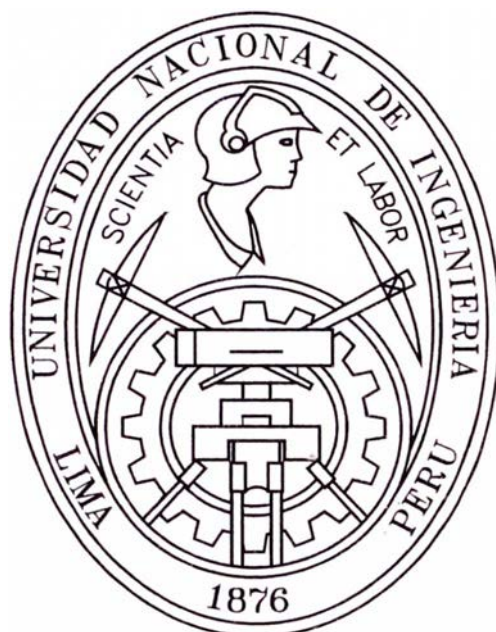


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad De Ingeniería Civil



FORMULACIÓN Y DISEÑO DEL PROYECTO DE SANEAMIENTO
UNIPAMPA ZONA 2
“DISEÑO DE RESERVORIO Y RED DE AGUA POTABLE”

INFORME DE SUFICIENCIA

Para Optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

JUAN LEONARDO TELLO DEL PINO

LIMA-PERÚ
2007



ÍNDICE DEL INFORME

INTRODUCCIÓN.....	2
RESUMEN EJECUTIVO.....	3
CAPÍTULO 1. ANÁLISIS PRELIMINAR DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	5
1.1. ANÁLISIS DEL MEDIO FÍSICO.....	5
1.2. ANÁLISIS DE POBLACIONES CERCANAS AL ÁREA DE ESTUDIO.....	20
CAPÍTULO 2. DESCRIPCIÓN DEL CENTRO URBANO PROYECTADO.....	38
2.1. PROYECCIÓN Y DISTRIBUCIÓN DE LA POBLACIÓN.....	38
2.2. DISTRIBUCIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA PROYECTADA.....	41
CAPÍTULO 3. PARÁMETROS GENERALES DE DISEÑO.....	45
3.1. PERIODO DE DISEÑO.....	45
3.2. POBLACIÓN DE DISEÑO.....	47
3.3. CAUDAL DE DISEÑO.....	47
CAPÍTULO 4. DISEÑO DEL RESERVORIO.....	50
4.1. MARCO TEÓRICO PARA EL DISEÑO DEL RESERVORIO.....	50
4.2. CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL RESERVORIO.....	78
4.3. PLANOS DEL RESERVORIO.....	101
CAPÍTULO 5. DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN.....	102
5.1. MARCO TEÓRICO PARA EL DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN..	102
5.2. TRAZADO DE LA RED.....	117
5.3. CÁLCULO HIDRÁULICO DE LA RED.....	120
5.4. PLANOS DE LA RED.....	126
CONCLUSIONES.....	127
RECOMENDACIONES.....	132
BIBLIOGRAFÍA.....	135
ANEXOS.....	137
PLANOS.....	154



INTRODUCCIÓN

El crecimiento económico, la aplicación de políticas pro inversión y las oportunidades de desarrollo son factores que influyen en el crecimiento demográfico de una determinada zona, tal y como probablemente sucederá en el área de estudio denominado "UNIPAMPA". La construcción de una planta de licuefacción para la exportación del gas de Camisea en la playa Melchorita, a solo 8.00km de nuestro hipotético centro urbano; junto con el auge de las exportaciones de productos agrícolas, sumado al programa "Agua para Todos", implementado por el actual gobierno, para suministrar de obras de saneamiento a todos los centros poblados del país y la posible instalación de un centro de investigación y estudios de la Universidad Nacional de Ingeniería serían los atractores para el asentamiento y posterior desarrollo de un centro poblado.

Es justamente para este hipotético centro urbano (UNIPAMPA), para el cual se ha diseñado un sistema de saneamiento, constituido por una bocatoma sobre el río Cañete, una planta de tratamiento de agua potable, un reservorio elevado, una red de agua potable y un sistema de alcantarillado que cubrirán las demandas de una población inicial que se establecerá inmediatamente en la zona de estudio, constituida por trabajadores de las industrias energéticas y agrícolas, que a su vez acarrearán un comercio interno y un crecimiento poblacional.

El presente informe se centrará en lo referente al diseño del reservorio elevado y la red de agua potable para UNIPAMPA. Para tal efecto se realizaron visitas de campo a la zona de interés y una abundante recopilación de información respecto al ambiente físico, a la población y a los parámetros de diseño de las obras mencionadas. Producto de este estudio se tiene sobre todo una metodología que puede ser empleada por futuros investigadores, ingenieros y planificadores que quieran desarrollar proyectos de similar índole.

Considerando que en nuestra realidad ocurre que las poblaciones se instalan sin ninguna planificación o previsión de parte de las autoridades municipales o regionales, podemos tomar esta experiencia como un modelo a seguir para la formulación de proyectos sostenibles en nuestro país.



RESUMEN EJECUTIVO

El objetivo principal del presente informe es el diseño de un reservorio elevado y un sistema de redes de agua potable que suministre el preciado recurso natural a la población que inicialmente se asentará en UNIPAMPA, aproximadamente 2100 habitantes, sobre una habilitación urbana cercana a los 165000 m², diseñada de acuerdo a los parámetros urbanos de la reglamentación nacional.

Para tal efecto se ha realizado un estudio del medio físico, sobre el cual se establecerá nuestra población, así como las características de la misma, el cual se puede apreciar en el **capítulo 1** del presente informe; fueron de particular importancia para los objetivos del proyecto, el conocimiento de la peligrosidad sísmica de la zona que podría presentar aceleraciones de hasta 0.56g; asimismo determinar la baja capacidad portante del suelo con presencia de sulfatos y cloruros, permitieron el adecuado diseño del reservorio y la especificación de concreto tipo V con puzolanas para la elaboración del concreto, así como el uso de Tuberías de PVC para la red de agua. La topografía suave de la zona condicionó la construcción de un reservorio elevado.

Los datos de clima y las características de las poblaciones aledañas permitieron definir la dotación adecuada (200 l/hab./día) y la adecuada distribución del grupo humano sobre la habilitación proyectada.

En el capítulo 2, se puede apreciar la distribución de la población sobre la habilitación urbana (7 hab./lote); la configuración de la ciudad que cuenta con zonas de recreación, instalaciones de comercio, educación, salud, administración, desarrollo espiritual, industria liviana y por supuesto vivienda. Puede apreciarse también la ubicación de las obras proyectadas tales como el reservorio y la res de agua.

En el capítulo 3, se definen los parámetro generales de diseño comunes para todas las obras proyectadas, tales como el periodo de diseño de 5 años considerados para el reservorio y la red de agua potable, la población de diseño (2100 habitantes), para la cual se establecieron tres escenarios (mostrados en el capitulo 2) y finalmente el caudal de diseño (12.64 l/s).

En el capítulo 4, se define el diseño del reservorio elevado; de 12m de altura con 6m de diámetro de fuste y una cuba de una capacidad de hasta 300 m³, para el cual se ha elaborado un modelo tridimensional de elementos finitos, para definir las características dinámicas y la resistencia de los elementos de concreto



armado, sometidos a un espectro de aceleraciones definido por la norma sismorresistente E-030. Para el análisis se consideró una masa móvil y una masa fija de agua las cuales vibran con su propio periodo, siendo el de la masa móvil 3.201 seg. y el de la fija 0.196 seg. respectivamente, es decir que el agua vibra con un periodo bastante largo en relación con el periodo de vibración de la estructura; vale la pena recalcar también que se consideraron las fuerzas hidrodinámicas dentro del análisis, las cuales tienen una especial influencia en el diseño de la cuba debido a la alta peligrosidad sísmica de la zona.

Para el diseño de la cimentación se ha tomado en consideración que el terreno de cimentación adecuado para las demandas solicitadas por el reservorio, se encuentra a 7.00 m por debajo del nivel de terreno natural, el cual tiene una capacidad portante de 3.00 kg/cm^2 asimismo se consideró un coeficiente de balasto de 7.00 kg/cm^3 hasta los 5.00m por debajo del NTN y de 11.00 kg/cm^3 para profundidades mayores, la cimentación se modeló considerando la influencia del fuste enterrado 5.00m que toma parte del momento generado por la fuerza sísmica, mediante la compresión lateral del suelo; como resultado del análisis se obtuvo una platea de cimentación de dos niveles de 1.00m de peralte cada una, con un radio mayor de 6.00m en el fondo de la cimentación y otro de 4.00m.

La distorsión máxima calculada después del análisis es de 0.00236, la cual nos da un indicativo de un adecuado nivel de rigidez global, considerando que se está diseñando un reservorio que no debería fallar después de un sismo, asimismo se está controlando el fisuramiento de los elementos comprometidos.

Finalmente en el **capítulo 5**, se define el diseño hidráulico de la red de agua potable, constituida por dos Circuitos principales con tuberías matrices de 4" y 3", diseñadas con la filosofía de optimización de redes, en donde se comparan tres métodos de análisis, el método de TONG y colaboradores, el método de Hardy Cross y el Método usado por el programa LOOP desarrollado a pedido del Banco Mundial. Es importante hacer notar que el diseño se realizó considerando una población inicial de 2100 habitantes que poblaran la zona asignada, sin embargo el diseño puede ser considerado modular, es decir que en un probable crecimiento de la zona se podrían ir construyendo habilitaciones urbanas similares, de tal manera de utilizar dimensiones similares en las tuberías de la red de agua potable y el reservorio.

CAPÍTULO 1. Análisis Preliminar del Área de Estudio

1.1. Análisis del Medio Físico

El presente apartado tiene como objetivo describir el medio físico sobre el que se desarrollará el proyecto, especialmente en lo concerniente a la geología; los tipos de suelo sobre los que se cimentarán las estructuras proyectadas; la sismología, para determinar el nivel de aceleraciones a los que estarán sometidas las estructuras en sus bases; la topografía, para la ubicación y distribución de las obras proyectadas y el clima que influenciará en la determinación de la dotación adecuada. Vale recalcar que durante la etapa de recolección de información se ha hallado valiosa información de la cuenca del Río Cañete, su hidrología y la calidad de agua presentes en las zonas aledañas, datos que aunque no son necesarios para los objetivos específicos del estudio nos permiten tener un panorama más general del medio físico, razón por la cual serán incluidos en el Anexo A : "Datos Complementarios del Medio Físico".

1.1.1 Ubicación y Límites

El futuro centro urbano UNIPAMPA SECTOR 2, se encuentra ubicado dentro de la zona conocida como Pampa Clarita (ver mapa 1.1.1.A), dentro del distrito de San Vicente de Cañete, Provincia de Cañete, Departamento de Lima, a la altura del Km. 160 de la Panamericana Sur, aproximadamente a 200m de la carretera en dirección Este, el área a ser intervenida será de 164032 m².

En la Tabla 1.1.1.1 se observan las coordenadas del rectángulo que delimita el poblado así como las del centro de la ciudad.

Tabla 1.1.1.1.- Coordenadas del Área de Estudio

Punto	Coordenada Este (UTM)	Coordenada Norte (UTM)
1.00	353386.83	8542073.41
2.00	353704.39	8542225.27
3.00	353905.43	8541804.87
4.00	353387.87	8541653.01
Centro	353644.33	8541938.28

La zona de estudio limita por el Norte con los terrenos de cultivo de La Arena y Chacarilla, sectores de la antigua Hacienda Herbay Bajo, San Juan Alto, Río

Cañete, con una cantera de piedra y con un extenso basural; por el Nor-Oeste con las playas Huachama, Condor y Clarita; por el Sur-Este con el centro poblado La Arena, la Pampa Cinco Cruces y la carretera Panamericana Sur y por el Oeste con el Océano Pacífico (Playa Mulata y Playa Auque). En la Tabla 1.1.1.2 se aprecian las coordenadas de los puntos más importantes a la zona de estudio y su distancia a la misma.

Tabla 1.1.1.2.- Puntos importantes y distancias a la zona de estudio

Punto	Coordenada Este (UTM)	Coordenada Norte (UTM)	Distancia (Km)
Cantera de Hormigón	353052.69	8542804.15	1.10
Basurales	351525.06	8544728.54	3.50
Herbay Bajo	351552.83	8545819.62	4.45
Herbay Alto	354035.84	8547557.41	5.60
San Juan Alto	356849.71	8548052.16	6.93
Río Cañete	352304.22	8548664.41	6.85
Playa Melchorita	359199.75	8535436.12	8.00
San Vicente de Cañete	349521.28	855385.16	12.60
Bocatoma Río Cañete	368287.87	8558090.79	21.80
Lima	277138.37	8662039.68	160.00
Pisco	370040.47	8483875.92	60.00

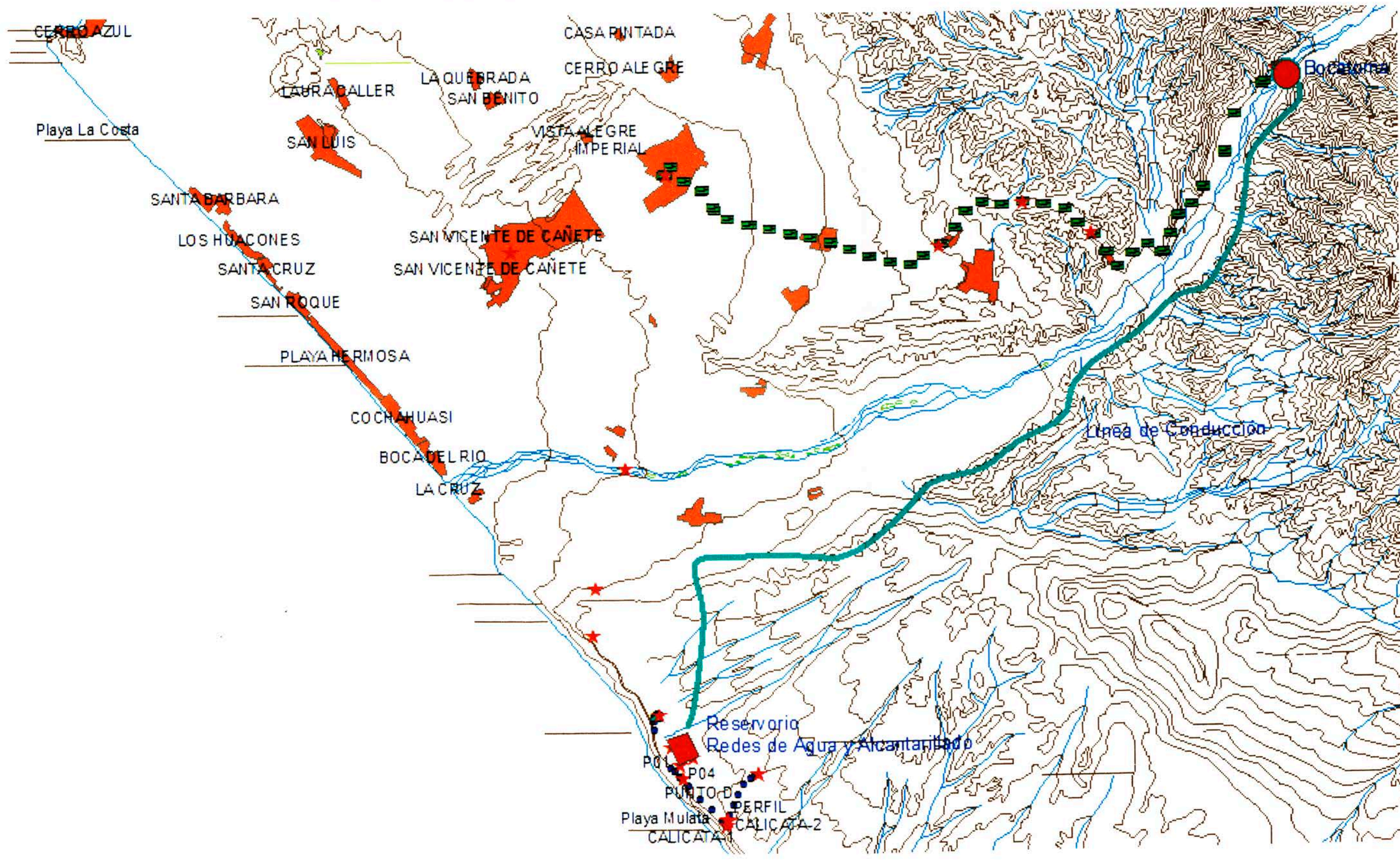
1.1.2 Geología

El área de estudio se encuentra comprendida dentro del sector 27-k de la carta geológica elaborada por el INGEMMET (ver mapa 1.1.2).

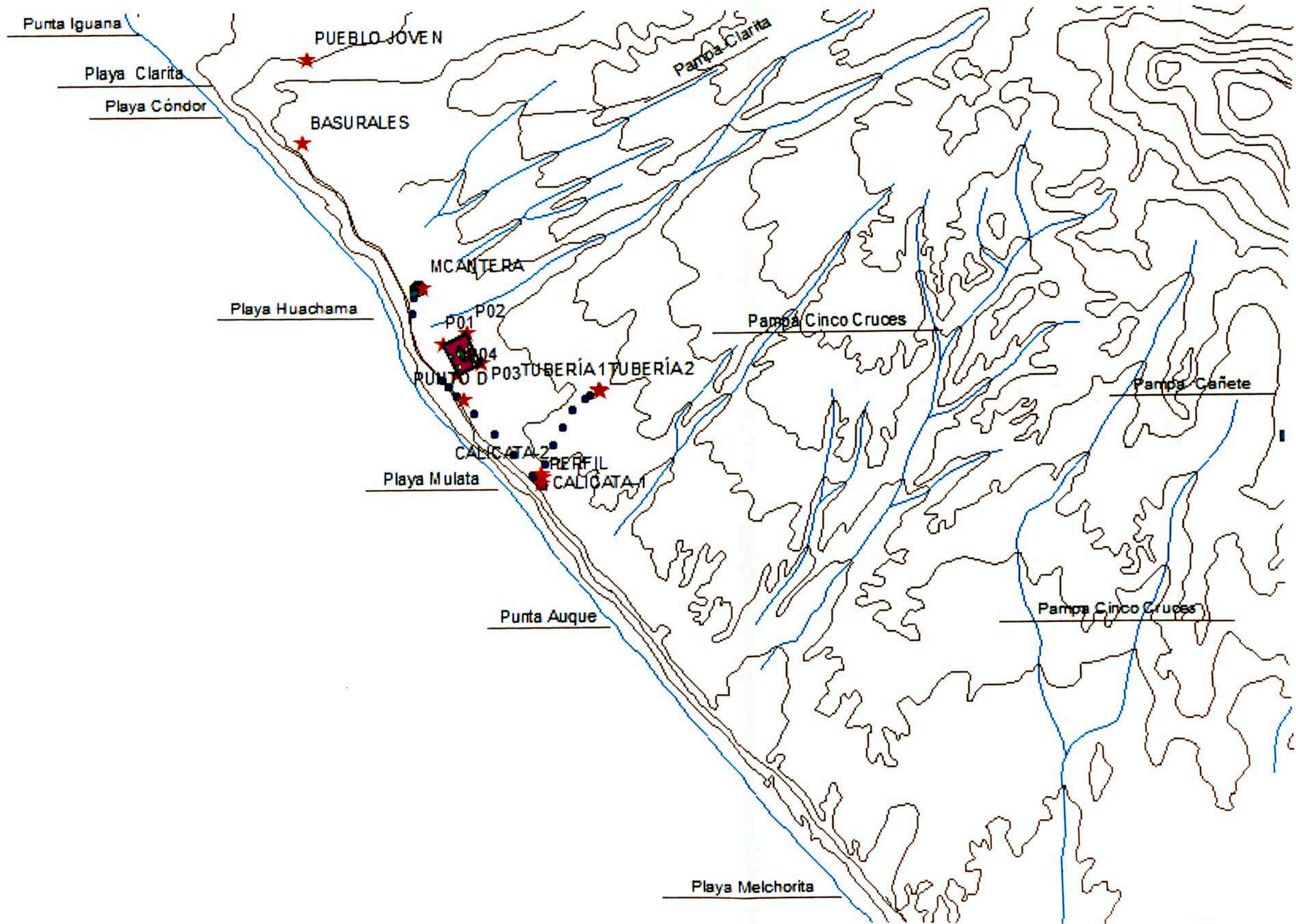
En la carta se puede apreciar claramente que la ciudad, así como el reservorio, sus líneas de agua y alcantarillado se asentarán sobre la unidad estratigráfica Qr-e, constituida por depósitos eólicos y aluviales recientes (cuaternario).

La bocatoma que se construirá sobre el lecho del río se asentará sobre la unidad estratigráfica K-gdmgr, constituida por graniodorita monzogranito, perteneciente a la superunidad Tiabaya del Batolito de la Costa formado en el Jurásico.

Las obras de conducción de la bocatoma hacia la planta de tratamiento y el reservorio atravesaría cerros (mediante túneles) pertenecientes a las formaciones Quillmaná y Cañete (Pertenecientes al cretáceo superior e inferior) en orden descendente de altitud, la primera constituida por rocas volcánicas en



Mapa 1.1.1.A. Ubicación General



Mapa 1.1.1.B. Detalle de Ubicación



su parte superior (en contacto con las obras de conducción) y la segunda unidad estratigráfica constituida por conglomerados semiconsolidados con clastos redondeados y sub-redondeados de variada litología en una matriz arenolimsa; finalmente dichas obras atravesarán también en la parte baja de su recorrido la unidad estratigráfica Qr-al, constituida por depósitos aluviales recientes. En el mapa 1.1.2 se puede apreciar un montaje de las obras proyectadas sobre la carta geológica.

A continuación se muestra una descripción de las unidades estratigráficas y geomorfológicas presentes en la zona de estudio.

Unidades Estratigráficas Presentes en la Zona de Estudio:

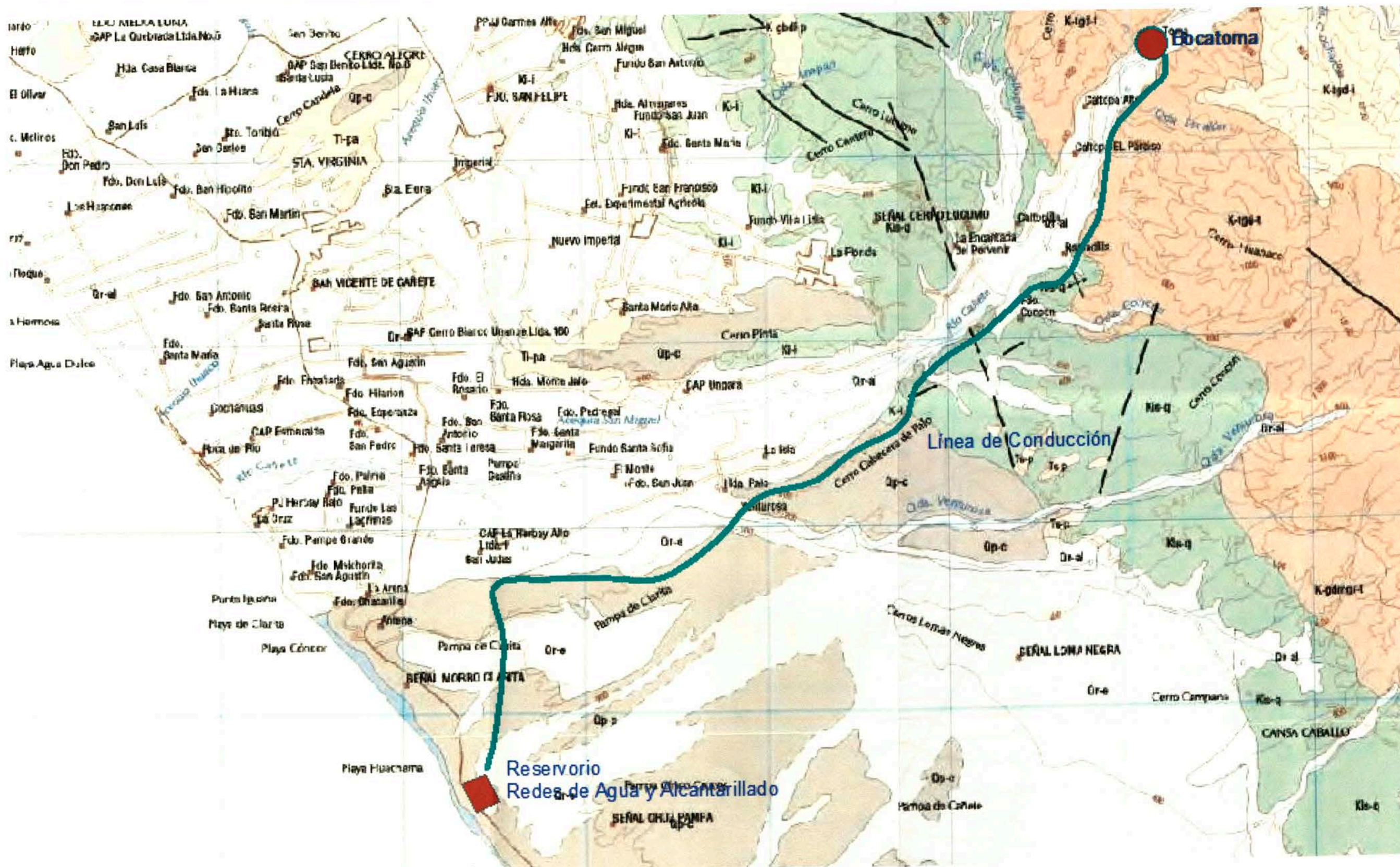
- **Formaciones: Imperial y Quilmaná:** Cretáceo Inferior – Cretáceo Superior.
 - **Formación Imperial:** Aflora al Nor Este y Este de Imperial. Esta compuesta de calizas grises y hacia el techo calizas margosas y descansa debajo de margas, lutitas, calizas, areniscas y volcánicos del Grupo Quilmaná. En parte es equivalente a la formación Atocongo y Chilca.
 - **Formación Quilmaná:** Es una gruesa secuencia Volcánica – Sedimentaria en la base, y predominio de rocas volcánicas hacia la parte superior que yacen en aparente discordancia sobre el Grupo Imperial. Su techo se encuentra descubierto. Aflora en el borde oriental de la Pampa Costanera, donde se inicia el cono de deyección del Río Cañete como una faja de rumbo Nor Oeste – Sur Este.
 - **Formación Paracas:** Terciario – Inferior. Aflora en el Cerro Candela, en San Vicente de Cañete, y esta compuesta de areniscas grises, areniscas calcáreas pardas y areniscas verdosas, alternándose con horizontes de limolitas verdosas. No se conoce su piso y el techo esta cubierto con la formación Cañete.
 - **Formación Cañete y Depósitos Recientes:** Cuaternario.
 - **Formación Cañete:** Esta formada por conglomerados semi consolidados con clastos redondeados y sub - redondeados de variada litología en una matriz areno-

limosa y con algunas capas de areno – limosas. Esta formación yace en discordancia angular sobre la Formación Paracas y rocas más antiguas. La formación Cañete que es continental, representa los conos de deyección aluvional más antiguos del Pleistoceno.

- **Depósitos Recientes:** Están representados por los depósitos aluviales (conos de deyección de los ríos y quebradas); los depósitos marinos (playas y terrazas) y depósitos eólicos (medianos de tipo barjan y depósitos eólicos estabilizados) como los que existen en la Pampa Clarita al Sur Este de Cañete.

Unidades Geomorfológicas:

- **Borde litoral:** Que comprende la línea de costa de rumbo Nor Oeste – Sur Este donde se exponen las playas y los acantilados.
- **Pampa Costanera:** Que se extiende desde el borde litoral y por el Este va hasta las cotas de 200 m.s.n.m. Se caracteriza por presentar superficie casi plana y amplia, con presencia de colinas y cerros de baja altura. Su ancho va más allá de los 10 km.
- **Estribaciones del Frente Andino:** Esta unidad corresponde a la cadena de cerros de cotas bajas que se expone en el borde oriental de la Pampa Costanera y que van hasta las cotas de 500 m.s.n.m. La línea de cumbres que señala esta unidad contrasta con la suave pendiente de la Llanura Costanera.
- **Valle del Río Cañete:** Esta unidad en el área que nos es de interés, es decir el Valle ha sido labrado por erosión fluvial y se desarrolla por encima de los 500 m.s.n.m., proceso que ha funcionado predominantemente con los movimientos orogénicos que se sucedieron desde finales del Terciario hasta el presente. El perfil transversal es una “V” ancha y abierta en las partes altas y encañonadas en la parte baja. Los depósitos aluviales y las terrazas que muestra el río están asociadas con las épocas en que sufrió mayor elevación el área y donde la erosión fue más activa. Sus laderas muestran estabilidad y pendientes variables en su recorrido, lo que está en función de los tipos de rocas que cruza el río.



Mapa 1.1.2. Ubicación de las obras sobre unidades geológicas.



1.1.3 Hidrogeología

Los datos de hidrogeología que se mencionan a continuación fueron obtenidos de un informe elaborado por Golder Associates Perú S.A. por encargo de Hunt Oil Corporation realizado en Junio del 2002.

Se encontró agua subterránea a una profundidad de entre los 7.4 y 50.8 metros por debajo de la superficie, lo que es indicativo de niveles elevados. Estas profundidades equivalen a 22.7 y 48.2 metros sobre el nivel del mar. Hay surgencia de la napa freática en la sección baja del acantilado costero y cerca del nivel de la playa en el sector Sur-Oeste del sitio.

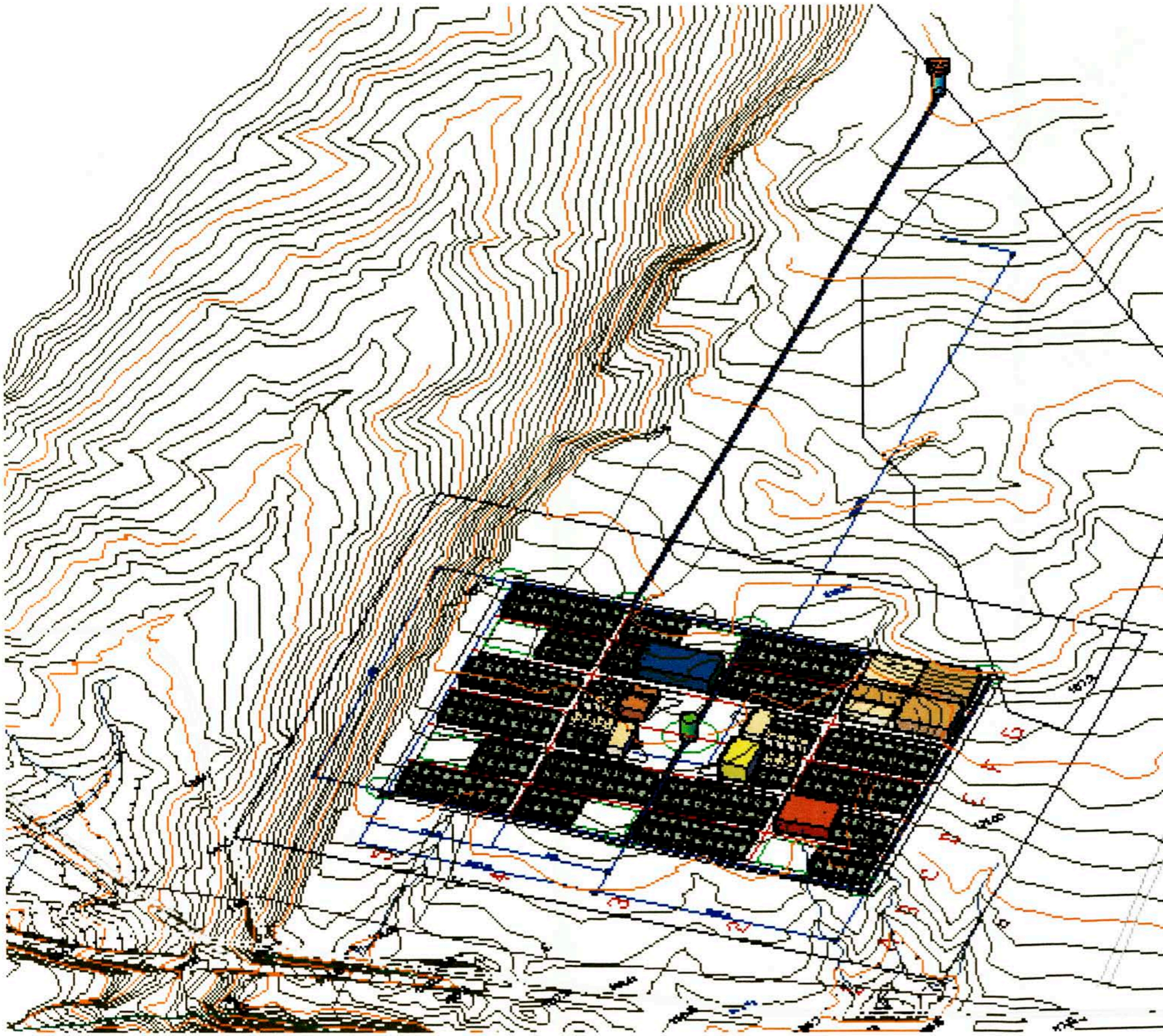
Basados en la limitada información disponible, se puede afirmar que el área esta acentuada por acuíferos confinados y no confinados. El agua ubicada en el estrato está principalmente confinada dentro del horizonte aluvial estratificado (Qr-al).

Existen varias fuentes de agua en el área que abastecen a las comunidades locales para uso doméstico y para riego y, consecuentemente, la explotación de este recurso puede dar paso a una considerable disminución del abastecimiento de agua.

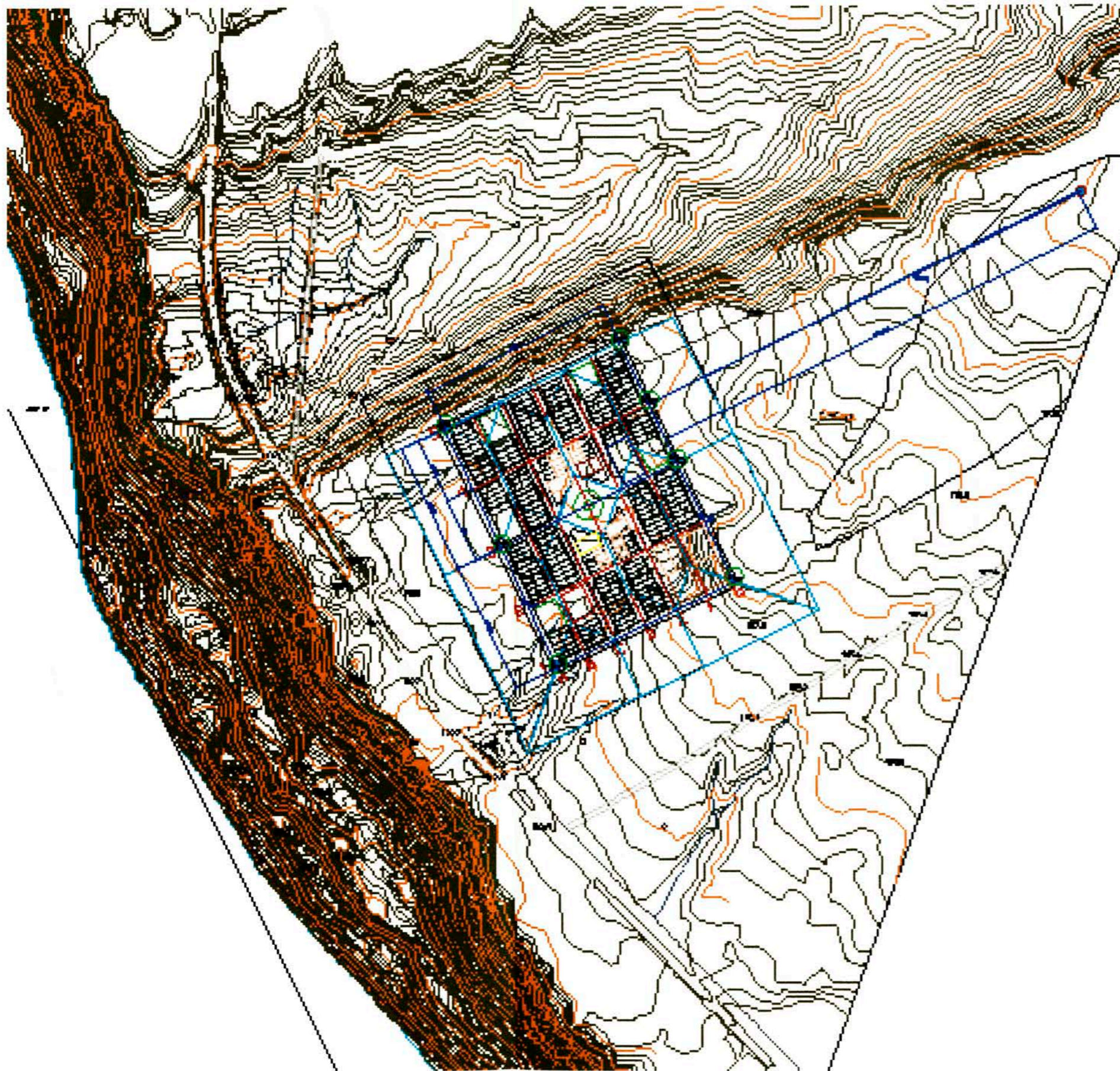
1.1.4 Topografía

La topografía sobre la que se asentará UNIPAMPA Sector 2, es de pendiente suave, típica de la costa, con pequeñas lomas de arena en forma ondulante. En la tabla 1.1.4.1, se pueden apreciar las cotas de los puntos que definen el perímetro de la zona así como la del centro de la ciudad. Debido a las suaves pendientes se ha visto por conveniente proyectar un reservorio elevado para mantener una adecuada presión en la red de agua de la ciudad.

Vale la pena recalcar que la ciudad está proyectada al borde de una pista afirmada de ingreso a la zona (tal como se puede apreciar en el mapa 1.1.3.A, hacia el norte de la misma se encuentra una depresión con un talud de aproximadamente 11.5% de pendiente, por debajo de la pista. Hacia el Nor-Este, la topografía va incrementando su gradiente, de tal manera que a la altura de la bocanoma el río se encuentra a 300 m.s.n.m. aproximadamente, con cerros a ambos márgenes que llegan a los 1050 y 1400 m.s.n.m.



Mapa 1.1.3.B. Topografía del Área de Estudios - Vista 3D



Mapa 1.1.3.A. Topografía del Área de Estudio

Tabla 1.1.4.1.- Cotas del Perimetro y Centro del Área de Estudio

Punto	Cota (m.s.n.m)	Coordenada Este (UTM)	Coordenada Norte (UTM)
1.00	161.00	353386.83	8542073.41
2.00	168.00	353704.39	8542225.27
3.00	171.00	353905.43	8541804.87
4.00	158.00	353387.87	8541653.01
Centro	165.00	353644.33	8541938.28

1.1.5. Estudio de Suelos

Para estimar la capacidad portante del suelo de fundación, se cavó una calicata al borde de la Panamericana Norte de 1.50m. de diámetro con aproximadamente 3.0m. de profundidad y se tomaron 30 Kg. de muestra. Asimismo se realizó una descripción estratigráfica de la misma, la cual se muestra en la tabla 1.1.5.1. Durante la visita de campo se pudo apreciar también, la presencia de un material conglomerado de matriz areno-limosa en los cortes realizados para la construcción de la Panamericana Sur, la presencia de este material se pudo apreciar también a 1.0km. de la Panamericana, sobre las excavaciones de la tubería de Gas de LNG. De acuerdo con pobladores de la zona que trabajaron durante las excavaciones se estima en 5.00m. la profundidad a la que se encuentra el conglomerado en esa zona.

Tabla 1.1.5.1. Descripción estratigráfica en campo

Item	Profundidad	Descripción
1.0	0.0 – 0.70 m	Material Areno-Limoso, Marron amarillento (Ver Fotografías 1.0 y 2.0)
2.0	0.7 – 3.0 m	Arena Gris fina en capas bien delgadas, con costras blanquecinas posiblemente Sales y Sulfatos. (Ver Fotografías 1.0 y 2.0)



Fotografía 1.0.- Calicata 1



Fotografía 2.0.- Estratigrafía-Calicata 1



Fotografía 3.0.- Muestras-Calicata 1



Fotografía 4.0.- Conglomerado Superficial

Debido a la carencia de resultados de laboratorio, complementaremos nuestros datos de campo con los estudios realizados por "Walsh" en la zona de estudio en lo referente a la caracterización de los suelos.

En términos generales se puede mencionar, que las características geotécnicas de las unidades

sedimentarias que ocurren en la zona, son las siguientes:

- Los suelos aluviales recientes, que conforman las terrazas aluviales, se hallan constituidos en su superficie por arcillas-limosas, correspondiendo según la clasificación SUCS a suelos CL, que se caracterizan por su baja a media plasticidad, una media compresibilidad y expansión, compactado es prácticamente impermeable. Son suelos de consistencia suave, con una baja a muy baja capacidad portante. En general, se puede afirmar que las muestras refleja la litología de las unidades geológicas y un carácter topográfico de planitud.

- Los suelos que conforman laderas en colinas de substrato plutónico, corresponden según la clasificación SUCS a suelos SW, que indica que están formados por arenas bien equilibradas, con escasos elementos finos. Presentan un grado de compresibilidad y expansión casi nula, con un drenaje excelente a pobre; compactados varían desde permeable a impermeable, con una buena resistencia a la cizalla y una despreciable a baja compresibilidad; son suelos con una capacidad portante¹ media. Su textura refleja la ubicación de estos suelos, donde los elementos finos han sido arrastrados por el viento o las esporádicas lluvias.
- Los suelos que conforman laderas de colinas con substrato volcánico, corresponden según la clasificación SUCS a suelos GP-GM, que señalan que están formados por una mezcla mal graduada de gravas y arenas con pocos elementos finos. Su grado de compresibilidad y expansión es baja, con un drenaje bueno a regular; se caracterizan por su baja plasticidad y expansión y una despreciable a baja compresibilidad; su capacidad portante es media. Sus características granulométricas reflejan la litología del substrato y su ubicación en las vertientes.
- Los suelos de las planicies están constituidos por arenas claras silíceas, de grano medio a fino que no presentan plasticidad. Según la clasificación SUCS corresponderían a suelos SP-SM (arenas gravilosas y limosas mal graduadas) donde los escasos elementos finos presentes no afectan al drenaje interno ni las propiedades de resistencia del suelo. Se caracterizan por su excelente permeabilidad, casi nula compresibilidad y expansión, y un excelente drenaje. Son suelos sueltos, con una elevada susceptibilidad de licuefacción y una capacidad portante baja; con un índice de plasticidad menor a uno.

Finalmente para el diseño de la Estructura del Reservorio se necesitan, la profundidad de cimentación y la capacidad portante del suelo; debido a la carencia de un estudio de suelos localizado en la ubicación del Reservorio, se tomarán los datos obtenidos por Alva Hurtado y Vásquez López, durante la microzonificación de la ciudad de Nazca después del terremoto del 12 de Noviembre de 1996. Los resultados se resumen en a tabla 1.1.5.2.

Tabla 1.1.5.2. Capacidades Portantes de acuerdo a Microzonificación Sísmica – Nazca 1996

Zona	Profundidad de Cimentación (m)	Capacidad portante (Kg/cm ²)	Periodo Predominante (s)	Descripción
1.0	1.50	2.00	0.10 – 0.20	Las mejores Condiciones del terreno, grava con bolonería.
2.0	2.00	1.50 – 2.00	0.20 – 0.25	Material superficial limoso hasta 1.50m de profundidad sobre gravas.
3.0	3.50	1.00 – 1.50	0.25 – 0.40	Material fino (arenas) hasta 3.0m de profundidad sobre gravas.
4.0	5.50	1.00	> 0.40	Material limoso-arcilloso en profundidad de 5.0m, sobre gravas.
5.0	No se recomienda Cimentar			Relleno Suelto de gran espesor en la superficie.

De acuerdo a la tabla anterior y a las características de los suelos, observadas en la salida de Campo, se considerará una capacidad portante de 1.50kg/cm² a 3.50m. de profundidad, de 2.00kg/cm² a 5.50m. de profundidad y de 3.00kg/cm² a profundidades mayores a los 6.50m. para la cimentación del reservorio.

1.1.6 Sismología

El área de estudio presenta una alta peligrosidad sísmica, debido principalmente a dos factores:

- Su ubicación en la costa central, dicha región es sísmicamente muy activa debido fundamentalmente al proceso de subducción de la placa de Nazca debajo de la Placa Continental Sudamericana, asimismo el área de estudio se encuentra cerca de fallas posiblemente activas como la de Huamaní a 13km, la falla de Ica a 100km y la falla Condoray a 130km. En el gráfico 1.1.6. se pueden apreciar la gran cantidad de eventos sísmicos

registrados en la región central y sur del país sobre la que se ubica la zona de UNIPAMPA.

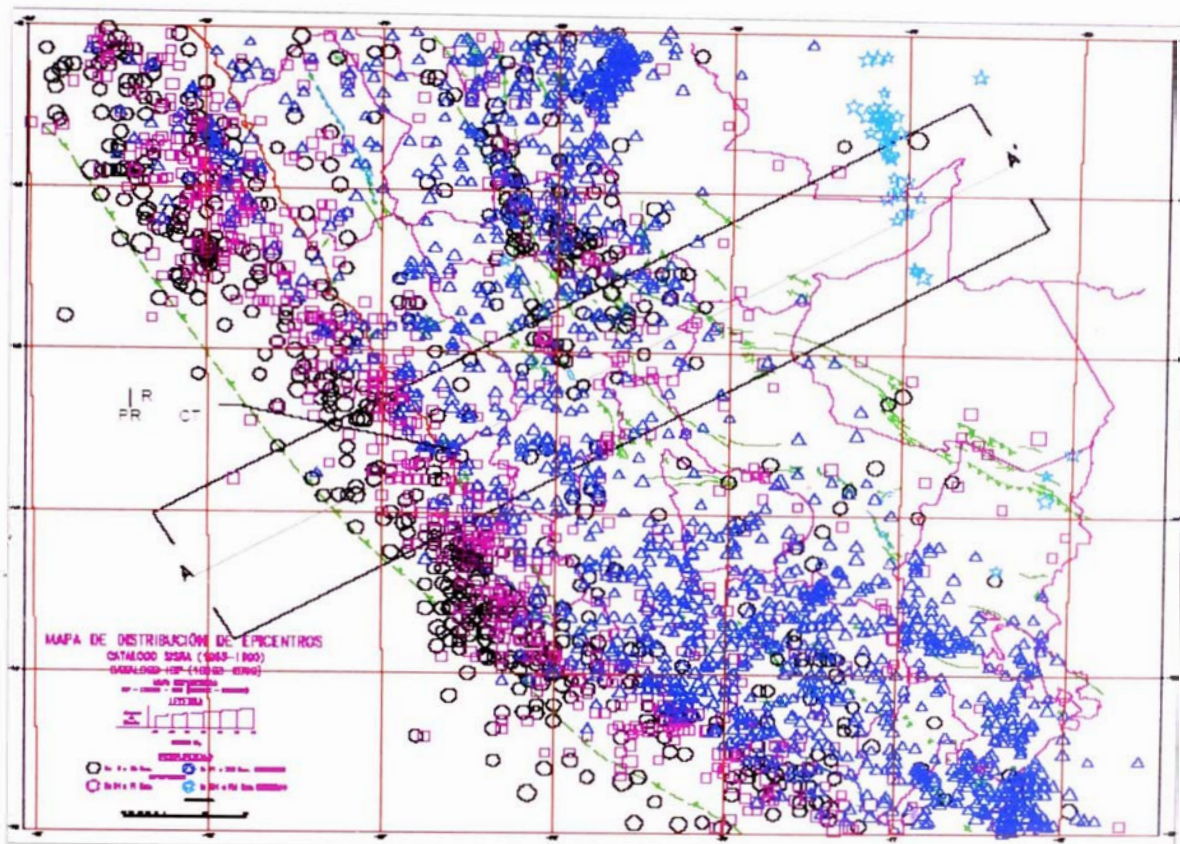


Gráfico 1.1.6. Ubicación de epicentros en la zona Centro-Sur del País

A lo largo de casi 450 años, la zona centro sur del país ha sufrido más de 19 movimientos telúricos con intensidades comprendidas entre clase VII y clase IX en la Escala Modificada de Mercalli. En los años 1966, 1970 y 1974, ocurrieron movimientos sísmicos muy fuertes que afectaron la región y luego de una prolongada “calma sísmica” de más de 23 años, esta ha sido rota en 1997 con el sismo de magnitud 6,5 que destruyó en gran parte la ciudad de Nazca. El último evento y más reciente, que ha afectado esta región sísmica, es el ocurrido en el 2001 cuando se produjo un terremoto de magnitud 6,9 en Camaná (Arequipa) y zonas aledañas. A manera de resumir la peligrosidad sísmica se muestran las aceleraciones esperadas para la zona de estudio según Coulborn (1982).

Tabla 1.1.6.1. Aceleraciones esperadas para el área de estudio según Coulborn.

Lugar de Analisis	Aceleración Maxima (g)*	Aceleración Efectiva (g)*	Aceleración (g) Para el Analisis Seudo-estático
HUMAY (-75.75 - 13.69)	0.42	0.32	0.22
LURIN (-76.82 - 12.21)	0.44	0.33	0.22
CHILCA (-76.67 - 12.44)	0.43	0.32	0.22
CAÑETE (-76.34 - 13.03)	0.44	0.33	0.22
CHINCHA (-76.09 - 13.36)	0.43	0.32	0.22
PISCO (-76.01 - 13.61)	0.44	0.33	0.22

- Sus características Geotécnicas, por ser arenas finas (por lo menos hasta los 3.0m. de profundidad, de acuerdo a la calicata excavada) y la posible presencia de nivel freático a no más de 7.0m. de profundidad, existe una alta probabilidad de Licuación durante un evento sísmico que afectaría directamente la cimentación del reservorio y la estabilidad global del mismo. Debido a ser un suelo blando es muy probable que existan grandes amplificaciones de la aceleración en la base de las cimentaciones durante un evento sísmico.

Las hipótesis establecidas anteriormente son plenamente justificables debido a la ocurrencia de licuefacción y amplificación de aceleraciones durante eventos sísmicos en el pasado, en la zona de estudio, dichos sucesos fueron recopilados por el Dr. Alva Hurtado, en su "Breve Historia del Fenómeno de Licuefacción en el Perú", a continuación se muestran los eventos registrados cerca de la zona de estudios:

12 de Mayo de 1664

Terremoto en Ica. Silgado (1978) refiere el relato del cura de la Iglesia Parroquial de San Jerónimo, Licenciado Cristóbal Rodríguez Alvarez: "otra vez abrióse la tierra por muchas partes, en los montes y campos se desunía la tierra formando abras y horribles profundidades que parecían bocas para tragarnos. Corrió el río en más de seis riegos de agua, rebosaron algunos pozos de la ciudad, arrancándose de raíz muchos y grandísimos árboles, sauces y espinos". La máxima intensidad de este sismo fue de X MM.

10 de Febrero de 1716

Terremoto en Pisco, que La Barbinais relata: "al cuarto de hora tembló de nuevo la tierra, que abriéndose en algunos lugares, expelió chorros de

polvo y agua con ruido pavoroso" (Silgado, 1978). La máxima intensidad de este sismo fue de IX MM.

28 de Mayo de 1948

Fuerte sismo destructor en Cañete. En las inmediaciones del lugar denominado Calavera se produjeron varios deslizamientos en terrenos pantanosos. En las faldas del Cerro Candela se formaron grietas, observándose en el lugar pequeños derrumbes debido a la saturación del terreno (Silgado, 1978). La máxima intensidad de este sismo fue de VII MM y su magnitud fue de $M_s = 7.0$.

9 de Diciembre de 1950

Fuerte temblor en Ica. En el Fundo La Vela se produjeron algunas pequeñas grietas en el terreno de sembrío, de los cuales se dice, salió agua hasta unas horas después del sismo (Silgado, 1951). La máxima intensidad del sismo fue de VII MM y su magnitud de $M_s = 7.0$.

3 de Octubre de 1974

Terremoto en Lima. Según Huaco et al (1975) y Giesecke et al (1980), ocurrieron fenómenos locales de licuación en el valle de Cañete, donde el nivel freático es muy superficial. El fenómeno local más importante se encontraba en la Cooperativa La Quebrada, cubriendo un área de 30,000 m². Maggiolo (1975) indicó licuación generalizada en Tambo de Mora, asociada a una subsidencia o hundimiento, con densificación posterior a lo largo de 4 km. paralelos a la línea de playa. En la zona norte se desarrollaron eyecciones de agua con arena a través de volcanes de arena. Espinosa et al (1977) indicaron posibles asentamientos diferenciales en El Callao debido a licuación de suelos y Moran et al (1975) presentaron vistas de posible licuación en Ancón. La máxima intensidad del sismo fue de VIII MM y su magnitud fue de $M_s = 7.5$.

Finalmente de acuerdo a la peligrosidad sísmica regional y las condiciones locales de sitio se han tomado los siguientes parámetros sísmicos del suelo para la determinación del espectro de pseudoaceleraciones con el que se diseñarán las obras civiles (Reservorio) en la zona:



Z	:	0.40g
S	:	1.40 (Amplificación del 40% en el suelo del área de estudio)
Tp	:	0.90 (Periodo predominante del Suelo)

1.1.7 Clima

El clima del litoral sur del Perú, incluyendo el sitio del Proyecto se clasifica como sub-tropical, se encuentra ampliamente influenciado por la presencia de la Cordillera de los Andes, la circulación anticiclónica del Pacífico sur y la corriente fría del Humboldt. El área costera donde se ubica el área de estudio presenta un tipo inusual de clima árido, causado por las aguas frías que fluyen en dirección norte de la Corriente del Humboldt. Estas aguas frías mantienen las temperaturas bajas con mínimas diferencias de variación de temperatura de mes a mes. El clima predominantemente árido en el área mantiene las temperaturas anuales a un nivel que favorece el crecimiento de una amplia variedad de cultivos. Asimismo, la luz que modera los vientos combinada con la alta humedad atmosférica durante la época de invierno reduce la evaporación y, a su vez, reduce también los requerimientos de agua de los cultivos. La precipitación anual promedio en la región varía de aproximadamente 0.00mm a 2.50mm mientras que las temperaturas anuales promedio en la región varían de aproximadamente 15 a 23 grados Celsius (°C).

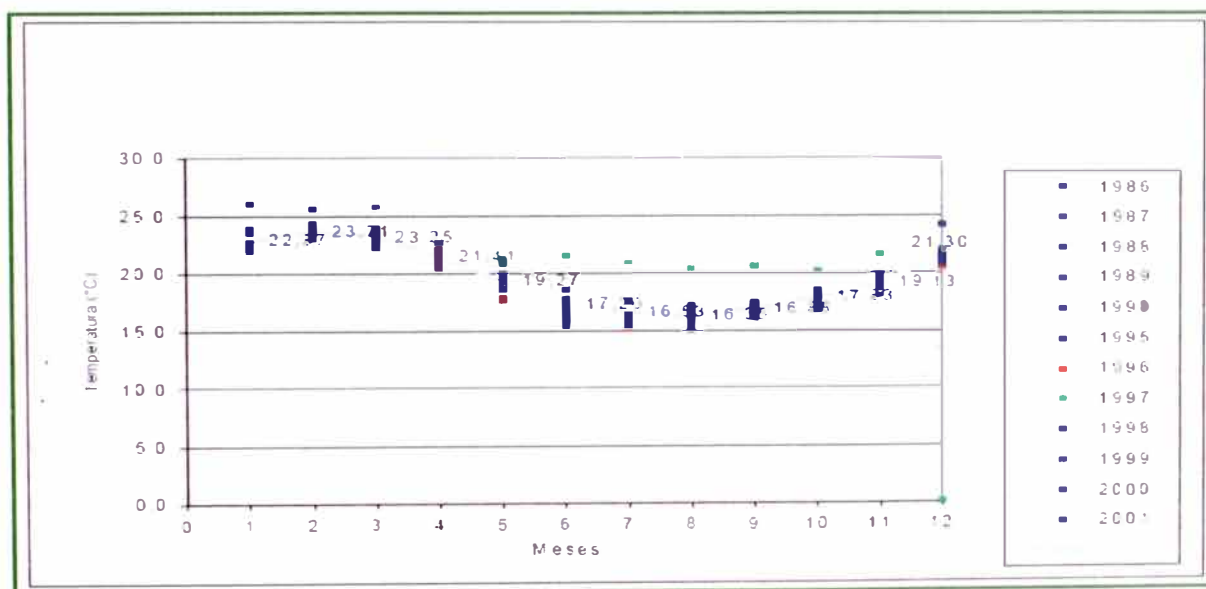
El clima del área costera se caracteriza por la alta humedad atmosférica en algunos meses de nubes bajas, neblina y llovizna fina ("garúa"). Este factor contribuye a mantener húmedos los suelos cercanos a la superficie, reduciendo así la erosión durante la época de invierno. Durante los meses de verano cuando el suelo se encuentra seco, el viento es la principal fuerza causante de la erosión del suelo.

Temperatura

Tal como se muestra en el gráfico 1.1.7.1, la temperatura media mensual promedio para el área del proyecto (en base a los datos climáticos de la Estación de Cañete) es aproximadamente de 19.6°C con temperaturas mensuales promedio que varían de una mínima de 16.5°C a una máxima de 23.7°C la temperatura media mensual varía muy poco de mes a mes durante todo el año (variación menor a 2°C). La temperatura promedio mensual máxima de 23°C

ocurre durante los meses de verano (Enero - Marzo), mientras que la temperatura promedio mensual mínima de 16°C ocurre durante los meses de invierno (Julio - Agosto).

Gráfico N° 1.1.7.1. Variación de la Temperatura en la Estación de Cañete (1985-2001)

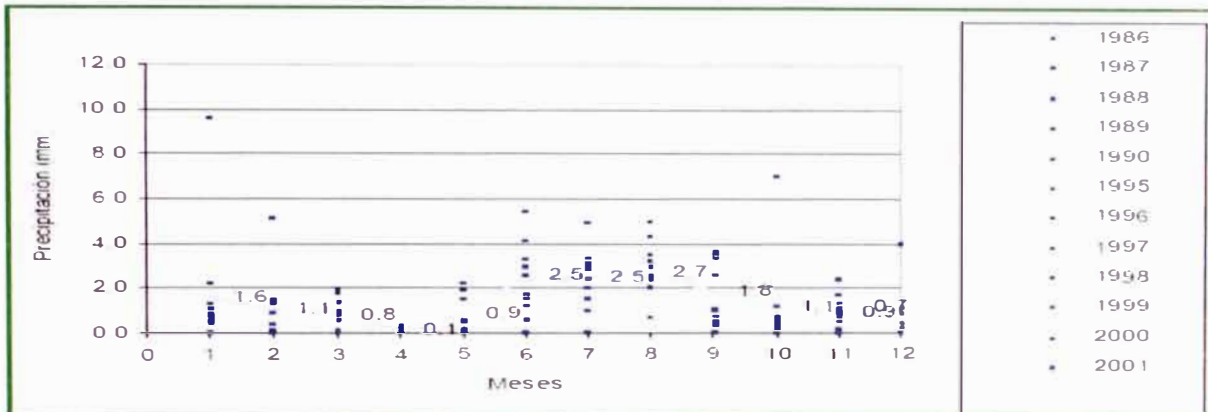


Fuente: Golder Associates

Precipitación

El gráfico 1.1.7.2 representa la precipitación anual para el periodo de 1985 a 2001 obtenida de la estación meteorológica más cercana. La precipitación para el período registrado indica que abril es el mes más seco, y que los meses más húmedos son de junio a agosto. La precipitación mensual promedio varía de 0.00mm a 2.50mm. Tal como se presenta en el gráfico 1.1.7.2, se han registrado algunos valores extremos esporádicos de precipitación como los 10.00mm de lluvia registrados en enero de 1998, situación que es inusual para el área de estudio.

Gráfico N° 1.1.7.2. Precipitación total mensual en la Estación de Cañete (1985-2001)

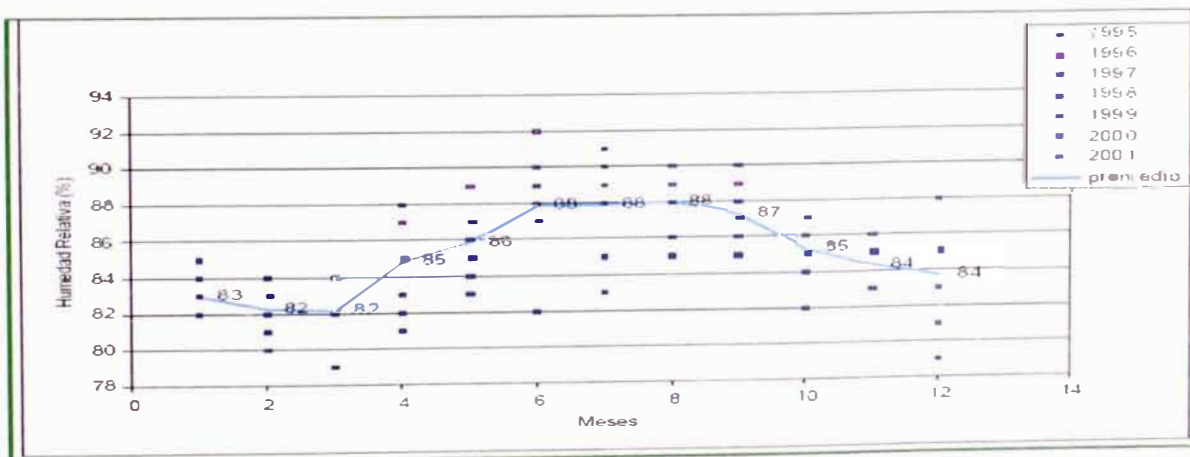


Fuente: Golder Associates

Humedad Relativa

La humedad relativa mensual promedio registrada en la estación de Cañete varía de 82% a 88%, con valores máximos registrados en invierno (Junio-Setiembre) y mínimos en verano (Febrero-Marzo). Tal como se muestra en el gráfico 1.1.7.3., los años más secos fueron 1997 y 1998 y el año más húmedo fue 1996.

Gráfico N° 1.1.7.3. Variación de humedad relativa en la Estación de Cañete (1985-2001)



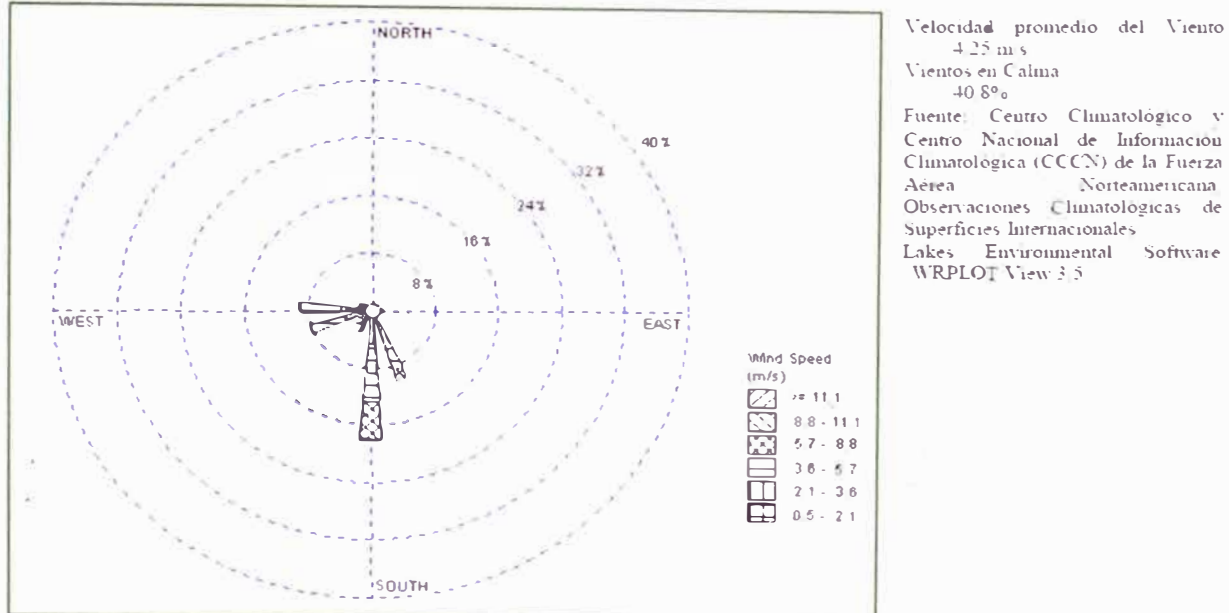
Fuente: Golder Associates

Vientos

Los datos relacionados con viento fueron obtenidos del aeropuerto de Pisco. De acuerdo con la información revisada, la velocidad del viento promedio registrada

en el aeropuerto de Pisco fue de 4.25 m/s siendo el sur la dirección predominante del viento.

Gráfico N° 1.1.7.4. Rosa de los Vientos Anual para Pisco – Perú 1996 (Estación No. 846910)



1.2. Análisis de Poblaciones Cercanas al Área de Estudio

Como se ha podido apreciar en el trabajo de campo, el área de estudio es una zona desértica, sobre la que no se encuentra ningún poblado importante en unos 5 km. A la redonda. Para poder proyectar la población en un horizonte se tendrán en cuenta dos suposiciones: La primera es que en un inicio, la zona será poblado por futuras familias de trabajadores ocupados en las obras de construcción de la planta de licuefacción y la posterior exportación del gas licuado, es decir se tendrá un acelerado crecimiento demográfico en el comienzo impulsado por las actividades económicas cercanas a la zona, que irá menguando a medida que se copen los puestos laborales y agote la explotación. La segunda suposición es que la población establecida crecerá a un ritmo similar al de las poblaciones vecinas, motivo por el cual se presentan a continuación los datos del distrito de Cañete como referenciales para la futura población.

1.2.1. Descripción de la Zona

En el área llamada Pampa Clarita e iniciando el valle agrícola del río Cañete, se ubica la población de Herbay y los asentamientos humanos periféricos conocidos como Néstor Cáceres, Nueva Esperanza y El Olivar. Esta población esta

integrada en su mayoría por migrantes andinos desplazados durante épocas de violencia en los departamentos de Ayacucho y Huancavelica. Continuando hacia el norte a 24 km de distancia, se encuentra la capital de la provincia, San Vicente de Cañete.

1.2.2. Aspectos Históricos

El nacimiento de la Provincia de Cañete se remonta a la época de la proclamación de la independencia del Perú en el año 1821, cuando el General San Martín estableció el Departamento de Lima, fundando al mismo tiempo la Provincia de Cañete con 8 distritos.

Desde 1940 comienza a suceder un fenómeno de migración masiva “campo-ciudad”, que hace que Cañete experimente un incremento de la población urbana. Asimismo, los distritos de Imperial y Mala se convierten en gran atracción para la migración de las zonas centrales del país.

1.2.3. Población

En la tabla 1.2.3.1. podemos apreciar el crecimiento poblacional de la ciudad de cañete, de acuerdo a los datos obtenidos de los censos del INEI, así como la proyección para el año 2026, considerando un periodo de diseño de 20 años para las obras establecidas sobre la zona del proyecto. Se eligieron las curvas mas consecuentes de acuerdo a una evaluación gráfica de las proyecciones (regresiones) consideradas como se puede apreciar en los gráficos 1.2.3.1 y 1.2.3.2.

Tabla 1.2.3.1 Población Pasada y Proyectada para Cañete

Año	Población (Hab.)
1980	11973.00
1985	11868.00
1990	149992.00
1995	162389.00
1996	164218.00
1997	166821.00
1998	169444.00
1999	172031.00
2000	170985.00



Tabla 1.2.3.1 Población Pasada y Proyectada para Cañete

2003	175216.00
Proyección	Población (Hab.)
2026	402153.00
(Lineal - Todos los Datos)	
2026	224361.00
(Lineal – Datos desde 1990)	
2026	237151.00
(Exponencial - Todos los Datos)	

Gráfico 1.2.3.1. Curvas de crecimiento considerando todos los datos recopilados

Tendencia de Crecimiento de la Población de Cañete - Considerando todos los Datos

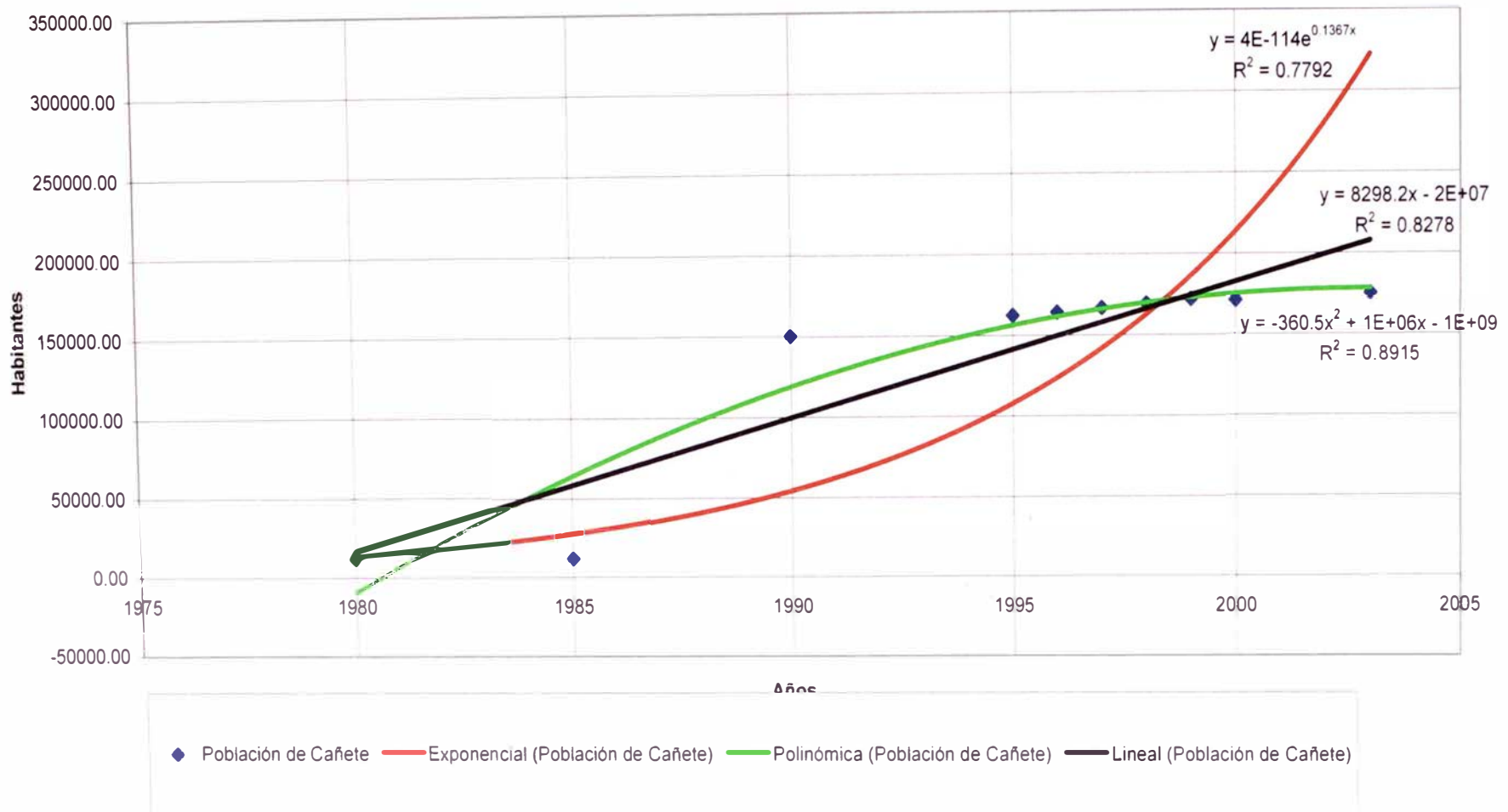
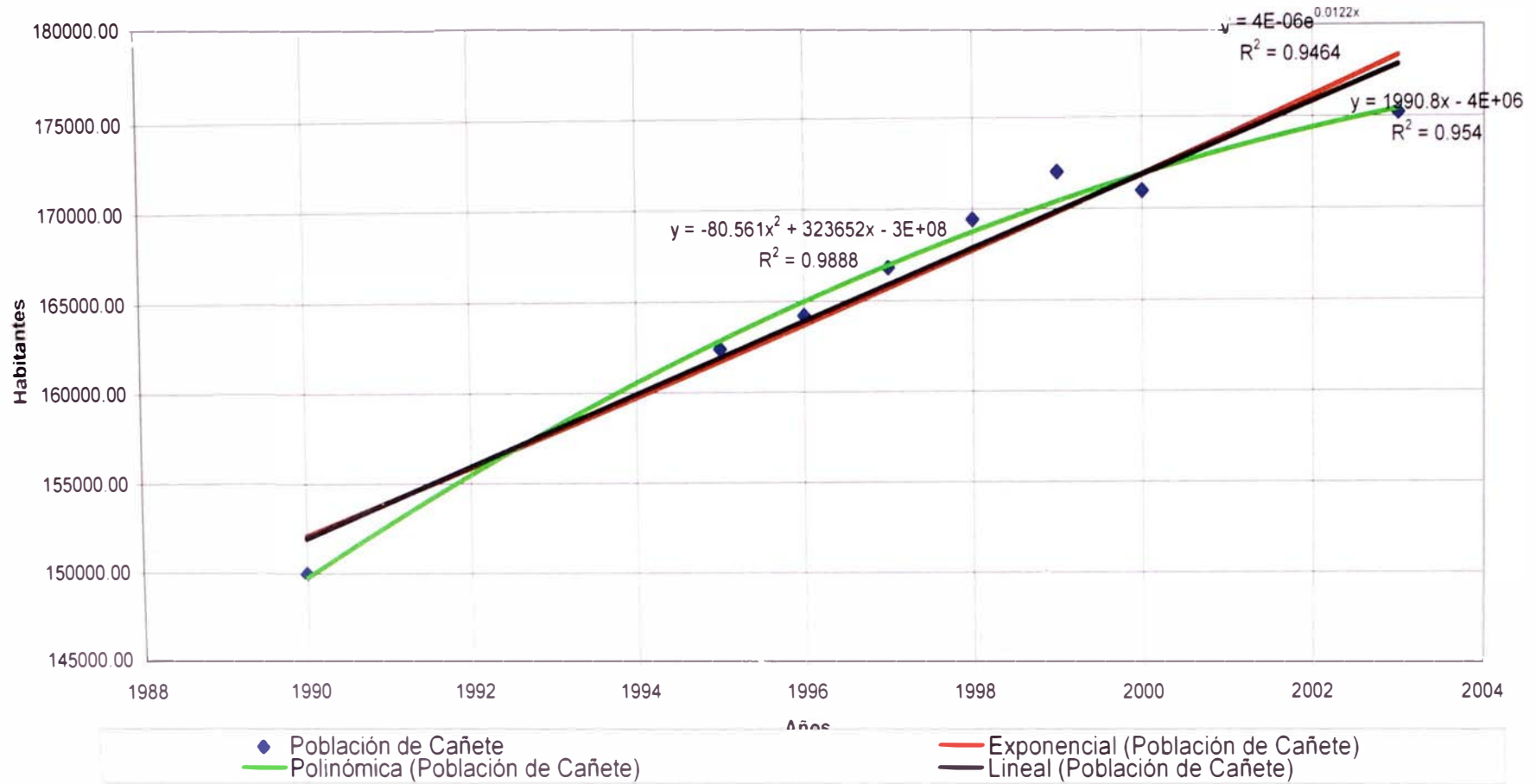


Gráfico 1.2.3.2. Curvas de crecimiento considerando los datos desde 1990.

Tendencia de Crecimiento de la Población de Cañete - Considerando los datos desde 1990



En la tabla 1.2.3.2., se puede apreciar la distribución de la población de la provincia de Cañete, por distritos y grupos de Edad, aquí se puede observar que el grueso de la población lo constituyen sus niños. Considerando que la Población económicamente activa está constituida por el grupo de edades entre 16 y 65 años, se podría decir que cada poblador en edad laboral en Cañete y sus provincias tendría que mantenerse asimismo y a otra persona, tal como se puede apreciar en la tabla 1.2.3.3.

Tabla 1.2.3.2. Población de los Distritos de Cañete por grupos de edad en el 2005.

