

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



**FORMULACIÓN Y DISEÑO DEL PROYECTO DE
SANEAMIENTO UNIPAMPA-ZONA 9
ALMACENAMIENTO Y ABASTECIMIENTO
DE AGUA POTABLE**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

JULIO CESAR LOPEZ MEDINA

Lima- Perú

2007

INDICE

RESUMEN

INTRODUCCION

CAPITULO 1 : FORMULACION DEL PROBLEMA

1.1	GENERAL! DADES	02
1.2	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	04
1.3	OBJETIVO	04
1.3.1	Objetivo Principal	04
1.3.2	Objetivo especifico	05

CAPITULO 11 : DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO

2.1	UBICACIÓN DEL PROYECTO	07
2.2	UBICACIÓN GEOGRAFICA DEL PROYECTO	08
2.3	DESCRIPCION DEL SUELO, ZONIFICACION	09
2.4	POBLACION DE SATURACION	10
2.5	ETAPAS DE CRECIMIENTO URBANO	11
2.6	CALCULO DE CAUDALES DE DISEÑO	12

CAPITULO 111 : ALMACENAMIENTO DE AGUA

3.1	INTRODUCCION	15
3.2	RESERVORIO DE ALMACENAMIENTO	16
3.3	UBICACIÓN DE RESERVORIO	17
3.4	VOLUMEN DE RESERVORIO DE ALMACENAMIENTO	21
3.4.1	Volumen de regulación	21
3.4.2	Volumen contra incendio	22
3.4.3	Volumen de reserva	23
3.4.4	Alcances para el funcionamiento como parte del sistema	24

3.5	DIMENSIONAMIENTO DEL RESERVORIO DE ALMACENAMIENTO	25
3.5.1	Estructura de soporte	26
3.5.2	Deposito de almacenamiento	26
3.5.3	Losa de fondo	26
3.5.4	Cuerpo de lado	27
3.5.5	Cobertura de techo	27
3.5.6	Chimenea de ingreso	28
3.5.7	Predimensionamiento de reservorio	28

CAPITULO IV : REDES DE DISTRIBUCION DE AGUA

4.1	INTRODUCCION	37
4.2	CONSIDERACIONES BASICAS DE DISEÑO	38
4.3	TIPO DE REDES	42
4.4	CALCULO HIDRAULICO DE TUBERIA	43
4.5	ECUACION DE PERDIDA DE CARGA DE HAZEN-WILLIAMS	44
4.6	METODO DE APROXIMACIONES SUCESIVAS HARDY-CROSS	46
4.6.1	Fundamento teórico	47
4.7	CALCULO DE LINEA DE ADUCCION	49
4.8	DEFINICION Y CRITERIOS FUNDAMENTALES PARA EL DISEÑO DE LA RED	56
4.9	CALCULO DE ITERACION Y VALORES FINALES DE DISEÑO	57

CAPITULO V : METRADOS Y COSTOS DE OBRA

5.1	INTRODUCCION	61
5.2	DEFINICION DE PRESUPUESTO	61
5.3	DEFINICION DE ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS	62
5.4	PRESUPUESTO DE OBRA	63

CONCLUSIONES	70
RECOMENDACIONES	72
BIBLIOGRAFIA	74
ANEXO N° 1: PLANILLA DE METRADOS	
ANEXO N° 2: RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO PARA MUESTRA DE SUELOS	
ANEXO N° 3: PLANOS DEL PROYECTO	

INDICE DE FOTOS Y CROQUIS

Foto N° 1	Plano de ubicación de la Bocatoma UNIPAMPA	05
Foto N° 2	Plano de ubicación de UNIPAMPA ZONA 9	07
Foto N° 3	Visita a zona de proyecto UNIPAMPA Km.158 P. Sur	08
Foto N° 4	Croquis sistema de abastecimiento de agua potable	12
Foto N° 5	Ejemplo práctico de reservorio apoyado Mala.	16
Foto N° 6	Ejemplo práctico de reservorio elevado Asia.	17
Foto N° 7	Croquis lotización UNIPAMPA ZONA 9	19
Foto N° 8	Modelo de reservorio elevado tipo INTZE	26

INDICE DE TABLAS

Tala N° 1	Resultados generales del censo de vivienda 2002	03
Tala N° 2	Tabla de zonificación urbana según el RNE	09
Tala N° 3	Tabla de asignación de caudales para poblaciones según el RNE	23
Tala N° 4	Tabla de coeficientes de fricción "C" en la formula de Hazen-Williams	38
Tala N° 5	Unidades de variables de la ecuación de Hazen-Williams	45

RESUMEN

El presente Informe de Suficiencia denominado: Formulación y Diseño del Proyecto de Saneamiento UNIPAMPA-ZONA 9, Almacenamiento y Abastecimiento de Agua Potable consiste en formular alternativas técnicas y viables para el desarrollo sostenido de la zona sur de distrito de Cañete, tanto en el aspecto agroindustrial y urbano, presentándose los siguientes planteamientos por resolver y sus soluciones técnicas:

Planteamiento 1:

Se presenta un lugar cuyo nombre otorgado para fines de estudios a sido bautizado como UNIPAMPA-ZONA 9, este terreno se encuentra ubicado entre el Km. 158.00 y el Km. 159.00 de la carretera Panamericana Sur, con una área de extensión de 1km², y que estos terrenos pertenecen a la jurisdicción de la provincia de Cañete, Departamento de Lima (tomándose en cuenta que la ciudad de Cañete se encuentra en el Km. 144.50 de esta carretera), el terreno cuenta con una topografía plana ondulada de 2.5% de pendiente y esta protegido de los fuertes vientos del océano por una barrera natural de acantilados cuya altura promedio es de 150mts

Dentro de esta zona de estudio (1km²), formularemos la creación de una ciudad piloto contemplando la distribución de zonas urbanas de ocupación y expansión que llamaremos etapas (1ra etapa, 2da etapa, 3ra etapa y 4ta etapa y zona de áreas verdes) cuyos parámetros urbanísticos están acorde con el Reglamento Nacional de Edificaciones, para nuestro caso trabajaremos con zonas residenciales de densidad media R4 para un frente mínimo en lote de 7.50ml. y área mínima de 160.00m². y un total de 412 lotes para la 1ra etapa.

Planteamiento 2:

Una vez conformado el desarrollo urbano de la ciudad piloto UNIPAMPA-ZONA 9, se plantea la interrogante de cómo dotar del líquido elemento a esta zona de terreno erizado, para ello el estudio presenta la siguiente propuesta técnica:

Se realizara la toma de agua en la bocatoma proyectada denominada **BOCATOMA UNIPAMPA**, que se encuentra en la cota: 276.00m.s.n.m. y ubicado a una distancia de 41 0mts. aguas abajo y en la margen izquierda de la Bocatoma Nuevo Imperial para recepcionar un caudal de ingreso de 1000Lts/seg.(1.00M³/seg.), estas aguas serán llevadas por un canal de conducción por gravedad que realiza un recorrido de L=20.00Km. hasta entregar el liquido hasta una caja repartidora de caudales derivándose dos caudales, el primer caudal de Q=950Lts/seg. Con fines agrícolas y el segundo caudal de Q=50Lts/seg. que entra a la **Planta de Potabilización de Aguas**, esta planta se encuentra en la cota: 215.00m.s.n.m., una vez tratada el agua, la planta suministrará un caudal progresivo de Q=10.73Lts/seg. a Q=50Lts/seg. ésta realizará un recorrido de L= 4,090.58mts. mediante una tubería de conducción por gravedad hasta el reservorio elevado de estructura de concreto tipo INTZE que se encuentra localizado dentro del perímetro de la 1ra etapa de UNIPAMPA ZONA 9 a una cota de terreno de 164.00m.s.n.m. y la cota de llegada del agua será de : 193.1 Bm.s.n.m. El reservorio tendrá un volumen de almacenamiento de agua de 330.00M³, su función será del tipo cabecera y a partir e aquí realizara la distribución de agua a los 412 lotes de la 1ra etapa de este proyecto, las presiones de servicios son superiores a los 15.00mts de C.A. en los nudos principales del circuito principal, la red de distribución tanto principal y secundaria son de tubería PVC que presentan menores perdidas al momento de realizarse los cálculos hidráulicos y todos los lotes tendrán conexión domiciliaria individual.

Para ser viable este proyecto, UNIPAMPA-ZONA 9 solo requiere de un máximo de 50Lts/seg. Para el servicio de sus cuatro etapas de crecimiento y la diferencia de caudal (Q=950Lts/seg.) esta destinada para la ampliación de tierras agrícolas de la zona.

El presente informe de suficiencia evaluará una alternativa técnica para el almacenamiento y abastecimiento de agua para UNIPAMPA ZONA 9 1ra etapa, también se incluye el presupuesto de financiamiento base para las obras

hidráulicas. El estudio realizado se tomará como referencia para la ampliación de las siguientes etapas.

INTRODUCCION

El presente Informe de Suficiencia denominado: Formulación y Diseño del Proyecto de Saneamiento UNIPAMPA-ZONA 9, Almacenamiento y Abastecimiento de Agua Potable que la facultad de Ingeniería Civil tiene a bien promover, busca evaluar la factibilidad técnica y económica mas rentable para lograr el objetivo específico desarrollar la zona sur de Cañete, mediante el fomento e impulso de la agroindustria y en consecuencia el desarrollo de nuevas zonas urbanas de crecimiento.

El Proyecto de **UNIPAMPA-ZONA 9**, Almacenamiento y Abastecimiento de Agua se encuentra ubicado entre el Km. 158 y el Km. 159 de la Carretera Panamericana Sur, presenta una topografía plana ondulada con una ligera pendiente de 2.5%, el terreno predominante es arenoso producto del transporte eólico de fuertes vientos desde la zona de la mar hacia las costas, podemos decir que esta zona es eriaza aun no habitada.

El presente Informe de Suficiencia contempla la creación de una ciudad piloto denominada UNIPAMPA-ZONA 9 en un área de extensión de 1Km² formulando la ocupación progresiva por etapas (1ra Etapa, 2da Etapa, 3ra Etapa, 4ta Etapa),

El presente informe de suficiencia consiste en realizar el estudio a nivel de perfil de proyecto para, posteriormente, analizar si es aceptable una inversión tanto privada o nacional para la dotación de agua en la nueva urbanización que se proyecta crearla, este estudio contempla, además de suministro de agua, la evacuación y rehúso de las aguas servidas en el riego de parque, jardines y sectores de áreas verdes destinadas para ello.

Al concluir los trabajos de investigación y pre-dimensionamiento de suministro de agua, se puede concluir que es factible la dotación de agua a UNIPAMPA ZONA 9, mediante el transporte del líquido por gravedad y llenado a un deposito de concreto (tanque elevado), para desde aquí y por gravedad y con la altura piezometrica mínima según reglamento, servir de agua a cada lote habilitado de la nueva urbanización, también se debe incluir que este procedimiento es solo para la primera etapa, posteriormente, y observándose la respuesta de vivienda y desarrollo de la zona, se ampliara la cobertura de agua.

CAPITULO 1

FORMULACION DEL PROBLEMA

1.1.- GENERALIDADES

El presente Informe de Suficiencia que la Facultad de Ingeniera Civil a promovido, busca evaluar la factibilidad técnica y económica mas rentable para la zona en estudio denominado UNIPAMPA-ZONA 9, Provincia de Cañete y Departamento de Lima.

El Informe de Suficiencia UNIPAMPA-ZONA 9, Almacenamiento y Abastecimiento de Agua se encuentra ubicado entre el Km. 158 y el Km. 159 de la Carretera Panamericana Sur, es de topografía plana ondulada con una pendiente promedio de 2.5%, el terreno predominante es arenoso, donde en la actualidad se puede denominar como zona eriaza aun no habitada.

La idea principal es ampliar la frontera agrícola y urbana de las ciudades de Cañete, Imperial y Nuevo Imperial que se encuentran asentados en la cuenca del Río Cañete hacia el lado Sur, en forma visual se ha podido constatar in-situ en la visita de campo efectuada entre el 19 y 22 de Enero del presente año, que el terreno se acondiciona para un proyecto urbano planificado por etapas, no debemos olvidar que las tierras de la Cuenca del Río Cañete producen para la presente campaña los siguientes productos 1: Ají amarillo, ajos, Algodón, Arveja, Camote amarillo, Camote morado, Cebolla, Fresa, Frijol, Haba, Maíz morado, Pallar, Pepino, Tomate, Vainita, Yuca, Zapallo, Hortalizas.

¹ Informe WALSH EIA Variante Cañete

En los últimos años la densidad poblacional de las ciudades de Lima a aumentado según el cuadro adjunto:

AMBITO/PROVINCIA	SUPERFICIE KM2	DENSIDAD POBLACIONAL 1993	DENSIDAD POBLACIONAL 2002
Departamento de LIMA	34796.86	186.20	222.68
Región LIMA	32126.46	21.50	23.68
Barranca	1355.87	85.90	90.50
Cañete	4574.91	33.90	38.01

FUENTE: INEI - Resultados Generales del Censo de Población y Vivienda 2002

El comportamiento de la densidad está asociada al desarrollo de actividades de producción, principalmente agrícola intensiva, agroindustrial e industriales, en esta medida la provincia de Cañete alcanzan una de las mayores tasas de densidad poblacional, debido principalmente a la infraestructura económica existente, caso de la Carretera Panamericana y algunas carreteras de penetración, así como los sistemas de comunicación y la instalación de instituciones gubernamentales (Ministerio de Agricultura, Ministerio de Salud, Ministerio de Educación, SENAMI, etc.) y el afán de desarrollo de sus pobladores.

El presente Informe de Suficiencia contempla la creación de una ciudad piloto denominada UNIPAMPA ZONA-9 en un área de extensión de 1Km² formulando la ocupación progresiva por etapas (1ra Etapa, 2da Etapa, 3ra Etapa, 4ta Etapa), se analiza al detalle la ocupación de 412 lotes de vivienda de 160.00 m² como mínimo, y dentro de los próximos 15 años llegar a tener un dominio de 1789 lotes de vivienda en sus 04 Etapas mas la incorporación progresiva de áreas verdes en un sector destinado para tal fin.

El presente Informe de Suficiencia consiste en realizar los diseños hidráulicos de calculo de reservorio para un volumen $V=330.00m^3$ del tipo elevado y las redes de distribución de agua potable para la 1ra etapa (412 Lotes) dentro de los parámetros y exigencias que solicita el **REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES** para; de esta forma; cubrir la demanda de la población de saturación, También debemos de calcular el costo que demanda la obra para su ejecución posterior.

1.2.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Conforme lo descrito líneas arriba podemos plantear los siguientes problemas o interrogantes para presentar soluciones y hacer viable un proyecto de inversión.

- a) Por su carácter de ciudad piloto, el proyecto contempla la necesidad de abastecer de agua potable a esta zona y que ésta sea la aceptable dentro de los parámetros que solicita la OMS (Organización Mundial de Salud).
- b) Necesidad de contar con un financiamiento que permita el desarrollo del proyecto y de la ejecución de las obras a ser consideradas por inversionistas privados y/o nacionales.
- c) En la etapa del estudio del proyecto se evaluarán los posibles impactos ambientales a ser minimizados en el transcurso de la ejecución de las obras y posterior servicio de estas. Mencionaremos algunos de estos impactos:
 - Deposito final de material excedente de obra.
 - Por la expectativa de trabajo es posible que se originen asentamientos humanos alrededor de la ciudad piloto.
 - Transformación física da zona al momento de complementar los estudios de electrificación para la zona.

1.3.- OBJETIVOS

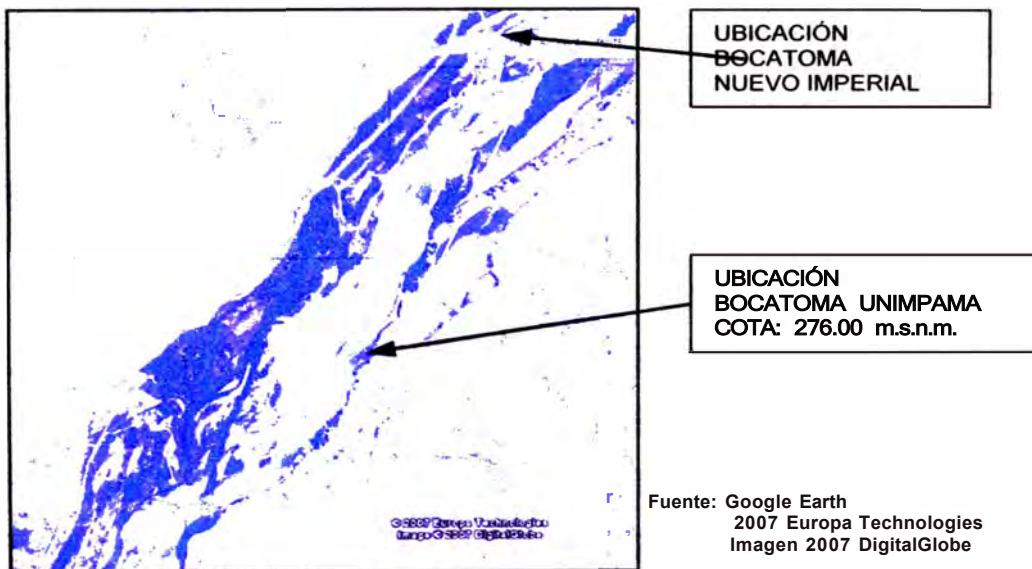
1.3.1.-OBJETIVO PRINCIPAL

Presentar una alternativa viable para la ampliación de frontera agrícola y urbana bajo un plan de desarrollo agroindustrial y urbano emprendido por las entidades gubernamentales o municipales y evitar la saturación del casco urbano de las ciudades de Cañete, Imperial y Nuevo Imperial. Esto será posible debido a que para incentivar el desarrollo de la nueva zona urbana el proyecto contempla la dotación de agua potable para esta zona, de esta forma se crearán nuevos Centros Urbanos organizados y con sistemas básicos de saneamiento para un tiempo de 20 años.

1.3.2.-OBJETIVOS ESPECIFICOS

Como objetivos específicos daremos solución a los problemas planteados líneas anteriores:

- a) Presentar una alternativa viable para la ampliación de frontera urbana bajo un plan de desarrollo urbano emprendido por las entidades gubernamentales y/o municipales con participación de la inversión privada en zonas o terrenos considerados eriazos, también se resolvería el problema de suministro de agua, por lo que se plantea traer el líquido elemento de la bocatoma proyectada denominada **BOCATOMA UNIPAMPA**, que se encuentra en la cota: 276.00m.s.n.m. y ubicado a una distancia de 410mts. Aguas abajo de la Bocatoma Nuevo Imperial para recepcionar un caudal de ingreso de 1000lts/seg. (1.00M³/seg.), tal como observamos en el gráfico adjunto:



Plano de Ubicación de Bocatoma **UNIPAMPA**

Estas aguas serán llevadas por un canal de conducción por gravedad que realizará un recorrido de $L=20.00\text{Km}$. hasta entregar el líquido a una caja repartidora de caudales derivándose dos caudales, el primer caudal de $Q=950\text{lts/seg}$. con fines agrícolas y el segundo caudal de $Q=50\text{lts/seg}$., este caudal es la que requiere y entra a la **Planta de Potabilización de Agua**, cuya ubicación UTM está en la coordenada N 8'544,771.20 y en la coordenada E 355,302.02 a una cota: 21 Sm.s.n.m. De este punto el agua tratada realizará un recorrido de $L= 4,090.58\text{mts}$. mediante una tubería de conducción por gravedad enterrado hasta el reservorio elevado que se

encuentra localizado dentro del perímetro de la 1ra etapa de UNIPAMPA ZONA 9 a una cota de terreno de 164.00m.s.n.m. y la cota de llegada del agua será de: 193.18m.s.n.m. El reservorio tendrá un volumen de almacenamiento de agua de 330.00M³, su función será del tipo cabecera y a partir de aquí realizara la d istribución de agua a los 412 lotes de la 1ra etapa de este proyecto. Se tomó esta opción por la que el río Cañete tiene un caudal medio anual de: 10.00M³/seg. y el proyecto de Saneamiento UNIPAMPA SECTOR-9 solo requiere de 47.06Lts/seg. proyectados a la total población de saturación dentro de los próximos 15 años. Debemos de conocer que el crecimiento planteado es por etapas y la 1ra etapa requiere solamente de un caudal de $Q=10.73\text{Lts/seg.}$, posteriormente se incrementará el caudal conforme aumenta el crecimiento de etapas hasta alcanzar los 47.06Lts/seg .

- b) Para salvar el suministro de agua potable al proyecto UNIPAMPA ZONA-9, se proyecta un Reservorio tipo INTZE elevado con capacidad para almacenar un volumen de 330.00 M³ (ver plano IH-01 Instalaciones Hidráulicas), esta solución es viable desde el punto de vista de mantenimiento y operación de la caseta de válvulas, a su vez que de emplear este tipo de reservorio garantizamos la presión de trabajo para cada vivienda en la línea de distribución principal y distribuciones secundarias.

Cabe mencionar que el Reservorio proyectado solamente realizará su servicio a la 1ra Etapa.

- c) Se realizará el estudio técnico para estimar los costos de construcción de Reservorio y sus instalaciones hidráulicas, Redes de Agua Principales y Secundarias y Conexiones Domiciliarias.

CAPITULO 11

DESCRIPCION GENERAL ◊ EL PROYECTO

2.1.- UBICACIÓN DEL PROYECTO

El área donde se efectuara el proyecto "ALMACENAMIENTO Y ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE UNIPAMPA-ZONA 9 (Área=100Has.) se encuentra ubicado en el Distrito de Cañete Provincia de Cañete y Departamento de Lima, a la altura entre el Km. 158 y el Km. 159 de la Carretera Panamericana Sur.

