68	
0239050000	AGUA	m3	0.054	2.00	0.11	
HERRAMIENTAS Y/O EQUIPO						4.15
0337010001	DESGASTE DE HERRAMIENTAS	%	0.030	5.07	0.15	
0349030001	COMPACTADOR VIIBRATORIO TIPO PLANCHA	h - m	0.200	20.00	4.00	
COSTO DIRECTO: S/.						20.01

PARTIDA		CUADRILLA : 1 OPERADOR + 1 PEON				
ESPECIFICACION : RELLENO Y COMPACTACION DE ZANAJAS CON MATERIAL PROPIO SELECCIONADO		EQUIPO : 1 COMPACTADOR				
COSTO POR : M3		RENDIMIENTO : 8 M3/DIA				
DESCRIPCION		UNIDAD	CANT	PREC UNIT	PREC PARC.	TOTAL
MANO DE OBRA						25.37
0147010002	OPERARIO	h-h	1.000	14.33	14.33	
0147010004	PEON	h-h	1.000	11.04	11.04	
MATERIALES						0.10
0239050000	AGUA	m3	0.050	2.00	0.10	
HERRAMIENTAS Y/O EQUIPOS						10.76
0337010001	DESGASTE DE HERRAMIENTAS	%	0.030	25.37	0.76	
0349030001	COMPACTADOR VIIBRATORIO TIPO PLANCHA	h - m	0.500	20.00	10.00	
COSTO DIRECTO: S/.						36.23

PARTIDA		CUADRILLA : 1 OPERARIO + 1 OFICIAL + 3 PEÓN				
ESPECIFICACION : INSTALACION DE TUBERIA DE PVC ϕ 10" + PRUEBA HIDRAULICA		EQUIPO : 0.75 MOTOBOMBA				
COSTO POR : ML		RENDIMIENTO : 80 ml /DIA				
DESCRIPCION		UNIDAD	CANT	PREC UNIT	PREC PARC.	TOTAL
MANO DE OBRA						5.97
0147010002	OPERARIO	h-h	0.100	14.33	1.43	
0147010003	OFICIAL	h-h	0.100	12.34	1.23	
0147010004	PEON	h-h	0.300	11.04	3.31	
MATERIALES						119.57
0230460036	PEGAMENTO PARA PVC	Gal	0.015	30.00	0.45	
0272000079	TUBERIA PVC ϕ = 10"	m	1.030	110.00	113.30	
	ABRAZADERA DEFIERRO DE 10"	Unid	0.020	120.00	2.40	
0239050000	AGUA	m3	0.059	2.00	0.12	
0272040030	TAPON HEMBRA PVC PARA AGUA	Unid	0.020	15.00	0.30	
0272050024	CURVA DE 10" * 45	unidad	0.020	150.00	3.00	
HERRAMIENTAS Y/O EQUIPOS						2.18
0337010001	DESGASTE DE HERRAMIENTAS	%	0.03	5.97	0.18	
0348440002	BALDE PRUEBA Y ACCESORIOS	h - m	0.025	20.00	0.50	
0348820001	MOTOBOMBA MANUAL	h - m	0.075	20.00	1.50	
COSTO DIRECTO: S/.						127.72



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Proyecto Profesional: "Mejoramiento Canal de Riego el Piruro"



PARTIDA		CUADRILLA : 1 OPERARIO + 1 PEON				
ESPECIFICACION : ENROCADO CON PIEDRA SECA		EQUIPO :				
COSTO POR : M2		RENDIMIENTO : 10 M2/DIA				
DESCRIPCION		UNIDAD	CANT	PREC UNIT	PREC PARC.	TOTAL
MANO DE OBRA						20.30
0147010002	OPERARIO	h-h	0.800	14.33	11.46	
0147010004	PEON	h-h	0.800	11.04	8.83	
MATERIALES						52.00
0205000008	PIEDRA GRANDE	m3	0.400	130.00	52.00	
HERRAMIENTAS Y/O EQUIPOS						0.61
0337010001	DESGASTE DE HERRAMIENTAS	%	0.030	20.30	0.61	
COSTO DIRECTO: S/.						72.90

PARTIDA		CUADRILLA : 1 OPERARIO + 1 PEON				
ESPECIFICACION : COLOCACION DE TUBERIA PVC SAP 4" PARA SUPRESION		EQUIPO :				
COSTO POR : ML		RENDIMIENTO : 40 ML/DIA				
DESCRIPCION		UNIDAD	CANT	PREC UNIT	PREC PARC.	TOTAL
MANO DE OBRA						5.07
0147010002	OPERARIO	h-h	0.200	14.33	2.87	
0147010004	PEON	h-h	0.200	11.04	2.21	
MATERIALES						18.90
2720000008	TUBERIA PVC SAP ϕ =2"	m	1.050	18.00	18.90	
HERRAMIENTAS Y/O EQUIPOS						0.15
0337010001	DESGASTE DE HERRAMIENTAS	%	0.030	5.07	0.15	
COSTO DIRECTO: S/.						24.13