DISTRITO	TOTAL	GRUPO DE EDAD CONSIDERADO			
		0-15	16-39	40-65	66 y +
CAÑETE	177,925	228,514	79,055	39,026	9,502
SAN VICENTE DE CAÑETE	38,964	50,044	17,306	8,548	2,084
ASIA	3,980	5,113	1,769	872	212
CALANGO	2,300	2,955	1,023	503	122
CERRO AZUL	6,237	8,010	2,772	1,368	333
CHILCA	16,417	21,082	7,292	3,605	878
COAYLLO	1,079	1,385	479	236	59
IMPERIAL	34,525	44,343	15,340	7,573	1,842
LUNAHUANA	4,627	5,942	2,057	1,015	246
MALA	22,617	29,047	10,051	4,960	1,207
NUEVO IMPERIAL	14,159	18,188	6,289	3,105	756
PACARAN	1,642	2,109	730	360	87
QUILMANA	12,449	15,987	5,533	2,730	665
SAN ANTONIO	3,341	4,291	1,485	733	178
SAN LUIS	11,922	15,311	5,298	2,615	637
SANTA CRUZ DE FLORES	2,326	2,986	1,035	510	124
ZUÑIGA	1,340	1,721	596	293	72

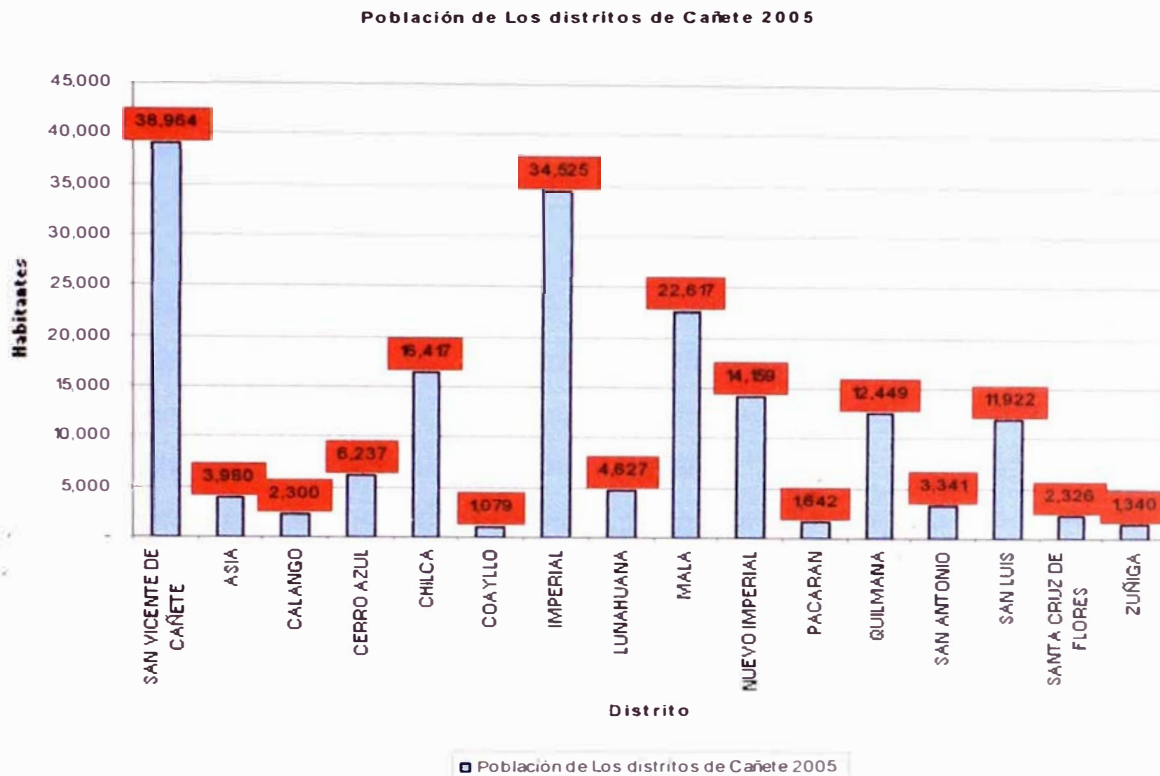
FUENTE: DIRECCION DE SALUD LIMA SUR: 2 005

Tabla 1.2.3.3. Relación entre la PEA y la población no productiva en Cañete

DISTRITO	PEA	NIÑOS Y ANCIANOS	NyA/PEA
CAÑETE	118,081	238,016	2.01570109
SAN VICENTE DE CAÑETE	25,854	52,128	2.01624507
ASIA	2,641	5,325	2.01628171
CALANGO	1,526	3,077	2.0163827
CERRO AZUL	4,140	8,343	2.01521739
CHILCA	10,897	21,960	2.01523355
COAYLLO	715	1,444	2.01958042
IMPERIAL	22,913	46,185	2.01566796
LUNAHUANA	3,072	6,188	2.01432292
MALA	15,011	30,254	2.01545533
NUEVO IMPERIAL	9,394	18,944	2.01660634
PACARAN	1,090	2,196	2.0146789
QUILMANA	8,263	16,652	2.0152487
SAN ANTONIO	2,218	4,469	2.01487827
SAN LUIS	7,913	15,948	2.01541767
SANTA CRUZ DE FLORES	1,545	3,110	2.01294498
ZUÑIGA	889	1,793	2.01687289

FUENTE: DIRECCION DE SALUD LIMA SUR: 2 005

Gráfico 1.2.3.3. Distribución de la población de Cañete por distritos (fuente INEI)



1.2.4. Pobreza

La Provincia de Cañete ocupa el lugar 172 a nivel nacional en cuanto al nivel de las necesidades básicas insatisfechas, según datos tomados del Plan Estratégico de Desarrollo (1998). El 65,8% de su población rural y el 37,4% de su población urbana no alcanzan a satisfacer sus necesidades básicas.

Cerca del **50%** de los hogares en la Provincia de Cañete son catalogados como pobres, situación que se acentúa en el campo hasta llegar al 69%, debido a la precariedad de sus viviendas, hacinamiento y **deficiente servicio de agua y desagüe**.

1.2.5. Servicios de Infraestructura

Vivienda

El Distrito de Cañete, según datos del censo de 1993 (INEI), contaba con 7.278 viviendas particulares, de las cuales el 37% disponía de agua, el 34% de desagüe, el 58% de alumbrado

eléctrico y el 9,5% de los hogares en viviendas particulares no contaba con agua, desagüe ni alumbrado. Los materiales de la vivienda eran



predominantemente adobe (40%) y ladrillo (29%) y los techos contruidos, principalmente, de estera (58%).

Un caso particular de viviendas se puede apreciar en los asentamientos humanos del tipo invasiones, como Nuevo Ayacucho y las Pampas de Concon-Topará que cuentan con 15 asociaciones de grupos de invasores y cuyo material de construcción es, principalmente, la estera, para muros y techos.

Educación

En la Provincia de Cañete existen 328 centros educativos de los cuales 286 son estatales y 42 particulares. La provincia presenta una población escolar activa de 55.013 alumnos (Unidad de Servicios de Educación USE-08, 2001), de los cuales 27.429 son hombres y 27.584 mujeres, siendo 2.445 los docentes encargados de impartir instrucción a esta población. El número y porcentaje de alumnos matriculados en el año 2000 era de 53.329 alumnos. La USE ha calculado la tasa de deserción escolar en 19% (sobre el total de alumnos matriculados).

En cuanto al acceso a la educación superior, los datos del censo de 1993 (INEI) arrojaban una cifra de 8.505 personas que tenían educación superior no universitaria, mientras que 6.050 poseían educación universitaria lo que representaba el 8,4% de la población provincial.

De acuerdo a datos del año 2000 la tasa de analfabetos, a nivel provincial, era de 5% (1.246) para la población masculina, y de 10% (2.491) para la femenina (USE-08, 2001).

El Distrito de San Vicente de Cañete, según datos proyectados al año 2001 (USE-08, 2001), tenía una matrícula de 1.538 alumnos de nivel inicial, 6.012 de nivel primario y 5.632 de nivel secundario², distribuidos en 50 centros educacionales. Además, el distrito posee 5 centros de educación técnica agroindustrial en donde se educa a 113 alumnos, con un total de 11 profesores. Es importante hacer notar que el distrito de San Vicente de Cañete posee una tasa total de analfabetismo del 7,6% (sobre la población de 15 años o más) cifra muy por debajo de la tasa nacional que alcanza un 22% (INEI, 1997-2001).

Salud

La Provincia de Cañete, según el Mapa de Pobreza (FONCODES, 2000), posee una tasa de desnutrición de 22,2%. A nivel distrital las tasas de desnutrición más

altas se encuentran en Pacarán con un 38%, Zúñiga 31%, Nuevo Imperial 27% y Quilmaná 26%. El Distrito de San Vicente de Cañete alcanza una tasa de 20%. Según información proporcionada por personal de centros médicos del área, los poblados no cuentan con un programa de educación nutricional que les permita aprender a aprovechar los recursos alimenticios de la zona. Los pobladores de estas áreas no consumen las verduras y hortalizas que ellos mismos producen, prefiriendo venderlas al mercado local.

Otros indicadores de salud en la Provincia de Cañete son (MINSa, 2000):

Población Total Asignada 144.436 habitantes

Tasa Global de Fecundidad 2.45% del Total de Mujeres entre 15 - 49 años

Tasa Bruta de Natalidad 0.69% de la Población Total Asignada

Tasa Bruta de Mortalidad 1.39% de la Población Total Asignada

Tasa Mortalidad Infantil 7.25% de la Población Total de Nacidos Vivos (3.448)

Las principales causas de morbilidad, en la Provincia de Cañete, en el grupo etáreo de 20 a 49 años, según datos del MINSa (2004), son enfermedades del aparato respiratorio (31%), del aparato digestivo (12%), enfermedades a la piel (micosis) y bucales (15%).

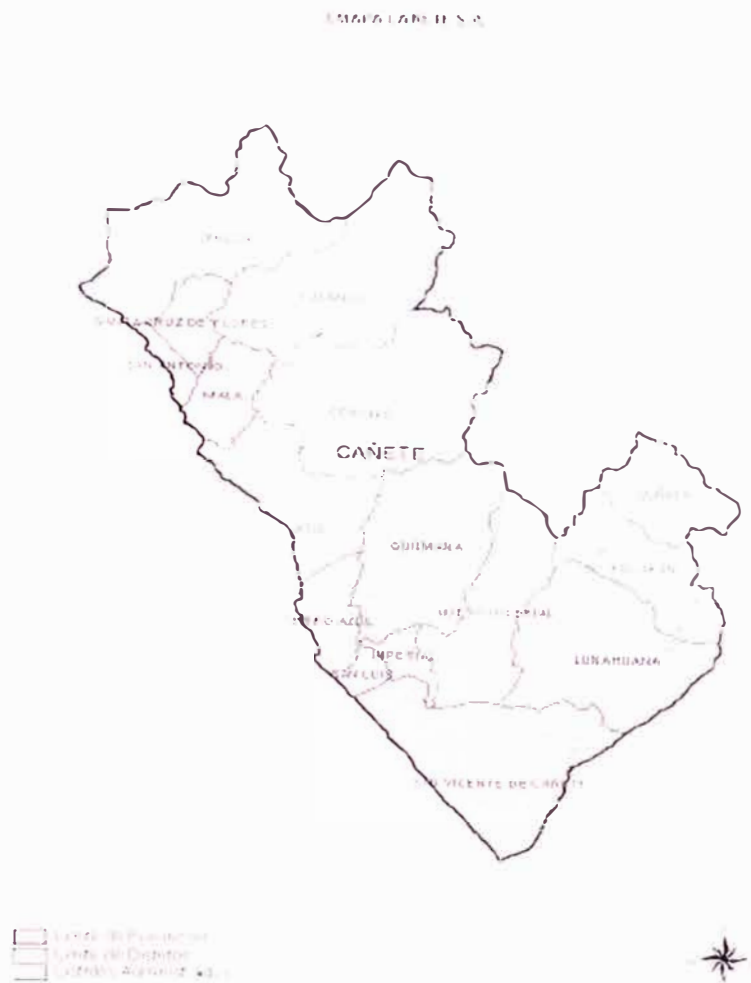
La distribución de los servicios básicos de salud en la Provincia de Cañete se da a través de la microrred de San Vicente y consta de 2 centros de salud y 8 puestos de salud, que atienden a una población de 30.385 personas, bajo la responsabilidad de 80 profesionales de la salud (MINSa, 2002).

Los servicios médicos no son suficientes para la población, existe una alta demanda de personal de la salud y una escasa oferta de profesionales. El Ministerio de Salud ha calculado una proporción de un médico por cada mil habitantes (MINSa, 2000). Así mismo, existen una serie de problemas referentes a la falta de educación de la población en cuanto a servicios de salud y medidas de prevención de enfermedades, lo cual se agrava por la baja calidad del servicio, que según el sector estima, se debe a la carencia de fondos e implementación de equipo médico adecuado.

Agua y Desagüe

El servicio de agua potable y alcantarillado está a cargo de EMAPA Cañete S.A., en el gráfico 1.2.4. se puede apreciar la cobertura que brinda dicha empresa en la provincia de Cañete.

Gráfico 1.2.5. Cobertura de Servicio de EMAPA Cañete S.A.



Breve Descripción De Los Sistemas De Agua Potable Y Alcantarillado

San Vicente de Cañete:

Sistema de Agua Potable

Esta localidad se abastece a partir del agua subterránea que es captada a través de pozos dos (02) tubulares y galerías filtrantes, los cuales en total permiten extraer un caudal de 95.0 lps. A la salida de los pozos se realiza la medición del caudal. La impulsión del agua captada se realiza a partir de tres (03) Estaciones de Bombeo. La EB N° 1 está ubicada en el pozo tubular de 50 m de profundidad y un caudal promedio de 45 lps y está equipada con una sala de máquina, un laboratorio de banco de medidores, una caseta de clorinación, una caseta de bombeo para tanque alto, un taller de mantenimiento de medidores y servicios higiénicos. Asimismo, el árbol de descarga cuenta con válvulas de aire, válvula check, válvula compuerta, caudalímetro y manómetros; el ramal de purga cuenta con una válvula compuerta y el ramal de alivio cuenta con una válvula de alivio y

una válvula compuerta. La EB N° 2, ubicada en el pozo de 45 m de profundidad y con un rendimiento promedio de 20 lps, está equipada por una sala de máquina, un almacén, un depósito, guardianía y servicios higiénicos.

No cuenta con sistema de desinfección. Esta estación cuenta con el mismo tipo de válvulas que la EB N° 1. La EB N° 3 está compuesta por un caisson de sección circular de 3.5 m de profundidad y 3.20 m diámetro. Esta unidad capta el agua proveniente de las galerías filtrantes. Cuenta con Sala de máquina y lubricantes y una Caseta de Cloración. El árbol de descarga está compuesto principalmente por un caudalímetro, una válvula check y dos (02) válvulas compuerta.

La Línea de Impulsión que transporta el agua hasta el reservorio de 700 m³ desde las EB N° 1 y N° 2, es de AC de 10" y 12" de diámetro y una longitud de 1.402 Km. En cambio, la Línea que impulsa el agua desde la EB N° 3 hasta la red de distribución, en forma directa, es de 8" de diámetro y 0.2 Km de longitud.

El Sistema de almacenamiento está compuesto por un reservorio apoyado circular de 700 m³ de capacidad. En esta localidad también existe otro reservorio apoyado rectangular de 700 m³ que se encuentra en desuso por su mal estado.

La red de distribución es alimentada por dos (02) Líneas de Aducción de 8" y 14" de diámetro. Están conformadas por tuberías de 4", 6", 8" y 12" de diámetro, válvulas adecuadamente distribuidas y grifos contra incendio.

Sistema de Alcantarillado

El Sistema de Alcantarillado de esta localidad recolecta las aguas servidas de los usuarios y las transporta por gravedad, mediante los colectores secundarios compuestos por tuberías de CSN de 8" de diámetro. Éstos, a su vez, transportan las aguas residuales hacia los colectores principales que son tuberías de CSN de 10" y 12" de diámetro. Posteriormente las aguas negras son recibidas por los interceptores que se encargan de descargarlas en la margen derecha del canal Mamala. Este canal, descarga directamente al mar las aguas residuales sin ningún tipo de tratamiento, a una distancia aproximada de 3.0 Km.

Imperial:

Sistema de Agua Potable

A diferencia de las localidades anteriores, Imperial utiliza dos (02) fuentes de abastecimiento, agua superficial y agua subterránea. El agua superficial captada

proviene del canal Almenares por el que discurren las aguas del río Cañete. El caudal promedio que discurre por este canal es de 5.0 m³/s. Sin embargo, durante el período de limpieza de este canal, se utiliza un canal secundario denominado Canal viejo. El caudal promedio que se extrae de esta estructura es de 3.0 m³/s. Además del reducido flujo disponible, existe el problema de la diferencia de nivel (aprox. 3.0 m), por lo que se hace necesario el uso de una motobomba. El agua subterránea proviene de las galerías filtrantes ubicadas a 0.4 Km de la Planta de Tratamiento en un área adyacente al anexo Almenares.

La unidad de captación del agua superficial está compuesta principalmente por dos (02) compuertas de control y derivación. A partir de esta estructura, el agua es conducida hacia una cámara de distribución mediante una línea de AC de 10" de diámetro y 22 m de longitud. A su salida, el agua es transportada hasta la planta de tratamiento antigua a través de una tubería de AC de 6" de diámetro, una segunda línea de PVC de 6" de diámetro provista de una válvula compuerta, la transporta hasta la planta de tratamiento nueva y, una tercera de AC de 8" de diámetro la conduce hasta un presedimentador. La estructura de captación de emergencia del canal antiguo, está ubicada al costado de la planta de tratamiento. Una vez captada, el agua ingresa a una estación de bombeo, a partir de la cual es bombeada hacia el canal de mezcla rápida de la planta de tratamiento.

En cambio, la unidad de captación de las aguas subterráneas extrae un flujo promedio de 20.0 lps. A partir de esta estructura, el agua es transportada mediante una línea de conducción de AC de 12" de diámetro y 35.1 m de longitud, hasta una caja de recolección ubicada dentro de la caseta de cloración. En esta caseta se realiza la desinfección del agua mediante Hipoclorito de Calcio. Posteriormente, el agua sale de esta unidad y es conducida hasta la ciudad a través de una tubería de AC de 12" de diámetro.

El presedimentador es una estructura de concreto de 2,943 m³ de volumen útil, desde el cual, el agua es conducida hacia la planta de tratamiento antigua y nueva mediante las líneas de AC de 8" de diámetro y de PVC de 6" de diámetro clase A-7.5 de 0.96 Km de longitud, respectivamente.

Como ya se indicó, la localidad de Imperial cuenta con dos (02) plantas de tratamiento. La planta antigua utiliza el sistema de tratamiento de filtración rápida de tasa declinante diseñada para un caudal de 36.0 lps. Sus principales componentes son: Cámara Rompe Presión, Mezcla Rápida, Floculador,

Decantador, Filtros rápidos. La Cámara Rompe Presión, recibe el agua de las dos (02) Líneas de Conducción y cuenta con un sistema de drenaje que permite retener los sólidos que no fueron removidos en el presedimentador. La Mezcla rápida se realiza en un vertedero triangular y se utiliza como coagulante el sulfato de aluminio. El proceso de floculación se realiza en un floculador de pantallas de flujo horizontal, mientras que la decantación se lleva a cabo en una batería de tres (03) decantadores tipo laminar de flujo ascendente y placas paralelas. La filtración se realiza en una batería de cuatro (04) filtros rápidos de tasa declinante con retrolavado. La desinfección se realiza en la Línea de Conducción de AC de 12" de diámetro, que transporta el agua desde los filtros hasta el reservorio.

La planta nueva utiliza el mismo sistema de tratamiento que la antigua. Aunque ésta fue diseñada para trabajar con un caudal de 30.0 lps, trabaja sobrecargada debido a la creciente demanda de la población. En este caso, la mezcla rápida se realiza por el paso del agua a través de una rampa, como consecuencia del resalto hidráulico originado. También se utiliza sulfato de aluminio como coagulante. El floculador también es de pantallas de flujo horizontal. La decantación se realiza en una batería de tres (03) decantadores. Asimismo, la filtración se lleva a cabo en una batería de seis (06) filtros rápidos de flujo ascendente. La desinfección se realiza mediante un equipo clorador de inyección directa. Posteriormente, el agua clorada ingresa a un reservorio semienterrado de concreto armado con su respectiva caseta de válvulas.

Adicionalmente, esta planta cuenta con un laboratorio equipado de tal manera que se puedan realizar los análisis bacteriológicos, físicos y control de cloro residual.

Existen dos (02) líneas de aducción que parten tanto del reservorio semienterrado, como del segundo reservorio, a la red de distribución. La primera es de AC de 12" de diámetro y 2.79 Km de longitud y la segunda es de PVC de 10" de diámetro y 0.54 Km de longitud. La línea de aducción que transporta el agua subterránea hasta su empalme con la segunda línea de aducción, es de AC de 12" de diámetro y 0.79 Km de longitud. Las redes de distribución de esta localidad están conformadas por tuberías de AC y PVC con diámetros de hasta 10", grifos contra incendio y válvulas compuerta.

Sistema de Alcantarillado



El sistema de alcantarillado de la localidad de Imperial está compuesto por las conexiones de alcantarillado, las redes colectoras de CSN de 8", 10" y 12" de diámetro y emisores compuestos a su vez por tuberías de CSN con diámetros que varían desde 12" hasta 18". El emisor N° 1 de 12", recolecta y transporta las aguas residuales del casco urbano antiguo. El emisor N° 2 de 14", 16" y 18", transporta las aguas residuales recolectadas por los colectores N° 1 (12") y N° 2 (10"). Finalmente, las aguas negras son descargadas sin tratamiento previo, al canal de irrigación Mamalá, el cual después de 3.0 Km de recorrido desemboca en el mar.

En la Provincia de Cañete, según los datos proporcionados en el Mapa de la Pobreza 2000, el 45% de la población no cuenta con servicio de agua y el 63% no cuenta con servicio de desagüe. Los problemas de abastecimiento de agua en la Provincia de Cañete se hacen evidentes en los poblados de Santa Cruz de Flores, Coayllo y Zúñiga (distritos rurales que carecen de este servicio), los que son asistidos por la municipalidad y el Ministerio de Salud. El abastecimiento de agua para riego es proporcionado por pozos subterráneos (INEI - Sedapal Cañete, 2002). En el distrito de San Vicente de Cañete un 46% de la población no cuenta con servicio de agua y un 44% no cuenta con el servicio de desagüe (FONCODES – Mapa de la Pobreza 2000). En las tablas 1.2.5.1 y 1.2.5.2, se puede apreciar el crecimiento de las conexiones de agua potable y alcantarillado respectivamente durante el periodo comprendido entre 1997 y el 2003

**Tabla 1.2.5.1. Conexiones de Agua Potable EMAPA
CAÑETE S.A.**

Año	Número de Conexiones
1997	15548.00
1998	17195.00
1999	17963.00
2000	20196.00
2001	20777.00
2002	23265.00
2003	24058.00

Tabla 1.2.5.2. Conexiones de Alcantarillado EMAPA**CAÑETE S.A.**

Año	Número de Conexiones
1997	13013.00
1998	14399 .00
1999	14070.00
2000	14374.00
2001	15497.00
2002	16559.00
2003	17225.00

Vías de Comunicación y Transporte

La Provincia de Cañete cuenta con una vía de comunicación principal que es el eje Norte – Sur de la carretera Panamericana Sur. La Panamericana es una vía rápida por la que circulan toda clase de vehículos, desde camiones pesados hasta autos ligeros.

La mayoría de centros poblados ubicados hacia el oeste se hallan articulados a este eje a través de vías transversales no asfaltadas pero sí afirmadas (Plan Estratégico Cañete, 1998), que se encuentran en mal estado, dificultando el intercambio comercial. Estas son:

- Carretera Asia – Coayllo – esquina de Omas, de 39.60 km, integra el noreste de Cañete con el noreste de Yauyos.
- Carretera afirmada de Imperial – Nuevo Imperial- Lunahuaná – Pacarán – Zúñiga, de 78.20 km

Los distritos con mayor población urbana comercial, como San Vicente de Cañete, cuentan con tramos carreteros asfaltados. Las carreteras interdistritales son trochas carrozables que son recorridas por las combis, mototaxis, camionetas rurales, taxis y colectivos. Estos vehículos son en su mayoría de propiedad de un dueño (antiguo empleado de hacienda/cooperativa/institución pública) que alquila a diferentes personas, los cuales actúan como chóferes.

El 72% de la red vial provincial no está en condiciones adecuadas y su conservación se limita al mantenimiento de la Panamericana Sur.

En líneas generales, la red vial de la Provincia de Cañete tiene 521 km de carreteras de los cuales 28% se encuentran asfaltadas, 33% se hallan afirmadas y 39% son trochas carrozables (Plan Estratégico de Cañete, 1998). Se trata de

una red compuesta por vías longitudinales, transversales y de penetración interdistritales/vecinales, estas últimas son siempre trochas. El eje San Vicente-Imperial es el que posee la mejor infraestructura carretera, siendo su estado calificado como bueno.

Este eje decae en la medida que se conecta con otros distritos ajenos a la importancia comercial y demográfica de estas localidades.

Comunicaciones y Telefonía

La Provincia de Cañete, cuenta con emisoras radiales locales como radio Imperial y radio Cañete. Además, existe un periódico llamado la Voz de Cañete que se comercializa junto a otros periódicos de cobertura nacional. Es a través de estos medios por los que se difunden temas de actualidad para la comunidad de la provincia y del distrito de San Vicente de Cañete. Hasta el año 1999, se podían encontrar en Cañete 5.900 usuarios de telefonía básica, siendo San Vicente de Cañete, Imperial, Cerro Azul, Nuevo Imperial, San Luis, Quilmaná y Lunahuaná los centros que agrupaban la mayor cantidad de usuarios (4.600). Los usuarios de telefonía celular, para ese mismo año, son de 3.000 y contaba con 3 establecimientos que brindaban servicio de Internet (Plan Estratégico de Cañete, 1998).

Energía Eléctrica

A partir del año 1970, ElectroPerú, instaló dos líneas de subtransmisión eléctrica. La línea de transmisión al sur de Cañete de 60.000 voltios, a partir de la subestación de transformación Independencia, ubicada en la Provincia de Pisco, permite atender a los distritos de San Vicente de Cañete, Imperial, Nuevo Imperial, Cerro Azul, San Luis, Quilmaná, Lunahuaná, Pacarán y Zúñiga. La empresa EDE Cañete favorece con el servicio de alumbrado a 9 distritos en el Valle de Cañete: San Vicente de Cañete, Imperial, Lunahuaná, Nuevo Imperial, Pacarán, Cerro Azul, San Luis, Quilmaná y Zúñiga.

La línea de transmisión al norte de Cañete, también de 60.000 voltios a partir de la subestación de transformación de San Bartolo, permite atender a los distritos de Mala, San Antonio, Asia, Calango, Coayllo y Omas. Estas líneas se administran por las oficinas zonal de Cañete que depende de Electroperú Regional Sur Medio con sede en el Departamento de ICA y beneficia con los servicios de luz eléctrica a 7 distritos en el Valle de Mala: Asia, Calango, Coayllo,



Chilca, Santa Cruz de Flores, San Antonio y Mala. La estación de transformación de San Vicente tiene una capacidad de 60 – 10 kV., para transformar la alta tensión en media. Tiene una capacidad de 17,2 Mw. y una potencia efectiva de 13,8 Mw. (Plan Estratégico de Cañete, 1998).

La distribución de energía se realiza por medio de cuatro alimentadores principales, siendo el primero para uso de los distritos de Nuevo Imperial, Lunahuaná, Pacarán y Zúñiga; el segundo para una parte de Imperial y Quilmaná, mientras que el tercero está destinado para San Vicente de Cañete, San Luis y Cerro Azul. El cuarto está destinado para la zona sur del distrito de San Vicente de Cañete.



CAPÍTULO 2. Descripción del Centro Urbano Proyectado

En el presente capítulo se presentan las hipótesis asumidas para la determinación de la población, la configuración de la ciudad proyectada y la distribución de dicha población sobre la infraestructura considerada.

2.1. Proyección y Distribución de la Población

Para la proyección de la población futura es necesario tener presente dos consideraciones importantes:

1. Inicialmente se nos asignó un área de estudio de aproximadamente 164000.00 m², sobre la cual debíamos establecer una infraestructura y una población determinadas de acuerdo a los parámetros de habilitación Urbana en el Título II del Reglamento Nacional de Edificaciones. De acuerdo a esta premisa se diseñó una habilitación Urbana sobre la cual se establecieron 300.00 lotes de vivienda, para los cuales se consideraron 7 habitantes por lote (de acuerdo al estudio poblacional), es decir, que el centro poblado UNIPAMPA tendrá una capacidad para albergar **2100 habitantes** cómodamente establecidos. Por lo tanto las obras del reservorio, el sistema de agua y el sistema de desagüe se diseñarán para abastecer a esta población inicial.
2. Paralelamente a la visión de un futuro centro poblado como el mencionado anteriormente, se han identificado dos factores que dinamizarán el crecimiento poblacional y el desarrollo de futuros centros poblados similares, estos son: en primer lugar la construcción de la planta de licuefacción del Proyecto Camisea, en pampa Melchorita ubicada a tan solo 8.00km. de la zona de estudio, desde donde se exportará el gas licuado; dicha planta tendrá un periodo de explotación de aproximadamente 30 años y en su máxima capacidad de producción que se estima en 20 años, brindará trabajo directo y permanente a 3000 personas del lugar y esto acarreará hasta un 30% de trabajo indirecto, es decir durante los primeros 20 años de funcionamiento tendremos una población de 3000 familias empleadas directamente x 7 habitantes por familia x 1.30 habitantes empleados indirectamente = **27300 habitantes**.

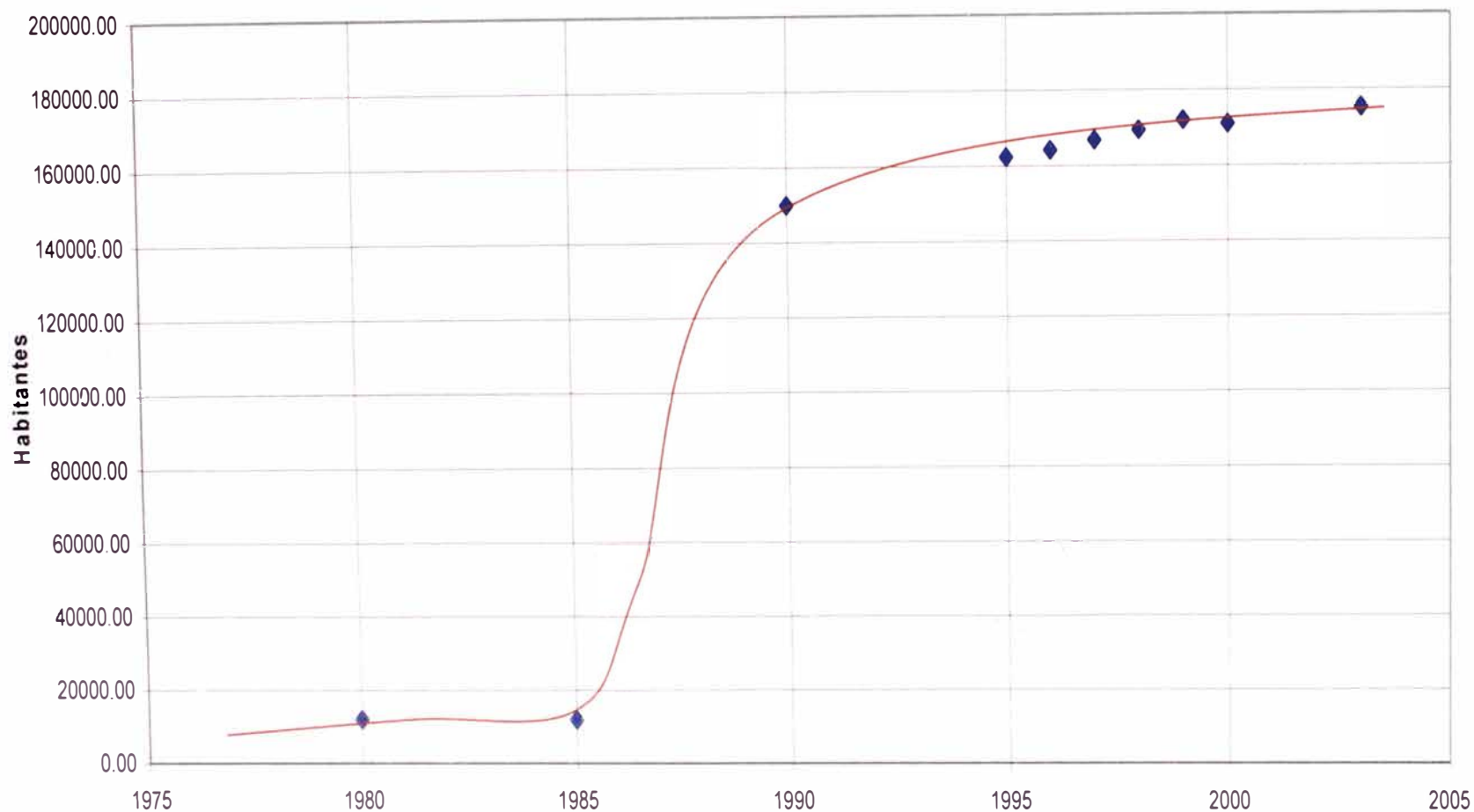
El segundo factor será la construcción de un centro de estudios de la Universidad nacional de Ingeniería en la zona de estudio, que permitirá a los pobladores de la zona de estudio y las aledañas acceder a la educación superior, dicho centro promoverá una migración de estudiantes a la zona de UNIPAMPA, la cual después del término de las operaciones de la planta de licuefacción de "LNG", se asume tendrá un crecimiento vegetativo similar al de Cañete que en promedio (considerando los años 1995 a 1999) es de 1.49% anual (Ver tabla 2.1.1 y gráfico 2.1.1).

Tabla 2.1.1. Población de la Provincia de Cañete entre 1980 y el 2003

Año	Población (Hab.)	Crecimiento Anual (%)
1980	11973.00	
1985	11868.00	-0.1754
1990	149992.00	232.7671
1995	162389.00	1.6530
1996	164218.00	1.1263
1997	166821.00	1.5851
1998	169444.00	1.5723
1999	172031.00	1.5268
2000	170985.00	-0.6080
2003	175216.00	0.8248
Crecimiento anual promedio (1995-1999):		1.49

Gráfico 2.1.1. Tendencia de Crecimiento de la Población de la Provincia de Cañete

Tendencia de Crecimiento de la Población de Cañete - Considerando datos desde 1980-2003



De las consideraciones mencionadas anteriormente se pueden proyectar tres escenarios para la zona de estudio, los cuales se muestran en la tabla 2.1.2.

Tabla 2.1.2. Escenarios poblacionales proyectados a partir de la fecha.

Escenario	Condiciones	Horizonte Temporal	Población Proyectada (hab.)	Cálculo
1	Construcción del Centro Urbano UNIPAMPA, como futura zona de desarrollo comercial y agrícola, 164000 m ²	a 5 años	2100	300x7=2100
2	Construcción de Obras e Inicio de Operaciones de la Planta de Licuación y Exportación de LNG-Camisa, con capacidad para emplear 3000 personas de la zona. Funcionamiento de Centro de Estudios Superiores. Comercio e industria Agrícola liviana.	de 5 a 30 años	27300	3000x7x1.30=27300
3	Cierre de operaciones de planta LNG-Camisa, Funcionamiento del Centro de Estudios Superiores, Comercio e Industria Agrícola liviana.	después de 30 años a 40 años	31652	27300x(1+0.0149) ¹⁰ =31652

2.2. Distribución de la Infraestructura Proyectada

El centro urbano UNIPAMPA se ha proyectado siguiendo las normas establecidas en el Título II del Reglamento Nacional de Edificaciones, referente a habilitaciones urbanas, dentro de las mismas se establecen áreas mínimas de recreación, educación, salud, y otros fines, el área intervenida es de 164032.00 m² dentro de las cuales se han considerado áreas de vivienda, comercio, industria liviana así como las zonas de circulación correspondientes, en la tabla 2.2.1 se pueden apreciar la distribución de la infraestructura básica de la habilitación urbana proyectada.

Tabla 2.2.1. Distribución de áreas del centro urbano UNIPAMPA.

Uso	Mínimo Requerido (%)	Área Mínima Requerida (m ²)	Área Proyectada (m ²)
Recreación	8.00	9766.40	10000.00
Educación	2.00	2441.60	2800.00
Otros Fines (Salud, Administración, Parroquia)	3.00	3662.40	4000.00
Comercio	-	-	7416.00
Industria Liviana	-	-	5000.00
Vivienda	-	-	60000.00
Circulación	-	-	74816.00
Total			164032.00

Gráfico 2.2.1. Vista en Planta del centro urbano UNIPAMPA.

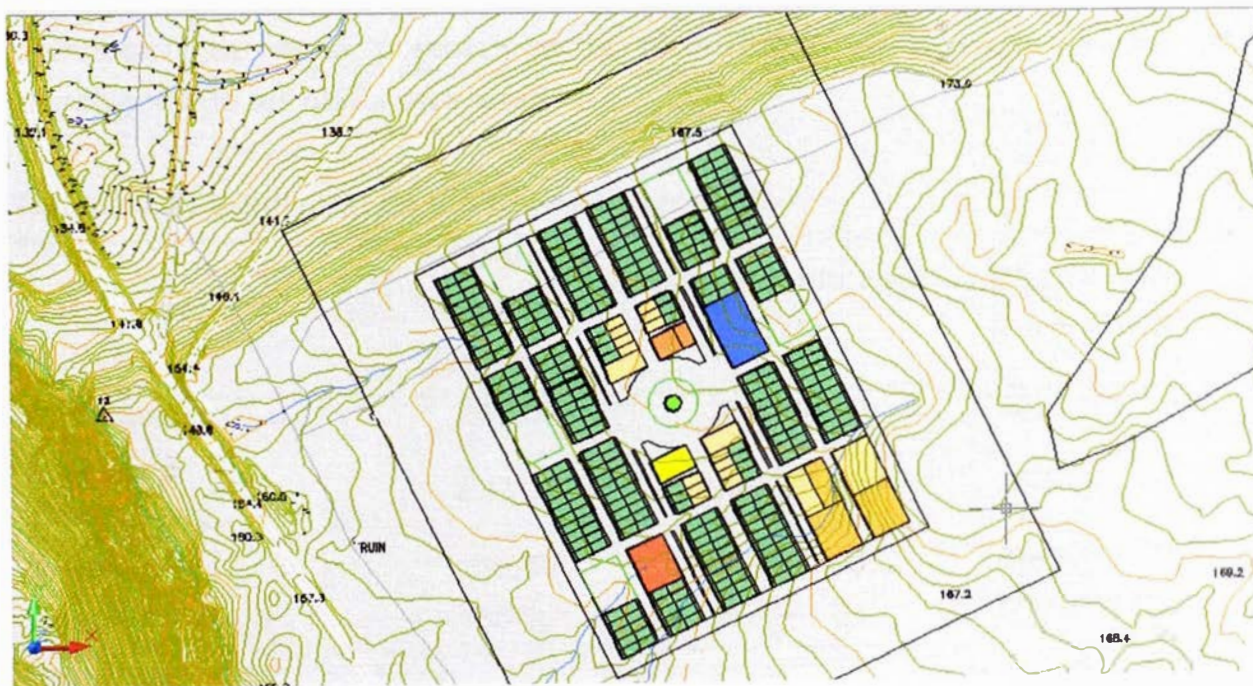


Gráfico 2.2.2. Vista Isométrica del centro urbano UNIPAMPA.



La infraestructura sanitaria considerada para UNIPAMPA comprende una bocatoma, una planta de tratamiento, una línea de conducción, un reservorio elevado, la red de distribución de agua potable y la red de alcantarillado, para los objetivos del presente informe se diseñarán el reservorio elevado y la red de distribución de agua potable, en la tabla 2.2.2. se pueden apreciar las ubicaciones de las obras proyectadas.

Tabla 2.2.2. Ubicación de las Obras Proyectadas

Punto	Cota Promedio (m.s.n.m)	Coordenada Este (UTM)	Coordenada Norte (UTM)
Bocatoma	281.00	368290.00	8558091.00
Planta de Tratamiento	272.00	366786.50	8556617.80
Reservorio	185.50	354494.63	8542470.78
Redes de Agua	165.00	353644.33	8541938.28
Redes de Alcantarillado	165.00	353644.33	8541938.28

Gráfico 2.2.3. Vista en Planta de la Red de Agua y el Reservorio.

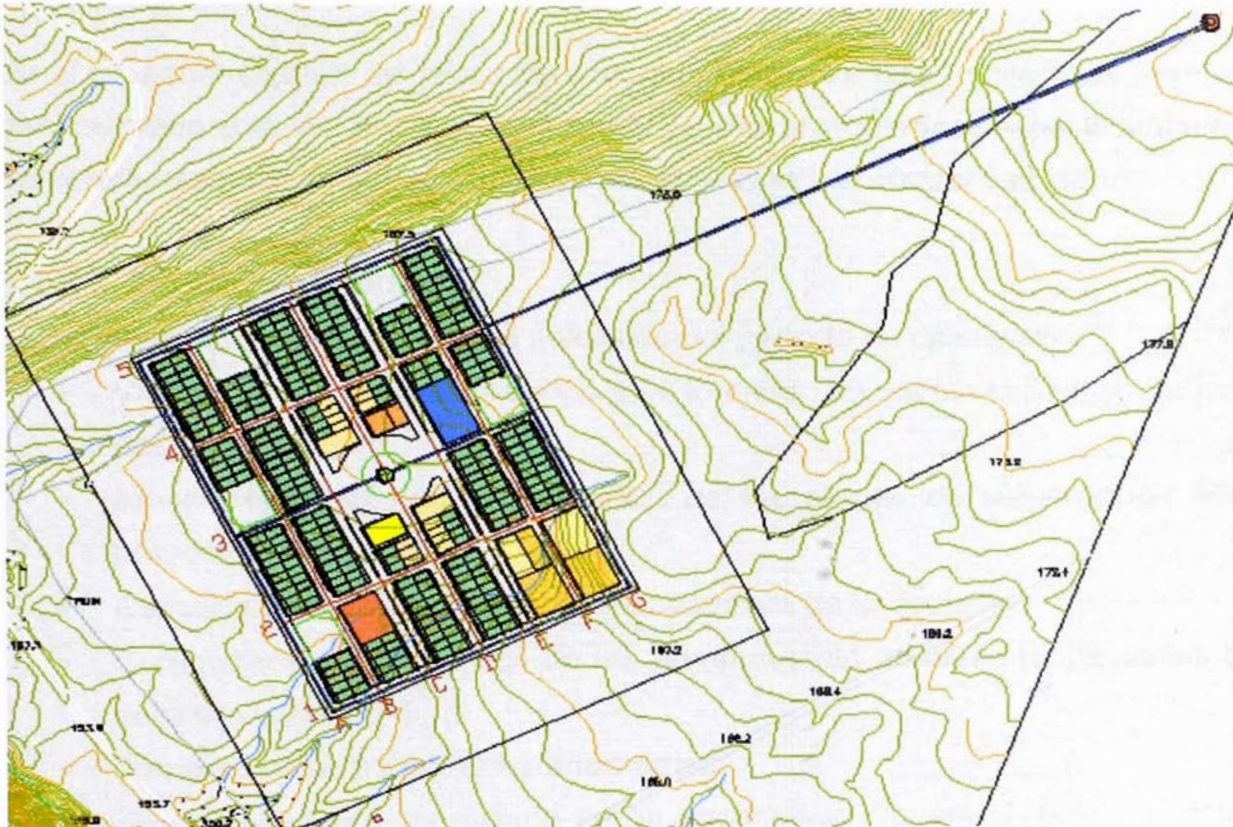
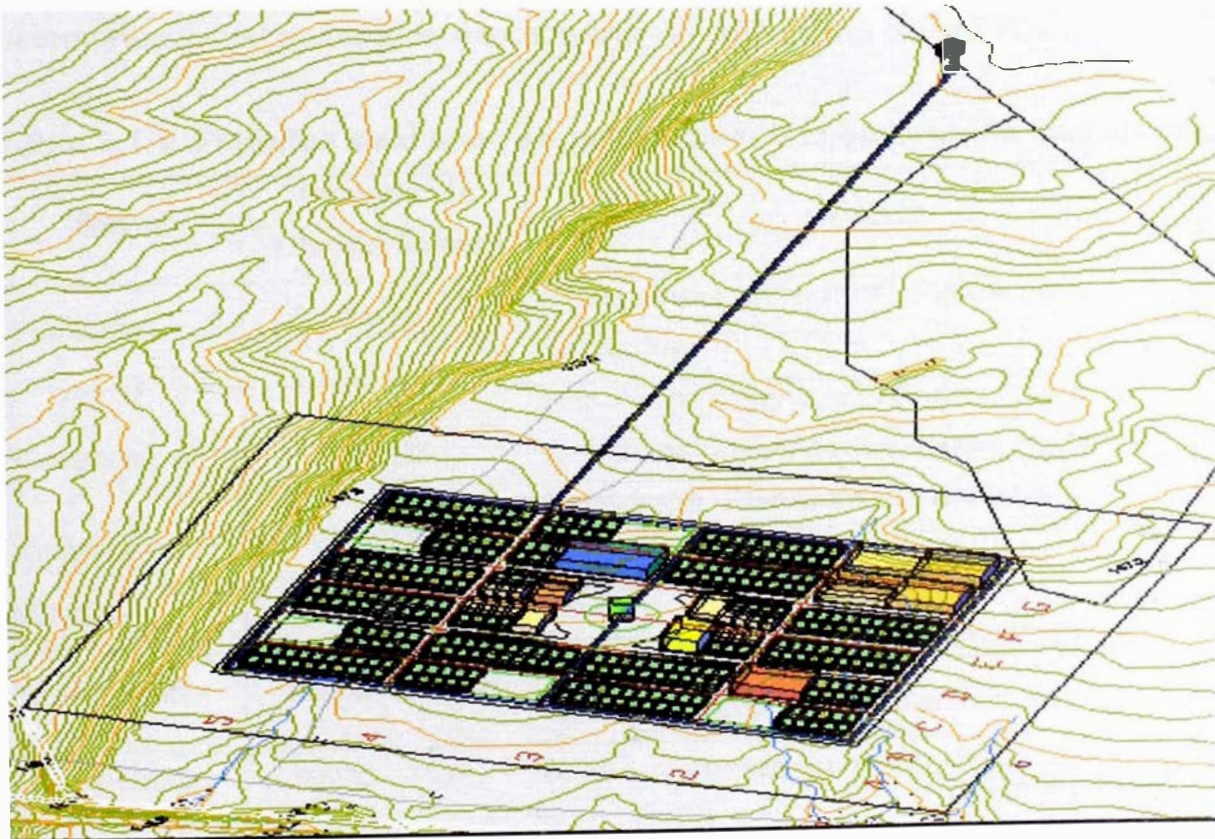


Gráfico 2.2.4. Vista Isométrica de la Red de Agua y el Reservorio



CAPÍTULO 3. Parámetros Generales de Diseño

En el presente capítulo se presentan los parámetros de diseño comunes para el dimensionamiento de las obras de saneamiento proyectadas, específicamente los referentes a los períodos de diseño, la población y el caudal de diseño.

3.1. Periodo de Diseño

Los factores que intervienen en la selección del período de diseño son:

- Vida útil de las estructuras y equipos tomando en cuenta la obsolescencia desgaste y daños.
- Ampliaciones futuras y planeación de las etapas de construcción del proyecto.
- Cambios en el desarrollo social y económico de la población.
- Comportamiento hidráulico de las obras cuando no estén funcionando a su plena capacidad.
- Tamaño de las poblaciones entre otros.

Dentro de la bibliografía consultada se ha encontrada diferentes métodos para determinar el periodo de diseño de las diferentes obras de saneamiento, en la tabla 3.1.1. se pueden apreciar los diferentes criterios considerados para la determinación del periodo de retorno según la bibliografía consultada.

Tabla 3.1.1. Periodos de diseño sugeridos según la bibliografía consultada.

Autor	Periodo de Diseño (años)	Criterio
Vierendel	15.00	Poblaciones entre 2000 y 20000 habitantes
Vierendel	10.00	Periodo de diseño económico óptimo de Captación, Línea de Impulsión, Redes, Reservorio, Planta de tratamiento
DIGESA-MINSA	20.00 - 30.00	Vida útil de las estructuras
Lopez Cualla	20.00 - 25.00	Pozos, sistemas de distribución, Plantas de Tratamiento y Crecimiento Bajo
Lopez Cualla	10.00 - 15.00	Pozos, sistemas de distribución, Plantas

Autor	Periodo de Diseño (años)	Criterio
		de Tratamiento y Crecimiento Alto
Lopez Cualla	40.00 - 50.00	Alcantarillado

Se han encontrado también, formulaciones en base a la economía de escala que establecen periodos de diseño económico óptimo, de acuerdo al tipo de obra a construir, en la tabla 3.1.2. se pueden apreciar los diferentes periodos de diseño

calculados a partir de $X_0 = \frac{2.6(1-d)^{1.12}}{i}$ donde: X_0 = Periodo de diseño económico óptimo, d = Factor de escala e i = Costo de oportunidad de capital.

Tabla 3.1.2. Períodos de diseño económicos óptimos

OBRA	d	i	X_0 (años)
Captación	0.20	0.14	14.00
Línea de Impulsión	0.40	0.14	10.00
Redes	0.30	0.14	12.00
Reservorio	0.60	0.14	7.00
Planta de Tratamiento	0.70	0.14	5.00

Considerando que para nuestro caso el periodo de diseño depende principalmente del desarrollo económico de la zona, se ha previsto de acuerdo a los escenarios mostrados en el capítulo 2, que el crecimiento de la misma será explosivo durante los primeros años de establecimiento, por lo cual se ha tomado un **periodo de diseño de 5 años para las obra del Reservorio y las Redes de Abastecimiento de Agua Potable**, de tal manera que se utilice la habilitación proyectada como un módulo básico, que será repetido de acuerdo al crecimiento poblacional, teniendo como consecuencia un crecimiento modular y ordenado, con colonias independientes en lo referente a sus servicios de saneamiento, tomando de la línea de conducción los recursos hídricos demandados por cada módulo. Por lo anteriormente expuesto se infiere que el periodo de diseño de la línea de conducción, la captación y la planta de

tratamiento deben ser diseñados con un periodo de diseño mayor de acuerdo a las consideraciones técnicas de la tabla 3.1.2.

Vale recalcar entonces que el Reservorio y las Redes se dimensionarán para abastecer a los 2100 habitantes para los que se proyectará UNIPAMPA.

3.2. Población de Diseño

Tal como se mencionó en el capítulo 2, del presente estudio, se considerará una población de 2100 habitantes (Primer escenario tabla 2.1.2.), obtenido de considerar 7 habitantes por cada uno de los 300 lotes de la habilitación urbana UNIPAMPA.

3.3. Caudal de Diseño

Para la determinación del caudal de diseño es necesario determinar primero la dotación la cual depende de los siguientes factores:

- Temperatura, en el caso de la zona de estudio al tener un clima cálido y un alto contenido de humedad, se consumirá mas agua y el aseo personal será mas frecuente, lo cual incrementará la dotación.
- Calidad del Agua, debido a que se proveerá a la población de un sistema de agua potable, la confianza de la población sobre la calidad de agua alentará su consumo, incrementando la dotación.
- Características Socio-económicas, debido a que los pobladores tendrán en promedio un bajo nivel de preparación e ingresos, este factor influenciará limitando el consumo de agua, es decir disminuyendo la dotación.
- Servicio de Alcantarillado, ya que se proveerá de un sistema de alcantarillado a la población esto alentará el consumo de agua incrementándose la dotación.
- Presión en la Red de Distribución de Agua, se tratarán de controlar las pérdidas en la red diseñando el sistema para presiones adecuadas.
- Administración, Medidores y Tarifas, una buena administración de los recursos hídricos por parte del proveedor de acuerdo a un sistema tarifario controlado por medidores independientes reducirá los desperdicios y regulará el consumo.

De acuerdo a los factores presentados anteriormente se ha desarrollado la tabla 3.3.1. que muestra las dotaciones consideradas por las normativas nacionales y las recomendadas en la bibliografía consultada.

Tabla 3.3.1. Dotación elegida para el dimensionamiento de las obras proyectadas

Normativa	Dotación Doméstica (l/h/d)	Criterio	# Lotes	Hab. / Lote	Habitantes	Qm (l/s)
SEDAPAL	250.00	Residencial (área de lotes > 120m ²)	300.00	7.00	2100.00	6.08
SEDAPAL	200.00	Popular (área de lotes <= 120m ²)	300.00	7.00	2100.00	4.86
DIGESA - MINSA	60.00	Habitantes Costa Sur	300.00	7.00	2100.00	1.46
López Cualla	200.00	Zonas de características similares a las de la zona de estudio	300.00	7.00	2100.00	4.86
Vierendel	150.00	Población entre 2000 y 10000Hab. - Clima Templado	300.00	7.00	2100.00	3.65
Elegida	200.00	Ciudad Popular, Con lotes proyectados para uso mixto (vivienda y comercial)	300.00	7.00	2100.00	4.86

Finalmente se eligió la dotación recomendada por SEDAPAL que coincide con la propuesta por López Cualla. Luego Multiplicando la dotación por la población obtenemos el caudal medio diario que asciende a 4.86 l/s, para obtener los caudales máximo diario, máximo horario y máximo maximorum es necesario facturarlos por K1, K2 y el producto de los mismos respectivamente.



Tabla 3.3.2. Caudales de Diseño

Autor	Q_p (l/s)	K₁	K₂	Q_{max} diario (l/s)	Q_{max} horario (l/s)	Q_{max} max. (l/s)
Virindel	4.86	1.30	2.50	6.32	12.15	15.80
SEDAPAL	4.86	1.30	2.60	6.32	12.64	16.43
DIGESA- MINSA	4.86	1.30	2.60	6.32	12.64	16.43
Asumido	4.86	1.30	2.60	6.32	12.64	16.43

CAPÍTULO 4. Diseño del Reservorio

En el presente capítulo se realizará el diseño hidráulico y estructural de la estructura del reservorio elevado proyectado para UNIPAMPA. Este reservorio elevado, reducirá la longitud de la línea de impulsión que se hubiera necesitado si se proyectaba uno apoyado, debido a la topografía suave del área de estudio, que no presenta grades desniveles.

En lo relacionado al diseño estructural del reservorio, se seguirá la norma ACI-350.3-01 referente al diseño sísmico de estructuras de concreto que contienen líquidos.

4.1. Marco Teórico para el Diseño del Reservorio

4.1.1. Volumen del Reservorio

Las funciones principales del reservorio son:

- Compensar las variaciones de volumen durante el día (Volumen de regulación)
- Mantener las presiones de Servicio de la Red
- Almacenamiento de volúmenes de agua para emergencias (incendios, falla de bombas, etc.)

Debido a la carencia de diagramas masa, el volumen de regulación y de reserva se determinará de acuerdo a la normativa nacional que mejor se acomode a las características del proyecto, asimismo se ha considerado pertinente almacenar un volumen contra incendio que permita sofocar un siniestro en UNIPAMPA. En la tabla 4.1.1. se puede observar el Volumen del reservorio considerado, tomando en cuenta la normativa de SEDAPAL.

Tabla 4.1.1. Volumen de almacenamiento del reservorio elevado

Norma	$V_{\text{incendio}} \text{ (m}^3\text{)}$	$V_{\text{regulación}} \text{ (m}^3\text{)}$	$V_{\text{reserva}} \text{ (m}^3\text{)}$	$V_{\text{Almacenamiento}} \text{ (m}^3\text{)}$
SEDAPAL	100.00	98.28 (18% Q_{max} diario)	38.22 (7% Q_{max} diario)	236.50
DIGESA-MINSA	0.00	163.8 (30% Q_{max} diario)	0.00	163.80
Asumido	100.00	98.28	38.22	236.50

4.1.2. Diseño Estructural de Reservorios Elevados

En general los elementos se diseñaron siguiendo las recomendaciones de los Códigos ACI-318 y ACI-350.3-1 para el diseño por resistencia. A continuación se presenta el marco teórico para el cálculo y diseño estructural que no es más que un compendio ordenado del material proporcionado en clase por el Ing. Rafael Salinas B.

Consideraciones Generales del Diseño

Objetivos del diseño estructural

- Resistencia adecuada.
- Estabilidad.
- Serviciabilidad: minimizar filtraciones.
- Baja permeabilidad.
- El concreto de las estructuras debe:
 - Ser denso e impermeable, para contaminación del agua y del medio ambiente.
 - Tener superficies lisas para minimizar resistencia al flujo de líquido.

Cargas de diseño

Las cargas de diseño dependen de:

- Peso específico del líquido.
- Profundidad del líquido.
- Presión de contacto del suelo.
- Equipos a ser instalados.
- En reservorios, las sobrecargas suelen ser notablemente menores que las cargas permanentes.
- La presión de contacto del suelo y la consolidación del suelo es importante para minimizar asentamientos diferenciales.
- Las solicitaciones a nivel de cargas de servicio son más importantes.
- Puede incluirse un coeficiente de durabilidad para aumentar las cargas de servicio.



Se considerarán para el análisis las siguientes combinaciones de cargas (ver ACI-318S-05-Capítulo 9):

$$U = 1.4(D + F)$$

$$U = 1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) \\ + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$$

$$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1.0L \text{ ó } 0.8W)$$

$$U = 1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$$

$$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$$

$$U = 0.9D + 1.6W + 1.6H$$

$$U = 0.9D + 1.0E + 1.6H$$

Impermeabilidad

- Las estructuras deben ser diseñadas para ser esencialmente impermeables, con una mínima pérdida del volumen contenido bajo condiciones normales de servicio.
- Las estructuras serán seguras si: Se tiene una mezcla bien proporcionada y el concreto no tiene segregación.
- Se minimizan las grietas.
- Las juntas están ubicadas, dimensionadas, detalladas y construidas apropiadamente.
- El acero de refuerzo está bien dimensionado.
- Se dispone un recubrimiento de protección adecuado.
- La permeabilidad mínima en el concreto puede ser logrado mediante una relación agua-cemento baja, acompañada de una trabajabilidad y compactación adecuadas.
- El uso de superficies lisas y de formas uniformes inciden en una baja permeabilidad.
- El diseño de las juntas puede considerar movimientos resultantes de cambios dimensionales por efectos térmicos y asentamientos diferenciales.

- Para el control de las fisuras, se recomiendan operaciones de vaciado adecuadas y buena consolidación.

Durabilidad

- La durabilidad es la resistencia a los efectos del deterioro debido al ambiente.
- El concreto debe ser resistente a la acción de:
 - Elementos químicos.
 - Efectos de congelamiento y descongelamiento.
 - Mojado y secado alternativo.
 - Exposición a los elementos del clima.
 - Efectos de impacto.
- Las estructuras sujetas a movimiento de fluidos deben ser resistentes a la erosión.
- La resistencia a los ataques químicos puede ser mejorada usando cementos especiales (tipo V).
- En condiciones de congelamiento y descongelamiento es posible el uso de aire incorporado en la mezcla de concreto.

Consideraciones para la cimentación

- La mayoría de las estructuras no pueden tolerar asentamientos diferenciales excesivos, ya que éstos implican fisuras o grietas.
- La cimentación de reservorios en suelos compresibles debe considerar la variación de la compresibilidad de los estratos de suelo y las variaciones de carga debidas al llenado y vaciado de los reservorios.

Requerimientos de diseño

- Principal requisito: agrietamiento mínimo.
- Los esfuerzos admisibles son más conservadores que en otras estructuras de C.A.
- Esfuerzos bajos en el acero de refuerzo (en servicio) implican minimizar el agrietamiento.
- En tanques cerrados, se debe considerar el efecto negativo de gases en los detalles y especificaciones.

- Condiciones de exposición severa o cargas inusuales requieren precauciones especiales de diseño.

Métodos de diseño

Las estructuras deben ser diseñadas para cumplir con dos requisitos básicos:

- Resistencia.
- Serviciabilidad.
- Diseño por Resistencia (LRFD): cargas últimas factoradas y resistencias especificadas con factores de reducción de la capacidad de los materiales.
- Diseño por Esfuerzos Admisibles (ASD): cargas de servicio y esfuerzos de trabajo reducidos.

Diseño por Resistencia

ESTADOS DE CARGA:

Cm = carga permanente.

Cv = carga viva.

Ct = carga de presión de tierras.

Cf = carga de presión de líquido.

COMBINACIONES DE CARGA:

$$U = 1.4 C_m + 1.7 C_v$$

$$U = 1.4 C_m + 1.7 C_v + 1.7 C_f$$

$$U = 1.4 C_m + 1.7 C_v + 1.7 C_f + 1.7 C_t$$

$$U = 0.9 C_m + 1.7 C_t$$

$$U = 0.9 C_m + 1.7 C_v + 1.7 C_t$$

$$U = 0.9 C_m + 1.7 C_v + 1.7 C_f + 1.7 C_t$$

Las cargas últimas U son incrementadas mediante un **Coefficiente de Durabilidad sanitaria**:

- Refuerzo en flexión: 1.30
- Refuerzo en tracción directa: 1.65
- Solicitaciones de compresión y cargas resistidas por el concreto: 1.00
- Refuerzo en corte (cortante en exceso): 1.30

El cortante en exceso es: $\phi V_s > 1.30 (V_U - \phi V_C)$

- Para diseño sísmico, usar las disposiciones usuales del ACI-318 o NTE-060.

Control de fisuración

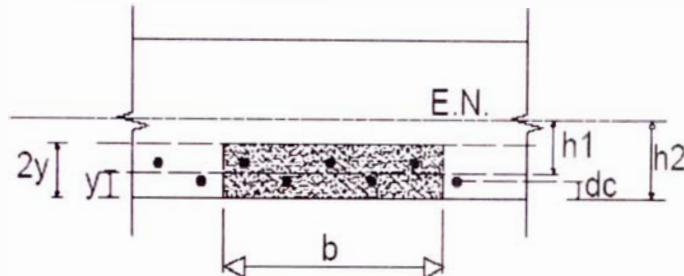
- Se controla la serviciabilidad de los elementos estructurales con cargas de servicio.
- El control se realiza calculando el parámetro Z (ACI-318 y NTE-060).

$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c A}$$

f_s = esfuerzo en el acero.

A = área de concreto efectiva a tracción ($2yb$).

d_c = distancia de la fibra extrema a tracción y el centroide del refuerzo más cercano.



Ancho de grietas admisible

- Para estructuras exteriores $w \leq 0.33$ mm
- Para estructuras sometidas a ataques químicos $w \leq 0.18$ mm
- Para estructura retenedora de líquidos en condiciones normales $w \leq 0.25$ mm
- Para estructuras retenedoras de líquidos en condiciones severas $w \leq 0.20$ mm
- Para estructuras sometidas a agua de mar $w \leq 0.15$ mm
- Para estructura con presión de agua $w \leq 0.10$ mm
- En refuerzo a flexión colocado en una capa: $Z < 115$ kips/pulg (20,600 kg/cm)
- El espaciado entre varillas no debe exceder 0.30 m.
- El diámetro de las varillas no debe exceder N° 11 ($\phi = 1-3/8$ ”).
- Para exposiciones ambientales severas: $Z < 95$ kips/pulg (17,000 kg/cm)

Adicionalmente deberán ser tomadas las protecciones necesarias para estas condiciones.

Para el diseño del reservorio se proyectó el uso de un concreto armado de $f'_c = 280$ kg/cm² y un refuerzo de $f_y = 4200$ kg/cm².

Asimismo los factores de reducción de resistencia considerados serán (ver: ver ACI-318S-05-Capítulos 9 y 10)

$F_t = 0.90$ (factor de reducción por tracción)

$F_c = 0.65$ (factor de reducción por compresión)

$F_v = 0.60$ (factor de reducción por cortante)

$F_a = 0.65$ (factor de reducción por aplastamiento)

Análisis Y Diseño De Reservorios Elevados

Criterios de dimensionado

Tomado de "Prestressed Concrete Cylindrical Tanks", L.R. Gressy, 1961.

Altura económica de reservorios (Gressy, 1961)

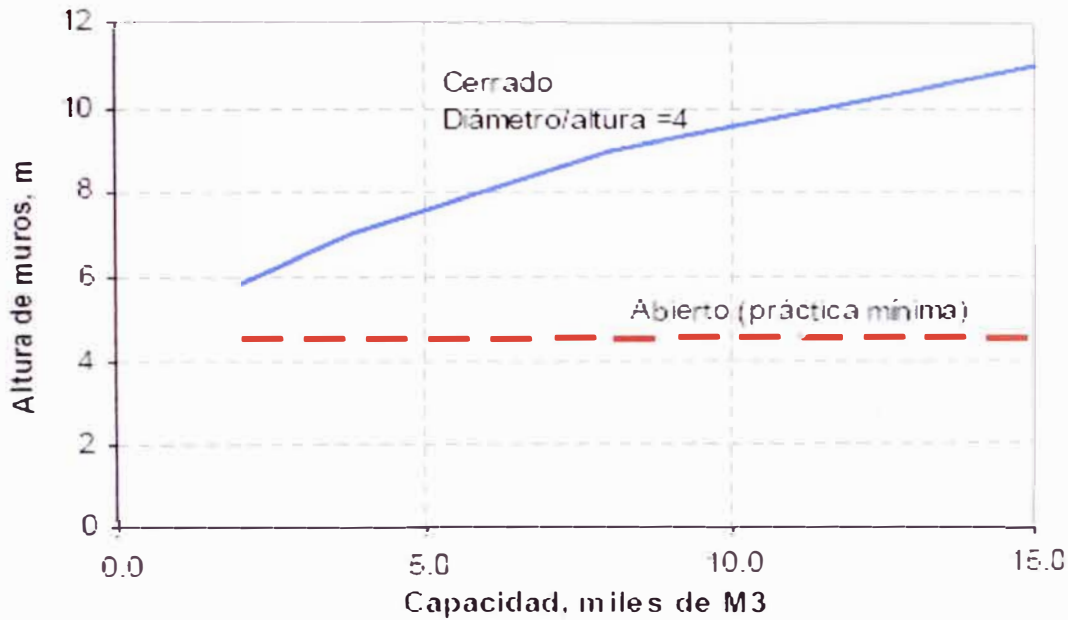


Gráfico 4.1.2.1.A. Predimensionamiento de la altura económica para reservorios (Gressy, 1961)

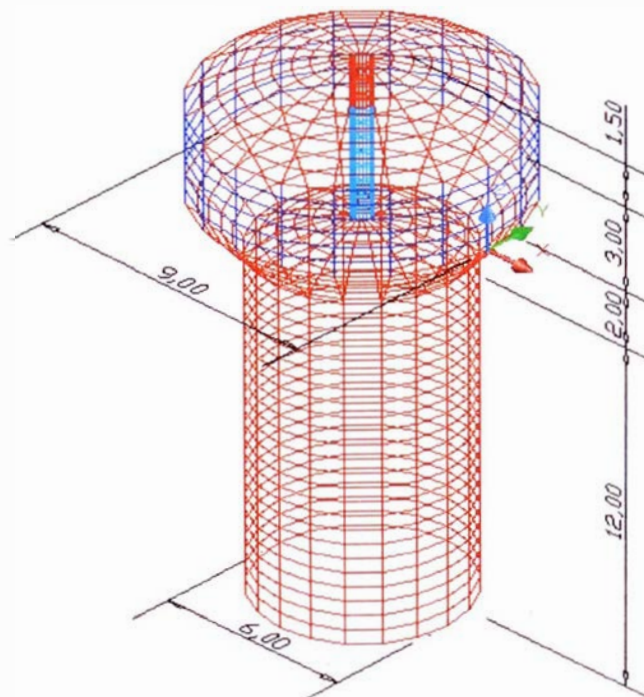


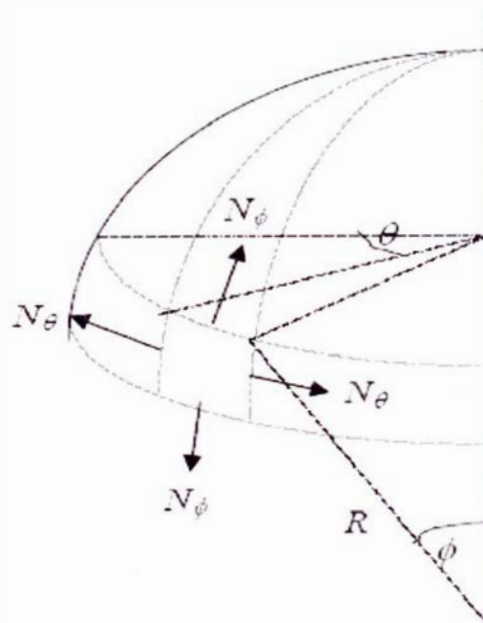
Gráfico 4.1.2.1.A. Predimensionamiento del Tanque elevado proyectado.

Esfuerzos En La Losa De Cubierta (Cúpula)

- En reservorios apoyados se recomienda:

$$\frac{l}{10} \leq \frac{f}{D} \leq \frac{l}{5}$$

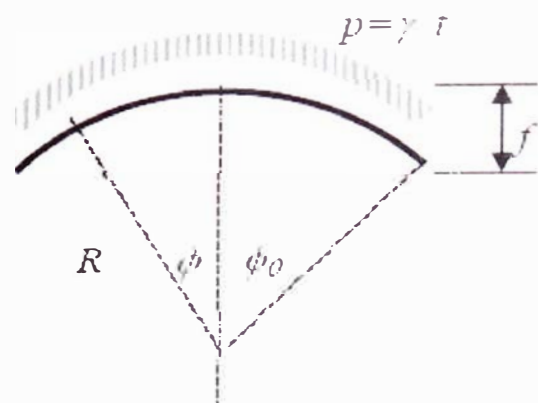
- En reservorios elevados suele ser mayor para ingresos al tanque por mantenimiento.
- Por lo general, la esbeltez de la cúpula $S/t > 100$. El elemento se comporta como una membrana (cáscara delgada) sujeta solamente a tracciones en sus planos tangentes.
- Solamente en los bordes pueden considerarse efectos locales de flexión. Se disponen detalles de diseño.
- Se consideran dos fuerzas membranales por unidad de longitud:
 - a) Fuerza en sentido meridiano: N_{ϕ} .
 - b) Fuerza en sentido paralelo: N_{θ} .



a) Efectos de peso propio

$$N_{\phi} = -\frac{p R}{1 + \cos \phi}$$

$$N_{\theta} = -p R \left(\cos \phi - \frac{l}{1 + \cos \phi} \right)$$



Donde:

ρ = peso vertical uniformemente repartido.

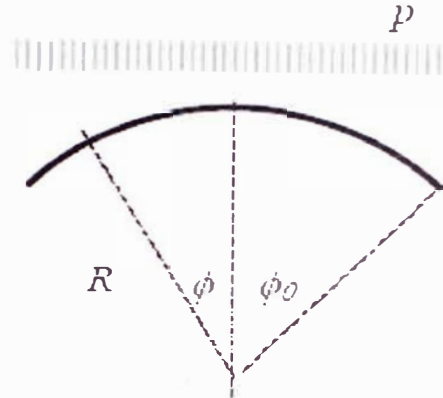
γ = peso específico del material.

t = espesor de la cúpula.

b) Efectos de peso vertical (nieve)

$$N_{\phi} = -\frac{\rho R}{2}$$

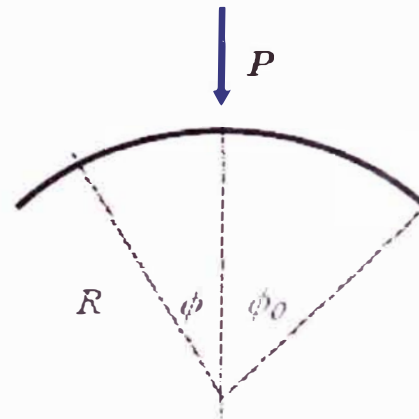
$$N_{\theta} = -\frac{\rho R}{2} \cos 2\phi$$



c) Efectos de carga vertical en la corona

$$N_{\phi} = -\frac{P}{2\pi R \sin^2 \phi}$$

$$N_{\theta} = \frac{P}{2\pi R \sin^2 \phi}$$



d) Verificación de Pandeo

Espesor mínimo del domo:

$$t \geq R \sqrt{\frac{S q_{adm}}{k E_c}}$$

Donde:

S = factor de seguridad, igual a 4.

q_{adm} = carga admisible (igual o mayor que ρ).

$k = 0.25$, para domos con

$$\frac{R}{t} < 800 \quad \text{y} \quad \frac{1}{10} \leq \frac{f}{D} \leq \frac{1}{6}$$

$$E_c = 15.000 \sqrt{f_c}$$

e) Diseño de Refuerzo

- Refuerzo máximo:

$$A_s \leq \begin{cases} \frac{0.60 b t f'_c}{f_Y} \\ \frac{170 b t}{f_Y} \end{cases}$$

b, t en cm.

A_s en cm².

- Separación máxima: $s < 5 t, 45\text{cm}$.
- Si existen esfuerzos de tracción que exceden $1.1 \phi f'_C$: $s < 3 t$.

Esfuerzos En La Cuba

Presiones Hidrostáticas

Parámetros de Rigidez:

$$D = \frac{E t^3}{12 (1 - \mu^2)} \quad \beta^4 = \frac{E t}{4 R^2 D} = \frac{3 (1 - \mu^2)}{R^2 t^2}$$

Ecuación diferencial que gobierna la deformación de paredes cilíndricas por cargas

hidrostáticas, por efectos de flexión:

$$\frac{d^4 w}{dx^4} + 4 \beta^2 w = - \frac{\gamma (h - x)}{D}$$

Donde:

w = deformación normal a la pared.

E = módulo de elasticidad.

t = espesor de la pared.

R = radio del depósito.

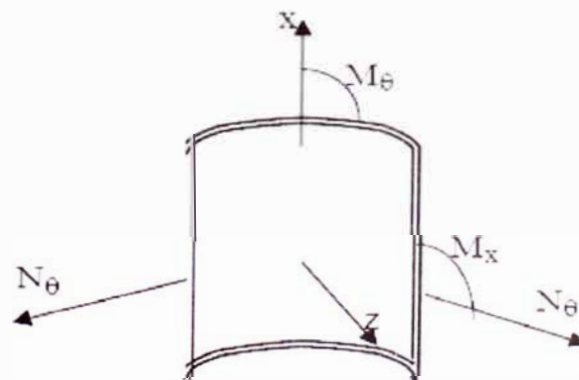
μ = coeficiente de Poisson.

h = altura o profundidad máxima.

γ = peso específico del líquido.

M_x = momento flector alrededor del eje vertical.

M_θ = momento flector alrededor del eje tangencial horizontal.



Variación de M_x en función de la altura x :

$$M_x = \frac{2 \beta^2 \gamma R^2 D h}{E t} \left[-f_2 + \left(1 - \frac{1}{\beta h} \right) f_4 \right]$$

$$M_\theta = \mu M_x$$

Donde:

$$f_2 = e^{-\beta x} \operatorname{sen}(\beta x) \quad f_4 = e^{-\beta x} \cos(\beta x)$$

Momento flector máximo, al pie del tanque ($x=0$):

$$M_x = \left(1 - \frac{1}{\beta h} \right) \frac{2 \beta^2 \gamma R^2 D h}{E t}$$

Fuerza circunferencial de tracción (por efectos de flexión):

$$N_\theta = -\frac{E t w}{R} = \gamma R h \left[1 - \frac{x}{h} - f_4 - \left(1 - \frac{1}{\beta h} \right) f_2 \right]$$

Fuerza circunferencial de tracción (por efectos de membrana):

$$N_\theta = \gamma (h - x) R$$

Esfuerzo máximo en dirección vertical (por efectos de flexión):

$$\sigma_{v,MAX} = \frac{6 M_{x,MAX}}{t^2} = \frac{\sqrt{3}}{t} \gamma h R$$

Esfuerzo máximo circunferencial (por efectos de membrana):

$$\sigma_{\theta,MAX} = \frac{N_{\theta,MAX}}{t} = \frac{\gamma h R}{t}$$

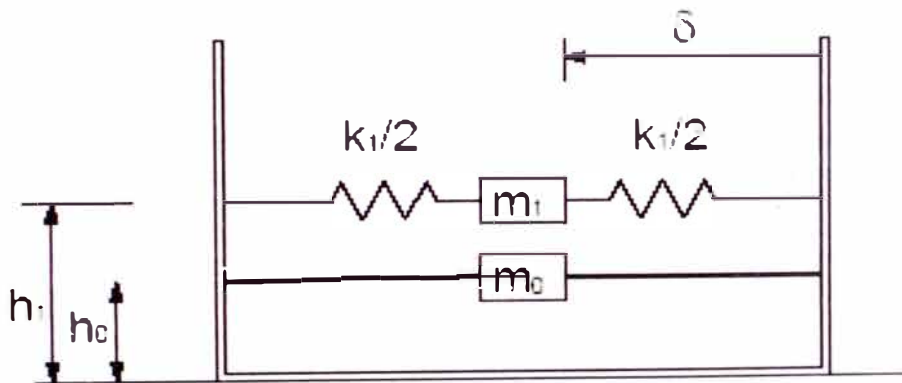
PRESIONES HIDRODINÁMICAS (SISMO).

Un reservorio que contiene un fluido con una superficie libre, bajo un movimiento sísmico experimenta dos tipos de presiones:

- Una presión impulsiva ejercida por el fluido adyacente a las paredes, directamente proporcional a la aceleración del reservorio.
- Una presión convectiva debido a la aceleración oscilatoria del fluido, que se produce en las paredes y el fondo, cuya amplitud es proporcional a la amplitud de oscilación.

Un análisis simplificado conduce a las conclusiones siguientes:

- a) La resultante de la presión impulsiva es igual a una fuerza ejercida por una masa m_0 rigidamente unida por la aceleración de la base, A .
- b) La resultante de la presión convectiva es igual a una fuerza ejercida por una masa m_1 restringida por un resorte de rigidez k_1 , considerando el primer modo de vibración.



