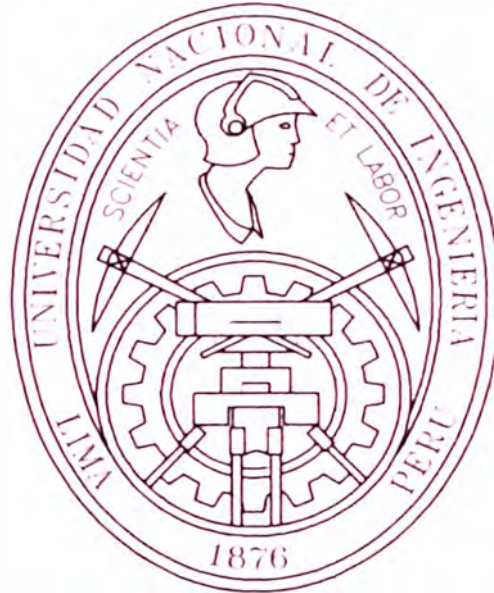


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**FORMULACIÓN Y DISEÑO DEL PROYECTO DE
SANEAMIENTO UNIPAMPA - ZONA 6
“DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS DE
ABASTECIMIENTO DE AGUA”**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

PERCY JAVIER ROMERO MURILLO

Lima- Perú

2007

INTRODUCCION

Para la Titulación Profesional mediante la modalidad de Curso Integrador de Actualización de Conocimientos es requisito la elaboración de un Informe de Suficiencia, debiendo plantear una solución para el abastecimiento de agua potable para una urbanización proyectada ubicada en la zona 6 de la zona denominada como Unipampa, en el distrito San Vicente, provincia Cañete.

El abastecimiento de agua de una localidad comprende un conjunto de obras de ingeniería, y es desarrollado con el propósito principal de llevar agua segura y a un costo razonable para el consumo de los habitantes de dicha ciudad o pueblo rural. Un sistema básico de abastecimiento de agua potable incluye la infraestructura necesaria para captar el agua desde la fuente que reúna condiciones aceptables, realizar un tratamiento previo para luego conducirla, almacenarla y distribuirla a la comunidad en forma regular.

RESUMEN

Este informe de Suficiencia trata sobre el diseño estructural de las obras de ingeniería que componen el abastecimiento de agua a UNIPAMPA – ZONA 6 – CAÑETE, entre las obras principales que se desarrollaran tenemos:

Captación, debido a la ubicación de la zona a abastecer y su cercanía con el río Cañete la captación será superficial mediante una bocatoma, el transporte se hará mediante canales, para luego realizar la potabilización en la planta de tratamiento de agua potable, finalmente llega a los usuarios mediante las redes de distribución.

En este Informe de suficiencia se aboca al diseño de la planta de tratamiento de agua potable, el cual dividiremos en 5 capítulos.

En el Capítulo I trata sobre la Revisión de la Información Básica, en la cual obtendremos la topografía, estudios de suelos y la Hidrología.

En el Capítulo II se establecen los Parámetros de diseño, los reglamentos base para el diseño, así como los materiales a utilizar y resumen de las condiciones de diseño tanto por resistencia y servicio.

En el Capítulo III se realiza el Predimensionamiento de los muros y losas que componen la estructura de la planta de tratamiento.

En el Capítulo IV se hace el Análisis de la Planta de Tratamiento y Reservoirio Elevado mediante modelos en el programa sap2000, obteniendo los máximos esfuerzos.

En el Capítulo V se realiza el Diseño Estructural de la Planta de Tratamiento de agua potable y el Reservoirio elevado, tomando en cuenta el predimensionamiento y análisis realizado en los capítulos III y IV, en este capítulo se obtienen los refuerzos a emplearse en los diferentes elementos que componen la planta de tratamiento.