PARTIDA		CUADRILLA : 1 OPERARIO + 1 PEON				
ESPECIFICACION : COLOCACION DE REJILLA DE ACERO CORRUGADO ϕ 1/2" EN VENTANA DE CAPTACION		EQUIPO :				
COSTO POR : UNIDAD		RENDIMIENTO : 1 UNID/DIA				
DESCRIPCION		UNIDAD	CANT	PREC UNIT	PREC PARC.	TOTAL
MANO DE OBRA						202.96
0147010002	OPERARIO	h-h	8.000	14.33	114.64	
0147010004	PEON	h-h	8.000	11.04	88.32	
MATERIALES						60.00
0203310001	REJILLA DE ACERO CORRUGADO	Unidad	1.000	60.00	60.00	
HERRAMIENTAS Y/O EQUIPOS						6.09
0337010001	DESGASTE DE HERRAMIENTAS	%	0.030	202.96	6.09	
COSTO DIRECTO: S/.						269.05

PARTIDA		CUADRILLA : 1 OPERARIO + 1 OFICIAL				
ESPECIFICACION : COLOCACION DE RIEL TIPO I		EQUIPO :				
COSTO POR : ML		RENDIMIENTO : 40 ML /DIA				
DESCRIPCION		UNIDAD	CANT	PREC UNIT	PREC PARC.	TOTAL
MANO DE OBRA						5.07
0147010002	OPERARIO	h-h	0.200	14.33	2.87	
0147010003	OFICIAL	h-h	0.200	11.04	2.21	
MATERIALES						50.00
0251110001	RIEL	m	1.000	50.00	50.00	
HERRAMIENTAS Y/O EQUIPO						0.15
0337010001	DESGASTE DE HERRAMIENTAS	%	0.030	5.07	0.15	
COSTO DIRECTO: S/.						55.23



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
Proyecto Profesional: "Mejoramiento Canal de Riego el Piruro"



PARTIDA		CUADRILLA : 0.5 OPERARIO				
ESPECIFICACION : COLOCACION DE TABLONES 2 x 3" X 4" (BARRAJE MOVIL)		RENDIMIENTO : 30 ML /DIA				
COSTO POR : ML		RENDIMIENTO : 30 ML /DIA				
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANT	PREC UNIT	PREC PARC.	TOTAL
	MANO DE OBRA					1.91
0147010002	OPERARIO	h-h	0.133	14.33	1.91	
	MATERIALES					25.65
0298010143	MADERA DE ECUCALIPTO	P2	17.100	1.5	25.65	
	HERRAMIENTAS Y/O EQUIPOS					0.06
0337010001	DESGASTE DE HERRAMIENTAS	%	0.030	1.91	0.06	
COSTO DIRECTO: S/.						27.61

PARTIDA		CUADRILLA : 1 OPERARIO + 1 PEÓN				
ESPECIFICACION : COLOCACION DE COMPUERTA DE FIERRO CON VOLANTE DE 0.25 x 0.50 m.		RENDIMIENTO : 1 UNIDAD /DIA				
COSTO POR : UNIDAD		RENDIMIENTO : 1 UNIDAD /DIA				
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANT	PREC UNIT	PREC PARC.	TOTAL
	MANO DE OBRA					202.96
0147010002	OPERARIO	h-h	8.000	14.33	114.64	
0147010004	PEON	h-h	8.000	11.04	88.32	
	MATERIALES					350.00
0250020003	COMPUERTA DE FIERRO CON VOLANTE DE 0.25 x 0.50 m	m	1.000	350.00	350.00	
	HERRAMIENTAS Y/O EQUIPOS					6.09
0337010001	DESGASTE DE HERRAMIENTAS	%	0.030	202.96	6.09	
COSTO DIRECTO: S/.						559.05