MODELO DINÁMICO EQUIVALENTE DEL RESERVORIO

$$m_0 = m \frac{\tanh\left(\sqrt{3} \frac{R}{h}\right)}{\sqrt{3} \frac{R}{h}}$$

$$m_1 = m \frac{3}{5} \frac{\tanh\left(\sqrt{\frac{27}{S}} \frac{h}{R}\right)}{\sqrt{\frac{27}{S}} \frac{h}{R}}$$

$$k_1 = m_1 \frac{g}{h} \sqrt{\frac{27}{S}} \frac{h}{R} \tanh\left(\sqrt{\frac{27}{S}} \frac{h}{R}\right) = \frac{45}{2} \left(\frac{m_1}{m}\right)^2 \left(\frac{h}{2R}\right)^2 \frac{m g}{h}$$

$$h_0 = \frac{s}{S} h \left[1 + \alpha \left(\frac{\sqrt{3} \frac{R}{h}}{\tanh \left(\sqrt{3} \frac{R}{h} \right)} - 1 \right) \right], \text{ para } h/R \leq 1.5$$

$$h_1 = h \left[1 - \frac{\cosh \left(\sqrt{\frac{27}{S}} \frac{h}{R} \right) - \beta}{\sqrt{\frac{27}{S}} \frac{h}{R} \sinh \left(\sqrt{\frac{27}{S}} \frac{h}{R} \right)} \right]$$

m = masa total del fluido.

h = altura o profundidad máxima.

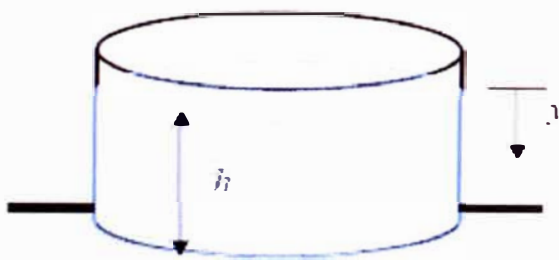
$\alpha = 0$ y $\beta = 1$ si solamente se considera la presión en la pared (usual).

$\alpha = 1.33$ y $\beta = 2$ si se considera la presión en el fondo del tanque.

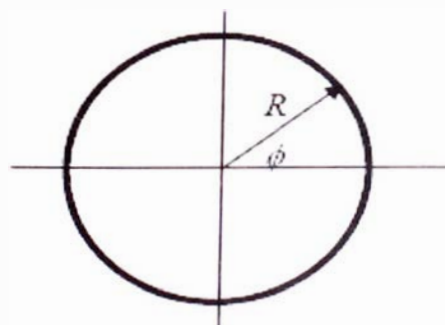
La presión ejercida por el fluido en la pared (adicional a la hidrostática) es:

$$p_F = A \rho h \left[\frac{y}{h} - \frac{1}{2} \left(\frac{y}{h} \right)^2 \right] \sqrt{3} \tanh \left(\sqrt{3} \frac{R \cos \phi}{h} \right) +$$

$$+ \delta \rho R \frac{15}{16} \frac{k_1}{m_1} \left(1 - \frac{\cos^2 \phi}{3} - \frac{\sin^2 \phi}{2} \right) \cos \phi \frac{\cosh \left(\sqrt{\frac{27}{S}} \frac{h-y}{R} \right)}{\cosh \left(\sqrt{\frac{27}{S}} \frac{h}{R} \right)}$$



ELEVACION



PLANTA

Donde:

A = aceleración de la base.

ρ = densidad del fluido.

δ = desplazamiento horizontal de la masa oscilatoria m_1 del fluido.

Relación de presiones máximas

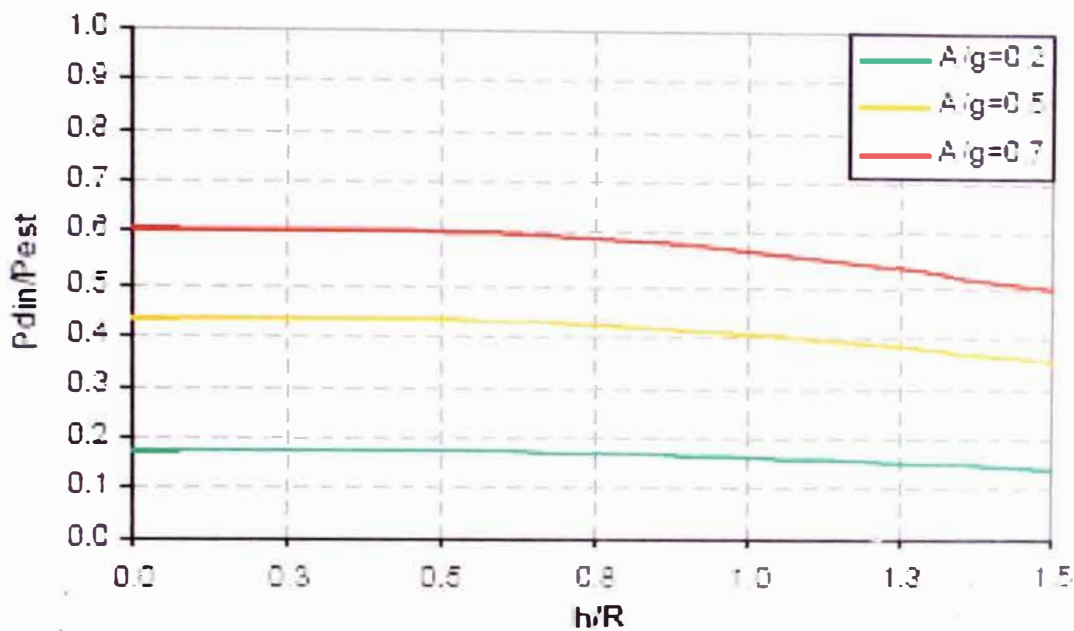


Gráfico 4.1.2.2. Relación entre las presiones dinámicas y estáticas según la relación altura-radio de la cuba, para diferentes aceleraciones del suelo.

El desplazamiento horizontal, δ , puede ser calculado con un análisis espectral:

Periodo de vibración:

$$T_2 = 2\pi \sqrt{\frac{m_2^*}{k_2}}$$

Frecuencia circular:

$$\omega_2 = \sqrt{\frac{k_2}{m_2}}$$

Desplazamiento máximo:

$$\delta = 0.75R S_d = 0.75 \frac{Z U C_1 S}{\omega_2^2} g$$

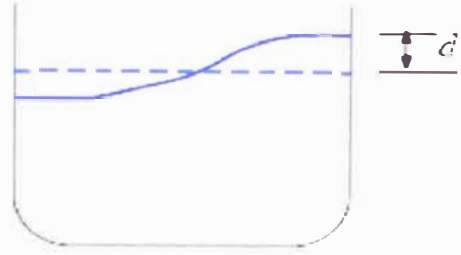
$$C_1 = 2.5 \frac{T_p}{T} \leq 2.5$$

Sobre altura por oleaje debido a la subpresión de agua, d :

$$d = \delta \xi$$

Para reservorios circulares:

$$s_{\delta} = \frac{0.325 \left(\frac{h k_1}{g m_1} \right) \left(\frac{2 R}{h} \right)}{1 - 0.425 \left(\frac{\delta}{2 R} \right) \left(\frac{h k_1}{g m_1} \right)^2 \left(\frac{2 R}{h} \right)^2}$$



Comprobar que:

$$d < \begin{cases} 0.20 R \\ 0.20 h \end{cases}$$

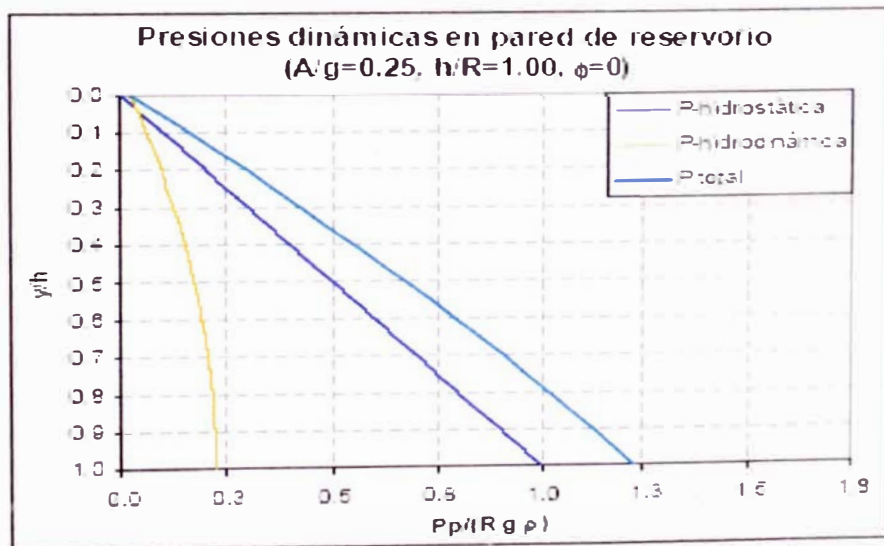
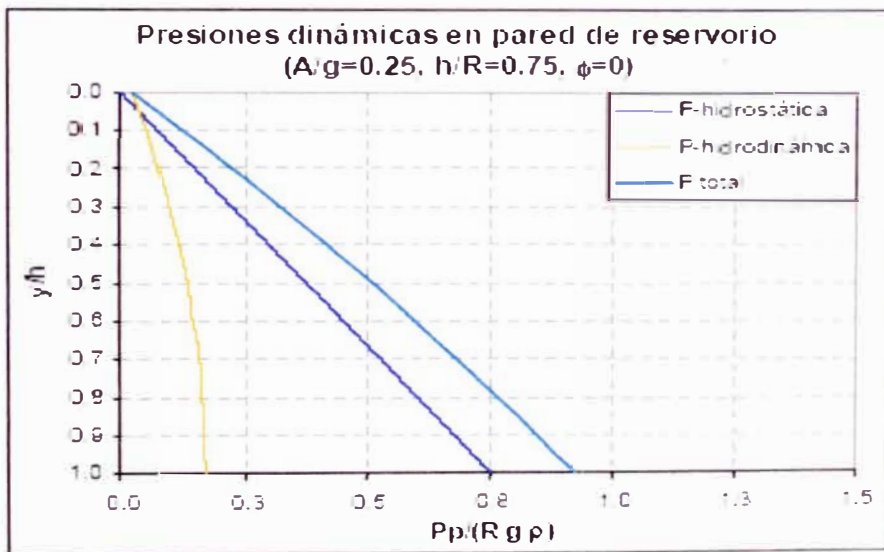


Gráfico 4.1.2.3. Presiones dinámicas máximas sobre la pared del reservorio para $A/g=0.25$ y $h/R=0.75$ y 1.00 .

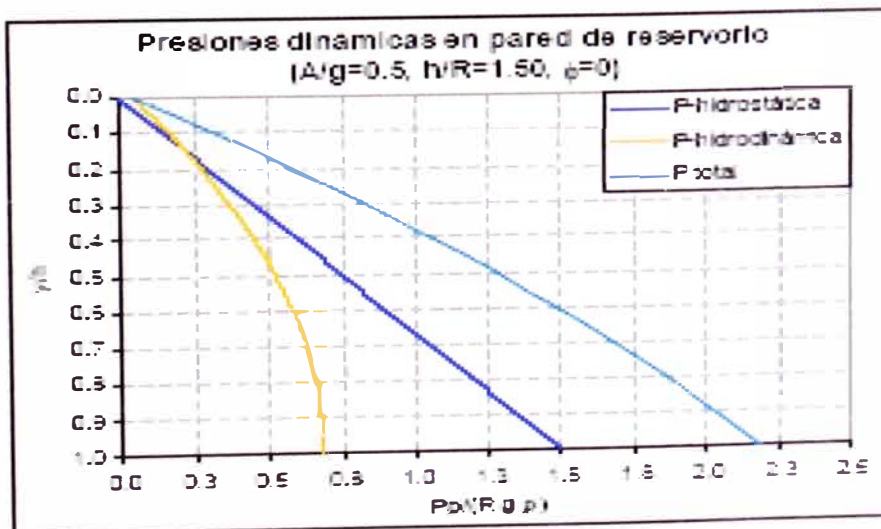
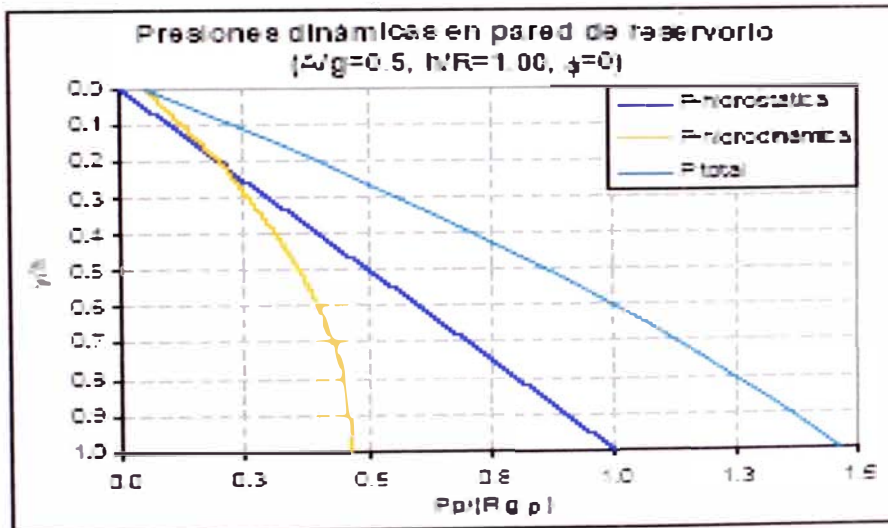
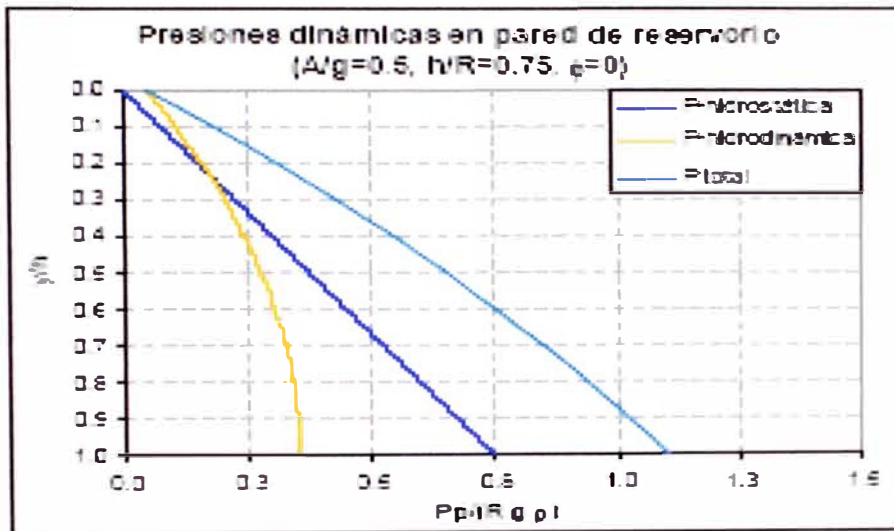


Gráfico 4.1.2.4. Presiones dinámicas máximas sobre la pared del reservorio para $A/g=0.50$ y $h/R=0.75, 1.00$ y 1.50 .

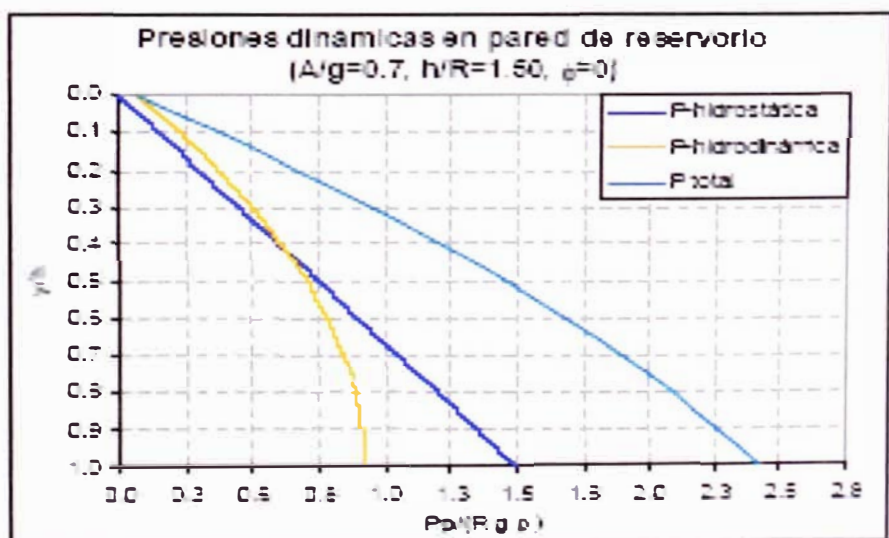
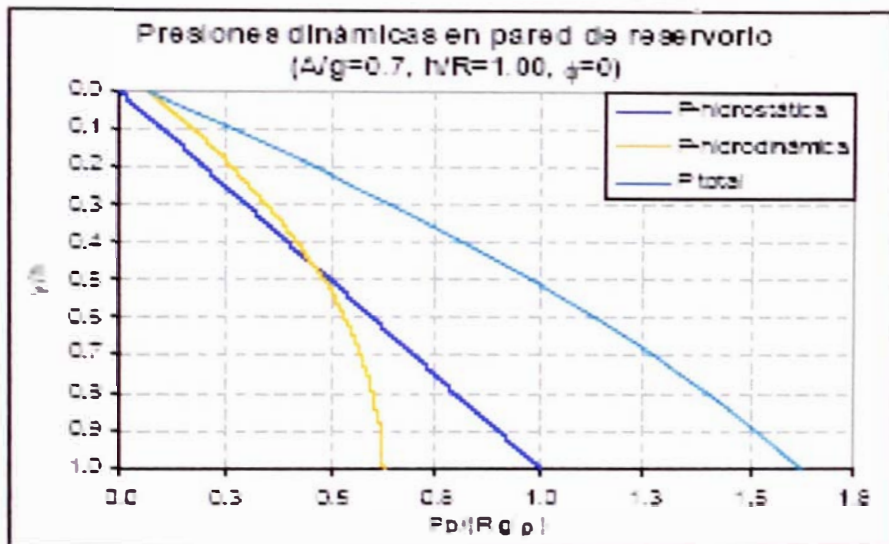
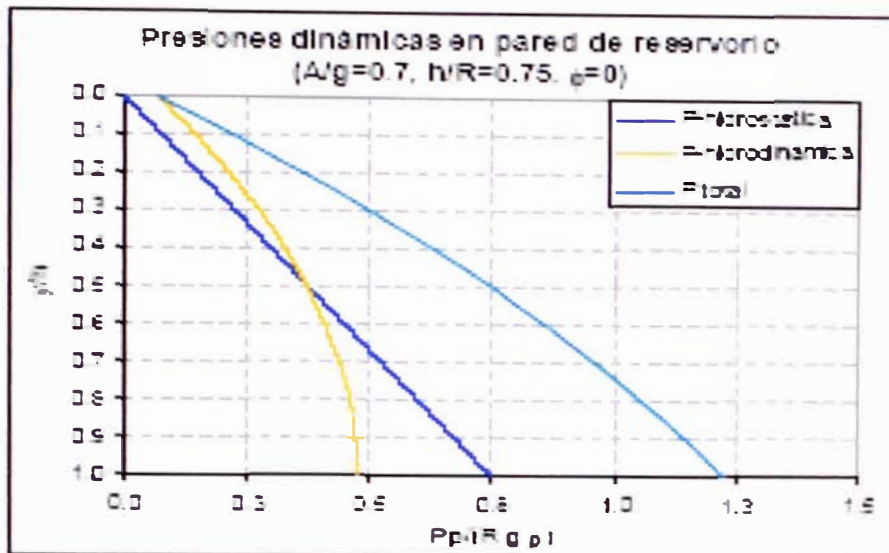
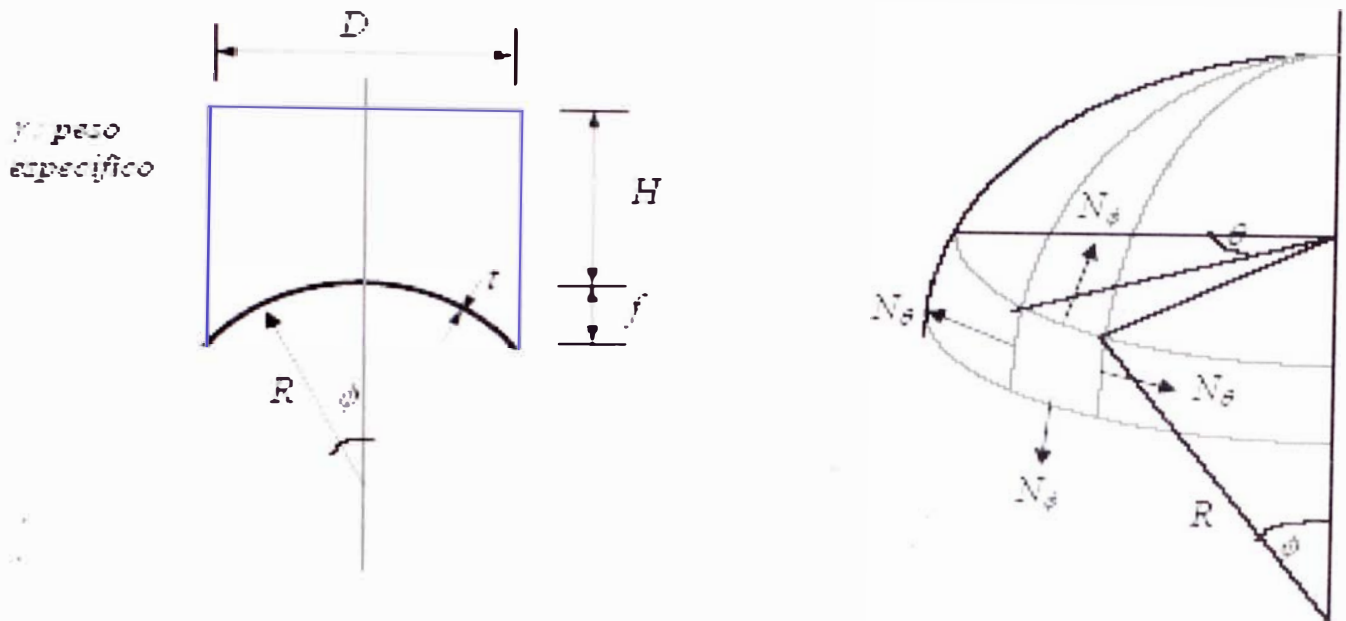


Gráfico 4.1.2.5. Presiones dinámicas máximas sobre la pared del reservorio para $A/g=0.70$ y $h/R=0.75, 1.00$ y 1.50 .

Losa De Fondo

- **Fondo esférico de reservorio sometido a presión hidrostática.**



$$f = R (1 - \cos \phi_0)$$

$$R = \frac{D}{8} \left(\frac{4f}{D} - \frac{D}{f} \right)$$

Peso de líquido sobre un paralelo correspondiente al ángulo ϕ :

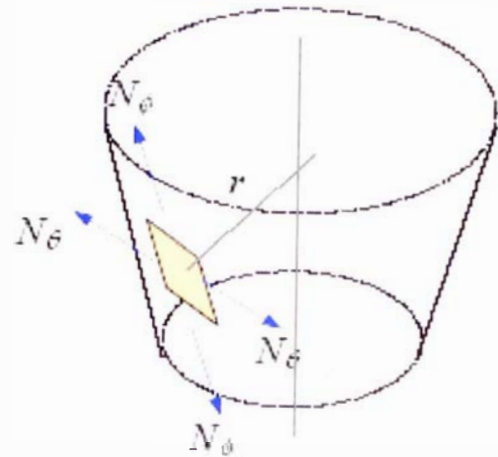
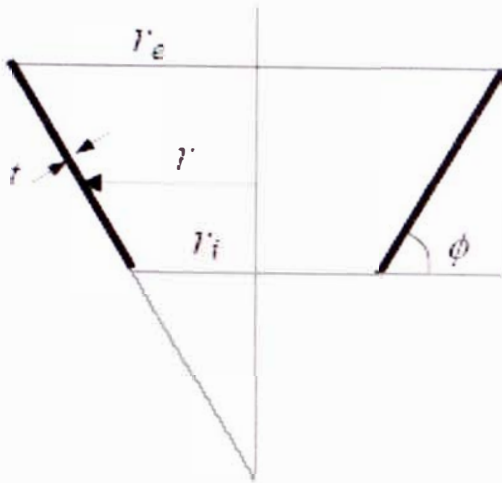
$$W = \gamma \pi R^2 \left[H \operatorname{sen}^2 \phi + \frac{R}{3} (3 \operatorname{sen}^2 \phi + 2 \cos^3 \phi - 2) \right]$$

Esfuerzos de membrana:

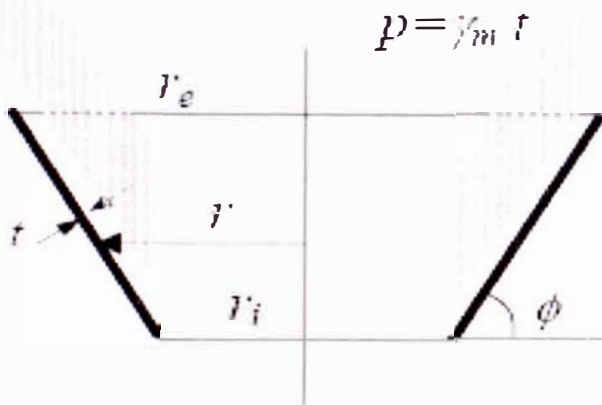
$$N_\phi = -\frac{\gamma R}{2} \left[H + \frac{R}{3} \left(3 + 2 \frac{\cos \phi}{\operatorname{tg}^2 \phi} - \frac{2}{\operatorname{sen}^2 \phi} \right) \right]$$

$$N_\theta = -\frac{\gamma R}{2} \left[H + \frac{R}{3} \left(3 + \frac{2}{\operatorname{sen}^2 \phi} - 6 \cos \phi - 2 \frac{\cos \phi}{\operatorname{tg}^2 \phi} \right) \right]$$

• **Fondo tronco cónico (reservorios tipo intze)**



a) **Efectos de peso propio.**



Peso de la porción sobre el paralelo genérico r:

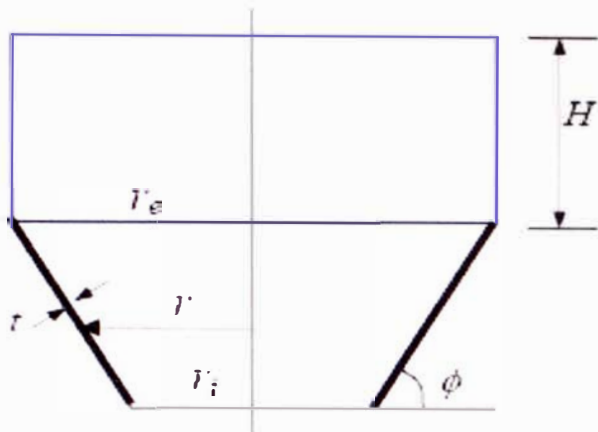
$$W = \pi \gamma_m t \frac{r_E^2 - r^2}{\cos \phi}$$

Esfuerzos de membrana:

$$N_\phi = - \frac{\gamma_m t}{\sin 2\phi} \frac{r_E^2 - r^2}{r}$$

$$N_\theta = \frac{\gamma_m t}{\tan \phi} r$$

b) Efectos de peso del líquido.



Peso de la porción sobre el paralelo genérico r:

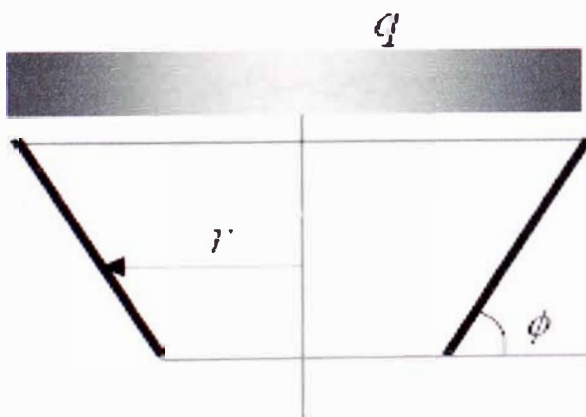
$$W = \gamma \left[\pi (r_E^2 - r^2) H + \pi (r_E - r)^2 \operatorname{tg} \phi \left(\frac{r_E + 2r}{3} \right) \right]$$

Esfuerzos de membrana:

$$N_{\phi} = - \frac{\gamma}{2 \operatorname{sen} \phi} \left[H \left(\frac{r_E^2 - r^2}{2} \right) + \frac{1}{3} \frac{(r_E - r)^2 (r_E + 2r)}{r} \operatorname{tg} \phi \right]$$

$$N_{\theta} = \frac{\gamma}{\operatorname{sen} \phi} \left[H r + r (r_E - r) \operatorname{tg} \phi \right]$$

c) Efectos de carga vertical uniforme a lo largo del borde superior.



Esfuerzos de membrana:

$$N_{\phi} = - \frac{q}{2 \pi r \operatorname{sen} \phi}$$

$$N_{\theta} = 0$$

Espesor Mínimo De Un Elemento De Concreto Armado Sometido A Tracción.

$$A_c \geq \frac{T}{f_T} \frac{1}{f_s} \left[\epsilon_{SH} E_s + f_s - f_T (n - 1) \right]$$

Donde:

T = fuerza de tracción máxima (en servicio)

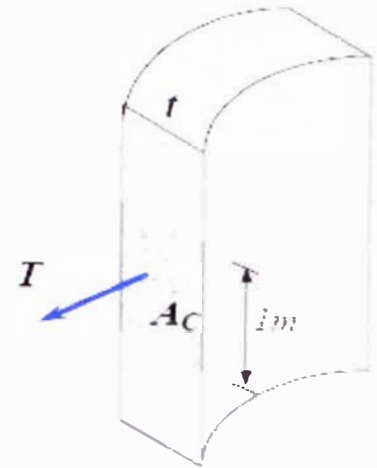
$f_s = 984 \text{ kg/cm}^2$ (recomendado)

$f_T = 0.10 f'_c$

$E_s = 2'100,000 \text{ kg/cm}^2$

n = relación de módulos acero/concreto (recomendado: 9)

ϵ_{SH} = acortamiento por fragua (0.0003 – 0.0005). Puede usarse 0.0003



RECOMENDACIONES DE DISEÑO – ACI-350

- 1) Relación agua/cemento: $a/c < 0.45$
- 2) Cuantía mínima: $\rho_{MIN} = 0.003$
- 3) Espaciamiento máximo entre varillas de refuerzo = 0.30m
- 4) Recomendable $n = 9$
- 5) Esfuerzo máximo de compresión por flexión: $0.45 f'_c$
- 6) Resistencia especificada del concreto mínima:
 - a. $f'_c = 245 \text{ kg/cm}^2$, para exposición normal.
 - b. $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$, para exposición severa.

Como exposición severa se define el contacto con aguas cloacales, agentes agresivos o cambios climáticos frecuentes.

- 7) Esfuerzo máximo en el acero de refuerzo:
 - a. $f_s = 0.33 f_y$, para elementos en tracción pura.
 - b. Para elementos en flexión ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$) :

ϕ	Exposición	f_s (kg/cm ²)
3/8", 1/2", 5/8"	Severa	1547
	Normal	1898
3/4", 7/8", 1"	Severa	1266
	Normal	1547

8) Diseño del refuerzo:

a. En tracción:

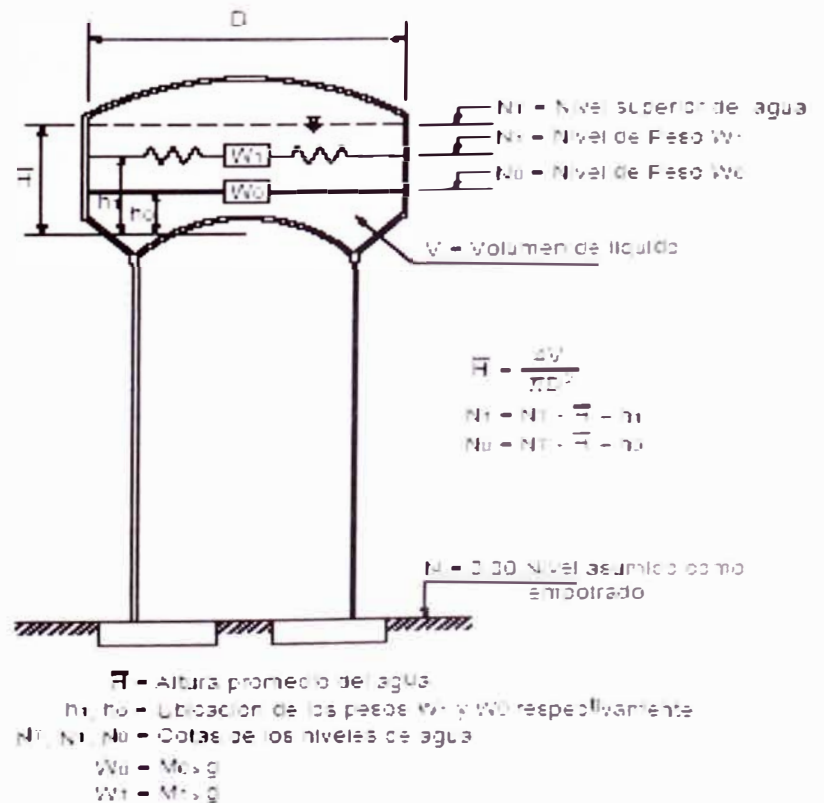
$$A_s = \frac{T}{f_s}$$

b. En flexión:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} \quad j = 1 - \frac{k}{3} \approx \frac{7}{8}$$

ANÁLISIS SÍSMICO SIMPLIFICADO. RESERVORIOS CON FUSTE TUBULAR

- Las estructuras se diseñan para resistir las cargas de gravedad y la combinación de las cargas de gravedad con las fuerzas sísmicas horizontales.
- Las fuerzas sísmicas horizontales corresponden a la estructura y la masa móvil de agua, las cuales actúan en la misma dirección simultáneamente.



UBICACIÓN DE LOS PESOS DE AGUA

Cortante total en la base de la estructura:

$$F_e = \frac{Z U S C}{R} (P_e + W_o)$$

Z = factor de zona.

U = factor de uso = 1.3

S = factor de suelo.

R = factor de reducción de la respuesta = 6.

C = factor de amplificación: $C = 2.5 \frac{T_F}{T} \leq 2.5$

TP = periodo asociado al tipo de suelo.

P_e = peso de la estructura.

W_o = peso de la masa de líquido considerada fija.

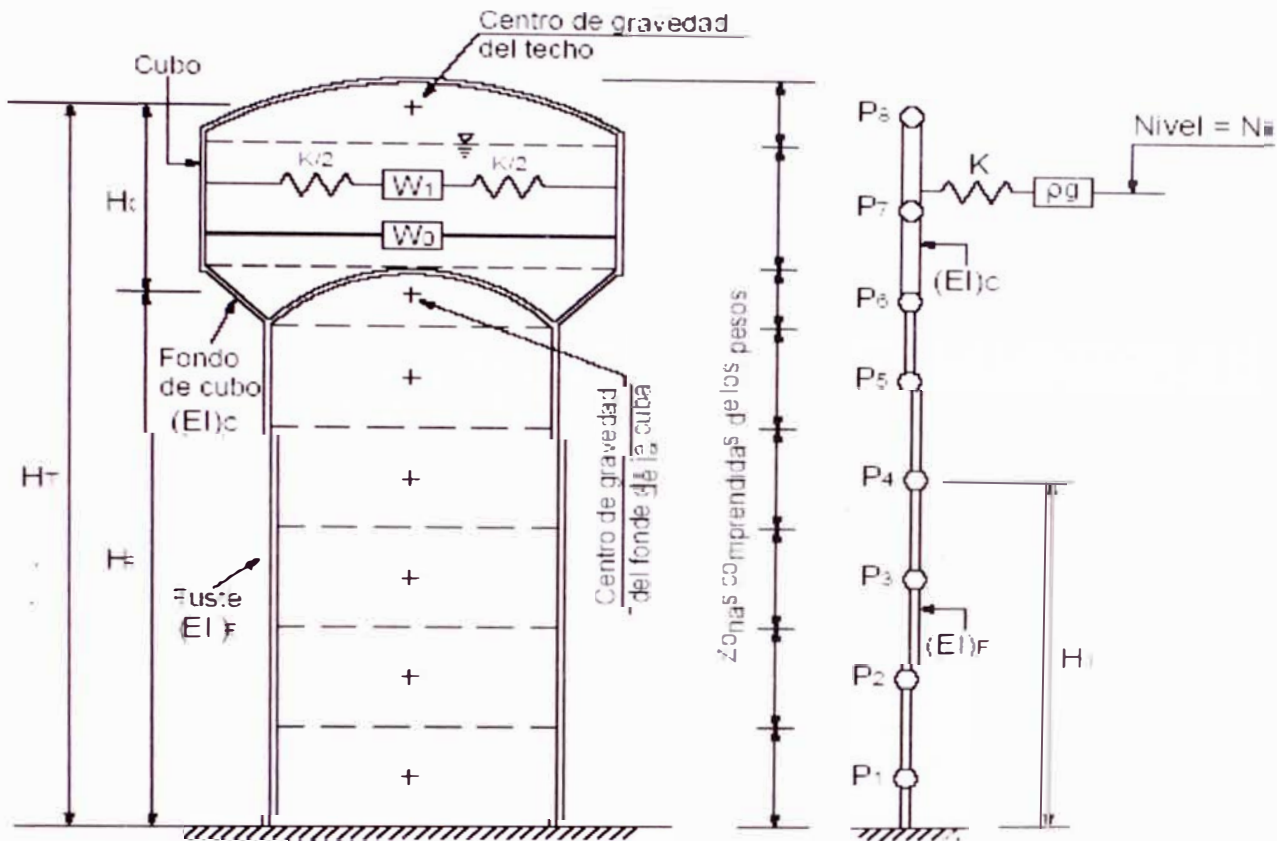
Periodo fundamental de la estructura:

$$T = F \sqrt{\frac{(P_e + W_w) \left(H_T - \frac{H_C}{2} \right)^3}{E I_{FUSTE}}}$$

$\frac{EI_{FUSTE}}{EI_{CUBA}}$	F
0.10	0.78
0.30	0.81
0.50	0.82
≥ 0.90	0.83

W_w = peso del líquido (reservorio lleno).

Distribución de fuerzas en altura:



H_f = Altura del fuste
 H_c = Altura de la cuba
 H = Altura total
 H_i = Altura hasta el centro de gravedad del peso "Pi"

P_i = Peso concentrado en el nivel "i"
 P_7 = Incluye W_3
 P_5 = W_1 (Peso móvil del agua)

$$F_i = f F_e \frac{P_i h_i}{\sum_{i=1}^n P_i h_i}$$

Donde:

$f = 0.85$, reservorios con H_T /ancho de base mayor que 6.

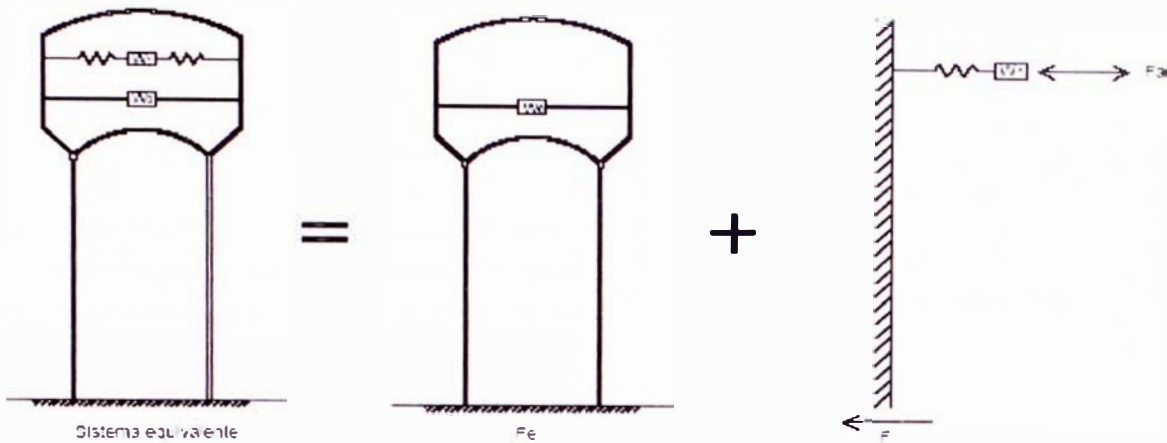
$f = 1.00$, reservorios con H_T /ancho de base menor que 3.

Para valores intermedios, interpolar linealmente.

El resto de la fuerza F_e se aplica en el techo (centro de gravedad).

P_i y h_i son los pesos y sus alturas desde la base.

Fuerza en la masa móvil de agua (reservorios con H/D < 0.75):



Reservorio con H/L ó H/D ≤ 0.75

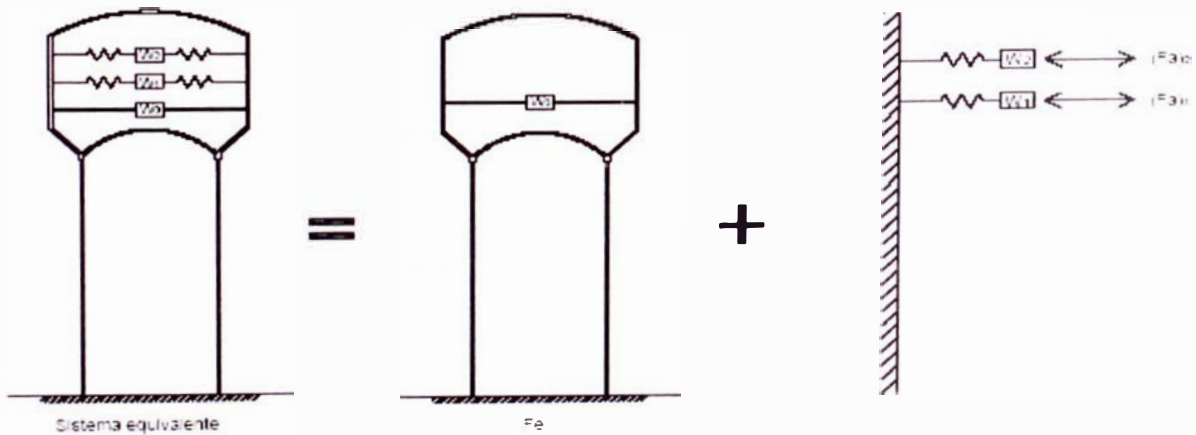
$$F_a = \frac{Z U S C_a}{R} W_1$$

W_1 = peso de la masa de líquido considerada móvil.

$$C_a = 2.5 \frac{T_p}{T_a} \leq 2.5$$

T_a = periodo de vibración de la masa móvil.

Fuerza en la masa móvil de agua (reservorios con H/D > 0.75):



Reservorio con H/L ó H/D > 0.75

$$F_{a1} = \frac{Z U S C_{a1}}{R} W_1 \quad F_{a2} = \frac{Z U S C_{a2}}{R} W_2$$

W_1 y W_2 = pesos de las masas de líquido móvil.

CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DEL FUSTE TUBULAR.

- Se diseña con las mismas consideraciones usadas para chimeneas.
- Cargas a considerar:
 - Carga axial (P), por peso propio y peso de fluido.
 - Fuerzas cortantes por sismo (V).
 - Momentos flectores por sismo (M).

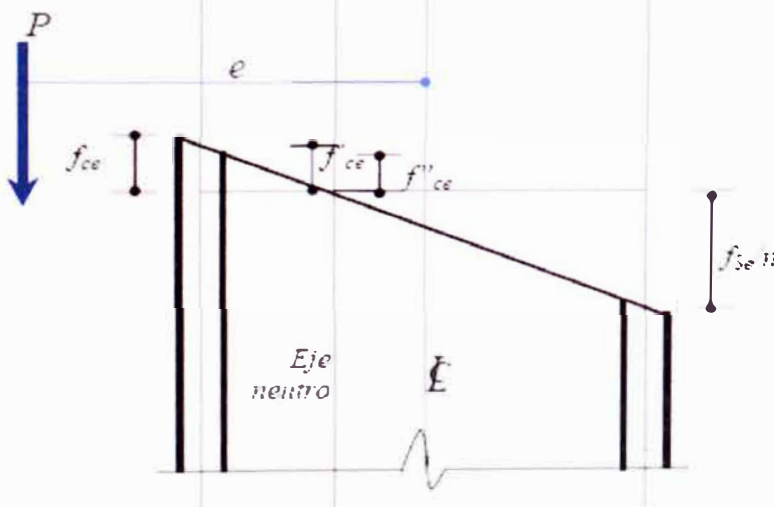
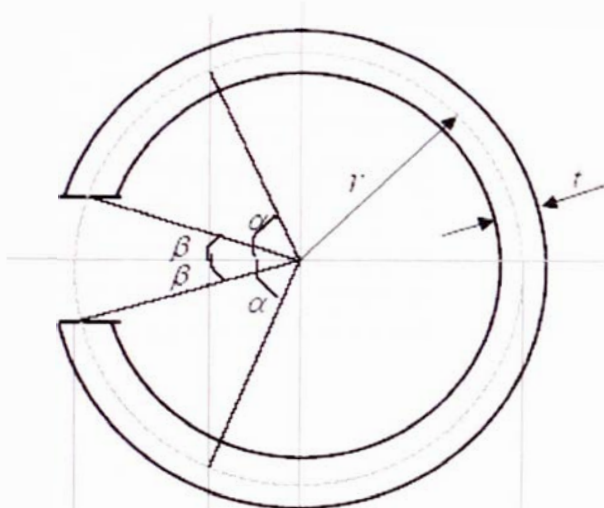
Espesor mínimo.

Cuando el diámetro interno es menor que 6.0m, el espesor mínimo es 17.5cm.

Por

cada 0.60m de incremento del diámetro el espesor se incrementa en 0.6cm.

Esfuerzos verticales actuantes.



Chimenea sin abertura.

$$f'_{ce} = \frac{P \cdot A}{2 \pi r t [(1 - \rho) B - n \rho C]}$$

$$f_{ce} = f'_{ce} \left(1 + \frac{r}{2r \cdot A} \right)$$

$$f_{ce} = n f'_{ce} D$$

P = carga vertical total.

A, B, C, D, E, F:

constantes.

(gráficos)

t = espesor de la pared.

$$n = \frac{E_1}{E_c}$$

$$\rho = \frac{A_2 \text{ VERTICAL}}{A_c}$$

e = excentricidad. $e = \frac{M}{P}$

Los ábacos para calcular las constantes mencionadas, se puede ver en el Anexo B.

Chimenea con abertura

$$f'_{w'} = \frac{P \cdot D}{2rt [(1-\rho)B - n\rho C - (1-\rho+n\rho)E]}$$

$$f_w = f'_{w'} \left(1 + \frac{t}{2rF} \right)$$

$$f_w = n f'_{w'} D$$

Esfuerzos admisibles

$$f_w \leq 0.375 f'_c$$

$$f_w \leq \begin{cases} 1055 \text{ kg/cm}^2, & f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ 1266 \text{ kg/cm}^2, & f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

Acero de refuerzo

- a) Refuerzo mínimo vertical: 0.0025 AC , $\phi \frac{1}{2}$ " @ 0.30m o equivalente.
- b) Refuerzo mínimo horizontal: 0.0020 AC , $\phi \frac{1}{2}$ " @ 0.30m o equivalente.
- Cuando el espesor de la pared es mayor que 0.25m, el refuerzo se colocará en dos capas.
 - Cuantía recomendable: $\rho \leq 0.004$
- c) Refuerzo mínimo en aberturas:
- El refuerzo vertical interrumpido será colocado 50% a cada lado.
 - El refuerzo horizontal interrumpido será colocado 50% a cada lado, pero no menos que:

$$A_s = \frac{0.07 f'_c t s}{f_s}$$

s= ancho de abertura

La mitad de este refuerzo cubrirá toda la circunferencia y la otra mitad reforzará solamente la parte superior de la abertura.

- En las esquinas se colocará un refuerzo diagonal (en cm²) igual a 0.508 t (t en cm).

Objetivos de Comportamiento Sismorresistente de un Sistema de Saneamiento

Categoría del servicio y orden de prioridad	Terremoto de base operativa (50 por ciento de probabilidad de ocurrir en 50 años; periodo de retorno: 72 años)	Terremoto de diseño (10 por ciento de probabilidad de ocurrir en 50 años; periodo de retorno: 475 años)
Objetivos del comportamiento		
Tuberías	Fallas incidentales que afectan < 1% del sistema; se deben reparar en 24 horas.	Fallas que producen la pérdida de hasta 30% del servicio; se deben reparar en siete días.
Instalaciones	Servicio de energía sin interrupciones. Se pueden producir daños menores en estaciones de bombeo y reservorios que se pueden reparar fácilmente.	Corte de energía por 72 horas. Se pueden producir daños menores en 70% de las estaciones de bombeo, tanques, reservorios y represas; sin embargo, todos continúan en operación. Los daños significativos al 30% restante los pone fuera de servicio.
Objetivos priorizados		
Protección de la vida humana	Riesgo mínimo para la seguridad humana.	Riesgo mínimo para la seguridad humana.
Extinción de incendios	Disponible en todas las áreas.	Disponible en 70% de las fuentes o reservorios después de aislar las áreas dañadas.
Servicio crítico Agua de bebida y salud pública Abastecimiento domiciliario, comercial e industrial Daños a la propiedad	Servicio completo ininterrumpido a todas las áreas en los niveles de demanda de invierno. Se debe mantener la calidad adecuada del agua.	Servicio a 70% del área con 70% del nivel de demanda de invierno; agua potable disponible en ubicaciones centralizadas, todo en menos de 72 horas. Se puede requerir una orden de "hervir el agua". Se debe usar el agua solo para bebida. Servicio completo solo a pocas áreas en menos de siete días con el nivel de demanda de invierno. Servicio completo a todas las áreas en menos de un mes con el nivel de demanda de invierno.
Riego	Servicio completo a todas las áreas en menos de siete días con el nivel de demanda de verano.	Servicio completo a todas las áreas en menos de seis meses al nivel de demanda de verano.

Fuente: PAHO/WHO, 2003.

4.2. Cálculo y Diseño Estructural del Reservorio

A continuación se muestran los resultados del cálculo y diseño del reservorio en mención. Para el cálculo se empleó el programa SAP2000 Advance V10.0.1. versión libre.

Datos Generales del Modelo:

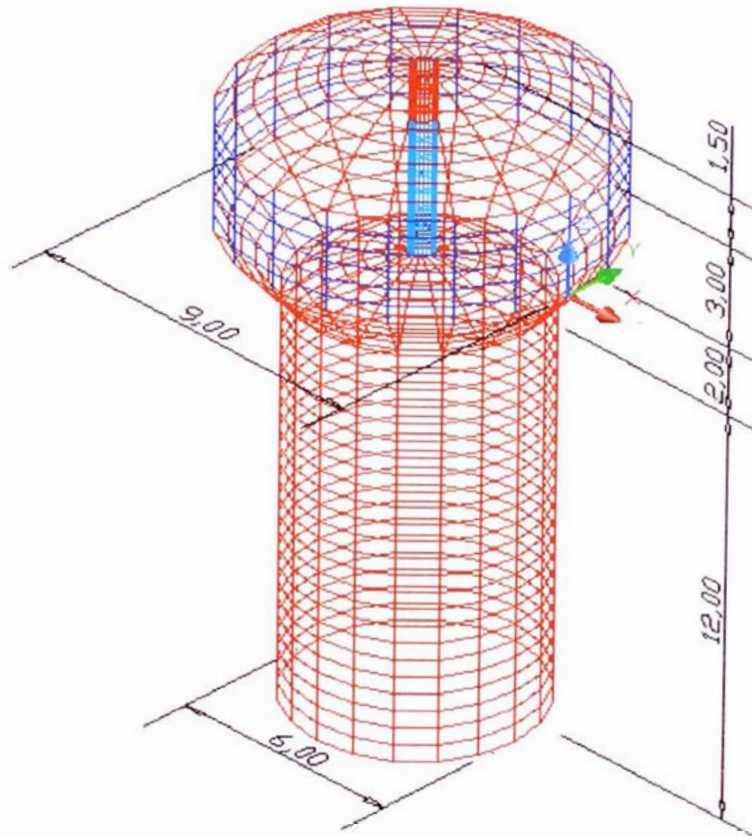


Gráfico 4.2.1. Predimensionamiento del Tanque elevado proyectado

Tabla 4.2.1. Geometría del Modelo

Elemento	Dimensión	Valor
Fuste	Altura	12.00 m
	Diámetro	6.00 m
	Espesor	0.30 m
Base en forma de Cúpula	Diámetro	6.00 m
	Contraflecha	1.00 m
	Espesor	0.20 m
Base Troncocónica	Diámetro Inferior	6.00 m
	Diámetro Superior	9.00 m
	Altura	2.00 m
	Espesor	0.20 m
Cuba	Diámetro	9.00 m
	Altura	3.00 m
	Espesor	0.20 m
Cúpula	Diámetro	9.00 m
	Contraflecha	1.50 m
	Espesor	0.09 m

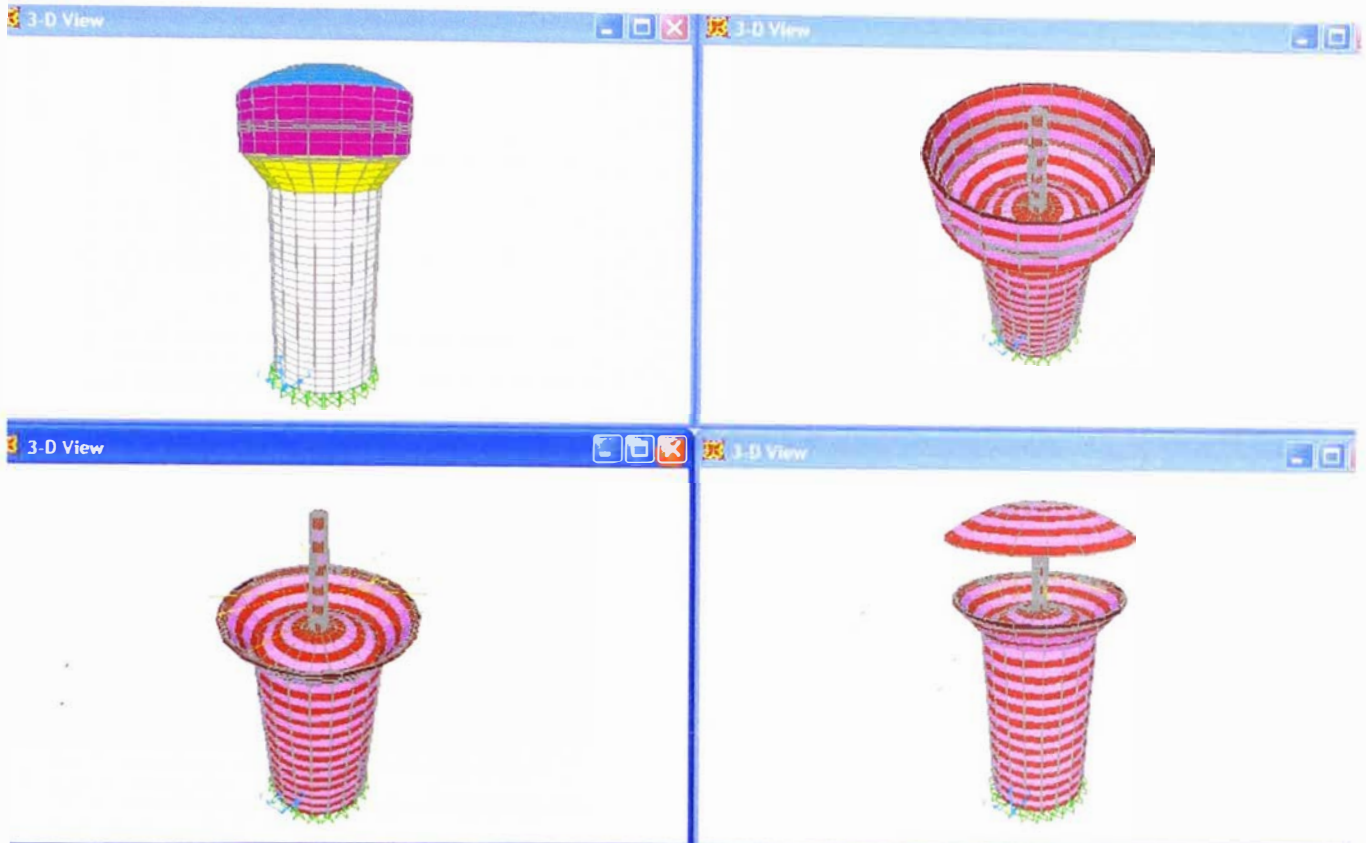


Gráfico 4.2.2. Vistas tridimensionales del modelo del reservorio

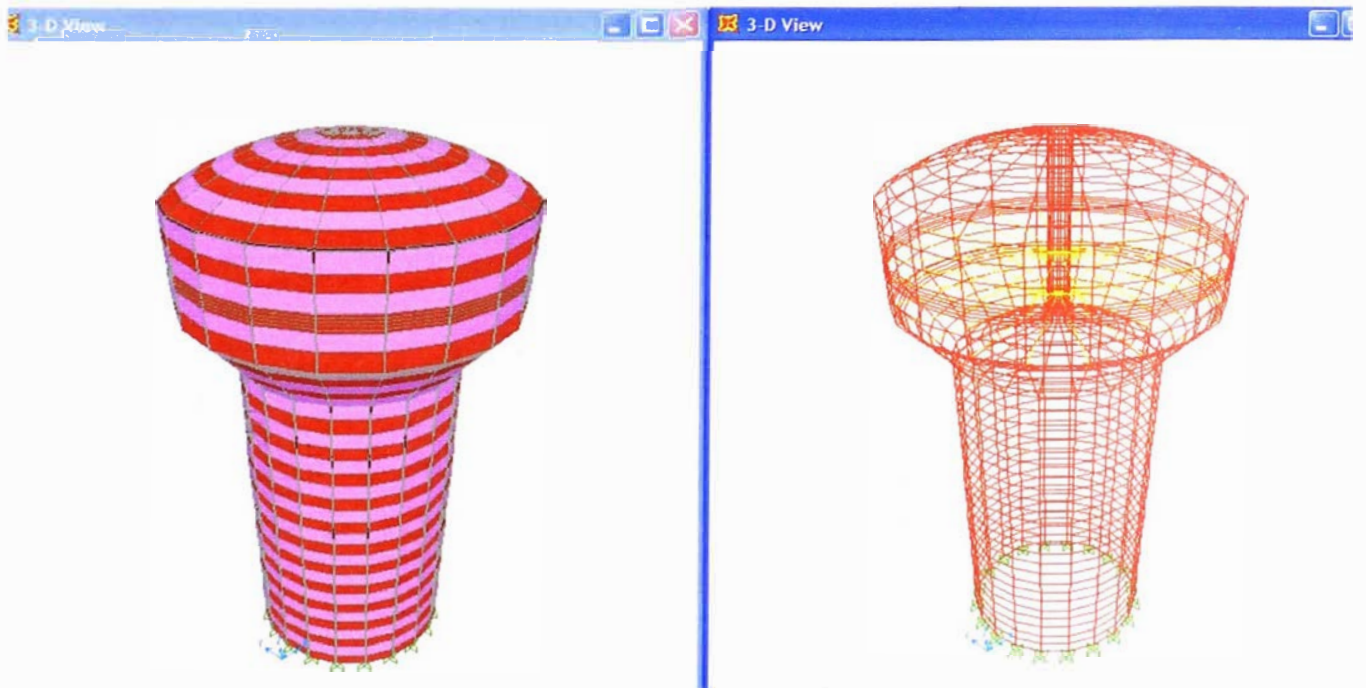


Gráfico 4.2.3. Vista tridimensional global del modelo

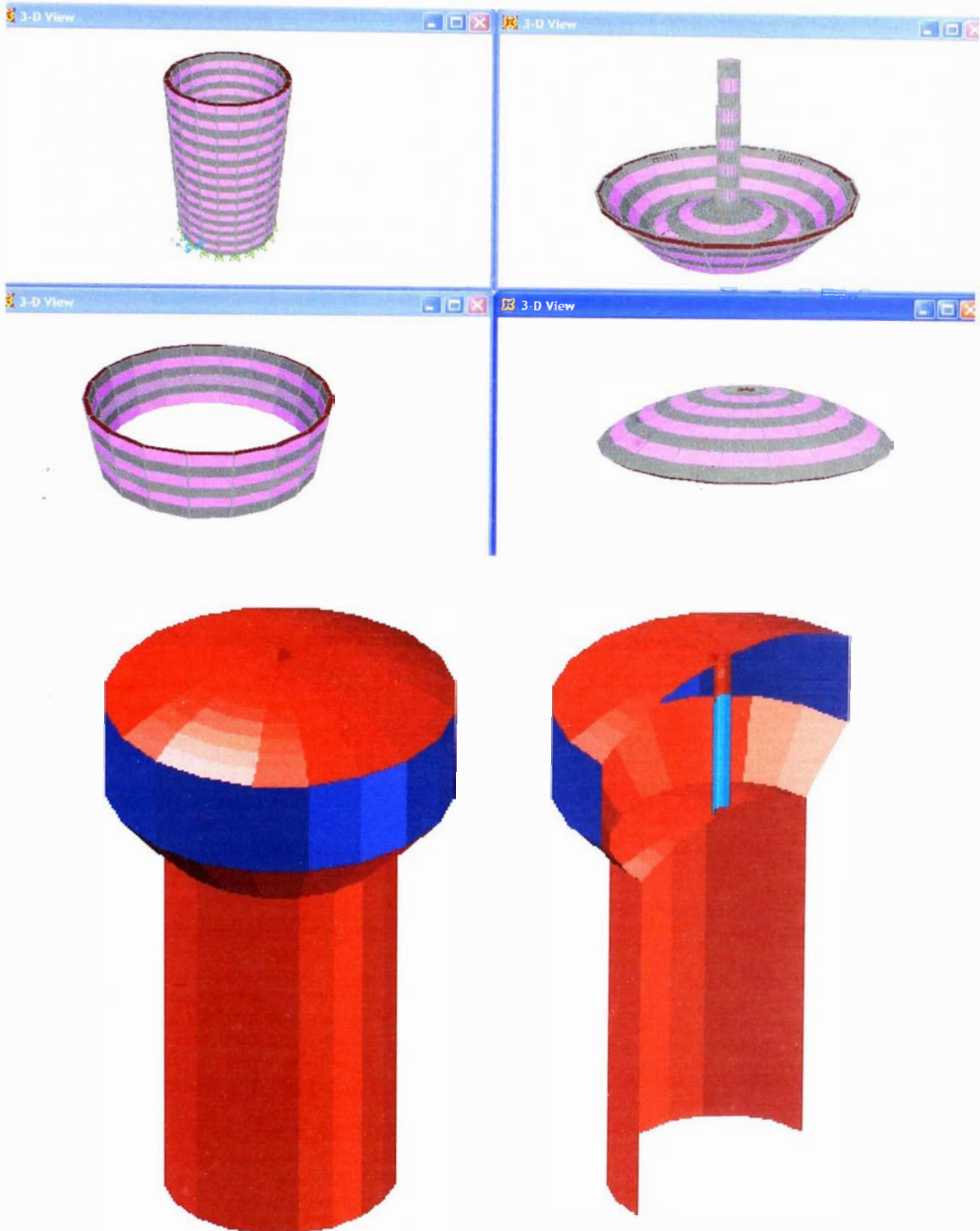


Gráfico 4.2.4. Vistas Tridimensionales del Reservorio Projectado, corte transversal y componentes individuales del mismo.

Tabla 4.2.2. Datos Dinámicos Para el Diseño del Tanque elevado.

Descripción	Símbolo	Unidad	Cantidad
Masa total del Fluido	m	Tn	28.58
Radio del Reservorio	R	m	4.50
Profundidad Máxima del Reservorio	h	m	5.00
Masa de Agua Inmóvil	m_0	Tn	16.78
Masa de Agua Móvil	m_1	Tn	9.64
K del resorte móvil	k_1	tn-m	37.03
K del resorte móvil - formula2			44.29
Relación Altura/Radio de Cuba	h/R	adimen.	1.11
Altura de la masa fija	h_0	m	1.88
Altura de la masa móvil	h_1	m	3.11
Periodo	T_a	seg.	3.21
Frecuencia Angular	w1		1.96
Desplazamiento Máximo	d	m	0.38
Factor de Oleaje	e	adimen.	1.47
Sobre altura por Oleaje	d	m	0.55
Límites	0.2R	m	0.90
	0.2h	m	1.00

Tabla 4.2.3. Parámetros para el Espectro de Pseudoaceleraciones de la cuba

Z	0.40	
U	1.50	
C	0.70	
S	1.40	
R	3.00	
ZUCS/R	0.20	
Aceleración	1.93	m/s ²

Tabla 4.2.4. Perfil de Presiones Hidrodinámicas para Producir las Demandas Máximas

y	f	$P_p (Tn/m^2)$
0.00	0.00	0.406673774
0.50	0.00	0.479529306
1.00	0.00	0.551083788
1.50	0.00	0.618898149
2.00	0.00	0.68101586
2.50	0.00	0.735881138
3.00	0.00	0.782273886
3.50	0.00	0.819258687
4.00	0.00	0.84614569
4.50	0.00	0.862461765
5.00	0.00	0.867930723

Gráfico 4.2.5. Perfil de Presiones Actuantes sobre las paredes de la Cuba.

Presión Hidrodinámica

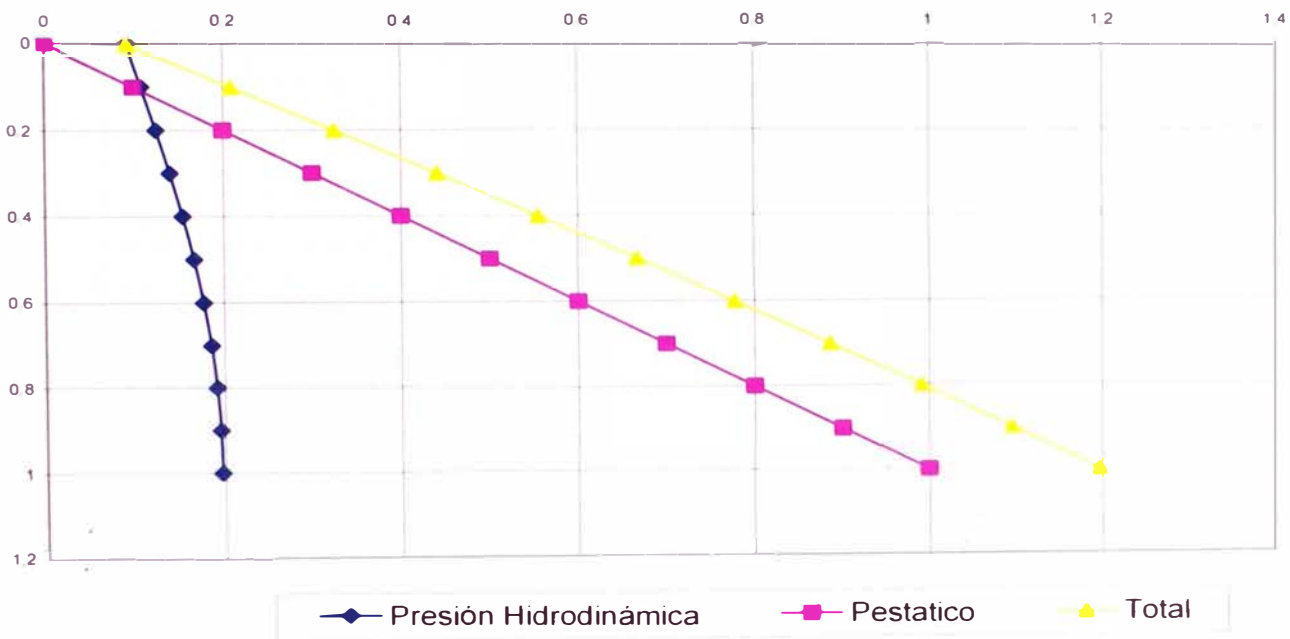


Gráfico 4.2.6. Espectro de Pseudoaceleraciones para el Diseño del Tanque Elevado (Fuste)

Espectro de Pseudoaceleraciones

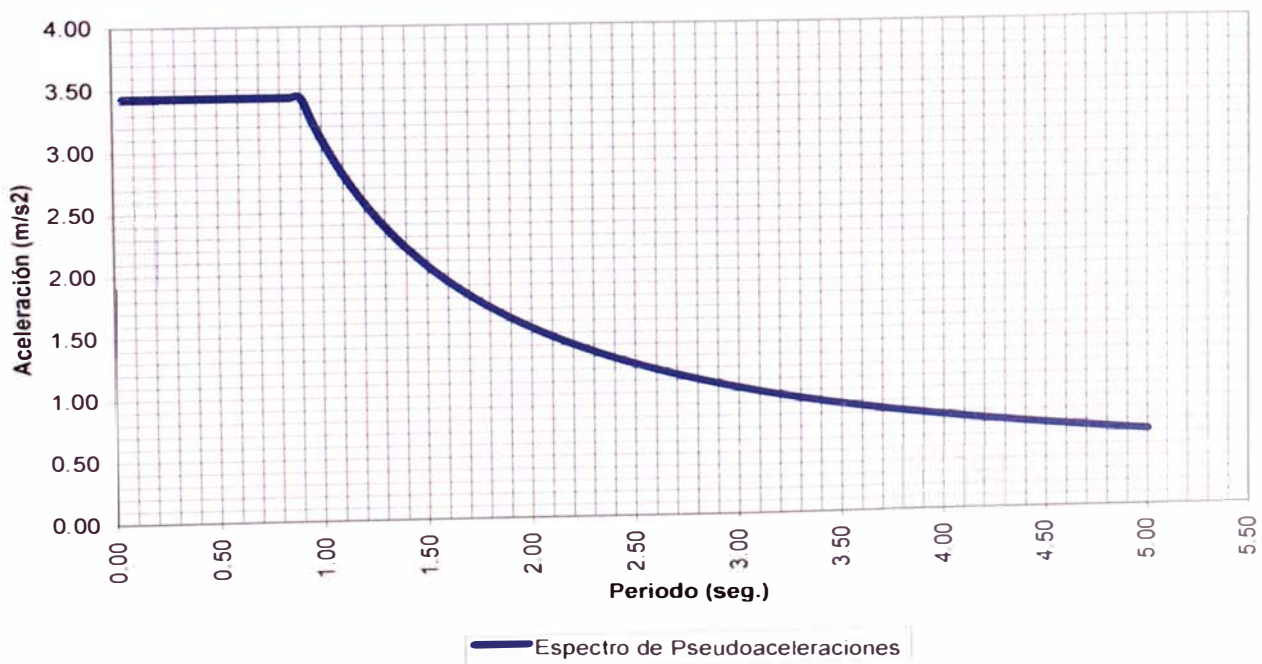


Tabla 4.2.5. Cálculo del Periodo Referencial de Vibración de la Estructura del Tanque de acuerdo a la Bibliografía Consultada

Notación	Valor	Unidad	Descripción
EI_{fuste}	55379389.32	m ⁴	Rigidez del Fuste
EI_{cuba}	135537764.99	m ⁴	Rigidez de la Cuba
EI_{fuste}/EI_{cuba}	0.41	adimensional	Relación de rigideces
F	0.82	adimensional	Factor de Reducción
Pe	238.00	Tn	Peso del Tanque
Ww	300.00	Tn	Peso del Agua
Ht	18.50	m	Altura Total
Hc/2	2.50	m	Mitad de la Cuba
T	0.163	Seg.	Periodo

$$T = F \sqrt{\frac{(P_c + W_w) \left(H_T - \frac{H_c}{2} \right)^2}{E I_{FUSTE}}}$$

$\frac{EI_{FUSTE}}{EI_{CUBA}}$	F
0.10	0.78
0.30	0.81
0.50	0.82
0.90	0.83

W_w = peso del líquido (reservorio lleno).