El acceso principal se realiza por la carretera panamericana sur y se encuentra a 15 minutos de la Ciudad de Cañete en movilidad propia tal como muestra el registro geográfico adjunto:



Fuente: Google Earth
2007 Europa Technolog,es
Imagen 2007 o,g,talGlobe

2.2.- UBICACIÓN GEOGRAFICA DEL PROYECTO

- Por el Norte: Con terrenos eriazos.
- Por el Sur: Con terrenos eriazos.
- Por el Este: Con terrenos eriazos.
- Por el Oeste: Con la Carretera Panamericana Sur y el Océano Pacifico.

Según el registro fotográfico adjunto muestra el kilometraje respecto a la Carretera Panamericana Sur:



Las Coordenadas geográficas para el polígono de 1 km² son:

DESCRIPCION	COORDENADAS	
	Latitud	Longitud
Pto "A"	13° 11' 1.82" S	76° 21' 21.12" W
Pto "B"	13° 10' 42.94" S	76° 20' 54.09" W
Pto "C"	13° 11' 9.41" S	76° 20' 34.80" W
Pto "D"	13° 11' 28.27" S	76° 21' 01.42" W

23.- DESCRIPCION DEL SUELO, ZONIFICACION

Los Suelos en la cual se realiza el Proyecto UNIPAMPA-ZONA 9 ALMACENAMIENTO Y ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE están comprendidos en parte del área aluvial del valle del río cañete (Zona aluvial) y la zona eriaza con influencia eólica, denominada Pampa Clarita (zona arenosa), mediante exploraciones de calicatas se comprueba que la capa de arena; producto del arrastre eólico; forma un espesor de 3mts a mas hasta llegar al conglomerado con incrustaciones intermedias de caliche en capas delgadas, por lo tanto se evaluarán los resultados del Estudios de Suelos para plantear la cimentación a emplearse en este proyecto.

La zonificación del terreno se puede declarar como eriazo, por lo tanto plantearemos una zonificación de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones según copia del texto oficial:

Capitulo II Urbanizaciones

Art. 6.- Se denomina Urbanizaciones a aquellas Habilitaciones Residenciales conformadas por lotes para fines de edificación de viviendas unifamiliares y multifamiliares, así como de sus servicios públicos complementarios y su comercio local.

Art. 7.- Las Urbanizaciones pueden ser de diferentes tipos, los cuales se establecen en función a tres factores concurrentes:

- a. Densidad máxima permisible;
- b. Calidad mínima de obras y
- c. Modalidad de ejecución.

Art. 9.- En función de la densidad, las Urbanizaciones se agrupan en seis tipos, de acuerdo al siguiente cuadro:

TIPO	AREA MINIMA DE LOTE	FRENTE MINIMODE LOTE	TIPO DE VIVIENDA
1	450 M ²	15 ML	UNIFAMILIAR
2	300M ²	10 ML	UNIFAMILIAR
3	160 M ²	8 ML	UNIFAMILIAR
4	90 M ²	6 ML	UNIFAMILIAR
5	(*)	(*)	UNIFAM/MULTIFAM
6	450M ²	15 ML	MULTIFAMILIAR

- 1 Corresponde a Habilitaciones Urbanas de Baja Densidad a se ejecutadas en zonas residenciales de Baja Densidad (R1).
- 2 Corresponde a Habilitaciones Urbanas de Baja Densidad a se ejecutadas en zonas residenciales de Baja Densidad (R2).
- 3 Corresponde a Habilitaciones Urbanas de Densidad Media a se ejecutadas en zonas residenciales de Densidad Media (R3).
- 4 Corresponde a Habilitaciones Urbanas de Densidad Media a se ejecutadas en zonas residenciales de Densidad Media (R4).
- 5 (*) Corresponde a Habilitaciones Urbanas pertenecientes a programas de promoción del acceso a la propiedad privada de la vivienda.
- 6 Corresponde a Habilitaciones Urbanas de Alta Densidad a se ejecutadas en zonas residenciales de Alta Densidad (R5, R6 y R8).

De acuerdo a este Reglamento y formulando nuestro proyecto para sectores de clase media tomaremos como parámetro urbanístico Zonificación R4 y según el Plano de Lotización tendremos 412 lotes hábiles.

2.4.- POBLACION DE SATURACION

De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones según copia del texto oficial:

OS-100 CONSIDERACIONES BASICAS DE DISEÑO DE INFRAESTRUCTURA SANITARIA

1.3 POBLACION

b). Tratándose de nuevas habilitaciones para viviendas deberá considerarse por lo menos una densidad de: 6 hab./vivienda.

1.4 DOTACION DE AGUA

Si se comprobara la no existencia de estudios de consumo y no se justificara su ejecución, se considerara por lo menos para sistemas con conexiones domiciliarias una dotación de 200 lts/hab/día, en clima frío y de 250 lts/hab/día en clima templado y calido.

De acuerdo al presente texto y planteándolo en el proyecto tomaremos la referencia del índice 1.3 (b) por las siguientes razones:

- El proyecto plantea crear habilitaciones urbanas nuevas como zona de expansión de la ciudad de Cañete, a la vez de suministrar infraestructura básica de Saneamiento, las viviendas serán Unifamiliares de 02 niveles, además no cuenta con áreas de expansión, sino de saturación, por lo tanto tomaremos como Densidad de Vivienda la razón de:

$$\text{Densidad} = 6 \text{ Hab/Vivienda}$$

Por tanto, tendremos una población de saturación para las 04 etapas de:

$$\text{Población} = 1,0740 \text{ Hab.}$$

Pero, el presente informe de suficiencia realizara los cálculos hidráulicos para atender la 1ra. Etapa del presente proyecto.

- Para la dotación de consumo de agua por habitante se tomará, el valor de:

$$\text{Dotación} = 250 \text{ lts/Hab/día}$$

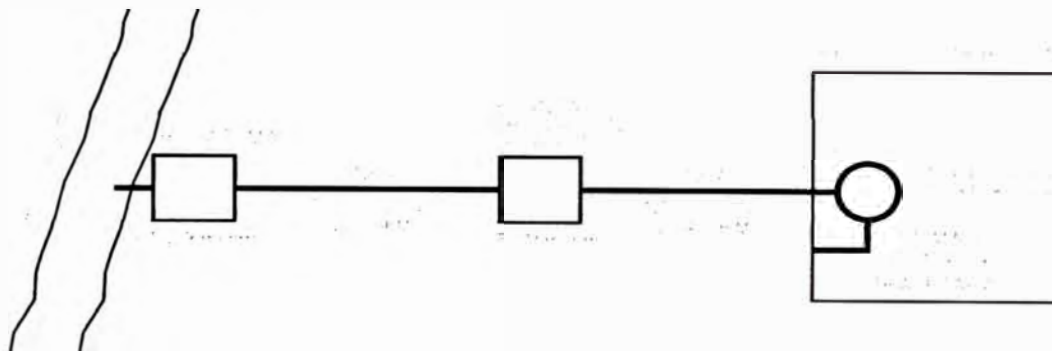
2.5.- ETAPAS DE CRECIMIENTO URBANO

El plan urbano diseñado para este proyecto plantea el crecimiento poblacional en etapas para los próximos 15 años, el modelo tomado es similar al crecimiento urbanístico de la zona de Carabayllo-Comas, así mismo, se tiene la proyección de áreas y lotes conforme al cuadro adjunto:

Etapas	Area Bruta (Has)	Area Servicio U-ta/L	Lotes
1ra Etapa	16.35	12.11	412
2da Etapa	16.49	12.37	415
3ra Etapa	16.52	12.39	416
4ta Etapa	21.69	16.27	547
Total	71.05	53.14	1,790

Proyección de lotes por área de ocupación según plano PG-1

De acuerdo al crecimiento habitacional planteado por etapas, los requerimientos para agua potable también se realizaran por etapas, es decir, se proyectará la construcción de un reservorio tipo cabecera elevado que abastecerá en forma continua y solamente a la población de la 1ra. Etapa: en detalle graficamos nuestro sistema de abastecimiento de agua potable desde la toma de agua hasta el servicio domiciliario.



SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

Es lógico que se requiere de un cálculo promedio de consumo de agua por etapas (Q_m); una vez concluida la venta y ocupación de los lotes de esta etapa se procede a proyectar la construcción de un reservorio para el suministro y abastecimiento de la 2da. Etapa y así sucesivamente hasta cubrir las 04 Etapas del proyecto; esto quiere decir que, la Planta de Potabilización de Agua tendrá que ser proyectada para dar servicio a las 04 Etapas llegado el momento, también se deberá de tener en cuenta el área destinada para la construcción de esta planta de de potabilización y su correspondiente $fract$ de conducción por gravedad para suministrar agua al reservorio. el proyecto también contempla la ubicación del área para esta contingencia.

2.6.- CALCULO DE CAUDALES DE DISEÑO

CONSUMO PROMEDIO DIARIO ANUAL (Q_m)

Nos permite definir el Consumo Medio Diario como el promedio de los consumos diarios durante un año de registro, expresado en litros/seg., de no existir registros se calcula así:

$$Q_m = \frac{\text{Dotacion(litros / Hab. / Dia)} \times \text{Poblacion(Hab)}}{86400} \text{ litros l. seg.}$$

Para la Población de la 1ra Etapa :

$$\text{Poblacion} = 4 \text{ l } 2 \text{ lotes} \times 6 \text{ hab. l lote} = 2472 \text{ Hab.}$$

$$Q_m = \frac{250 \text{ litros/Hab.l Dia} \times 2472 \text{ Hab}}{86400} \text{ litros l. seg.}$$

$$Q_m = 7.15 \text{ litros/seg.}$$

CONSUMO MAXIMO DIARIO (Qmd)

Nos permite definir el Consumo en el día mas critico (máxima demanda) que debe ser necesariamente satisfecho, se expresa en litros/seg., se calcula de la siguiente manera:

$$Qmd = K1 \times Qm \quad (\text{litros/seg.})$$

donde : $K1$: *Coficiente de variacion de Consumo Maximo Diario segun RNE varia de 1.2 - 1.5,*
Tomaremos $K1 = 1.5$

Entonces:

$$Qmd = 1.5 \times 7.15 \text{ litros Iseg.}$$

$$Qmd = 10.73 \text{ litros/seg.}$$

CONSUMO MAXIMO HORARIO (Qmh)

Nos permite definir la hora de máximo consumo en un día, se expresa en litros/seg., se calcula así:

$$Qmh = K2 \times Qm \quad (\text{litros/seg.})$$

donde: $K2$: *Coficiente de variacion de Consumo Maximo Diario segun RNE: $K2 = 2.5$ para poblaciones de 2000 a 10000 habitantes,*
Tomaremos $K2 = 2.5$

Entonces:

$$Qmh = 2.5 \times 7.15 \text{ litros/seg.}$$

$$Qmh = 17.88 \text{ litros/seg.}$$

Por tanto, de estos valores de consumo podemos proyectar la dotación para las etapas siguientes, ver siguiente cuadro:

Etapas	Area Bruta (Has)	Area Serv. (Has)	Qm (lts/seg)	Qmd (lts/seg)	Qmh (lts/seg)	Lotes
1ra Etapa	16.35	1211	7.15	10.73	17.88	412
2da Etapa	16.49	12.37	7.30	10.95	18.26	415
3ra Etapa	16.52	12.39	7.32	10.97	18.29	416
4ta Etapa	21.69	16.27	9.60	14.41	24.01	547
Total	71.05	53.14	31.37	47.06	78.44	1,790

Proyección de lotes por área de ocupación según plano PG-1

Con el resultado del Caudal Medio Diario Total: 47.06Lts/seg. Podremos proyectar la capacidad de servicio de la Planta de Potabilización de Agua y que esta a su vez se diseñará con la condición de prestar el servicio con el suministro del caudal desde la 1ra etapa ($Q=1$ Q.73Lts/seg.) hasta completar la ocupación de las cuatro etapa ($Q=47.06$ Lts/seg.).

CAPITULO 11

ALMACENAMIENTO DE AGUA

3.1.- INTRODUCCION

Los reservorios de almacenamiento juegan un papel importante en los sistemas de distribución de agua, su importancia se manifiesta en el comportamiento hidráulico del sistema y en el mantenimiento de un servicio eficiente

Un reservorio de almacenamiento debe cumplir los siguientes propósitos fundamentales:

- Compensar las variaciones de consumo que se producen durante el día por uso de las aguas por los usuarios.
- Mantener un volumen adicional para casos de emergencia tales como incendios e interrupciones por daños de tuberías de aducción, estas ayudaran a que el servicio de agua no sea interrumpida en lo posible.
- Regular las presiones en la red de distribución, ósea de entrega a los consumidores.
- Poder aumentar la presión en los lugares de nivel alto de la población.
- Estar en una ubicación estratégica de preferencia en el centro de gravedad de la urbanización para facilitar las reparaciones y mantenimiento de la misma.
- Ser estéticamente aceptable para el entorno urbano, porque formara parte del paisaje urbano nuevo.

3.2.- RESERVORIO DE ALMACENAMIENTO

Los reservorios pueden clasificarse con respecto al nivel del terreno en:

- Enterrados y Semi enterrados,
- Apoyados y
- Elevados,

Cada condición esta supeditado a las razones de servicio; las denominaciones están indicando la posición del deposito de agua con respecto al suelo.

Reservorios Enterrados y Semi enterrados.-

Son aquellos que tienen el depósito de agua totalmente enterrados o semi-enterrados, se les conoce también como **CISTERNAS**.

Las formas mas empleadas son las rectangulares y circulares, esta última presenta ventajas para la resistencia de las presiones interiores.

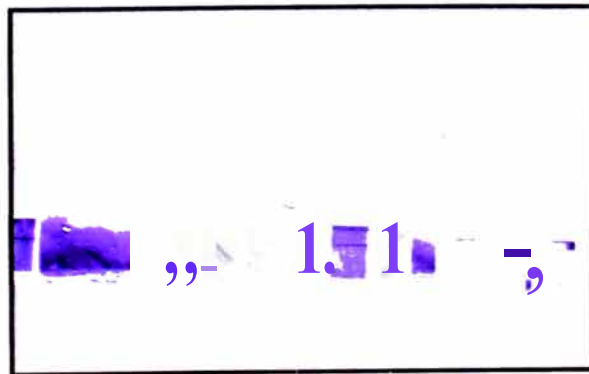
Los materiales empleados para su construcción pueden ser de albañilería de piedra, ladrillo y concreto armado.

Reservorios Apoyados.-

Estos reservorios son aquellos cuya cimentación y piso están directamente colocados sobre la superficie del terreno.

Las formas mas empleadas son las rectangulares y circulares, esta última presenta ventajas para la resistencia de las presiones interiores.

Los materiales empleados en su construcción pueden ser de albañilería de piedra, ladrillo, concreto armado y metálicos según su capacidad de abastecimiento.



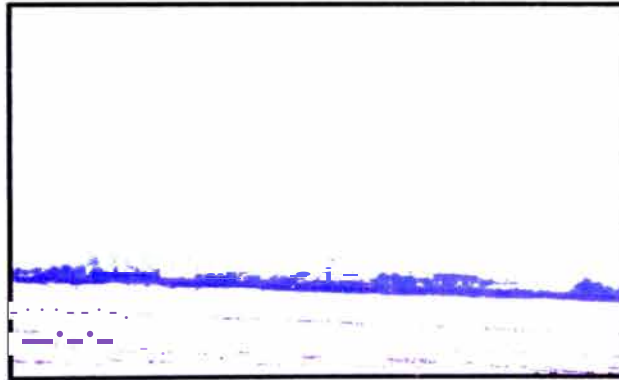
EJEMPLO PRÁCTICO DE UN RESERVORIO APOYADO-MALA

Reservorios Elevados.-

En reservorios elevados se distinguen 02 elementos fundamentales como se describe a continuación:

Estructura de Soporte.- Esta directamente relacionada con la altura de nivel de agua para mantener la presión requerida, también sirve de soporte para el depósito de almacenamiento, podemos encontrar las compuestas por columnas, arriostradas por vigas circulares o paredes circulares.

Deposito de Almacenamiento.-También denominado "CUBA", contiene el volumen del líquido almacenado y su capacidad, es función de la demanda existente. La forma se elige teniendo en cuenta factores económicos, y en algunos casos para no alterar la arquitectura de los edificios vecinos.



EJEMPLO PRÁCTICO DE UN RESERVORIO ELEVADO-ASIA

3.3.- UBICACIÓN DE RESERVORIO.-

La ubicación del reservorio esta determinado principalmente por la necesidad de mantener una presión de servicio dentro de los límites recomendados, estas presiones en la red de distribución deberán de ser:

- Para la demanda máxima horaria la presión dinámica no será menor de 10mts. de columna de agua y presión máxima: 50mts. de columna de agua.
- La presión estática no será mayor de 50mts. De columna de agua.

Siendo las presiones de servicio que se requieren para las que las redes de distribución trabajen sin ninguna falla, la ubicación del reservorio esta necesariamente influenciada por la topografía y por las zonas de mayor consumo. Para nuestro proyecto, se trata de una topografía plana y asumiendo

gastos de consumo homogéneo el lugar ideal del reservorio a de ser el centro de la localidad, con lo cual lograremos una distribución con menores perdidas de carga, ahora la existencia de zonas elevadas en el área a urbanizar será un aspecto de consideración para lograr la mejor ubicación del reservorio para satisfacer los rangos de presión establecidos por el Reglamento Nacional de Edificaciones, También debemos de definir que tipo de reservorio usaremos para nuestro proyecto, por lo tanto clasificaremos los reservorios por su función en: cabecera y flotantes.

Reservorios de Cabecera.-

A este tipo de reservorio se le alimenta directamente de la captación o planta de tratamiento, pudiendo ser la línea de conducción por gravedad o por bombeo.

Estos reservorios pueden ser apoyados principalmente en las laderas de los cerros muy cerca ala habilitación urbana o elevados según la necesidad del servicio, por razones topográficas y análisis económico.

Estos reservorios abastecen directamente a la población.

Reservorios Flotantes.-

Los reservorios flotantes son los típicos reguladores de presión, casi siempre son elevados y se caracterizan por que la entrada y la salida del agua lo hacen por la misma tubería.

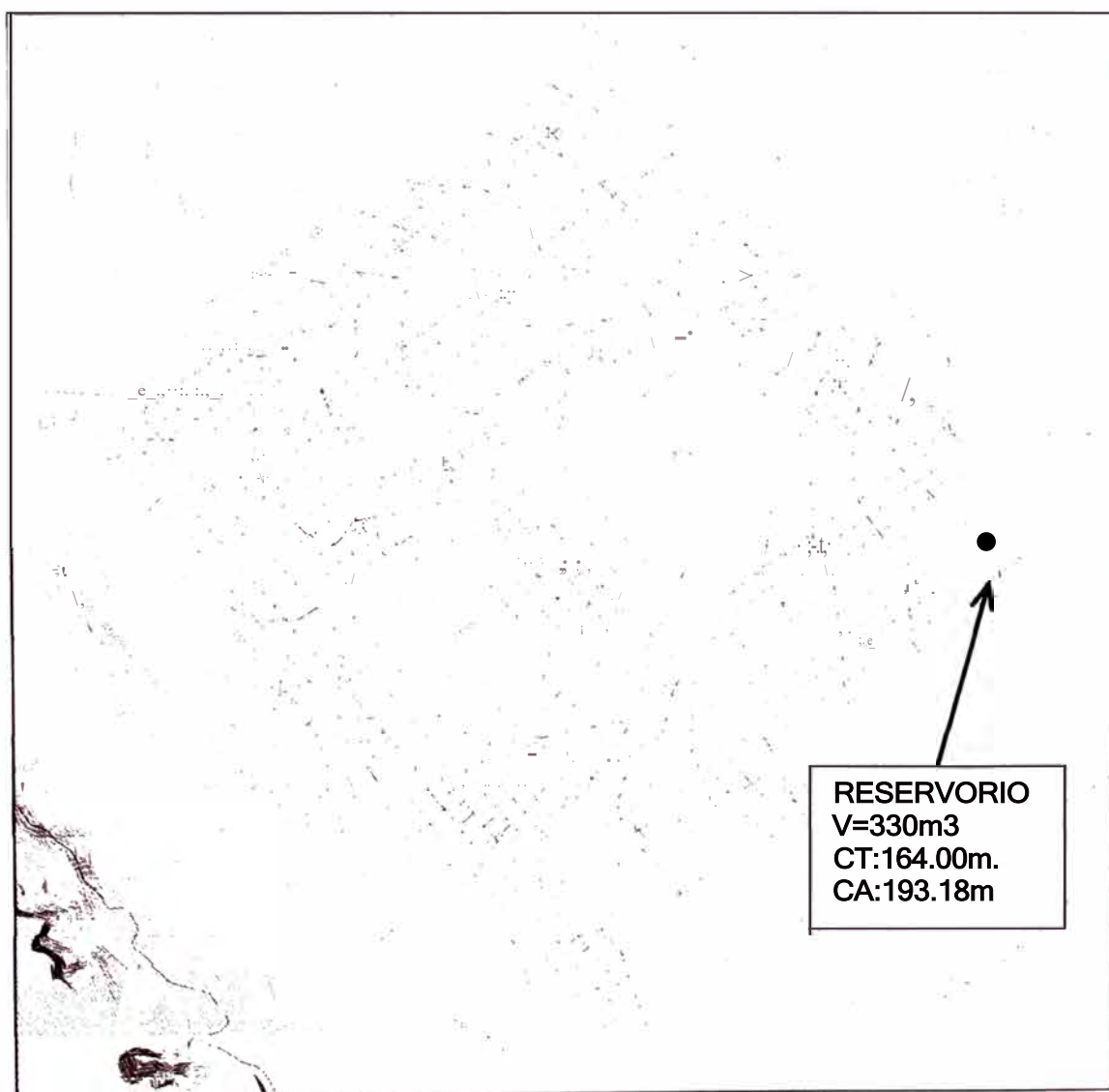
Cuando la presión es alta, es decir, que la producción es mayor que el consumo, el reservorio se llena; y al contrario, cuando el consumo sobrepasa el rendimiento de la fuente el agua del reservorio desciende para sumarse a la del abastecimiento, manteniéndose así casi constante la presión o la carga en la zona de servicio por el reservorio.