PARTIDA		CUADRILLA : 1 OPERARIO + 1 PEÓN				
ESPECIFICACION : COLOCACION DE COMPUERTA TIPO TARJETA CON JALADOR (DESARENADOR)		RENDIMIENTO : 1 UNIDAD /DIA				
COSTO POR : UNIDAD		RENDIMIENTO : 1 UNIDAD /DIA				
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANT	PREC UNIT	PREC PARC.	TOTAL
	MANO DE OBRA					202.96
0147010002	OPERARIO	h-h	8.000	14.33	114.64	
0147010004	PEON	h-h	8.000	11.04	88.32	
	MATERIALES					180.00
0250020001	COMPUERTA DE PLANCHA TIPO TARJETA CON JALADOR	m	1.000	180.00	180.00	
	HERRAMIENTAS Y/O EQUIPOS					6.09
0337010001	DESGASTE DE HERRAMIENTAS	%	0.030	202.96	6.09	
COSTO DIRECTO: S/.						389.05

PARTIDA		CUADRILLA : 1 OPERARIO + 1 PEÓN				
ESPECIFICACION : COLOCACION DE COMPUERTA TIPO TARJETA CON JALADOR SIMPLE		RENDIMIENTO : 1 UNIDAD /DIA				
COSTO POR : UNIDAD		RENDIMIENTO : 1 UNIDAD /DIA				
	DESCRIPCION	UNIDAD	CANT	PREC UNIT	PREC PARC.	TOTAL
	MANO DE OBRA					202.96
0147010002	OPERARIO	h-h	8.000	14.33	114.64	
0147010004	PEON	h-h	8.000	11.04	88.32	
	MATERIALES					173.90
0250020001	COMPUERTA DE PLANCHA TIPO TARJETA CON JALADOR	m	1.000	170.00	170.00	
0221000001	CEMENTO PORTLAND TIPO I	Bolsa	0.100	27.00	2.70	
0204000000	ARENA	m3	0.010	120.00	1.20	
0239050000	AGUA	m3	0.002	2.00	0.00	
	HERRAMIENTAS Y/O EQUIPOS					6.09
0337010001	DESGASTE DE HERRAMIENTAS	%	0.030	202.96	6.09	
COSTO DIRECTO: S/.						382.95

7.4 CRONOMA DE AVANCE FINANCIERO

DESCRIPCION	COSTO DIRECTO	1° MES	2° MES	3° MES	4° MES	5° MES	6° MES	7° MES	8° MES	9° MES	10° MES	11° MES	12° MES
INST. PROVISIONALES	9600.00	43.75 %	3.125%	3.125%	3.125%	3.125%	3.125%	3.125%	3.125%	3.125%	3.125%	3.125%	25%
BOCATOMA	197,922.96	40%	20%	20%	20%								
C. RECTANGULAR	215,878.17			70%	30%								
C. TRAPEZOIDAL	843,012.29					50%	20%	6%	6%	5%	5%	4%	4%
VERTEDEO LATER	11,319.38					100%							
DESARENADOR	15,927.26						100%						
TRANSICION	592.79								100%				
PUEHT, CANALES	42,135.38							70%	30%				
CAIDA VERTICAL	9,683.46									100%			
RAPIDAS	205,550.35			50%	25%	25%							
COND. CERRADO	28,273.91						100%						
PARTIDOR	7,961.26										100%		
SIFON	26,012.49								80%	20%			
PUEHT. PEATONAL	10,343.49											100%	
TOM. LATERALES	27,157.03												100%
GRADAS	15,325.97				80%	20%							
TOTAL COSTO DIRECTO	1666696.20	83369.184	39884.592	293774.486	168296.407	487578.3065	213103.628	80375.5034	84924.1334	57336.5725	50411.8745	44363.9816	63277.5216

Página 343

Ingeniero: Leoncio Tello Villanueva



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
 Proyecto Profesional: "Mejoramiento Canal de Riego el Piruro"





7.5.- PLANOS

- Plano UE1 Ubicación y ubicación de estructuras
- Plano PP1 Planta y perfil KM – 01
- Plano PP2 Planta y perfil KM – 02
- Plano PP3 Planta y perfil KM - 03
- Plano PP4 Planta y perfil KM - 04
- Plano PP5 Planta y perfil KM 04 + 980
- Plano S1 Secciones transversales KM - 01
- Plano S2 Secciones transversales KM – 02
- Plano S3 Secciones transversales KM – 03
- Plano S4 Secciones transversales KM - 04
- Plano S5 Secciones transversales KM 04 + 980
- Plano B1 Bocatoma
- Plano V1- D1 Vertedero lateral – Desarenador
- Plano R1 Rápida N° 1
- Plano R2 Rápida N° 2
- Plano R3 Rápida N° 3
- Plano CE1 Caída escalonada
- Plano CV1- TA1 Caída vertical – Transición para ampliación de sección
- Plano CC1 Conducto cerrado
- Plano PC Puentes canales
- Plano DC1 – TL1 – PP Divisor de caudal - tomas laterales – puentes peatonales
- Plano S Sifón.