Tabla 4.2.6. Periodos y Frecuencias de los Modos de Vibración

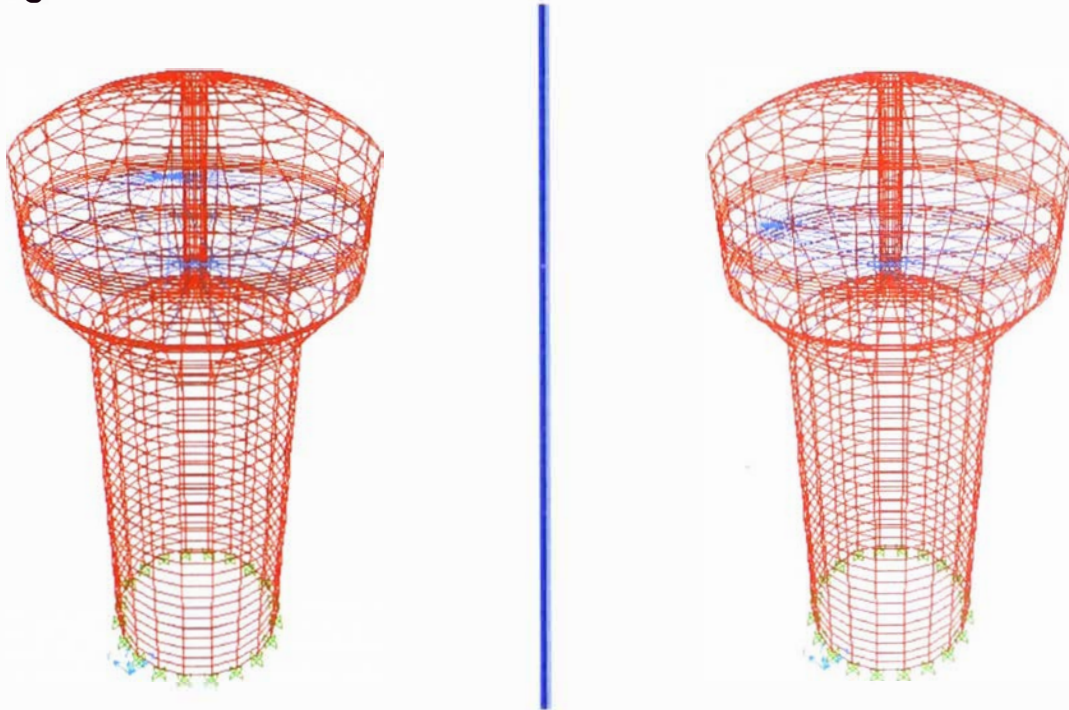
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
			Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	3.2014	0.3124	1.9626	3.8520
MODAL	Mode	2	3.2014	0.3124	1.9626	3.8520
MODAL	Mode	3	0.1962	5.0965	32.0220	1025.4000
MODAL	Mode	4	0.1962	5.0966	32.0230	1025.5000
MODAL	Mode	5	0.0617	16.1990	101.7800	10359.0000
MODAL	Mode	6	0.0486	20.5900	129.3700	16736.0000
MODAL	Mode	7	0.0486	20.5900	129.3700	16737.0000
MODAL	Mode	8	0.0441	22.6800	142.5000	20307.0000
MODAL	Mode	9	0.0441	22.6840	142.5300	20314.0000
MODAL	Mode	10	0.0369	27.1370	170.5100	29073.0000
MODAL	Mode	11	0.0358	27.9370	175.5400	30813.0000
MODAL	Mode	12	0.0358	27.9370	175.5400	30813.0000

Tabla 4.2.7. Factores de Participación modal

StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
		Sec	Ton-s2	Ton-s2	Ton-s2	Ton-m-s2	Ton-m-s2	Ton-m-s2
Mode	1	3.201	-2.932	1.042	0.000	-15.837	-44.547	5.196
Mode	2	3.201	1.042	2.932	0.000	-44.547	15.837	10.543
Mode	3	0.196	-3.702	-6.068	0.000	83.698	-51.066	-21.142
Mode	4	0.196	-6.068	3.702	0.000	-51.066	-83.698	16.551
Mode	5	0.062	0.000	0.000	0.000	0.002	0.002	-22.449
Mode	6	0.049	-1.677	-2.698	0.000	10.346	-6.430	-9.385
Mode	7	0.049	-2.698	1.677	0.000	-6.430	-10.346	7.470
Mode	8	0.044	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.006
Mode	9	0.044	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.007
Mode	10	0.037	0.000	0.000	-6.224	-2.730	23.352	0.000
Mode	11	0.036	-0.195	-0.314	0.000	0.598	-0.372	-1.092
Mode	12	0.036	0.314	-0.195	0.000	0.372	0.598	-0.870

Modos de Vibración

**Gráfico 4.2.7. Primer y Segundo Modos : Vibración de la Masa de Agua -
T=3.201seg.**



**Gráfico 4.2.8. Segundo y Tercer Modos : Vibración del Tanque -
T=0.196seg.**

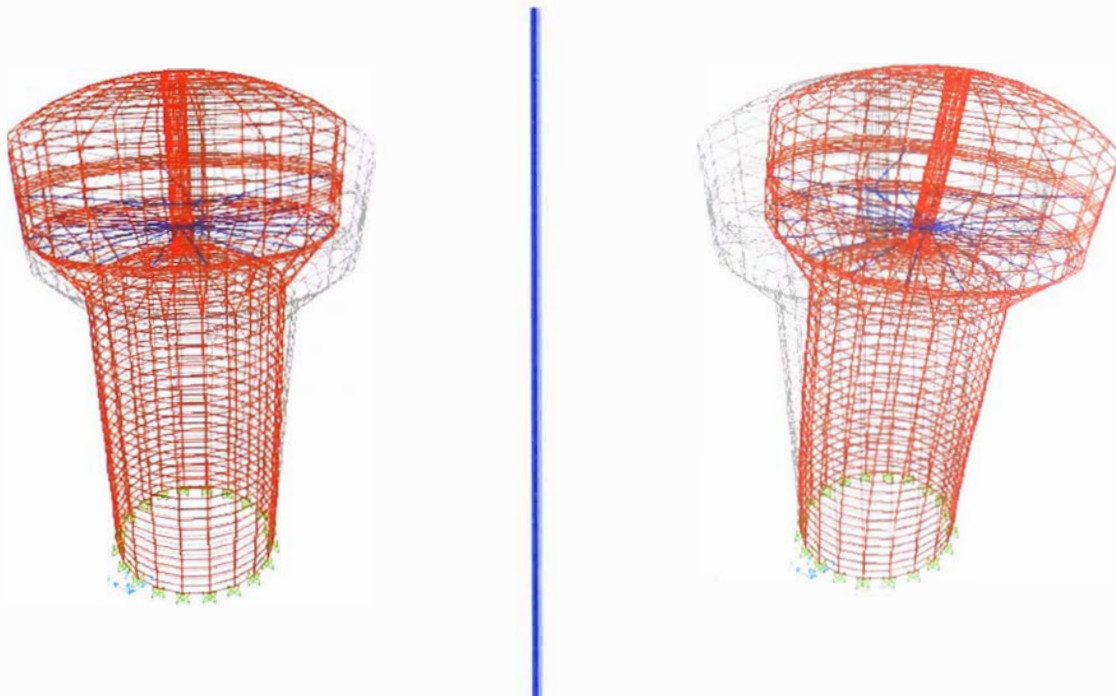


Gráfico 4.2.9. Quinto y Sexto Modos : Vibración del Tanque – $T_{5,6}=0.048\text{seg.}$

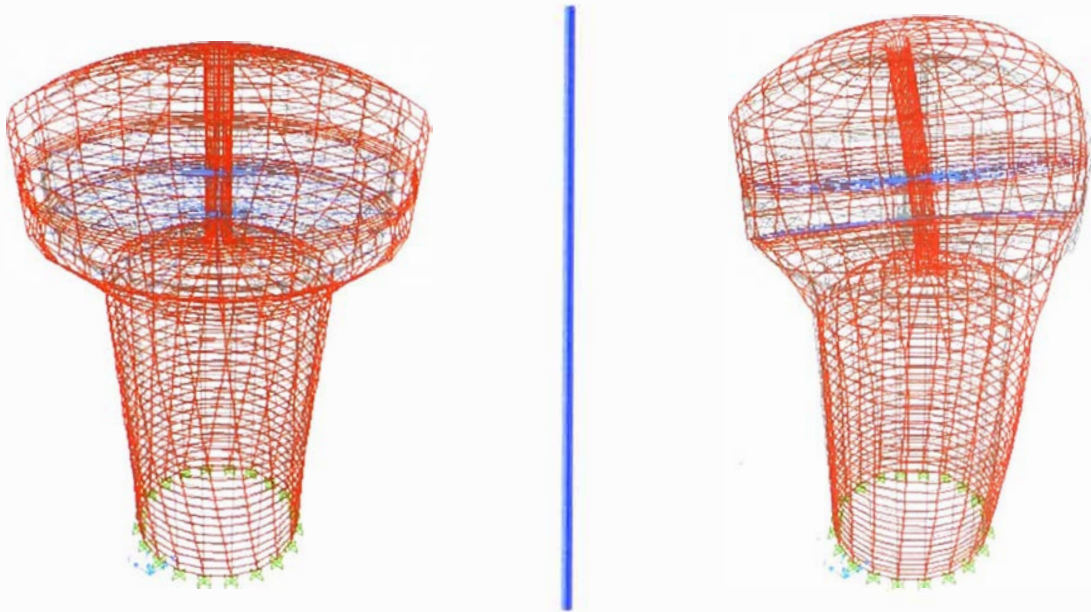
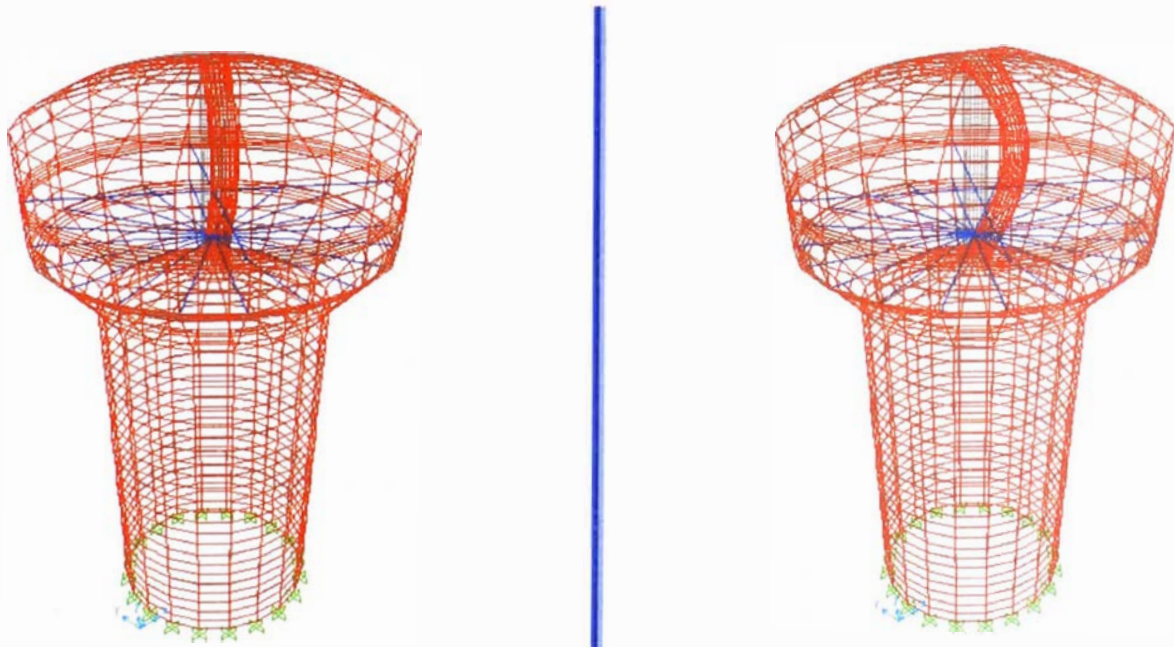
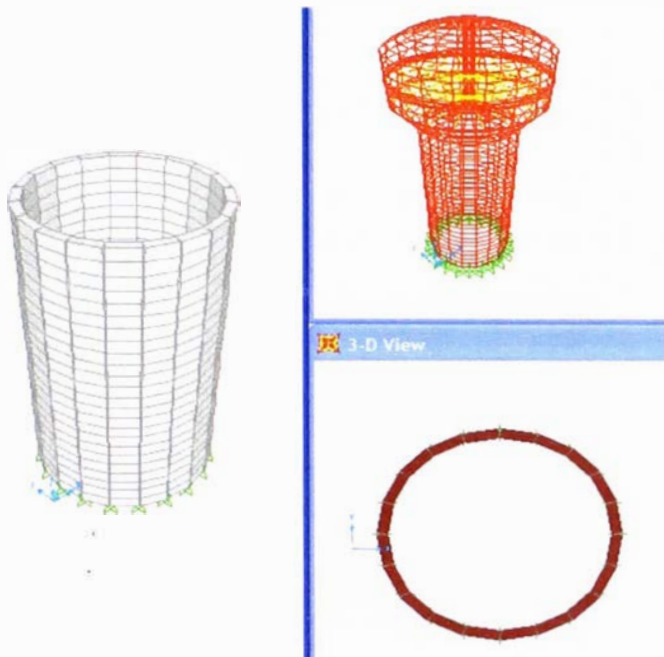


Gráfico 4.2.10. Onceavo y Doceavo Modos : Vibración del Tanque – $T_{11,12}=0.036\text{seg.}$



Diseño de los Elementos de la Superestructura

Diseño del Fuste:



Geometría:

Descripción	Und.	Cant.
Altura	m.	12.00
Radio Interior	m.	3.00
Radio Exterior	m.	3.15
Espesor de Placa	m.	0.30

DISEÑO DEL REFUERZO VERTICAL

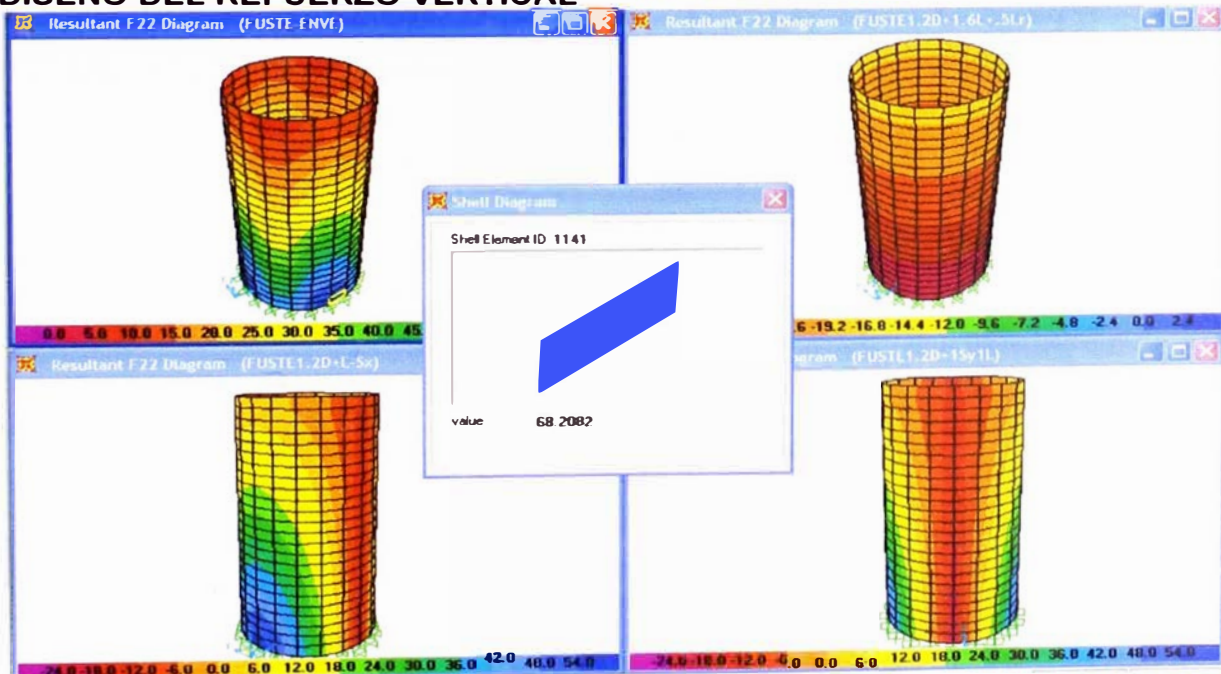


Gráfico 4.2.11. Fuerzas actuantes en Tracción y compresión verticales en el fuste, por unidad de longitud.

Tabla 4.2.8. Diseño del refuerzo vertical del fuste

Altura de análisis	Fuerza actuante en tracción vertical (Tn/m)	Fuerza última en tracción vertical (Tn/m)	Esfuerzo del refuerzo en tracción (kg/cm ²)	Área de refuerzo considerada (cm ²)	F	Fuerza Resistente en tracción (Tn/m)	Distribución del Refuerzo Vertical
de 0.00 a 3.00	68.30	88.79	4200.00	24.00	0.90	90.72	F 5/8" @ 15cm en ambas caras (interior y exterior)
de 3.00 a 6.00	54.00	70.20	4200.00	24.00	0.90	90.72	F 5/8" @ 15cm en ambas caras (interior y exterior)
de 6.00 a 9.00	34.00	44.20	4200.00	12.00	0.90	45.36	F 5/8" @ 30cm en ambas caras (interior y exterior)
de 9.00 a 12.00	22.00	28.60	4200.00	7.62	0.90	28.80	F 1/2" @ 30cm en ambas caras (interior y exterior)

DISEÑO DEL REFUERZO CIRCUNFERENCIAL

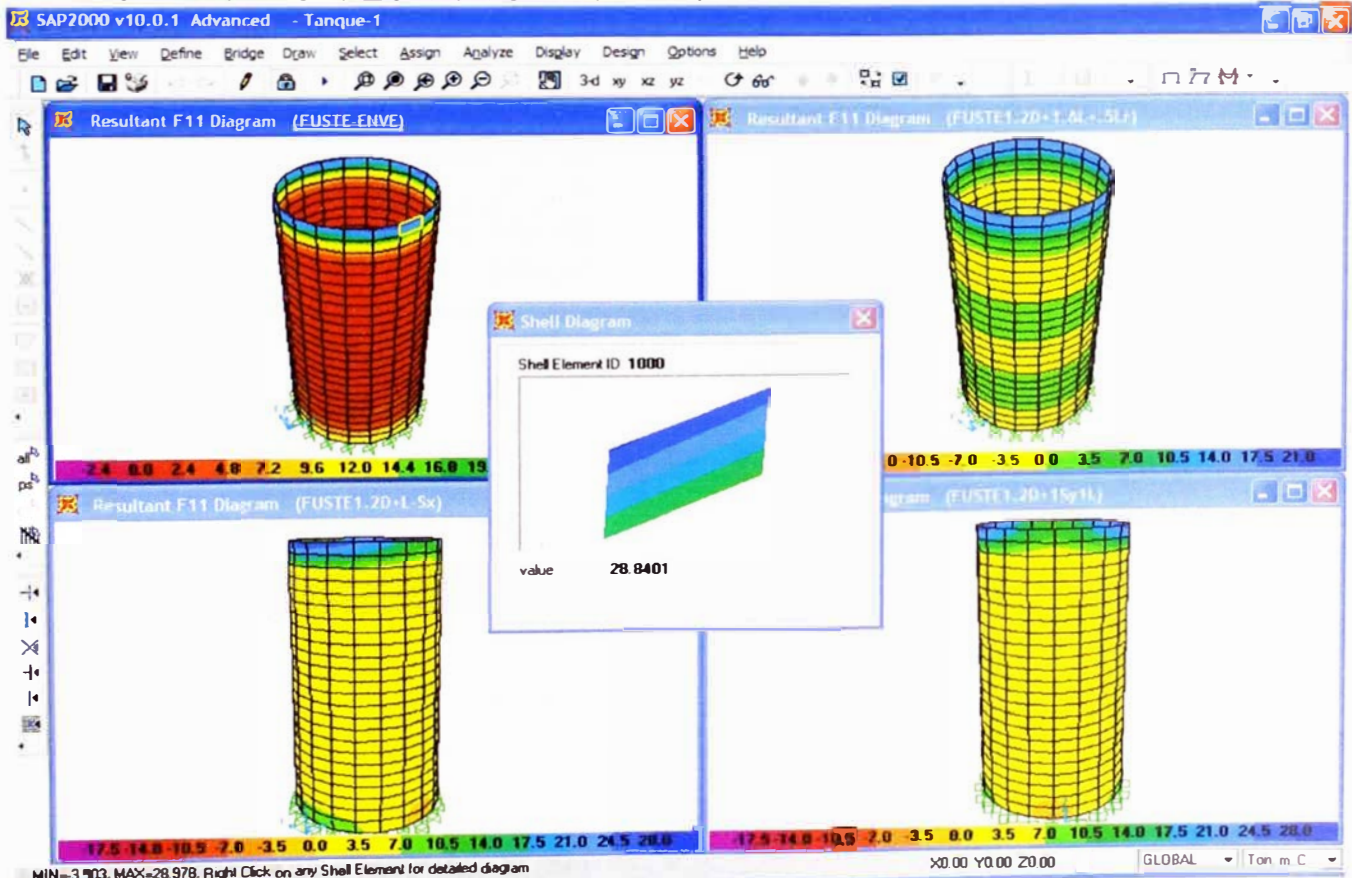


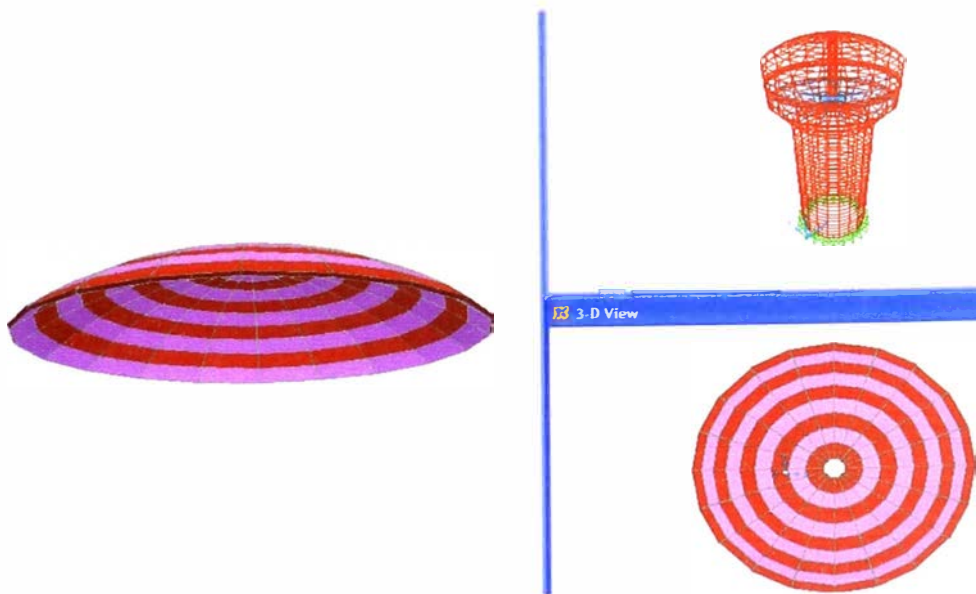
Gráfico 4.2.12. Fuerzas actuantes en tracción y compresión circunferenciales en el fuste, por unidad de longitud

Tabla 4.2.9. Diseño del refuerzo horizontal o circunferencial del fuste

Altura de análisis	Fuerza actuante en tracción Circunferencial (Tn/m)	Fuerza última en tracción Circunferencial (Tn/m)	Esfuerzo del refuerzo en tracción (kg/cm ²)	Área de refuerzo considerada (cm ²)	F	Fuerza Resistente en tracción (Tn/m)	Distribución del Refuerzo Circunferencial
de 0.00 a 1.50	14.00	18.20	4200.00	7.38	0.90	27.90	F 1/2" @ 30cm en ambas caras (interior y exterior)
de 11.00 a 12.00	28.50	37.05	4200.00	9.84	0.90	37.20	F 1/2" @ 25cm en ambas caras (interior y exterior)
de 1.50 a 11.00	5.00	6.50	4200.00	4.26	0.90	16.10	F 3/8" @ 30cm en ambas caras (interior y exterior)

Cortante Máximo Actuante = 4.6 Tn/m
Cortante Resistente = 13.8 T/m

Diseño de la Cúpula:



Geometría:

Descripción	Und.	Cant.
Diámetro	m.	9.00
Contraflecha	m.	1.50
Espesor de cáscara	m.	0.09

DISEÑO DEL REFUERZO RADIAL

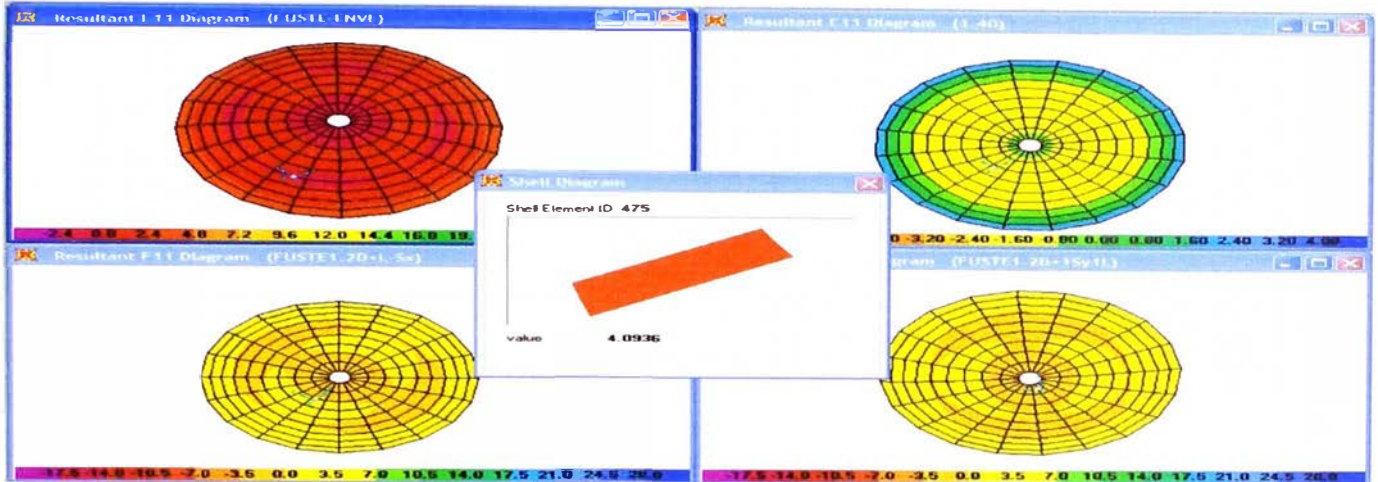


Gráfico 4.2.13. Fueras actuantes en tracción y compresión radial en la cúpula, por unidad de longitud

Tabla 4.2.10. Diseño del refuerzo radial de la cúpula

Ubicación de Análisis	Fuerza actuante en tracción Radial (Tn/m)	Fuerza última en tracción Radial (Tn/m)	Esfuerzo del refuerzo en tracción (kg/cm ²)	Área de refuerzo considerada (cm ²)	F	Fuerza Resistente en tracción (Tn/m)	Distribución del Refuerzo Radial
Del extremo inferior a la mitad de la cúpula	4.00	5.20	1380.00	4.92	0.90	6.11	F 3/8" @ 25cm en ambas caras
De la Mitad de La Cúpula al Extremo Superior	0.50	0.65	1380.00	1.24	0.90	1.54	F 1/4" @ 25cm en ambas caras

DISEÑO DEL REFUERZO CIRCUNFERENCIAL

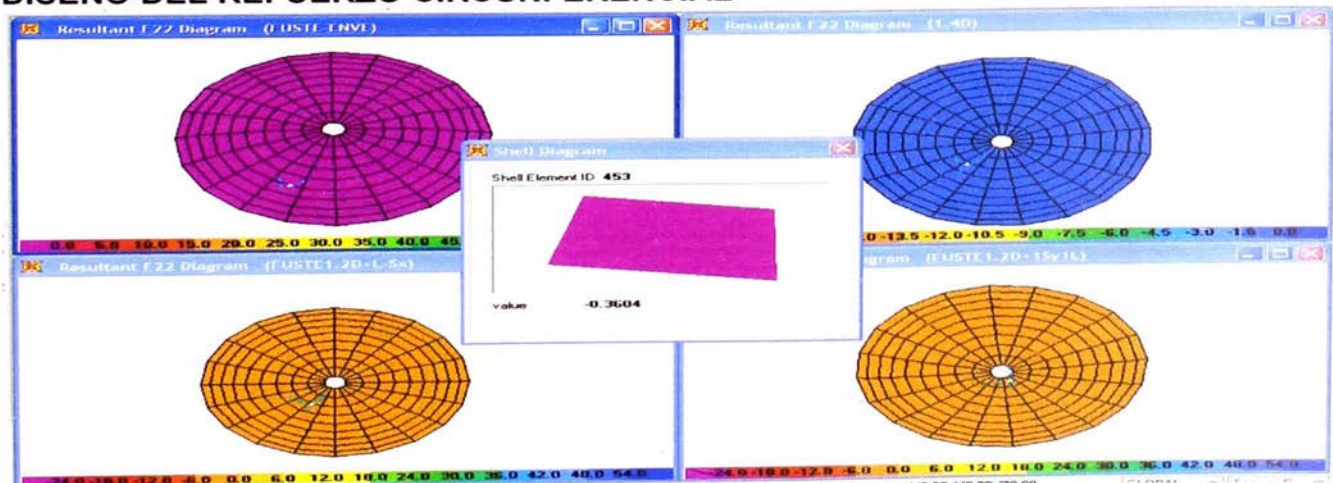
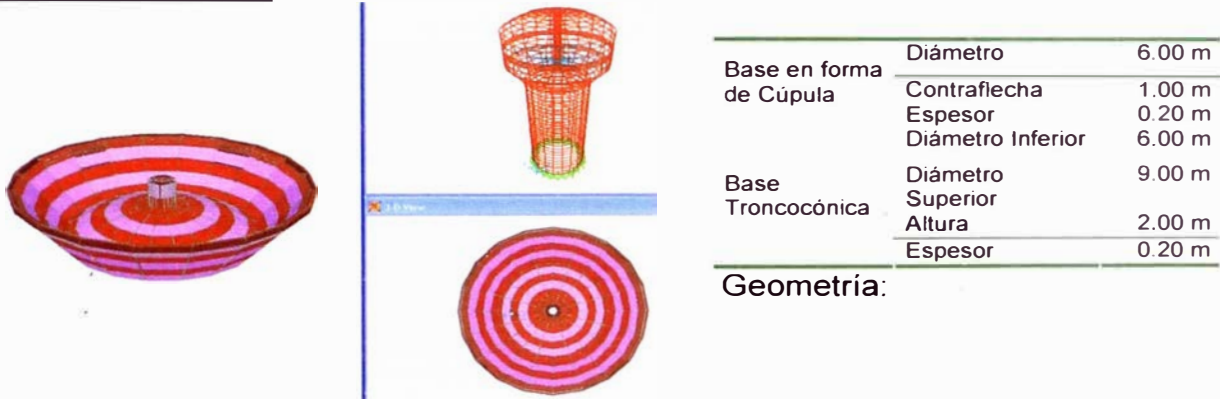


Gráfico 4.2.14. Fueras actuantes en compresión circunferencial sobre la cúpula, por unidad de longitud

Tabla 4.2.11. Diseño del refuerzo circunferencial de la cúpula

Ubicación de Análisis	Fuerza actuante en Compresión Circunferencial (Tn/m)	Fuerza última en Compresión Circunferencial (Tn/m)	Esfuerzo del concreto en compresión (kg/cm ²)	Área en compresión (cm ²)	F	Fuerza Resistente en tracción (Tn/m)	Distribución del Refuerzo Circunferencial
Tercio Central de la Cúpula	0.40	0.52	280.00	900.00	0.65	163.80	F 1/4" @ 25cm en ambas caras

Diseño de la Base:



DISEÑO DEL REFUERZO RADIAL

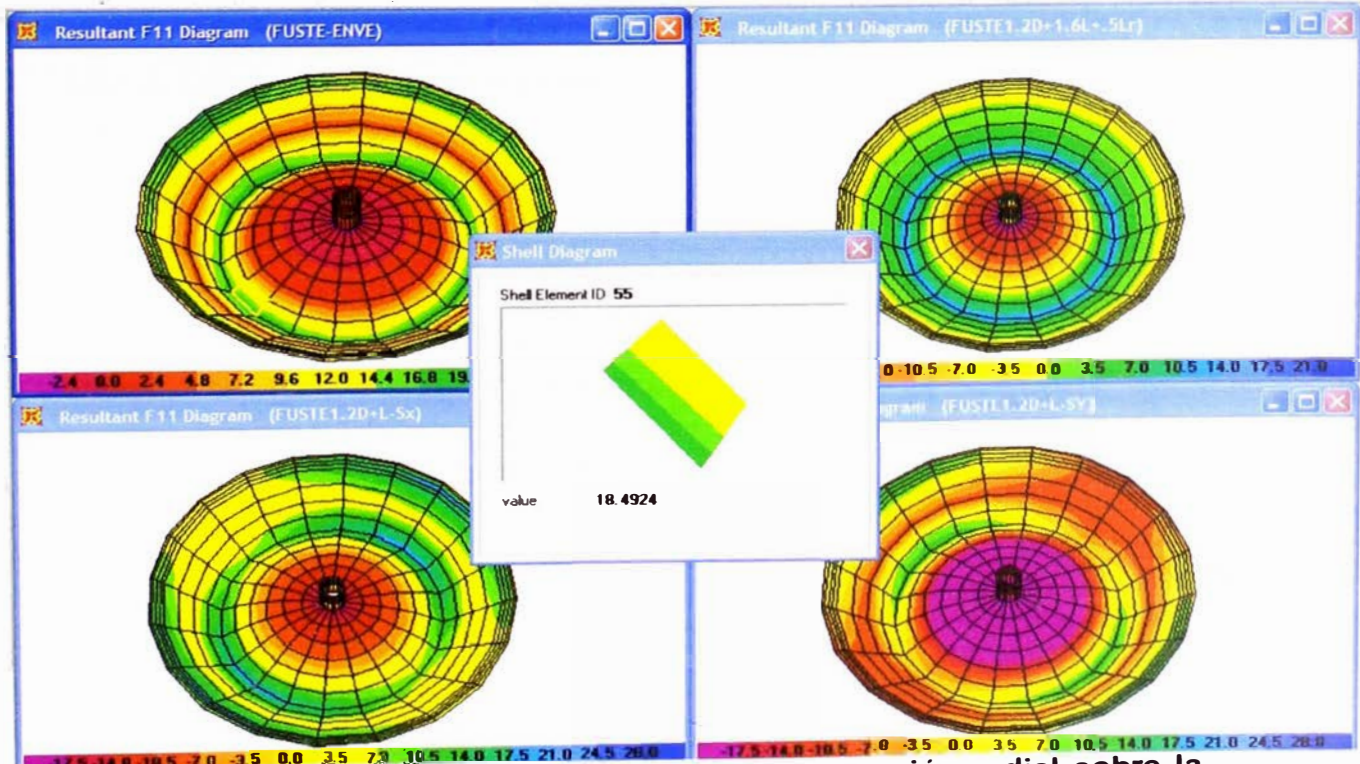


Gráfico 4.2.15. Fuerzas actuantes en tracción y compresión radial sobre la base tipo cúpula, por unidad de longitud.

Tabla 4.2.12. Diseño del refuerzo radial de la base tipo cúpula

Ubicación de Análisis	Fuerza actuante en tracción Radial (Tn/m)	Fuerza última en tracción Radial (Tn/m)	Esfuerzo del refuerzo en tracción (kg/cm ²)	Área de refuerzo considerada (cm ²)	F	Fuerza Resistente en tracción (Tn/m)	Distribución del Refuerzo Radial
Del extremo inferior a la tercera parte de la cúpula	18.50	24.05	1860.00	16.00	0.90	26.78	F 5/8" @ 25cm en ambas caras
De la Tercera parte de La Cúpula al Extremo Superior	2.00	2.60	1860.00	5.68	0.90	9.51	F 3/8" @ 25cm en ambas caras

DISEÑO DEL REFUERZO CIRCUNFERENCIAL

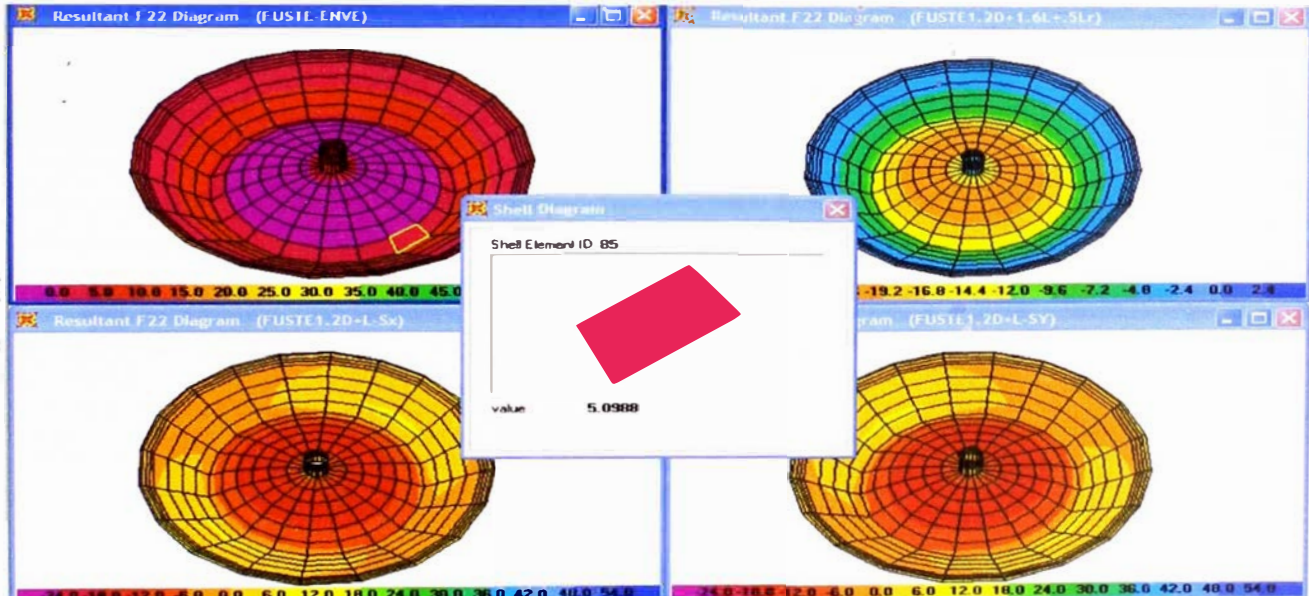


Gráfico 4.2.16. Fueras actuantes en tracción y compresión circunferencial sobre la base tipo cúpula, por unidad de longitud.

Tabla 4.2.13.A. Diseño del refuerzo circunferencial de la base tipo cúpula

Ubicación de Análisis	Fuerza actuante en tracción Circunferencial (Tn/m)	Fuerza última en tracción Circunferencial (Tn/m)	Esfuerzo del refuerzo en tracción (kg/cm ²)	Área de refuerzo considerada (cm ²)	F	Fuerza Resistente en tracción (Tn/m)	Distribución del Refuerzo Circunferencial
Del extremo inferior a la tercera parte de la cúpula	5.00	6.50	1860.00	4.26	0.90	7.13	F 3/8" @ 30cm en ambas caras
De la Tercera parte de La Cúpula al Extremo Superior	1.00	1.30	1860.00	2.48	0.90	4.15	F 1/4" @ 25cm en ambas caras Usar: F 3/8" @ 30cm

Tabla 4.2.13.B. Comprobación de la resistencia por compresión de la base

Ubicación de Análisis	Fuerza actuante en Compresión Circunferencial (Tn/m)	Fuerza última en Compresión Circunferencial (Tn/m)	Esfuerzo del concreto en compresión (kg/cm ²)	Área en compresión (cm ²)	F	Fuerza Resistente en Compresión (Tn/m)
Tercio Central de la Cúpula	21.00	27.30	280.00	2000.00	0.65	364.00

DISEÑO DEL REFUERZO RADIAL

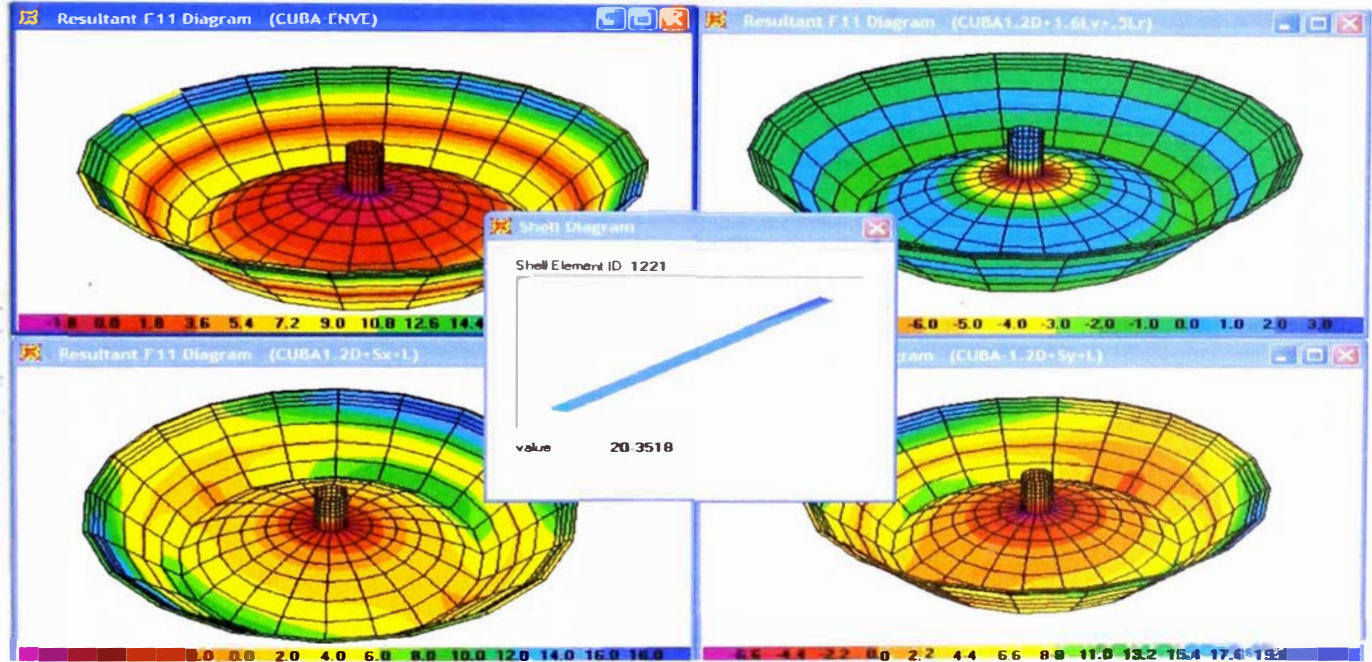


Gráfico 4.2.17. Fuerzas actuantes en tracción y compresión radial sobre la base troncocónica, por unidad de longitud.

Tabla 4.2.14. Diseño del refuerzo radial de la base troncocónica

Ubicación de Análisis	Fuerza actuante en tracción Radial (Tn/m)	Fuerza última en tracción Radial (Tn/m)	Esfuerzo del refuerzo en tracción (kg/cm ²)	Área de refuerzo considerada (cm ²)	F	Fuerza Resistente en tracción (Tn/m)	Distribución del Refuerzo Radial
en toda la longitud del tronco	20.40	26.52	1860.00	16.00	0.90	26.78	F 5/8" @ 25cm en ambas caras

DISEÑO DEL REFUERZO CIRCUNFERENCIAL

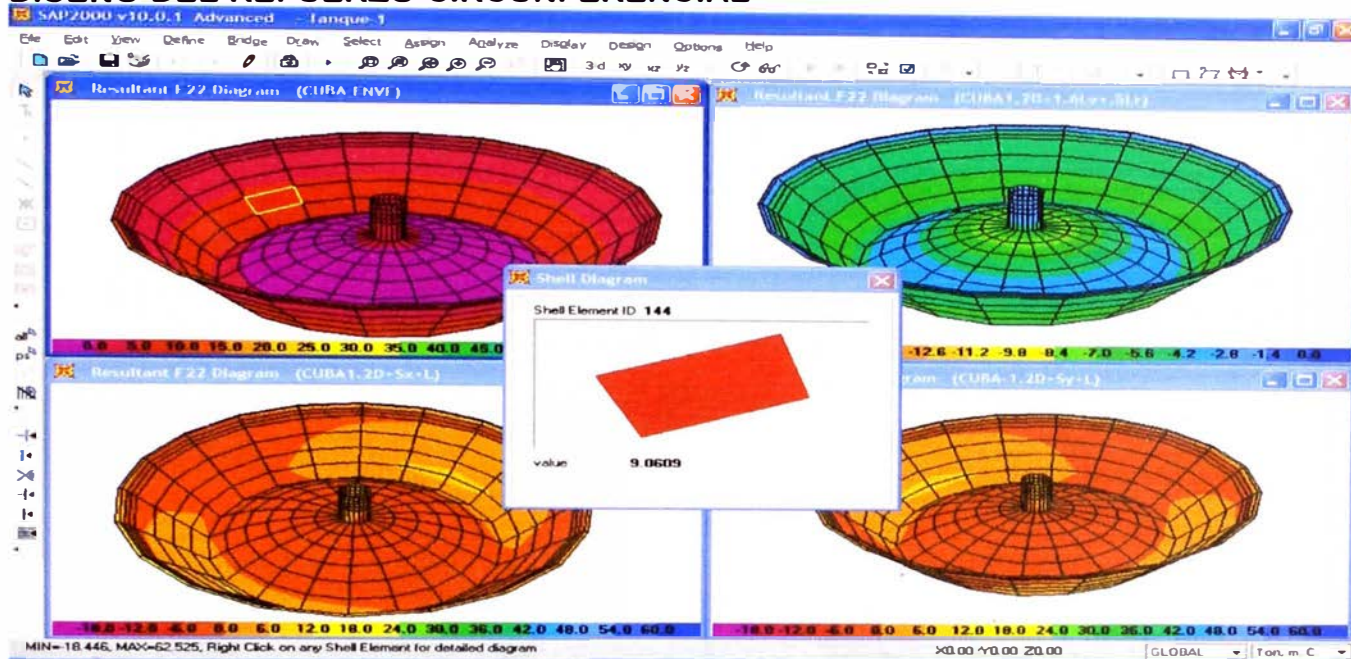
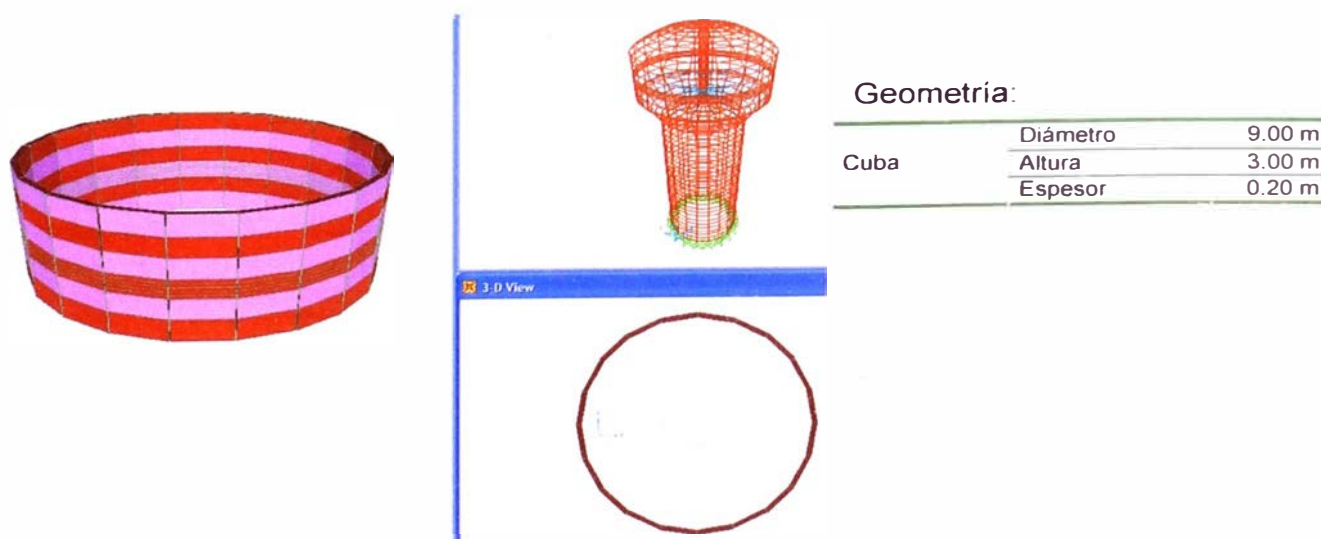


Gráfico 4.2.18. Fueras actuantes en tracción y compresión circunferencial sobre la base troncocónica, por unidad de longitud.

Tabla 4.2.15. Diseño del refuerzo circunferencial de la base troncocónica

Ubicación de Análisis	Fuerza actuante en tracción Circunferencial (Tn/m)	Fuerza última en tracción Circunferencial (Tn/m)	Esfuerzo del refuerzo en tracción (kg/cm ²)	Área de refuerzo considerada (cm ²)	F	Fuerza Resistente en tracción (Tn/m)	Distribución del Refuerzo Circunferencial
Transversal a toda la longitud del tronco	9.10	11.83	1860.00	7.10	0.90	11.89	F 3/8" @ 20cm en ambas caras

Diseño de la Cuba:



DISEÑO DEL REFUERZO HORIZONTAL O CIRCUNFERENCIAL

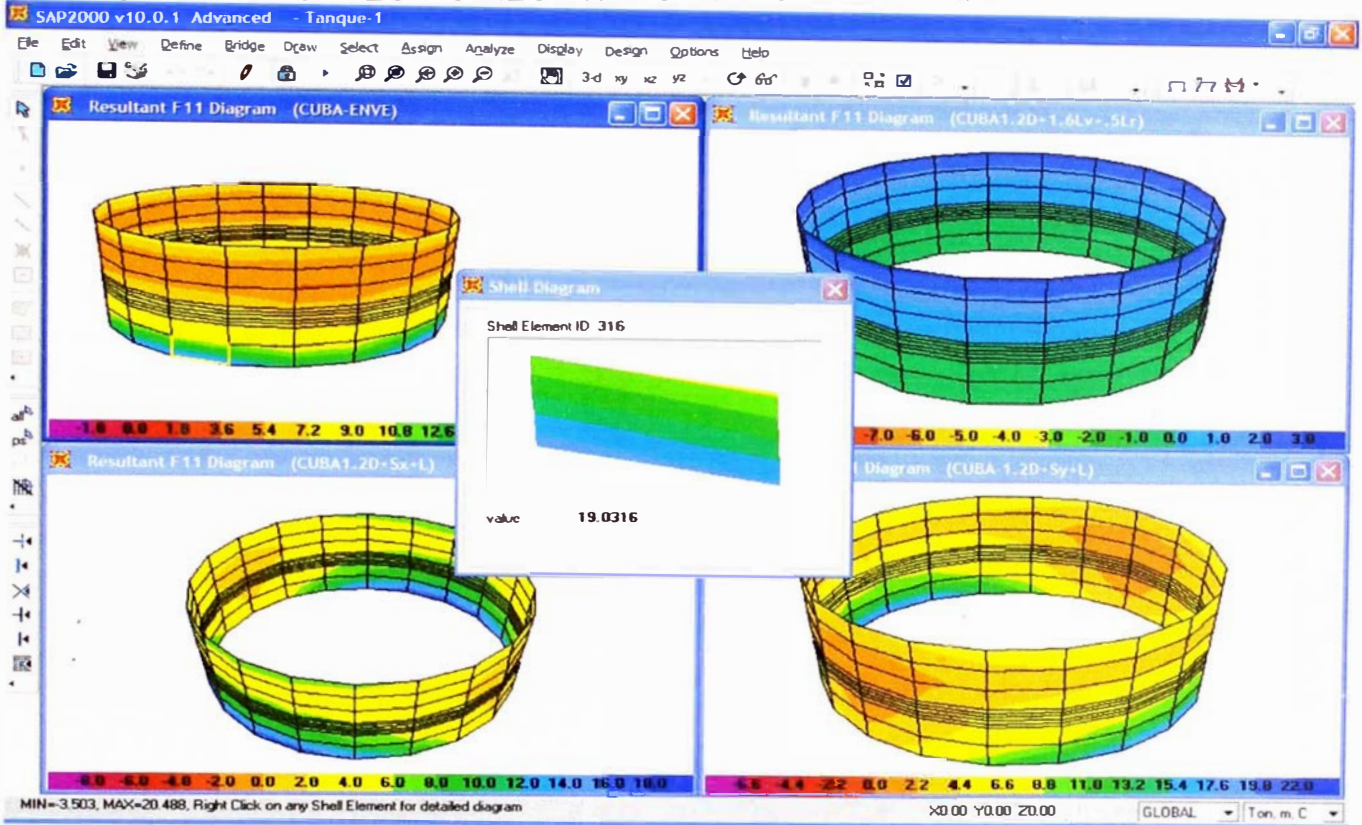


Gráfico 4.2.19. Fueras actuantes en tracción y compresión circunferencial sobre la cuba, por unidad de longitud.

Tabla 4.2.16. Diseño del refuerzo circunferencial de la cuba

Altura de análisis	Fuerza actuante en tracción Circunferencial (Tn/m)	Fuerza última en tracción Circunferencial (Tn/m)	Esfuerzo del refuerzo en tracción (kg/cm ²)	Área de refuerzo considerada (cm ²)	F	Fuerza Resistente en tracción (Tn/m)	Distribución del Refuerzo Circunferencial
De la base de la cuba hasta 1.0m	19.00	24.70	1860.00	14.76	0.90	24.71	F 1/2" @ 15cm en ambas caras (interior y exterior)
Desde 1.0m por encima de la base de la cuba hasta la base de la cúpula	10.00	13.00	1860.00	9.84	0.90	16.47	F 1/2" @ 25cm en ambas caras (interior y exterior)

DISEÑO DEL REFUERZO VERTICAL

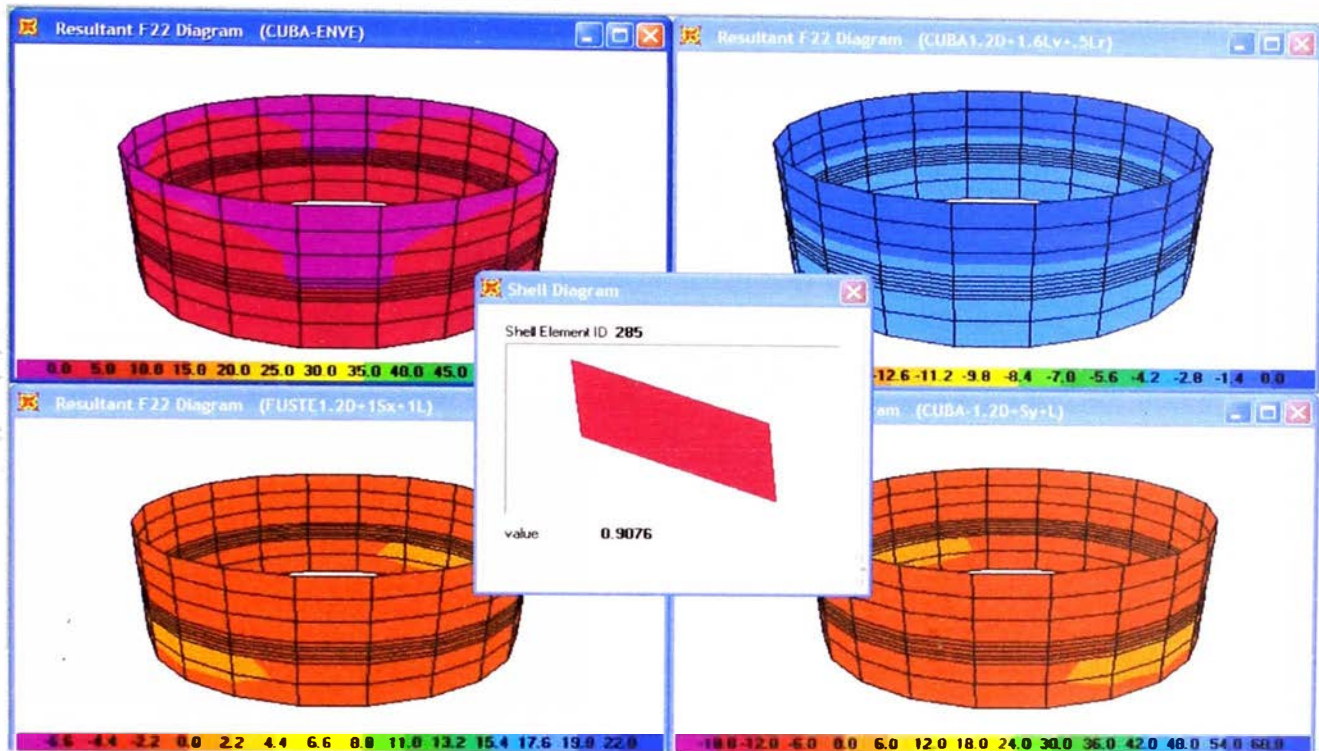
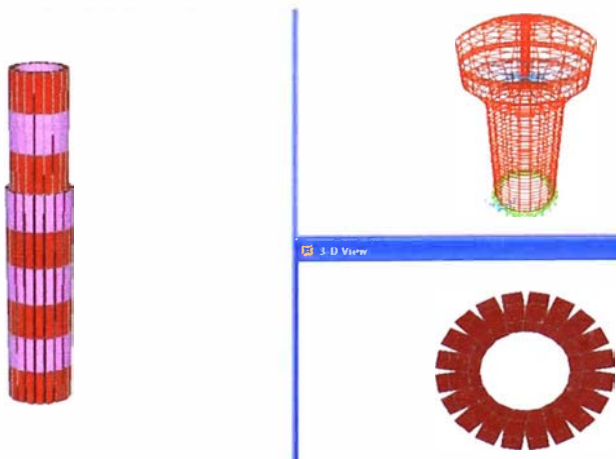


Gráfico 4.2.20. Fueras actuantes en tracción y compresión vertical sobre la cuba, por unidad de longitud.

Tabla 4.2.17. Diseño del refuerzo vertical de la cuba

Altura de análisis	Fuerza actuante en tracción Vertical (Tn/m)	Fuerza última en tracción Vertical (Tn/m)	Esfuerzo del refuerzo en tracción (kg/cm ²)	Área de refuerzo considerada (cm ²)	F	Fuerza Resistente en tracción (Tn/m)	Distribución del Refuerzo Vertical
de 1.50 a 11.00	1.00	1.30	1860.00	4.26	0.90	7.13	F 3/8" @ 30cm en ambas caras (interior y exterior)

Diseño de la Chimenea:



Geometría:

Descripción	Und.	Cant.
Altura	m.	4.50
Radio Interior	m.	0.30
Radio Exterior	m.	0.45
Espesor de Placa	m.	0.15

DISEÑO DEL REFUERZO

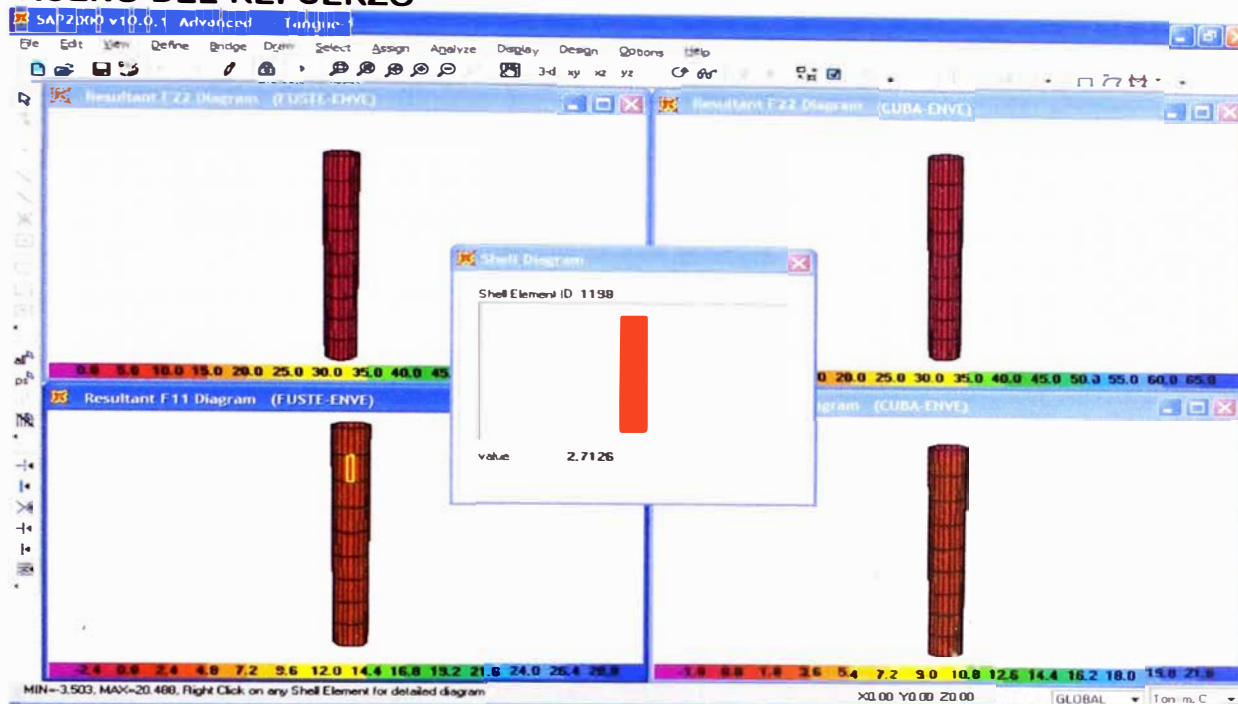


Gráfico 4.2.21. Fuerzas actuantes en tracción y compresión vertical sobre la Chimenea, por unidad de longitud.

Tabla 4.2.18.A. Diseño del refuerzo circunferencial de la chimenea

Altura de análisis	Fuerza actuante en tracción Circunferencial (Tn/m)	Fuerza última en tracción Circunferencial (Tn/m)	Esfuerzo del refuerzo en tracción (kg/cm ²)	Área de refuerzo considerada (cm ²)	F	Fuerza Resistente en tracción (Tn/m)	Distribución del Refuerzo Circunferencial
Transversal a toda la longitud de la chimenea	3.00	3.90	1860.00	4.26	0.90	7.13	F 3/8" @ 30cm en ambas caras (interior y exterior)

Tabla 4.2.18.B. Diseño del refuerzo vertical de la chimenea

Altura de análisis	Fuerza actuante en tracción Vertical (Tn/m)	Fuerza última en tracción Vertical (Tn/m)	Esfuerzo del refuerzo en tracción (kg/cm ²)	Área de refuerzo considerada (cm ²)	F	Fuerza Resistente en tracción (Tn/m)	Distribución del Refuerzo Vertical
En toda la longitud de la chimenea	2.80	3.64	1860.00	4.26	0.90	7.13	F 3/8" @ 30cm en ambas caras (interior y exterior)

Diseño de la Cimentación del Tanque Elevado UNIPAMPA

Descripción del modelo:

Se ha considerado una platea de cimentación de dos niveles, el primer nivel tiene 1.00m de peralte y va desde el nivel NTN -5.00 al NTN -6.00, es rectangular de 7.00m de lado (49.00 m^2 de área) y el segundo nivel tiene 1.00m de peralte que va desde el nivel NTN -6.00 al NTN -7.00, también rectangular de 12m de lado (144.00 m^2 de área).

Los 5.00m del fuste que están enterrado se han modelado como parte de la cimentación, como un poste que comprimiendo el terreno toma parte del momento producido por las acciones sísmicas, asimismo la platea de cimentación se modeló apoyada sobre un conjunto de resortes, para poder determinar los esfuerzos de compresión ejercidos sobre el terreno. Para realizar dicho modelo se ha considerado un coeficiente de balasto que toma el valor de 7.00 kg/cm^3 hasta 3.00m. de profundidad y 11.00 kg/cm^3 de 3.00m a más.

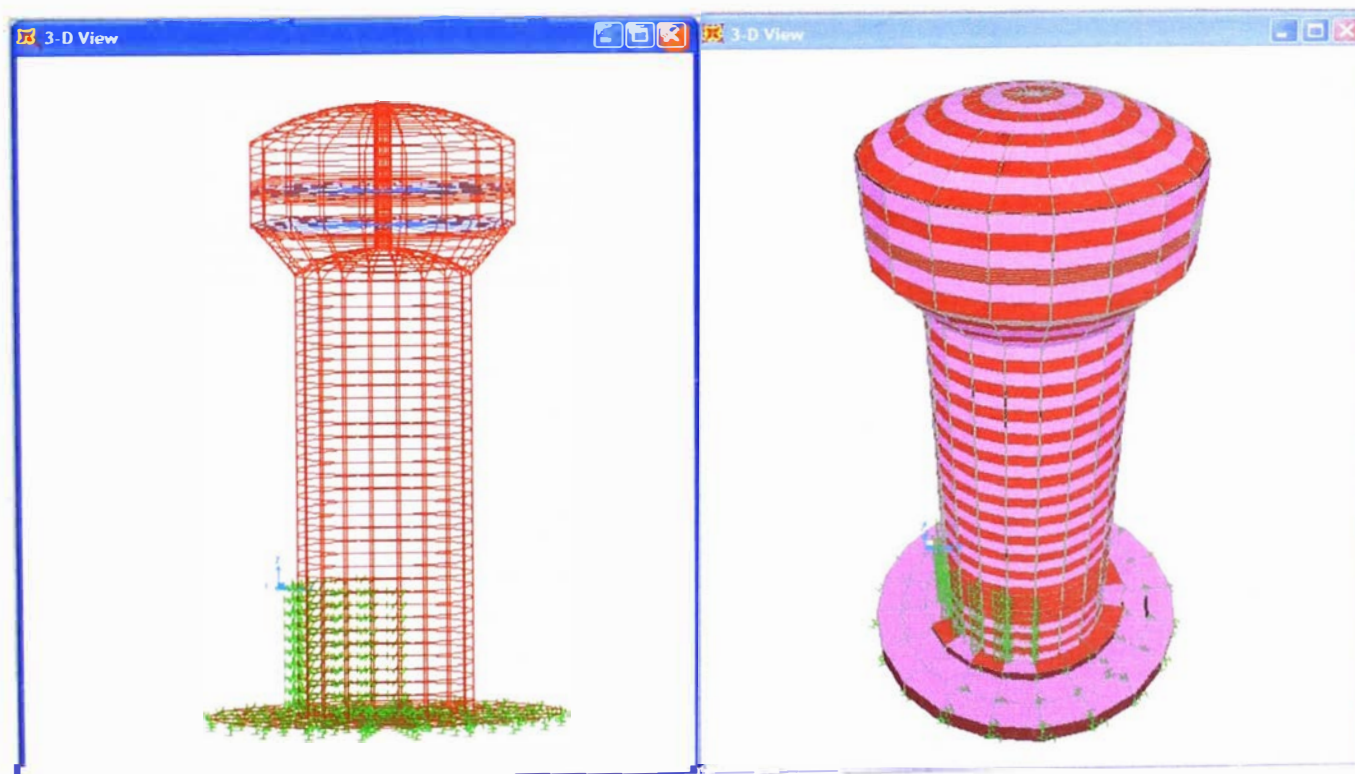


Gráfico 4.2.22. Vista General del modelamiento de la cimentación.

Resultados del Cálculo:

Gráfico 4.2.23. Momentos sobre la platea de cimentación alrededor de la dirección Y (Vertical)

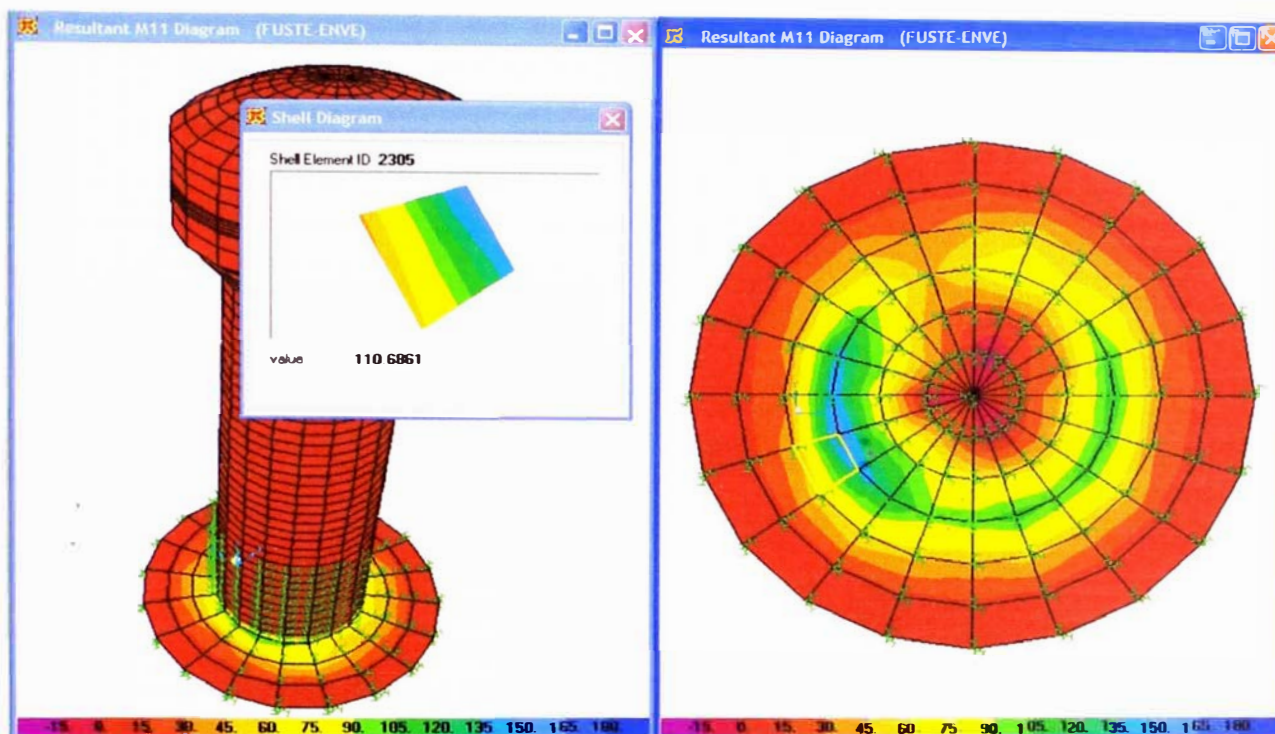
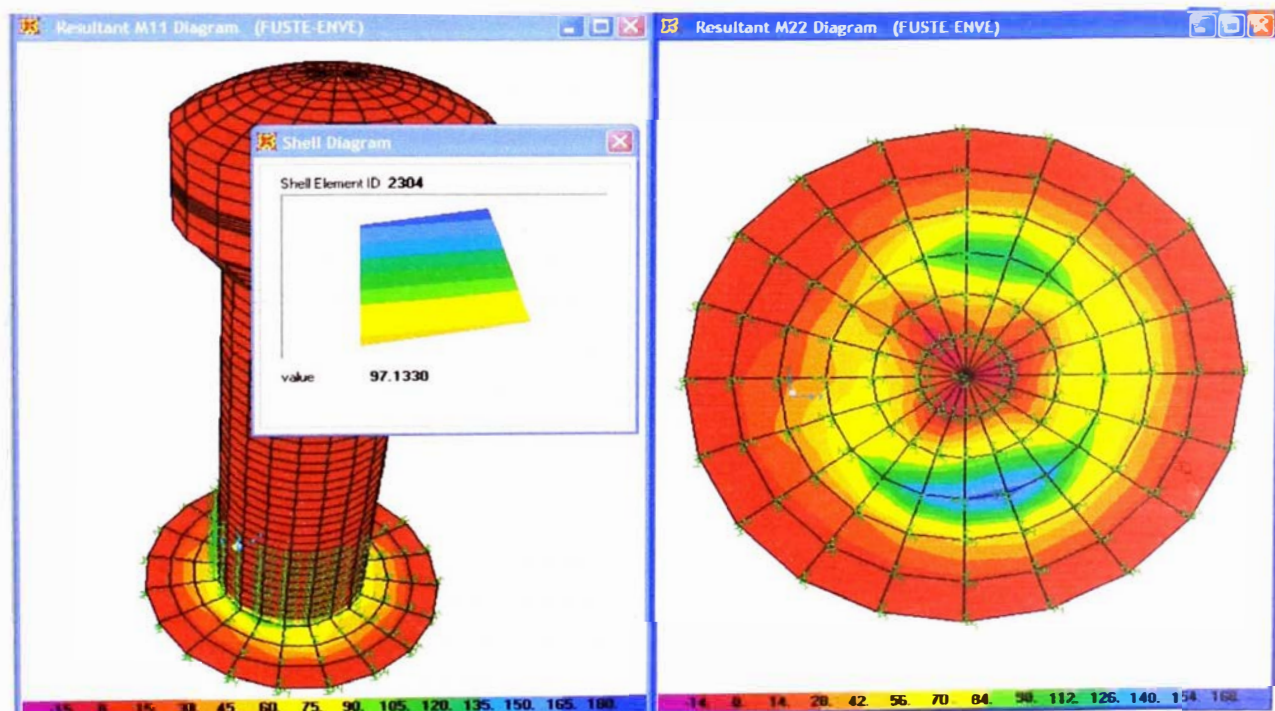


Gráfico 4.2.24. Momentos sobre la platea de cimentación alrededor de la dirección X (Horizontal)



Del cálculo anterior se obtuvo que el máximo momento flector sobre la platea de cimentación es de 110.00 Tn-m, en la zona de contacto entre el fuste y la platea.

Gráfico 4.2.25. Reacciones del Terreno sobre la platea y el fuste para las máximas demandas

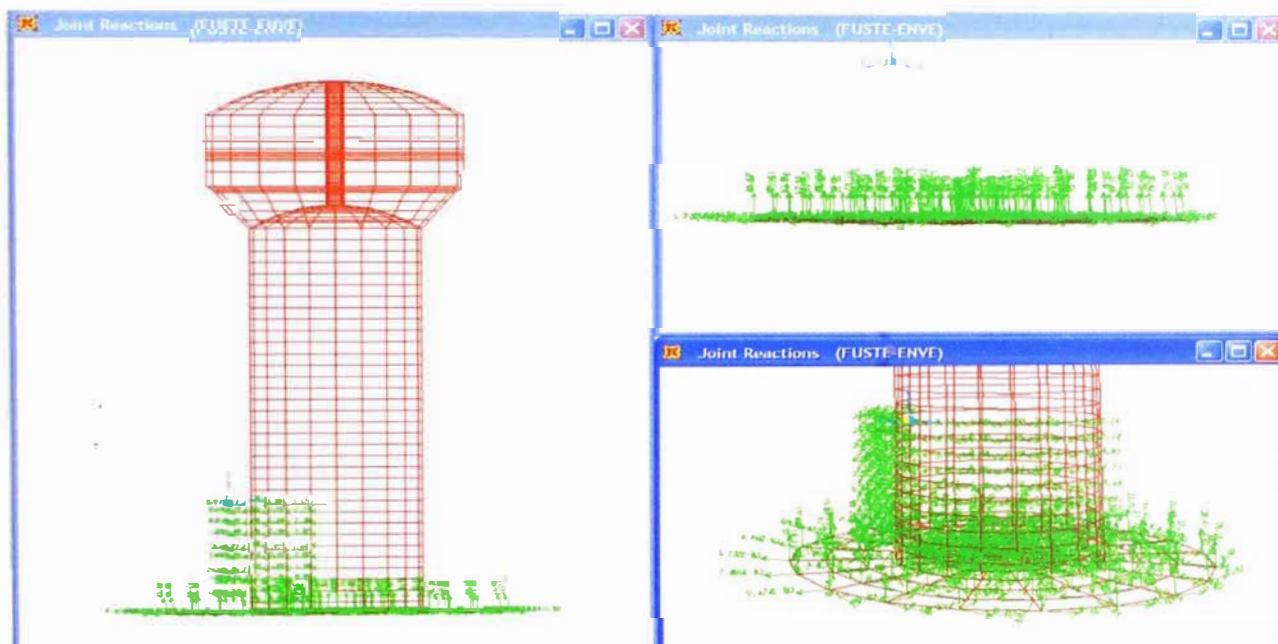
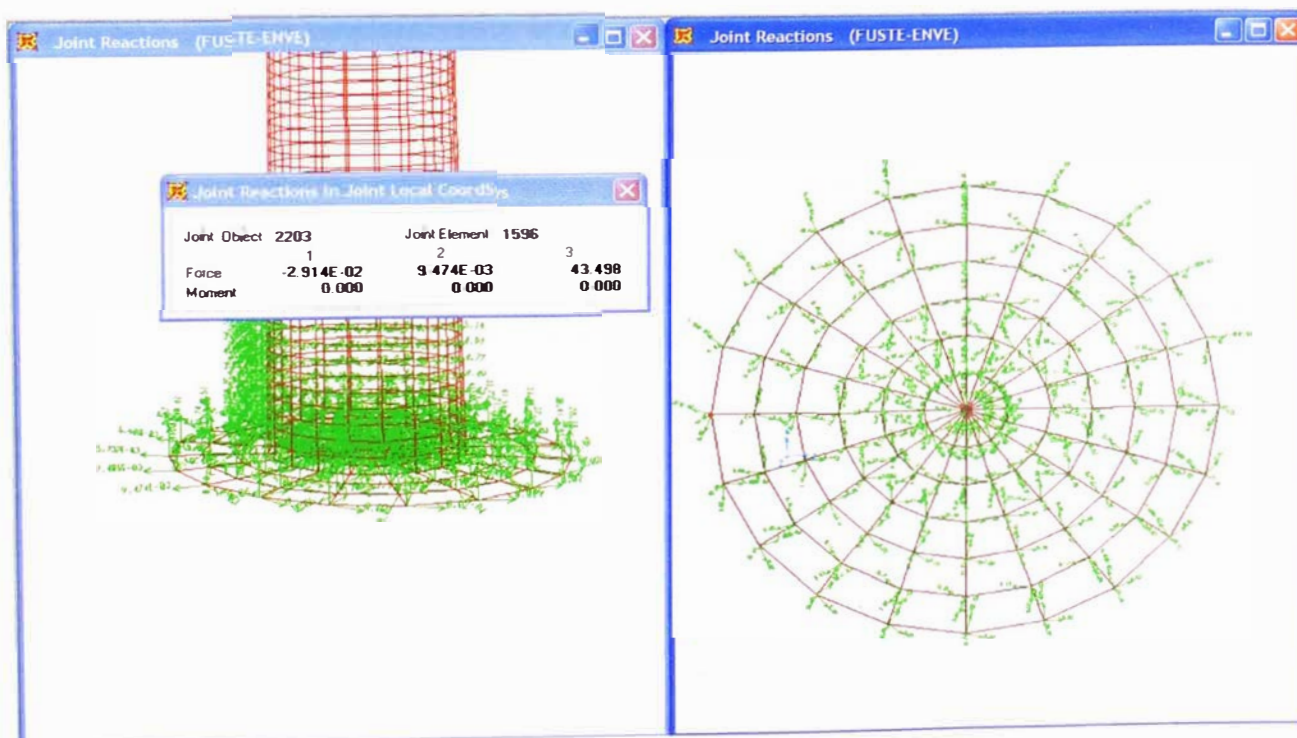
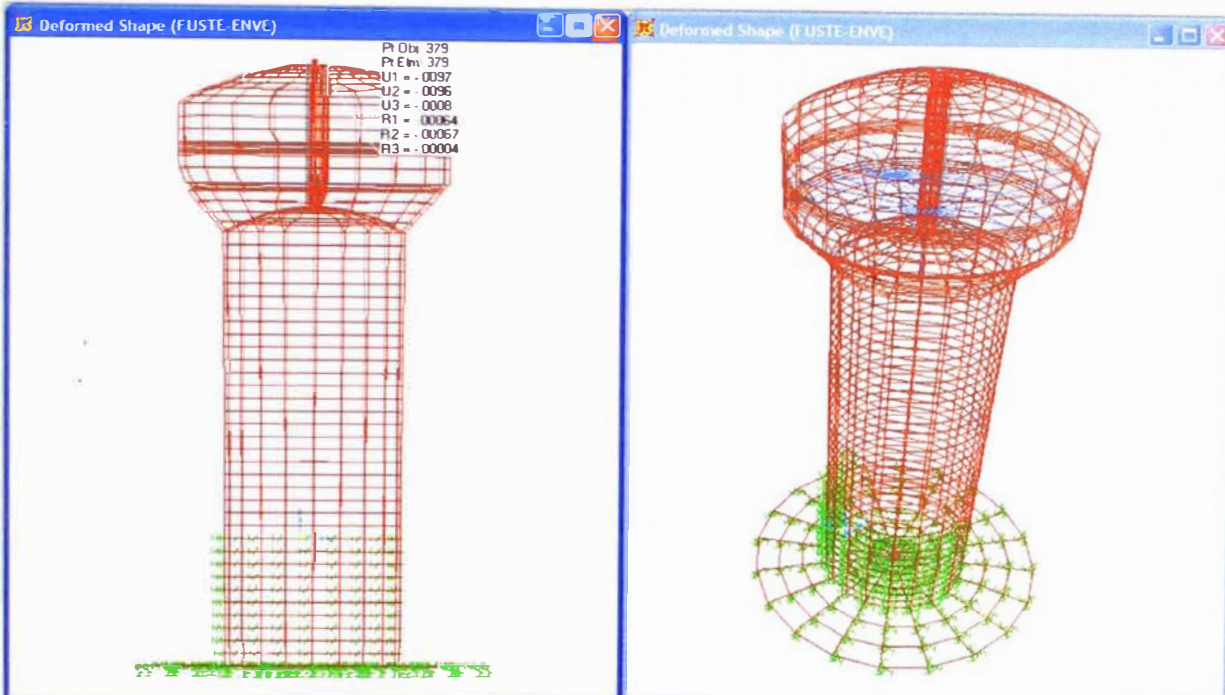


Gráfico 4.2.26. Máxima reacción del Terreno sobre la Platea.



Del cálculo anterior se obtuvo que la mayor reacción del terreno sobre la platea de cimentación es de 43.50Tn sobre un área de 1.70m², lo cual genera un esfuerzo sobre el terreno de 2.56 kg/cm², valor por debajo de los 3.00 kg/cm², considerados a esta profundidad.

Gráfico 4.2.26. Desplazamiento máximo del Tanque elevado.



Del cálculo anterior se obtuvo que el máximo desplazamiento del tanque elevado correspondiente a las máximas solicitaciones, es de 0.0218m. a 18.50m de altura en la parte superior del tanque, lo cual corresponde a una distorsión de 0.00117 por debajo de los 0.005 para estructuras de albañilería con muros de corte.

Diseño del refuerzo:

La losa de cimentación tendrá una malla # 3/4" @ 15cm. A 7.50cm del solado de concreto simple, una malla de # 5/8 @ 20cm. a 95.00cm del solado (primer nivel de la platea) y una malla de # 1/2" @ 20cm. a 1.95cm del solado (segundo nivel de la platea). La Unión entre ambos niveles de la platea de cimentación se hará con fierro de 1" @ 20 alrededor del perímetro del primer nivel con varillas de 1.60m de longitud que cosan la unión.

El resumen del diseño del reservorio se verán plasmados resumidamente en los planos presentados en el capítulo siguiente.