Ahora, conocemos el concepto de función de cada uno de los reservorios mencionados, luego, tenemos que hacer mención al reglamento nacional de edificaciones que dice:

"Reservorios, características e instalaciones.- los reservorios deberán ser diseñados como reservorios de cabecera. Su tamaño y forma responderán a la topografía y calidad del terreno, volumen de almacenamiento, presiones

necesarias y materiales de construcción a emplearse. La forma de los reservorios no debe representar estructuras de elevados costos."

Bajo estos previos conceptos y según los estudios realizados, el reservorio adoptado ha de ser del tipo INTZE elevado y su ubicación se encuentra en la cota de terreno 164.00 m.s.n.m. en el centro del Parque N°3 desde donde será abastecido mediante una línea de conducción por tuberías de PVC-UF 06" desde la Planta de Potabilización de Agua Crudas recorriendo una longitud de $L= 4,093.58\text{mts.}$ y el descanso de aguas en la cuba tendrá una cota de 193.18m s n m con una carga de columna de agua en llegada de 12.91mts.



1ra ETAPA UNIPAMPA SECTOR-9, SE MUESTRA LA UBICACIÓN DEL RESERVORIO EN EL PARQUE N°3

Accesorios de control.-

Cámara de Válvulas.-

Es un ambiente físico donde se ubican todos los accesorios que son necesarios para el funcionamiento del reservorio. En los reservorios elevados se encuentra debajo de la cuba pero al ras del terreno, en los reservorios apoyados se ubica junto al reservorio.

Todo reservorio debe contar con las siguientes tuberías:

- a. Tubería de Entrada.- Su boca de descarga, casi siempre se coloca en la parte alta del reservorio, el diámetro esta definido por la línea de conducción, debe tener un by-pass para atender situaciones de emergencia así como situaciones de limpieza y mantenimientote del deposito con agua.
- b. Tubería de Salida.- Ubicada en la parte baja y debe de estar prevista de una canastilla de succión, el diámetro esta definido por el diámetro de la matriz de la distribución, el by-pass de la tubería de ingreso se conecta a esta tubería para seguir manteniendo la alimentación continua en un breve intervalo de tiempo mientas se realiza el mantenimiento y/o reparaciones del deposito con agua.
- c. Tubería de Limpieza.-Destinada a efectuar la eliminación de tierras y arenas que puedan arrastrar las aguas. Los fondos de los reservorios están preparados para esta operación, con la inclinación de 1% hacia la tolva de salida. El diámetro debe determinarse para que facilite el vaciado del reservorio en un periodo de 1 a 2 horas.
- d. Tubería de Rebose.- Para impedir que se genere un presión sobre el techo del reservorio, el diámetro esta determinado por la altura de la cámara de aire, también se le puede hacer una arteria de rebose, generalmente la descarga de limpieza y la de rebose se conectan a un mismo tubo.

Caseta de Control.-

La caseta debe tener los siguientes accesorios para una correcta operación y mantenimiento:

- a. Medidor.- Se instala en la tubería de salida, y permitirá determinar los volúmenes de agua entregados en forma diaria, así como las variaciones del gasto, también se pueden determinar desperdicios y usos no controlados.
- b. Accesorios.- Válvula de compuerta, tees, codos, unión flexible, etc.

- c. Indicador del Nivel del Agua.- Colocado para tener lectura desde el exterior. El reservorio debe tener un sistema de ventilación con protección adecuada para impedir la penetración de insectos y de otros animales, se recomienda utilizar tubos en "U" invertida protegidos con rejillas o telas metálicas.

3.4.- VOLUMEN DEL RESERVORIO DE ALMACENAMIENTO

Para determinar la capacidad del reservorio se tiene que tener en cuenta los siguientes factores:

- Compensación de las variaciones de consumo,
- Reserva para incendio en caso lo amerite,
- Reserva para daños o interrupciones del sistema,
- Funcionamiento como parte del sistema.

Es así como el volumen total de almacenamiento estará conformado por el volumen de regulación, volumen contra incendio y volumen de reserva.

$$VRESERV. = VREGULAC. + V C.f. + VRESERVA$$

Donde: V_c : Volumen contra incendio,

3.4.1.- Volumen de Regulación.-

El consumo de agua por una población es variable para los distintos días del año y aun para un mismo día, para sus distintas horas, siendo prácticamente imposible que se pueda seguir el ritmo de esas oscilaciones desde la fuente, por lo que se hace necesario disponer en los sistemas de agua, de depósitos de regulación.

El reservorio como parte del sistema de agua, debe permitir que las demandas máximas que se producen en los consumos sean satisfechas a cabalidad, al igual que cualquier variación en los consumos registrados durante el día.

Es posible calcular la capacidad que deben tener los reservorios para atender las necesidades impuestas por las variaciones de consumo valiéndose de los datos de observación horaria del mismo.

Esta determinación se hace a partir del diagrama de masa, en la que se grafica los consumos acumulados hora a hora, según la variación horaria investigada para la población; y la curva de producción, también acumulada, se calcula mediante el gasto de entrada o producción.

La curva de volúmenes consumidos se denomina "demanda" y la curva de gastos de entrada se le conoce como "oferta".

Dependiendo de cómo sea la alimentación al reservorio, por gravedad o por bombeo, el volumen de regulación es diferente, más aun, si es por bombeo el volumen varía dependiendo de los horarios de bombeo.

Cuando se comprueba la no disponibilidad de esta información, se deberá adoptar como mínimo el 25% del promedio anual de la demanda como capacidad de regulación, siempre que el suministro de la fuente de abastecimiento sea calculado para 24 horas de funcionamiento. En caso contrario deberá ser determinado en función al horario del suministro.

Por lo tanto, tratándose de un proyecto de habilitación urbana nueva, tenemos:

Datos de diseño :

$Q_{md} = 10.73 \text{ lis/seg.}$

$Hab .I Lote = 6 \text{ Hab .I Lote .}$

$Poblacion = 2,472 \text{ Habi tan tes.}$

$V_{regulac.} = 0.25xQ_{md} , \quad \text{del } R.N.E.$

$V_{regulac.} = 231.75 \text{ M}^3.$

3.4.2.- Volumen Contra Incendio.-

Es indispensable poder atender, en casos extraordinarios como los incendios, entrega de volúmenes de agua mayores a los normales, lo que se debe proveerse en el almacenamiento.

En redes de distribución se asignan gastos de incendio de 15lts/seg. En cada hidrante y de acuerdo a la importancia y densidad de la zona a servir.

POBLACION	SERVICIO
< 10,000 Habitantes	-
10,000 - 100,000 Habitantes	2 Grifos: t _{min.} = 2 horas 1 en zona residencial con 2 grifos
>100,000 Habitantes	1 en zona industrial con 3 grifos t _{min.} = 2 horas

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones - Sistema de Abastecimiento de Agua

En los casos que se considere demanda contra incendio para poblaciones menores a 10,000 habitantes, deberá asignarse un volumen mínimo adicional de acuerdo al siguiente criterio:

- 50 m³ para áreas destinadas netamente a vivienda.
- Para áreas destinadas a uso comercial o industrial deberá calcularse utilizando el gráfico para agua contra incendio de sólidos adjunto, considerando un volumen aparente de incendio de 3000 metros cúbicos y el coeficiente de apilamiento respectivo, Independientemente de este volumen los locales especiales (Comerciales, Industriales y otros) deberán tener su propio volumen de almacenamiento de agua contra incendio.

UNIPAMPA Zona 9 1ra Etapa llegara a contar con una población de 2,472 habitantes que es menor a los 10,000 habitantes; entonces; no necesariamente se requiere una demanda de hidrantes, pero si tomaremos en cuenta la dotación para viviendas de:

$$V_{\text{contra - incendio}} = 50.00 \text{ M}^3.$$

3.4.3.- Volumen de Reserva.-

Las recomendaciones para la estimación del volumen de agua para las reservas de emergencia, tienen un amplio margen de variación y van desde cero hasta volúmenes equivalentes a varios días de consumo.

El almacenamiento de grandes volúmenes de agua se justifica en las ciudades donde existe algún peligro de falla en el sistema o en el régimen de la fuente de captación. Desde este punto de vista cada ciudad es un caso particular. Por ejemplo: si la fuente es de manantiales y la conducción por

gravedad, el almacenamiento por emergencia puede ser menor que si la fuente es un sistema de pozos y conducción por bombeo.

Considerar reservas para emergencia indudablemente es gravar fuertemente el costo de las obras, ya que ello implica la construcción de grandes reservorios.

Los casos mas comunes que ocurren es que la línea de conducción pueda sufrir daños que mantendrían una situación de déficit en el suministro de agua mientras se hace las reparaciones pertinentes, es aconsejable un volumen adicional que de oportunidad a restablecer la conducción de aguas hasta el reservorio.

De ser el caso, deberá justificarse un volumen adicional de reserva.

Para UNIPAMPA Zona 9 se esta considerando un volumen de reservas para usos de emergencias en una hora del flujo del caudal medio diario:

$$V_{reserva} = 1 \text{ hora} \times Q_{md}$$

$$V_{reserva} = 1 \text{ hora} \times 10.73 \frac{\text{litros}}{\text{seg.}} \times \frac{3600 \text{ seg.}}{1 \text{ hora}} \times \frac{1 \text{ M}^3}{1000 \text{ litros}}$$

$$V_{reserva} = 38.63 \text{ M}^3$$

Por lo tanto, si sumamos cada uno de estos volúmenes obtendremos el volumen que requiere el reservorio.

$$V_{RESERVORJO} = V_{REGULAC.} + V_{C.f.} + V_{RESERVA}$$

$$V_{RESERVORJO} = 231.75 \text{ m}^3 + 50.00 \text{ m}^3 + 38.63 \text{ m}^3$$

$$V_{RESERVORJO} = 320.38 \text{ m}^3$$

Redondeando la cifra con quedaremos con el valor de:

$$V_{RESERVORJO} = 330.00 \text{ m}^3$$

3.4.4.- Alcances para un Funcionamiento como parte del Sistema.-

En algunas ocasiones los reservorios de almacenamiento sirven de almacenamiento parcial y de tanque de bombeo o rebombeo a otras redes más altas, simultáneamente a su condición de servicio para una red baja.

En estas condiciones para los proyectos de gran envergadura deberían darse condiciones especiales para determinar la capacidad del reservorio.

Según recomendaciones del Ing. José Ignacio Arocha Pinto de su libro: "Abastecimiento de Aguas, Teoría y Diseño" tenemos:

Se consideraran las siguientes reservas para la capacidad del reservorio:

- a. Para compensación de consumo 40% del gasto diario medio anual.
- b. Para compensación de gastos de bombeo, si se bombea de un reservorio de almacenamiento o de la red correspondiente, abastecidos por una fuente continua a otra red o reservorio: 25% del gasto diario medio anual bombeado.
- c. Para compensación de gastos de rebombeo, si se rebombee de un reservorio o de una red correspondiente, abastecidos por bombeo a otra red o reservorio: 12.50% del gasto diario medio anual bombeado.

Por tanto, en términos generales se puede decir que resulta más ventajoso proveer varios reservorios ubicados en diferentes zonas de servicio, que un solo reservorio con capacidad mayor para atender a todo el sector. Aun cuando el costo de construcción de varios reservorios resulta casi invariablemente mayor que uno solo, ello se llega a compensar con redes de menor diámetro y mayores facilidades de mantenimiento y limpieza.

Justamente, este es el proceso que estamos planteando para la ampliación de las 04 Etapas de urbanización y saneamiento, que cada sector tenga su propio reservorio de abastecimiento y atender la demanda respectiva de sus pobladores.

3.5.- DIMENSIONAMIENTO DEL RESERVORIO DE ALMACENAMIENTO

Para el proyecto de reservorio elevado para la 1ra. Etapa de UNIPAMPA SECTOR 9, se ha optado por una forma circular que es económica tanto en refuerzo estructural como en diseño arquitectónico que es el reservorio elevado de forma circular tipo INTZE, pudiendo constituir junto con otros elementos del entorno en un lugar atractivo para la recreación familiar.

En el diseño de reservorios elevados debemos considerar dos aspectos: la estructura de soporte y el depósito de almacenamiento.



FOTO N°8: MODELO TIPICO
DE UN RESERVORIO
ELEVADO, OBSERVESE LOS
ELEMENTOS DE LA
ESTRUCTURA DE SOPORTE

3.5.1.- Estructura de Soporte.-

Sirve de soporte al depósito de almacenamiento, su altura esta relacionada con la presión a la cual ha sido diseñada hidráulicamente, dentro de la diversidad de opciones, tenemos las mas comunes como arriostre de columnas y vigas; y la de paredes tubulares, que es la que el presente proyecto a optado por diseñar y a la vez como la que de muestra en la imagen.

También se debe de tener en cuenta la capacidad portante del terreno por la cual se diseñara una cimentación capaz de soportar el peso de la estructura de concreto.

3.5.2.- Depósito de Almacenamiento.-

Alberga el volumen del líquido almacenado y su capacidad que a la vez es función de la demanda existente, la forma en que se presenta no es determinante en el diseño, sin embargo, estudios económicos y estructurales inciden para lograr el mejor aprovechamiento de los materiales y el diseño arquitectónico, pueden presentarse en las siguientes formas:

- a. Esféricas.- Presenta la menor cantidad de área de paredes para un volumen determinado y tiene la ventaja de que toda ella está sometidas a esfuerzos de compresión y tensión simple, lo cual se refleja en menores espesores. Su mayor desventaja radica en que para lograr este depósito de concreto armado obliga a encofrados de elevados costos.
- b. Paralelepípedo.- Debido a sus formas rectas producen momentos que obligan a espesores mayores y refuerzos también mayores, sin embargo, el costo del encofrado es aceptable. Otras formas de paralelepípedo que

reducen los momentos por empuje de agua son aquellas que tienden a la forma cilíndrica, tales como los hexágonos, octágonos, etc.

- c. Cilíndrica.- En reservorios de forma cilíndrica, las paredes sometidas a esfuerzos de tensión simple representan ventajas estructurales, pero también tienen las desventajas de habilitación de encofrado.

Para nuestro proyecto elegiremos un reservorio de forma cilíndrica por razones obvias, ahora pasaremos a describir cada uno de los elementos:

El depósito está conformado por cuatro partes bien definidas:

3.5.3.- Losa de Fondo.-

La losa de fondo que generalmente es plana, está soportada sobre vigas, que transmiten la carga a las columnas, cuando los volúmenes son considerablemente mayores de 200m³, los fondos planos pueden presentar deformaciones considerables, conllevando a disponer de mayor número de apoyos; en estos casos es más recomendable las secciones abovedadas apoyando al depósito en un anillo, el cual está sometido a tracciones originadas por el empuje de la cúpula esférica.

Cuando las tracciones en la viga son excesivas, se emplean las losas de fondo mixtas llamadas FONDOS DE INTZE compuesta por una parte interior esférica, logrando que la viga no resulte fatigada por fuerza longitudinal.

3.5.4.- Cuerpo de lado.-

A la pared lateral del depósito de líquido también se le llama CUBA y debe tener la forma cilíndrica, ya que ofrecen un mejor comportamiento estructural.

3.5.5.- Cobertura o Techo.-

La cobertura puede ser plana (para pequeños depósitos) o en forma de cúpula esférica, que en su parte superior deben tener una linterna de iluminación.

3.5.6.- Chimenea de Ingreso.-

La chimenea de ingreso esta ligada a la losa de fondo, y es por la cual se ingresa al reservorio para su mantenimiento.

3.5.7.- Predimensionamiento del reservorio.-

Especificaciones de Diseño:

El volumen de almacenamiento útil del reservorio deberá ser de 330.00m³.

La cota de nivel de terreno donde se cimentara las bases del reservorio es: 164.00 mts.

La cota de nivel de agua, estando el reservorio lleno, será de 193.18 mts. sobre el nivel del terreno.

Para volúmenes de formas económicas cilíndricas tenemos las siguientes formulas:

$$Vol = Area \times H \text{ m}^3.$$

$$Area = \frac{1}{4} \pi r \times D^2 \text{ m}^2.$$

Por lo tanto:

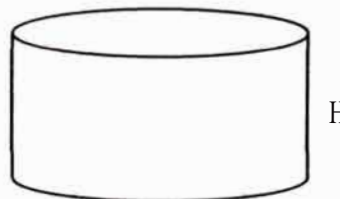
$$Volumen = \frac{1}{4} \pi r \times D^2 \times H \text{ m}^3.$$

por recomendaciones de seccion circular: $D = 2H$ a $4H$

Tomaremos: $D = 3H$

Luego tenemos:

$$Volumen = \frac{9}{4} \pi r \times H^3 \text{ m}^3.$$



$$D = 3H$$

De donde, redondeando valores tenemos:

$$H = 3.60 \text{ mis.}$$

$$D = 10.80 \text{ mis.}$$

Ahora, vamos a revisar con otros cálculos si nuestra aproximación inicial de medida de diseño esta correcto:

Para esto vamos a revisar el depósito tipo INTZE, que se deben dimensionar de tal forma que se anulen los empujes sobre la viga circular de fondo, que une la pared cónica con la esférica, veamos:

Por equilibrio de fuerzas, según la figura:



Para V1: en el eje Y-Y

$$\sum F_y = 0$$

$$W1 = C_e \times \text{Sen}/31$$

$$\delta. V1 = C_e \times \text{Sen}/31$$

Por lo tanto :

$$C_e = \frac{y \cdot V1}{\text{Sen}/31}$$

Para V2:

$$\sum F_y = 0$$

$$W2 = C_v \times \text{Sen}/32$$

$$\delta. V2 = C_v \times \text{Sen}/32$$

Por lo tanto :

$$C_v = \frac{y \cdot V2}{\text{Sen}/32}$$

Ahora, en el eje X-X

$$\sum F_x = 0$$

$$C_e \times \text{Cos}/31 = C_v \times \text{Cos}/32$$

reemplazan do:

$$\frac{y \cdot V1}{\text{Sen}/31} \cdot \text{Cos}/31 = \frac{y \cdot V2}{\text{Sen}/32} \cdot \text{Cos}/32$$

$$\frac{V1}{\text{Tan}/31} = \frac{V2}{\text{Tan}/32}$$

Donde:

V1 = Volumen sobre la cúpula esférica.

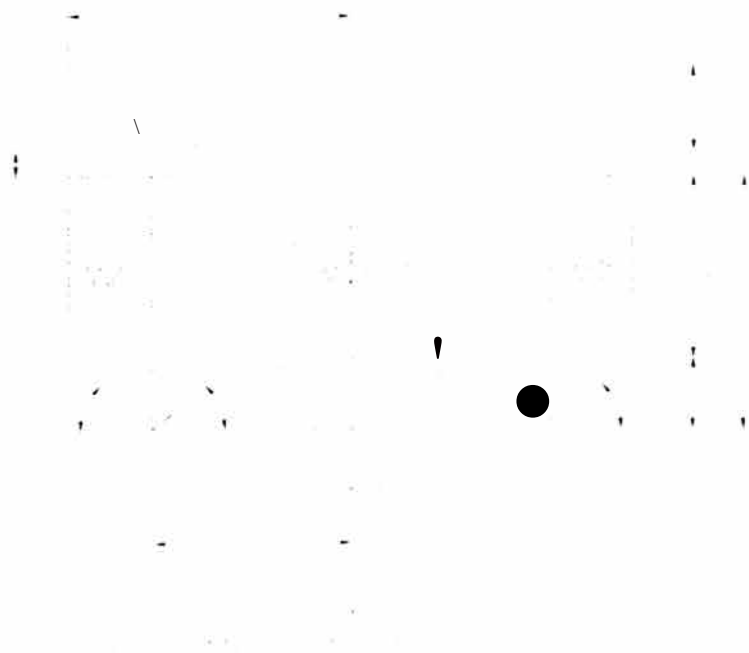
V2= Volumen sobre la superficie cónica.

81 = Angulo interior formado por el horizonte y la tangente a la curva.

82= Angulo interior formado por el horizonte y la tangente a la curva.

Determinación de las dimensiones principales.-

Uno de los primeros problemas en el dimensionamiento de reservorios, es determinar las principales dimensiones del deposito de almacenamiento, el cual lo vamos a hacer tomando algunas consideraciones para facilitar el calculo y que se tiene que verificar con la condición de deposito INTZE.