	<i>Página</i>	
INTRODUCCION	1	
RESUMEN	2	
INDICE	3	
RELACION DE CUADROS	6	
RELACION DE FIGURAS	7	
CAPITULO I	REVISIÓN DE LA INFORMACIÓN BÁSICA	
1.1	INTRODUCCION	10
1.2	GENERALIDADES DEL PROYECTO	10
1.2.1	Antecedentes.	10
1.2.2	Descripción General del Área de Estudio.	10
1.3	ESTUDIOS BASICOS	12
1.3.1	Topografía.	12
1.3.2	Geología y Geotecnia.	14
1.3.3	Hidrología e Hidráulica.	19
CAPITULO II	PARAMETROS DE DISEÑO	
2.1	NORMAS Y REGLAMENTOS DE REFERENCIA	23
2.1.1	American Concrete Institute (ACI)	23
2.1.2	Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).	24
2.2	MATERIALES UTILIZADOS	25
2.2.1	Concreto.	25
2.2.2	Acero de Refuerzo.	25
2.2.3	Agua.	25
2.2.4	Suelo de Cimentación.	26
2.3	CONDICIONES DE CARGA	26
2.3.1	Cargas Muertas.	26
2.3.2	Cargas Vivas.	26
2.3.3	Cargas Presión de tierras.	26
2.3.4	Cargas Presión de Fluidos.	27

2.4	CONDICIONES DEL DISEÑO POR RESISTENCIA	28
2.4.1	Factores de Carga y Combinación de cargas.	28
2.4.2	Coeficiente de Durabilidad Sanitaria.	29
2.4.3	Factores de Resistencia.	30
2.5	CONDICIONES DEL DISEÑO POR SERVICIO	30
2.5.1	Combinación de Cargas.	30
2.5.2	Control de Deflexión.	31
2.5.3	Control de Fisuración.	31
2.5.4	Control de Esfuerzos Admisibles.	33

CAPITULO III PREDIMENSIONAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS DE LAS OBRAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

3.1	PREDIMENSIONAMIENTO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE POTABILIZACION	38
3.1.1	Esquema General de la planta de tratamiento.	38
3.1.2	Dimensionamiento de la planta de tratamiento.	40
3.2	PREDIMENSIONAMIENTO DEL RESERVORIO ELEVADO	41
3.2.1	Esquema del Reservorio.	41
3.2.2	Dimensionamiento de los elementos principales del reservorio.	42

CAPITULO IV ANALISIS DE LAS ESTRUCTURAS DE LAS OBRAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

4.1	ANALISIS DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE POTABILIZACION	48
4.1.1	Tanque Sedimentador.	48
4.1.2	Tanque Filtro Lento.	48
4.2	ANALISIS DEL RESERVORIO ELEVADO	58
4.2.1	Análisis por Cargas de Gravedad	58
4.2.2	Análisis Sísmico	78

CAPITULO V DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DE LAS OBRAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

5.1	DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE POTABILIZACION	93
5.1.1	Tanque Sedimentador.	93
5.1.2	Tanque Filtro Lento.	96
5.2	DISEÑO DEL RESERVORIO ELEVADO	99
5.2.1	Diseño de la Cúpula superior	99
5.2.2	Diseño del la Viga Superior	102
5.2.3	Diseño de la Pared Cilíndrica	103
5.2.4	Diseño de la Cúpula Inferior	106
5.2.5	Diseño de la Viga Inferior	107
5.2.6	Diseño de la Columna del Pórtico	112
5.2.7	Diseño de la Viga del Pórtico	113
	CONCLUSIONES	57
	RECOMENDACIONES	58
	BIBLIOGRAFIA	59
	ANEXOS	61
A.1	FOTOS	62
A.2	PLANOS	65

RELACION DE CUADROS

Cuadro N°	Nombre de Cuadro	Página
1.1	Coordenadas de la Urbanización.	14
1.2	Factores Sísmicos.	18
1.3	Resumen Mensual Estación Socsi 1924-1983	20
2.1	Dimensionamiento de Elementos	31
2.2	Esfuerzos Admisibles del Concreto	34
2.3	Esfuerzos Admisibles en el Acero de Refuerzo	34
4.1	Coefficiente de Reacción en Suelos	50
4.2	Tablas de ketchum	77
4.3	Cortantes en Columnas	90
4.4	Fuerzas en Columnas	91
4.5	Fuerzas en Vigas	91
5.1	Recubrimiento para el diseño	93
5.2	Reforzamiento Mínimo para Estructuras Sanitarias	94
5.3	Acero principal en Muro del Sedimentador	95
5.4	Acero principal en Muro del Filtro Lento	97
5.5	Acero principal en Losa del Filtro Lento	97
5.6	Acero principal en Vigas Pórtico	113