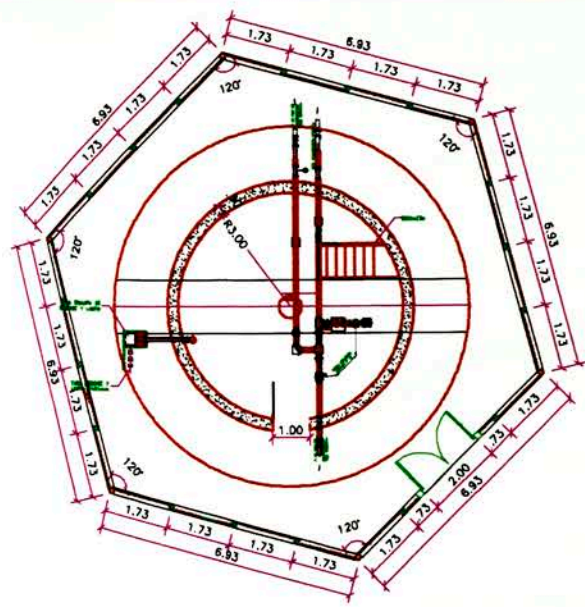


4.3. Planos del Reservorio

A continuación se muestran los planos que resumen el diseño del reservorio, de acuerdo al siguiente listado:

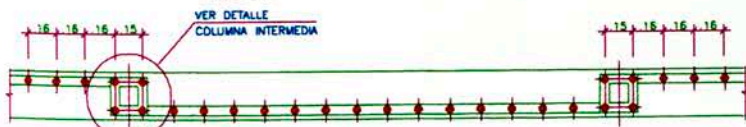
- Plano de Ubicación, Cerco Perimétrico y Distribución en Planta (ES-01)
- Plano de Cimentaciones (ES-02)
- Plano Superestructura (ES-03)
- Plano de distribución de Tuberías (ES-04)

Estos planos están a una escala justificada para un formato A3, por favor sírvase ver los planos en su escala correspondiente al final del presente informe.



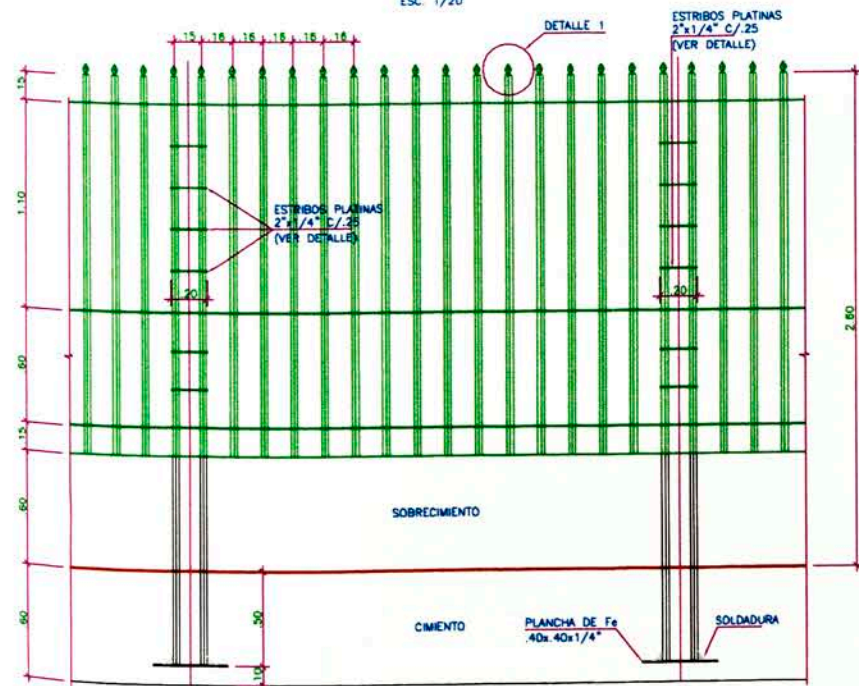
PLANTA-CERCO PERIMETRICO

ESC. 1/100



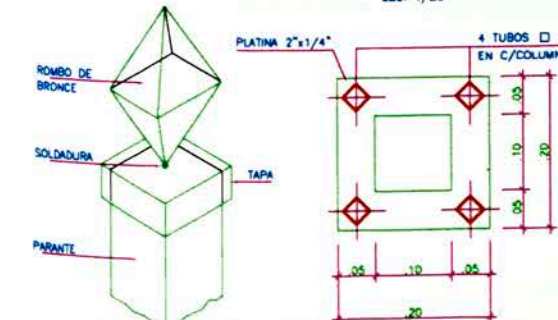
PLANTA-MODULO CERCO PERIMETRICO

ESC. 1/20



ELEVACION-MODULO CERCO PERIMETRICO

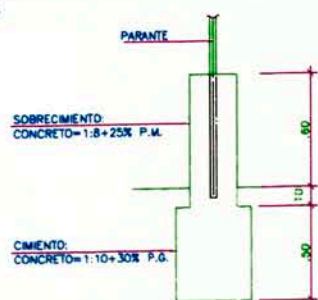
ESC. 1/20



DETALLE 1 ESTRIBOS DE PLATINAS

ESC. 1/5

NOTA
LOS PARANTES PASARAN A TRAVES DE LAS PLATINAS TRANSVERSALES Y SERAN SOLDADAS EN CADA TRAMO PARA FIJARLOS



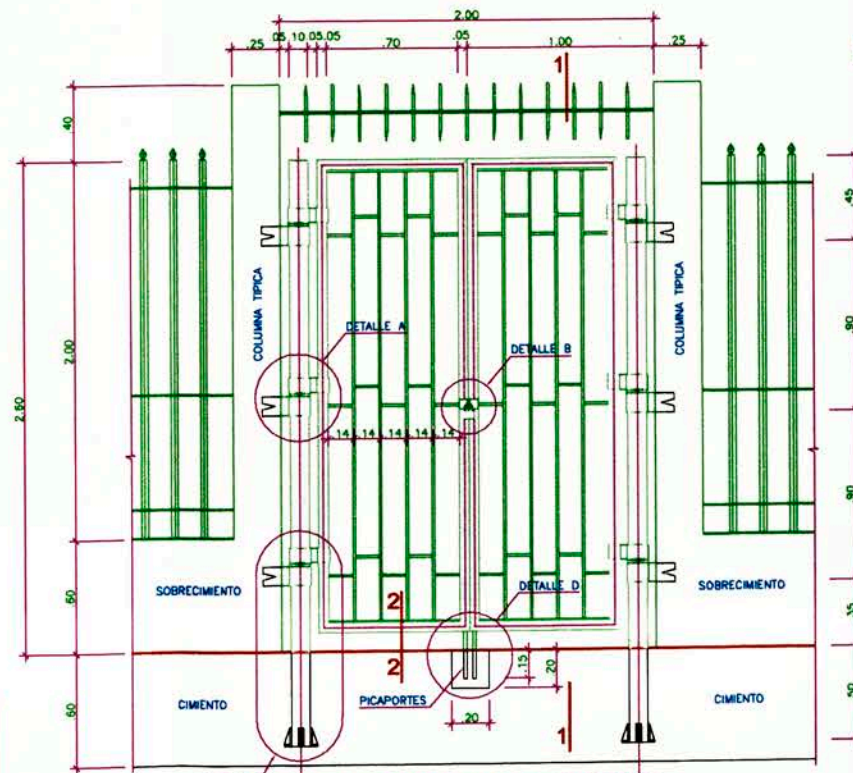
CIMENTO TIPICO

ESC. 1/20



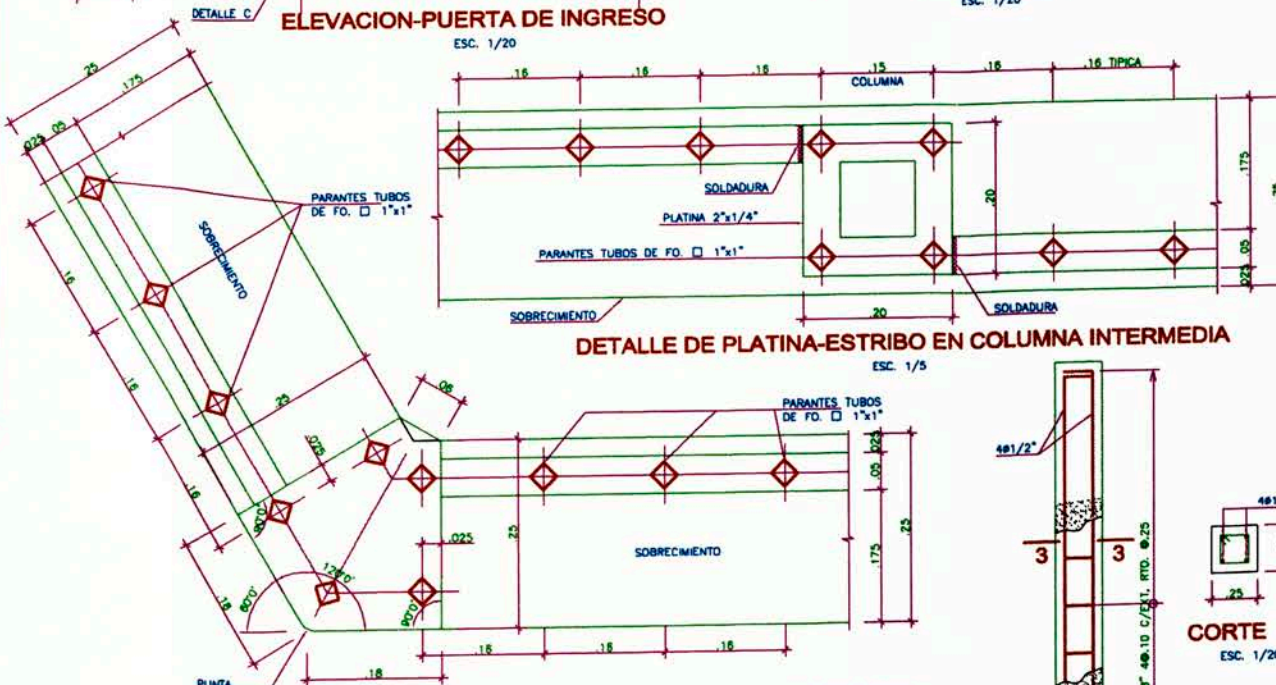
PLANTA-PUERTA DE INGRESO

ESC. 1/20



ELEVACION-PUERTA DE INGRESO

ESC. 1/20



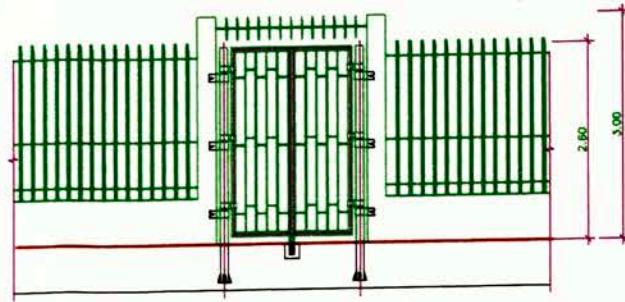
DETALLE DE PLATINA-ESTRIBO EN COLUMNA INTERMEDIA

ESC. 1/5



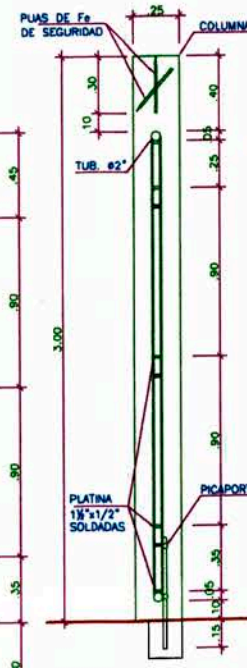
DETALLE: PLATINA-ESTRIBO EN COLUMNA DE ESQUINA

ESC. 1/5



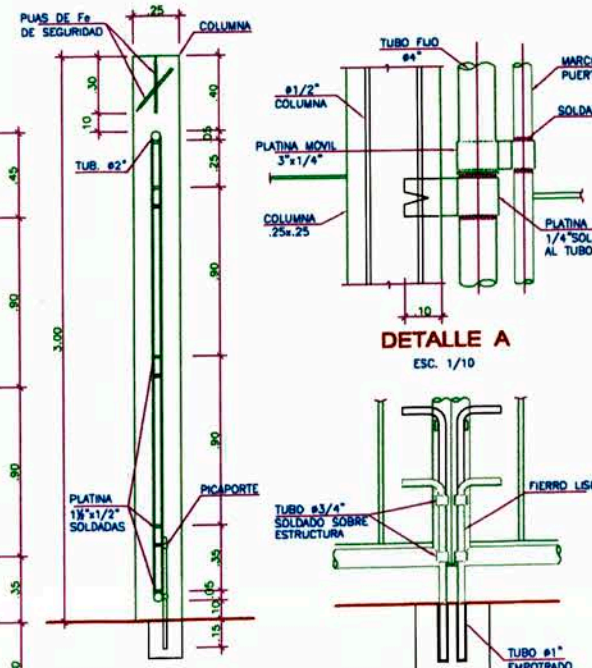
ELEVACION-INGRESO

ESC. 1/50



CORTE 1-1

ESC. 1/20



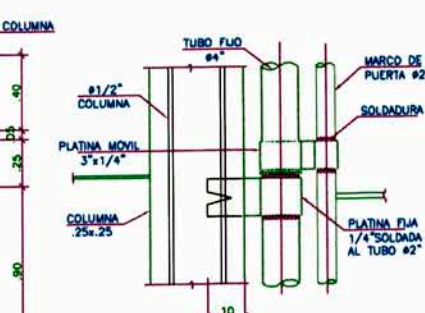
CORTE 2-2

ESC. 1/10



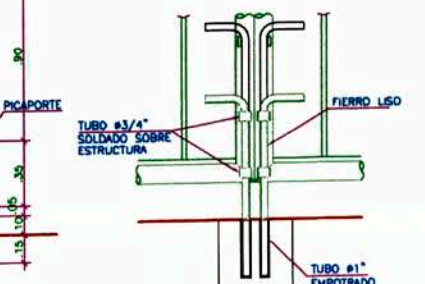
PLANTA ELEVACION DETALLE B

ESC. 1/10



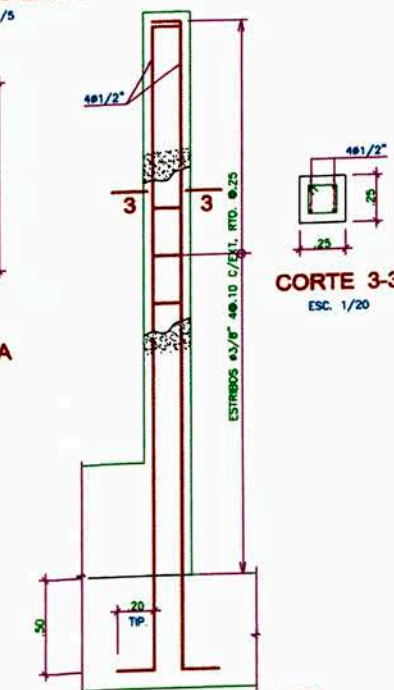
DETALLE A

ESC. 1/10



DETALLE D

ESC. 1/10



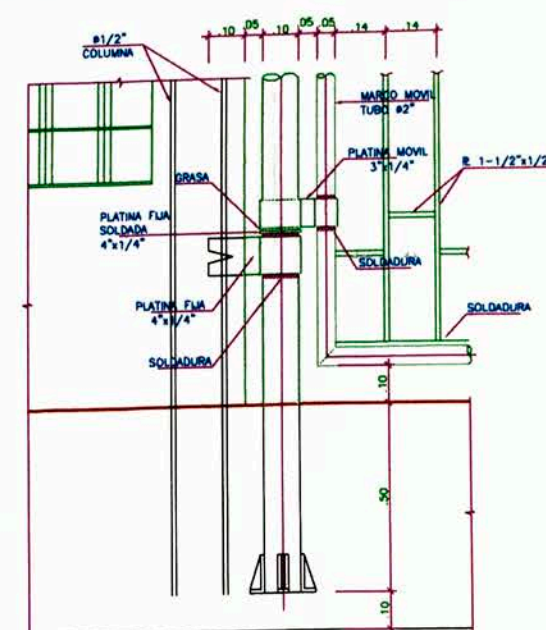
REFUERZO-COLUMNA TIPICA

ESC. 1/20



UBICACION-CERCO PERIMETRICO

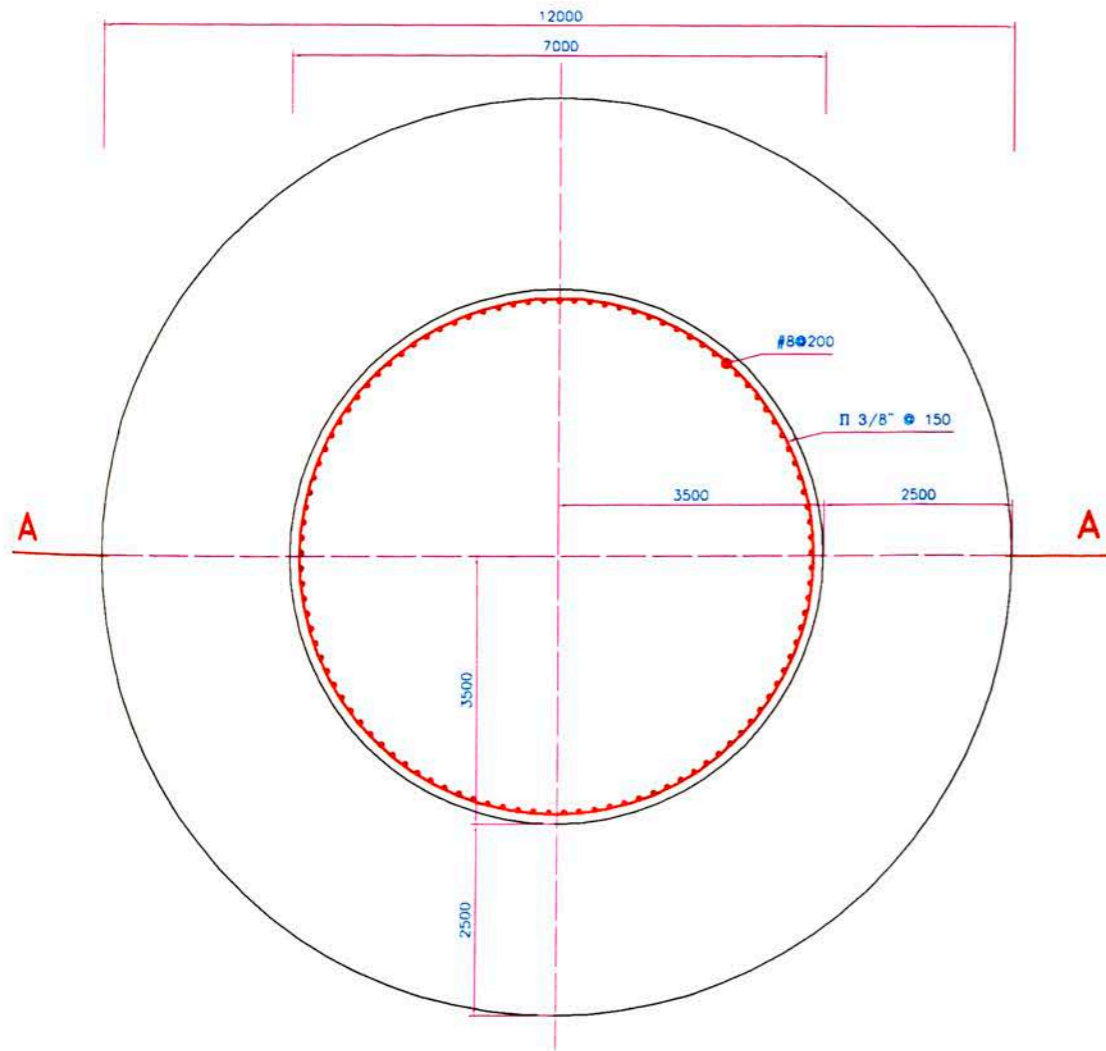
ESC. 1/7500



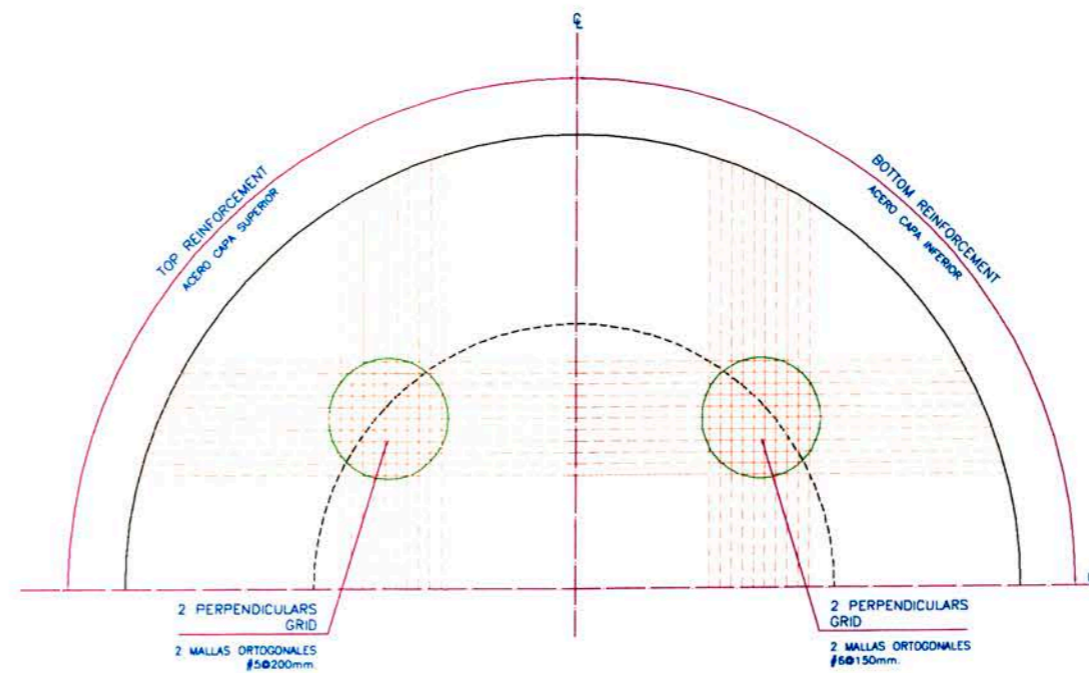
DETALLE C

ESC. 1/10

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL CURSO DE TITULACION PROFESIONAL	
PROYECTO: "DISEÑO DE RESERVOIRIO Y RED DE AGUA POTABLE - UNIPAMPA SECTOR 2"	LÁMINA:
PLANO: PLANO DE UBICACION, CERCO PERIMETRICO Y DISTRIBUCION EN PLANTA	ES-01
EQUIPO RESPONSABLE: Bach. Ing. JUAN LEONARDO TELLO DEL PINO	
REVISOR: ING. EDUARDO HUARI CAMA	
ESCALA: 1:50	FECHA: ABRIL 2007



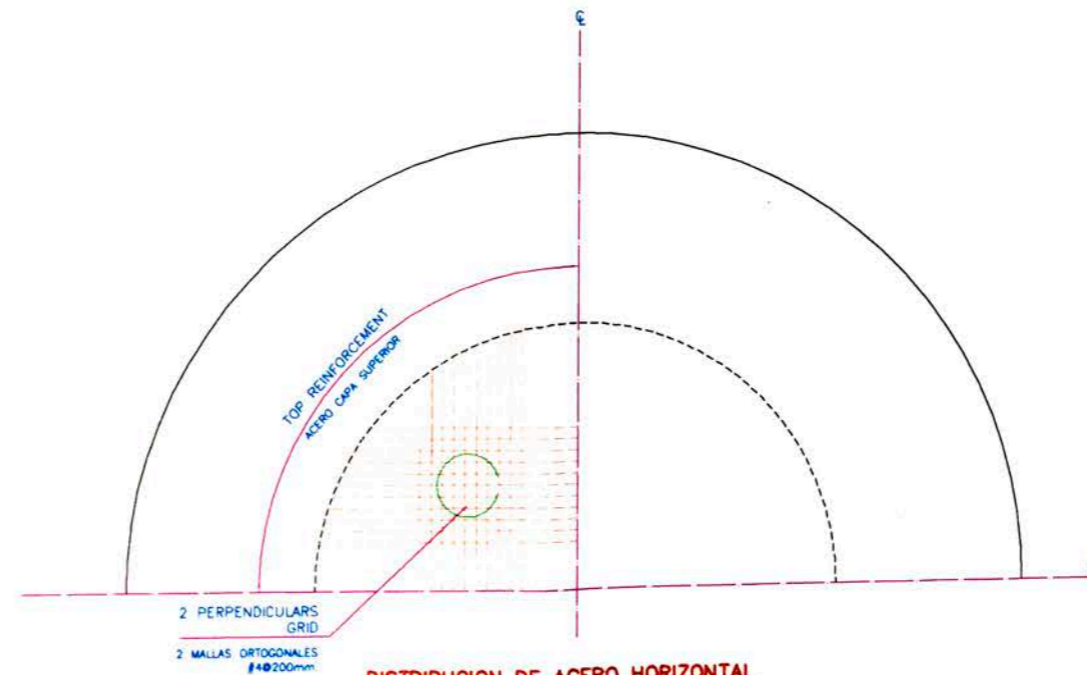
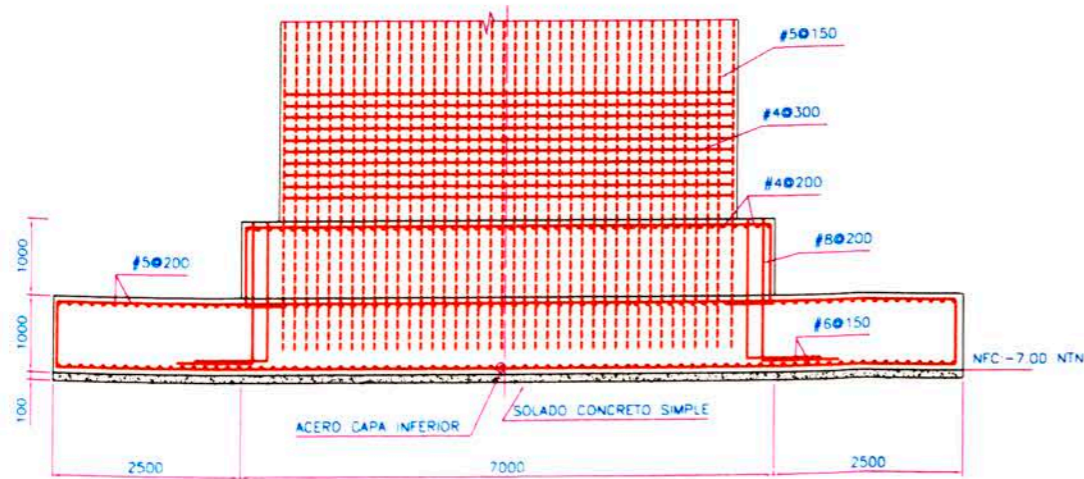
PLANTA DE LA CIMENTACION





DISTRIBUCION DE ACERO HORIZONTAL EN LOSA DE CIMENTACION

ESPECIFICACIONES TECNICAS	
CONCRETO SIMPLE	
- CONCRETO SOLADO GRADO E2	$f'c = 10 \text{ MPa}$
CONCRETO REFORZADO	
- LOSA DE CIMENTACION GRADO G2'	$f'c = 28 \text{ MPa}$
- MUROS, LOSAS, VIGAS GRADO G1	$f'c = 25 \text{ MPa}$
- Para la Fabricación de Concreto Usar Cemento Portland Tipo V	
ACERO ESTRUCTURAL	
- ACERO ASTM A-615 GRADO 420	$F_y = 420 \text{ MPa}$
RECUBRIMIENTOS	
LOSA DE CIMENTACION	100
VIGAS, MUROS y PILOTES	75 o indicado
LOSAS MADIZAS	25
CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO	
- Capacidad portante a 7 m NTN	$a = 3.00 \text{ Kg/cm}^2$
REVESTIMIENTO	
- IMPERMEABILIZAR EL INTERIOR DE LA CUBA CON MORTERO 1:3 CEMENTO - ARENA DE 20 mm. DE ESPESOR, ACABADO FROTACHADO FINO, UTILIZAR ADITIVO IMPERMEABILIZANTE.	
- LA SUPERFICIE EXTERIOR DE LA CUBA SE TARRAJEARA CON MORTERO 1:4 CEMENTO - ARENA DE 20 mm. DE ESPESOR, ACABADO FROTACHADO FINO	
- FUSTE DE SUSTENTACION TENDRA UN ACABADO EXTERIOR CARAVISTA	
- LA SUPERFICIE LATERAL DE LA LOSA DE CIMENTACION SE PINTARA CON ASFALTO LIGERO INDUSTRIAL RC-80	

BARRA DESIGNACION	DIAMETRO (mm.)	LONG. DE EMPALME (mm) $f'c=25 \text{ MPa}$
#3	9.5	400
#4	12.7	600
#5	15.9	650
#6	19.1	850
#8	25.4	1500



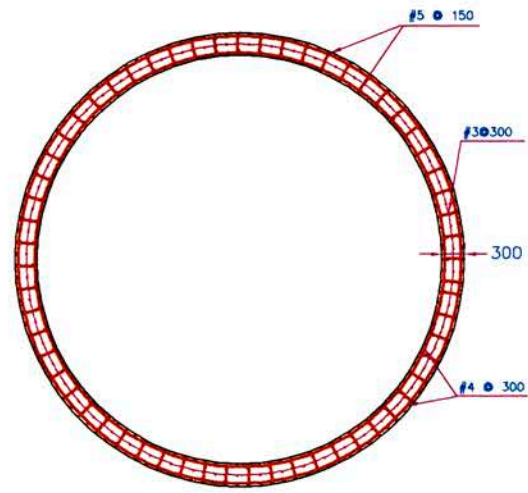
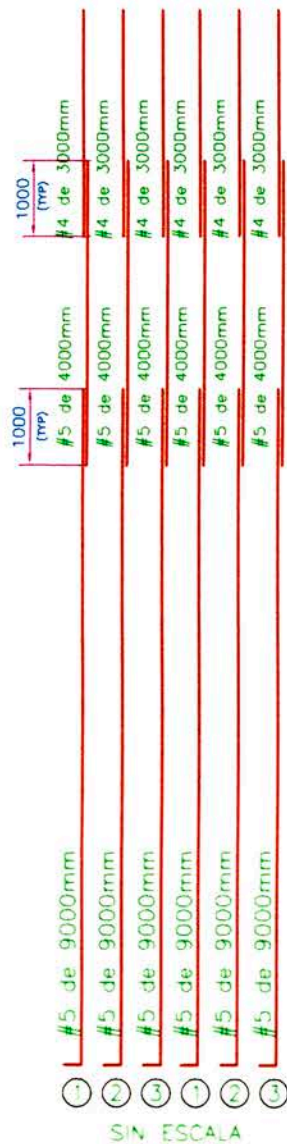
DISTRIBUCION DE ACERO HORIZONTAL EN LOSA DE CIMENTACION

 UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL CURSO DE TITULACION PROFESIONAL		
PROYECTO	"DISEÑO DE RESERVORIO Y RED DE AGUA POTABLE - UNIPAMPA SECTOR 2"	
PLANO	CIMENTACION DE TANQUE ELEVADO	
EQUIPO RESPONSABLE	Bach. Ing. JUAN LEONARDO TELLO DEL PINO	
REVISOR	ING. EDUARDO HUARI CAMA	
ESCALA	1/100	FECHA: ABRIL 2007
		ES-02

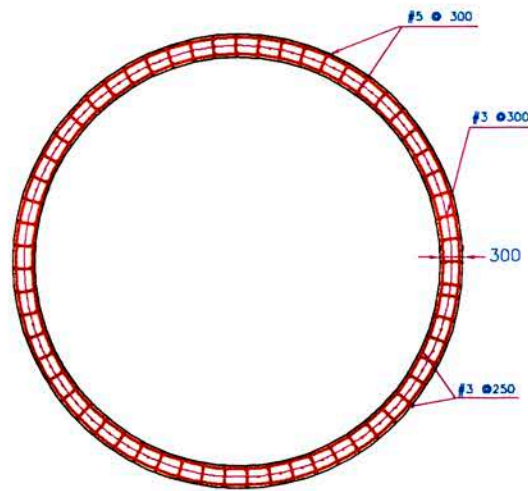
ESPECIFICACIONES TECNICAS

- CONCRETO SIMPLE**
 - CONCRETO SOLADO GRADO E2 $f'c = 10 \text{ MPa}$
- CONCRETO REFORZADO**
 - LOSA DE CIMENTACION GRADO G2' $f'c = 28 \text{ MPa}$
 MUROS, LOSAS, VIGAS GRADO G1 $f'c = 25 \text{ MPa}$
 - Para la fabricacion de Concreto Usar Cemento Portland Tipo V
- ACERO ESTRUCTURAL**
 - ACERO ASTM A-615 GRADO 420 $Fy = 420 \text{ MPa}$
- RECUBRIMIENTOS**
 LOSA DE CIMENTACION 100
 VIGAS, MUROS y PILOTES 75 o indicado
 LOSAS MACIZAS 25
- CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO**
 - Capacidad portante a 7 m NTN $\alpha = 3.00 \text{ Kg/cm}^2$
- REVESTIMIENTO**
 - IMPERMEABILIZAR EL INTERIOR DE LA CUBA CON MORTERO 1:3 CEMENTO - ARENA DE 20 mm. DE ESPESOR, ACABADO FROTACHADO FINO, UTILIZAR ADITIVO IMPERMEABILIZANTE
 - LA SUPERFICIE EXTERIOR DE LA CUBA SE TARRAJEARA CON MORTERO 1:4 CEMENTO - ARENA DE 20 mm. DE ESPESOR, ACABADO FROTACHADO FINO
 - FUSTE DE SUSTENTACION TENDRA UN ACABADO EXTERIOR CARAVISTA
 - LA SUPERFICIE LATERAL DE LA LOSA DE CIMENTACION SE PINTARA CON ASFALTO UGERO INDUSTRIAL RC-60

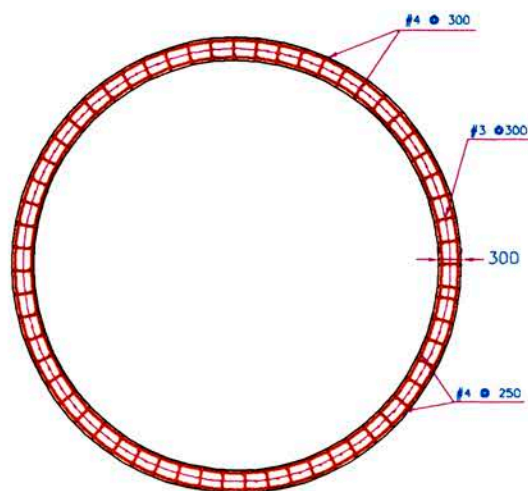
BARRA DESIGNACION	DIAMETRO (mm.)	LONG. DE EMPALME (mm)
#3	9.5	400
#4	12.7	600
#5	15.9	650
#6	19.1	850
#8	25.4	1500



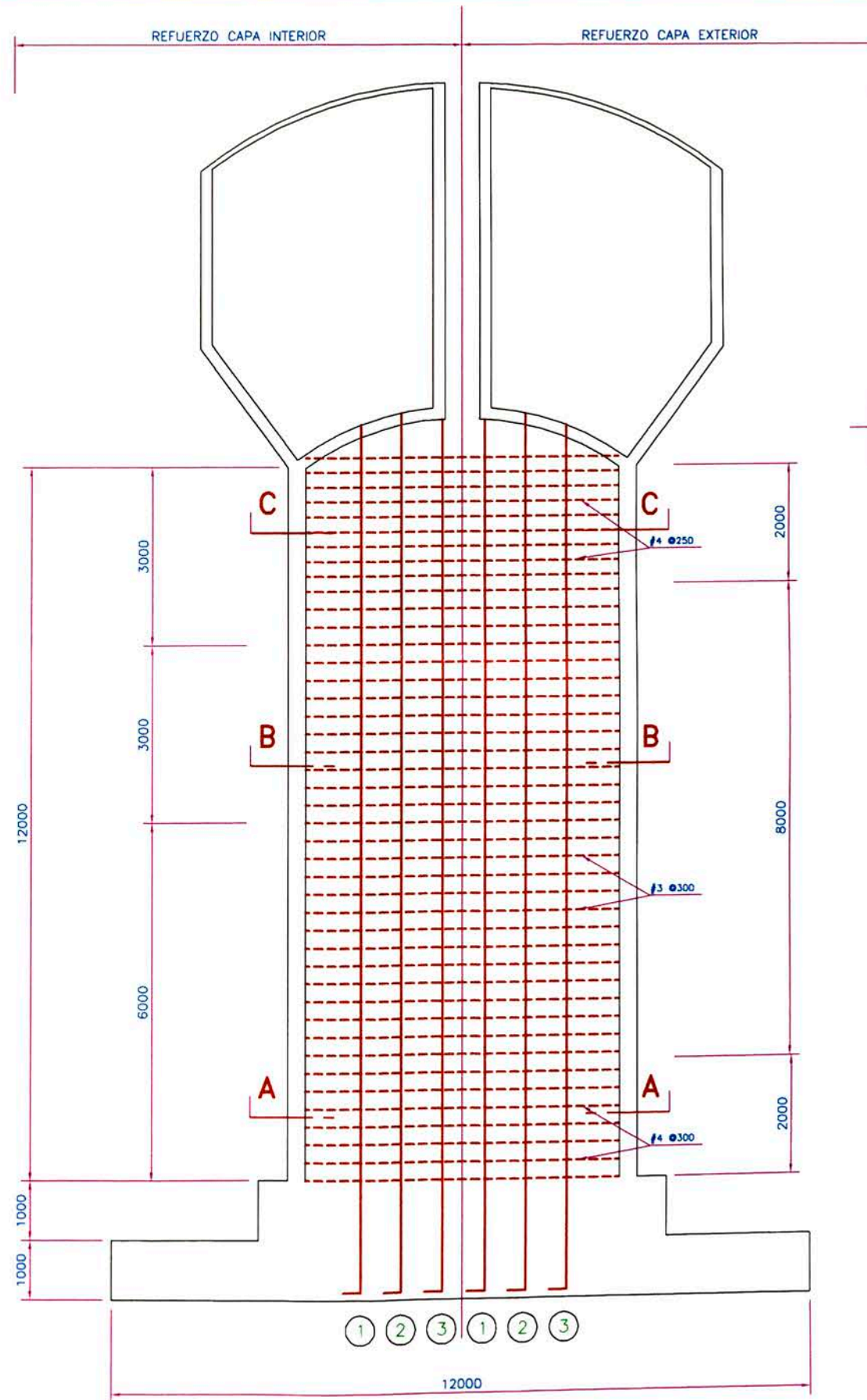
SECCION A-A



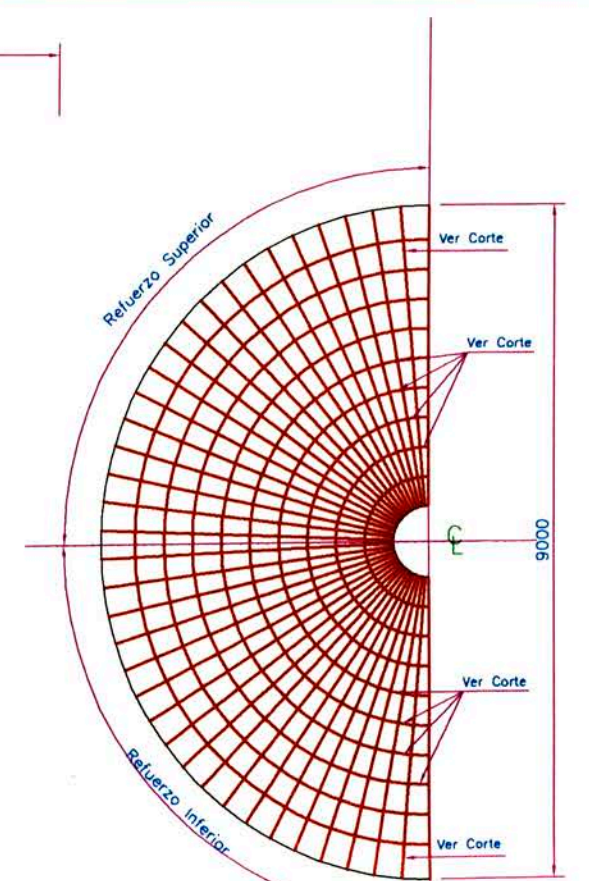
SECCION B-B



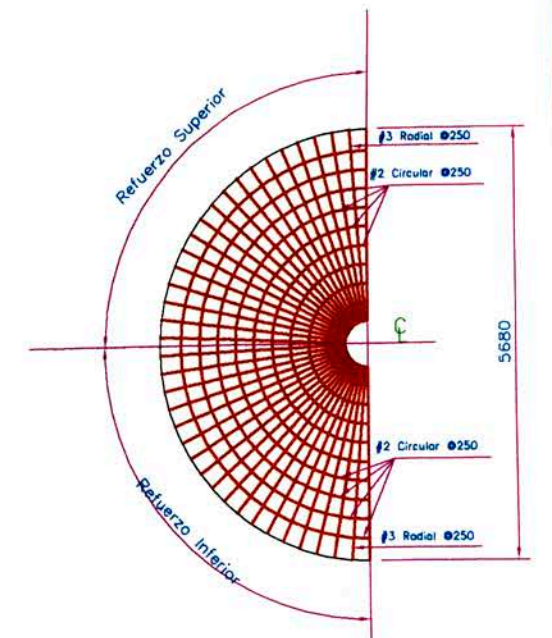
SECCION C-C





DISTRIBUCION DE ACERO VERTICAL EN EL FUSTE DE SUSTENTACION

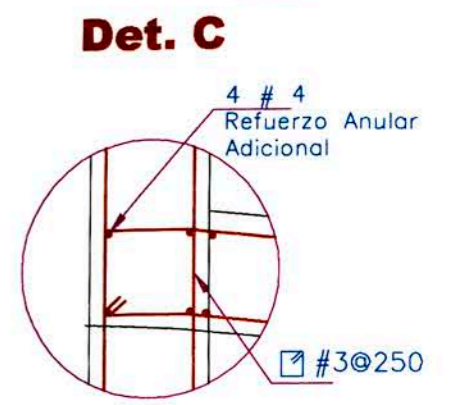
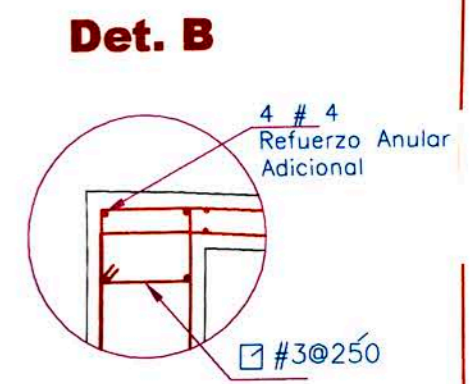
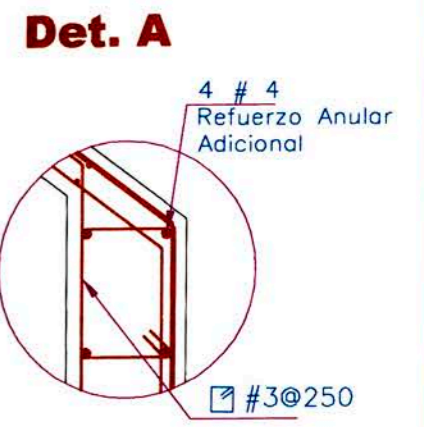
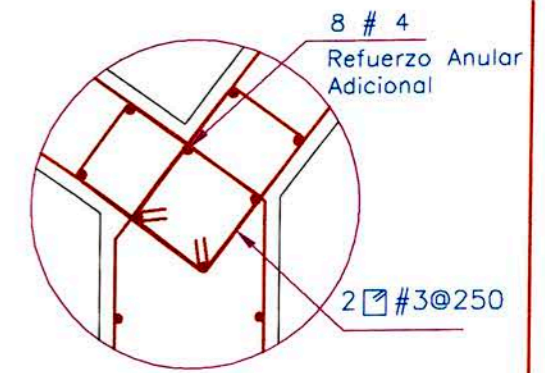
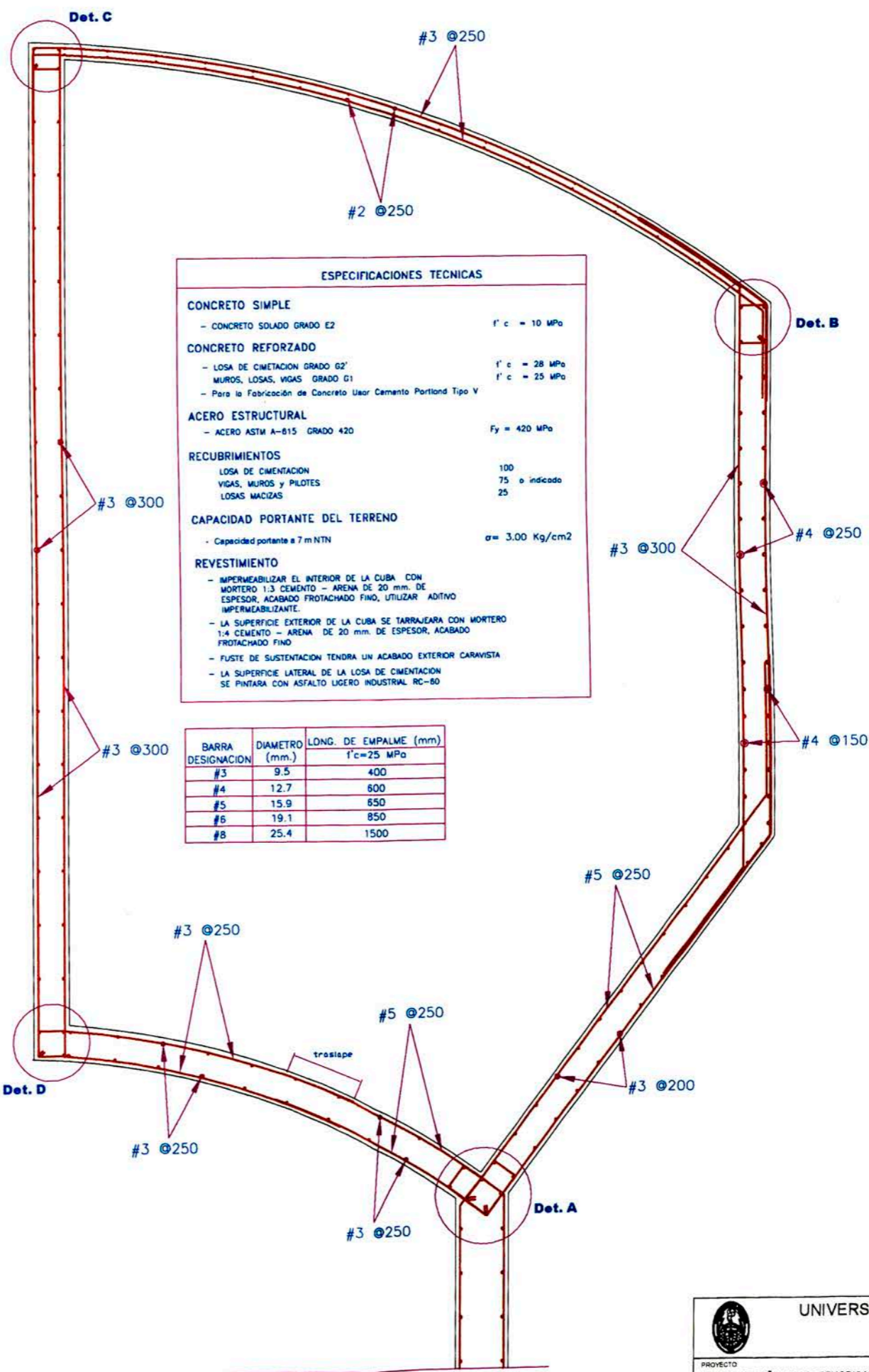


DISTRIBUCION EN PLANTA ACERO HORIZONTAL CUPULA



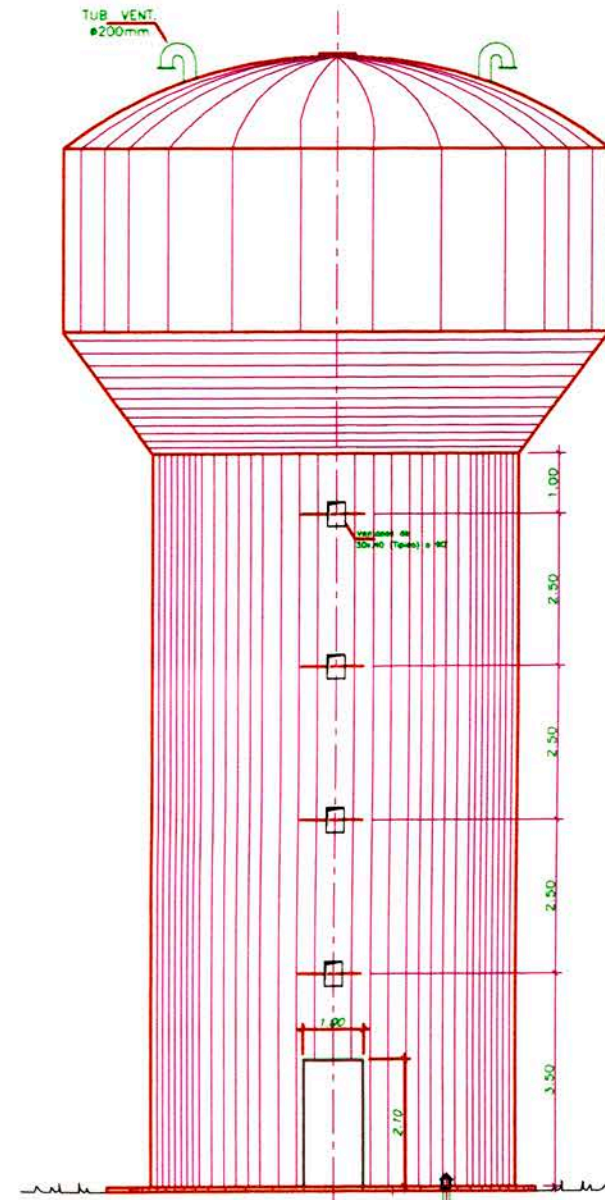
DISTRIBUCION EN PLANTA ACERO HORIZONTAL FONDO DE CUBA - PLANTA

 UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL CURSO DE TITULACION PROFESIONAL		
PROYECTO	"DISEÑO DE RESERVORIO Y RED DE AGUA POTABLE - UNIPAMPA SECTOR 2"	
PLANO	DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA	
EQUIPO RESPONSABLE	Bach. Ing. JUAN LEONARDO TELLO DEL PINO	
REVISOR	ING. EDUARDO HUARI CAMA	
ESCALA	1/100	FECHA: ABRIL 2007
		LAMINA ES-03 1/2

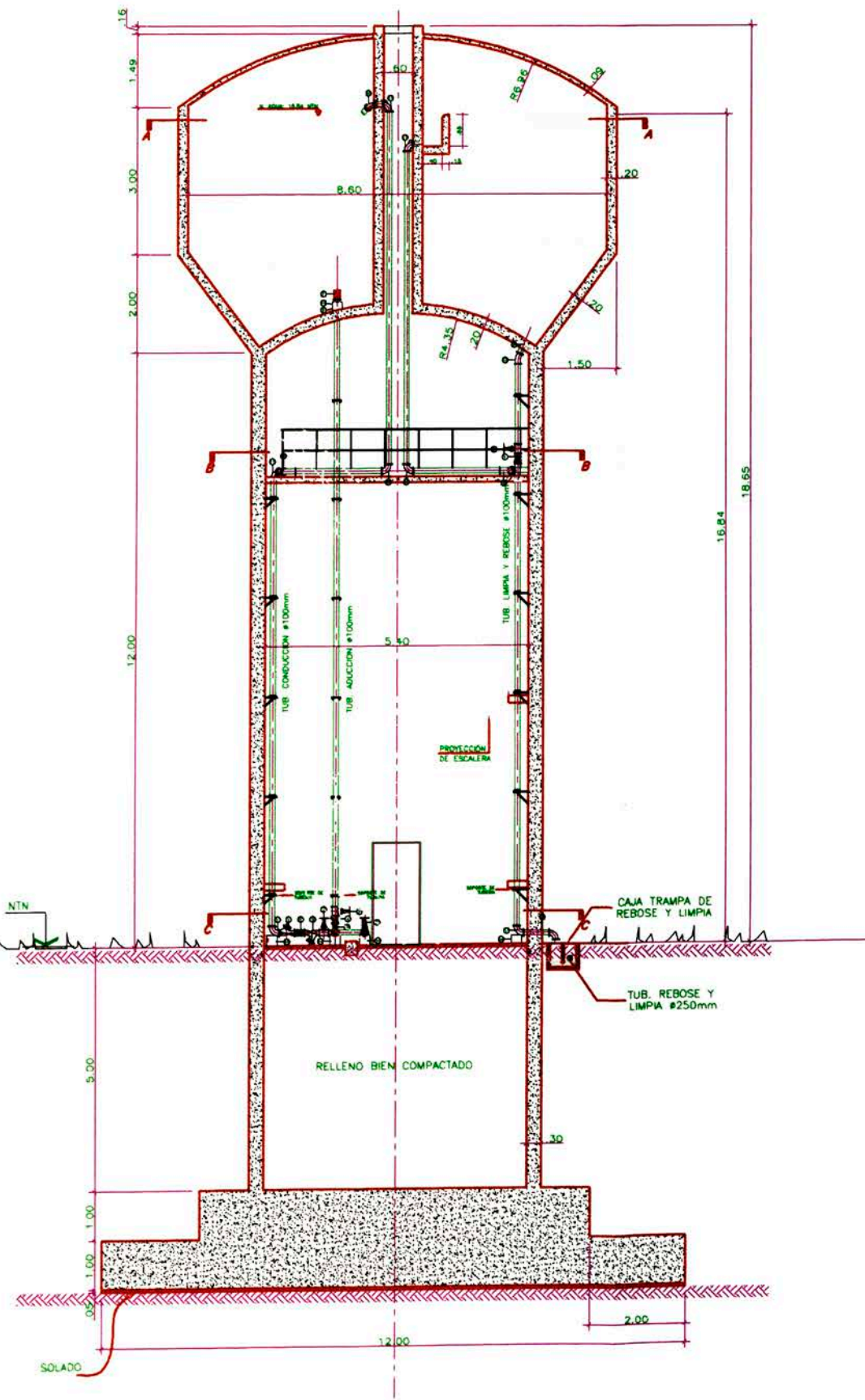


REFUERZO MURO DE CUBA

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL CURSO DE TITULACION PROFESIONAL		
PROYECTO	"DISEÑO DE RESERVOIRIO Y RED DE AGUA POTABLE - UNIPAMPA SECTOR Z"	
PLANO	DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA	
EQUIPO RESPONSABLE	Bach. Ing. JUAN LEONARDO TELLO DEL PINO	
REVISOR	ING. EDUARDO HUARI CAMA	
ESCALA	1:50	FECHA: ABRIL-2007
		ES-03 2/2





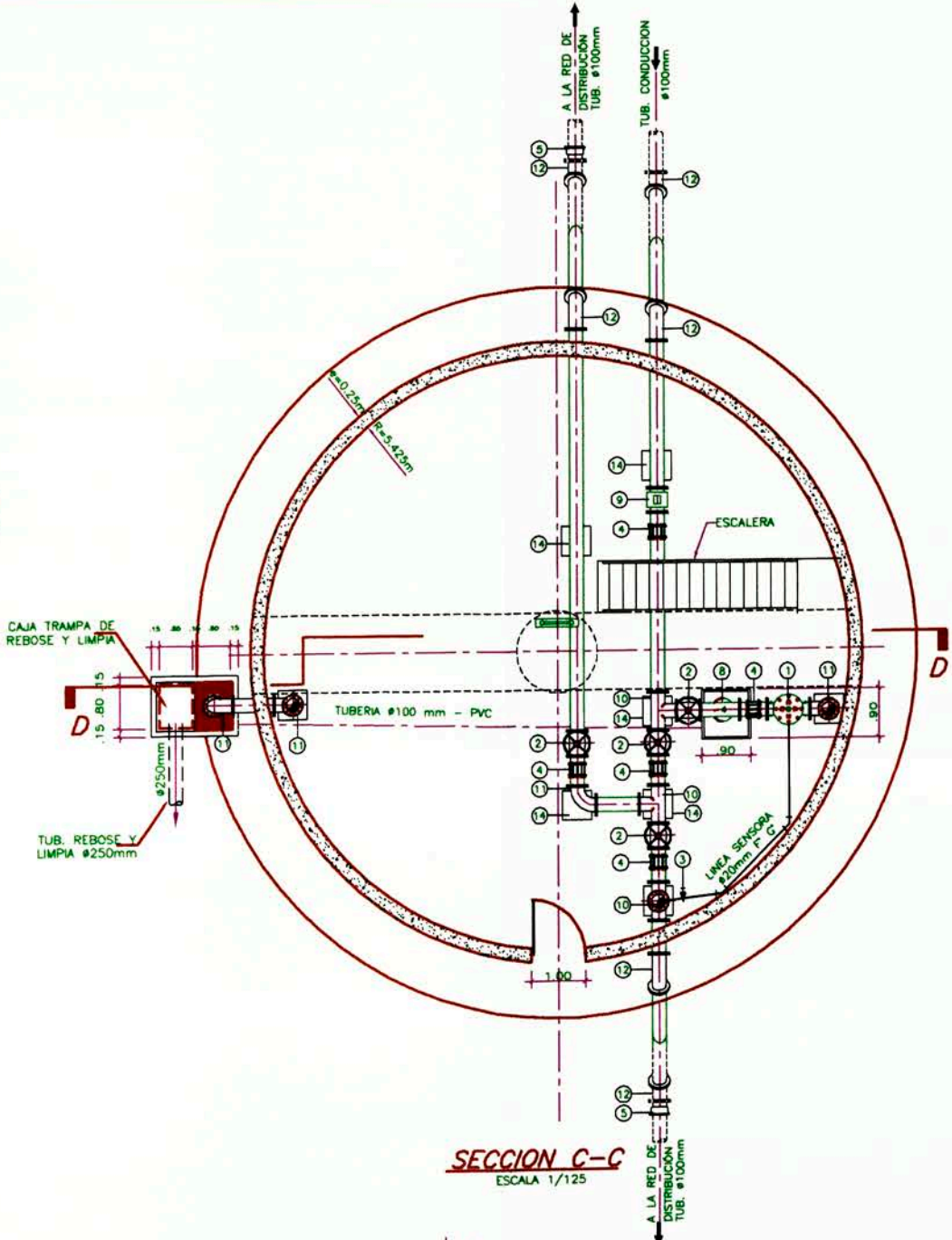
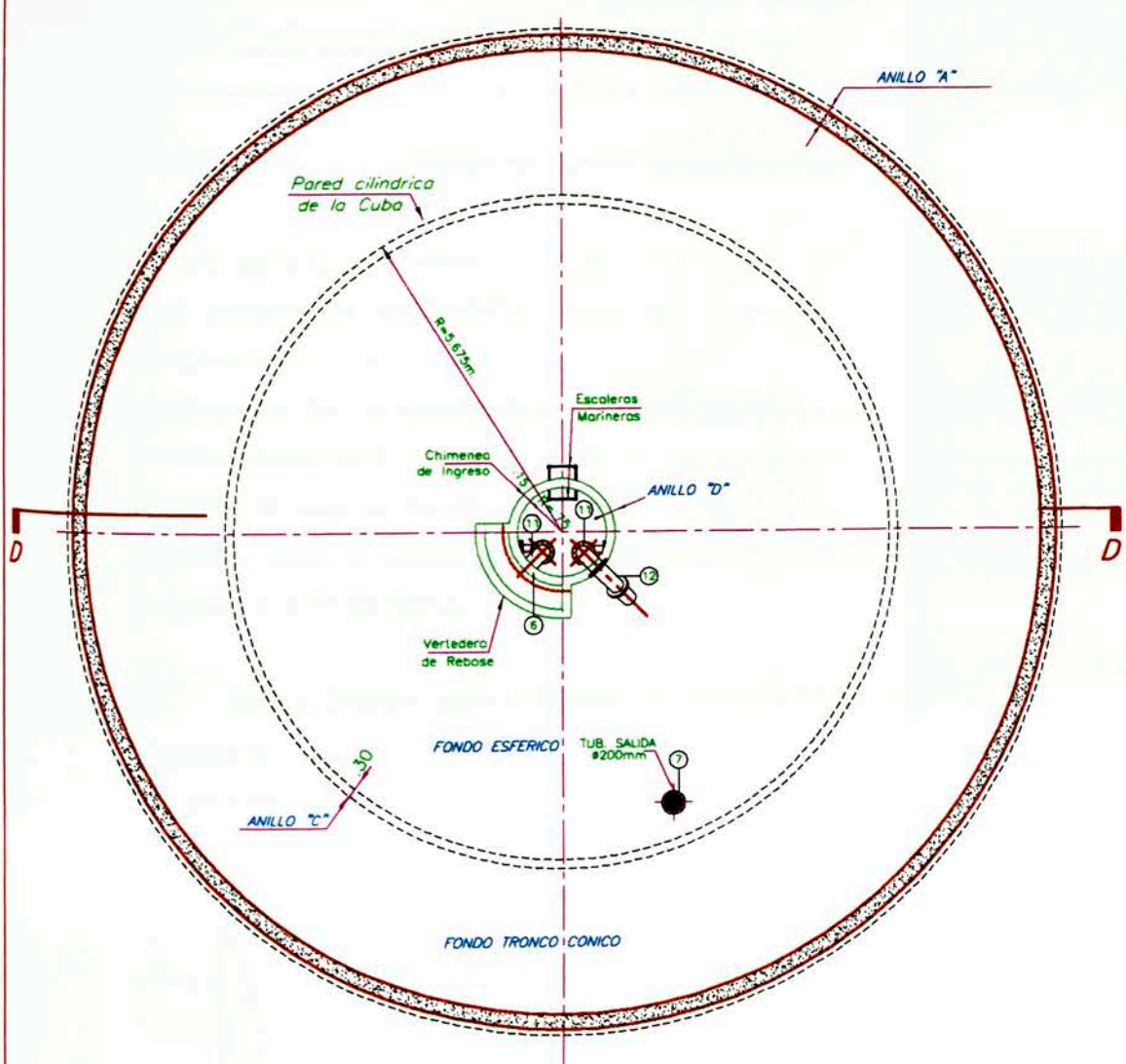
ELEVACION DEL RESERVORIO
ESCALA 1/125



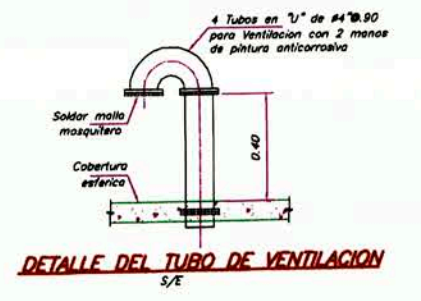
CORTE DEL RESERVORIO
ESCALA 1/125

NOMENCLATURA		
NUMERO	DESCRIPCION	DIAMETRO
①	VALVULA DE ALTITUD	100mm
②	VALVULA DE COMPUERTA FO. FDO.	100mm
③	VALVULA DE INTERRUPCIÓN	20mm
④	UNION FLEXIBLE TIPO DRESSER	100mm
⑤	TRANSICION BRIDA-CAMPANA	100mm
⑥	BRIDA ROMPEAGUA	100mm
⑦	CANASTILA DE FO. GALV.	100mm
⑧	FILTRO TIPO YEE BRIDADO	100mm
⑨	MEDIDOR DE CAUDAL BRIDADO	100mm
⑩	TEE	100mmx100mm
⑪	CODO	100mmx90°
⑫	CODO	100mmx45°
⑬	CODO	100mmx22.5°
⑭	APOYO DE CONCRETO	-

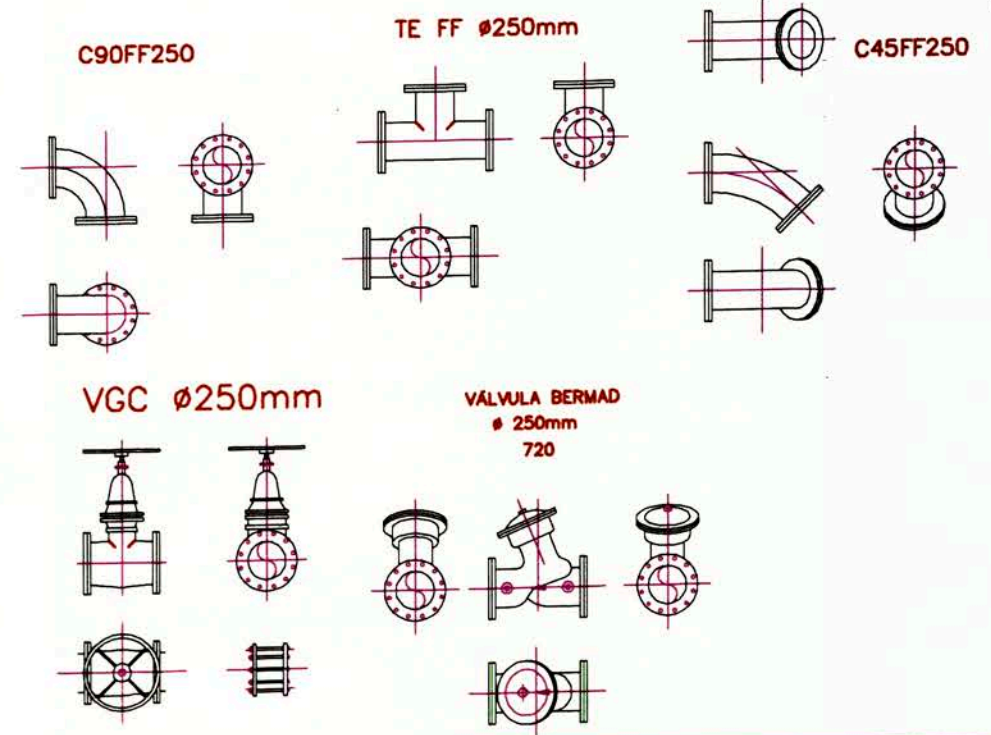
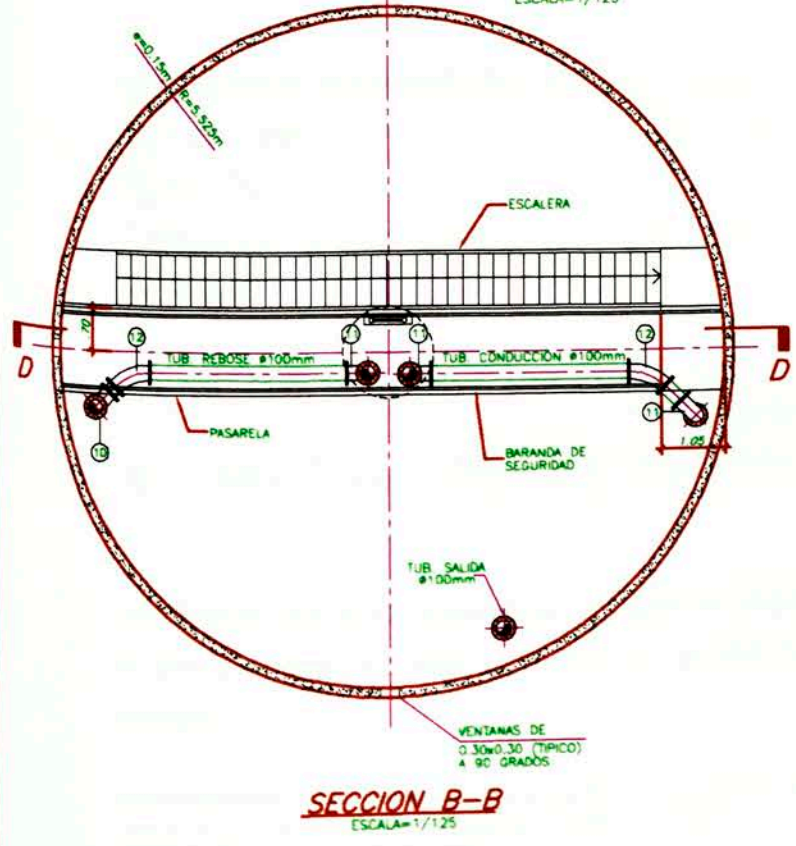
 UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL CURSO DE TITULACIÓN PROFESIONAL		
PROYECTO	"DISEÑO DE RESERVORIO Y RED DE AGUA POTABLE - UNIPAMPA SECTOR 2"	
PLANO	ELEVACION Y CORTE - DISTRIBUCION DE TUBERIAS	
EQUIPO RESPONSABLE	Bach. Ing. JUAN LEONARDO TELLO DEL PINO	
REVISOR	ING. EDUARDO HUARI CAMA	
ESCALA	1/125	FECHA: ABRIL-2007
		ES-04 1/2



NOMENCLATURA		
NUMERO	DESCRIPCION	DIAMETRO
①	VALVULA DE ALTITUD	100mm
②	VALVULA DE COMPUERTA FO. FDD.	100mm
③	VALVULA DE INTERRUPCIÓN	20mm
④	UNION FLEXIBLE TIPO DRESSER	100mm
⑤	TRANSICION BRIDA-CAMPANA	100mm
⑥	BRIDA ROMPEAGUA	100mm
⑦	CANASTILLA DE FO. GALV.	100mm
⑧	FILTRO TIPO YEE BRIDADO	100mm
⑨	MEDIDOR DE CAUDAL BRIDADO	100mm
⑩	TEE	100mmx100mm
⑪	CODO	100mmx90°
⑫	CODO	100mmx45°
⑬	CODO	100mmx22.5°
⑭	APOYO DE CONCRETO	-



SECCION A - A
ESCALA=1/125



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL CURSO DE TITULACIÓN PROFESIONAL		ES-04 2/2	
PROYECTO	"DISEÑO DE RESERVOIRIO Y RED DE AGUA POTABLE - UNIPAMPA SECTOR 2"		
PLANO	PLANTA, DETALLES - DISTRIBUCION DE TUBERIAS		
EQUIPO RESPONSABLE	Bach. Ing. JUAN LEONARDO TELLO DEL PNO		
REVISOR	ING. EDUARDO HUARI CAMA		
ESCALA	1/125	FECHA	ABRIL - 2007

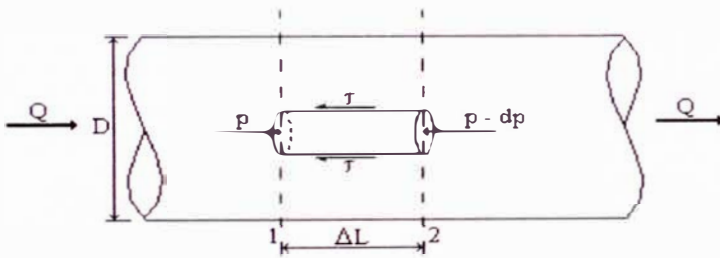
CAPÍTULO 5. Diseño de la Red de Distribución

En este capítulo se realizará el diseño hidráulico de la red de abastecimiento de agua potable de UNIPAMPA, para tal efecto se han realizado múltiples configuraciones de redes, para finalmente optar por la presentada a continuación. Se ha empleado el método de Tong y Colaboradores, para un predimensionamiento inicial de la red el cual posteriormente ha sido verificado mediante el método iterativo de Hardy Cross, gracias a una hoja de cálculo elaborada para tal efecto y comparada con los resultados arrojados por el programa LOOP del Banco Mundial.

5.1. Marco Teórico para el Diseño de la Red de Distribución

Pérdidas de Carga en Tuberías

Sea un tubo cilíndrico como el que muestra la figura.



- Aplicación de la Ecuación de Continuidad para el volumen de control:

$$Q_1 = Q_2 = \text{cte}$$

$$V_1 A_1 = V_2 A_2$$

- Aplicación de la Ecuación de Cantidad de Movimiento entre 1 y 2 (tubo prismático):

$$\frac{p_1}{\gamma} + z_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} - \left(\frac{p_2}{\gamma} + z_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} \right) = 4 \frac{\tau L}{\gamma D}$$

$$\Rightarrow \Delta B = \left(\frac{p_1}{\gamma} + z_1 \right) - \left(\frac{p_2}{\gamma} + z_2 \right) = \Delta z + \frac{\Delta p}{\gamma} = 4 \frac{\tau L}{\gamma D}$$

Se observa que todo movimiento de fluido va acompañado por un descenso de la energía específica está dada por ΔB , lo que contradice la aplicación de la energía.

Para salvar esta situación deberá agregarse al lado derecho de la ecuación un término adicional equivalente a la pérdida de carga friccional, esto es:

$$\frac{P_1}{\gamma} + z_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = \frac{P_2}{\gamma} + z_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + h_f$$
$$\Rightarrow h_f = \left(\frac{P_1}{\gamma} + z_1 \right) - \left(\frac{P_2}{\gamma} + z_2 \right) = 4 \frac{\tau L}{\gamma D}$$

- Apoyo del Análisis Dimensional , aplicando la teoría de Buckingham se obtiene:

$$\frac{8\tau}{\rho V^2} = f = F\left(Re_d, \frac{\varepsilon}{d} \right)$$

Donde f: coeficiente de fricción de Darcy.

- Pérdida de carga, por combinación de las expresiones de f y de hf, se obtiene:

$$h_f = f \frac{L V^2}{D 2g}$$

Conocida como la ecuación de Darcy - Weisbach, la cual es válida tanto para flujos laminares como para flujos turbulentos.

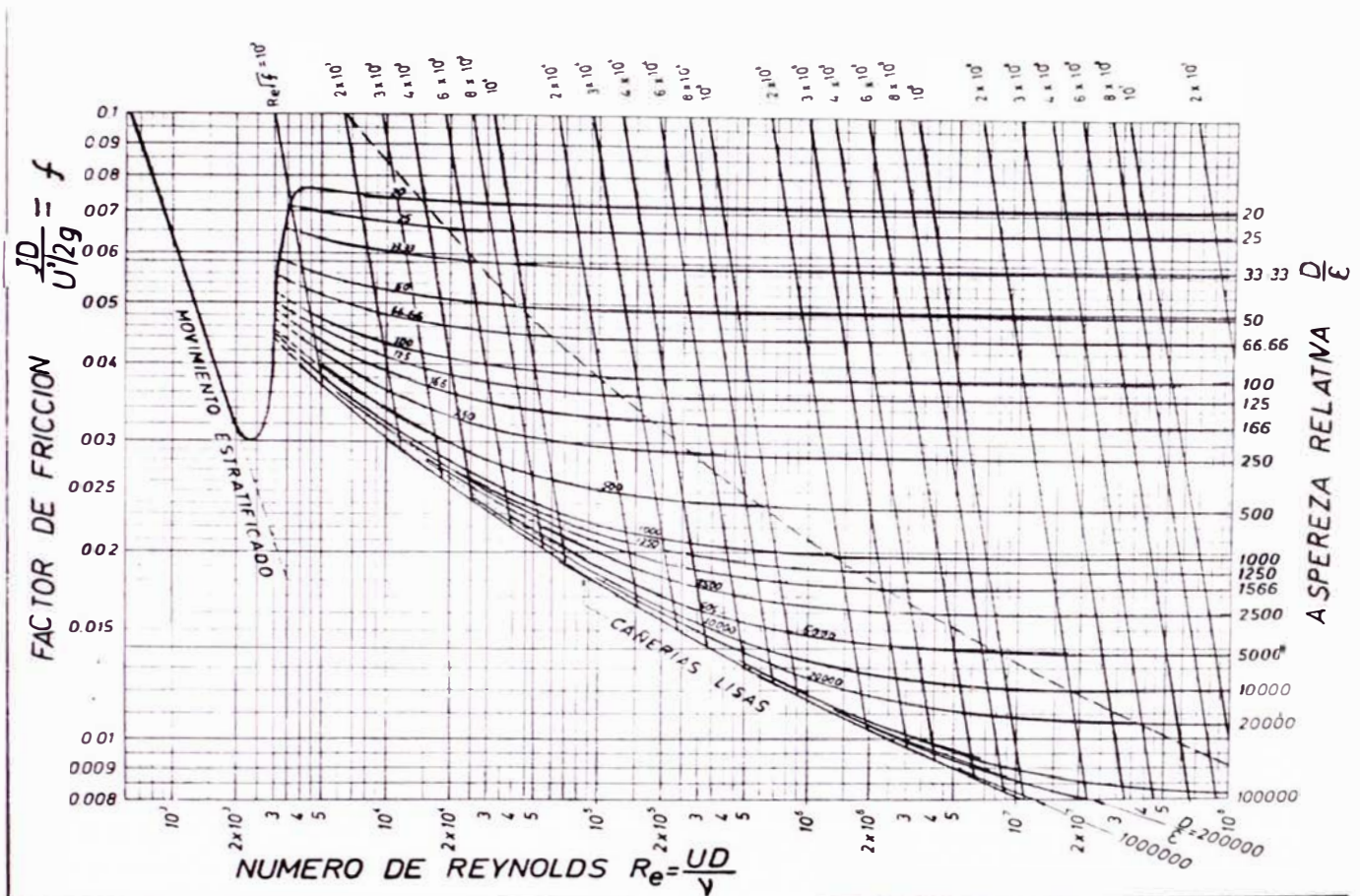
El problema para determinar la pérdida de carga, se reduce a encontrar el valor del coeficiente de fricción y la forma en como varía con el escurrimiento.