De la figura, se puede verificar lo siguiente:

$$V1 = \frac{1}{3} \pi r^2 h \left(\frac{3r - h}{2} \right) \quad \text{----- (1)}$$

$$V2 = \frac{\pi}{3} (a^2 - b^2) \left[\frac{1}{2} Y (2a + h) + Z (2h + a) \right] \quad \text{----- (2)}$$

$$\tan 81 = \frac{b}{(r^2 - b^2)} \quad \text{----- (3)}$$

$$\tan P2 = \frac{(Z - Y)}{(a - b)} \text{ ----- (4)}$$

$$2.r.f = b^2 + f^2 \text{ ----- (5)}$$

$$2.R.F = a^2 + f^2 \text{ ----- (6)}$$

Consideraciones para el pre-dimensionamiento:

- a. Una primera aproximación es considerar los volúmenes V1 y V2 a nivel de "Y" iguales, por lo tanto:

$$V1 = r b l Z$$

$$V2 = r.(a^2 - h^2).Z$$

igualando los volúmenes :

$$r.(a^2 - b^2).Z = r b^2 .Z$$

de donde:

$$b = \frac{a}{2} \text{ ----- (7)}$$

- b. Considerando $\theta = 45^\circ$

De la ecuación (3) :

$$b^2 = r^2 - b^2$$

de donde:

$$r = b \sqrt{2} \text{ ----- (11)}$$

De la ecuación (4) :

$$Z - Y = a - b$$

de donde haciendo :

$$Z = a \text{ ----- (fil)}$$

$$Y = h \text{ ----- (IV)}$$

Asumiremos:

$$f = a - h \text{ ----- (V)}$$

- c. Como podemos observar de las expresiones (1) al (V) . todos los valores de los elementos están en función de " a ". si reemplazamos

estos valores en (1) y (2) podemos tener una expresión para el volumen de almacenamiento "VR " en función de " a ", así:

$$VR = V1 + V2$$

$$V1 = 7! \cdot \frac{a^2}{2} \cdot a - 7! \cdot \left[a - \frac{a}{2} \cdot \frac{1}{3} \right]$$

$$V1 = 1.57 a^3 - 0.2695 a^2 \cdot (0.9024 a)$$

$$V1 = 1.327 a^3$$

$$V2 = \frac{1}{3} \left(a - \frac{a}{2} \right) \cdot 7! \cdot \left[a \cdot (a + 2 \cdot a) + \frac{a}{2} \cdot (2 \cdot a + \frac{a}{2}) \right]$$

$$V2 = 0.3067 a \cdot (4.3284 a^2)$$

$$V2 = 1.327 a^3$$

De donde:

$$VR = 2.654 a^3$$

Iterando tenemos el valor de " a ":

a (mts.)	VR (M3)
4.80	293.51
4.85	302.78
4.90	312.24
4.95	321.90
5.00	331.75
5.05	341.80

Tenemos como primera aproximación el valor de a= 5.05mrs.

d. Para el caso de las cúpulas, se recomienda los valores de:

$$F = \frac{1}{2} a \quad a \quad \frac{1}{5} \cdot a$$

Tornando un valor intermedio consideramos:

$$F = \frac{1}{3} a \quad \text{-----} \quad \text{-(VII)}$$

Luego por geometría:

$$R = a^2 + (a - F)^2$$

de donde:

$$R = \frac{5}{3} \cdot a \text{ ----- (n11)}$$

Criterios para dimensionar:

- a. Las expresiones del (1) al (VII) las emplearemos para una primera aproximación de las medidas del deposito, las mismas que se irán afinando, ya que al considerar la chimenea ce acceso y al redondear las cifras vamos a obtener valores no consistentes que debemos ajustar haciendo prevalecer la condición de deposito INTZE y del volumen util del reservorio; es decir:

$$\frac{(VI - Vch)}{\tan \beta l} = \frac{V2}{\tan /32}$$

Además:

$$Valm. = VI + V2 - Vch$$

Donde:

Valm. = Volumen de almacenamiento del reservorio.

Vch. = Volumen de chimenea.

$$Vch = \frac{\pi \cdot D^2 \cdot (Z - f)}{4}$$

Donde " O " es el diámetro exterior de la chimenea.

- b. Al obtener de la primera aproximación, valores para el volumen de almacenamiento, menores al volumen útil, notamos de una primera apreciación, que podemos aumentar el volumen obtenido si reducimos "f", con la consiguiente variación de "r", minimizando los ángulos '11, '12 y Y, manteniendo el resto de los valores constantes.

De la expresión (5).

$$r = \frac{(b^2 + f^2)}{2 \cdot f} \text{ ----- (/ x)}$$

Manteniendo $B_1 = B_2$, tenemos:

$$\tan \beta_1 = \tan \beta_2$$

$$\frac{(Z - Y)}{(a - b)} = \frac{b}{r^2 - b^2}$$

De donde:

$$y = Z - b \frac{(a - b)}{r^2 - b^2} \text{-----(X)}$$

Calculo de las dimensiones principales.-

Para una primera aproximación utilizaremos los valores obtenidos del (I) al (VIII)

y luego hacemos variar "f" hasta obtener el volumen deseado:

De las iteraciones:

$$a = 5.04 \text{ mts.}$$

de (I):

$$b = \frac{a}{2}$$

$$b = 3.56 \text{ mis.}$$

de (II):

$$r = b \sqrt{2}$$

$$r = 5.04 \text{ mis.}$$

de (III):

$$Z = a$$

$$Z = 5.04 \text{ mis.}$$

de (IV):

$$Y = b$$

$$Y = 3.56 \text{ mis. de (V):}$$

$$l = a - h$$

$$f = 1.48 \text{ mis.}$$

Con los valores iniciales y las formulas planteadas iteramos hasta obtener nuestro volumen deseado y observando que los ángulos $r, 1= B2$ se mantengan en un valor próximo a 45° :

a	b	Z	O	f	r	y	V1	V2	Vch.	Valm.	ANG.
5.04	3.56	5.04	2.00	1.48	5.04	3.56	169.97	169.97	11.20	328.73	45.00
5.05	3.56	5.05	2.00	1.43	5.17	3.63	171.53	172.98	11.38	333.12	43.62
5.06	3.56	5.06	2.00	1.38	5.30	3.70	173.08	175.99	11.57	337.50	42.23
5.07	3.56	5.07	2.00	1.33	5.45	3.77	174.62	179.00	11.76	341.86	40.82
5.08	3.56	5.08	2.00	1.28	5.61	3.83	176.15	182.01	11.95	346.21	39.40
5.09	3.56	5.09	2.00	1.23	5.79	3.90	177.67	185.03	12.14	350.56	37.97

Finalmente, luego de observar los resultados y acotarlos en dibujos cad, tenemos:

$$a = 5.05 \text{ mts.}$$

$$b = 3.56 \text{ mts.}$$

$$Z = 5.05 \text{ mts.}$$

$$f = 1.43 \text{ mts.}$$

$$r = 5.15 \text{ mts.}$$

$$Y = 3.62 \text{ mts.}$$

Para la cúpula tenemos:

De la ecuación (VII):

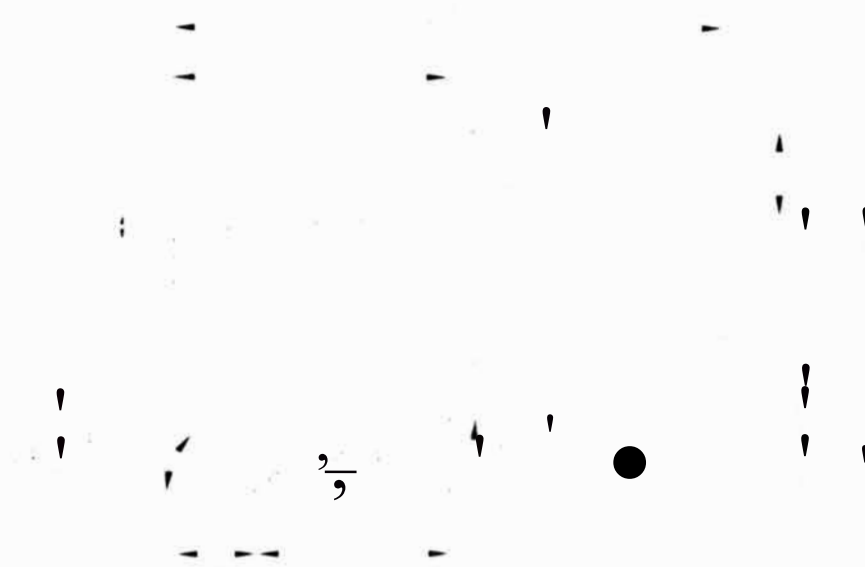
$$F = \frac{1}{3} a$$

$$F = 1.68 \text{ mts.}$$

De la ecuación (VIII):

$$R = \frac{5}{3} a$$

$$R = 8.43 \text{ mis.}$$



CAPITULO IV

REDES DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE

4.1.- INTRODUCCION

Una vez definido la forma de abastecimiento y la ubicación del reservorio dentro de UNIPAMPA-ZONA 9, se procede al diseño de la red de distribución, la importancia de esta determinación radica en poder dotar a la población de una eficiente dotación de agua en forma eficiente y continua y también a una presión adecuada.

Para el diseño de la red de distribución se contemplan las condiciones mas desfavorables, para lo cual se analizaron las variaciones de consumo Las cantidades de flujo de agua en las redes están definidas por los consumos estimados en base a las dotaciones, así tenemos:

Tipo de Caudal	Simbolo	Factor	Valor(lts/seg)	Uso
Medio Anual	Qm		7.15	
Maximo Diario	Qmd	1.5	10.73	Línea de Conducción
Maximo Horario	Qmh	2.5	17.88	Red de Distribución

Las presiones deben satisfacer las condiciones máximas y mínimas, esto a de aplicarse para las diferentes situaciones de análisis que pueda ocurrir, con esto, podemos mantener presiones de servicio mínimas que sean capaces de llevar agua al interior de las viviendas y limitaciones máximas tales que no

provoquen daños en las conexiones y que permitan el servicio sin mayores inconvenientes de uso.

4.2.- CONSIDERACIONES BÁSICAS DE DISEÑO

Caudal de diseño.-

La red de distribución se calculará con la cifra que resulte mayor al comparar el gasto máximo horario con la suma del gasto máximo diario más el gasto contra incendios para el caso de habilitaciones en que se considere demanda contra incendio.

Análisis hidráulico.-

Las redes de distribución se proyectarán, en principio, en circuito cerrado formando malla. Su dimensionamiento se realizará en base a cálculos hidráulicos que aseguren caudal y presión adecuada en cualquier punto de la red.

Para el análisis hidráulico del sistema de distribución, podrá utilizarse el método de Hardy Cross o cualquier otro equivalente.

Para el cálculo hidráulico de las tuberías, se utilizarán fórmulas racionales. En caso de aplicarse la fórmula de Hazen y Williams, se utilizarán los coeficientes de fricción que se establecen en la tabla No 1. Para el caso de tuberías no consideradas en la tabla No 1, se deberá justificar técnicamente el valor utilizado.

**TABLA N° 1
 COEFICIENTES DE FRICCIÓN "C" EN LA FORMULA
 DE HAZEN-WILLIAMS**

Tipo de Tuberia	" C "
Acero sin costura	120
Acero soldado en espiral	100
Cobre sin costura	150
Concreto	110
Fibra de vidrio	150
Hierro fundido	100
Hierro fundido ductil con revestimiento	140
Hierro galvanizado	100
Polietileno	140
Poli(Cloruro de Vinilo)	150

Diámetro mínimo.-

El diámetro mínimo será de 75 mm de diámetro para uso de vivienda, y de 150 mm de diámetro para uso industrial.

En casos excepcionales, debidamente fundamentados, podrá aceptarse tramos de tuberías de 50 mm de diámetro, con una longitud máxima de 100 m si es alimentada por un solo extremo, o de 200 mm si es alimentada por los dos extremos, siempre que la tubería alimentadora sea de diámetro mayor y se localicen dichos tramos en los límites inferiores de las zonas de presión.

En los casos de abastecimiento por piletas el diámetro mínimo será de 25mm.

Velocidad.-

La red de distribución se debe calcular considerando la velocidad y presión del agua en las tuberías. La velocidad máxima será de 3 mts/seg. No se permitirán puntos muertos en la red, siendo la velocidad mínima de 0.60 mts/seg. debiendo terminar necesariamente en válvulas para purga. Si se tiene velocidades menores que la mínima, se presentaran fenómenos de sedimentación y con velocidades muy altas se producirá el deterioro de los accesorios y las tuberías.

Solo en casos justificados se aceptará una velocidad máxima de 5 mts/seg.

Presiones.-

En condiciones de demanda máxima horaria, la presión dinámica no será menor de 10mts. y la presión estática no será mayor de 50 m en cualquier punto de la red. En caso de abastecimiento de agua por piletas, la presión mínima será 3,50 mts. a la salida de la pileta.

La presión mínima depende de las necesidades domesticas, y la máxima influye en el mantenimiento de la red, ya que con presiones elevadas se originan perdidas por fugas y fuertes golpes de ariete.

También se debe considerar que las casas de la habitación se construirán a lo mas a de dos niveles y azotea.

Ubicación.-

En las calles de 20 m de ancho o menos, se proyectará una línea a un lado de la calzada y de ser posible en el lado de mayor altura, a menos que se justifique la instalación de 2 líneas paralelas.

En las calles y avenidas de más de 20 m de ancho se proyectará una línea a cada lado de la calzada.

La distancia mínima entre los planos verticales tangentes más próximos de una tubería de agua para consumo humano y una tubería de aguas residuales, instaladas paralelamente, será de 2 m, medido horizontalmente.

La distancia entre el límite de propiedad y el plano vertical tangente más próximo al tubo no será menor de 0,80 m.

En las vías peatonales, pueden reducirse las distancias entre tuberías y entre éstas y el límite de propiedad, así como, los recubrimientos siempre y cuando:

- Se diseñe protección especial a las tuberías para evitar su fisuramiento o ruptura.

- Si las vías peatonales presenten elementos (bancas, jardines, etc.) que impidan el paso de vehículos.

En vías vehiculares, las tuberías de agua potable deben proyectarse con un recubrimiento mínimo de 1.00 m sobre la clave del tubo. Recubrimientos menores, deberán ser justificados

Válvula.-

La red de distribución estará provista de válvulas de interrupción que permitan aislar sectores de redes no mayores de 500 m de longitud.

Se proyectarán válvulas de interrupción en todas las derivaciones para ampliaciones.

Las válvulas deberán ubicarse, en principio, a 4 m de la esquina o su proyección entre los límites de la calzada y la vereda.

Las válvulas utilizadas tipo reductoras de presión, aire y otras, deberán ser instaladas en cámaras adecuadas, seguras y con elementos que permitan su fácil operación y mantenimiento.

Toda válvula de interrupción deberá ser instalada en un alojamiento para su aislamiento, protección y operación.

En todos los puntos muertos de cotas mas bajas de la red de distribución, se deberá considerar un sistema de purga.

Hidrantes contra incendio.-

Los hidrantes contra incendio se ubicarán en tal forma que la distancia entre dos de ellos no sea mayor de 300 m.

Los hidrantes se proyectarán en derivaciones de las tuberías de 100 mm de diámetro o mayores y llevarán una válvula de interrupción.

Anclajes.-

Deberá diseñarse anclajes de concreto simple, concreto armado o de otro tipo en todo accesorio de tubería, válvula e hidrantes contra incendio, considerando el diámetro, la presión de prueba y el tipo de terreno donde se instalarán.

Diseño de conexión predial.-

Deberán proyectarse conexiones prediales simples o múltiples de tal manera que cada unidad de uso cuente con un elemento de medición y control.

Elementos de la conexión.-

Deberá considerarse:

- Elemento de medición y control: Caja de medición
- Elemento de conducción: Tuberías
- Elemento de empalme

Ubicación.-

El elemento de medición y control se ubicará a una distancia entre 0,30 m a 0,80 m del límite de propiedad izquierdo o derecho, en área pública o común de fácil y permanente acceso ala entidad prestadora de servicio.

Diámetro mínimo.-

El diámetro mínimo de la conexión predial será de 12,50 mm.

4.3.- TIPOS DE REDES

Dependiendo de la topografía, de la viabilidad y de la ubicación de las fuentes de abastecimiento y del reservorio, puede determinarse el tipo de red de distribución.

Sistema abierto o ramificado.-

Son redes de distribución que están constituidas por un ramal principal o matriz y una serie de ramificaciones. Es utilizado cuando la topografía dificulta o no permite la interconexión entre ramales y cuando la población tiene un desarrollo lineal, generalmente a lo largo de un camino o un río.

La tubería matriz o principal se instala a lo largo de una calle de la cual se derivan las tuberías secundarias. La desventaja es que el flujo está determinado en un solo sentido, y en caso de sufrir desperfectos puede dejar sin servicios a parte de la población. El otro inconveniente es que en el extremo de los ramales secundarios se dan los puntos muertos, es decir, el agua deja de circular y permanece estática en los tubos originando sabores y olores, especialmente donde las casas están muy separadas. En los puntos muertos se requiere instalar válvulas de purga con la finalidad de limpiar y evitar la contaminación del agua.

Sistema cerrado o tipo enmallado.-

Son aquellas redes constituidas por tuberías interconectadas formando mallas. Este tipo de red de distribución es el más conveniente y trata de lograrse mediante la interconexión de tuberías a fin de crear un circuito cerrado que permita un servicio más eficiente y permanente. En este sistema se eliminan los puntos muertos, si se tiene que realizar reparaciones en los tramos, el área que se queda sin agua; una vez cerrado las válvulas de control que deben de estar bien ubicadas; se reduce a una cuadra, otra ventaja es que es más económico, los tramos son alimentados por ambos extremos consiguiéndose menores pérdidas de carga y por lo tanto menores diámetros, Otra ventaja es que permite dar más seguridad en casos de incendio, ya que se podría cerrar las válvulas que se necesiten para llevar el agua hacia el lugar del siniestro.

En el dimensionamiento de una red enmallada se trata de encontrar los gastos de circulación en cada tramo, para lo cual nos apoyamos en algunas hipótesis estimativas de los gastos en los nudos

En ciudades donde no exista plan regulador, es el caso para nuevas habilitaciones urbanas, la estimación de los gastos medios de consumo se realizara en función del crecimiento poblacional para el periodo de diseño considerado, para ello, tomaremos en cuenta las características de las viviendas, las densidades de población por zonas y la posibilidad de desarrollo o de expansión futura hacia etapas proyectadas.

4.4.- CALCULO HIDRÁULICO DE TUBERÍAS.-

En el diseño de redes hidráulicas, es necesario seleccionar dimensiones, materiales y equipos para obtener la máxima economía, a continuación desarrollaremos formulas matemáticas basadas sobre los conceptos de longitudes y diámetros equivalentes de las tuberías.

Ecuaciones que gobiernan el problema.-

Se conoce como una red de tuberías a aquella en la cual las tuberías que la componen se cierran formando circuitos y en la cual, las tuberías están conectadas unas a otras por nudos. Para el análisis de redes existen dos ecuaciones basadas en leyes físicas que deben aplicarse y satisfacerse, estas son:

- La Ecuación de Continuidad, y
- La Ecuación de Balance de Energía,

Adicionalmente requerimos de incluir una ecuación que relacione el caudal con la perdida de carga en una tubería, lo cual tomaremos la mas usada por los ingenieros diseñadores de redes de agua, la Ecuación de Hazen-Williams.

Ecuación de Continuidad.-

La aplicación de ecuaciones de continuidad o tambien denominada ecuación de nudo, implica que la suma algebraica de caudales en cualquier nudo debe ser igual a cero, es decir:

$$\sum_{\text{nudo}} Q = 0$$

Donde " Q " es el caudal que llega al nudo ó sale de él. La convención de signos adoptada para el caudal " Q " , establece que el caudal que llega al nudo se le asigna un valor negativo y cuando sale del nudo un valor positivo.

Ecuación de Balance de Energía.-

La aplicación de la ecuación de balance de energía, a la que también se le denomina ecuación de circuito, implica que al recorrer un circuito la suma algebraica de perdidas de carga debe ser cero: es decir, que en sistemas en paralelo:

$$\sum H = 0$$

La pérdida de carga " H " se considera positiva cuando el caudal orientado en la tubería dentro de un circuito sigue el sentido de las agujas del reloj y negativa en caso contrario.

4.5.- ECUACIÓN DE PÉRDIDA DE CARGA DE HAZEN-WILLIAMS

Se disponen de ecuaciones o formulas empíricas, las cuales son modificaciones especiales de la formula de Darcy-Weisbach, en las que el coeficiente de fricción depende únicamente de la rugosidad relativa de la tubería. Para en caso del agua (o de otros líquidos de viscosidad similar) dichas fórmulas han sido obtenidas por Manning, Schoder, Scobey, Hazen-willian, etc.

La ecuación de Hazen-Williams es una de las mas usadas por los ingenieros hidráulicos en el análisis de redes hidráulicas y es la que se va a emplear en el presente trabajo. Esta ecuación relaciona caudal con la pérdida de carga y en el sistema de unidades esta dado por la expresión:

$$H = 4.7575 \cdot C_{H.W.}^{1.486} \cdot L \cdot D^{-4.87} \cdot Q^{1.852}$$

Donde:

- H : pérdida de carga en pies
- Q : Caudal en pies³/seg.
- L : Longitud de la tubería en pies.
- D : Diámetro interior en pies.

C : Coeficiente de rugosidad interna en pies ¹¹²/seg.

Análogamente, la ecuación de Hazen-Williams en el sistema métrico esta dado por la expresión:

$$H = 10.8426 \cdot \frac{L}{D^{4.86}} \cdot Q^{86}$$

Donde:

H : perdida de carga en metros.

Q : Caudal en m³/seg.

L : Longitud de la tubería en metros.

D : Diámetro interior en metros.

C : Coeficiente de rugosidad interna en pies ¹¹²/seg.