RELACION DE GRAFICOS

Figura N°	Nombre de Cuadro	Página
1.1	Análisis Granulométrico por Tamizado.	16
1.2	Ensayo Corte Directo.	17
1.3	Comportamiento Hidrológico de la Estación Socsi Río Cañete Periodos 1924-1983	20
2.1	Presión de Tierras	27
2.2	Área Efectiva en Tensión del Concreto	32
2.3	Espaciamiento de Barras para #3-5	35
2.4	Espaciamiento de Barras para #6-8	35
2.5	Espaciamiento de Barras para #9-11	36
3.1	Planta de Tratamiento – Vista en Planta	38
3.2	Planta de Tratamiento – Corte A-A	39
3.3	Planta de Tratamiento – Corte B-B	39
3.4	Planta de Tratamiento – Corte C-C	39
3.5	Reservorio Elevado	41
3.6	Volumen del Reservorio	43
3.7	Altura económica del Reservorio	44
4.1	Presión de Tierras – Sedimentador	49
4.2	D.M.F. - Presión de tierras (ton-m)	50
4.3	Presión de Aguas – Sedimentador	51
4.4	D.M.F. - Presión de aguas (ton-m)	52
4.5	Presión de Tierras – Filtro Lento	54
4.6	D.M.F. - Presión de tierras (ton-m)	55
4.7	Presión de Aguas – Filtro Lento	56
4.8	D.M.F. - Presión de aguas (ton-m)	57
4.9	Cúpula Esférica	59
4.10	Cúpula Esférica Carga Peso Propio	60
4.11	Cúpula Esférica Carga Puntual	60
4.12	Cúpula Esférica Sobrecarga Viva	61

4.13	Cúpula Esférica Presión Hidrostática	61
4.14	Pared Cilíndrica Presión Hidrostática	62
4.15	Convención de Signos	64
4.16	Coef. de Elasticidad de la Fuerza unitaria cúpula esférica	64
4.17	Coef. de elasticidad del momento unitario cúpula esférica	65
4.18	Coef. de elasticidad de la fuerza unitaria pared cilíndrica	65
4.19	Coef. de elasticidad del momento unitario pared cilíndrica	66
4.20	Coef. de elasticidad del anillo circular	66
4.21	Encuentro cúpula esférica superior	67
4.22	Encuentro cúpula esférica inferior	71
4.23	Esquema momento sobre viga circular	78
4.24	Sistema Mecánico Equivalente	79
4.25	S.M.E. Simplificado Reservoirio Circular	80
4.26	S.M.E. Simplificado Reservoirio Circular Fondo variable	81
4.27	Modelo 3D Reservoirio Elevado	86
4.28	1er y 2da Forma de Modo	87
4.29	3er y 4to Forma de Modo	88
4.30	5ta y 6ta Forma de Modo	89
4.31	Diagrama de Momento Flectores en Columnas (ton-m)	90
4.32	Diagrama de Momento Flectores en Vigas (ton-m)	91
5.1	Esquema de Refuerzos – Sedimentador	96
5.2	Esquema de Refuerzos – Filtro Lento	98
5.3	Diagrama de Interacción – Columnas Pórticos	113

CAPITULO I:
REVISIÓN DE LA INFORMACIÓN BÁSICA

1. REVISION DE LA INFORMACION BASICA

1.1. INTRODUCCION

Para el diseño de las estructuras de concreto reforzado de abastecimiento de agua se requerirá del conocimiento pleno de la características geotécnicas del terreno de fundación así como las dimensiones mínimas para su funcionamiento, las cuales se obtienen revisando los estudios básicos, en donde se detallan la topografía, estudio de suelos y hidrología e hidráulica.