En cualquier sistema de tuberías existen dos tipos de pérdidas de carga

- Friccionales, regulares o generales: que son producto de la fricción entre el fluido y las paredes, que se manifiestan a lo largo de las tuberías.
- Singulares, menores o locales: que se producen cuando existe algún tipo de singularidad o accidente en el sistema.

Pérdidas por Fricción.

Además del desarrollo analítico mostrado en el acápite anterior, existe un método alternativo para encontrar f, desarrollado por Moody, en base a las experiencias de Nikuradse y ampliando el rango de validez a cañerías existentes y comerciales, el cual graficó la ecuación de Colebrook - White.



Otras formas experimentales para calcular las pérdidas por fricción son llamadas fórmulas exponenciales y que tienen la siguiente forma:

$$V = a D^x J^y$$

Donde: J : gradiente de energía.
 D : diámetro.
 a, x, y : coeficientes empíricos.

1) Blasius obtuvo para tuberías de pared lisa (aluminio, vidrio, cemento asbesto):

$$V = 75 D^{5/7} J^{4/7}$$

2) Hazen - Williams obtuvo para tuberías con pared transicional:

$$V = 0.354 C_H D^{0.63} J^{0.54}$$

Donde: C_H : coeficiente de Hazen Williams, función de la rugosidad de la tubería.



Si se despeja la pérdida de carga, entonces se tendrá:

$$h_f = \frac{10.64 L Q^{1.85}}{C_H^{1.85} D^{4.87}}$$

Valores de C para la fórmula de Hazen-Williams

Tabla 5.1.1. Coeficiente de Hazen y Williams según material

TIPO DE TUBERÍA	C
Asbesto cemento	140
Latón	130 - 140
Ladrillo para alcantarillas	100
Hierro colado	
- Nuevo, sin revestir	130
- Viejo, sin revestir	40 – 120
- Revestido de cemento	130 – 150
- Revestido de esmalte bitumástico	140 – 150
- Cubierto de alquitrán	115 -135
De hormigón o revestido de hormigón	
- Cimbras de acero	140
- Cimbras de madera	120
- Centrifugado	135
Cobre	130 - 140
Manguera de incendio (recubierta de hule)	135
Hierro galvanizado	120
Vidrio	140
Plomo	130 - 140
Plástico	140 - 150
Acero	
- Revestido de alquitrán de hulla	145 – 150
- Nuevo, sin revestir	140 – 150
- Remachado	110
Estaño	130
Barro vidriado	100 - 140

Tabla tomada del libro “Acueductos: Teoría y Diseño” de Freddy Hernán Corcho Romero y José Ignacio Duque Serna. Centro General de Investigaciones. Colección Universidad de Medellín.

3) Manning desarrolló para tuberías de pared rugosa:

$$V = \frac{0.397}{n} D^{2/3} J^{1/2}$$

Donde: n : coeficiente de rugosidad de Manning.

Pérdidas por Singularidades

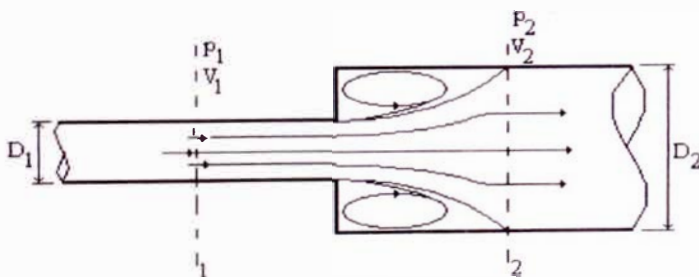
La pérdida que se produce en cualquier singularidad se puede expresar como:

$$h_s = K \frac{V^2}{2g}$$

El coeficiente de pérdida K es prácticamente constante para una geometría de flujo dada, aunque tiende a aumentar cuando aumenta la rugosidad o cuando disminuye el número de Reynolds, pero estas variaciones son de muy poca importancia para flujo turbulento. Básicamente, el valor del coeficiente de pérdida es una función de la geometría del flujo, es decir, por la forma de la obstrucción o del accesorio.

Ensanche brusco.

Sea una tubería de diámetro D_1 que sufre una expansión brusca a una tubería de diámetro D_2 como se muestra en la figura.



Para encontrar la magnitud de la pérdida en la expansión, se deben considerar las siguientes hipótesis:

- La presión en la sección de separación es la misma que en la cañería más pequeña.

- Se desprecian las pérdidas friccionales.

Aplicando la Ecuación de Cantidad de Movimiento:

$$p_1 A_2 - p_2 A_2 = \rho Q (V_2 - V_1)$$
$$\Rightarrow \frac{p_1 - p_2}{\gamma} = \frac{V_2}{g} (V_2 - V_1)$$

Escribiendo el balance de energía y despreciando las pérdidas regulares:

$$z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + h_s$$
$$\Rightarrow h_s = \frac{p_1 - p_2}{\gamma} + \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g}$$

Se obtiene la **Ecuación de Borda**:

$$h_s = \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g}$$

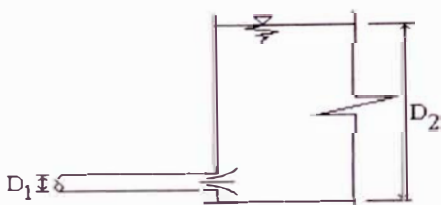
De la Ecuación de Continuidad y Borda se obtiene finalmente:

$$\therefore h_s = \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2 \frac{V_1^2}{2g}$$

Luego, el coeficiente K, que se aplica a la tubería pequeña de diámetro D_1 está dado por:

$$K = \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2 = \left(1 - \frac{D_1^2}{D_2^2}\right)^2$$

Entrada a un Depósito.



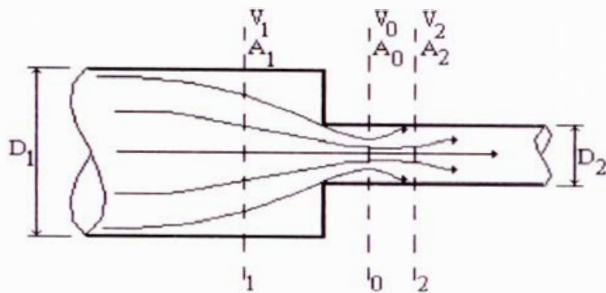
$$D_2 \rightarrow \infty$$

$$K \rightarrow 1$$

Contracción Brusca.

El flujo se caracteriza por la aparición de una vena contracta hacia aguas abajo del estrechamiento, la pérdida no se produce en el estrechamiento, sino que en la expansión.

La conversión de energía de presión en energía cinética es muy eficiente, no así el proceso inverso.



Se tiene que la pérdida entre 1 y 0 es mucho menor que la pérdida entre 0 y 2, luego, aplicando la Ecuación de Borda y Ecuación de Continuidad al sistema de la figura, se tiene:

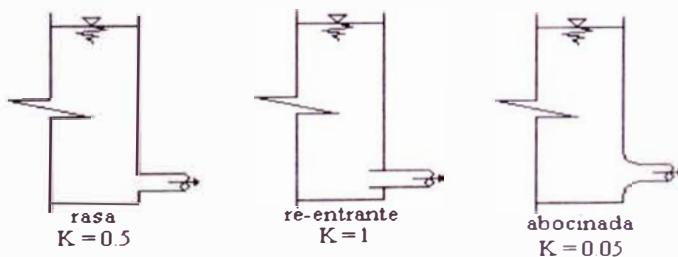
$$K = \left(\frac{1}{C_c} - 1 \right)^2$$

Donde: C_c : coeficiente de contracción y corresponde al área del escurrimiento de la sección "0" dividido por el área de la sección "0".

$$C_c = \frac{A_0}{A_2}$$

Salidas de Estanques.

Los coeficientes de pérdida dependen de la forma de la salida:



Valores de K para contracciones y ensanchamientos

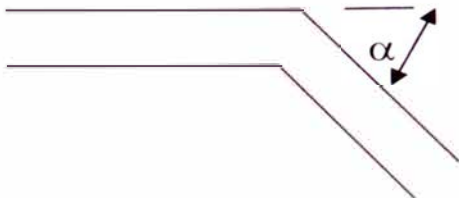
Tabla 5.1.2. Coeficientes de Pérdida por accesorios

CONTRACCIÓN BRUSCA		ENSANCHAMIENTO GRADUAL PARA UN ÁNGULO TOTAL DEL CONO						
d1/d2	Kc	4°	10°	15°	20°	30°	50°	60°
1,2	0,08	0,02	0,04	0,09	0,16	0,25	0,35	0,37
1,4	0,17	0,03	0,06	0,12	0,23	0,36	0,50	0,53
1,6	0,26	0,03	0,07	0,14	0,26	0,42	0,57	0,61
1,8	0,34	0,04	0,07	0,15	0,28	0,44	0,61	0,65
2,0	0,37	0,04	0,07	0,16	0,29	0,46	0,63	0,68
2,5	0,41	0,04	0,08	0,16	0,30	0,48	0,65	0,70
3,0	0,43	0,04	0,08	0,16	0,31	0,48	0,66	0,71
4,0	0,45	0,04	0,08	0,16	0,31	0,49	0,67	0,72
5,0	0,46	0,04	0,08	0,16	0,31	0,50	0,67	0,72

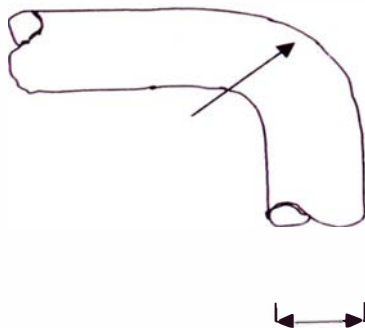
Tabla tomada del libro "Mecánica de los fluidos e hidráulica" de Ronald V. Giles.
Ediciones McGRAW-HILL

Codos.

Curva rectas y angulosas.



α	K
90°	1.75 – 1.30
60°	0.45
45°	0.35
30°	0.07



R/D	K
0.5	1
1	0.5
2.5	0.3
5	0.2
10	0.2

D



Válvulas.

TIPO	K
Globo	6 – 10
Compuerta	0.2
Mariposa	0.15 – 0.50

Pérdidas de carga en accesorios

(Subíndice 1 = aguas arriba y subíndice 2 = aguas abajo)

Tabla 5.1.3. Pérdidas de carga media según accesorio

ACCESORIOS	PÉRDIDAS DE CARGA MEDIA
1- De depósito a tubería. Pérdida de entrada.	
Conexión a ras de la pared	$0,50 \frac{V_2^2}{2g}$
Tubería entrante	$1,00 \frac{V_2^2}{2g}$
Conexión abocinada	$0,50 \frac{V_2^2}{2g}$
2 - De tubería a depósito. Pérdida a la salida.	$1,00 \frac{V_1^2}{2g}$
3 - Ensanchamiento brusco	$\frac{(V_1 - V_2)^2}{2g}$
4 – Ensanchamiento gradual (véase tabla 4.4)	$K \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g}$
5 – Venturímetros, boquillas y orificios	$(\frac{1}{C_v^2} - 1) \frac{V_2^2}{2g}$

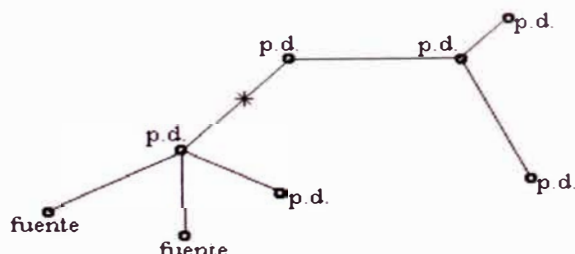
ACCESORIOS	PÉRDIDAS DE CARGA MEDIA
6 – Contracción brusca (véase tabla 4.4)	$K_c \frac{V^2}{2g}$
7 – Codos, accesorios, válvulas Algunos valores corrientes de K son: 45°, codo 0,35 a 0,45 90°, codo 0,50 a 0,75 Tes 1,50 a 2,00 Válvulas de compuerta (abierta) Aprox. 0,25 Válvulas de control (abierta) Aprox. 3,0	$K \frac{V^2}{2g}$

Tabla tomada del libro "Mecánica de los fluidos e hidráulica" de Ronald V. Giles. Ediciones McGRAW-HILL

redes

Las redes son un conjunto de tuberías unidas entre sí y que tienen por objeto transportar un fluido desde uno o más orígenes hasta uno o más destinos. Existen diversos tipos de redes:

Redes abiertas.

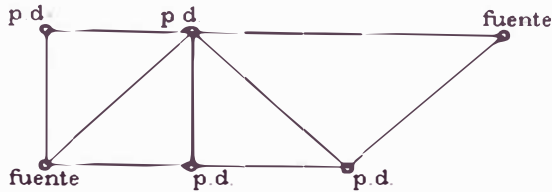


Este tipo de sistema es muy económico, se ahorra en cantidad de tubería para poder llegar a todos los puntos de demanda, pero a la vez tienen una gran

desventaja: es poco seguro, ya que si la red se corta, por ejemplo en *, se produce un problema de abastecimiento en el tramo posterior.

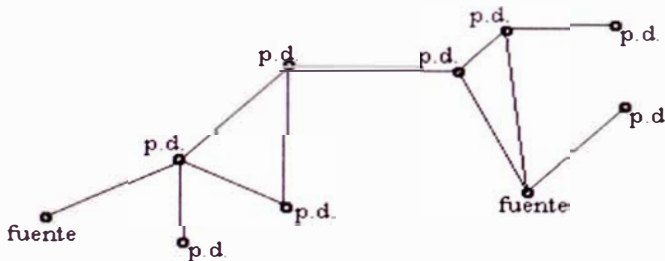
Este tipo de red se utiliza frecuentemente para abastecer lugares lejos de la(s) fuente(s).

Redes cerradas.



Este tipo de red, si bien es menos económica que la red abierta, presenta una ventaja muy importante, su seguridad, se puede aislar un sector, o circuito interno, sin dejar sin agua el resto del sistema.

Redes mixtas.



Es un sistema que conecta o reúne, sistemas abiertos y cerrados.

En general, para el abastecimiento de agua se utilizan mallas cerradas. Un diseño eficaz de una red de agua debe considerar múltiples factores, como caudal a transportar, presiones adecuadas y diámetros mínimos. A continuación se enumeran la consideraciones de diseño más importantes:

- Demanda de agua = f (cantidad de población, tipo de industrias)
- Dotación para el consumo doméstico: entre 200 y 300 l/hab/día.
- Rango óptimo de alturas de presión en zonas residenciales: 28 - 35 mca.
- Límites de presión en hogares: mínima: 20mca.
máxima: 60 mca.

- Rango óptimo de velocidades: 0.6 m/s - 1.2 m/s.
- Altura de presión mínima en grifos de bomberos: 20 mca.
- Altura de presión mínima en unión domiciliaria: 4 mca.
- Tuberías comerciales de 75 mm de diámetro o más: 75 - 100 - 125 - 150 - 200 - 250 - 300 - 350.

Métodos de Resolución de Redes.

Redes abiertas.

- No existe un método especial, dado que se conocen las demandas de agua.
- Dada una cierta geometría, se deben calcular las presiones en los nodos
- Dadas estas presiones requeridas en los nodos, se debe diseñar la red

Redes cerradas.

- Se emplea generalmente el método de Hardy - Cross, el cual es un método iterativo, para una solución factible inicial.

Para cada tubería, siempre existe una relación entre la pérdida de carga y el caudal, de la forma:

$$h_f = r Q^m$$

Donde:

m: depende de la expresión utilizada para determinar la pérdida de carga.

r: depende de la fórmula para expresar la pérdida de carga y de las características de la tubería, asociadas a pérdidas de carga singulares y generales.

Método de Hardy - Cross.

Las condiciones hidráulicas básicas en la aplicación del método de Cross son:

- 1) Por continuidad de gastos, la suma algebraica de los flujos de las tuberías que se reúnen en un nodo es cero.

$$\sum Q_i = 0$$

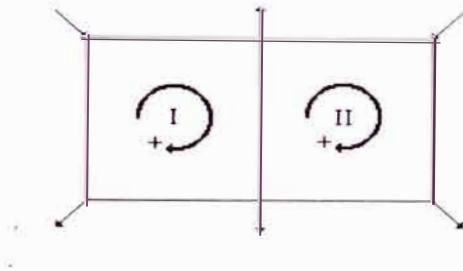
- 2) Por continuidad de energía, la suma algebraica de todas las pérdidas de energía en cualquier circuito cerrado o malla dentro del sistema, es cero.

$$\sum h_f = 0$$

Suponiendo conocidas las características de la red (D, L, material), los caudales entrantes al sistema y los caudales salientes de él, entonces lo que se requiere conocer son los caudales que circulan por cada una de la tuberías de la malla.

Procedimiento:

Dada una malla cerrada, como la que se muestra en la figura:



- 1) Dividir la red cerrada en un número tal de circuitos cerrados que asegure que cada tubería está incluida, al menos, en un circuito.
- 2) Conocidos los caudales que entran y salen, atribuir caudales hipotéticos Q_a a las diversas tuberías del sistema, de tal manera que se cumpla la ecuación de continuidad.
- 3) Calcular el valor de pérdida de carga en cada tubería de acuerdo a Hazen y Williams.
- 4) Determinar la suma algebraica de las pérdidas de carga en cada circuito y verificar si se cumple (3.4). Por lo general, en las primeras iteraciones esto no se cumple.
- 5) Determinar el valor:

$$m \sum \left| \frac{h_{fa}}{Q_a} \right|$$

para cada circuito cerrado.

- 6) Determinar el caudal de corrección, ΔQ , que se debe aplicar a cada flujo supuesto en los circuitos. Se tiene que:

$$\begin{aligned}h_f &= r Q^m = r (Q_a + \Delta Q)^m \\&= r Q_a^m \left(1 + \frac{\Delta Q}{Q_a} \right)^m \\&= r Q_a^m \left[1 + m \frac{\Delta Q}{Q_a} + \frac{m(m-1)}{1.2} \left(\frac{\Delta Q}{Q_a} \right)^2 + \dots \right] \\h_f &= r Q_a^m + m r \Delta Q Q_a^{m-1}\end{aligned}$$

Para un circuito:

$$\begin{aligned}\sum h_f &= \sum r Q_a^m + m \Delta Q \sum r Q_a^{m-1} \\ \Rightarrow m \Delta Q \sum r Q_a^{m-1} &= - \sum r Q_a^m\end{aligned}$$

$$\therefore \Delta Q = - \frac{\sum h_{fa}}{m \sum \left| \frac{h_{fa}}{Q_a} \right|}$$

7) Corregir los gastos con:

$$Q = Q_a + \Delta Q$$

Notar que para una tubería que forma parte de 2 mallas, se corrige por los dos circuitos.

8) Repetir el proceso hasta obtener una convergencia adecuada.

Otros métodos de análisis:

- Balance de Ecuación de Nudo: MET. DE CORNISH

$$\Delta h = -n \frac{\sum Q - q}{\sum \frac{Q}{h}}$$

- Balance Ecs. Nudo y Circuito: MET. DE NEWTON-RAPHSON (Mc Ilroy)
- Balance Ecs. Nudo y Circuito: MET. DE LA TEORIA LINEAL (D. Wood)
- Balance Ecs. Nudo y Circuito: MET. DEL GRADIENTE HIDRAULICO (Ezio Todini & Enda O'Connell)

OPTIMIZACION DE REDES HIDRAULICAS CERRADAS

Inicialmente desarrollado para sistemas de riego a presión, Wu demostró que en una serie de n tuberías con caudales laterales al final de cada una de ellas el costo es mínimo cuando la línea de gradiente hidráulica forma una curva cóncava hacia arriba con una flecha del 15% en el centro con respecto a la línea recta que une las cargas de energía al inicial y al final de la serie.

Diseño de la red, optimización, calibración de la red existente y la generación de reglas de operación necesarias para el control en tiempo real de la distribución de agua potable.

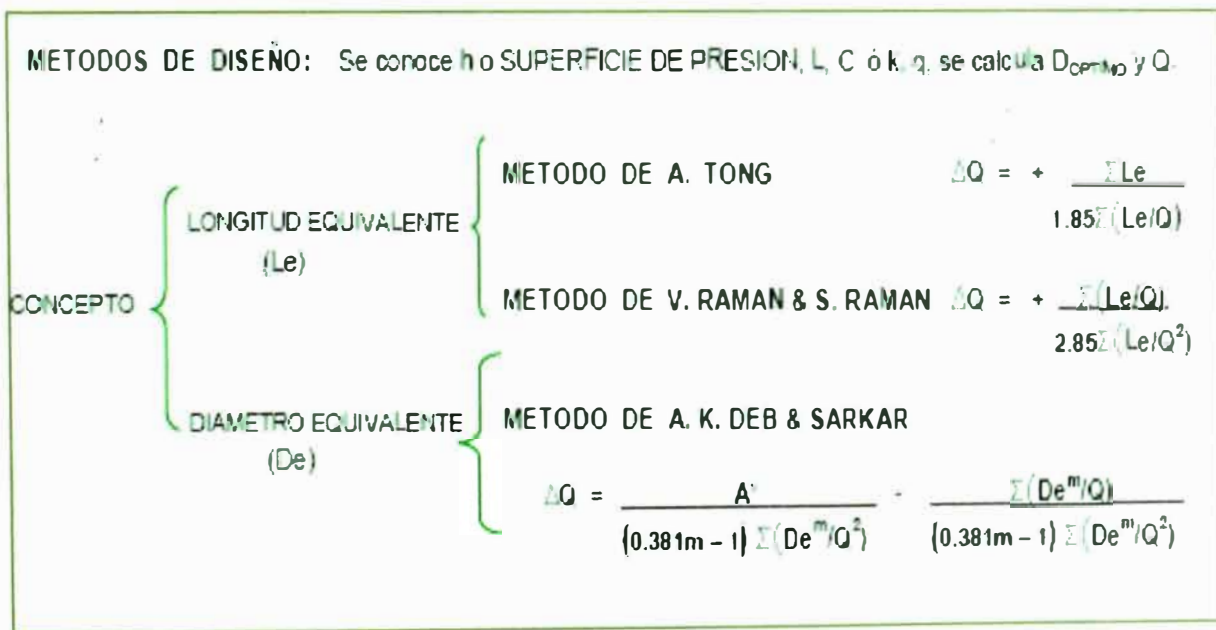


Gráfico 5.1.1. Algoritmo para la optimización de redes cerradas

5.2. Trazado de la Red

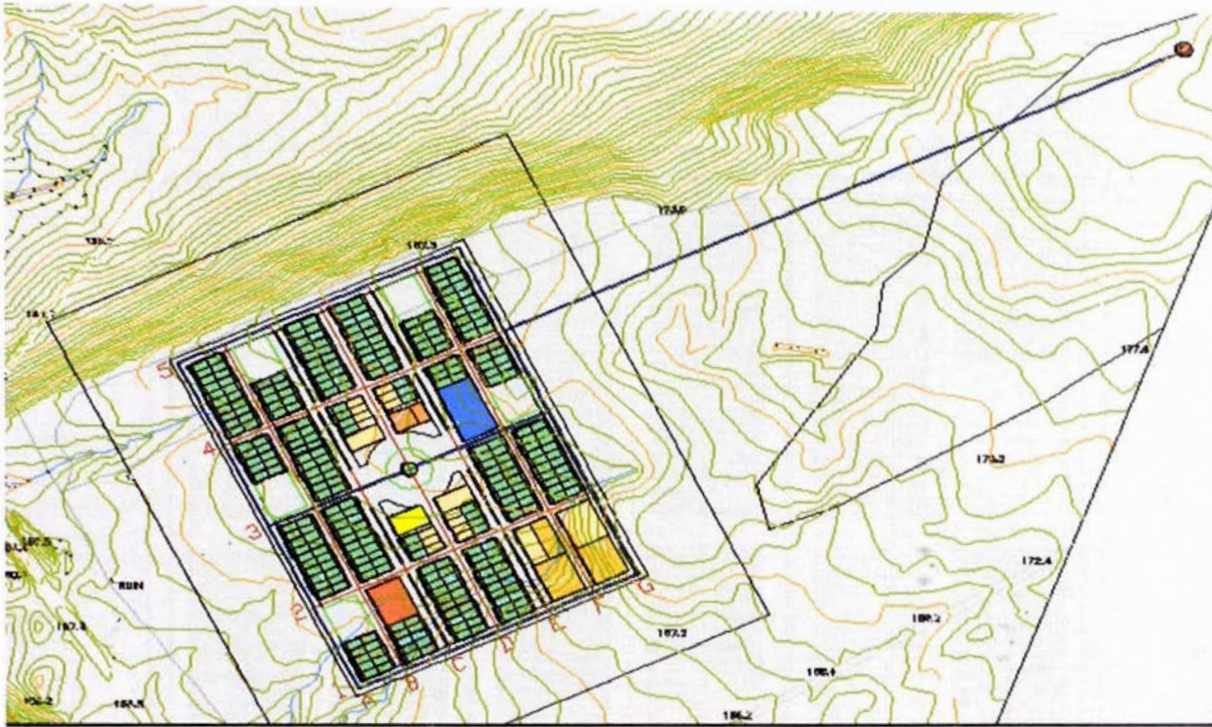
Descripción: La red propuesta consta de dos circuitos, compuestas de cinco y cuatro tuberías respectivamente, las mismas que siguen las calles longitudinales "G" y "A", así como las calles transversales "5", "3" y "1". En el gráfico 5.2.1. se puede apreciar la disposición de los circuitos con sus respectivas tuberías.

En la tabla 5.2.1. podemos apreciar las longitudes propias de las tuberías, así como las longitudes de las tuberías secundarias alimentadas y los respectivos caudales demandados.

Tabla 5.2.1. Listado de Tuberías de la Red de Abastecimiento

TRAMO	Longitud Propia (m)	Longitud Alimentada (m)	Longitud Total (m)	Caudal (m³/s)
G4-G3	112.00	134.25	246.25	0.86
G3-A3	337.00	1120.00	1457.00	5.09
A3-A5	225.50	268.50	494.00	1.72
A5-G5	337.00	567.50	904.50	3.16
G5-G4	113.50	134.25	247.75	0.86
G3-G1	225.50	268.50	494.00	1.72
G1-A1	337.00	1067.50	1404.50	4.90
A1-A3	225.50	268.50	494.00	1.72
TOTAL	1913.00	3829.00	5742.00	20.04

Gráfico 5.2.1. Ubicación de la Red de Distribución de Agua Potable.



Las tuberías que conforman la red de abastecimiento de agua potable serán de PVC (C=150), debido al alto nivel de sulfatos presentes en el terreno de cimentación.

Gráfico 5.2.2.A. Trazado de la Red de Agua Potable

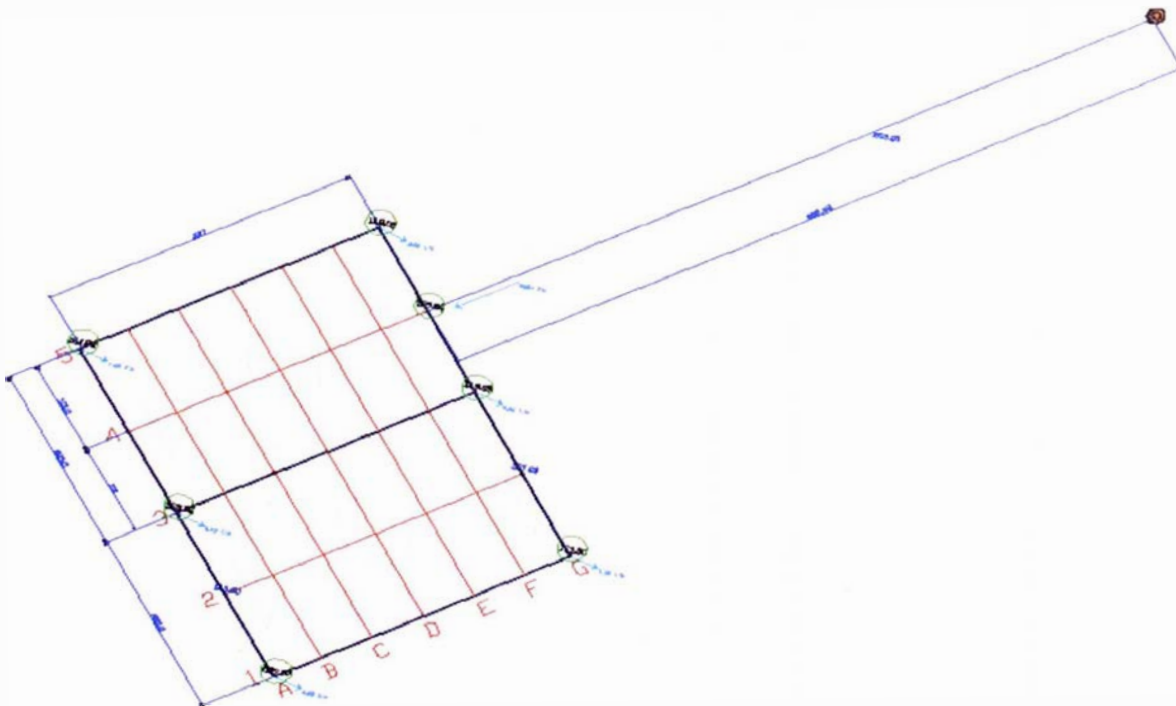




Gráfico 5.2.2.B. Trazado de la Red de Agua Potable sobre la Habilitación Urbana Proyectada

5.3. Cálculo Hidráulico de la Red

Para determinar el caudal de diseño de las tuberías se compararon tres alternativas:

- La primera, consideraba transportar el caudal máximo diario, mas un caudal industrial de 2.4 l/s, para abastecer a las tres industrias livianas y un caudal de incendio de 5.0 l/s para abastecer a un grifo contra incendios en caso de un siniestro.
- La segunda, consideraba transportar el caudal máximo horario junto a los 2.4 l/s, necesarios para abastecer la pequeña industria proyectada.
- La tercera alternativa, consideraba transportar el caudal máximo horario, junto con el caudal industrial (2.4 l/s) y el caudal contra incendios (5.0 l/s).

Finalmente se consideró diseñar la red de abastecimiento de agua para la mayor demanda, dada por la tercera alternativa. En el cuadro 5.3.1. podemos apreciar las alternativas con sus respectivos caudales de demanda.

Tabla 5.3.1. Caudal elegido para el diseño de la red de abastecimiento de agua.

Alternativa	CMD (l/s)	CMH (l/s)	Caudal Industrial (l/s)	Caudal de Incendio (l/s)	Caudal Diseño (l/s)
1.00	6.32	0.00	2.40	5.00	13.72
2.00	0.00	12.64	2.40	0.00	15.04
3.00	0.00	12.64	2.40	5.00	20.04
Elegido	0.00	12.64	2.40	5.00	20.04

De acuerdo a la demanda de las tuberías de la red (ver tabla 5.3.1) se pueden determinar los caudales demandados en los nudos de la red. En la tabla 5.3.2. se puede apreciar a distribución del caudal demandado distribuido en los nudos correspondientes.

Tabla 5.3.2. Caudal demandado por nudo.

Nudo	Caudal Demandado (l/s)
A1	6.63
A3	5.09
A5	4.88
G1	1.72
G3	0.86
G4	0.00
G5	0.86
TOTAL	20.04

Para realizar el predimensionamiento de la red se utilizará el método de A. Tong y colaboradores. En la tabla 5.3.3. se observan los diámetros matemáticos y los comerciales (elegidos), así como los caudales y velocidades hallados con los diámetros comerciales.

Tabla 5.3.3. Resultados del cálculo hidráulico mediante el método de A. Tong

D TEORICO (plg)	D COMERCIAL (plg)	CAUDAL Final Q (l/s)	VELOCIDAD (m/s)	TUBERIA
5.18	4.00	10.77	1.33	G4-G3
2.85	3.00	5.17	1.13	G3-A3
3.01	3.00	2.55	0.56	A3-A5
3.28	3.00	7.43	1.63	A5-G5
5.00	4.00	9.79	1.21	G5-G4
D TEORICO (plg)	D COMERCIAL (plg)	CAUDAL Final Q (l/s)	VELOCIDAD (m/s)	TUBERIA
3.54	4.00	5.73	0.71	G3-G1
2.32	3.00	4.01	0.88	G1-A1
2.42	3.00	2.62	0.57	A1-A3
2.85	3.00	5.17	1.13	A3-G3

Para efectos de comprobación se utilizarán los diámetros calculados mediante el método de Tong, para realizar el cálculo de la red mediante el método de Hardy Cross, en la tabla 5.3.4. se observan los cálculos iterativos realizados con este método.

Entre el reservorio y el nudo de "G4" por el que ingresarán los 20.04 l/s demandados por la habilitación, se tienen la tubería de impulsión de 822.65 m. de longitud, que tendrá un diámetro de 6"; luego aplicando la fórmula de Hazen y Williams para la caída de presión, se tendrá en el punto "G4" un presión de 25m de altura de agua transmitida por el reservorio elevado que se encuentra en la Cota 185.50 con una altura de agua de 14.60m.

Después de la última iteración se pueden apreciar los resultados en la tabla 5.3.4. tanto para los caudales y velocidades, como para las presiones y pérdidas de cargas para cada tubería.

Tabla 5.3.4. Resultados del cálculo hidráulico mediante el método de Hardy Cross

TRAMO	L (m)	D (")	Q (l/s)	V (m/s)	H (m)	Elevación	Piezométrica	Presión (m)
						Nudo Final (m)	Nudo Final (m)	
G4-G3	112.00	4.00	11.228	1.385	1.878	169.00	192.62	23.62
G3-A3	337.00	3.00	5.691	1.248	6.518	162.00	186.11	24.11
A3-A5	225.50	3.00	2.092	0.459	0.684	161.00	186.79	25.79
A5-G5	337.00	3.00	6.972	1.529	9.494	168.00	196.28	28.28
G5-G4	113.50	4.00	7.832	0.966	0.977	169.50	197.26	27.76
G3-G1	225.50	4.00	5.657	0.698	1.063	171.00	191.56	20.56
G1-A1	337.00	3.00	3.937	0.863	3.295	159.00	188.27	29.27
A1-A3	225.50	3.00	2.693	0.590	1.091	162.00	189.36	27.36

Con el objetivo de exponer y discutir los resultados obtenidos mediante tres métodos se ha procesado la misma red utilizando el programa LOOP del Banco Mundial. Los resultados obtenidos por dicho programa se muestran en la tabla 5.3.5.

Tabla 5.3.5. Resultados del cálculo hidráulico mediante el programa LOOP

TRAMO	L (m)	D (")	Q (l/s)	V (m/s)	H (m)	Elevación	Piezométrica	Presión (m)
						Nudo Final (m)	Nudo Final (m)	
G4-G3	112.00	4.00	13.040	1.610	2.510	169.00	191.99	22.99
G3-A3	337.00	3.00	5.490	1.200	6.190	162.00	185.80	23.80
A3-A5	225.50	3.00	1.260	0.280	0.270	161.00	186.07	25.07
A5-G5	337.00	3.00	6.140	1.350	7.620	168.00	193.69	25.69
G5-G4	113.50	4.00	7.000	0.860	0.810	169.50	194.50	25.00
G3-G1	225.50	4.00	6.690	0.830	1.470	171.00	190.52	19.52
G1-A1	337.00	3.00	4.970	1.090	5.160	159.00	185.36	26.36
A1-A3	225.50	3.00	1.660	0.360	0.450	162.00	185.81	23.81

Comparación de Caudales

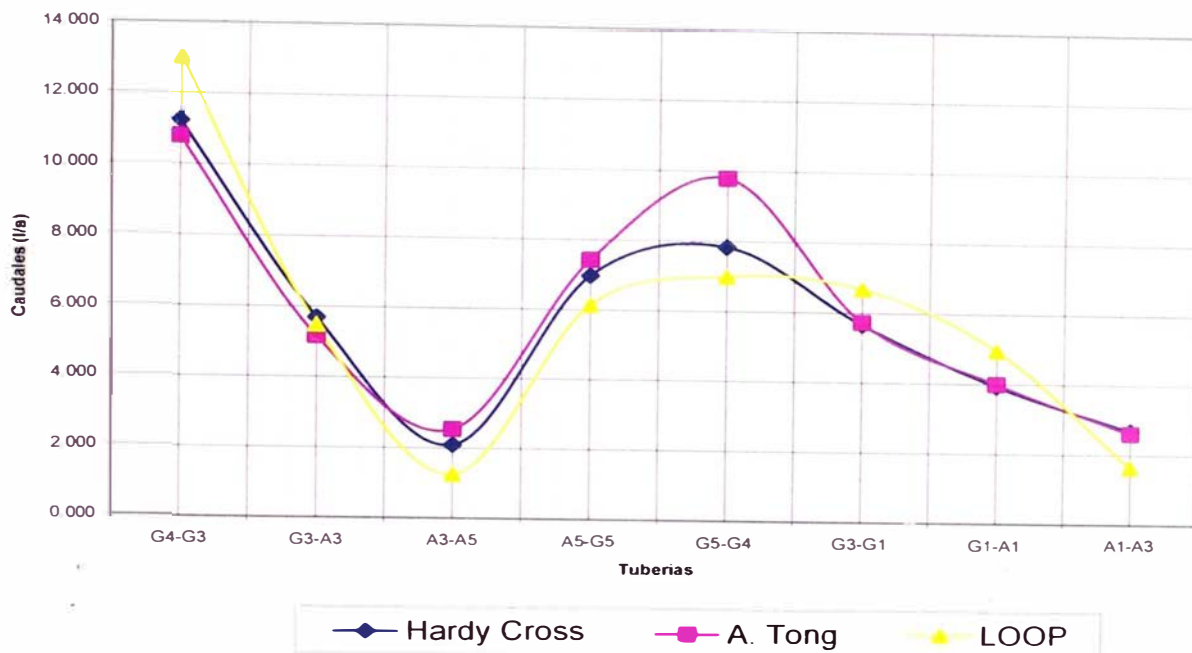


Gráfico 5.3.1. Comparación de Caudales obtenidos entre los tres métodos utilizados para el cálculo hidráulico.

Comparación de Presiones

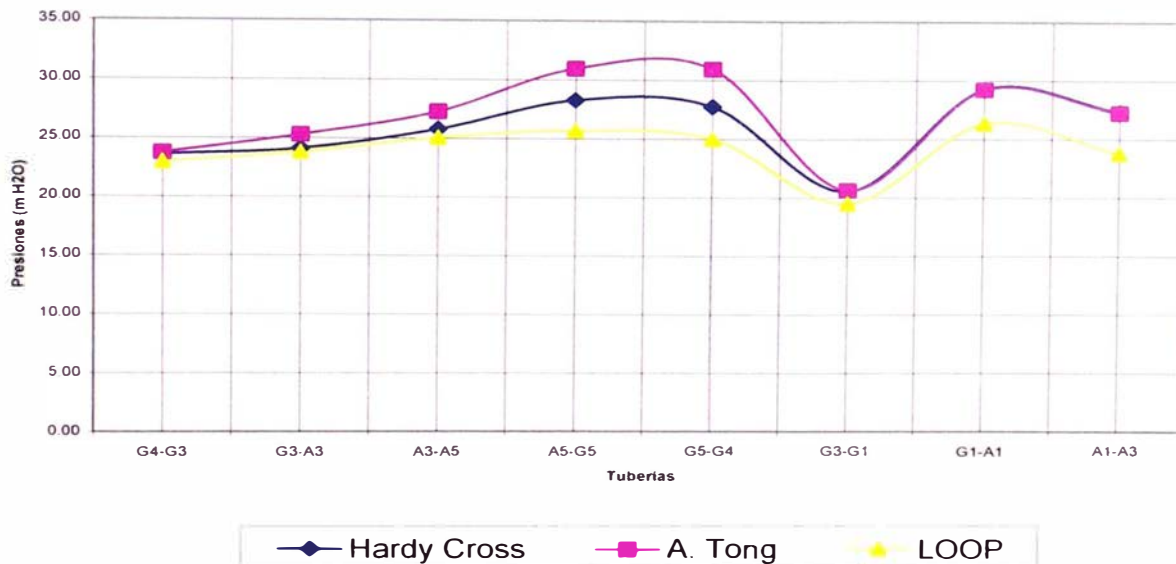


Gráfico 5.3.2. Comparación de Presiones obtenidas entre los tres métodos utilizados para el cálculo hidráulico.

Comparación de Caudales

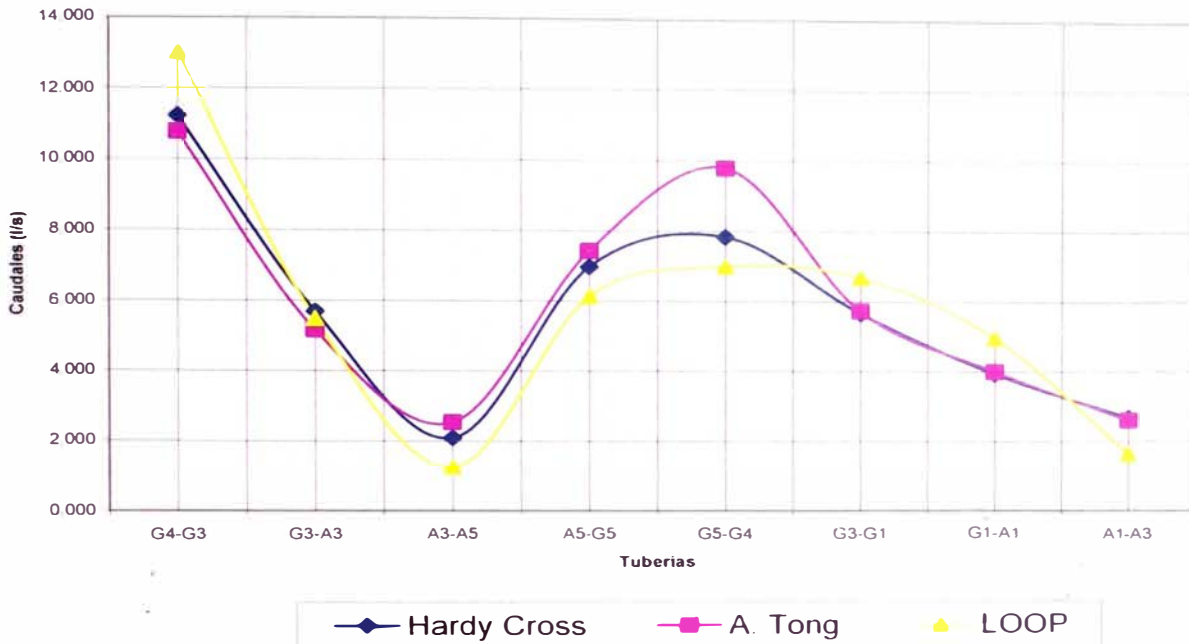


Gráfico 5.3.1. Comparación de Caudales obtenidos entre los tres métodos utilizados para el cálculo hidráulico.

Comparación de Presiones

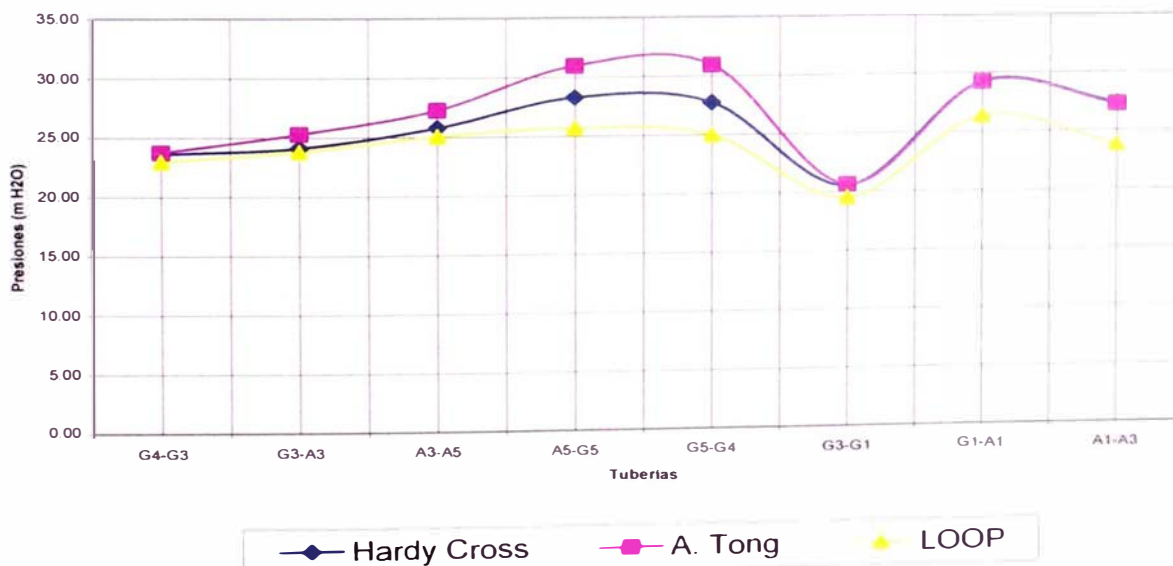


Gráfico 5.3.2. Comparación de Presiones obtenidas entre los tres métodos utilizados para el cálculo hidráulico.

Comparación de Velocidades

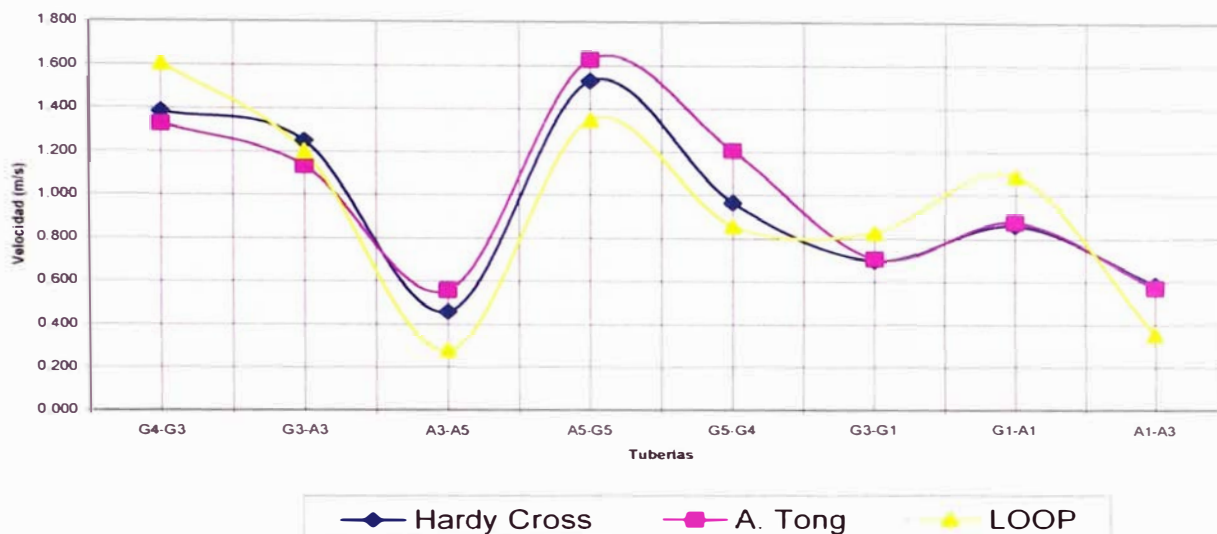


Gráfico 5.3.3. Comparación de Velocidades obtenidas entre los tres métodos utilizados para el cálculo hidráulico.

Comparación de Caídas de Presión

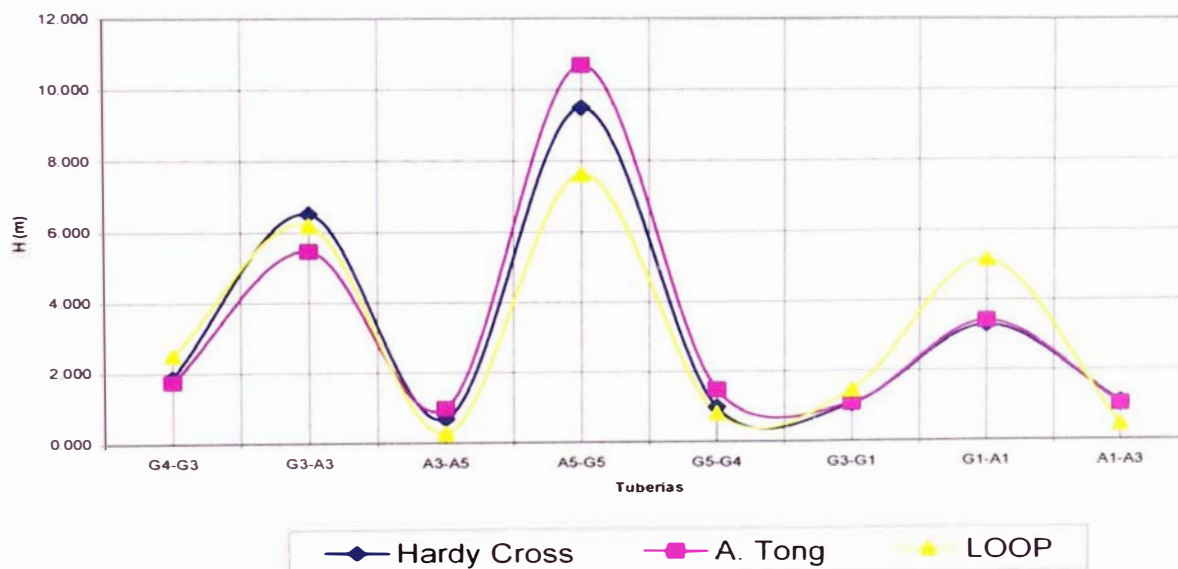


Gráfico 5.3.4. Comparación de Caídas de presión obtenidas entre los tres métodos utilizados para el cálculo hidráulico.

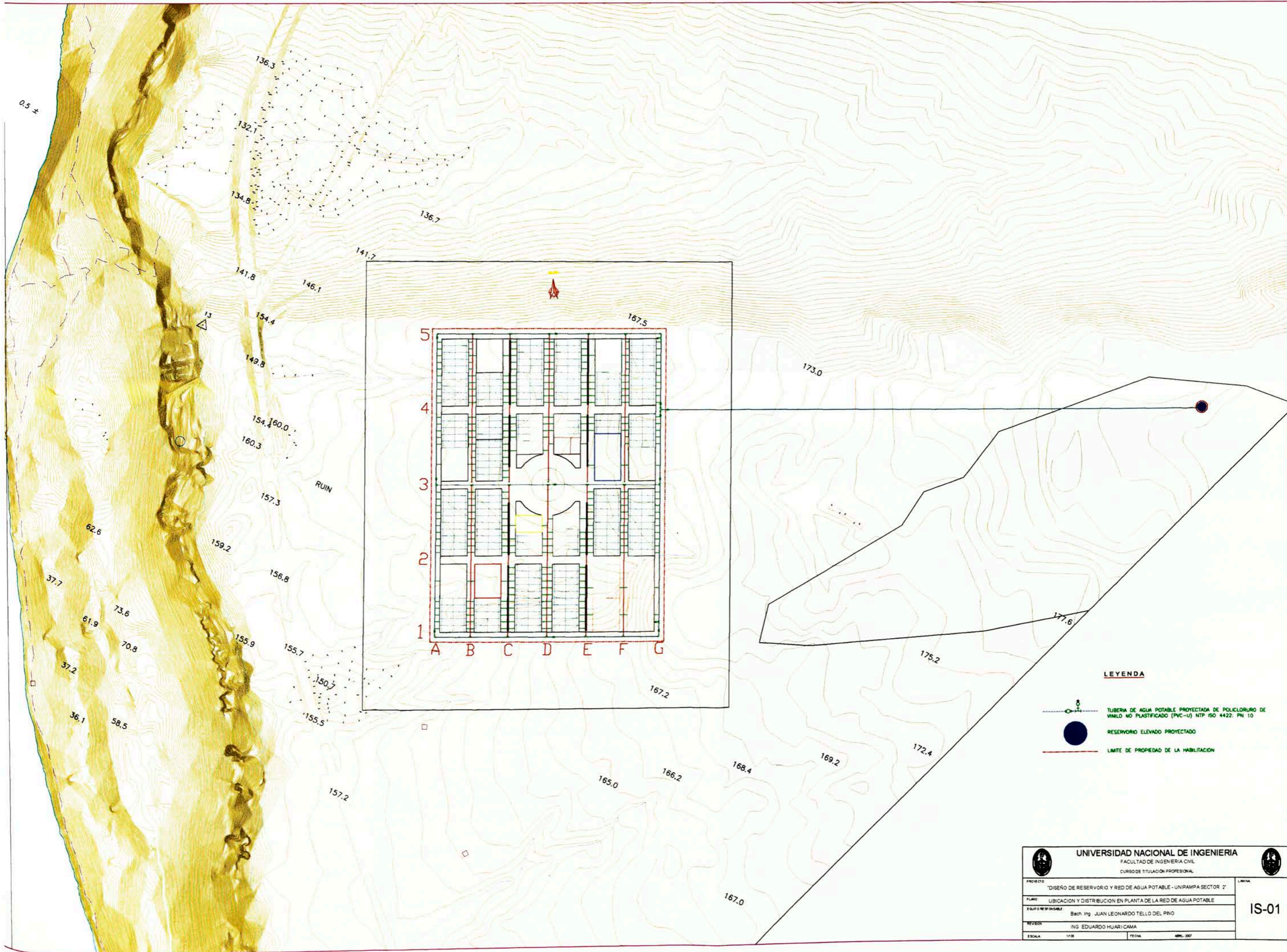


5.4. Planos de la Red




A continuación se muestran los planos que resumen el diseño de la red de abastecimiento de agua potable, de acuerdo al siguiente listado:



- Plano de Ubicación y distribución en Planta (IS-01)
- Esquema de Trazado de la Red (IS-02)
- Plano de Red de Agua Potable (IS-03)
- Plano de Conexiones Domiciliarias (IS-04)
- Esquema de Accesorios (IS-05)

Estos planos están a una escala justificada para un formato A3, por favor sírvase ver los planos en su escala correspondiente al final del presente informe.

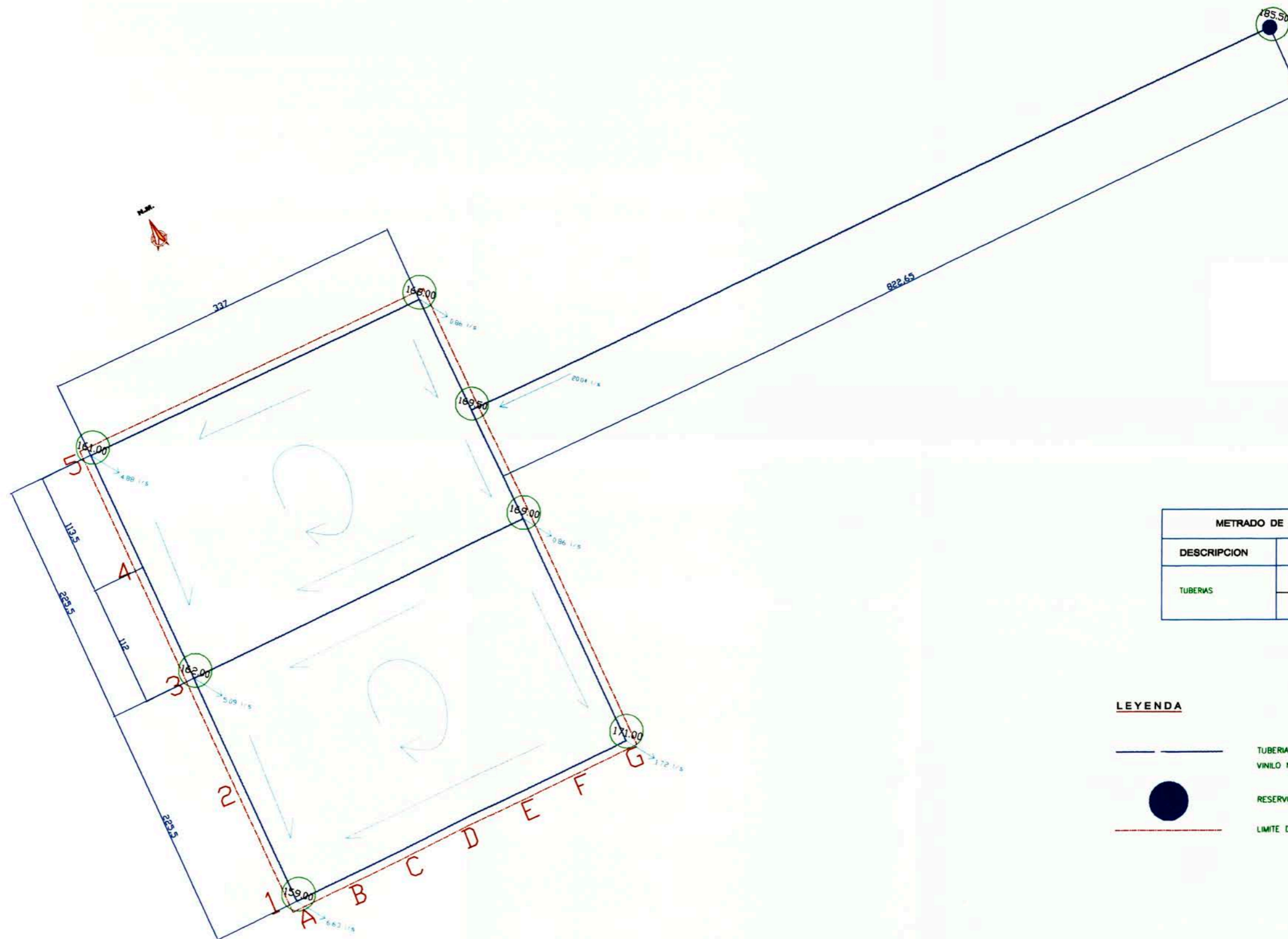


LEYENDA

-  LIMITE DE PROPIEDAD DE LA HABILITACION
-  RESERVOIRO ELEVADO PROYECTADO
-  TUBERIA DE AGUA POTABLE PROYECTADA DE POLICLORURO DE VINILO NO PLASTIFICADO (PVC-U) NTP ISO 4422. PN 10

 UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL CURSO DE TITULACION PROFESIONAL		
PROYECTO	"DISEÑO DE RESERVOIRO Y RED DE AGUA POTABLE - UNIPAMPA SECTOR 2"	
PLANO	UBICACION Y DISTRIBUCION EN PLANTA DE LA RED DE AGUA POTABLE	
EQUIPO RESPONSABLE	Bach Ing. JUAN LEONARDO TELLO DEL PINO	
REVISOR	ING. EDUARDO HUARI CAMA	
ESCALA	1:100	FECHA: ABRIL 2007

IS-01



METRADO DE TUBERIAS DE RED PRINCIPAL

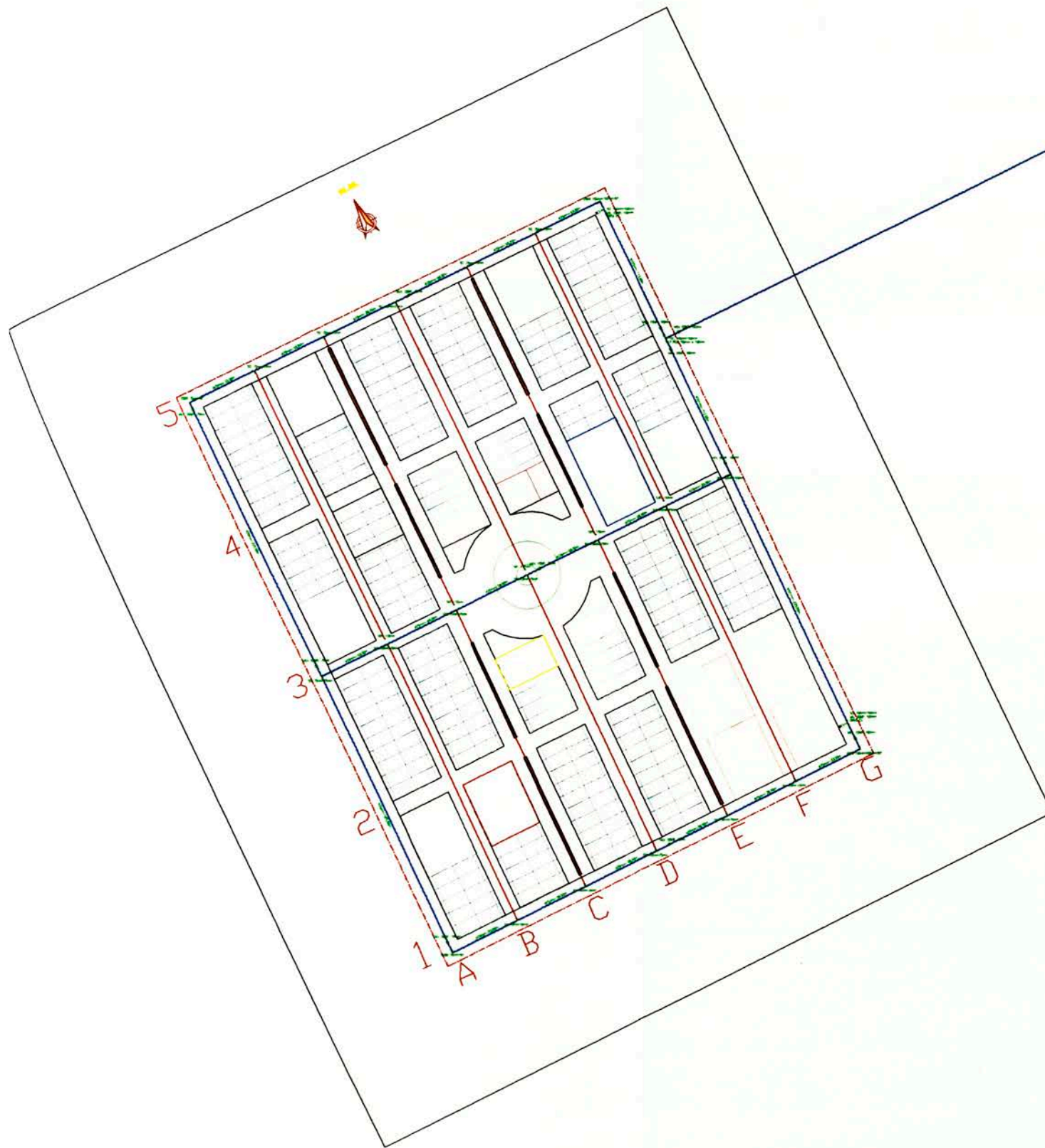
DESCRIPCION	DIAMETRO	CANTIDAD
TUBERIAS	100mm (4")	451.00 m
	75mm (3")	1462.00 m

LEYENDA

- TUBERIA DE AGUA POTABLE PROYECTADA DE POLICLORURO DE VINILO NO PLASTIFICADO (PVC-U) NTP ISO 4422: PN 10
- RESERVORIO ELEVADO PROYECTADO
- LIMITE DE PROPIEDAD DE LA HABILITACION

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL CURSO DE TITULACIÓN PROFESIONAL		
PROYECTO	DISEÑO DE RESERVORIO Y RED DE AGUA POTABLE - UNIPAMPA SECTOR 2'	
PLANO	ESQUEMA DE TRAZADO DE LA RED DE AGUA POTABLE	
EQUIPO RESPONSABLE	Bach. Ing. JUAN LEONARDO TELLO DEL PINO	
REVISOR	ING. EDUARDO HUJARICAMA	
ESCALA	1:2000	FECHA: ABRIL 2007




IS-02





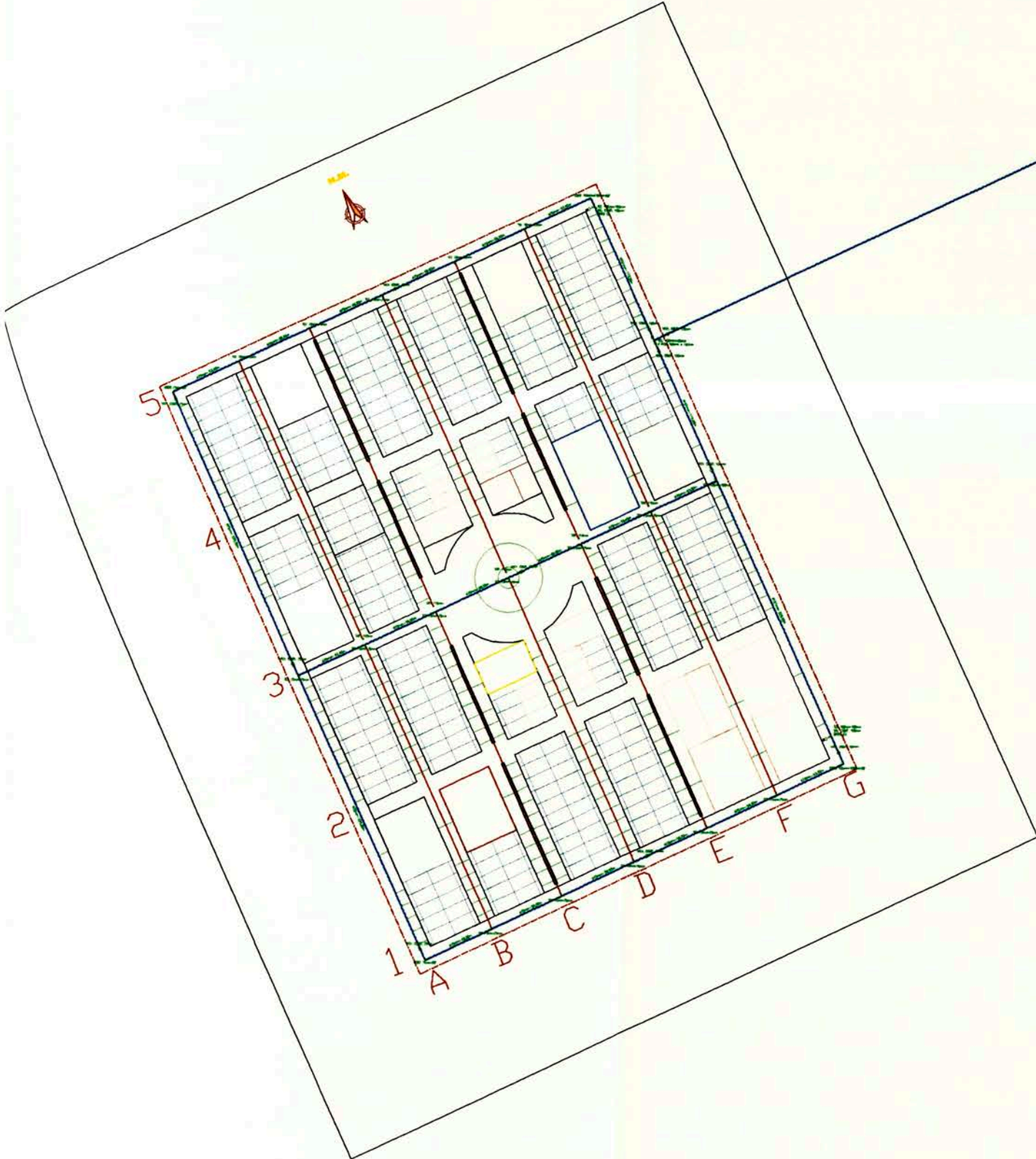
NORMAS TECNICAS	
DESCRIPCION	NORMA
1. TUBERIA DE POLICLORURO DE VINILO NO PLASTIFICADO PVC-U Y ACCESORIOS - TUBERIAS Y ACCESORIOS - TIPO DE UNION - LOS ACCESORIOS SERAN DEL TIPO INYECTADOS	NTP ISO-4422: 1997 PARA >= DN 83mm. HASTA DN < 83mm DEL ESPECIFICACIONES DE SEDAPAL HASTA 83mm DN, CON ANILLO ELASTOMERICO NORMA ISO 4633 O MEDIANTE CEMENTO DISOLVENTE LA NTP 399.090 MAYORES A 83mm DN ANILLO ELASTOMERICO NORMA ISO-4633
2. VALVULAS DE FIERRO FUNDIDO	ESPECIF. TECNICAS DE SEDAPAL R.G.G. 059-96. BASADAS EN LA NTP-ISO 7250
3. ACCESORIOS DE FIERRO FUNDIDO ORS	NTP 350.104: 1997 FIERRO FUNDIDO LAMINAR
4. FIERRO GALVANIZADO	NTP ISO 49: 1997
5. ANILLOS DE CAUCHO	NTP ISO 4633: 1999
6. PEGAMENTO PARA UNION DE TUBOS	NTP 399.090
7. ADOPLES FLEXIBLES DE AMPLIO RANGO	ESPEC. TECNICAS DE SEDAPAL R.G.G. 100-200 (BASADAS EN ANS/ANMA C 219)
8. ABRAZADERAS PARA CONEXION DOMICILIARIA	NTP NTP ISO 096: 2001 ABRAZADERAS METALICAS NTP 199.137: 1997 ABRAZADERAS TERMOPLASTICAS NTP 350.106: 1999
9. TAPAS Y MARCOS DE FIERRO PARA CAJA DE VALVULA	NTP 350.107 DE ALEACION DE COBRE ZINC
10. VALVULAS DE PASO CON NIPLE TELESCOPICO Y SALIDA AUXILIAR PARA CONEXION DOMICILIARIA	NTP 379.165: 2001 DE MATERIAL TERMOPLASTICO
11. CAJA PORTA MEDIDOR DE CONCRETO	NTP 334.081: 1999
12. MARCO Y TAPA DE ACERO GALVANIZADO PARA CAJA PORTAMEDIDOR	NTP 350.085: 1997

METRADO DE TUBERIAS DE RED PRINCIPAL		
DESCRIPCION	DIAMETRO	CANTIDAD
TUBERIAS	100mm (4")	451.00 m
	75mm (3")	1462.00 m

LEYENDA

-  TUBERIA DE AGUA POTABLE PROYECTADA DE POLICLORURO DE VINILO NO PLASTIFICADO (PVC-U) NTP ISO 4422: PN 10
-  RESERVORIO ELEVADO PROYECTADO
-  LIMITE DE PROPIEDAD DE LA HABITACION




 UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL CURSO DE TITULACION PROFESIONAL		
PROYECTO	"DISEÑO DE RESERVORIO Y RED DE AGUA POTABLE - UNIPAMPA SECTOR 2"	
PLANO	PLANO DE RED DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE	
EQUIPO RESPONSABLE	Bach. Ing. JUAN LEONARDO TELLO DEL PINO	
REVISOR	ING. EDUARDO HUARI CANA	
ESCALA	1:2000	FECHA: ABRIL 2007
		IS-03





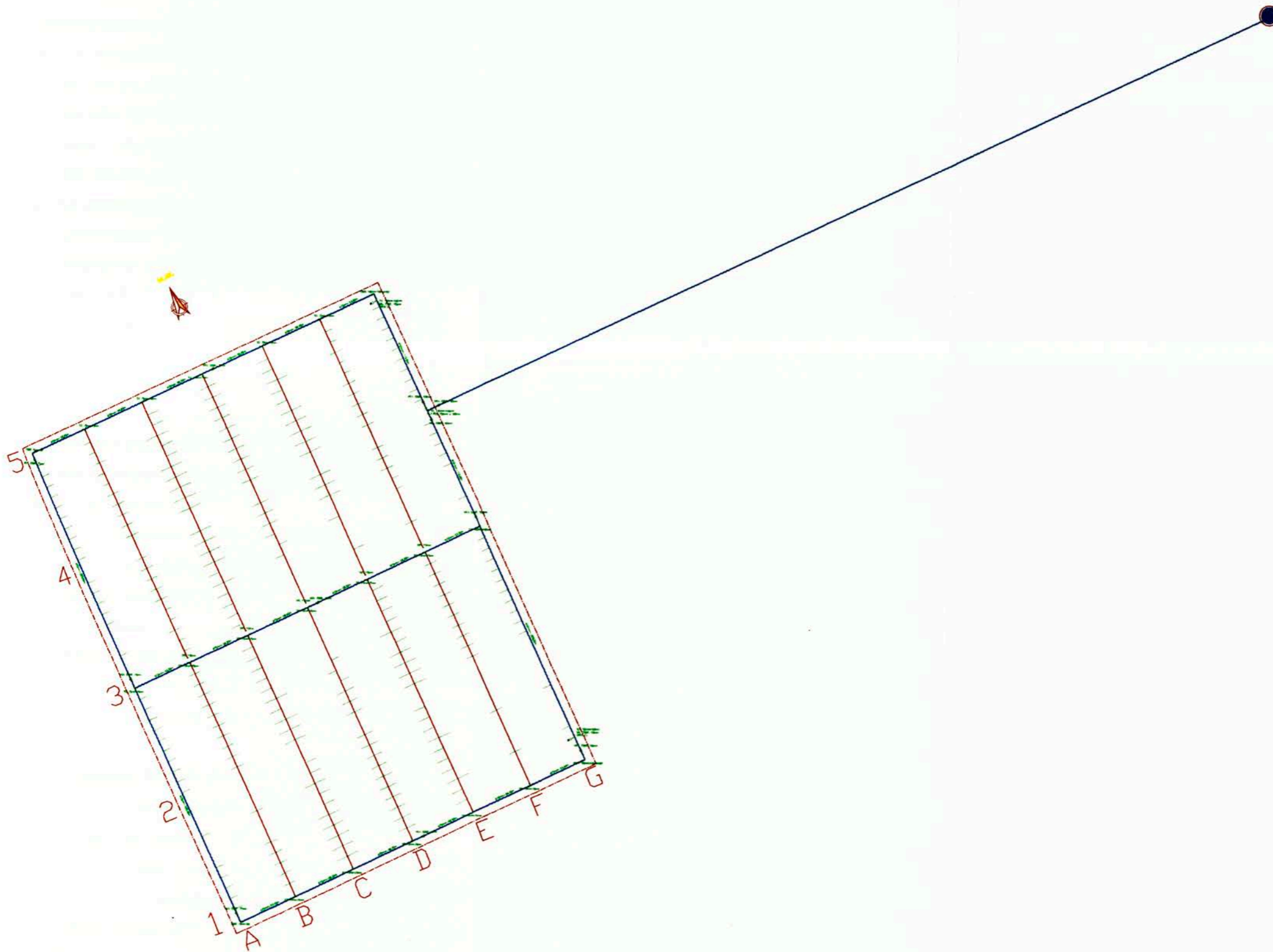
NORMAS TECNICAS	
DESCRIPCION	NORMA
1. TUBERIA DE POLICLORURO DE VINILO NO PLASTIFICADO (PVC-U) Y ACCESORIOS - TUBERIAS Y ACCESORIOS - TIPO DE UNION - LOS ACCESORIOS SERAN DEL TIPO INYECTADOS	NTP 150-4422: 1997 PARA >= DN 63mm HASTA DN < 63mm DN ESPECIFICACIONES DE SEDAPAL HASTA 63mm DN CON ANILLO ELASTOMERICO NORMA ISO 4833 O MEDIANTE CEMENTO DISOLVENTE LA NTP 399.090 MAYORES A 63mm DN ANILLO ELASTOMERICO NORMA ISO-4833
2. VALVULAS DE FIERRO FUNDIDO	ESPEC. TECNICAS DE SEDAPAL R.G.G. 058-96 BASADAS EN LA NTP-ISO 7259
3. ACCESORIOS DE FIERRO FUNDIDO GRIS	NTP 355.154: 1997 FIERRO FUNDIDO LAMINAR
4. FIERRO GALVANIZADO	NTP 150 49: 1997
5. ANILLOS DE GALUCHO	NTP 150 4833: 1995
6. PEGAMENTO PARA UNION DE TUBOS	NTP 399.090
7. ACOPLES FLEXIBLES DE AMPLIO RANGO	ESPEC. TECNICAS DE SEDAPAL R.G.G. 100-200 (BASADAS EN ANSI/AWWA C 219)
8. ABRAZADERAS PARA CONEXION DOMICILIARIA	NTP NTP 350.090: 2001 - ABRAZADERAS METALICAS NTP 306.137: 1997 - ABRAZADERAS TERMOPLASTICAS NTP 350.108: 1999
9. TAPAS Y MARCOS DE FIERRO PARA CAJA DE VALVULA	
10. VALVULAS DE PASO CON NIPLE TELESCOPICO Y SALIDA AUXILIAR PARA CONEXION DOMICILIARIA	NTP 350.107 DE ALEACION DE COBRE ZINC NTP 338.165: 2001 DE MATERIAL TERMOPLASTICO NTP 334.081: 1999
11. CAJA PORTA MEDIDOR DE CONCRETO	NTP 350.085: 1997
12. MARCO Y TAPA DE ACERO GALVANIZADO PARA CAJA PORTAMEDIDOR	

METRADO DE TUBERIAS DE RED PRINCIPAL		
DESCRIPCION	DIAMETRO	CANTIDAD
TUBERIAS	100mm (4")	451.00 m
	75mm (3")	1482.00 m

LEYENDA

-  TUBERIA DE AGUA POTABLE PROYECTADA DE POLICLORURO DE VINILO NO PLASTIFICADO (PVC-U) NTP ISO 4422: PN 10
-  RESERVOIRIO ELEVADO PROYECTADO
-  LIMITE DE PROPIEDAD DE LA HABITACION

 UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL CURSO DE TITULACION PROFESIONAL		
PROYECTO	"DISEÑO DE RESERVOIRIO Y RED DE AGUA POTABLE - UNIPAMPA SECTOR 2"	
PLANO	PLANO DE CONEXIONES DOMICILIARIAS	
EQUIPO RESPONSABLE	Bach Ing. JUAN LEONARDO TELLO DEL PINO	
REVISOR	ING. EDUARDO HUARI CAMA	
ESCALA	1:200	FECHA: ABRIL 2007
		IS-04



NORMAS TÉCNICAS	
DESCRIPCIÓN	NORMA
1. TUBERÍA DE POLICLORURO DE VINILO NO PLASTIFICADO (PVC-U) Y ACCESORIOS - TUBERÍAS Y ACCESORIOS - TIPO DE UNIÓN - LOS ACCESORIOS SERÁN DEL TIPO INYECTADOS	NTP 150-4422: 1997 PARA DN 83mm HASTA DN = 63mm DEL ESPECIFICACIONES DE SEDAFA HASTA 63mm DN CON ANILLO ELASTOMÉRICO NORMA ISO 4833 O MEDIANTE CEMENTO (SOLAMENTE LA NTP 399.090 MAYORES A 63mm DN ANILLO ELASTOMÉRICO) NORMA ISO-4833
2. VALVULAS DE FIERRO FUNDIDO	ESPEC. TÉCNICAS DE SEDAFA P.C.G. 099-WE BASEADAS EN LA NTP-100 1058
3. ACCESORIOS DE FIERRO FUNDIDO (PNS)	NTP 350.104-1987 FIERRO FUNDIDO LAMINAR
4. FIERRO GALVANIZADO	NTP 450 48-1997
5. MALLAS DE CAUCHO	NTP 150 4833-1999
6. PEGAMENTO PARA LARGAS DE TUBOS	NTP 349.090
7. ACCIONES FLEXIBLES DE AMPLIO RANGO	ESPEC. TÉCNICAS DE SEDAFA P.C.G. 100-205 (BASEADAS EN ANEXOS A C 2142)
8. ARMAZONES PARA CONEXIÓN DOMICILIARIA	NTP 470-350.096-2007 - ARMAZONES METÁLICAS NTP 399.137-1997 - ARMAZONES TERMOPLÁSTICAS NTP 350.150-1999
9. TAPAS Y MARCOS DE FIERRO PARA CAJA DE VALVULA	NTP 350.107 DE ALIACION DE COBRE ZINC
10. VALVULAS DE PASO CON NIPLE TELESCÓPICO Y SALIDA ALTERNAR PARA CONEXIÓN DOMICILIARIA	NTP 338.165 2001 DE MATERIAL TERMOPLÁSTICO
11. CAJA PARA MEDIDOR DE CONCRETO	NTP 234.081-1999
12. MARCO Y TAPA DE ACERO GALVANIZADO PARA CAJA PORTAMEDIDOR	NTP 350.090-1997

METRADO DE TUBERÍAS DE RED PRINCIPAL		
DESCRIPCIÓN	DIÁMETRO	CANTIDAD
TUBERÍAS	100mm (4")	451.00 m
	75mm (3")	1482.00 m

LEYENDA

- TUBERÍA DE AGUA POTABLE PROYECTADA DE POLICLORURO DE VINILO NO PLASTIFICADO (PVC-U) NTP 150 4422; PN 10
- RESERVOIRIO ELEVADO PROYECTADO
- LIMITE DE PROPIEDAD DE LA HABITACION

RESUMEN GENERAL DE TUBERÍAS Y ACCESORIOS

DESCRIPCIÓN	DIÁMETRO	CANTIDAD
TUBERÍAS	100mm (4") 75mm (3")	451.00 m 1482.00 m
OPUS	100mm x 100mm 75mm x 75mm	0 U. 0 U.
TEE	100mm x 100mm 75mm x 75mm	3 U. 16 U.
CODOS	100mm x 90° 75mm x 90°	2 U. 2 U.
REDUCCIONES	100mm a 75mm	3 U.
VALVULAS	100mm 75mm	7 U. 6 U.
TAPONES	75mm	5 U.
OPUS C. 1		2 U.