Nuestros ingenieros diseñadores emplean la ecuación de Hazen-Williams en lo que se combinan los sistemas de unidades Inglés y Métrico, y a la que denominaremos sistemas de unidades mixto, el mismo que esta dado por la expresión:

$$H = 1.7185 \times 10^6 \cdot \frac{L}{D^{4.86}} \cdot C^{186} \cdot Q^{86}$$

Donde:

H : perdida de carga en metros.

Q : Caudal en litros/seg.

L : Longitud de la tubería en Kilómetros.

D : Diámetro interior en pulgadas.

C : Coeficiente de rugosidad interna en pies ¹¹²/seg.

Las unidades de las variables de Hazen-Williams para los diversos sistemas se sintetizan en la Tabla N°2

Tabla N°2
 UNIDADES DE LAS VARIABLES DE LA EC. HAZEN-WILLIAMS

Sistema de Unidades	- f - Factor de Conversion	" H " Perdida de Carga	" Q " CAUDAL	" L " Longitud	" D " Diámetro	" C " Coef. De Rugosidad
INGLES	4.7575	Pie	pie ³ /seg.	pie	Pie	pie ¹¹² /seg.
METRICO	10.8426	Metros	m ³ /seg.	mts.	Metros	pie ¹¹² /seg.
MIXTO	1.7185x10 ⁶	Metros	lts/seg.	Km.	Pulgadas	pie ¹¹² /seg.

FUENTE: TESIS DE GRADO OPTIMIZACION Y DISEÑO DE REDES DE AGUA. ING. ARTURO CORDOVA

$$H = f \cdot \frac{L}{D^{4.86}} \cdot C^{186} \cdot Q^{86}$$

4.6.- MÉTODO DE APROXIMACIONES SUCESIVAS HARDY CROSS

El método de Hardy-Cross es uno de los primeros métodos desarrollados mediante el cual se proporciona una solución sistemática de una red de tuberías y es el método más común empleado en la actualidad.

El Método de Aproximaciones Sucesivas, de Hardy Cross, está basado en el cumplimiento de dos principios o leyes:

Ley de continuidad de masa en los nudos;

Ley de conservación de la energía en los circuitos.

El planteamiento de esta última ley implica el uso de una ecuación de pérdida de carga o de "pérdida" de energía, bien sea la ecuación de Hazen & Williams o, bien, la ecuación de Darcy & Weisbach.

La ecuación de Hazen-Williams, de naturaleza empírica, limitada a tuberías de diámetro mayor de 2", ha sido, por muchos años, empleada para calcular las pérdidas de carga en los tramos de tuberías, en la aplicación del Método de Hardy Cross. Ello obedece a que supone un valor constante par el coeficiente de rugosidad, C , de la superficie interna de la tubería, lo cual hace más simple el cálculo de las "pérdidas" de energía.

La ecuación de Darcy & Weisbach, de naturaleza racional y de uso universal, casi nunca se ha empleado acoplada al método de Hardy Cross, porque involucra el coeficiente de fricción, f , el cual es función de la rugosidad, k , de la superficie interna del conducto, y el número de Reynolds, R , de flujo, el que, a su vez depende de la temperatura y viscosidad del agua, y del caudal del flujo en las tuberías.

Como quiera que el Método de Hardy Cross es un método iterativo que parte de la suposición de los caudales iniciales en los tramos, satisfaciendo la Ley de Continuidad de Masa en los nudos, los cuales corrige sucesivamente con un valor particular de Q , en cada iteración se deben calcular los caudales actuales o corregidos en los tramos de la red.

Lo anterior se constituía, hasta hoy, en algo prohibitivo u obstaculizador, no obstante ser la manera lógica y racional de calcular las redes de tuberías.

Hoy, esto será no sólo posible y fácil de ejecutar con la ayuda de Hojas de Calculo Excel, sino también permitirá hacer modificaciones en los diámetros de las tuberías y en los caudales concentrados en los nudos, y recalculando la red

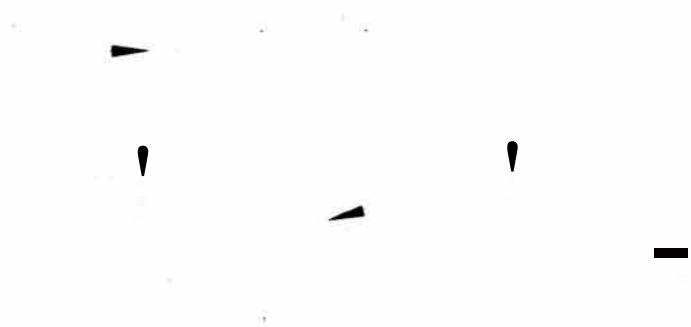
completamente cuantas veces sea conveniente y a una velocidad increíblemente corta.

El método de Hardy-Cross corresponde a un proceso numérico de relajación. La principal desventaja de este método es que los diámetros de las tuberías requieren fijarse inicialmente y los flujos supuestos en todas las tuberías deberán converger con un determinado grado de precisión aceptable. Este procedimiento de análisis podría llamarse de verificación antes que de diseño y resulta dificultoso para un ingeniero inexperto seleccionar diámetros razonables para las diversas tuberías de una red, los diseñadores suponen varias combinaciones de dimensiones, y luego verifican su comportamiento hidráulico. Si la estimación original de las dimensiones es tosca, una nueva selección deberá hacerse y para el cual la verificación hidráulica debe repetirse. Esta es algunas veces obviamente menor por lo que la dimensión debe ser cambiada y el proceso repetirse.

El método de Hardy-Cross resulta particularmente importante en la determinación de valores de los coeficientes de Hazen-Williams basados sobre medidas de caudales de campo de sistemas existentes

4.6.1.- Fundamento teórico.-

Del grafico tenemos:



Por Hazen-Williams, tenemos las perdidas de cargas:

$$H = f \cdot \frac{L}{C^{1.85} \cdot D^{4.86}} \cdot Q^{1.85}$$

si $K = f \cdot \frac{L}{C^{1.85} \cdot D^{4.86}}$

$n = 1.85$, entonces tenemos :

$$H = K \cdot Q^n$$

Aplicando a nuestro grafico:

$$H_1 = K_1 \cdot Q_1^n$$

$$H_2 = K_2 \cdot Q_2^n$$

Para un sistema de balance de energía:

$$H_1 = H_2$$

Problema resuelto, pero si:

$$H_1 - H_2 = 0$$

Los valores iniciales asumidos para Q_1 y Q_2 son incorrectos y hemos de hacer las correcciones sucesivas, entonces:

$$Q_1 = Q_1 + q$$

$$Q_2 = Q_2 - q$$

Entonces:

$$H_1 - H_2 = 0$$

$$K_1 \cdot (Q_1 + q)^n - K_2 \cdot (Q_2 - q)^n = 0$$

$$K_1 \cdot [Q_1^n + n \cdot Q_1^{n-1} \cdot q + n \cdot (n-1) \cdot Q_1^{n-2} \cdot q^2 + \dots] -$$

$$K_2 \cdot [Q_2^n - n \cdot Q_2^{n-1} \cdot q + n \cdot (n-1) \cdot Q_2^{n-2} \cdot q^2 + \dots] = 0$$

Como $q=0$

$$K_1 \cdot [Q_1^n + n \cdot Q_1^{n-1} \cdot q] - K_2 \cdot [Q_2^n - n \cdot Q_2^{n-1} \cdot q] = 0$$

$$K_1 \cdot Q_1^n + n \cdot K_1 \cdot Q_1^{n-1} \cdot q - K_2 \cdot Q_2^n + n \cdot K_2 \cdot Q_2^{n-1} \cdot q = 0$$

$$H_1 + n \cdot \frac{K_1 \cdot Q_1^{n-1}}{Q_1} \cdot q - H_2 + n \cdot \frac{K_2 \cdot Q_2^{n-1}}{Q_2} \cdot q = 0$$

$$H_1 + n \cdot \frac{H_1}{Q_1} \cdot q - H_2 + n \cdot \frac{H_2}{Q_2} \cdot q = 0$$

$$q \cdot [n \cdot \frac{H_1}{Q_1} + n \cdot \frac{H_2}{Q_2}] = -(H_1 - H_2)$$

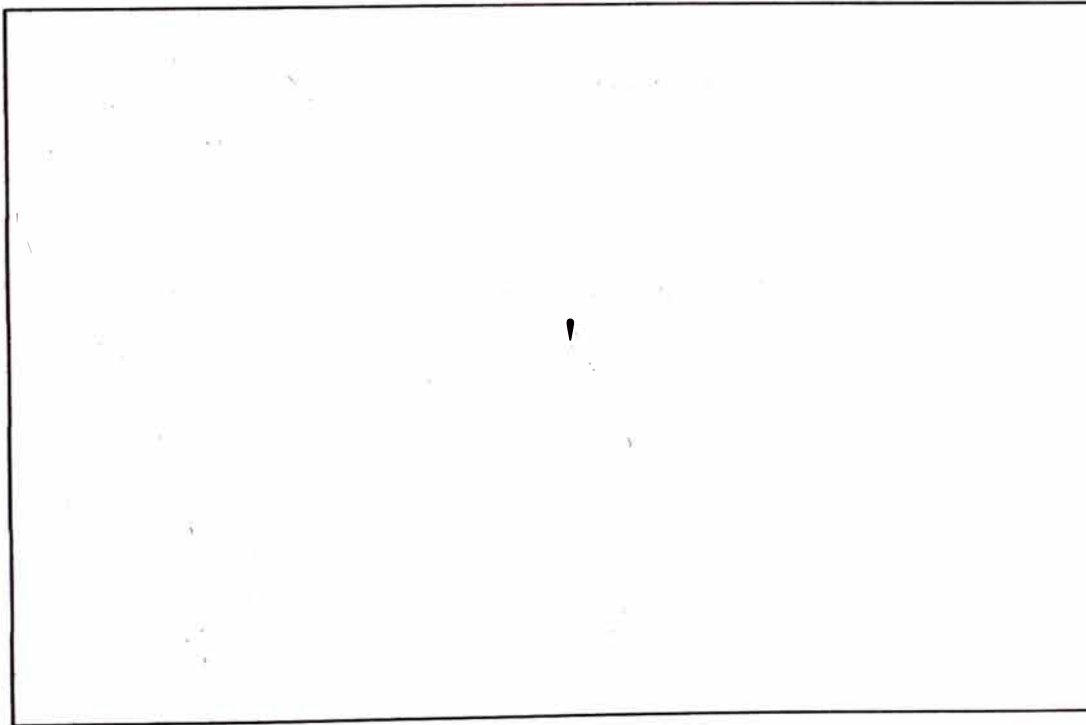
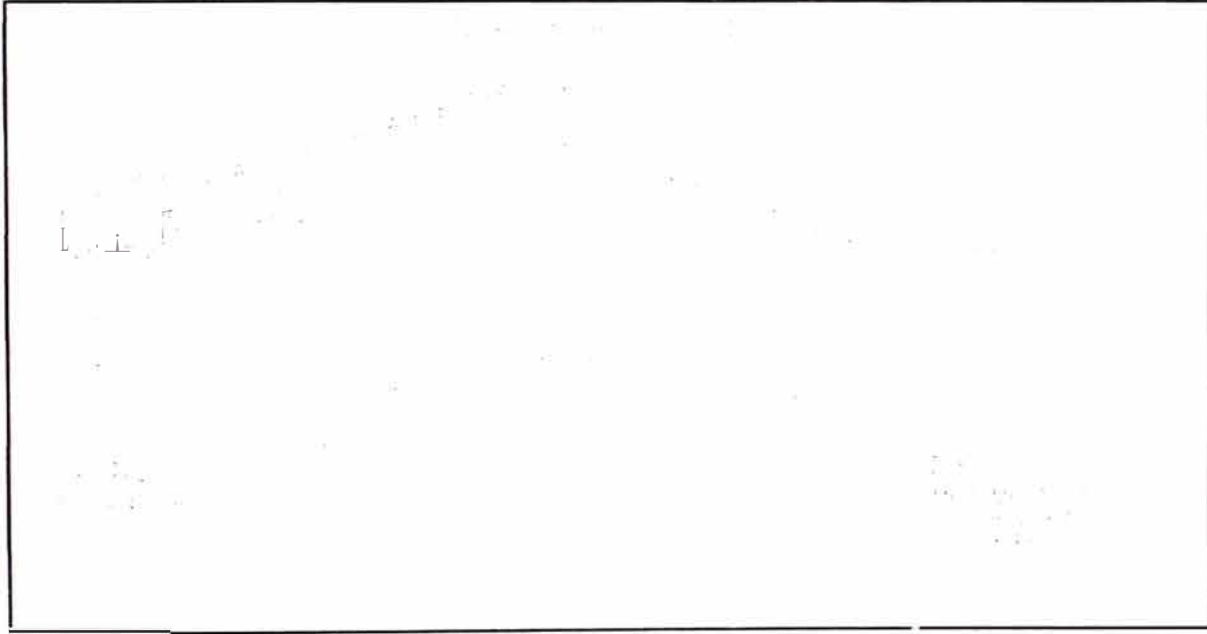
Despejando "q":

$$q = \frac{-(H_1 - H_2)}{n \cdot \frac{H_1}{Q_1} + n \cdot \frac{H_2}{Q_2}}$$

$$q = - \frac{H_1 - H_2}{n \cdot \left(\frac{H_1}{Q_1} + \frac{H_2}{Q_2} \right)}$$

Donde $n = 1.85$ para H-W

4.7.- CALCULO DE LA LÍNEA DE ADICCIÓN



Ubicación del Reservorio

Datos de Diseño con Tubería SCH40 de Aducción:

Consumo máximo diario	Qmh	= 17.88 lts/seg.
Cota Nivel Agua Reservoirio	CNA	= 193.18 m.
Cota Terreno en Reservoirio	CTR	= 164.00 m.
Cota Terreno en nudo de empalme	CT1	= 164.00 m.
Longitud de Tubería (km)	L	= 0.0733 km.
% Perdida asumido en Tuberías	%	= 20
Longitud Equivalente	Leq.	= 1.20 x L
	Leq.	= 0.08796 km.
Tubería SCH40 de Aducción	C	= 120 pies ¹¹² /seg.

De la ecuación de Hazen-Williams versión mixta, tenemos que despejar el caudal "Q".

$$H = 1.7185 \times 10^6 \cdot \frac{Leq}{C^{1.85} \cdot D^{4.86}} \cdot Q^{Ks}$$

$$\frac{H}{Leq} = \frac{1.7185 \times 10^6}{C^{1.85} \cdot D^{4.86}} \cdot Q^{Ks}$$

$$S = \frac{H}{Leq}$$

$$Q^{1.85} = \frac{C^{1.85} \cdot D^{4.86} \cdot S}{1.7185 \times 10^6}$$

$$Q = \left(\frac{C^{1.85} \cdot D^{4.86} \cdot S}{1.7185 \times 10^6} \right)^{0.51} \cdot C \cdot D^{2.63} \cdot S^{0.51}$$

finalmente:

$$Q = 0.00042648 \cdot C \cdot D^{2.63} \cdot S^{0.51}$$

Donde:

H : pérdida de carga en metros.

Q : Caudal en litros/seg.

L : Longitud de la tubería en Kilómetros.

D : Diámetro interior en pulgadas.

C : Coeficiente de rugosidad interna en pies¹¹²/seg.

Para nuestro caso, conociendo las unidades de cada elemento, tenemos:

$$C = 120 \text{ pies}^{112}/\text{seg.}$$

$$S = \frac{H}{L_{eq}} = \frac{(CNA - CTI)}{L_{eq}} = \frac{(193.18 - 164.60)}{0.08796}$$

$$S = 324.92 \frac{m}{km}$$

De la ecuación de Hazen-Williams donde despejamos el caudal, ahora tenemos que despejar el diámetro "D" para tener un diámetro teórico:

$$D^{26.1} = \frac{Q}{0.00042648 \cdot C \cdot S^{0.54}}$$

donde:

$$D = 19.11228 \cdot C^{0.18} \cdot S^{0.295}$$

Reemplazando valores:

$$D = 19.11228 \cdot 17.88^{0.18} \cdot 324.92^{0.295}$$

finalmente : _

$$D = 4.03 \text{ pulgadas.}$$

Tomaremos tuberías cuyo diámetro son: 3", 4" y 6" que son medidas comerciales y comprobaremos la velocidad del fluido.

sabemos que:

$$V = \frac{Q}{A} \text{ m i seg.}$$

Transformando la ecuación :

$$V = \frac{Q \frac{m^3}{seg} \cdot 1000 \frac{m^3}{ts}}{4 \cdot \left(\frac{D_{pu}}{12} \right)^2}$$

$$V = 1.9735 \frac{Q}{D^2}$$

Donde:

Q : lts/seg.

D : pulgadas

Para: 3"

$$V = 1.9735 \frac{17.8}{3}$$

$V = 3.92 \text{ m/seg.}$, por reglamento $V_{\text{max.}} = 3.0 \text{ m/seg.}$ Desechado

Para: $\phi = 4"$

$$V = 1.9735 \frac{17.8}{4}$$

$V = 2.20 \text{ m/seg.}$, por reglamento $V_{\text{max.}} = 3.0 \text{ m/seg.}$ OK.

Para: $\phi = 6"$

$$V = 1.9735 \frac{17.8}{4}$$

$V = 0.98 \text{ m/seg.}$, por reglamento $V_{\text{max.}} = 3.0 \text{ m/seg.}$ OK.

Trabajaremos con la tubería que nos otorgue mejores ventajas en velocidades de flujo de agua, escogemos la tubería de diámetro $\phi 4"$ SCH-40, luego con la ecuación de Hazen-Williams calculamos la pérdida de carga real y la cota piezométrica para esta tubería.

$$H = 1.7185 \times 10^6 \cdot e^{1.85} \cdot \frac{L}{D^{4.86}} \cdot Q^{85}$$

reemplazando valores :

$$H = 1.7185 \times 10^6 \cdot \frac{0.08796}{120^{1.85}} \cdot \frac{1788115}{4^{4.86}}$$

$$H = 5.29 \text{ m}$$

Luego, la cota piezométrica en el nudo de empalme será:

$$CP_{\text{nudo empalme}} = CP_{\text{reservorio}} - H$$

$$CP_{\text{nudo empalme}} = 193.18 \text{ m} - 5.29 \text{ m}$$

$$CP_{\text{nudo empalme}} = 187.89 \text{ m}$$

Luego, la columna de agua que soporta el nudo de empalme será:

$$CA_{\text{nudo empalme}} = CP_{\text{nudo empalme}} - CT_{\text{nudo empalme}}$$

$$CA_{\text{nudo empalme}} = 187.89 \text{ m} - 164.60 \text{ m}$$

$$CA_{\text{nudo empalme}} = 23.29 \text{ m}$$

Ahora, probaremos una línea de aducción con tubería de PVC, para analizar si podemos reducir la pérdida de carga, veamos:

Datos de Diseño con Tubería PVC Clase 5

Consumo máximo diario	Q _{mh}	= 17.88 lts/seg.
Cota Nivel Agua Reservoirio	CNA	= 193.18 m.
Cota Terreno en Reservoirio	CTR	= 164.00 m.
Cota Terreno en nudo de empalme	CT1	= 164.00 m.
Longitud de Tubería (km)	L	= 0.0733 km.
% Perdida asumido en Tuberías	%	= 20
Longitud Equivalente	Leq.	= 1.20 x L
	Leq.	= 0.08796 km.
Tubería PVC	C	= 150 pies ¹¹² /seg.

De la ecuación de Hazen-Williams versión mixta, sabemos que el caudal "Q" es:

$$Q = 0.00042648 \cdot C \cdot D^{2.63} \cdot S^{0.54}$$

Donde:

- H : pérdida de carga en metros.
- Q : Caudal en litros/seg.
- L : Longitud de la tubería en Kilómetros.
- O : Diámetro interior en pulgadas.
- C : Coeficiente de rugosidad interna en pies¹¹²/seg.

Para nuestro caso, conociendo las unidades de cada elemento, tenemos:

$$C = 150 \text{ pies}^{112}/\text{seg.}$$

$$S = \frac{H}{Leq.} = \frac{(CNA - CT1)}{Leq.} = \frac{(193.18 - 164.60)}{0.08796}$$

$$S = 324.92 \frac{m}{km}$$

De la ecuación de Hazen-Williams donde despejamos el caudal, también conocemos "O":

$$D = 19.11228 \cdot C^{0.38} \cdot S^{0.295}$$

Reemplazando valores:

$$D = 19.11228 \cdot 17.88^{0.38} \cdot 150^{0.18} \times 324.92^{0.295}$$

finalmente : _

$$D = 1.54 \text{ pulgadas.}$$

Tomaremos tuberías cuyo diámetro son: 0=2", 3", 4" y 6" que son medidas comerciales y comprobaremos la velocidad del fluido.

sabemos que:

$$V = \frac{Q}{A} \text{ m i seg.}$$

transformando la ecuacion:

$$V = \frac{Q \cdot \frac{\text{mts}}{\text{seg.}} \cdot \frac{\text{lm}^3}{1000/\text{ts}}}{\frac{\pi}{4} \cdot (D \text{ pulg} \cdot 0.0254 \text{ m})^2}$$

$$V = 1.9735 \frac{Q}{D^2}$$

Donde:

Q : lts/seg.