1.2. GENERALIDADES DEL PROYECTO

El proyecto al cual pertenecen las obras de abastecimiento de agua de la urbanización a proyectar.

1.2.1 Antecedentes

Requisito del Curso de Titulación es la elaboración del Informe de Suficiencia, el cual fue enfocado en plantear una solución para el abastecimiento de agua de una urbanización ubicada en la zona 6 de la zona denominada como Unipampa en Cañete.

1.2.2 Descripción General del Área de Estudio

La zona en estudio, se encuentra ubicado en el distrito de San Vicente, Provincia de Cañete, Departamento de Lima. La zona está ubicado en el Km 160+000 de la Carretera Panamericana Sur perteneciente a la ruta nacional 001S del MTC, ésta es parte de la red vial primaria del sistema nacional de carreteras, conformado por vías que unen las principales ciudades de la nación con puertos y fronteras.

Ubicación

Política

Lugar	:	Unipampa
Distrito	:	San Vicente
Provincia	:	Cañete
Departamento:		Lima

Geográfica

Latitud	:	13° 11'
Longitud	:	76° 20'
Altitud	:	160 msnm

Accesos

El acceso al área de estudio se realiza por vía terrestre desde Lima por la carretera Panamericana Sur siguiendo la ruta 001S de carretera asfaltada en buen estado. El tiempo de recorrido es de 3 horas aproximadamente, la zona en estudio se encuentra en el Km 160 desde Lima (Pte. Santa Anita) de los cuales el 100% es carretera asfaltada.

Clima

En general el clima es templado, desértica y oceánica, típico de la costa, con temperatura máxima y mínima (periodo 1961-1980) es 24.5°C a 16.4°C ^[1], respectivamente. La precipitación media anual acumulada (periodo 1961-1980) es 11.4 mm ^[1].

^[1] Información obtenida del Ministerio de Agricultura www.minag.gob.pe.

1.3. ESTUDIOS BASICOS

1.3.1 Topografía

La topografía de la zona donde se desarrollarán todas las estructuras se obtuvieron mediante una recopilación de la información existente recurriendo a las siguientes instituciones:

- Ministerio de Agricultura - Programa Especial de Titulación de Tierras - Catastro Rural, PETT.
- Instituto Geográfico Nacional, IGN.
- Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico, INGEMMET.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones, MTC.
- Elaboración de estudios anteriores en la zona.

Obteniendo la siguiente información:

- Mapas viales de los departamentos de Lima e Ica.
- Carta Nacional, escala 1:100000, Hoja 27-k, CHINCHA.
- Carta Geológica Nacional, escala 1:100000, Hoja 27-k, Mapa geológico del cuadrángulo de CHINCHA.
- Plano topográfico, escala 1/20,000 Elaborado por PlusPetrol Perú Corporation (ver Anexos).
- Plano topográfico, escala 1/5,000 Elaborado por PlusPetrol Perú Corporation (ver Anexos).

Además se hizo una visita de campo en la cual se observó que el terreno sobre el cual se ubicará la urbanización, presenta una pendiente suave y desértica (ver foto N°2).

Replanteo de los vértices de la urbanización y ubicación del reservorio.

Los Trabajos de campo consistieron en el reconocimiento de la zona en estudio, el replanteo de los puntos vértices de la urbanización y luego posible ubicación del reservorio.

Para el Replanteo de la zona donde se ubicara la Urbanización, primero se ubica el primer vértice "D" (ver foto N°1) con ayuda del GPS navegador, luego se orienta uno de los lados al eje de la carretera y se obtiene el otro vértice 2 con alineación de jalones y medición con cinta métrica, el siguiente vértice 3 se ubica haciendo un ángulo de 90° en el vértice 2 y buscando la medida del lado 2-3, de forma similar se ubica el vértice 4

En todos los vértices se dejó estacas firmes y señalizadas de tal forma que sean fácilmente ubicadas para un futuro replanteo.

La posible ubicación del reservorio se hace en la zona mas alta y cercana de la urbanización de tal forma que haya una adecuada presión de agua para el abastecimiento de agua.