CONCLUSIONES

Conclusiones a Nivel Global

1. La cercanía de UNIPAMPA a la planta de licuefacción de LNG (ubicada en pampa Melchorita a 8km de la habilitación), que exportará gas licuado, es uno de los factores que promoverá el crecimiento y desarrollo del lugar, especialmente durante el periodo que duren las operaciones (aproximadamente 30 años).
2. La posible construcción de un centro de investigaciones y estudios de la Universidad Nacional de Ingeniería en UNIPAMPA, generaría una oferta educativa superior, carente en la zona, que promovería el desarrollo sostenido de la zona.
3. El impulso de la exportación de productos agrícolas (tales como los espárragos, alcachofas y páprika), complementada con un posible TLC con los Estados Unidos de Norte América, generarían un crecimiento sostenido de largo plazo en UNIPAMPA y permitirían aprovechar a su máxima capacidad los abundantes recursos hídricos del río Cañete, ya que la mayor demanda de agua provendría de los campos agrícolas.
4. Por su ubicación en la zona sur y central del territorio nacional, sumado a las condiciones locales encontradas (Periodos largos de vibración del suelo y probable presencia de napa freática) en UNIPAMPA, se puede concluir que tiene un alto nivel de peligrosidad sísmica y un potencial de licuefacción.
5. Gracias a las fotografías satelitales, se puede apreciar claramente que la bocatoma se encuentra ubicada en uno de los dos brazos del río Cañete en esa sección específica.

Conclusiones Referentes al Análisis Preliminar del Área de Estudio

1. En base a la geología y los estudios mecánicos realizados en la zona de estudio, se concluye que el suelo de cimentación a nivel superficial presenta baja capacidad portante, por lo cual se recomienda el uso de plateas de cimentación en el diseño de cimentaciones, para evitar asentamientos diferenciales y redistribuir mejor las cargas sobre el suelo.
2. De acuerdo a los estudios hidrogeológicos y por la composición estratigráfica del suelo (arenas finas y limos) existe un alto potencial de licuefacción de suelos

3. De acuerdo a coulborn la aceleración para el análisis pseudo dinámico es del orden de 22.00% de la Gravedad, sin embargo de acuerdo al espectro de pseudoaceleraciones peruano, la aceleración empleada para el modelo dinámico fue del orden de 36.00% de la gravedad.
4. De acuerdo a los estudios hidrológicos realizados en el río Cañete, en la estación Imperial, se aprecia que su caudal de oferta para el periodo seco con un 95% de persistencia es de 8.00 m³/s.
5. Actualmente las poblaciones cercanas al área de estudio tienen un desarrollo basado en la industria agrícola, el 66.00% de su población es rural y el 37.00% de la misma no alcanza satisfacer sus necesidades básicas, cerca del 50.00% de su población urbana y el 69.00% de su población rural son pobres, y es notorio el déficit de servicios de agua y desagüe.
6. En la actualidad, los distritos de San Vicente de Cañete e Imperial se abastecen principalmente de pozos y galerías filtrantes, asimismo su sistema de desagüe es por gravedad.

Conclusiones Referentes a la Descripción del Centro Urbano

1. Se ha proyectado una habilitación urbana sobre los 164000.00 m² asignados, sobre la cual se establecerá una población inicial de 2100 habitantes, con una densidad de 7 habitantes por lote.
2. Teniendo en cuenta la tasa de crecimiento de Cañete (1.49% anual), se ha proyectado una población de 31652 habitantes en un horizonte de 40 años, considerando un crecimiento sostenido.
3. En base a las dos conclusiones anteriores, se recomienda crecer modularmente es decir con habilitaciones similares a la proyectada en este estudio, es decir podríamos tener una ciudad 15 veces más grande que la planteada dentro de 40 años.
4. Dentro de la configuración de la habilitación urbana planteada se consideraron aparte de los módulos de vivienda, centros de estudio, centros de salud, centros de esparcimiento, una industria liviana y comercio entre otras, de tal manera de tener una pequeña ciudad autosuficiente.
5. Para el abastecimiento de agua a la ciudad se ha considerado el uso de las aguas superficiales del río Cañete, construyendo una bocatoma

aproximadamente a 25.00Km de la ciudad y con una línea de conducción que atravesaría varios cerros hasta llegar al reservorio, lo cual sería una inversión muchas veces mas onerosa que el uso de pozos y galerías filtrantes como las que actualmente usa San Vicente de Cañete. Sin embargo si se dan las condiciones favorables, tales como la promoción de la agroindustria (impulsada por el TLC con EEUU) y la inversión en industrias livianas para el procesamiento de dichos productos, se podría aprovechar la actual oferta del río Cañete para abastecer los terrenos agrícolas y de esta manera se podría justificar una inversión de ese tipo.

Conclusiones Referentes a los Parámetros Generales de Diseño

1. El periodo de diseño considerado fue de 5 años, este se basó en una comparación de criterios técnicos, económicos, recomendaciones de normas (tales como las de SEDAPAL y MINSA) y de autcres, primando en esta decisión, el periodo de auge económico producto de las exportaciones del gas licuado, que a mi entender sería el principal atractor de la zona.
2. La población para la cual se diseñaron las obras propuestas, es de 2100 habitantes, cómodamente establecidos en la habilitación urbana asignada y proyectada, que constituye el módulo básico de crecimiento propuesto para UNIPAMPA.
3. La dotación considerada fue de 200 lt/hab/día, basados en las características de la población y las recomendaciones de la normativa existente.

Conclusiones Referentes al Diseño del Reservorio

1. El periodo de vibración, del volumen de agua, es de 3.20seg. mientras que el periodo predominante de la estructura del reservorio 0.196seg. y a su vez el periodo de vibración del suelo es de 0.90seg.
2. La sobrealtura por oleaje de la masa de agua es de 55cm. y se encuentra cubierta por el predimensionamiento propuesto.
3. Del análisis modal se ha observado que los dos primeros modos de vibración (correspondientes al tercer y cuarto modo del modelo propuesto) son los que llevan mayores masas asociadas a los desplazamientos laterales, sin embargo se puede observar que el tercer y

cuarto modo de vibración de la estructura (correspondientes al sexto y séptimo modo del modelo) llevan asociadas masas importantes en traslación y rotación, asimismo el noveno y décimo modo de vibración de la estructura (once y doce del modelo) llevan asociadas considerables masas en traslación y rotación. De lo anterior se recomienda evaluar cuidadosamente los modos de vibración, tratando en lo posible de no desechar los modos de vibración superiores sin previo análisis.

4. Vale la pena recalcar la importante influencia de la vibración de la masa de agua sobre la estructura, ya que mientras que la estructura está vibrando con un periodo corto el agua lo hace con un periodo largo (para el caso particular la estructura oscila 16 veces por una oscilación de la masa de agua contenida) y las presiones hidrodinámicas llegan a ser mas importantes que las hidrostáticas en función directamente proporcional con las aceleraciones sísmicas.
5. Par el diseño de la cimentación del reservorio se ha observado la importancia de considerar el coeficiente de balasto durante el modelamiento, de tal forma de no tener plateas sobredimensionadas por el efecto de la fuerza lateral (sísmica) y su consecuente momento de volteo.
6. Siguiendo las normas del código ACI 350.3-1 se ha realizado un adecuado diseño por resistencia de los elementos del reservorio tales como Fuste, Cuba, Base y Cúpula, con los refuerzos indicados en los planos correspondientes.
7. La distorsión obtenida al final del análisis fue de 0.00117, que comparándola con los 0.005 permitidos para estructuras de albañilería nos dan una idea de la gran rigidez del reservorio.
8. Se ha observado de acuerdo a los cálculos realizados en este estudio que el uso de reservorios elevados es mucho más económico en zonas de pendiente suave.
9. Durante el proceso de diseño se ha podido observar una carencia de normatividad nacional sobre diseño de reservorios y estructuras especiales.



Conclusiones Referentes al Diseño de la Red de Agua Potable

1. Se ha diseñado una red de abastecimiento de agua, constituida por dos redes cerradas principales de 1913m de longitud, que abastecen 3829m de redes secundarias, llevando un caudal de 20.04 l/s en diámetros de 3" y 4" de tuberías de PVC.
2. Para el cálculo hidráulico se utilizaron tres métodos para comparar los resultados, estos fueron el método de Tong y colaboradores, el método de Hardy cross y el Programa LOOP del banco mundial, observándose pequeñas variaciones entre los resultados de los mismos.
3. Colocando el reservorio en la cota 180.50 msnm, se obtuvieron presiones máximas del orden de los 30.00m de agua y mínimas del orden de los 19.00 m de agua, cumpliendo con la normativa nacional, que recomienda presiones mínimas de 15m de agua y máximas de 50 m de agua, por lo cual se utilizarán tuberías clase 5.
4. Las velocidades mínimas calculadas en la red fueron del orden de 0.60m/s y las máximas fueron del orden de 1.60m/s, cumpliendo con la normativa nacional.
5. La pérdida de carga calculada entre el reservorio y el inicio de la red fue de 6.00m. en una tubería de 6" de diámetro con una longitud de 822.65m.
6. Durante el proceso de cálculo hidráulico se observó que la mayoría de métodos se resuelve mediante procesos iterativos y recursivos, que son fácilmente programables, por lo que se recomienda promover dentro de la Facultad el desarrollo de software de cálculo de redes hidráulicas.

RECOMENDACIONES

Recomendaciones a Nivel Global

1. Es sumamente necesario coordinar con los regantes aguas arriba de UNIPAMPA así como con la Hidroeléctrica “el Platanal”, el adecuado uso del recurso hídrico de tal forma que pueda brindar el máximo beneficio privado y social a las zonas comprometidas.
2. Es imperativo realizar un concienzudo estudio de impacto ambiental, especialmente en la zona comprendida entre UNIPAMPA (Pampa Clarita) y la Planta de Licuefacción de LNG, debido a que la construcción de la habilitación urbana, la construcción de la planta, la construcción del muelle para la exportación del gas y el desarrollo de las actividades humanas entre las zonas mencionadas, generarán un profundo y tal vez irreversible impacto en la vida silvestre y marina de la zona.
3. Es recomendable que el Estado preste atención al crecimiento de este futuro polo comercial, para evitar invasiones y crecimientos desordenados de los grupos humanos que ya están empezando a establecerse en la zona.
4. Por su ubicación en la zona sur y central del territorio nacional, sumado a las condiciones locales encontradas (Periodos largos de vibración del suelo y probable presencia de napa freática) en UNIPAMPA, se puede concluir que tiene un alto nivel de peligrosidad sísmica y un potencial de licuefacción, por lo cual se recomienda un énfasis especial en el diseño sísmico de las edificaciones cimentadas sobre este terreno.
5. Debido a su alta peligrosidad sísmica, se recomienda hacer estudios de microzonificación sísmica para determinar la ubicación más segura posible, para las edificaciones que demanden mayor inversión en construcción y contenidos.
6. Ante la posibilidad de la construcción de un centro de investigación de la Universidad, se recomienda tomar una póliza de seguro frente a sismos.

Recomendaciones Referentes al Análisis Preliminar del Área de Estudio

1. Se recomienda el uso de plateas de cimentación en el diseño de cimentaciones, para evitar asentamientos diferenciales y redistribuir mejor las cargas sobre el suelo.



2. Es recomendable poner especial énfasis en el control de filtraciones de las tuberías de agua y desagüe. Asimismo se recomienda definir la ubicación, extensión y profundidad de los acuíferos utilizando métodos de refracción sísmica o resistividad eléctrica, de tal manera de que dichas zonas tengan un tratamiento especial.
3. De acuerdo al perfil del acantilado, y las excavaciones realizadas durante el tendido de tuberías de LNG, se recomienda cimentar edificaciones importantes, tales como reservorios, centros de estudios, etc. A una profundidad de entre 6m y 7m debajo del terreno natural.
4. En base a los estudios químicos realizados al terreno, se recomienda emplear Cemento Pórtland tipo V para la fabricación de Concreto y tuberías de PVC para las redes de abastecimiento de agua en la zona.
5. De acuerdo a coulborn la aceleración para el análisis pseudo dinámico es del orden de 22.00% de la Gravedad, sin embargo de acuerdo al espectro de pseudoaceleraciones peruano, la aceleración empleada para el modelo dinámico fue del orden de 36.00% de la gravedad, por tal motivo se recomienda realizar estudios puntuales para la construcción de reservorios y otras estructuras esenciales en la zona.
6. Se recomienda hacer un estudio de la cantera de hormigón ubicada a 1.10Km al sur de UNIPAMPA, a ambas márgenes de la carretera Panamericana Sur, para su posterior utilización durante la construcción de las obras en la zona de estudio.
7. Debido a la cercanía al mar y el intemperismo del ambiente, se recomienda un tratamiento especial de arenado al blanco y pinturas epóxicas para las estructuras de acero proyectadas en la zona.

Recomendaciones Referentes a la Descripción del Centro Urbano

1. Se recomienda crecer modularmente es decir con habilitaciones similares a la proyectada en este estudio, es decir podríamos tener una ciudad 15 veces más grande que la planteada dentro de 40 años.

Conclusiones y Recomendaciones Referentes a los Parámetros Generales de Diseño

1. Se recomienda poner especial énfasis en la determinación del periodo de diseño, con criterios técnico-económicos para cada tipo de estructura.

Recomendaciones Referentes al Diseño del Reservorio

1. Del análisis modal se ha observado que los dos primeros modos de vibración (correspondientes al tercer y cuarto modo del modelo propuesto) son los que llevan mayores masas asociadas a los desplazamientos laterales, sin embargo se puede observar que el tercer y cuarto modo de vibración de la estructura (correspondientes al sexto y séptimo modo del modelo) llevan asociadas masas importantes en traslación y rotación, asimismo el noveno y décimo modo de vibración de la estructura (once y doce del modelo) llevan asociadas considerables masas en traslación y rotación. De lo anterior se recomienda evaluar cuidadosamente los modos de vibración, tratando en lo posible de no desechar los modos de vibración superiores sin previo análisis.
2. Siendo que actualmente se está dando un impulso al tema de saneamiento con programas masivos, se recomienda realizar estudios de investigación en la Facultad relativos al diseño de estructuras especiales (tales como reservorios) con la finalidad de aportar concretamente con recomendaciones para la normativa nacional.
3. Se recomienda seguir como línea de investigación el diseño de estructuras especiales en la maestría de la Facultad, aprovechando la experiencia que el tema tienen sus actuales profesores. Con el objetivo de alimentar la normativa Nacional.

Recomendaciones Referentes al Diseño de la Red de Agua Potable

1. Durante el proceso de cálculo hidráulico se observó que la mayoría de métodos se resuelve mediante procesos iterativos y recursivos, que son fácilmente programables, por lo que se recomienda promover dentro de la Facultad el desarrollo de software de cálculo de redes hidráulicas.
2. Debido a las características del suelo (arenas finas y limos) se recomienda tener especial cuidado en el entibamiento de las zanjas durante la colocación de las tuberías, para la seguridad del personal y evitar posteriores fugas por daños.
3. Se recomienda tener especial cuidado con el control de fugas, ya que sumado a la baja capacidad portante del terreno, su estratigrafía y la alta peligrosidad sísmica, existe una gran probabilidad de que se produzca licuefacción de las arenas existentes.

BIBLIOGRAFÍA

- Arocha R. Simón; **Abastecimientos de Agua**. Ediciones Vega. Venezuela 1980.
- Chow V.T., Maidment D.R., Mays L., **Hidrología Aplicada**. Mc Graw Hill Interamericana S.A. Colombia 1994.
- Golder y asociados; **Guía Ambiental para Proyectos de Saneamiento Básico**. Golder y Asociados Chile 1994.
- Hernández Muñoz Aurelio, Hernández Lehmann Aurelio; **Manual de Saneamiento Uralita. Sistemas de Calidad en Saneamientos de Agua**. THOMSOM 2004.
- Herraiz Sarachaga Miguel.; **Conceptos Básicos de Sismología Para Ingenieros 1era Edición**. Publicación del Centro Peruano Japonés De Investigaciones Sísmicas Y Mitigación de Desastres, Lima –Perú 1997.
- Keith Todd David; **Ground Water Hidrology**. Sexta edición John Willey & Sons, Inc. USA 1967.
- López Cualla, Ricardo Alfredo; **Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillado**. 2da Edición, ALFAOMEGA, Bogotá 1999.
- Maskew Fair, Geyer, Okun; **Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas subterráneas 1 Ingeniería Sanitaria y de Aguas Residuales**. Séptima edición LIMUSA México 1993
- Mcghee T.J.; **Abastecimiento De Agua Y Alcantarillado**. Mcgraw Hill 1999
- Metcalf & Hedí; **Redes De Alcantarillado Y Bombeo**. Mcgraw Hill. .1998
- Normas Técnicas de Edificaciones. Perú 2006.
- Novak, Moffat, Nalluri, Narayanan; **Estructuras Hidráulicas**. Mc Graw Hill Interamericana S.A. Colombia 2001.
- **Reglamento de Ley General de Servicios de Saneamiento-Proyecto de Reglamento**. Perú 1996.
- Rivera Feijoo Julio; **Análisis y Diseño de Reservorios de Concreto Armado**. ACI UNI, Lima 1991.
- Rocha Felices, Arturo, **Hidráulica de Tuberías y canales**. Lima Perú 2003.
- Saldarriaga Juan; **Hidráulica de Tuberías**. Mc Graw Hill Interamericana S.A. Colombia 1998.



- Sapag Chaín Nassir; **Proyectos de Inversión. Formulación y Evaluación.** Quinta edición, Pearson Educación de México S.A.. México 2007.
- Streeter V.; **Mecánica De Fluidos.** McGraw-Hill. Novena Edición. 2000.

ANEXOS

Anexo A : “Datos Complementarios del Medio Físico”

Hidrología

La hidrología de la zona de estudio se concentrará básicamente en el estudio de la cuenca del río Cañete, par determinar el caudal medio anual ofrecido por el mismo así como la determinación del caudal máximo histórico para el diseño de la bocatoma.

Cuenca del río Cañete

Políticamente, la cuenca del río Cañete forma parte de las provincias de Cañete y Yauyos, pertenecientes ambas al departamento de Lima.

Geográficamente, se encuentra entre los paralelos 11°58'00" y 13°09'00" de Latitud Sur y los meridianos 75° 31'00" y 76° 31'00" de Longitud Oeste.

La cuenca del río Cañete tiene una extensión aproximada de 6192 km², de los cuales el 78.4% (4856 km²) corresponde a la cuenca húmeda, cuya precipitación media anual es de 320mm aproximadamente.

El río Cañete nace en la laguna Ticllacocha, ubicada al pie de las cordilleras de Ticlla y Pichahuarco, en la divisoria de cuencas con el río Mala. Sus recursos hídricos provienen de los aportes de la lluvia, así como los derivados de lagunas y deshielo de los nevados, ubicados estos principalmente en el extremo norte de la cuenca y sobre los 4500 msnm.

La longitud del río Cañete, entre su nacimiento y desembocadura, es de aproximadamente 220 km., presentando una pendiente promedio de 2%; sin embargo, presenta sectores en donde la pendiente es mucho más pronunciada, especialmente en la parte alta, llegando hasta 8% en el tramo comprendido entre la localidad de Huancaya y la desembocadura del río Alis, Los principales ríos afluentes del río Cañete, por su longitud y caudal son: Huangascar, Cacara, Tupe, Qda. Pampas, Huantán, Laraos y Alis, por la margen izquierda y Qda. Aucampi, Yauyos y Qda. Miraflores, por la margen derecha.

Características Fisiográficas:

Las características fisiográficas de la cuenca del río Cañete, están constituidas básicamente por 4 paisaje, los cuales a su vez están formados por unidades fisiográficas, comprendiendo una amplitud desde el nivel del mar en la costa hasta altitudes mayores a lo 5800 msnm. Las características fisiográficas de la cuenca se encuentran en la tabla A.1, las mismas que están indicadas en orden descendente en altitud.

Tabla A.1.- Características Fisiográficas de la Cuenca del Río Cañete

Tipo	Paisaje	Características Generales	Unidades Fisiográficas
1.00	Montañoso	Se presenta a partir de los 400 m.s.n.m. prolongándose longitudinalmente al cauce del río hasta sus nacientes. Se caracteriza por darle a la cuenca un aspecto encañonado con predominancia de cerros elevados.	
2.00	Colinoso	Se desarrolla en forma discontinua e irregular en una extensión que va desde el nivel del mar hasta aproximadamente los 300 m.s.n.m.	Colinas bajas, colinas medias y tierras altas
3.00	Llanura Aluvial	Se extiende lo largo de la influencia del río Cañete y comprende el valle agrícola.	Tierras bajas inundables, bancos del río, playones, terrazas bajas no inundables, terrazas altas, etc.
4.00	Llanura Arenosa	Se extiende longitudinalmente al Océano Pacífico.	Playas Litorales

Características Físicas Principales:

Forma de la Cuenca.- Esta característica determina a distribución de la escorrentía superficial a lo largo de los cursos de agua principales, y es en gran medida responsable del comportamiento de las avenidas que se presentan en las cuencas.

- **Coeficiente de Compacidad (K_c).**- es definido como la relación entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de un círculo cuya área es igual a la de la cuenca en estudio, para el caso de la cuenca del río Cañete se tiene un $K_c=1.54$, es decir tienen una forma irregular.

- Factor de Forma (F_f).- es la relación entre el ancho medio de la cuenca y la longitud del curso de agua más largo, que para la cuenca en estudio es de $F_f=0.153$, y nos indica que ésta es estrecha y larga con pocas posibilidades de que las lluvias intensas cubran simultáneamente toda la cuenca.

Sistema de Drenaje.- El sistema de drenaje de una cuenca esta constituido por un curso de agua principal y sus tributarios; esta característica está expresada, entre otras por la densidad de drenaje.

- Densidad de Drenaje (D_d).- está representada por la longitud media de la red hidrográfica existente por Km^2 de Cuenca. Su valor está dado por la relación entre la longitud total de los cursos de agua (LT) y el área total de la cuenca. Para la cuenca del río Cañete $D_d=1.265 \text{ Km/km}^2$.
- Declividad de los terrenos (S).- este factor controla la velocidad de escurrimiento superficial, afectando el tiempo que el agua de lluvia demora en concentrarse en los lechos fluviales que forman la red de drenaje. Para la cuenca del río Cañete la declividad de los terrenos (S) es de 29%.
- Elevación de la Cuenca.- La altura promedio de la cuenca húmeda del río Cañete es de 4040.00 m.s.n.m.

Características Hidrometeorológicas:

- La temperatura media anual del valle de Cañete es de 21.0°C , presentando una variabilidad en sus valores de 13.3°C a 29.9°C .
- La información de evaporación registrada muestra un valor total anual de 952.9 mm. La variabilidad de la evaporación total anual a lo largo de la cuenca es alta, presentándose rangos que varían de 1500 mm a 2000 mm/año.
- Los valores de humedad relativa registrado en la parte baja del valle, varían entre 71.77% a 80.42%.
- Respecto a las horas de sol se ha determinado que de diciembre a abril se tiene de 175 a 204 horas de sol mensuales; mientras que de mayo a noviembre se tiene de 126 a 139 horas de sol mensuales.
- La precipitación total anual según el aumento de la altitud, muestra un rango de variación de 250 mm/año a 1800 mm/año.

Escorrentía:

Inicialmente, las descargas diarias de la cuenca del río Cañete fueron medidas en la estación hidrométrica de Imperial (1925-1967), actualmente, las descargas son controladas en SOCSI (1964 en adelante). El Río Cañete es de Régimen permanente. El siguiente gráfico A.1 muestra las descargas al 50%, 75% y 95% de persistencia para la serie de caudales medios mensuales del río Cañete en la Estación Soci.

Gráfico A.1.- Caudales del río Cañete correspondiente a probabilidades de ocurrencia del 50%, 75% y 95%.

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
Q50%	73.7	128.8	124.6	59.0	27.9	16.3	12.7	11.0	10.4	11.2	17.6	42.7
Q75%	64.2	92.5	90.2	43.7	15.5	13.6	11.1	7.4	8.5	8.8	12.0	17.2
Q95%	31.6	26.3	58.1	24.6	15.5	9.7	8.2	7.6	7.5	7.6	9.1	11.2

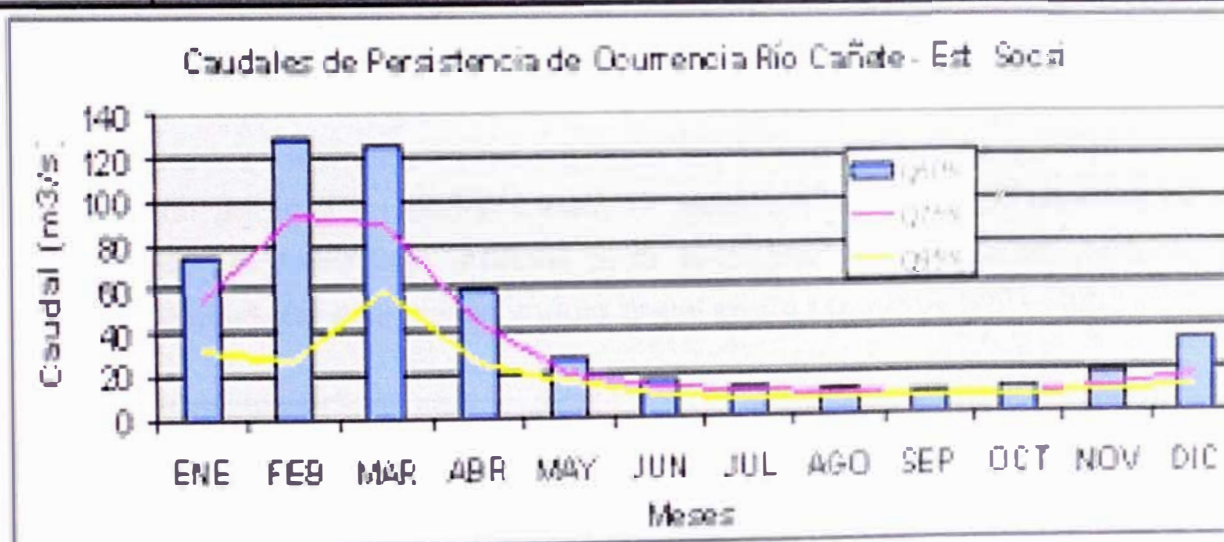
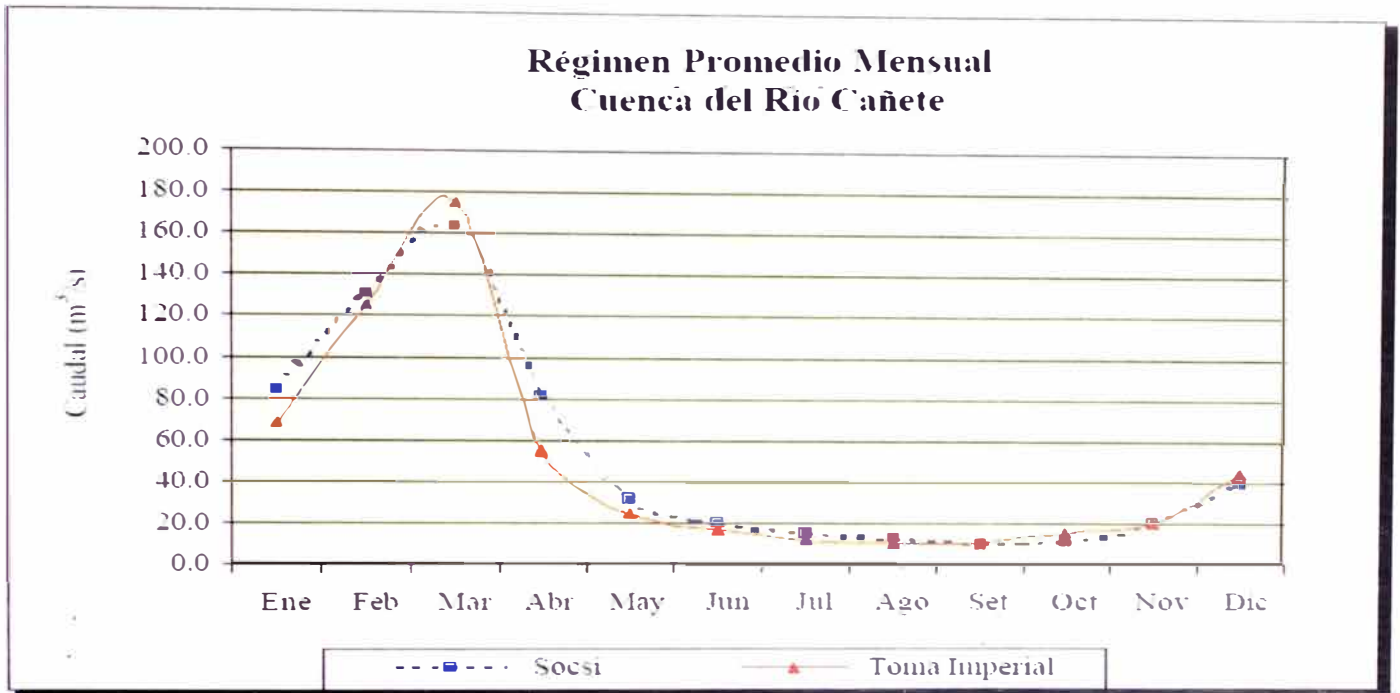


Gráfico A.2.- Régimen promedio mensual cuenca del Río Cañete.



Del Cuadro anterior se puede observar claramente que existe un periodo húmedo entre los meses de Enero y Mayo, en los que se concentran el 74% del volumen total anual y un periodo seco el resto del año, lo cual demuestra la necesidad de un reservorio artificial para aumentar la escorrentía durante el periodo de estiaje. La escorrentía media anual es de 50.9 m³/s .

Tabla A.2.- Río Cañete en estación Imperial – Caudales (m³/s) con 50,70 y 95% de Persistencia

Persistencia	Todo el Año	Periodo Húmedo	Periodo Seco
50%	20.75	57.00	12.40
70%	13.25	33.00	11.00
95%	8.75	16.80	8.00

De la Tabla anterior podemos observar que el mínimo caudal que escurre por el río Cañete durante los periodos secos es de 8.00 m³/s, con una probabilidad de 95%. Se espera que la demanda de la población de diseño sea menor a la mínima escorrentía del Río.

Tabla A.3.- Caudales Máximos Diarios (m³/s)

Ríos y Quebradas	Area (km ²)	Caudal Máximo (m ³ /s)
Río Mala	2 375.9	613.5
Río Grande-Omas	1 194.7	73.8
Río Cañete	6 090.9	946.5
Qda. Topará	99.4	6.1

Fuente: Walsh Perú S.A.

Tabla A.4.- Caudales Máximos para diferentes Periodos de Retorno (m³/s)

Ríos y Quebradas	Caudales Máximos (m ³ /s) Periodo de Retorno (años)			
	10	20	50	100
Río Mala	271	312	338	360
Río Grande-Omas	9.8	10.6	11.6	12.3
Río Cañete	583	731	850	976
Qda. Topará	3.3	3.9	4.6	5.2

Fuente: Walsh Perú S.A.

De las tablas A.3 y A.4, se puede deducir que para un periodo de retorno de 100 años el máximo caudal probable sería de 976 m³/s, Sin embargo es prudente considerar que el caudal de avenida para un periodo de retorno de 1000 años es de 1214 m³/s (calculado mediante la fórmula de Hofbaner para el estudio de la hidroeléctrica El Platanal). Los caudales antes mencionados se utilizarán para el diseño de la Bocatoma, de tal manera que pueda mantenerse operativa aún durante las grandes avenidas.

En la tabla A.5, se puede apreciar la demanda hídrica total del río Cañete, en donde se aprecia claramente que los recursos hídricos son consumidos principalmente por la agricultura.

Tabla A.5.- Demanda hídrica total del valle de Cañete

Demanda Hídrica Total del Valle de Cañete												
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
Demanda Agrícola (Hm ³ /mes)	58.3	55.5	51.4	39.8	13.6	10.4	10.0	9.2	18.3	22.8	36.5	51.6
Demanda agua potable (Hm ³ /mes)	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06
Demanda Total (Hm ³ /mes)	59.4	56.6	52.4	40.9	14.7	11.4	11.0	10.3	19.4	23.9	37.6	52.6
Demanda Total (m ³ /s)	22.2	23.4	19.6	15.8	5.5	4.4	4.1	3.8	7.5	8.9	14.5	19.6

Calidad del Agua (Fuente: Informe de Supervisión de SUNASS a EMAPA Cañete S.A. – 2004)

La Resolución de Superintendencia N°190-97-SUNASS, sobre desinfección del agua para consumo humano, indica que el 80% de las muestras tomadas en la red de distribución deben de tener una concentración de Cloro Residual mayor a 0,5 mg/litro y el otro 20% debe contener como mínimo 0,3 mg/litro. En cuanto a la turbiedad y demás parámetros, la Superintendencia ha establecido valores referenciales máximos permisibles, a través del Oficio Circular N° 677-2000/SUNASS-INF. En cuanto a la turbiedad tenemos que el Límite Máximo Permissible referencial es de 5 UNT (unidades nefelométricas de turbiedad).

Indicador: Cloro residual en la red de distribución del Agua Potable

En el ámbito de la empresa EMAPA CAÑETE S.A. se analizaron en el 2004, un total de 2,353 muestras de agua para determinar el contenido de Cloro Residual. De los análisis realizados se obtuvo como resultado que el 99.40% de las muestras contenían Cloro Residual en una concentración mayor o igual a 0.5 mg/l. Por lo tanto, la empresa cumplió con lo dispuesto en la directiva de desinfección.

Tabla A.6.- Total de Número de Muestras analizadas y % de Muestras \geq 0.5 mg/L de Concentración Promedio de Cloro Residual en la Red de Distribución Durante el I Semestre - 2004

LOCALIDAD	1° TRIMESTRE		2° TRIMESTRE		TOTAL 1° SEMESTRE	
	N° de muestras	% muestras con Cl \geq 0.5 mg/l	N° de muestras	% muestras con Cl \geq 0.5 mg/l	N° de muestras	% muestras con Cl \geq 0.5 mg/l
San Vicente	179	100	192	90.1	371	94.88
Imperial	186	100	188	100	374	100.00
San Luis	164	100	177	97.74	341	98.83
Cerro Azul	182	100	133	100	315	100
Quilmaná	229	100	183	100	412	100
Lunahuaná	196	98.46	133	98.49	329	98.47
Mala	365	98.08	372	100	737	99
San Antonio	183	100	149	98.32	332	99.25
Sta. Cruz Flores	149	98.65	144	97.91	293	98
Asia	183	100.00	157	80.89	340	91
Chilca	132	100.00	182	100.00	314	100
Calango	155	98.70	91	98.40	246	99
EMAPA CANETE S.A.	2,353	99.40	2,101	97.05	4,454	98.29

Indicador: Turbiedad en la Red de Distribución

Como se mencionó en el párrafo anterior, el Oficio Circular N° 677-2000/SUNASS-INF indica que la turbiedad del agua debe de ser inferior a 5 UNT. Este parámetro es muy importante debido a que está asociado a la presencia de microorganismos causantes de enfermedades en la población como bacterias, parásitos y virus. Adicionalmente, la turbidez es uno de los factores que inciden en la micro medición. Por eso, con la finalidad de proteger la salud de la población y lograr la sostenibilidad de los programas demicromedición, la turbiedad del agua en las redes debe ser inferior a 1 UNT. Durante el primer semestre de este año, en el ámbito de la empresa EMAPA CAÑETE S.A. se tomaron 60 muestras para determinar la turbiedad. De los análisis realizados, se obtuvo como resultado que ninguna de las muestras presentaban valores de turbiedad superiores al máximo referencial de 5 UNT.

Control Bacteriológico, Físico y Químico

Además de la turbiedad, mediante Oficio Circular N° 677-2000/SUNASS-INF, la SUNASS también estableció los parámetros y valores máximos de calidad de agua que deberían controlar las empresas prestadoras de servicios de saneamiento.

De los reportes semestrales enviados a la Superintendencia, se desprende que la empresa EMAPA CAÑETE S.A., en el primer semestre del 2004, realizó 420 análisis físico-químicos (turbiedad, pH, conductividad, cloruros, sulfatos, dureza y nitratos) en las redes de distribución, 182 en los reservorios, 4,193 en la planta de tratamiento y 224 en las Fuentes de abastecimiento. Sin embargo, solamente realizó análisis bacteriológicos (Coliformes Totales y Coniformes Termotolerantes) en las redes de distribución (132), en los Reservorios (48), Planta de Tratamiento (12) y en las fuentes de abastecimientos (60).

El 100% de las muestras obtuvieron resultados de pH, Conductividad, Cloruros, Sulfatos, Dureza y Nitratos dentro de los rangos establecidos.

Tabla A.7.- Límites máximo permisible referenciales (Imp) de los parámetros de calidad del agua

PARAMETRO	LMP (Valor a considerar) mg/L	Referencia
Coliformes totales, UFC/100 mL	0 (ausencia)	(1)
Coliformes termotolerantes UFC/100 mL	0 (ausencia)	(1)
Bacterias heterotróficas, UFC/mL	500	(1)
pH	6,5 – 8,5	(1)
Turbiedad UNT	5	(1)
Conductividad, 25°C u.S/cm	1500	(3)
Color, UCV – Ft-Co	20	(2)
Cloruros, mg/L	250	(2)
Sulfatos, mg/L	250	(2)
Dureza, mg/L	500	(3)
Nitratos, mg NO ₃ /L (*)	50	(1)
Hierro, mg/L	0,3	0,3 (Fe + Mn = 0,5) (2)
Manganeso, mg/L	0,2	0,2 (Fe + Mn = 0,5) (2)
Aluminio, mg/L	0,2	(1)
Cobre, mg/L	3	(2)
Plomo, mg/L (*)	0,1	(2)
Cadmio, mg/L (*)	0,005	(1)
Arsénico, mg/L (*)	0,1	(2)
Mercurio, mg/L (*)	0,001	(1)
Cromo, mg/L (*)	0,05	(1)
Flúor, mg/L	2	(2)
Selenio, mg/L	0,05	(2)

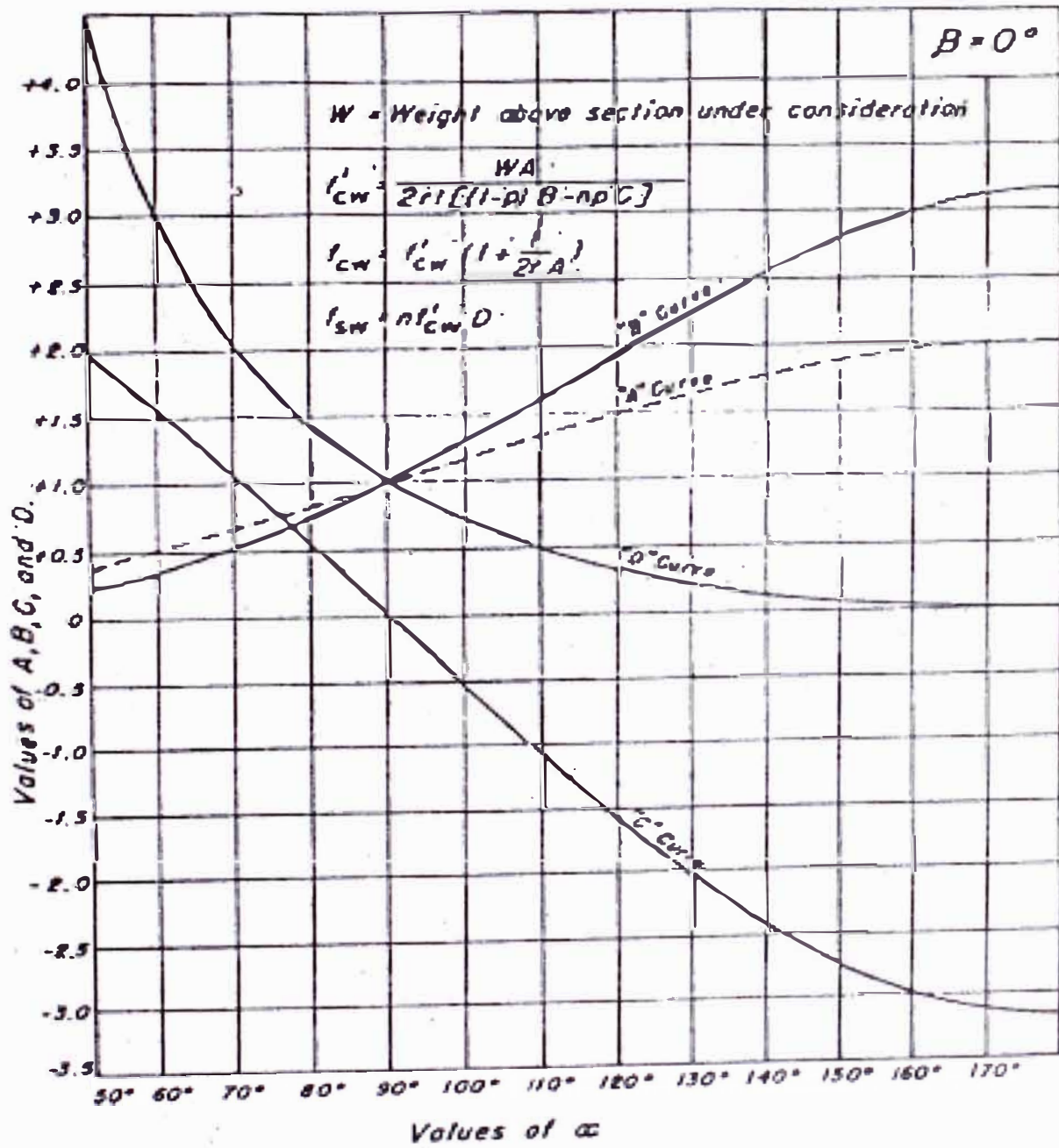
Fuente: SUNASS

Notas:

- (1) Valores tomados provisionalmente de los valores guía recomendados por la Organización Mundial de la Salud (1995)
 - (2) Valores establecidos en la norma nacional «Reglamento de Requisitos Oficiales físicos, químicos y bacteriológicos que deben reunir las aguas de bebida para ser consideradas potables», aprobado por Resolución Suprema del 17 de Diciembre de 1946
 - (3) En el caso de los parámetros de conductividad y dureza, considerando que son parámetros que afectan solamente la calidad estética del agua, tomar como referencia los valores indicados, los que han sido propuestos para la actualización de la norma de calidad de agua para consumo humano especialmente para aguas subterráneas.
- (*) Compuestos tóxicos

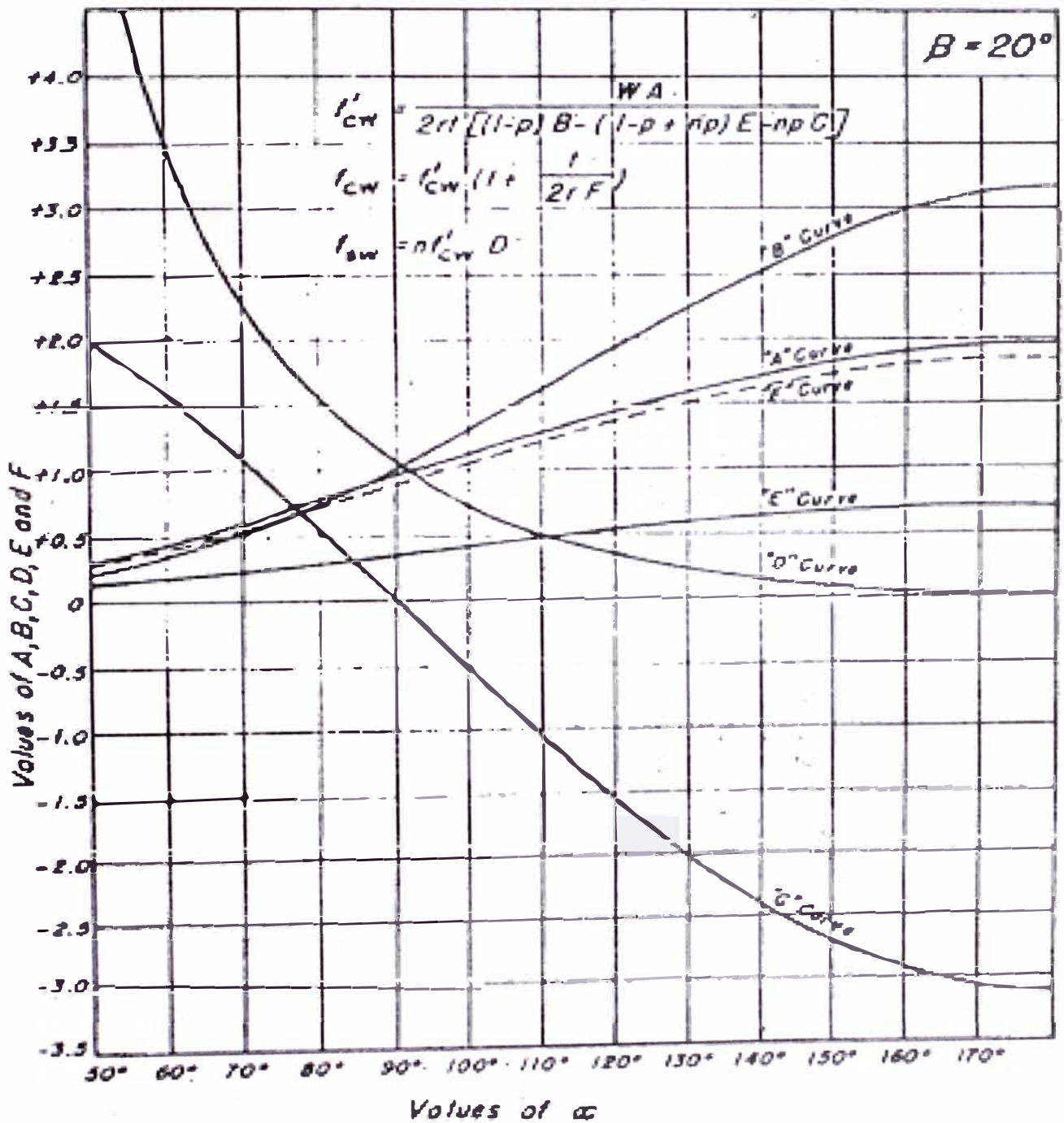


Anexo B : "Ábacos para el Diseño del Fuste"



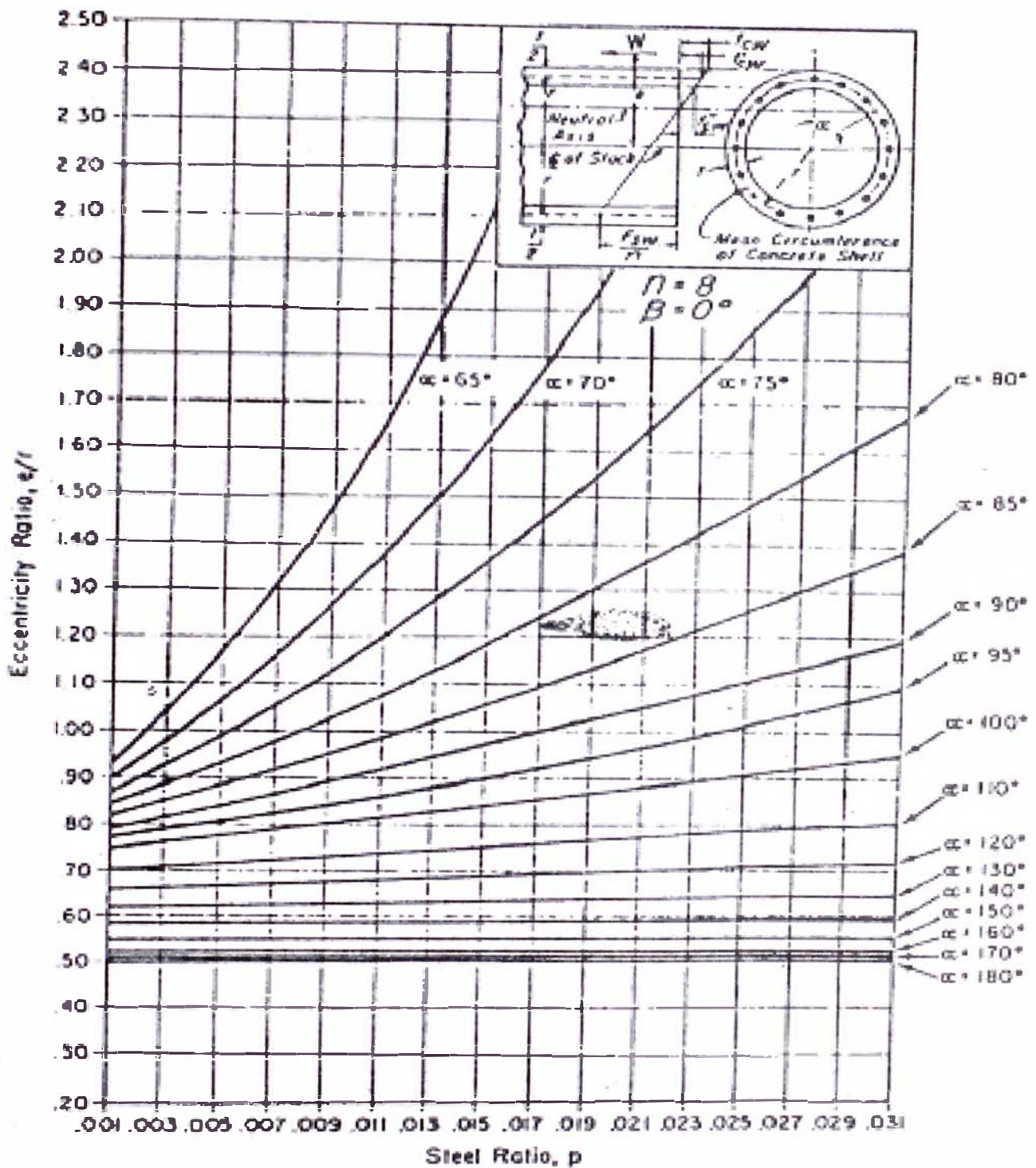
Variables affecting wind and dead loads [$\beta = 0 \text{ deg}$]

Gráfica para obtener las constantes A, B, C y D.
Sección sin aberturas.



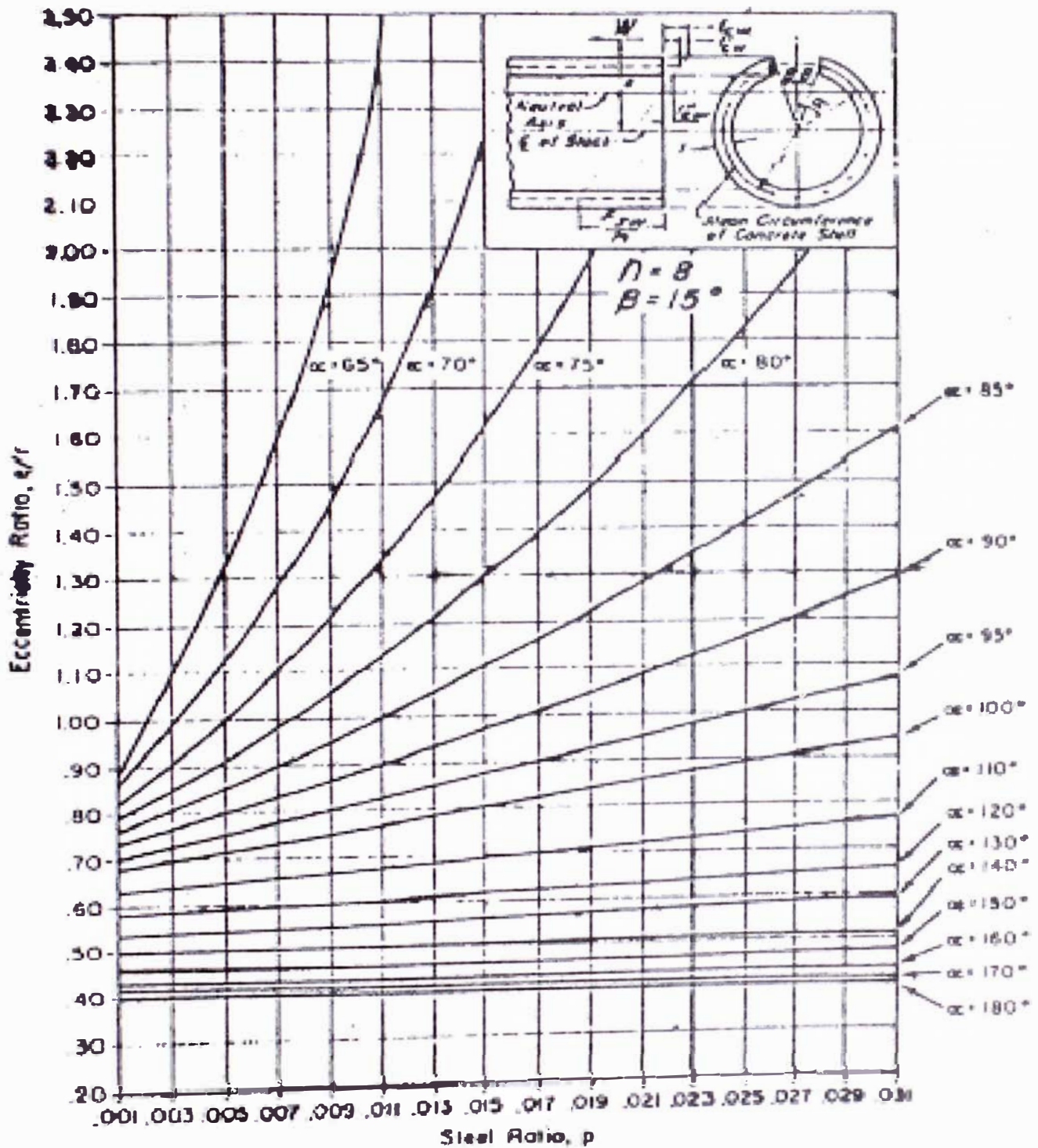
Variables affecting wind and dead loads ($\beta = 20 \text{ deg}$)

Gráfica para obtener las constantes A, B, C, D, E y F.
Sección con abertura ($\beta = 20^\circ$)



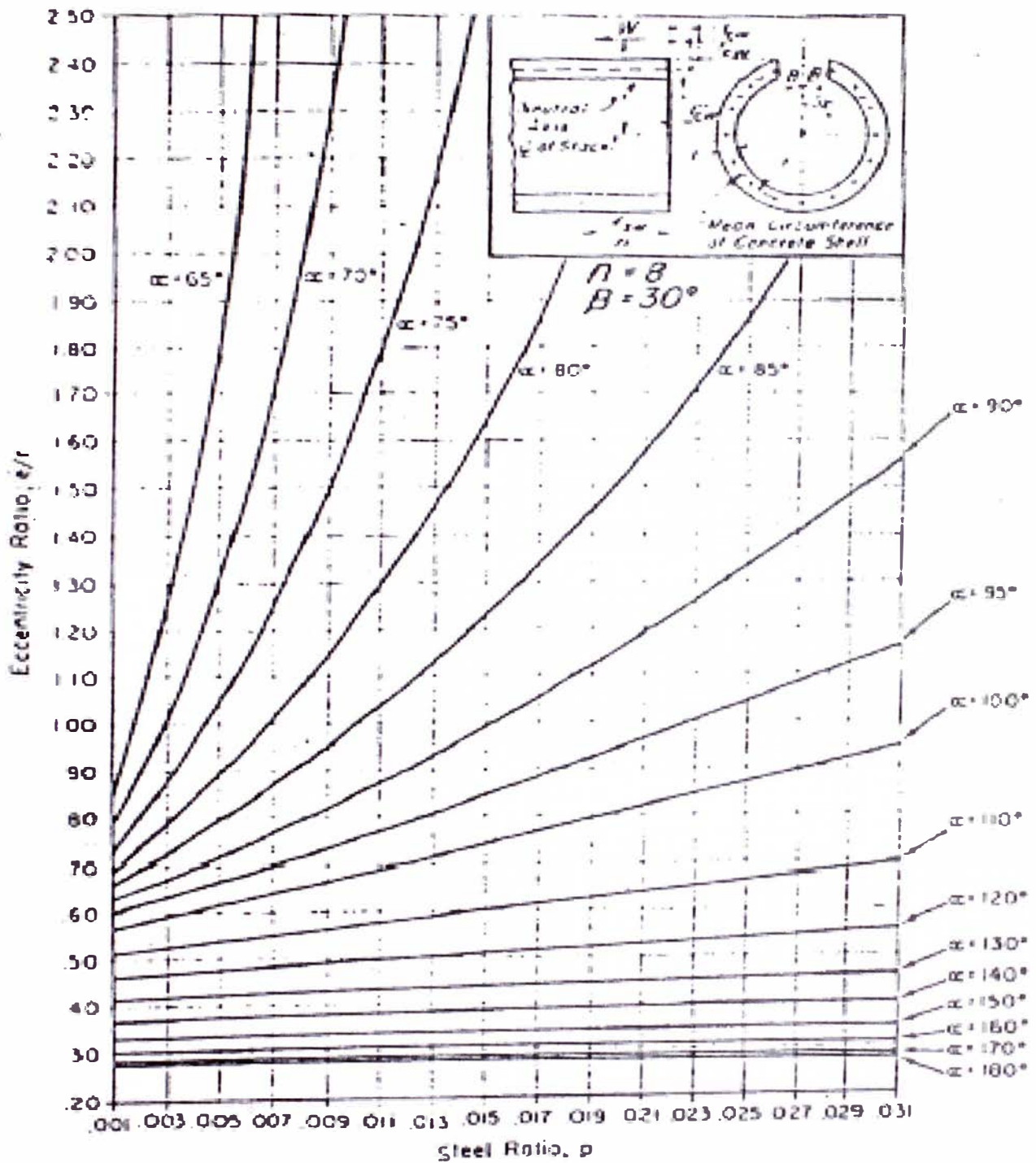
Values of α , for $n = 8$ and $\beta = 0$ deg

Gráfico para obtención de cuantías de refuerzo.



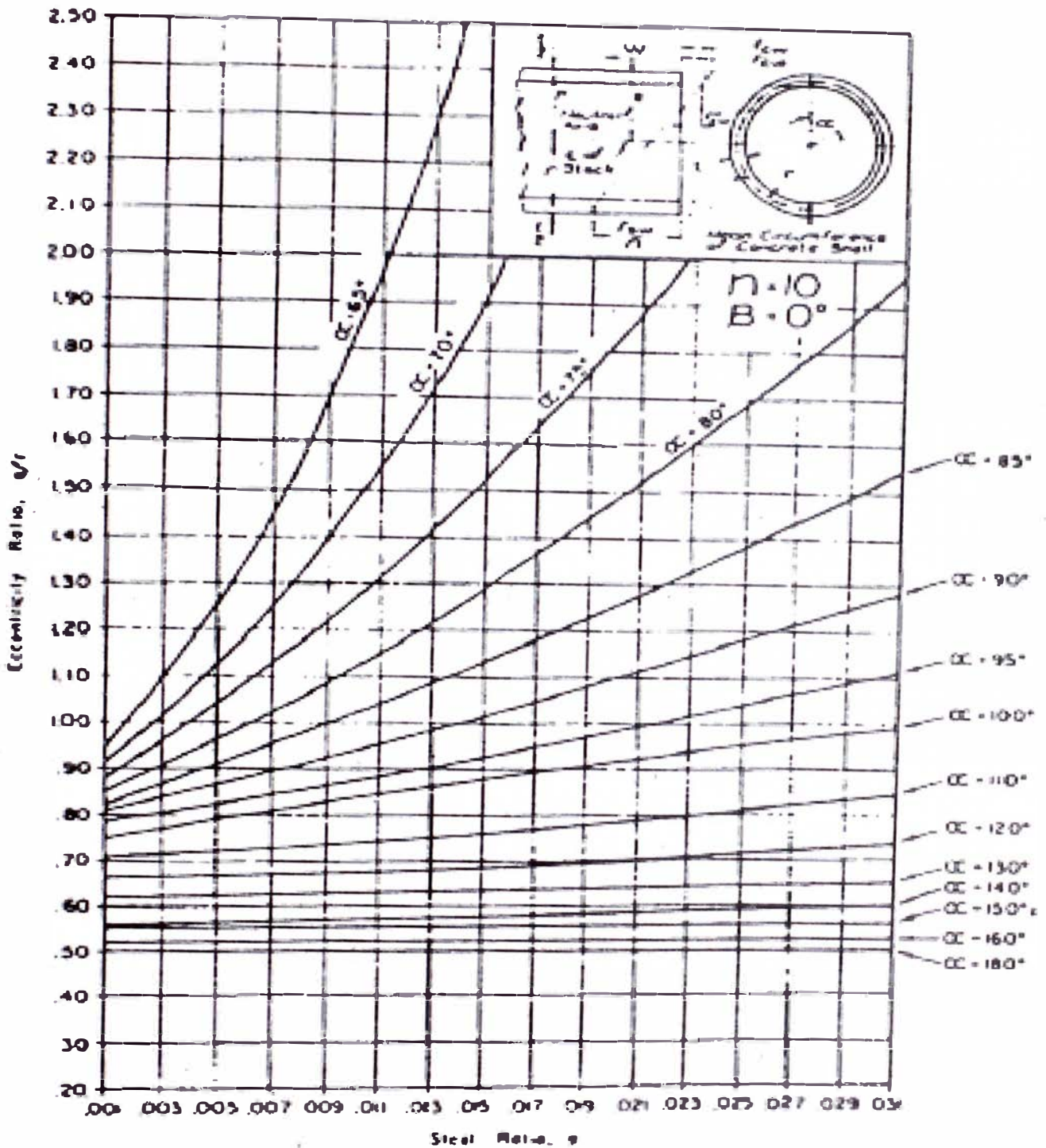
Values of n for $n = 8$ and $\beta = 15$ deg

Gráfico para obtención de cuantías de refuerzo.



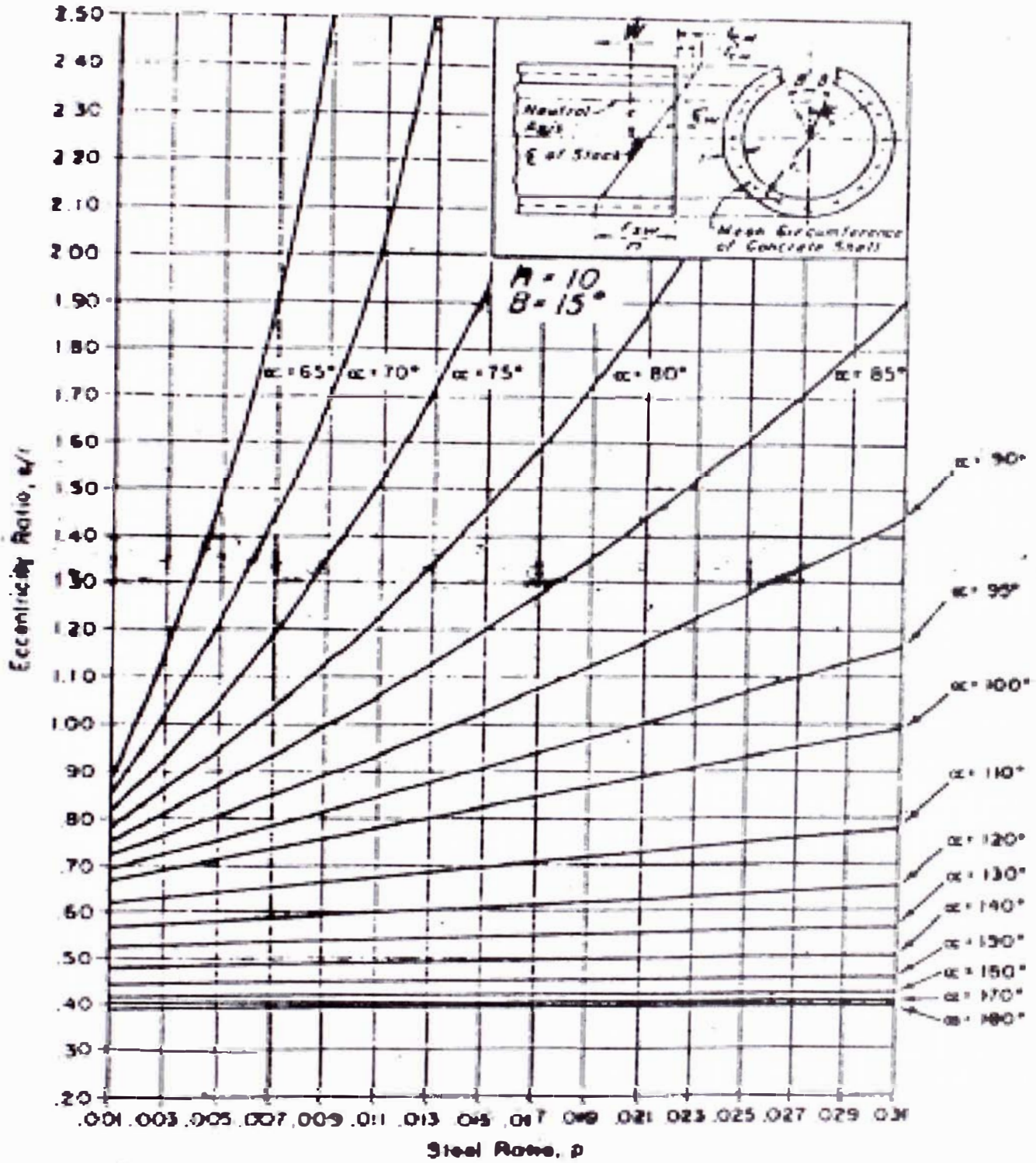
Values of u for $n = 8$ and $\beta = 30$ deg

Grafico para obtención de cuantías de refuerzo.



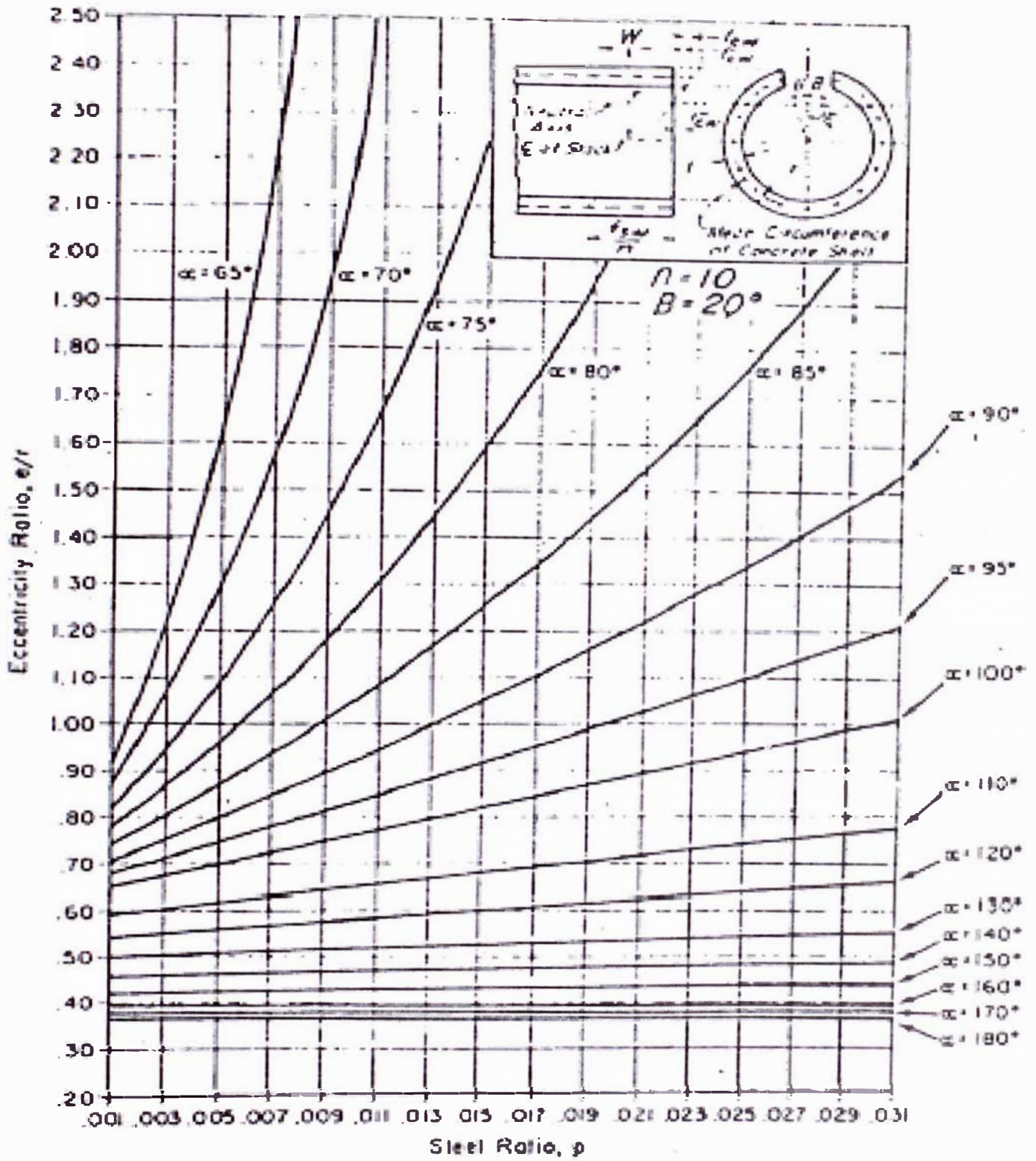
Values of α for $n = 10$ and $\beta = 0$ deg

Gráfico para obtención de cuantías de refuerzo.



Values of α for $n = 10$ and $\beta = 15$ deg

Gráfico para obtención de cuantías de refuerzo.



Values of α for $n = 10$ and $\beta = 20$ deg

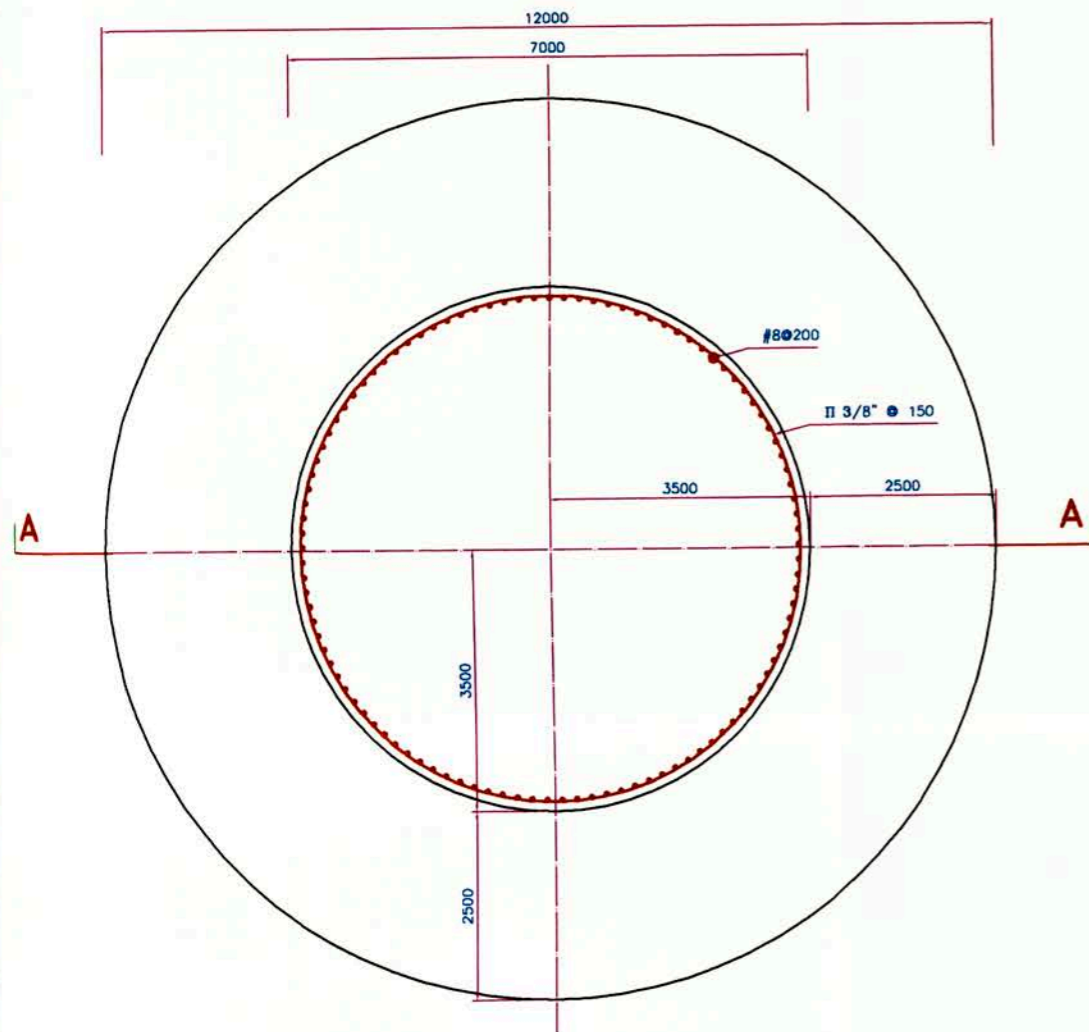
Gráfico para obtención de cuantías de refuerzo.