D : pulgadas

Para: 0=2"

$$V = 1.9735 \frac{17.88}{2}$$

$V = 8.82 \text{ m i seg.} \cdot$ por reglamento $V_{\text{max.}} = 3.0 \text{ m l seg.} \cdot$ Desechado

Para: 0=3"

$$V = 1.9735 \frac{17.88}{3}$$

$V = 3.92 \text{ m i seg.} \cdot$ por reglamento $V_{\text{max.}} = 3.0 \text{ m l seg.} \cdot$ Desechado

Para: 0=4"

$$V = 1.9735 \frac{17.88}{4}$$

$V = 2.20 \text{ m i seg.} \cdot$ por reglamento $V_{\text{max.}} = 3.0 \text{ m l seg.} \cdot$ OK.

Para: 0=6"

$$V = 1.735 \frac{17.8}{4}$$

$$V = 0.8 \text{ m/seg.}, \quad \text{por reglamento } V_{\text{max.}} = 3.0 \text{ m/seg.}, \quad \text{OK.}$$

Trabajaremos con la tubería que nos otorgue mejores ventajas en velocidades de flujo de agua, escogemos la tubería de diámetro 04" PVC, luego con la ecuación de Hazen-Williams calcularemos la pérdida de carga real y la cota piezométrica para esta tubería.

$$H = 1.7185 \times 10^6 \cdot C_{\text{SS}} \cdot D^{4.86}$$

reemplazando valores :

$$H = 1.7185 \times 10^6 \cdot \frac{0.79}{150} \cdot 0.4^{4.86} \cdot 1.788^{1.85}$$

$$H = 3.50 \text{ m.}$$

Luego, la cota piezométrica en el nudo de empalme será:

$$CP_{\text{nudo empalme}} = CP_{\text{reservorio}} - H$$

$$CP_{\text{nudo empalme}} = 13.18 \text{ m.} - 3.50 \text{ m.}$$

$$CP_{\text{nudo empalme}} = 9.68 \text{ m.}$$

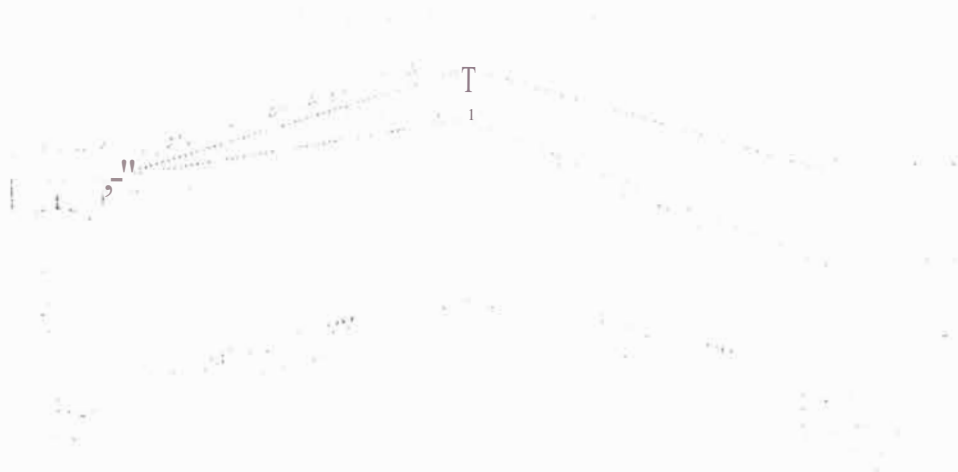
Luego, la columna de agua que soporta el nudo de empalme será:

$$CA_{\text{nudo empalme}} = CP_{\text{nudo empalme}} - CT_{\text{nudo empalme}}$$

$$CA_{\text{nudo empalme}} = 9.68 \text{ m.} - 164.60 \text{ m.}$$

$$CA_{\text{nudo empalme}} = 25.08 \text{ m.}$$

Luego, tenemos dos alternativas de uso de material, por tanto elegimos la que nos otorgue menos pérdida de energía, elegiremos la tubería PVC 4".



4.8.- Definición y criterios fundamentales para el Diseño de la red.-

Para el análisis hidráulico de la red de distribución, podrá utilizarse el método de Hardy Cross, según recomendaciones de RNE, debemos de tener en cuenta lo siguiente:

En cualquier malla de tuberías se debe satisfacer cuatro condiciones:

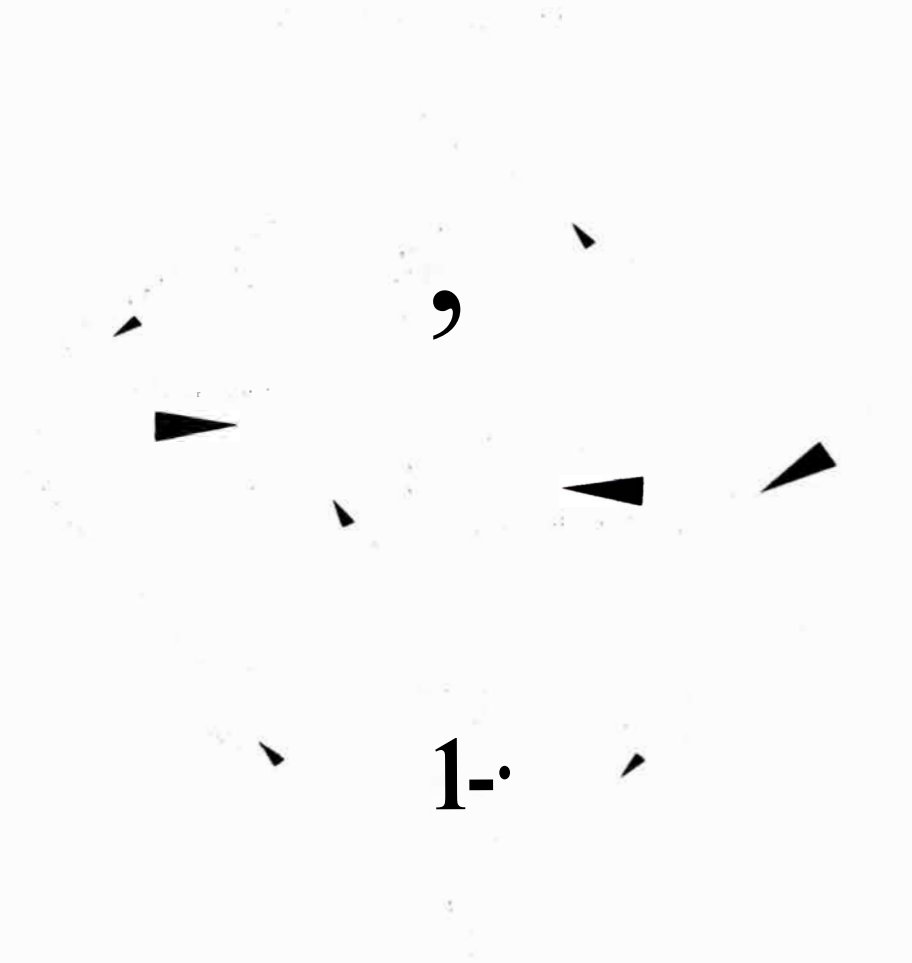
- La suma algebraica de las perdidas de carga alrededor de un circuito debe ser cero.
- La cantidad de flujo que entra en nudo debe ser igual a la cantidad de flujo que sale de ese nudo.
- El caudal que ingresa a la red debe ser igual al caudal que sale de ella.
- Los caudales asignados deben ocasionar velocidades adecuadas a la especificación reglamentaria.

Datos de Diseño con Tubería PVC de Distribución:

Consumo máximo diario	Qmh	= 17.88 lts/seg.
Cota Nivel Agua Reservoirio	CNA	= 193.18 m
Cota Terreno en Reservoirio	CTR	= 164.00 m
Cota Nivel Aguas Reservoirio	CNA	= 193.18 m
Tubería PVC	e	= 150 pies ¹¹² /seg.
Presiones de trabajo:	Pmax.	: 50m.
	Pmin.	: 15 m
	Pmin. Excep.	: 10m

Según reglamento el diámetro mínimo de las tuberías de distribución será de 75mm o (3") para habilitaciones cuya área de lote residencial es mayor a 120m². Para el calculo de los caudales de servicio en los nudos se ha tomado en consideración un área servicio que no necesariamente coincide con el limite de área, la distribución de caudales es como sigue el grafico:

Nudo	Tramo	Area de Servicio(m ²)	Aporte Caudal	Longitud (km)
1	1-2	35,457.30	4.46 lt/seg.	0.306
2	2-3	32,061.80	4.03 lt/seg.	0.324
3	3-4	38,847.50	4.89 lt/seg.	0.416
4	4-1	35,769.30	4.50 lt/seg.	0.405
Total	Total	142,135.90	17.88 lt/seg.	1.451



Cota de terreno en los nudos de la red:

Nudo	Cota Terreno(m)
1	164.60
4	157.50
3	157.60
2	164.80

4.9.- CALCULO DE ITERACIONES Y VALORES FINALES DE DISEÑO

Para el cálculo de pérdidas de carga usaremos la formula empírica mixta de Hazen-Williams:

$$H = 1.1155 \times 10^{11} \cdot e^{-1.49 \frac{L}{D^{4.75}}} \cdot V^{11}$$

Condición de Velocidad en la tubería: $V_{min.}: 0.60 \text{ m/seg.}$

$V_{max.}: 3.00 \text{ m/seg.}$

Por el método de aproximaciones sucesivas preparamos los datos:

CIRCUITO 1:

Iteracion 1								
Nudo	Tramo	longitud	Diametro	C	Q	H	h/Q	
		(kms.)	(pulg.)	(pie ^{1/2} /seg)	(lts/seg)	(mts)	(m-seg/lts)	
1	1-4	0.405	3.00	150	6.71	10.65	1.5873	
4	4-3	0.416	2.50	150	2.21	3.40	1.5389	
3	3-2	0.324	2.50	150	-2.68	-3.78	1.4121	
2	2-1	0.306	3.00	150	-6.71	-8.04	1.1987	
						$\sum =$	2.22	5.7370
						$q =$	-0.2096	

Para la iteración 2, los caudales nuevos será del resultado de sumar algebraicamente los caudales de la iteración 1 + q, así tenemos:

Iteracion 2								
Nudo	Tramo	longitud	Diametro	C	Q (lt/seg)	H	h/Q	
		(kms.)	(pulg.)	(pie ^{1/2} /seg)	(lts/seg)	(mts)	(m-seg/lts)	
1	1-4	0.405	3.00	150	6.50	10.04	1.5451	
4	4-3	0.416	2.50	150	2.00	2.83	1.4140	
3	3-2	0.324	2.50	150	-2.89	-4.35	1.5054	
2	2-1	0.306	3.00	150	-6.92	-8.51	1.2305	
						$\sum =$	0.01	5.6949
						$q =$	-0.0008	

Para la iteración 3, en forma análoga:

Iteracion 3								
Nudo	Tramo	longitud	Diametro	C	Q (lt/seg)	H	h/Q	
		(kms.)	(pulg.)	(pie ^{1/2} /seg)	(lts/seg)	(mts)	(m-seg/lts)	
1	1-4	0.405	3.00	150	6.50	10.04	1.5449	
4	4-3	0.416	2.50	150	2.00	2.83	1.4135	
3	3-2	0.324	2.50	150	-2.89	-4.35	1.5057	
2	2-1	0.306	3.00	150	-6.92	-8.52	1.2306	
						$\sum =$	0.00	5.6948
						$q =$	0.0000	

Ahora, ya que el "q-O", entonces podemos calcular las velocidades del flujo hidráulico en cada tubería con la formula que deducida anteriormente::

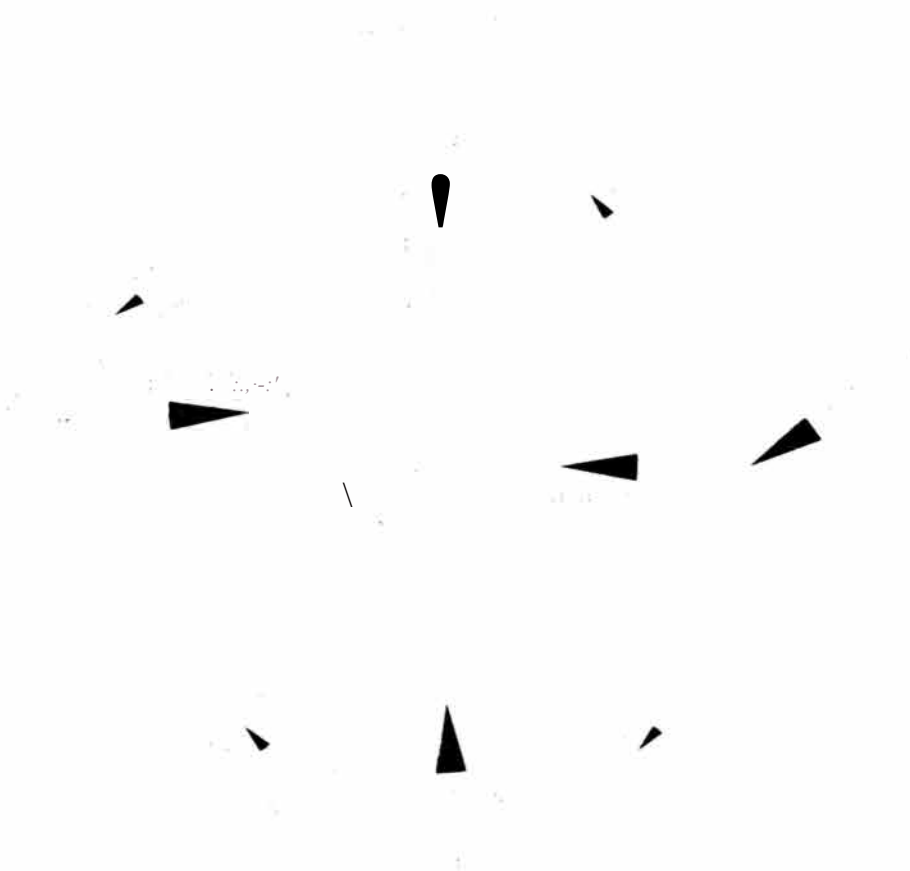
$$V = \frac{Q}{A} \text{ m/s eg. } = = = = = V = 1.9735 \frac{Q}{O}$$

Y controlar que se mantengan en los rangos permisibles. Aquí la parte complementaria de la tabla de valores:

Iteracion 3

Nudo	Tramo	longitud	Diametro	Q (l/seg)	H	v=q/a	Cota	Cota	Carga
1	1-4	0.405	3.00	6.50	10.04	1.43	189.68	164.60	25.08
4	4-3	0.416	2.50	2.00	2.83	0.63	179.64	157.50	22.14
3	3-2	0.324	2.50	-2.89	-4.35	0.91	175.29	157.60	17.69
2	2-1	0.306	3.00	-6.92	-8.52	1.52	181.16	164.80	16.36

Finalmente tendremos la siguiente distribución de caudales finales:



Finalmente tendremos la distribución de Presiones en cada nudo:

CAPITULO V

METRADOS Y COSTOS DE OBRA

5.1.- INTRODUCCION

En los proyectos de ingeniería para el abastecimiento de agua, al igual que en otros proyectos, uno de los aspectos más importantes es el relativo al costo de la obra.

Su importancia es tal que en algunos casos el estimado del costo puede significar la suspensión definitiva de un estudio en el nivel correspondiente por la inviabilidad económica del proyecto y en otros casos es factor determinante para escoger la alternativa técnica más conveniente.

Si se decide continuar con los estudios y se llega a desarrollar al proyecto a nivel de ejecución de obra, se permitirá evaluar el costo de la obra acorde con el nivel de detalle del desarrollo del proyecto.

He aquí que surge la necesidad de metrar, elaborar los análisis de costos y por último obtener el presupuesto de la obra a ejecutar.

5.2.- DEFINICIÓN DE PRESUPUESTO

El presupuesto de una obra se prepara para determinar el costo probable de un proyecto.

Al mencionar "costo probable" estaremos indicando en el mejor de los casos una cercana aproximación al costo real, cuyo valor final se conocerá recién cuando la obra haya sido concluida.

Teniendo en cuenta esta premisa, quien elabora un presupuesto no determina el costo real de la obra, solo establece un estimado del mismo. Este estimado puede ser utilizado de varias maneras:

- a) Como elemento integrante de los estudios previos.
- b) Para conocimiento del propietario a fin de proveerse de los recursos financieros necesarios para la ejecución y luego ser utilizado en el concurso de selección del contratista de ser aplicable.

En el primer caso, al no contarse con un proyecto definitivo, el presupuesto se puede hacer en base a indicadores que por lo general se estiman de las estadísticas de costo de obras similares.

Así tenemos que para el caso de reservorios se podría utilizar un valor estimado por M³. de almacenamiento de agua. En una línea de agua se podría utilizar un valor estimado por metro de línea, con lo cual se puede tener cifras redondas acerca del costo estimado de la obra.

En el segundo caso, al contarse con proyectos definitivos, se puede presupuestar con mayor detalle al costo de la obra. Si los recursos financieros son conseguidos en un plazo relativamente corto este valor estimado podría ser utilizado como presupuesto base para los concursos de obras.

Para hoja de metrados ver Anexo N° 1: Planilla de Metrados

5.3.- DEFINICION DE ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

En esta etapa que se necesitará contar con otros elementos de juicios necesarios para elaborar un presupuesto lo mas cercano a la realidad, para ellos se deberán tener presente algunos aspectos básicos, a saber:

1. Secuencia de los trabajos en el campo.
2. Información referente acerca de los materiales.
3. Rendimiento de la mano de obra de los equipos de construcción.

Por tanto, el A.P.U es la determinación de costo de una unidad de obra en el que intervienen insumos como materiales, mano de obra, equipos y herramientas, con sus respectivos costos.

5.4.- PRESUPUESTO DE OBRA

PROYECTO : FORMULACION Y DISEÑO DEL PROYECTO DE SANEAMIENTO UNIPAMPA ZONA 9
ALMACENAMIENTO Y ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

RESUMEN PRESUPUESTO GENERAL

DEPTO. : LIMA

PROVINCIA : CAÑETE

DISTRITO : NUEVO IMPERIAL

FECHA : ABRIL2007

Item	Descripción Formula	Total Formula
01	INSTALACIONES HIDRAULICAS RESERVORIO	91,133.48
02	LINEA DE ADUCCION L=37.65 MTS. PVC	11,143.42
03	RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE	414,333.78
04	CONEXIONES DOMICILIARIAS	376,233.54
	TOTAL PRESUPUESTO:	892,844.22

PRESUPUESTO

Obra FORMULACION Y DISEÑO DEL PROYECTO DE SANEAMIENTO UNIPAMPA ZONA 9
ALMACENAMIENTO Y ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

Fórmula 01 INSTALACIONES HIDRAULICAS RESERVORIO

Cliente FORMULACION DE PROYECTOS DE INVERSION UNI

Costo al 12/04/2007

Departamento: LIMA Provincia: CAÑETE Distrito: SAN VICENTE DE CAÑETE

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal	Total
01.00	<u>OBRAS PRELIMINARES</u>						
01.01	CASETA P/GUARDIANA Y DEPOSITO EN RESERVORIO	M2	30.00	100 00	3,000.00		
01.02	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL EN RESERVORIO	M2	90.00	227	204.30		
01 03	TRAZO Y REPLANTEO DE EJES ACCESORIOS Y TUBERIAS	GLB	1 00	1,600 00	1,600.00		4.804 30
02.00	<u>TUBERIAS</u>						
02.01	SUMINISTRO						
02.01.01	CODO HD BRIDADO MAZZA 90° X6"	UNO	1 00	412 99	412.99		
02.01 .02	CODO HD BRIDADO MAZZA 45° X6"	UNO	1 00	403 99	403.99		
02.01 .03	CODO HD BRIDADO MAZZA 90° X4"	UNO	3 00	318.66	955.98		
02.01.04	CODO HD BRIDADO MAZZA 45° X4"	UNO	7.00	317.03	2,219.21		
02.01.05	CODO HD BRIDADO MAZZA 90° X2"	UNO	2 00	183.92	367.84		
02.01.06	TEE HD BRIDADO MAZZA 90° X6"	UNO	3 00	412.99	1,238.97		
02.01 .07	TEE HD BRIDADO MAZZA 90° X4"	UNO	1.00	318.66	318.66		
02.01.08	TEE HD MAZZA 04" X02" BRIDA-CAMPANA	UNO	2 00	427.84	855.68		
02.01.09	REDUCCION HD BRIDADO MAZZA 06" X04"	UNO	1 00	191 51	191 51		
02.01.10	NIPLE HD BRIDADO MAZZA 06" X1.00MTS	UNO	1 00	357 36	357.36		
02.01.11	NIPLE HD BRIDADO MAZZA 06" X0.50MTS	UNO	5 00	348 11	1,740 55		
02.01.12	NIPLE HD BRIDADO MAZZA 04" X0.50MTS	UNO	6 00	313 24	1,879.44		
02.01.13	NIPLE HD BRIDADO MAZZA 04" X 1.00MTS	UNO	1.00	321 75	321 75		
02.01.14	NIPLE HD BRIDA-ESPIGA MAZZA 06" X0.50MTS	UNO	4 00	455.79	1,823.16		
02.01.15	NIPLE HD BRIDA-ESPIGA MAZZA 04" X0.50MTS	UNO	4 00	366.51	1,466 04		
02.01.16	TRANSICION HD FUNDIDO BRIDA CAMPANA 06"	UNO	2 00	366 63	733 26		
02.01.17	TRANSICION HD FUNDIDO BRIDA CAMPANA 04"	UNO	1 00	304 93	304 93		
02.01.18	UNION FLEXIBLE TIPO DRESSER DE 6" (150MM)	UNO	3.00	177 68	533.04		
02.01.19	UNION FLEXIBLE TIPO DRESSEP. DE 4" (100MM)	UNO	2 00	82.52	165 04		
02.01 .20	CANASTILLA DE 4"	UNO	1.00	50 00	50 00		
02 01 21	VALVULA TIPO MARIPOSABRIDADO 06"	UNO	3 00	192 99	578 97		