Los trabajos referentes al levantamiento topográfico están referidos a coordenadas UTM con datum horizontal: WGS-84 y datum vertical: nivel medio del mar, se han dejado con estacas los puntos de los vértices de la futura urbanización D, 2, 3 y 4, con fines de replanteo de las obras proyectadas.

A continuación en la Cuadro N°1 se lista las coordenadas de los puntos de los vértices de la urbanización que se replanteo y la posible ubicación del reservorio, los valores de las cotas y coordenadas son referenciales debido a que fueron tomadas con el GPS diferencial con una confianza de +-3m en el plano horizontal y de +-6.00 en el plano vertical.

Cuadro N°1.1 Coordenadas de la Urbanización

DESCRIPCION	COORDENADA UTM		
	ESTE (m)	NORTE (m)	COTA (msnm)
R(reservorio)	353880	8541858	194
D	353660	8541331	178
2	353467	8541527	172
3	353756	8541808	181
4	353949	8541612	186

Fuente: Elaboración propia

Planos

Los planos topográficos se toman del estudio elaborado por PlusPetrol Perú Corporation a escala 1:500 con equidistancia de curvas de nivel a 1.00 m, la topografía procesada sirvió de base para la elaboración de los estudios básicos de ingeniería de saneamiento

1.3.2 Geología y Geotecnia

El estudio geotécnico está orientado a determinar las características del terreno de fundación, así como el tipo de cimentación a emplear en las estructuras.

Exploraciones de campo:

- **Calicata 1**

Ubicación Km 161 de la Carretera Panamericana Sur

Coordenadas: 354739E, 8540292N

Profundidad de exploración: 1.70 m

Los primeros 0.4 m presencia de costras blanquecinas probablemente proveniente de sales y sulfatos.

Los siguientes 0.70 m material fino areno limoso con presencia de partículas de magnetita.

No existe presencia de material perteneciente al conglomerado presente en la carretera; se presume encontrarse a mayor profundidad (Ver foto N°3).

- **Estación 2**

Ubicación Km 161 de la Carretera Panamericana Sur

Coordenadas: 354709E, 8540329N

Profundidad de exploración: 0.50m

Presencia de material fino claro con presencia de cuarzo y ortosa, existe costras de material blanquecino presumiblemente sales.

- **Estación 3**

Reconocimiento de los estratos de material conglomerado en los acantilados que dan hacia la playa, bolonerías de tamaño variable entre 3" a 10".

La ausencia de vegetación indica que no existe afloramiento de agua subterránea.

- **Estación 4**

Ubicación Km. 156 de la Carretera Panamericana Sur

Coordenadas: 353125E, 8542818N

El área tiene rastros de haber pertenecido a una cantera.

Tiene afloramiento de material de conglomerado, presencia de bolonería de diámetro variable, la superficie está actualmente contaminada con desechos de uso doméstico, existen rasgos de intemperismo sobre algunas rocas, producto de la humedad la superficie se torna verde indicando presencia de microvegetación.

- **Estación 5**

Ubicación Km. 156 de la Carretera Panamericana Sur

Coordenadas: 353093E, 8542832N

Zona de la cantera con material más limpio, presencia de arena con coloración ploma indicando presencia de partículas ferromagnesianas, se encontraron rasgos de caliche y sales.

Clasificación de Suelos

Los suelos predominantes en la zona de estudio corresponden a los tipos:

CL Arcilla de baja a media plasticidad

SP-SM Arena mal graduada limosa

GP-GM Grava mal graduada limosa

GW-GM Grava bien graduada limosa

GP Grava pobremente graduada.

Resultados de Ensayos de Suelos:

Se muestran los resultados de los ensayos de mecánica de suelos, el análisis de granulometría y el ensayo de corte directo.