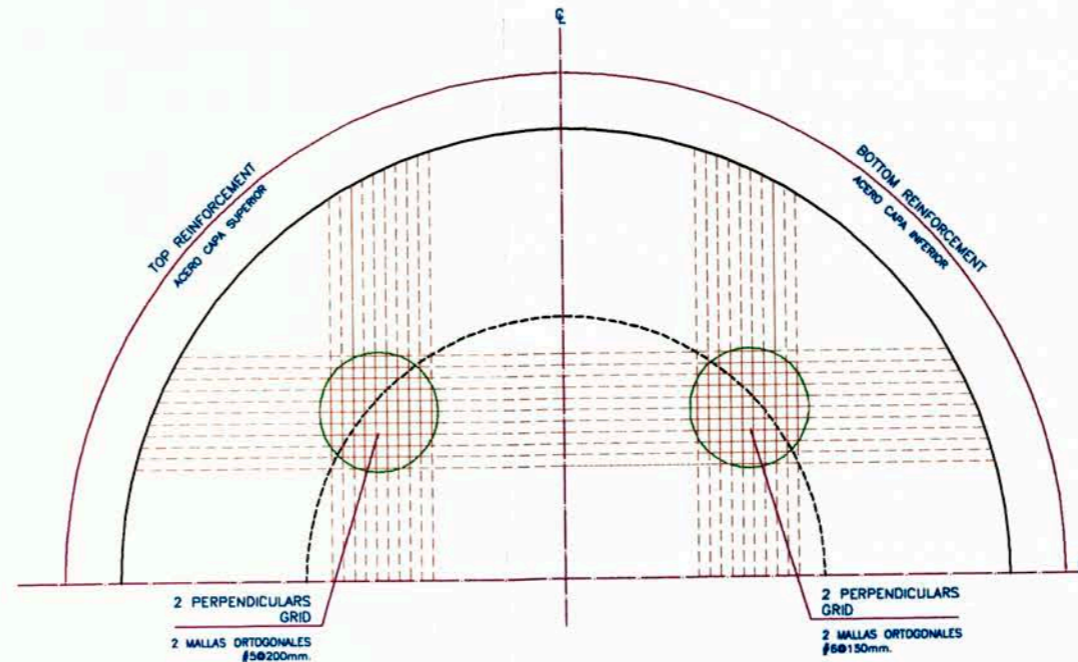
PLANOS

A continuación se muestra el listado de planos producidos en el presente informe:

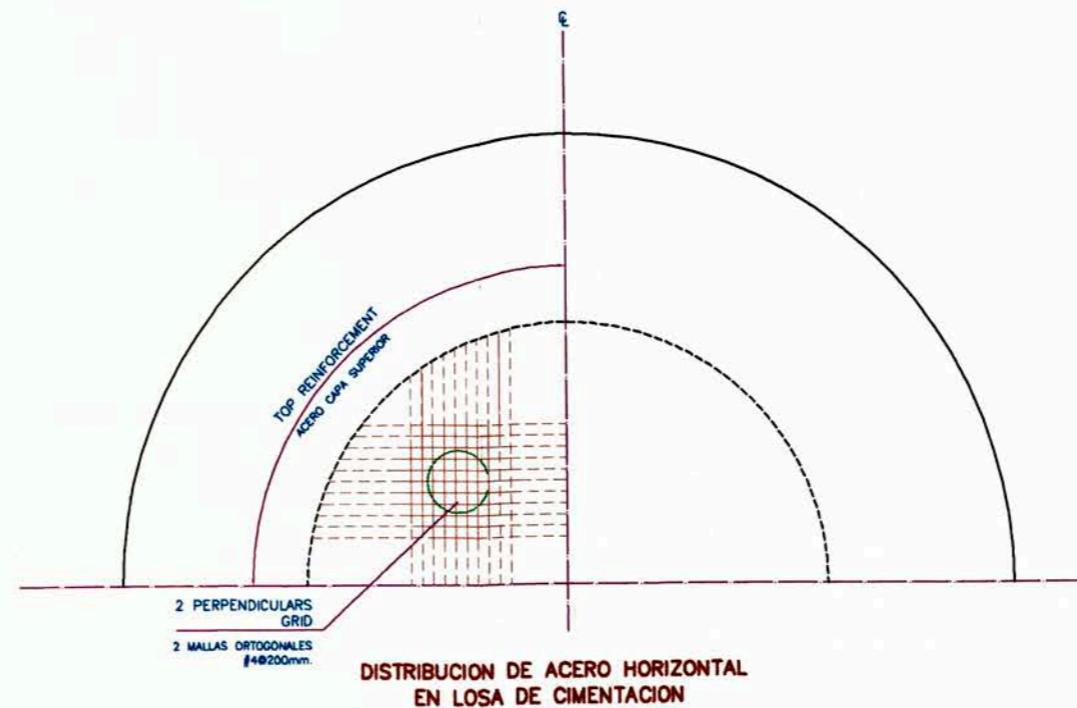
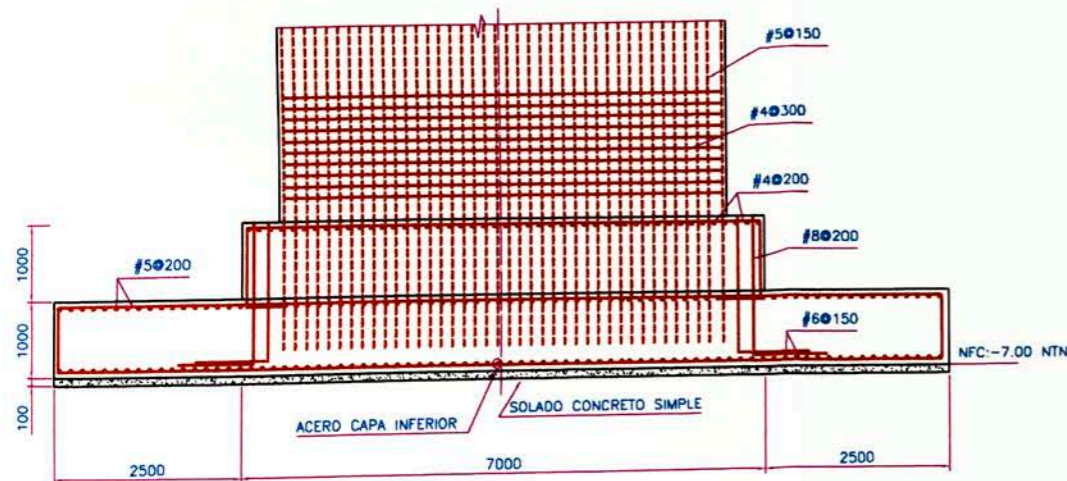
- Plano de Ubicación, Cerco Perimétrico y Distribución en Planta (ES-01)
- Plano de Cimentaciones (ES-02)
- Plano Superestructura (ES-03)
- Plano de distribución de Tuberías (ES-04)
- Plano de Ubicación y distribución en Planta (IS-01)
- Esquema de Trazado de la Red (IS-02)
- Plano de Red de Agua Potable (IS-03)
- Plano de Conexiones Domiciliarias (IS-04)
- Esquema de Accesorios (IS-05)



PLANTA DE LA CIMENTACION



DISTRIBUCION DE ACERO HORIZONTAL EN LOSA DE CIMENTACION



DISTRIBUCION DE ACERO HORIZONTAL EN LOSA DE CIMENTACION

ESPECIFICACIONES TECNICAS

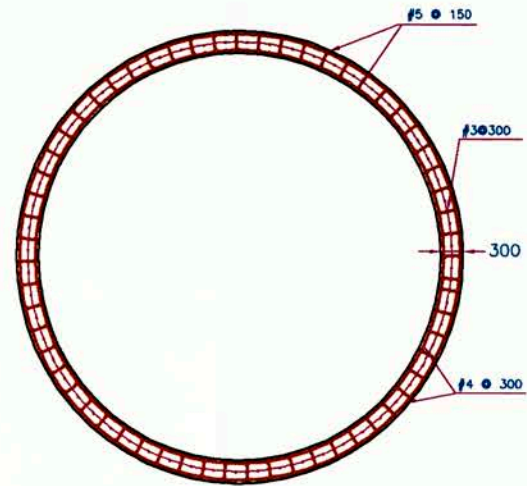
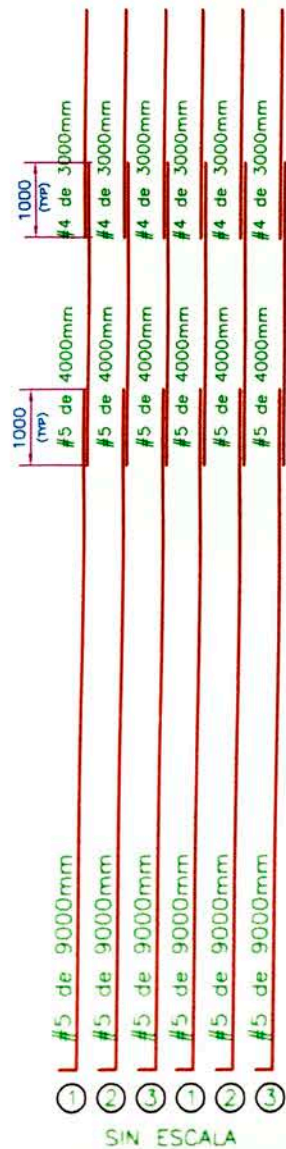
- CONCRETO SIMPLE**
 - CONCRETO SOLADO GRADO E2 $f'c = 10 \text{ MPa}$
- CONCRETO REFORZADO**
 - LOSA DE CIMENTACION GRADO G2' $f'c = 28 \text{ MPa}$
 - MUROS, LOSAS, VIGAS GRADO G1 $f'c = 25 \text{ MPa}$
 - Para la Fabricación de Concreto Usar Cemento Portland Tipo V
- ACERO ESTRUCTURAL**
 - ACERO ASTM A-615 GRADO 420 $Fy = 420 \text{ MPa}$
- RECUBRIMIENTOS**
 LOSA DE CIMENTACION 100
 VIGAS, MUROS Y PILOTES 75 o indicado
 LOSAS MACIZAS 25
- CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO**
 - Capacidad portante a 7 m NTN $\sigma = 3.00 \text{ Kg/cm}^2$
- REVESTIMIENTO**
 - IMPERMEABILIZAR EL INTERIOR DE LA CUBA CON MORTERO 1:3 CEMENTO - ARENA DE 20 mm. DE ESPESOR, ACABADO FROTACHADO FINO, UTILIZAR ADITIVO IMPERMEABILIZANTE.
 - LA SUPERFICIE EXTERIOR DE LA CUBA SE TARRAJEARA CON MORTERO 1:4 CEMENTO - ARENA DE 20 mm. DE ESPESOR, ACABADO FROTACHADO FINO
 - FUSTE DE SUSTENTACION TENDRA UN ACABADO EXTERIOR CARAVISTA
 - LA SUPERFICIE LATERAL DE LA LOSA DE CIMENTACION SE PINTARA CON ASFALTO LIGERO INDUSTRIAL RC-60

BARRA DESIGNACION	DIAMETRO (mm.)	LONG. DE EMPALME (mm)	$f'c=25 \text{ MPa}$
#3	9.5	400	
#4	12.7	600	
#5	15.9	650	
#6	19.1	850	
#8	25.4	1500	

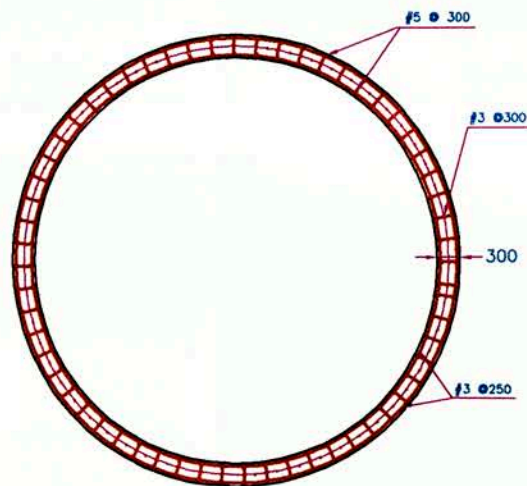
ESPECIFICACIONES TECNICAS

- CONCRETO SIMPLE**
 - CONCRETO SOLADO GRADO E2 $f'c = 10 \text{ MPa}$
- CONCRETO REFORZADO**
 - LOSA DE CIMENTACION GRADO O2' $f'c = 28 \text{ MPa}$
 MUROS, LOSAS, VIGAS GRADO G1 $f'c = 25 \text{ MPa}$
 - Para la Fabricación de Concreto Usar Cemento Portland Tipo V
- ACERO ESTRUCTURAL**
 - ACERO ASTM A-615 GRADO 420 $F_y = 420 \text{ MPa}$
- RECUBRIMIENTOS**
 LOSA DE CIMENTACION 100
 VIGAS, MUROS y PILOTES 75 o indicado
 LOSAS MACIZAS 25
- CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO**
 - Capacidad portante a 7 m NTN $\sigma = 3.00 \text{ Kg/cm}^2$
- REVESTIMIENTO**
 - IMPERMEABILIZAR EL INTERIOR DE LA CUBA CON MORTERO 1:3 CEMENTO - ARENA DE 20 mm. DE ESPESOR, ACABADO FROTACHADO FINO, UTILIZAR ADITIVO IMPERMEABILIZANTE.
 - LA SUPERFICIE EXTERIOR DE LA CUBA SE TARRAJEARA CON MORTERO 1:4 CEMENTO - ARENA DE 20 mm. DE ESPESOR, ACABADO FROTACHADO FINO
 - FUSTE DE SUSTENTACION TENDRA UN ACABADO EXTERIOR CARAVISTA
 - LA SUPERFICIE LATERAL DE LA LOSA DE CIMENTACION SE PINTARA CON ASFALTO LIGERO INDUSTRIAL RC-60

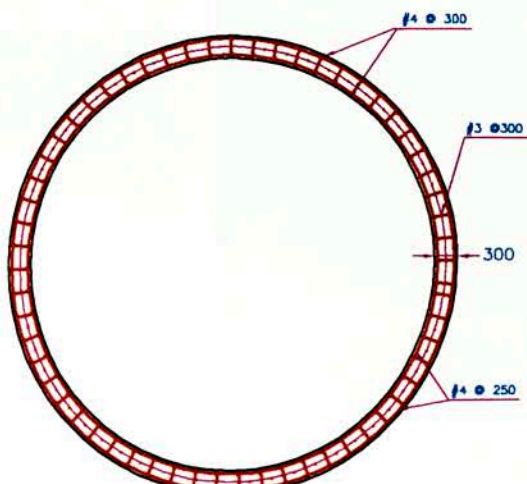
BARRA DESIGNACION	DIAMETRO (mm.)	LONG. DE EMPALME (mm)
#3	9.5	400
#4	12.7	600
#5	15.9	650
#6	19.1	850
#8	25.4	1500



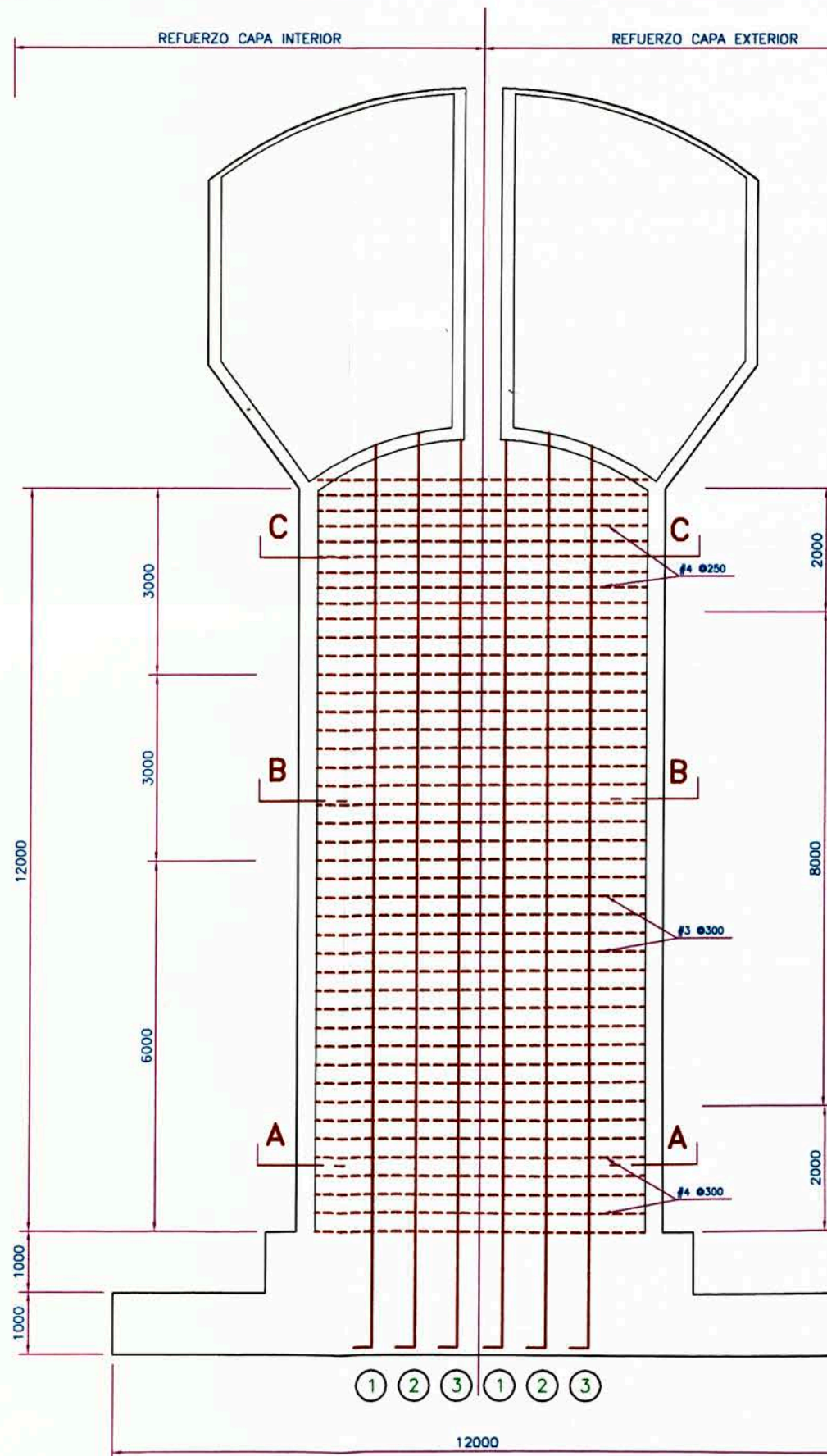
SECCION A-A



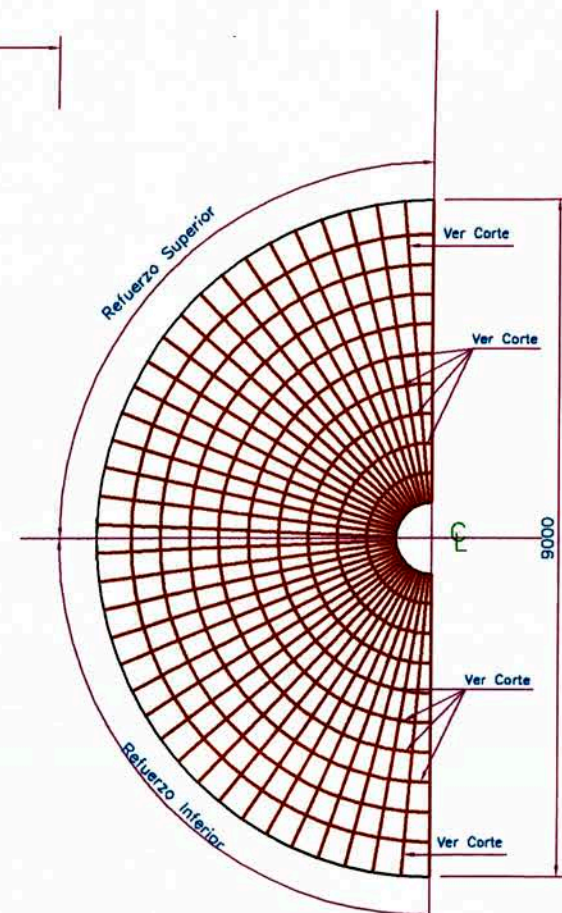
SECCION B-B



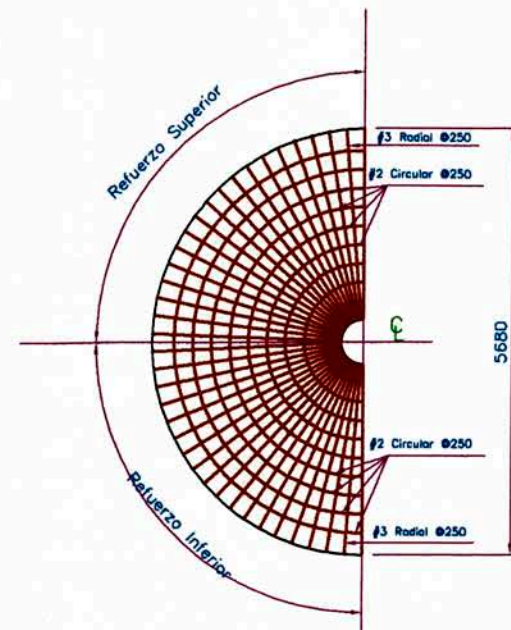
SECCION C-C





DISTRIBUCION DE ACERO VERTICAL EN EL FUSTE DE SUSTENTACION



DISTRIBUCION EN PLANTA ACERO HORIZONTAL CUPULA

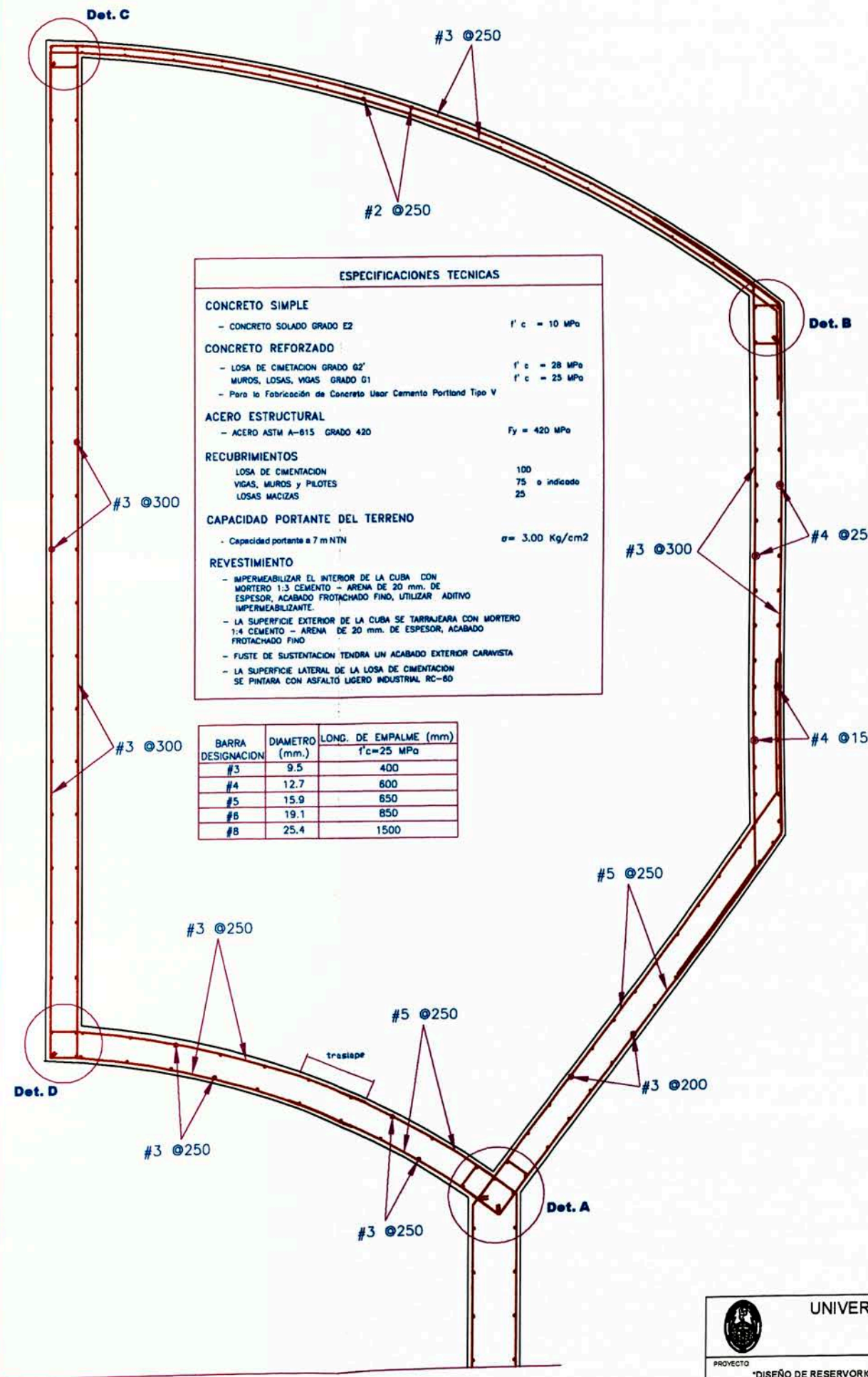


DISTRIBUCION EN PLANTA ACERO HORIZONTAL FONDO DE CUBA - PLANTA

 UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL CURSO DE TITULACION PROFESIONAL		
PROYECTO	"DISEÑO DE RESERVOIRIO Y RED DE AGUA POTABLE - UNIPAMPA SECTOR 2"	
PLANO	DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA	
EQUIPO RESPONSABLE	Bach. Ing. JUAN LEONARDO TELLO DEL PINO	
REVISOR	ING. EDUARDO HUARI CAMA	
ESCALA	1/100	FECHA: ABRIL-2007
		ES-03 1/2



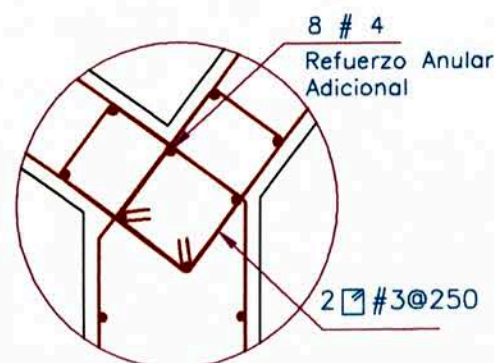
JUNTA TIPICA DE CONSTRUCCION DE MUROS DE FUSTE



ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO SIMPLE	
- CONCRETO SOLADO GRADO E2	$f'c = 10 \text{ MPa}$
CONCRETO REFORZADO	
- LOSA DE CIMENTACION GRADO G2'	$f'c = 28 \text{ MPa}$
- MUROS, LOSAS, VIGAS GRADO G1	$f'c = 25 \text{ MPa}$
- Para la Fabricación de Concreto usar Cemento Portland Tipo V	
ACERO ESTRUCTURAL	
- ACERO ASTM A-615 GRADO 420	$Fy = 420 \text{ MPa}$
RECUBRIMIENTOS	
LOSA DE CIMENTACION	100
VIGAS, MUROS y PILOTES	75 o indicado
LOSAS MACIZAS	25
CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO	
- Capacidad portante a 7 m NTN	$\sigma = 3.00 \text{ Kg/cm}^2$
REVESTIMIENTO	
- IMPERMEABILIZAR EL INTERIOR DE LA CUBA CON MORTERO 1:3 CEMENTO - ARENA DE 20 mm. DE ESPESOR, ACABADO FROTACHADO FINO, UTILIZAR ADITIVO IMPERMEABILIZANTE.	
- LA SUPERFICIE EXTERIOR DE LA CUBA SE TARRAJEARA CON MORTERO 1:4 CEMENTO - ARENA DE 20 mm. DE ESPESOR, ACABADO FROTACHADO FINO	
- FUSTE DE SUSTENTACION TENDRA UN ACABADO EXTERIOR CARAVISTA	
- LA SUPERFICIE LATERAL DE LA LOSA DE CIMENTACION SE PINTARA CON ASFALTO LIGERO INDUSTRIAL RC-80	

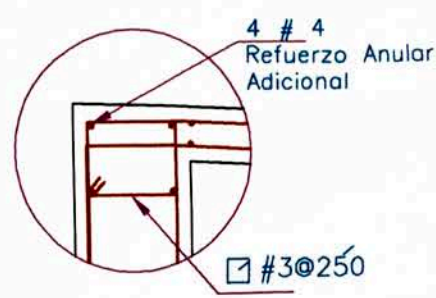
BARRA DESIGNACION	DIAMETRO (mm.)	LONG. DE EMPALME (mm)
#3	9.5	400
#4	12.7	600
#5	15.9	850
#6	19.1	850
#8	25.4	1500



Det. A



Det. B



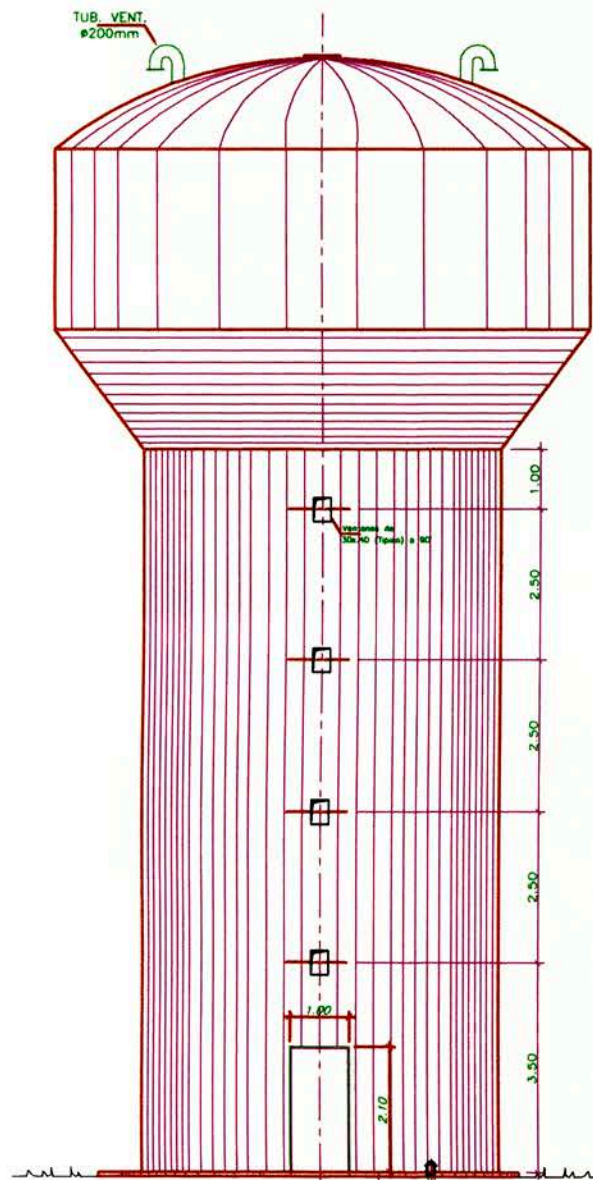
Det. C



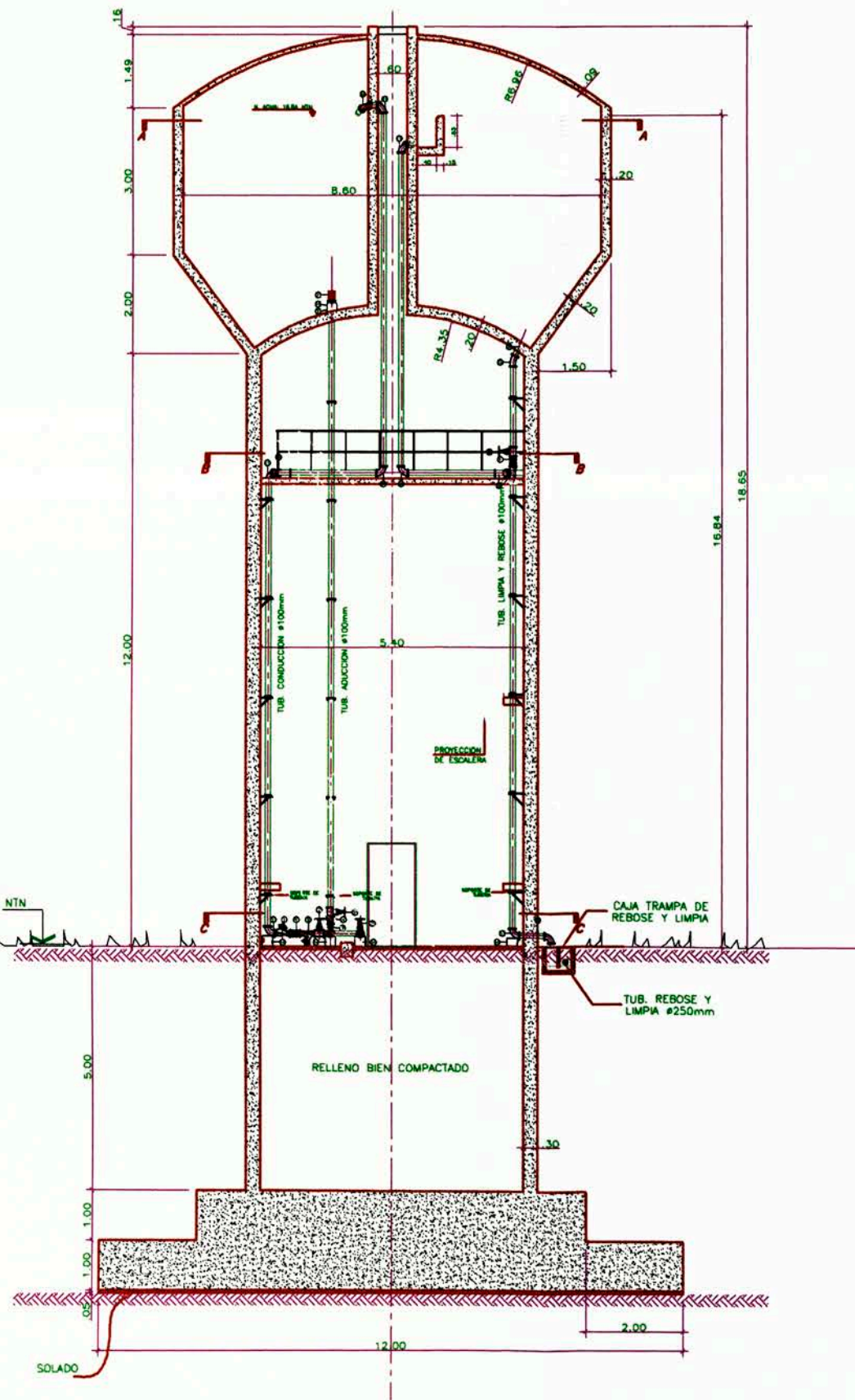
Det. D

REFUERZO MURO DE CUBA

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL CURSO DE TITULACION PROFESIONAL		
PROYECTO	"DISEÑO DE RESERVORIO Y RED DE AGUA POTABLE - UNIPAMPA SECTOR 2"	
PLAN:	DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA	
EQUIPO RESPONSABLE:	Bach. Ing. JUAN LEONARDO TELLO DEL PINO	
REVISOR:	ING. EDUARDO HUARI CAMA	
ESCALA:	1/30	FECHA: ABRIL-2007
		LAMINA ES-03 2/2





ELEVACION DEL RESERVORIO
ESCALA 1/125

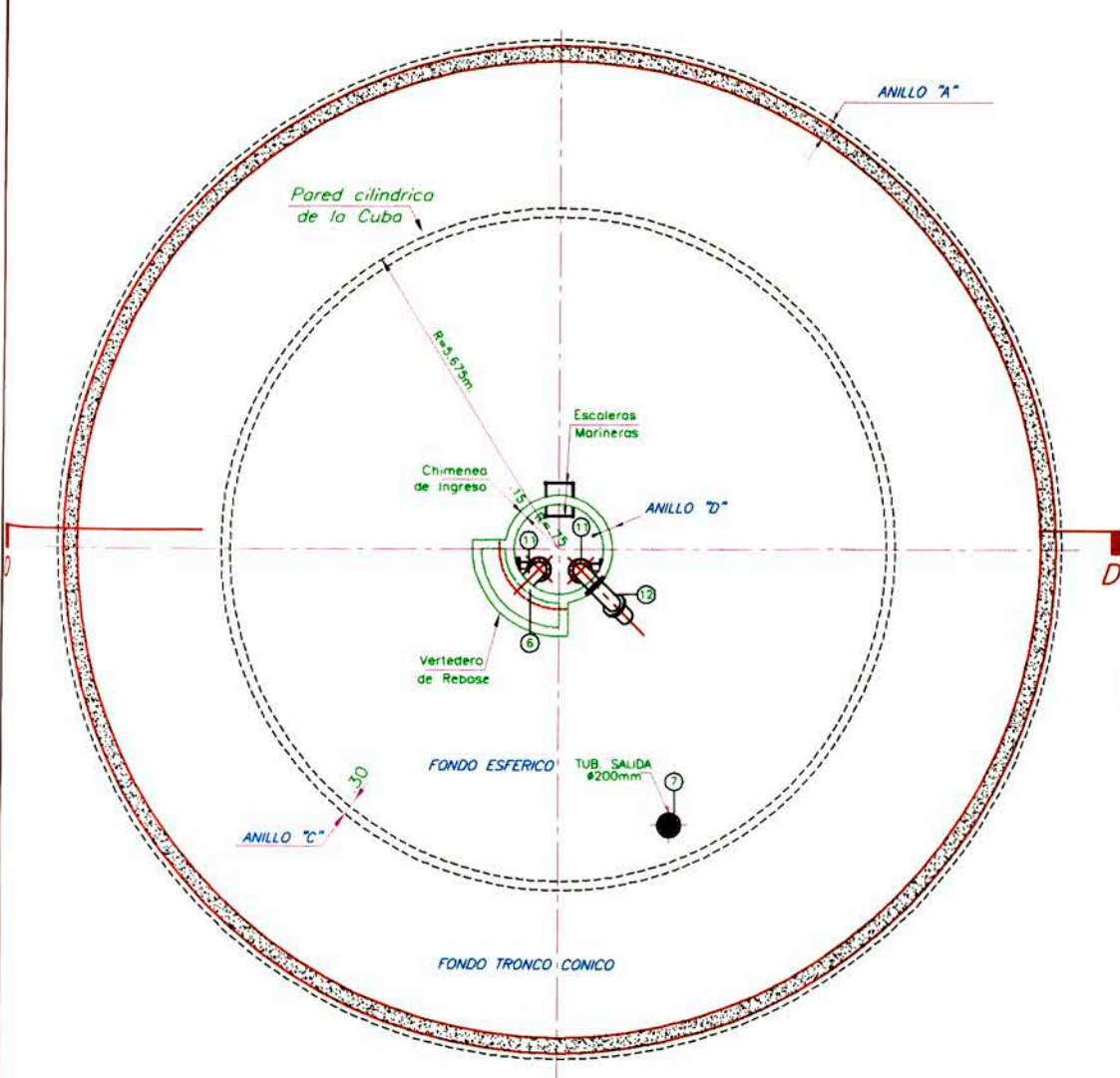


CORTE DEL RESERVORIO
ESCALA 1/125

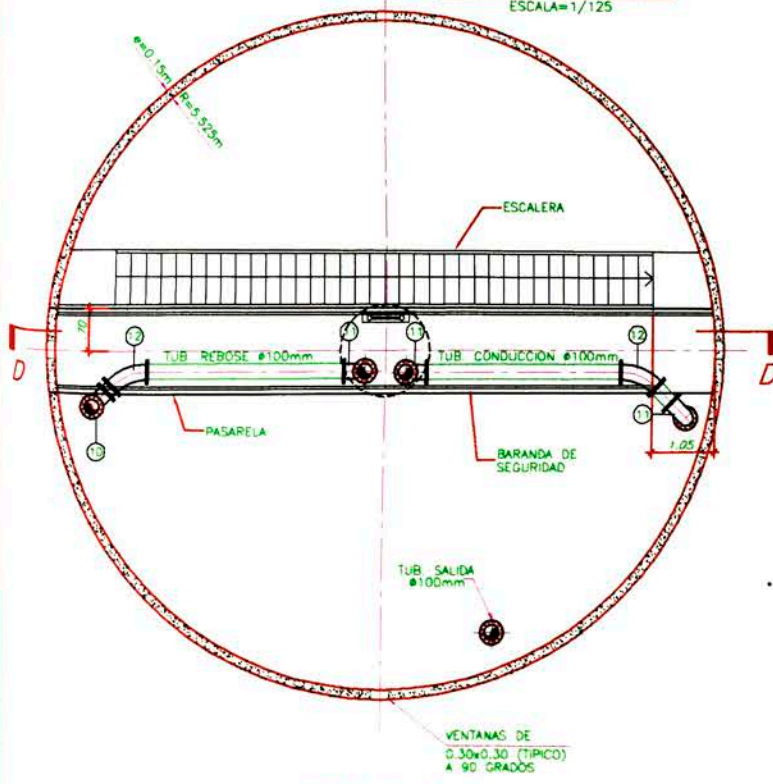
NOMENCLATURA		
NUMERO	DESCRIPCION	DIAMETRO
①	VALVULA DE ALTITUD	100mm
②	VALVULA DE COMPUERTA FO. FDO.	100mm
③	VALVULA DE INTERRUPCION	20mm
④	UNION FLEXIBLE TIPO DRESSER	100mm
⑤	TRANSICION BRIDA-CAMPANA	100mm
⑥	BRIDA ROMPEAGUA	100mm
⑦	CANASTILLA DE FO. GALV.	100mm
⑧	FILTRO TIPO YEE BRIDADO	100mm
⑨	MEDIDOR DE CAUDAL BRIDADO	100mm
⑩	TEE	100mmx100mm
⑪	CODO	100mmx90°
⑫	CODO	100mmx45°
⑬	CODO	100mmx22.5°
⑭	APOYO DE CONCRETO	-

 UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL CURSO DE TITULACION PROFESIONAL		
PROYECTO	"DISEÑO DE RESERVORIO Y RED DE AGUA POTABLE - UNIPAMPA SECTOR 2"	
PLANO	ELEVACION Y CORTE - DISTRIBUCION DE TUBERIAS	
EQUIPO RESPONSABLE	Bach. Ing. JUAN LEONARDO TELLO DEL PINO	
REVISOR	ING. EDUARDO HUARI CAMA	
ESCALA	1/125	FECHA: ABRIL 2007

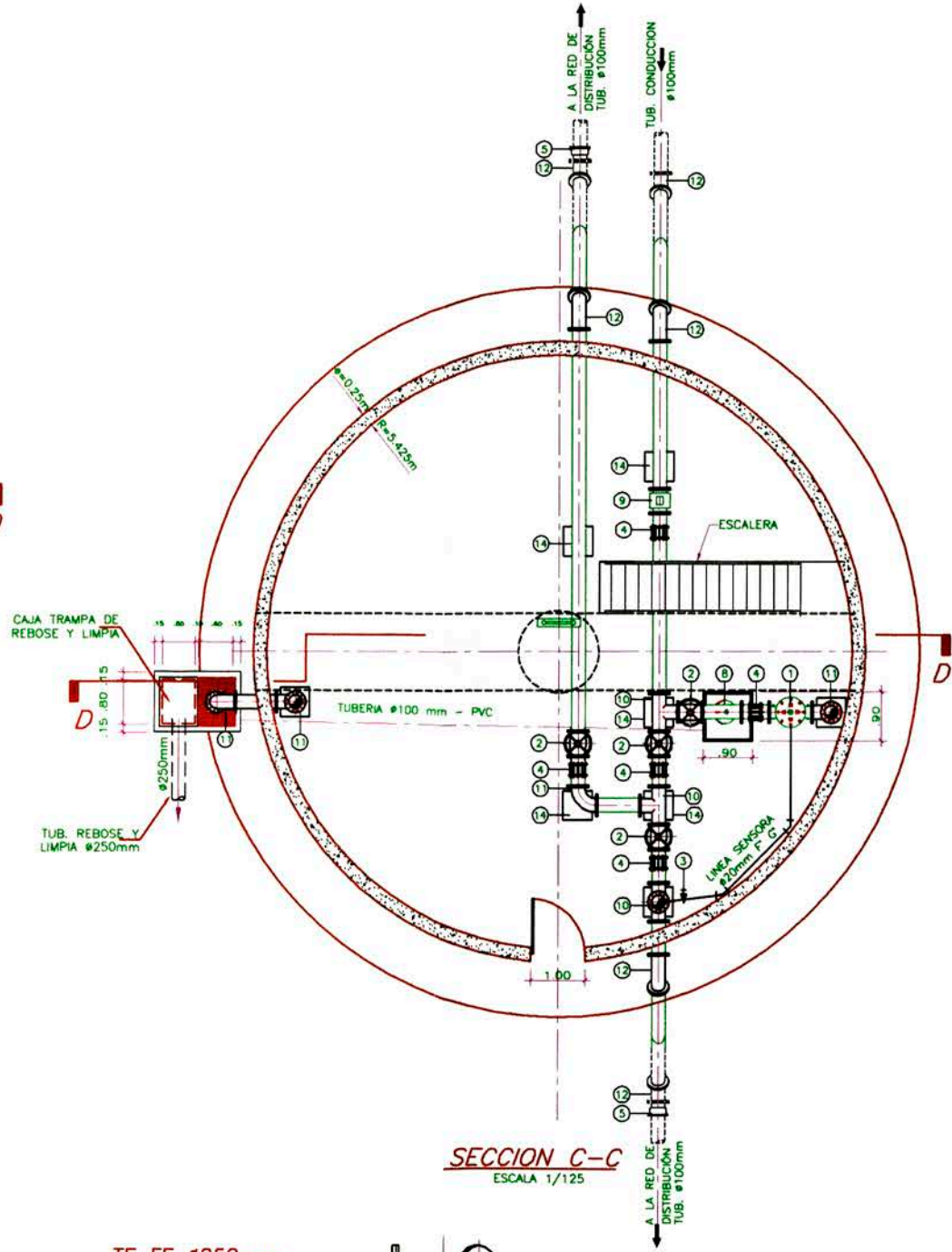
ES-04
1/2



SECCION A - A
ESCALA=1/125

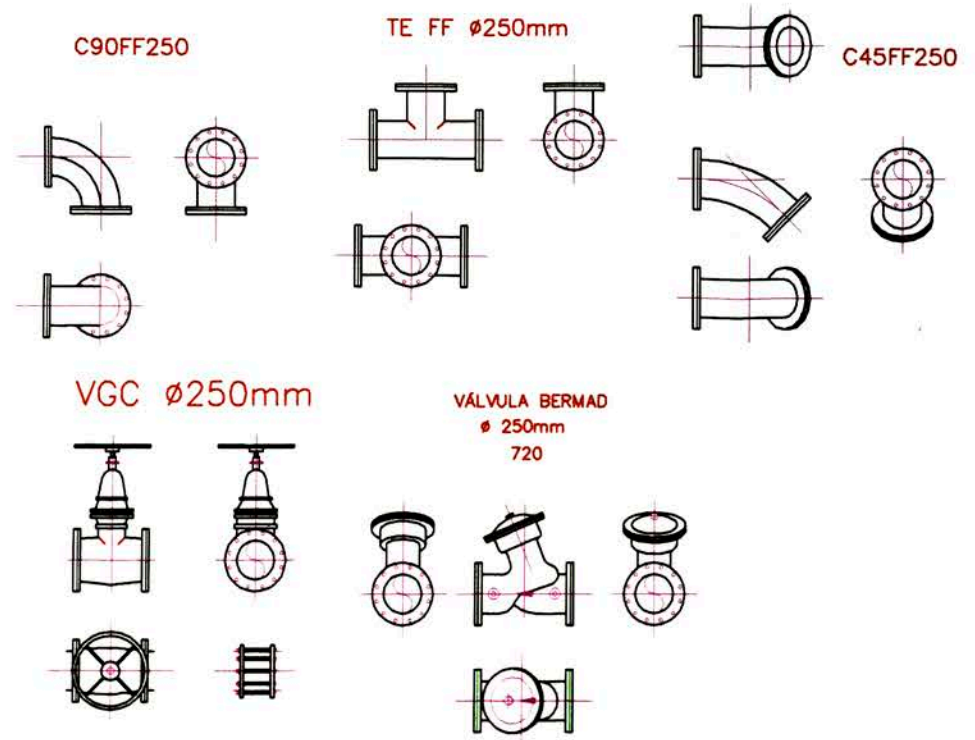
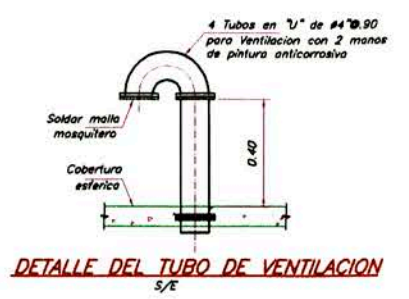


SECCION B-B
ESCALA=1/125



SECCION C-C
ESCALA 1/125

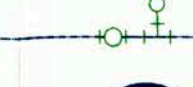


NOMENCLATURA		
NUMERO	DESCRIPCION	DIAMETRO
①	VALVULA DE ALTITUD	100mm
②	VALVULA DE COMPUERTA FO. FDO.	100mm
③	VALVULA DE INTERRUPCION	20mm
④	UNION FLEXIBLE TIPO DRESSER	100mm
⑤	TRANSICION BRIDA-CAMPANA	100mm
⑥	BRIDA ROMPEAGUA	100mm
⑦	CANASTILLA DE FO. GALV.	100mm
⑧	FILTRO TIPO YEE BRIDADO	100mm
⑨	MEDIDOR DE CAUDAL BRIDADO	100mm
⑩	TEE	100mmx100mm
⑪	CODO	100mmx90°
⑫	CODO	100mmx45°
⑬	CODO	100mmx22.5°
⑭	APOYO DE CONCRETO	-





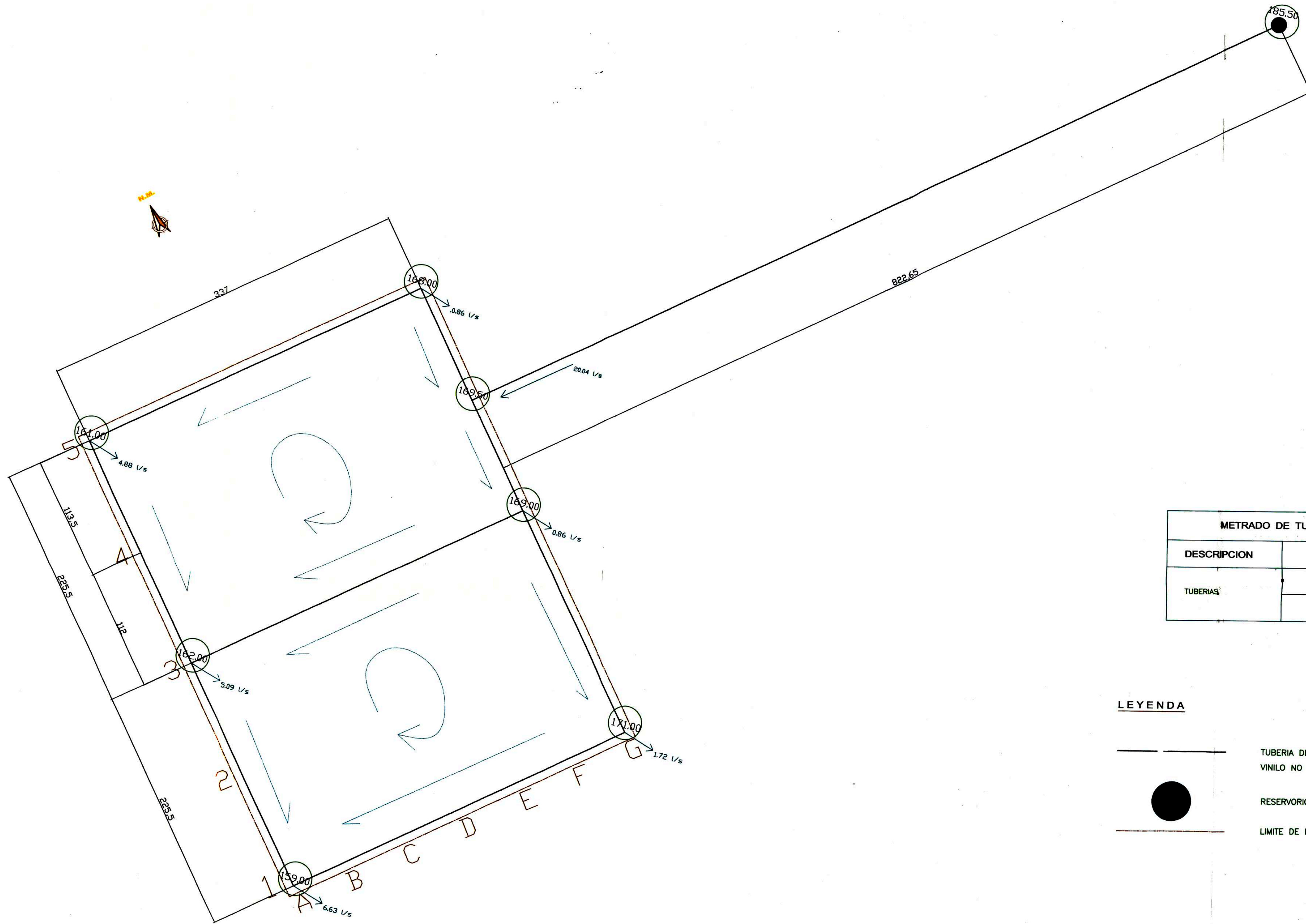
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL CURSO DE TITULACIÓN PROFESIONAL		ES-04 2/2	
PROYECTO	"DISEÑO DE RESERVOIRIO Y RED DE AGUA POTABLE - UNIPAMPA SECTOR 2"		
PLANO	PLANTA, DETALLES - DISTRIBUCION DE TUBERIAS		
EQUIPO RESPONSABLE	Bach. Ing. JUAN LEONARDO TELLO DEL PINO		
REVISOR	ING. EDUARDO HUARI CAMA		
ESCALA	1/125	FECHA	ABRIL 2007



LEYENDA

-  TUBERIA DE AGUA POTABLE PROYECTADA DE POLICLORURO DE VINILO NO PLASTIFICADO (PVC-U) NTP ISO 4422: PN 10
-  RESERVORIO ELEVADO PROYECTADO
-  LIMITE DE PROPIEDAD DE LA HABITACION

 UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL CURSO DE TITULACION PROFESIONAL		
PROYECTO:	DISEÑO DE RESERVORIO Y RED DE AGUA POTABLE - UNIPAMPA SECTOR 2 ^a	
PLANO:	UBICACION Y DISTRIBUCION EN PLANTA DE LA RED DE AGUA POTABLE	
EQUIPO RESPONSABLE:	Bach. Ing. JUAN LEONARDO TELLO DEL PINO	
REVISION:	ING. EDUARDO HUARI CAMA	
		IS-01



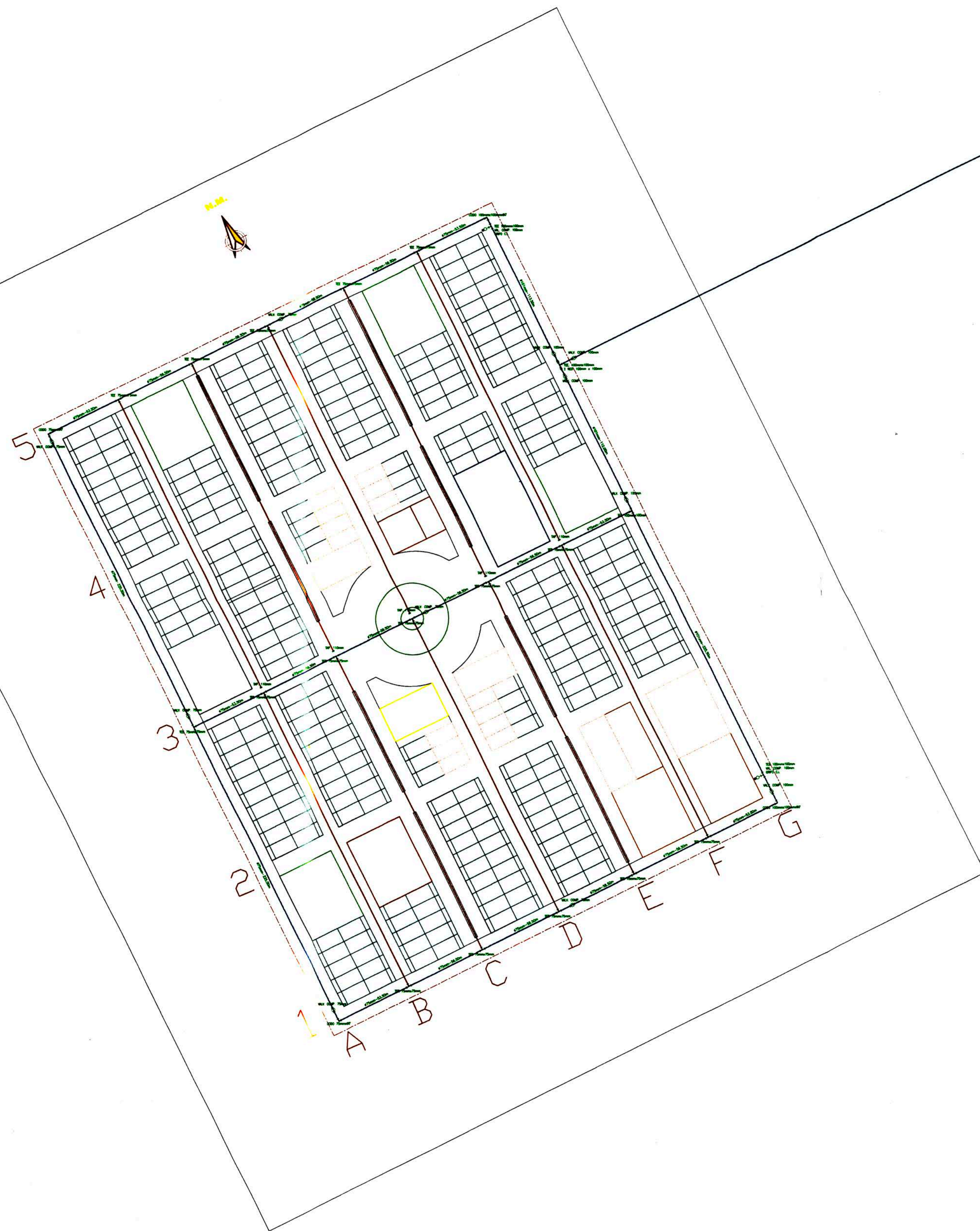
METRADO DE TUBERIAS DE RED PRINCIPAL

DESCRIPCION	DIAMETRO	CANTIDAD
TUBERIAS	100mm (4")	451.00 m
	75mm (3")	1462.00 m

LEYENDA

- TUBERIA DE AGUA POTABLE PROYECTADA DE POLICLORURO DE VINILO NO PLASTIFICADO (PVC-U) NTP ISO 4422: PN 10
- RESERVORIO ELEVADO PROYECTADO
- LIMITE DE PROPIEDAD DE LA HABILITACION

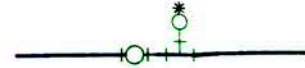


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL CURSO DE TITULACION PROFESIONAL		
PROYECTO: DISEÑO DE RESERVORIO Y RED DE AGUA POTABLE - UNIPAMPA SECTOR 2'		IS-02.
PLANO: ESQUEMA DE TRAZADO DE LA RED DE AGUA POTABLE		
EQUIPO RESPONSABLE: Bach. Ing. JUAN LEONARDO TELLO DEL PINO		
REVISOR: ING. EDUARDO HUARI CAMA		
ESCALA: 1:2000	FECHA: ABRIL 2007	





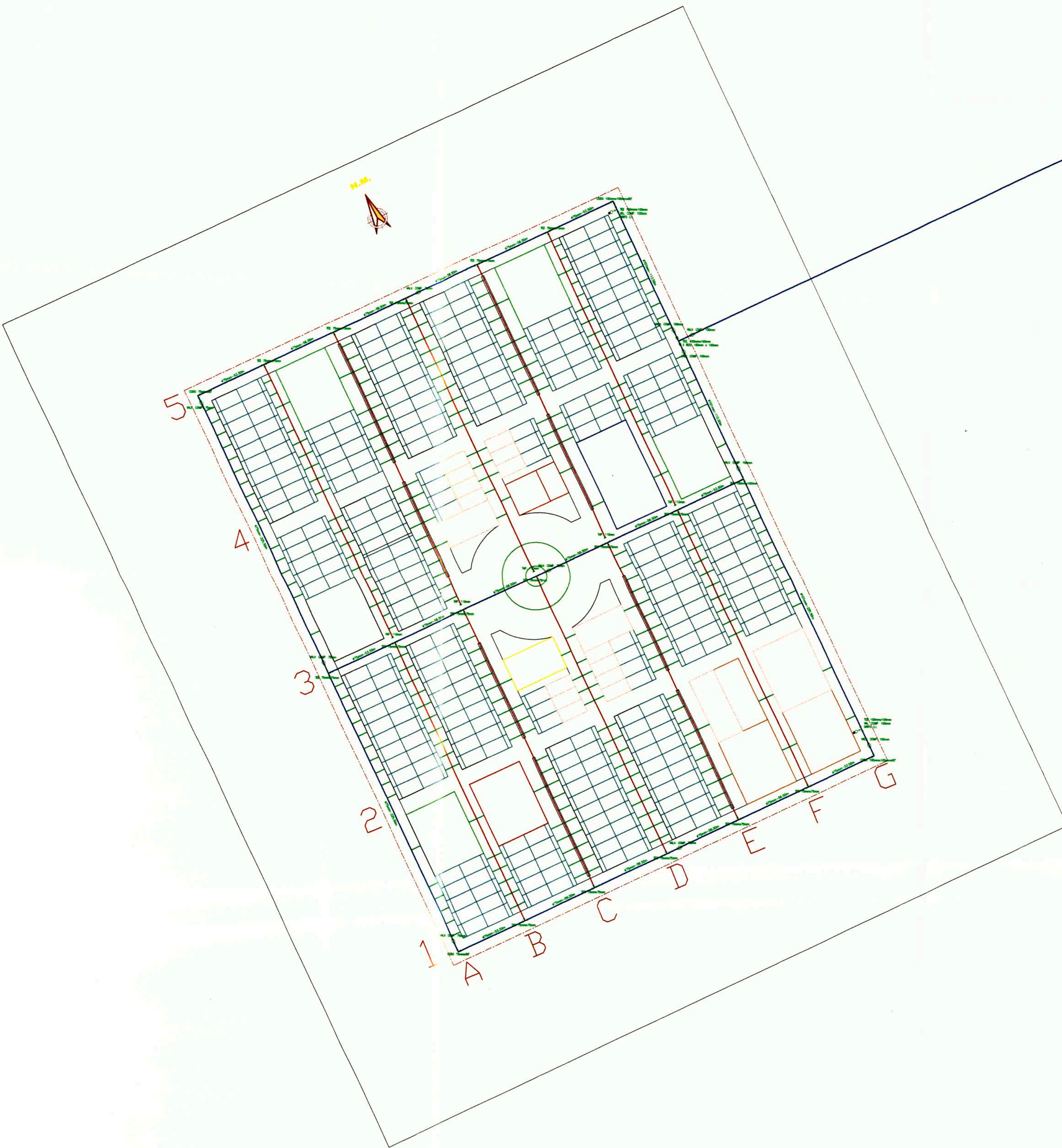
NORMAS TECNICAS	
DESCRIPCION	NORMA
1. TUBERIA DE POLICLORURO DE VINILO NO PLASTIFICADO PVC-U Y ACCESORIOS - TUBERIAS Y ACCESORIOS - TIPO DE UNION - LOS ACCESORIOS SERAN DEL TIPO INYECTADOS	NTP ISO-4422: 1997 PARA >= DN 63mm HASTA DN < 63mm DN, ESPECIFICACIONES DE SEDAPAL HASTA 63mm DN, CON ANILLO ELASTOMERICO NORMA ISO 4633 O MEDIANTE CEMENTO DISOLVENTE LA NTP 399.090 MAYORES A 63mm DN ANILLO ELASTOMERICO NORMA ISO-4633
2. VALVULAS DE FIERRO FUNDIDO	ESPECIF. TECNICAS DE SEDAPAL R.G.G. 059-96 BASADAS EN LA NTP-ISO 7259
3. ACCESORIOS DE FIERRO FUNDIDO GRIS	NTP 350.104: 1997 FIERRO FUNDIDO LAMINAR
4. FIERRO GALVANIZADO	NTP ISO 49: 1997
5. ANILLOS DE CAUCHO	NTP ISO 4633: 1999
6. PEGAMENTO PARA UNION DE TUBOS	NTP 399.090
7. ACOPLERES FLEXIBLES DE AMPLIO RANGO	ESPEC. TECNICAS DE SEDAPAL R.G.G. 100-200 (BASADAS EN ANSI/AWWA C 219)
8. ABRAZADERAS PARA CONEXION DOMICILIARIA	NTP NTP 350.096: 2001 - ABRAZADERAS METALICAS NTP 399.137: 1997 - ABRAZADERAS TERMOPLASTICAS NTP 350.106: 1999
9. TAPAS Y MARCOS DE FIERRO PARA CAJA DE VALVULA	NTP 350.107 DE ALEACION DE COBRE ZINC
10. VALVULAS DE PASO CON NIPLE TELESCOPICO Y SALIDA AUXILIAR PARA CONEXION DOMICILIARIA	NTP 339.165: 2001 DE MATERIAL TERMOPLASTICO
11. CAJA PORTA MEDIDOR DE CONCRETO	NTP 334.081: 1999
12. MARCO Y TAPA DE ACERO GALVANIZADO PARA CAJA PORTAMEDIDOR	NTP 350.085: 1997

METRADO DE TUBERIAS DE RED PRINCIPAL		
DESCRIPCION	DIAMETRO	CANTIDAD
TUBERIAS	100mm (4")	451.00 m
	75mm (3")	1462.00 m

LEYENDA

-  TUBERIA DE AGUA POTABLE PROYECTADA DE POLICLORURO DE VINILO NO PLASTIFICADO (PVC-U) NTP ISO 4422: PN 10
-  RESERVORIO ELEVADO PROYECTADO
-  LIMITE DE PROPIEDAD DE LA HABILITACION

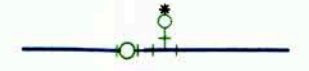


 UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL CURSO DE TITULACION PROFESIONAL		
PROYECTO: "DISEÑO DE RESERVORIO Y RED DE AGUA POTABLE - UNIPAMPA SECTOR 2"		IS-03
PLANO: PLANO DE RED DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE		
EQUIPO RESPONSABLE: Bach. Ing. JUAN LEONARDO TELLO DEL PINO		
REVISOR: ING. EDUARDO HUARI CAMA		
ESCALA: 1/2000	FECHA: ABRIL-2007	




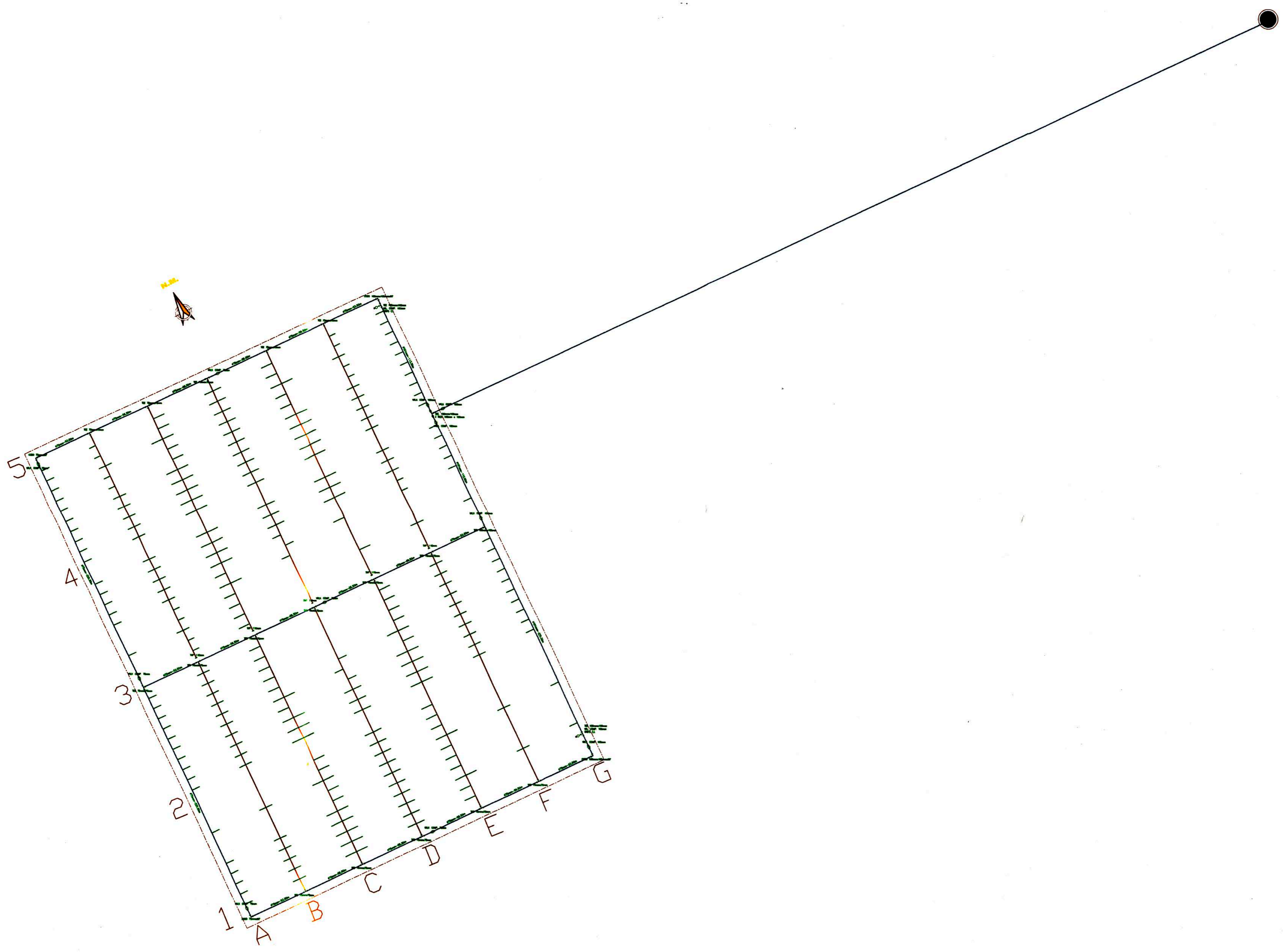
NORMAS TECNICAS	
DESCRIPCION	NORMA
1. TUBERIA DE POLICLORURO DE VINILO NO PLASTIFICADO PVC-U Y ACCESORIOS - TUBERIAS Y ACCESORIOS - TIPO DE UNION - LOS ACCESORIOS SERAN DEL TIPO INYECTADOS	NTP ISO-4422: 1997 PARA >= DN 63mm HASTA DN < 63mm DN, ESPECIFICACIONES DE SEDAPAL HASTA 63mm DN, CON ANILLO ELASTOMERICO NORMA ISO 4633 O MEDIANTE CEMENTO DISOLVENTE LA NTP 399.090 MAYORES A 63mm DN ANILLO ELASTOMERICO NORMA ISO-4633
2. VALVULAS DE FIERRO FUNDIDO	ESPECIF. TECNICAS DE SEDAPAL R.G.G. 059-96 BASADAS EN LA NTP-ISO 7259
3. ACCESORIOS DE FIERRO FUNDIDO GRIS	NTP 350.104: 1997 FIERRO FUNDIDO LAMINAR
4. FIERRO GALVANIZADO	NTP ISO 49: 1997
5. ANILLOS DE CAUCHO	NTP ISO 4633: 1999
6. PEGAMENTO PARA UNION DE TUBOS	NTP 399.090
7. ACOPLES FLEXIBLES DE AMPLIO RANGO	ESPEC. TECNICAS DE SEDAPAL R.G.G. 100-200 (BASADAS EN ANSI/AWWA C 219)
8. ABRAZADERAS PARA CONEXION DOMICILIARIA	NTP NTP 350.096: 2001 - ABRAZADERAS METALICAS NTP 399.137: 1997 - ABRAZADERAS TERMOPLASTICAS NTP 350.106: 1999
9. TAPAS Y MARCOS DE FIERRO PARA CAJA DE VALVULA	NTP 350.107 DE ALEACION DE COBRE ZINC
10. VALVULAS DE PASO CON NIPLE TELESCOPICO Y SALIDA AUXILIAR PARA CONEXION DOMICILIARIA	NTP 339.165: 2001 DE MATERIAL TERMOPLASTICO
11. CAJA PORTA MEDIDOR DE CONCRETO	NTP 334.081: 1999
12. MARCO Y TAPA DE ACERO GALVANIZADO PARA CAJA PORTAMEDIDOR	NTP 350.085: 1997

METRADO DE TUBERIAS DE RED PRINCIPAL		
DESCRIPCION	DIAMETRO	CANTIDAD
TUBERIAS	100mm (4")	451.00 m
	75mm (3")	1462.00 m

LEYENDA

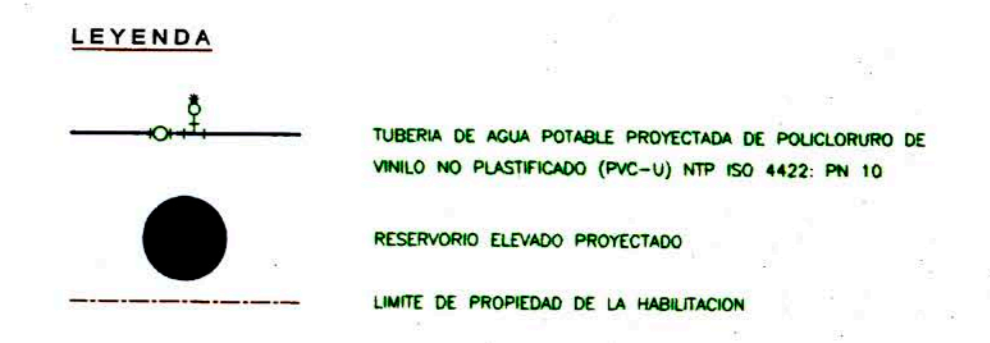
-  TUBERIA DE AGUA POTABLE PROYECTADA DE POLICLORURO DE VINILO NO PLASTIFICADO (PVC-U) NTP ISO 4422: PN 10
-  RESERVORIO ELEVADO PROYECTADO
-  LIMITE DE PROPIEDAD DE LA HABITACION

 UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL CURSO DE TITULACION PROFESIONAL		
PROYECTO: "DISEÑO DE RESERVORIO Y RED DE AGUA POTABLE - UNIPAMPA SECTOR 2"		LAMINA:
PLANO: PLANO DE CONEXIONES DOMICILIARIAS		IS-04
EQUIPO RESPONSABLE: Bach. Ing. JUAN LEONARDO TELLO DEL PINO		
REVISION: ING. EDUARDO HUARI CAMA		
ESCALA: 1/2000	FECHA: ABRIL, 2007	



NORMAS TECNICAS	
DESCRIPCION	NORMA
1. TUBERIA DE POLICLORURO DE VINILO NO PLASTIFICADO PVC-U Y ACCESORIOS - TUBERIAS Y ACCESORIOS - TIPO DE UNION - LOS ACCESORIOS SERAN DEL TIPO INYECTADOS	NTP ISO-4422: 1997 PARA >= DN 63mm HASTA DN < 63mm DN, ESPECIFICACIONES DE SEDAPAL ISO 4633 O MEDIANTE CEMENTO DISOLVENTE LA NTP 399.090 MAYORES A 63mm DN ANILLO ELASTOMERICO NORMA ISO-4633
2. VALVULAS DE FIERRO FUNDIDO	ESPECIF. TECNICAS DE SEDAPAL R.G.G. 059-96 BASADAS EN LA NTP-ISO 7259
3. ACCESORIOS DE FIERRO FUNDIDO GRIS	NTP 350.104: 1997 FIERRO FUNDIDO LAMINAR
4. FIERRO GALVANIZADO	NTP ISO 49: 1997
5. ANILLOS DE CAUCHO	NTP ISO 4633: 1999
6. PEGAMENTO PARA UNION DE TUBOS	NTP 399.090
7. ACOPLES FLEXIBLES DE AMPLIO RANGO	ESPEC. TECNICAS DE SEDAPAL R.G.G. 100-200 (BASADAS EN ANSI/AWWA C 219)
8. ABRAZADERAS PARA CONEXION DOMICILIARIA	NTP NTP 350.096: 2001 - ABRAZADERAS METALICAS NTP 399.137: 1997 - ABRAZADERAS TERMOPLASTICAS NTP 350.106: 1999
9. TAPAS Y MARCOS DE FIERRO PARA CAJA DE VALVULA	NTP 350.107 DE ALEACION DE COBRE ZINC
10. VALVULAS DE PASO CON NIPLE TELESCOPICO Y SALIDA AUXILIAR PARA CONEXION DOMICILIARIA	NTP 339.165: 2001 DE MATERIAL TERMOPLASTICO
11. CAJA PORTA MEDIDOR DE CONCRETO	NTP 334.081: 1999
12. MARCO Y TAPA DE ACERO GALVANIZADO PARA CAJA PORTAMEDIDOR	NTP 350.085: 1997

METRADO DE TUBERIAS DE RED PRINCIPAL		
DESCRIPCION	DIAMETRO	CANTIDAD
TUBERIAS	100mm (4")	451.00 m



RESUMEN GENERAL DE TUBERIAS Y ACCESORIOS

DESCRIPCION	DIAMETRO	CANTIDAD
TUBERIAS	100mm (4") 75mm (3")	451.00 m 1462.00 m
CRUZ	100mm x 100mm 75mm x 75mm	0 U. 0 U.
TEE	100mm x 100mm 75mm x 75mm	3 U. 16 U.
CODOS	100mm x 90° 75mm x 90°	2 U. 2 U.
REDUCCIONES	100mm a 75mm	3 U.
VALVULAS	100mm 75mm	7 U. 6 U.
TAPONES	75mm	5 U.
GRIFOS C. I.		2 U.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL CURSO DE TITULACION PROFESIONAL		
PROYECTO:	"DISEÑO DE RESERVOIRIO Y RED DE AGUA POTABLE - UNIPAMPA SECTOR 2"	
PLANO:	ESQUEMA DE ACCESORIOS DE LA RED DE AGUA POTABLE	
EQUIPO RESPONSABLE:	Bach. Ing. JUAN LEONARDO TELLO DEL PINO	
REVISION:	ING. EDUARDO HUARI CAMA	
ESCALA:	1:2000	FECHA: ABRIL 2007
		IS-05.