Obra FORMULACION Y DISEÑO DEL PROYECTO DE SANEAMIENTO UNIPAMPA ZONA 9
ALMACENAMIENTO Y ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

Fórmula 01 INSTALACIONES HIDRAULICAS RESERVORIO

Cliente FORMULACION DE PROYECTOS DE INVERSION UNI

Costo al 12/04/2007

Departamento: LIMA

Provincia: CAÑETE

Distrito: SAN VICENTE DE CAÑETE

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal	Total
02.01.22	VALVULA TIPO MARIPOSA BRIDADO 04"	UNO	3.00	561.73	1,685.19		
02.01.23	VALVULA TIPO MARIPOSA BRIDADO 06" CON ACT. ELECT.	UNO	1.00	1,363.84	1,363.84		
02.01.24	VALVULA MEDIDOR DE ALTITUD 04"	UNO	1.00	561.73	561.73		
02.01.25	MEDIDOR DE CAUDAL TIPO ELECTROMAGNETICO 6"(150 MM)	UNO	1.00	410.03	440.03		
02.01.26	MEDIDOR DE CAUDAL TIPO ELECTROMAGNETICO 4"(110 MM)	UNO	1.00	524.45	524.45		
02.01.27	VALVULA TIPO BOLA 02"	UNO	1.00	193.52	193.52		
02.01.28	TUBERIA DE ACERO SCHEDULE - 40 6" (150MM) INC. 5% DESP	M	62.20	55.73	3,466.41		
02.01.29	TUBERIA DE ACERO SCHEDULE - 40 P/EQ. 4" (100MM) INC. 5% DESP	M	28.80	38.68	1,113.98		
02.01.30	TUBERIA DE ACERO SCHEDULE - 40 P/EQ. 2" (50MM) INC. 5% DESP	M	1.10	23.14	25.45		
02.01.31	TRANSPORTE DE ACCESORIOS HD A OBRA	KG	4,500.00	1.00	4,500.00	30,792.97	
02.02	INSTALACION						
02.02.01	INSTALACION ACCESORIOS BRIDADOS Y VALVULAS EN RESERVORIOS	UNO	62.00	230.07	14,264.34		
02.02.02	INSTALACION TUBERIA HD 06"-04" + PRUEBA HIDRAULICA	M	91.00	4.00	364.00	14,628.34	45,421.31
03.00	<u>PRUEBAS HIDRAULICAS</u>						
03.01	PRUEBA HIDRAULICA C/EMPLEO DE CISTERNA+EQ.BOMBEO P/LLENADO A RESERVORIO	M3	660.00	15.97	10,540.20		
03.02	PRUEBA HIDRAULICA EN TUB. HD, UNIONES Y EMPALMES EN RESERVORIO	M	100.00	2.43	243.00		10,783.20
04.00	<u>LIMPIEZA FINAL</u>						
04.01	LIMPIEZA FINAL DE ENTREGA DE OBRA	M2	90.00	2.86	257.40		257.40
	COSTO DIRECTO						61,266.21
	GASTOS GENERALES (15%)						9,189.93
	UTILIDAD (10%)						6,126.62
	SUB-TOTAL PRESUPUESTO						76,582.76
	IMPUESTO GENERAL A LAS VENTAS (19%)						14,550.72
	TOTAL PRESUPUESTO						91,133.48

SON : NOVENTIUN MIL CIENTO TRENTITRES Y 481100 NUEVOS SOLES

PRESUPUESTO

Obra FORMULACION Y DISEÑO DEL PROYECTO DE SANEAMIENTO UNIPAMPA ZONA 9
ALMACENAMIENTO Y ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

Fórmula 02 LINEA DE ADUCCION L=37.65 MTS. PVC

Ciente FORMULACION DE PROYECTOS DE INVERSION UNI

Costo al 12/04/2007

Departamento: LIMA

Provincia: CAÑETE

Distrito: SAN VICENTE DE CAÑETE

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal	Total
01.00	<u>OBRAS PRELIMINARES</u>						
01.01	CASETA P/GUARDIANIA Y DEPOSITO EN LINEA DE ADUCCION	M2	30.00	100.00	3,000.00		
01.02	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL EN LINEA DE ADUCCION	M2	160.00	2.86	457.60		
01.03	TRAZO, NIVELACION Y REPLANTEO	M	37.65	1.25	47.06		3,504.66
02.00	<u>MOVIMIENTO DE TIERRAS</u>						
02.01	EXCAVACION A PULSO T.N. 4" HASTA 1.20M.	M	37.65	11.83	445.40		
02.02	REFINE Y NIVELACION ZANJA T.N. PFTUB. 4"	M	37.65	1.56	58.73		
02.03	PROTECCION SOBRE CLAVE TUBO 4" A. POT. CON MAT. PROPIO	M	37.65	24.13	908.49		
02.04	RELLENO COMP.ZANJA T.N. PFTUB. 4" AGUA POTABLE CON MAT. PROPIO	M	37.65	21.18	797.43		
02.05	ELIMINACION DESMONTE CON MAQ. A BOTADERO 5KM	M3	94.0	16.22	152.47		2,362.52
03.00	<u>TUBERJAS</u>						
03.01	SUMINISTRO						
03.01.01	CODO PVC 04"X90°	UNO	1.00	56.84	56.84		
03.01.02	TUBERIA PVC AGUA POTABLE DE 04"	M	37.65	26.25	988.31		
03.02.03	PRUEBA HIDRAULICA+OESINFECCION TUB.04"	M	37.65	1.77	66.64		
03.02.04	DADO DE CONCRETO 0.50X0.50X0.50 EN ACCESORIOS	UNO	1.00	54.80	54.80	1,166.59	1,166.59
04.00	<u>LIMPIEZA FINAL</u>						
04.01	LIMPIEZA FINAL DE ENTREGA DE OBRA	M2	160.00	2.86	457.60		457.60
	COSTO DIRECTO						1,491.17
	GASTOS GENERALES (15%)						1,123.71
	UTILIDAD (10%)						749.14
	SUB-TOTAL PRESUPUESTO						9,361.22
	IMPUESTO GENERAL A LAS VENTAS (19%)						1,779.20
	TOTAL PRESUPUESTO						11,143.42

SON: ONCE MIL CIENTO CUARENTITRES Y 421100 NUEVOS SOLES

PRESUPUESTO

Obra FORMULACION Y DISEÑO DEL PROYECTO DE SANEAMIENTO UNIPAMPA ZONA 9
ALMACENAMIENTO Y ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

Fórmula 03 RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE

Ciente FORMULACION DE PROYECTOS DE INVERSION UNI **Costo al** 12/04/2007

Departamento: LIMA **Provincia:** CAÑETE **Distrito:** SAN VICENTE DE CAÑETE

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal	Total
01.00	<u>OBRAS PRELIMINARES</u>						
01.01	CASETA P/GUAROIANIA Y DEPOSITO EN LINEA DE DISTRIBUCION	M2	80.00	100.00	8,000.00		
01.02	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL EN LINEA DE DISTRIBUCION	M2	4,003.65	1.43	5,725.22		
01.03	TRAZO, NIVELACION Y REPLANTEO	M	4,003.65	1.25	5,004.56		18,729.78
02.00	<u>MOVIMIENTO DE TIERRAS</u>						
02.01	EXCAVACION A PULSO T.N. 4" HASTA 1.20M.	M	4,003.65	11.83	47,363.18		
02.02	REFINE Y NIVELACION ZANJA T.N. PFTUB. <4"	M	4,003.65	1.60	6,405.84		
02.03	PROTECCION SOBRE CLAVE TUBO <4" A. POT. CON MAT. PROPIO	M	4,003.65	24.13	96,608.07		
02.04	ELIMINACION DESMONTE CON MAQ. A BOTADERO 5KM	M3	1,000.90	16.22	16,234.60		
03.00	<u>TUBERIAS</u>						
03.01	CODO PVC-UF 02.1/2"X90°	UNO	1.00	34.86	34.86		
03.02	CODO PVC-UF 03"X90°	UNO	3.00	40.73	122.19		
03.03	CODO PVC-UF 02"X90°	UNO	1.00	32.79	32.79		
03.04	TEE PVC-UF 03"X03°	UNO	1.00	64.88	64.88		
03.05	TEE PVC-UF 03"X02°	UNO	6.00	61.73	370.38		
03.06	TEE PVC-UF 02.1/2"X02°	UNO	6.00	55.79	334.74		
03.07	TEE PVC-UF 02"X02°	UNO	18.00	52.79	950.22		
03.08	REDUCCION-UF 03"X02.1/2°	UNO	2.00	34.76	69.52		
03.09	REDUCCION-UF 03"X02°	UNO	1.00	34.26	34.26		
03.10	CRUZ PVC-UF 02"X02°	UNO	2.00	64.79	129.58		
03.11	TUBERIA PVC AGUA POTABLE DE 03"	M	711.05	21.83	15,522.22		
03.12	TUBERIA PVC AGUA POTABLE DE 02.1/2"	M	739.50	17.51	12,948.65		
03.13	TUBERIA PVC AGUA POTABLE DE 02"	M	2,515.45	13.15	33,078.17		
03.14	VALVULA COMPUERTA DE F° F° 02"	UNO	23.00	138.79	3,192.17		
03.15	VALVULA COMPUERTA DE F° F° 02.1/2"	UNO	1.00	184.23	184.23		
03.16	VALVULA COMPUERTA DE F° F° 03"	UNO	1.00	396.03	396.03		
03.17	VALVULA PURGA DE AIRE 02 1/2"	UNO	1.00	365.98	365.98		
03.18	DADO DE CONCRETO 0.50X0.50X0.50 EN ACCESORIOS	UNO	67.00	54.80	3,671.60	71,502.47	238,114.16

Obra FORMULACION Y DISEÑO DEL PROYECTO DE SANEAMIENTO UNIPAMPA ZONA 9
ALMACENAMIENTO Y ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

Fórmula 03 RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE

Cliente FORMULACION DE PROYECTOS DE INVERSION UNI

Costo al 12/04/2007

Departamento: LIMA

Provincia: CAÑETE

Distrito: SAN VICENTE DE CAÑETE

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal	Total
04.00	<u>PRUEBAS HIDRAULICAS</u>						
04.01	PRUEBA HIDRAULICA EN RED AGUA	M	4.00365	256	10,249.34		10,249.34
05.00	<u>LIMPIEZA FINAL</u>						
05.01	LIMPIEZA FINAL DE ENTREGA DE OBRA	M2	4.00365	2.86	11,450.44		11,450.44
	COSTO DIRECTO						278,543.72
	GASTOS GENERALES (15%)						41,781.56
	UTILIDAD (10%)						27,854.37
	SUB-TOTAL PRESUPUESTO						348,179.65
	IMPUESTO GENERAL A LAS VENTAS (19%)						66,154.13
	TOTAL PRESUPUESTO						414,333.78

SON: CUATROCIENTOS CATORCE MIL TRESCIENTOS TRENTITRES Y 781100 NUEVOS SOLES

PRESUPUESTO

Obra FORMULACION Y DISEÑO DEL PROYECTO DE SANEAMIENTO UNIPAMPA ZONA 9
ALMACENAMIENTO Y ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE
Fórmula 04 CONEXIONES DOMICILIARIAS
Cliente FORMULACION DE PROYECTOS DE INVERSION UNI Costo al 12/04/2007
Departamento: LIMA Provincia: CAÑETE Distrito: SAN VICENTE DE CAÑETE

Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio	Parcial	Subtotal	Total
01.00	<u>OBRAS PRELIMINARES</u>						
01.01	CASETA P/GUARDIANA Y DEPOSITO EN CONEXIONES DOMICILIARIAS	M2	60.00	100.00	6,000.00		
01.02	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL EN CONEXIONES DOMICILIARIAS	M2	2,472.00	1.43	3,534.96		
01.03	TRAZO, NIVELACION Y REPLANTEO	M	2,472.00	1.25	3,090.00		12,624.96
02.00	<u>MOVIMIENTO DE TIERRAS</u>						
02.01	EXCAVACION A PULSO T.N. 4" HASTA 1.20M.	M	2,472.00	11.63	29,243.76		
02.02	REFINE Y NIVELACION ZANJA T.N. P/TUB. <4"	M	2,472.00	1.60	3,955.20		
02.03	PROTECCION SOBRE CLAVE TUBO <4" A. POT. CON MAT. PROPIO	M	1,236.00	24.13	29,624.66		
02.04	ELIMINACION DESMONTE CON MAQ. A BOTADERO 5KM	MB	243.00	16.22	3,941.46		66,965.10
03.00	<u>CONEXIONES DOMICILIARIAS</u>						
03.01	CONEXION AGUA 1/2" T N + LOSA 1.0x1.0x1.0+P.H.	UNO	412.00	332.89	137,150.68		
03.02	TRANSPORTE DE ACCESORIOS CONEXIONES A OBRA	KG	15,000.00	1.25	18,750.00		155,900.68
04.00	<u>PRUEBAS HIDRAULICAS</u>						
04.01	PRUEBA HIDRAULICA EN RED AGUA Y CONEXIONES	M	4,003.65	2.59	10,369.45		10,369.45
05.00	<u>LIMPIEZA FINAL</u>						
05.01	LIMPIEZA FINAL DE ENTREGA DE OBRA	M2	2,472.00	2.86	7,069.92		7,069.92
	COSTO DIRECTO						252,930.11
	GASTOS GENERALES (15%)						37,939.52
	UTILIDAD (10%)						25,293.01
	SUB-TOTAL PRESUPUESTO						316,132.64
	IMPUESTO GENERAL A LAS VENTAS (19%)						60,070.90
	TOTAL PRESUPUESTO						376,233.54

SON : TRESCIENTOS SETENTISEIS MIL DOSCIENTOS TRENT/TRES Y 541100 NUEVOS SOLES

CONCLUSIONES

Las conclusiones a lo que se llega después de realizar el presente informe son las siguientes

1. UNIPAMPA-ZONA 9 es un proyecto de habilitación urbana y de expansión agrícola que consta de 04 etapas de crecimiento e implementados con servicios básicos de agua potable que se presenta como una alternativa al mejoramiento de calidad de vida para familias de clase media y con proyección de adquirir una propiedad.
2. La zonificación planteada para esta urbanización es: **R4** de densidad media tipo de vivienda unifamiliar, valido para las 04 etapas de expansión, área de lote de 160m² promedio.
3. El presente proyecto se centra en dotar de servicios básicos de agua para la 1ra etapa de UNIPAMPA-ZONA 9, optándose por la construcción de un reservorio elevado para el servicio de los 412 lotes, posteriormente se tomará como modelo base para ampliación de la 2da, 3ra y 4ta etapas que presenta el proyecto general.
4. Para el almacenamiento de agua, el reservorio elevado del tipo INTZE es de evaluación mas indicada debido a que se encuentra en una ubicación estratégica para el entorno, además los costos de operatividad y mantenimiento son rentables y se encuentran de fácil acceso a la zona por la carretera panamericana.
5. El reservorio elevado tipo INTZE será alimentado desde la planta de tratamiento de agua potable que se encuentra a 4km, y a la vez, con fines de reparación y mantenimiento, la población no quedara desabastecida de agua, por lo que se prevé la alimentación directa con el manejo del árbol de válvulas por un tiempo prudencial de mantenimiento.
6. Para el diseño de la red principal se utilizo el método de Hardy Cross y para el calculo de la perdida de carga en tubería se emplearon la formula de Hazen-Williams, a conocimiento de que en el mercado existen distintos programas aplicativos para calculo de tuberías y redes y sus resultados son similares a los obtenidos con el circuito de Hardy Cross.
7. Presupuesto de obra; el costo total de obra asciende a la suma de: **S/.892,844.22**, permitiéndonos tener un monto de referencia para búsqueda y análisis de financiamiento.

8. Tomando en cuenta que en el área de saneamiento existen distintos reglamentos en vigencia, optamos por elegir al REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES para sustento de nuestros cálculos.

RECOMENDACIONES

1. El presente informe de suficiencia se ha efectuado a nivel de perfil de proyecto, permitiéndonos conocer en una primera observación el costo de las obras hidráulicas para agua potable, consideramos esto como de punto de partida para informes y/o trabajos complementarios y de mayor detalle para los profesionales que estén interesados en la ampliación de la frontera sur de Cañete.
2. Este proyecto contempla una alternativa de solución al problema de habilitación y saneamiento de zonas eriazas en la zona sur de Cañete, que de concretarse, se crearía un polo de desarrollo alternativo y centrado en el progreso de las PyMES y aumento de proyectos agroindustriales, por tanto se recomienda profundizar en el tema las PyMES y que microempresas de producción y exportación pueden crearse en este entorno una vez dada las facilidades de dotación de agua en tierras y en servicios básicos.
3. Para realizar el estudio de agua potable, se formuló un proyecto general desde la toma de aguas del río Cañete hasta su servicio en UNIPAMPA-ZONA 9, como una alternativa para el suministro de este líquido vital, y servirá con punto base para realizar estudios complementarios de otros tesis en la formulación de suministro de agua utilizando pozos y cámaras de bombeo y calculando sus costos, de esta forma se podrá realizar un análisis comparativo de presupuestos y decidir por una inversión equilibrada y rentable, a la vez que otros tesis desarrollen proyectos alternativos para el desarrollo de esta zona, como sistemas de desagüe con utilización de pozos sépticos, abastecimiento de agua con dotaciones menores a 250 lts/hab/día o proyectos de desarrollo de casa-huertas, etc.
4. Al cabo de realizar el presente informe de suficiencia se puede evaluar bajo el siguiente resumen:
El informe de suficiencia: Formulación y Diseño del Proyecto de Saneamiento UNIPAMPA-ZONA 9 Almacenamiento y Abastecimiento de Agua Potable es una solución viable siempre que los terrenos eriazos que se encuentran en estas pampas de Cañete sean utilizados para desarrollo agrícola y/o vinícola, ya que crea puestos de trabajo para pobladores de la zona de Cañete y anexos, que al asentarse durante largos periodos de actividad, estas personas se vean en la necesidad de adquirir un lote de

terreno con los servicios básicos para vivienda con las facilidades de desarrollo familiar y económico; también, las empresas PyMES cuyo negocio sea la venta de productos agrícolas serian beneficiados al adquirir lotes para su actividad empresarial,

Por tanto, el desarrollo de la habilitación urbana esta ligado principalmente al desarrollo agrícola de la zona, se recomienda a colegas de las ramas de ingeniería agrícola para buscar productos nativos y alternativos que se desarrollen en esta zona, sabiendo que existen proyectos de saneamiento y habilitación urbana en la zona.

BIBLIOGRAFIA

1. Acevedo Neto y Guillermo Acosta Álvarez, "Manual de Hidráulica", Editorial Karla, México 1976, 578 Pág.
2. Agüero Pittman, "Agua Potable para Poblaciones Rurales", Asociación Grafica Educativa, Lima 2003, 166 pág.
3. Arocha Ravelo, "Abastecimiento de Agua-Teoría y Diseño", Ediciones Vega SRL, Madrid 1980, 284pág.
4. CAPECO, "Reglamento Nacional de Edificaciones", Ediciones CAPECO, Lima 2005, 482pág.
5. Fair Gever&Okum, "Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas Residuales", Edición sin, Lima 1980, 255pág.
6. Gray, Reinforced Concrete Reservoirs and Tanks", tour Edition, Published by Concrete publications Limited, London 1960, 1960page
Maskew Falr, Jhon Charles Geyer y Daniel Alexander Okun, "Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas Residuales", Editorial Limusa, México 1983, 547pág.
7. Junta de Usuarios del Valle de Cañete, "Diseño de Bocatoma Palo Hervai Río Cañete", Editorial del Ministerio de Agricultura, Dirección General de Irrigaciones PRONADRET, Cañete 1989, 100pág.
8. Ministerio de Salud, "Abastecimiento de Agua y Saneamiento para Poblaciones Rurales y Urbanos Marginales - Normas Técnicas", Edición s/n, Lima 1980, 85pág.
9. Moral, "Hormigón Armado", Editorial Continental, Segunda Edición, Editorial Continental, México 1985, 790 pág.
10. Salinas Saavedra, "Análisis y Diseño Sismo Resistente de un Reservoirio Elevado con Estructura Cilíndrica de Soporte", Editorial Universidad Nacional e Ingenieria, Lima 1997, 259 pág.
11. Organismo de Proyección y Extensión Universitaria en Ingeniería Sanitaria, "Abastecimiento de Agua", Editorial OPEIS, Lima 1991, 150pág
12. Salcedo Santillán, "Estudio del Proyecto de Ampliación de la Línea de Impulsión, Sistema de Bombeo y Tanque Elevado para Agua Potable en el CPR Picapiedra-Pachacamac", Formato PDF de la Oficina General de Sistemas de Bibliotecas UNMSM, 2005. 125pág.
13. SEDAPAL, "Normas de Saneamiento y Electromecánicas", Editorial SEDAPAL, Lima 2004, 105pág.
14. Steel Ernesto, "Abastecimiento de Agua y Alcantarillado", Ediciones G Gil, Barcelona 1958, 739pág.
15. Linares Montañéz, "Proyecto de Redes de Distribución de Agua en Poblaciones", Editorial del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos Colombia 2005, 158pág.
16. Vierend♦l. "Abastecimiento de Agua y Alcantarillado", Edición sin, Lima 1993, 130pág.