Grafico N°1.1 Análisis Granulométrico por Tamizado



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
Laboratorio N°2 - Mecánica de Suelos
Lima 100-Perú (51-14) 811070 Anexo 308 - telef. 3813942



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO
ASTM D - 422

INFORME N° S07 - 157

Solicitado : DIRECCION DE ESCUELA PROFESIONAL-FAC.DE INGENIERIA CIVIL
Proyecto : PROYECTO DE SANEAMIENTO UNIPAMPA
Ubicación : Km. 16.1 Panamericana Sur-Distrito de San Vicente, Provincia de Cañete-Dpto. De Lima
Fecha : 09. Marzo del 2007

CALICATA C-1		M-1
Prof. (m)		0.75-3.00
Tamiz	Abertura (mm)	(%) acumulado que pasa
3"	76.200	
2"	50.800	100.0
1 1/2"	38.100	92.4
1"	25.400	82.2
3/4"	19.050	72.3
1/2"	12.700	73.0
3/8"	9.525	69.5
1/4"	6.350	65.9
N.º4	4.750	64.3
N.º10	2.000	56.1
N.º20	0.840	47.6
N.º30	0.590	43.3
N.º40	0.425	38.5
N.º60	0.250	19.7
N.º100	0.149	13.1
N.º200	0.074	10.3

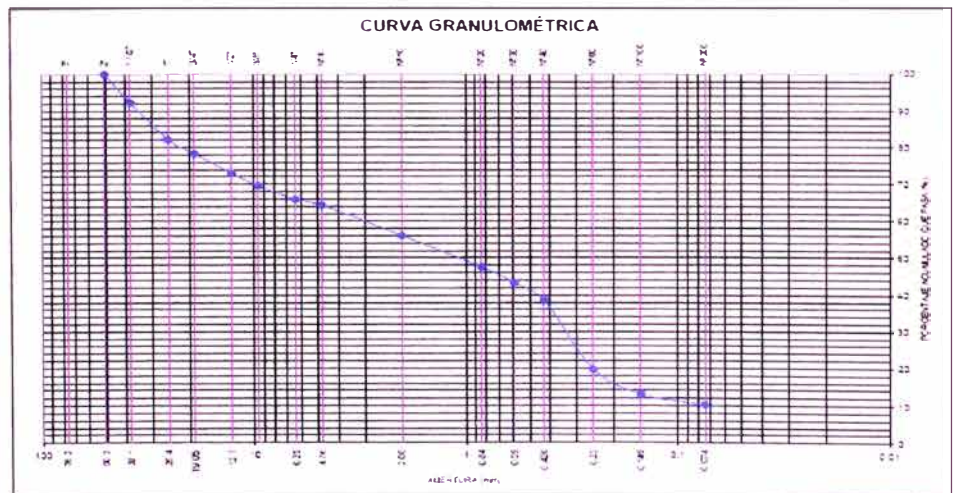


Grafico N°1.2 Ensayo de Corte Directo



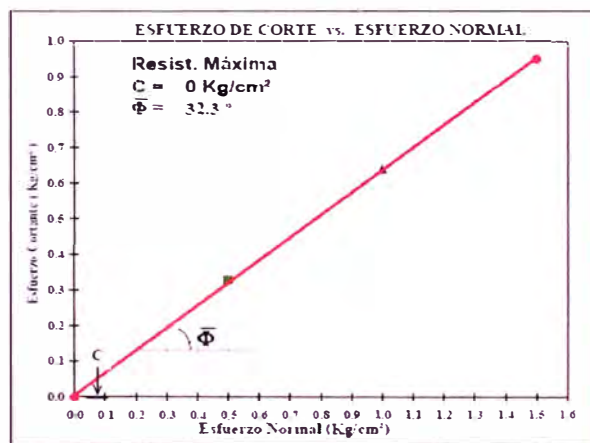
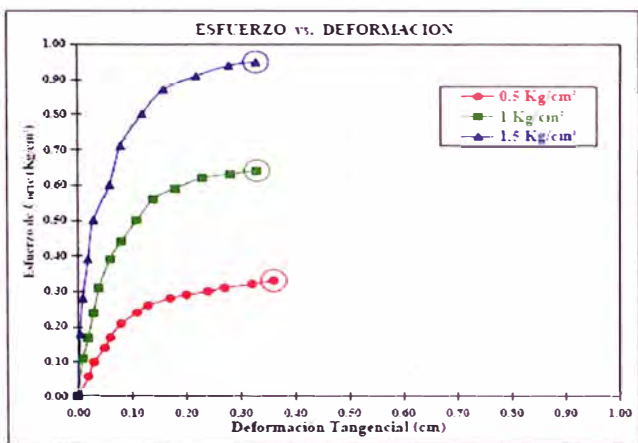
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
Laboratorio N°2 - Mecánica de Suelos
Lima 100-Peru (51-14) 811070 Anexo 308 - telefáx 3813842