ANEXO N° 1
PLANILLA DE METRADOS

RESUMEN DE METRADOS

**PROYECTO : FORMULACION Y DISEÑO DEL PROYECTO DE SANEAMIENTO UNIPAMPA ZONA g
ALMACENAMIENTO Y ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE**

SUB.PRESUP. : 01 INSTALACIONES HIDRAULICAS RESERVORIO

DEPTO. : LIMA

PROVINCIA : CAÑETE

DISTRITO : NUEVO IMPERIAL

FECHA : ABRIL2007

Item	Descripción	Unidad	Cantidad
01.00	<u>OBRAS PRELIMINARES</u>		
01.01	CASETA P/GUARDIANIA Y DEPOSITO EN RESERVORIO	M2	30.00
01.02	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL EN RESERVORIO	M2	90.00
01.03	TRAZO Y REPLANTEO DE EJES ACCESORIOS Y TUBERIAS	GLB	1.00
02.00	<u>TUBERIAS</u>		
02.01	<u>SUMINISTRO</u>		
02.01.01	CODO HD BRIDADO MAZZA 90° X6"	UNO	1.00
02.01.02	CODO HD BRIDADO MAZZA 45° X6"	UNO	1.00
02.01.03	CODO HD BRIDADO MAZZA 90° X4"	UNO	3.00
02.01.04	CODO HD BRIDADO MAZZA 45° X4"	UNO	7.00
02.01.05	CODO HD BRIDADO MAZZA 90° X2"	UNO	2.00
02.01.06	TEE HD BRIDADO MAZZA 90° X6"	UNO	3.00
02.01.07	TEE HD BRIDADO MAZZA 90° X4"	UNO	1.00
02.01.08	TEE HD MAZZA 04"X02" BRIDA-CAMPANA	UNO	2.00
02.01.09	REDUCCION HD BRIDADO MAZZA 06"X04"	UNO	1.00
02.01.10	NIPLE HD BRIDADO MAZZA 06"X1.00MTS	UNO	1.00
02.01.11	NIPLE HD BRIDADO MAZZA 06"X0.50MTS	UNO	5.00
02.01.12	NIPLE HD BRIDADO MAZZA 04"X0.50MTS	UNO	6.00
02.01.13	NIPLE HD BRIDADO MAZZA 04"X1.00MTS	UNO	1.00
02.01.14	NIPLE HD BRIDA-ESPIGA MAZZA 06"X0.50MTS	UNO	4.00
02.01.15	NIPLE HD BRIDA-ESPIGA MAZZA 04"X0.50MTS	UNO	4.00
02.01.16	TRANSICION HD FUNDIDO BRIDA CAMPANA 06"	UNO	2.00
02.01.17	TRANSICION HD FUNDIDO BRIDA CAMPANA 04"	UNO	1.00
02.01.18	UNION FLEXIBLE TIPO DRESSER DE 6" (150MM)	UNO	3.00
02.01.19	UNION FLEXIBLE TIPO DRESSER DE 4" (100MM)	UNO	2.00
02.01.20	CANASTILLA DE 4"	UNO	1.00
02.01.21	VALVULA TIPO MARIPOSABRIDADO 06"	UNO	3.00
02.01.22	VALVULA TIPO MARIPOSA BRIDADO 04"	UNO	3.00
02.01.23	VALVULA TIPO MARIPOSA BRIDADO 06" CON ACT. ELECT	UNO	1.00
02.01.24	VALVULA MEDIDOR DE ALTITUD 04"	UNO	1.00
02.01.25	MEDIDOR DE CAUDAL TIPO ELECTROMAGNETICO 6"(150 MM)	UNO	1.00
02.01.26	MEDIDOR DE CAUDAL TIPO ELECTROMAGNETICO 4"(110 MM)	UNO	1.00

RESUMEN DE METRADOS

PROYECTO : FORMULACION Y DISEÑO DEL PROYECTO DE SANEAMIENTO UNIPAMPA ZONA g
ALMACENAMIENTO Y ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

SUB.PRESUP.: 01 INSTALACIONES HIDRAULICAS RESERVORIO

DEPTO. : **LIMA**

PROVINCIA : **CAÑETE**

DISTRITO : **NUEVO IMPERIAL**

FECHA : **ABRIL2007**

Item	Descripción	Unidad	Metrado
02.01.27	VALVULA TIPO BOLA 02"	UNO	1.00
02.01.28	TUBERIA DE ACERO SCHEDULE - 40 6" (150MM) INC. 5% DESP	M	62.20
02.01.29	TUBERIA DE ACERO SCHEDULE - 40 P/EQ. 4" (100MM) INC. 5% DE	M	28.80
02.01.30	TUBERIA DE ACERO SCHEDULE - 40 P/EQ. 2" (50MM) INC. 5% DES	M	1.10
02.01.31	TRANSPORTE DE ACCESORIOS HD A OBRA	KG	4,500.00
02.02	INSTALACION		
02.02.01	INSTALACION ACCESORIOS BRIDADOS Y VALVULAS EN RESERV•	UNO	62.00
02.02.02	INSTALACION TUBERIA HD 06"-04" + PRUEBA HIDRAULICA	M	91.00
03.00	<u>PRUEBAS HIDRAULICAS</u>		
03.01	PRUEBA HIDRAULICA C/EMPLO DE CISTERNA+EQ.BOMBEJ P/LI	M3	660.00
03.02	PRUEBA HIDRAULICA EN TUB. HD, UNIONES Y EMPALMES EN RE	M	100.00
04.00	<u>LIMPIEZA FINAL</u>		
04.01	LIMPIEZA FINAL DE ENTREGA DE OBRA	M2	90.00

RESUMEN DE METRADOS

PROYECTO : FORMULACION Y DISEÑO DEL PROYECTO DE SANEAMIENTO UNIPAMPA ZONA 9
ALMACENAMIENTO Y ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

SUB.PRESUP. : 02 LINEA DE ADUCCION L37.65 MTS. PVC

DEPTO. : LIMA

PROVINCIA : CAÑETE

DISTRITO : NUEVO IMPERIAL

FECHA : ABRIL2007

Item	Descripción	Unidad	Metrado
01.00	<u>OBRAS PRELIMINARES</u>		
01.01	CASETA P/GUARDIANA Y DEPOSITO EN LINEA DE ADUCCION	M2	30.00
01.02	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL EN LINEA DE ADUCCION	M2	160.00
01.03	TRAZO, NIVELACION Y REPLANTEO	M	37.65
02.00	<u>MOVIMIENTO DE TIERRAS</u>		
02.01	EXCAVACION A PULSO T.N. 4" HASTA 1.20M.	M	37.65
02.02	REFINE Y NIVELACION ZANJA T.N. PFTUB. 4"	M	37.65
02.03	PROTECCION SOBRE CLAVE TUBO 4" A POT. CON MAT. PROPIO	M	37.65
02.04	RELLENO COMP.ZANJA T.N. PFTUB. 4" AGUA POTABLE CON M P.	M	37.65
02.05	ELIMINACION DESMONTE CON MAQ. A BOTADERO 5KM	M3	9.40
03.00	<u>TUBERIAS</u>		
03.01	<u>SUMINISTRO</u>		
03.01.01	CODO PVC 04"X90°	UNO	1.00
03.01.02	TUBERIA PVC AGUA POTABLE DE 04"	M	37.65
03.02.03	PRUEBA HIDRAULICA+DESINFECCION TUB.04"	M	37.65
03.02.04	DADO DE CONCRETO 0.50X0.50X0.50 EN ACCESORIOS	UNO	1.00
04.00	<u>LIMPIEZA FINAL</u>		
04.01	LIMPIEZA FINAL DE ENTREGA DE OBRA	M2	160.00

RESUMEN DE METRADOS

PROYECTO : FORMULACION Y DISEÑO DEL PROYECTO DE SANEAMIENTO UNIPAMPA ZONA 9
ALMACENAMIENTO Y ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

SUB.PRESUP. : 04 CONEXIONES DOMICILIARIAS

DEPTO. : LIMA

PROVINCIA : CAÑETE

DISTRITO : NUEVO IMPERIAL

FECHA : ABRIL2007

Ítem - Descripción - Unidad - Meta

01.00	<u>OBRAS PRELIMINARES</u>		
01.01	CASETA P/GUARDIANA Y DEPOSITO EN CONEXIONES DOMICILIA	M2	60.00
01.02	LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL EN CONEXIONES DOMICILIARIAI	M2	2,472.00
01.03	TRAZO, NIVELACION Y REPLANTEO	M	2,472.00
02.00	<u>MOVIMIENTO DE TIERRAS</u>		
02.01	EXCAVACION A PULSO T.N. 4" HASTA 1.20M.	M	2,472.00
02.02	REFINE Y NIVELACION ZANJA T.N. P/TUB. <4"	M	2,472.00
02.03	PROTECCION SOBRE CLAVE TUBO <4" A POT. CON MAT. PROPIC	M	1,236.00
02.04	ELIMINACION DESMONTE CON MAQ. A BOTADERO 5KM	M3	243.00
03.00	<u>CONEXIONES DOMICILIARIAS</u>		
03.01	CONEXION AGUA 1/2" T N +LOSA 1.0x1.0x1.0+P.H.	UNO	412.00
03.02	TRANSPORTE DE ACCESORIOS CONEXIONES A OBRA	KG	15,000.00
04.00	<u>PRUEBAS HIDRAULICAS</u>		
04.01	PRUEBA HIDRAULICA EN RED AGUA Y CONEXIONES	M	4,003.65
05.00	<u>LIMPIEZA FINAL</u>		
05.01	LIMPIEZA FINAL DE ENTREGA DE OBRA	M2	2,472.00

ANEXO N° 2
RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO
PARA MUESTRA DE SUELOS



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

Apartado Postal 1701 Lima 100 - Perú Teléfono: (511) 471-1981

LABORATORIO DE QUIMICA DE LA FIC
ANALISIS FISICO QUIMICOS

SOLICITANTE : ESCUELA PROFESIONAL FIC-UNI

REGISTRO : LQ07-02

**OBRA : CURSO DE ACTUALIZACION DE CONOCIMIENTOS-
 TITULACION-FIC**

UBICACIÓN: IMPERIA, MALA-CAÑETE

TIPO DE MUESTRA: SUELO

RECEPCION DE MUESTRA: 23-01-07

ANALISIS DE :	SULFATOS	CLORUROS	SALES SOLUBLES TOTALES	pH
MUESTRA:	ppm	EE!	!!!	r
SUELO ALMINARES, IMPERIAL	16 723	8 325	n 67<	8<

Lima 25 de Enero del 2007


ING. RICARDO TERREROS LAZO
JEFE DEL LABORATORIO QUIMICO DE LA FIC

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Teldax: 3813842

Viene de informe N° :

S07 - 157

11 ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

ESTADO : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
Muestra : Unica
Calicata : ***
Prof.(m) : ***

Especimen N°	I	II	III
Diametro del anillo (cm)	6.36	6.36	6.36
Altura Inicial de muestra (cm)	2.16	2.16	2.16
Densidad húmeda inicial (gr/cm ³)	1.580	1.580	1.580
Densidad seca inicial (gr/cm ³)	1.534	1.534	1.534
Cont. de humedad inicial (%)	2.9	2.9	2.9
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm)	2.0508	1.9187	1.8527
Altura final de muestra (cm)	1.9898	1.8030	1.7765
Densidad húmeda final (gr/cm ³)	1.909	2.010	2.101
Densidad seca final (gr/cm ³)	1.666	1.770	1.866
Cont. de humedad final (%)	14.6	13.6	12.6
Esfuerzo normal (kg/cm ²)	0.5	1.0	1.5
Esfuerzo de corte maximo (kg/cm ²)	0.3190	0.6324	0.9514
Angulo de fricción interna :	32.3 °		
Cohesion (Kg/cm ²) :	0.00		

111 DENSIDAD MAXIMA Y DENSIDAD MINIMA ASTM 0-4254

Densidad maxima (gr/cm³) : 1.65
Densidad minima (gr/cm³) : 1.37

Muestra rem, tida e identificada por el sobc, tante

Realizado por Tec. Juho Chávez U

Revisado por Bach. Ing N Norana V




NILTHSON NOREÑA VALVERDE.
BACH. ING. RESPONSABLE DE AREA
Lab de Mecan,ca de Suelos UNI



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

INFORMEN° S07 - 157

SOLICITADO : DIRECCION DE ESCUELA PROFESIONAL - FAC. DE INGENIERIA CIVIL
PROYECTO : PROYECTO DE SANEAMIENTO - UNI PAMPA
UBICACIÓN : Km. 161 Panamericana Sur Oostnto de San Viceme. Prov,nc,a de C;iillete Opto de Lima
FECHA : 09. Marzo del 2007

ENSAYOS ESTÁNDAR

I ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM - D422

Calicata : ***
Muestra : Unica
Prof. (m) : ***

Malla	(%) Acumulado que pasa
3"	
2"	100.0
1 1/2"	92.4
1"	82.2
3/4"	78.3
1/2"	73.0
3/8"	69.6
1/4"	65.9
N° 4	64.3
N° 10	56.1
N° 20	47.6
N° 30	43.3
N° 40	38.5
N° 60	19.7
N° 100	13.1
N° 200	10.3
% de Grava	35.7
¾ de Arena	54.0
¾ de Finos	10.3

LIMITE LIQUIDO (%) : NP
 ASTM 04318
LIMITE PLASTICO (%) : NP
 ASTM 04318
INDICE DE PLASTICIDAD (I_p) : NP

CLASIFICACION SUCS

SP-SM



Ing. JESÚS VALVERDE
 BACH. ING. RESPONSABLE DE AREA
 Lab. de mecan,ca de S..suelos LN.



**ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO
ASTM D-422**

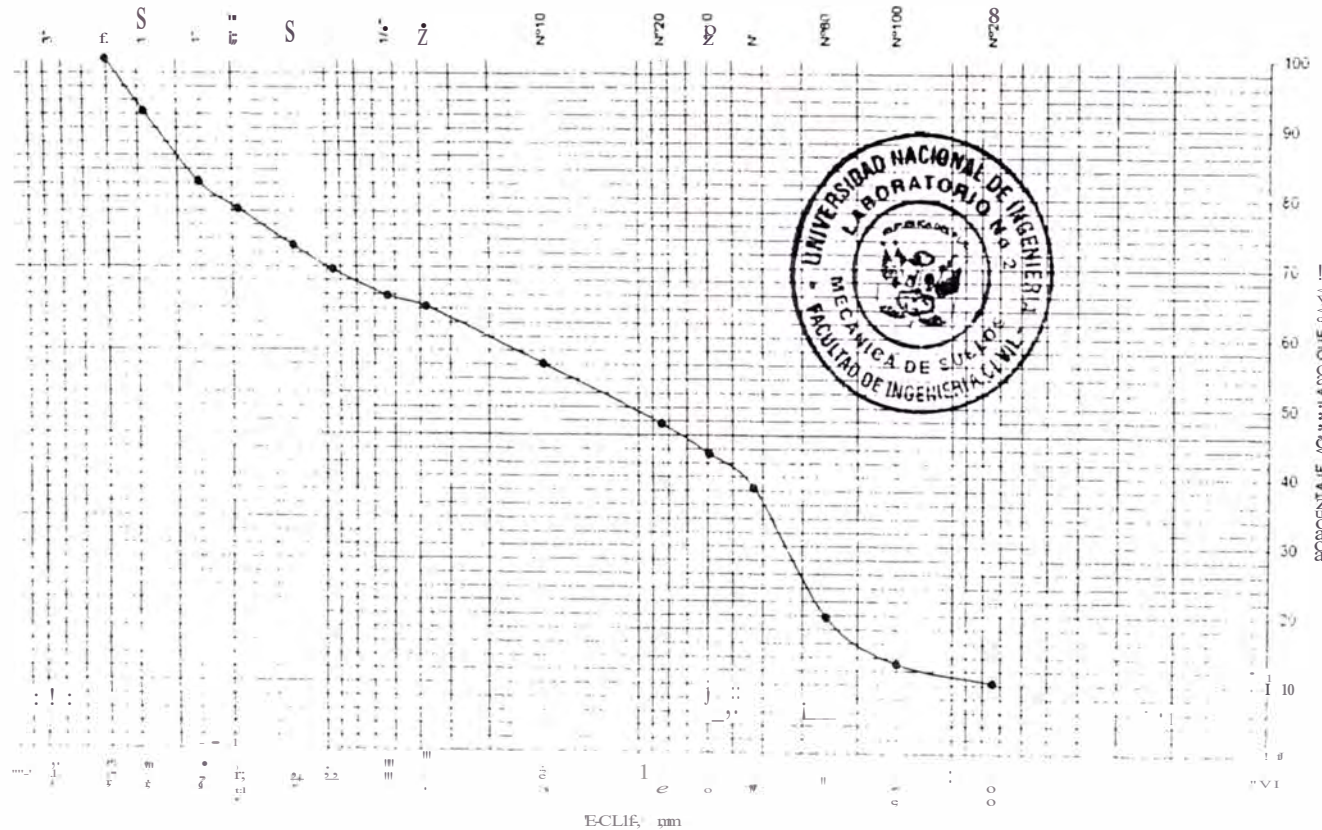
INFORME N° S07 - 157

Calicata : ***
Muestra : Unica
Prof. (m) : ***

Solicitado : DIRECCION DE ESCUELA PROFESIONAL - FAC. DE INGENIERIA CIVIL
Proyecto : PROYECTO DE SANEAMIENTO - UNI PAMPA
Ubicación : Km. 161 Panamericana Sur Distrito de San Vicente, Provincia de Cañete. Opto. de Lima
Fecha : 09, Marzo del 2007

Tamiz	Abertura (mm)	(%) acumulado que pasa
3"	76 200	
2"	50 300	100 0
1 1/2"	38 100	92 4
1"	25 400	82 2
3/4"	19 050	78 3
1/2"	12 700	73 0
3/8"	9 525	69 6
1/4"	6 350	65 9
N° 4	4 760	64 3
N° 10	2 000	56 1
N° 20	0 840	47 6
N° 40	0 590	43 3
N° 60	0 250	38 5
N° 100	0 149	19 7
N° 200	0 074	10 3

CURVA GRANULOMÉTRICA



V"B"

1/2



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 -Telefax: 3813842

Viene de informe N° :

S07 - 157

11. ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM 03080

ESTADO : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
Muestra : Unica
Calicata : ***
Prof.(m) : ***

Especimen N°	I	II	III
Diametro del anillo (cm)	6.36	6.36	6.36
Altura Inicial de muestra (cm)	2.16	2.16	2.16
Densidad húmeda inicial (gr/cm ³)	1.580	1.580	1.580
Densidad seca inicial (gr/cm ³)	1.534	1.534	1.534
Cont. de humedad inicial (%)	2.9	2.9	2.9
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm)	2.0508	1.9187	1.8527
Altura final de muestra (cm)	1.9898	1.8 d 0	1.7765
Densidad húmeda final (gr/cm ³)	1.909	2.010	2.101
Densidad seca final (gr/cm ³)	1.666	1.770	1.866
Cont. de humedad final (%)	14.6	13.6	12.6
Esfuerzo normal (kg/cm ²)	0.5	1.0	1.5
Esfuerzo de corte maximo (kg/cm ²)	0.3190	0.6324	0.9514

Angulo de friccion interna : **32.3 °**
 Cohesion (Kg/cm²) : **0.00**

111 DENSIDAD MAXIMA Y DENSIDAD MINIMA ASTM D-4254

Densidad maxima (gr/cm³) : 1.65
 Densidad mínima (gr/cm³) : 1.37

Muestra rem, t, da e 1dent1ficada por el sol, c, tante

Realizado por: Tac. Julio Ch/vez U

Revisado por Bach. Ing N Norena V



~~NIL ELSON NORENA~~

BACH. ING. RESPONSABLE DE AREA
Lab. de Mecan, ca de Suelos UN

ANEXO N°3

PLANOS DEL PROYECTO

1.8.) L. C?

Tic.

IZG Sta. -

LOPEZ MEDINA, JULIO CESAR

22176-G esta Teis





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



ACTA DE SUSTENTACION DEL INFORME DE SUFICIENCIA

En la Universidad Nacional de Ingeniería en la ciudad de Lima, a las 10:00 horas, del día sábado 05 de mayo del dos mil siete, se reunió en la Sala de Sustentaciones de la Facultad de Ingeniería Civil el Jurado conformado por los profesores Ing. LORENZO CASTRO GONZÁLES, Ing ALFREDO L. VASQUEZ ESPINOZA e Ing. OSCAR MIRANDA HOSPINAL, quienes actuaron como Presidente, Especialista y Asesor respectivamente, y el Bachiller en Ciencias con mención en Ingeniería Civil Señor:

JULIO CESAR LÓPEZ MEDINA

Quién sustentó el Informe de Suficiencia titulado:

FORMULACIÓN Y DISEÑO DEL PROYECTO DE SANEAMIENTO HINIPAMPA-ZONA 9 ALMACENAMIENTO Y ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

En cumplimiento de los requisitos para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil. Los señores miembros del Jurado replicaron al sustentante y terminada la réplica, después de debatir entre sí, reservada y libremente, lo declararon aprobado con la mención de:

 Ajm? ¿...., sTta:..-1.

A continuación, el Presidente del Jurado informó el resultado de la sustentación, con lo cual se dio por terminado el acto, levantándose la presente Acta por triplicado, la misma que fue suscrita por los miembros del Jurado.



ING. ALFREDO L. VASQUEZ ESPINOZA
ESPECIALISTA



ING. OSCAR MIRANDA HOSPINAL
ASESOR



Ing. LORENZO CASTRO GONZÁLES
PRESIDENTE