**ENSAYO DE CORTE DIRECTO
(ASTM D.3080)**

INFORME N° : S07-157
SOLICITANTE : DIRECCION DE ESCUELA PROFESIONAL-FAC DE INGENIERIA CIVIL
PROYECTO : PROYECTO DE SANEAMIENTO UNIPAMPA
UBICACION : Km. 161 Panamericana Sur-Distrito de San Vicente. Provincia de Cañete- Lima
FECHA : 09, Marzo del 2007

Sondaje : C-1
Muestra : Calicata
Profundidad (m) : 3.00
Clasific. (SUCS) : SP-SM
Estado : Remoldeado (Material < Tamiz N°4)



Ensayos en Laboratorio de Suelos

Las muestras de suelos fueron analizadas en el Laboratorio N° 2 –Mecánica de Suelos de la FIC – UNI, con las cuales se realizaron los ensayos estándares de Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM – D422 y ensayos de Corte Directo ASTM D3080, de los cuales se tienen los siguientes resultados.

Límite Líquido (%) ASTM D4318	NP
Límite Plástico (%) ASTM D4318	NP
Índice de Plasticidad (%)	NP
% de Grava	35.7
% de Arena	54.0
% de Finos	10.3
Clasificación SUCS	SP – SM

Ángulo de fricción interna	32.3°
Cohesión (kg/cm ²)	0
Densidad Máxima (gr/cm ³)	1.65
Densidad Mínima (gr/cm ³)	1.37

Sismicidad

Dentro del territorio peruano se ha establecido diversas zonas sísmicas, de acuerdo a la mayor o menor presencia de los sismos. Según el mapa de zonificación sísmica y de acuerdo a las Normas Sismo Resistente E-030 del Reglamento nacional de Edificaciones, a la localidad de Cañete le corresponde una Sismicidad alta de intensidad media de IX en la Escala de Mercalli Modificado.

Las fuerzas sísmicas horizontales cortantes en la base puede calcularse de acuerdo a la norma E-030, según la siguiente relación:

$$V = \frac{Z * U * C * S * P}{R} \quad (1.1)$$

Para la zona de estudio se tiene los factores del Cuadro N°2

Cuadro N°1.2 Factores Sísmicos

Referencia	Factor	Magnitud
Zona 3	Z	0.40 g
Uso Esencial	U	1.30
Coeficiente Sísmico	C	2.50
Suelo Flexibles	S	1.40
Periodo Determinante	Tp	0.90 seg
Factor de Reducción	R	6

Fuente: Elaboración propia

1.3.3 Hidrología e Hidráulica

Objetivos

Tratar de describir el comportamiento Hidrológico del Río Cañete. Obtener mediante procesos estadísticos valores de descarga máxima, valores medios y valores mínimos del río Cañete, para poder diseñar las Estructuras Hidráulicas necesarias.

Descripción General del Río Cañete

- Superficie de Drenaje: 6189 km².
- Orientación: Nor-Este a Sur-Oeste extendiéndose desde el nivel del mar en la costa, hasta más de 5800 msnm de altura.
- Se encuentra ubicada entre los paralelos 11° y 58' Y 13°10' de latitud sur y entre los meridianos 75° 32' y 76°28' de longitud Oeste.
- Límites : Por el Norte con las Cuencas de los ríos Omas y Mala, por el Este y Sur -Este con la cuenca del río Mantaro, por el Sur con el río Topará y por el Oeste con el Océano Pacífico.
- Nace en la laguna de Ticiacocha, la cual es alimentada por el deshielo de los glaciares de la Cordillera de Pichahuarco, recibe en su curso superior el aporte de una serie de lagunas; recibe el aporte de una serie de tributarios, a partir de Catahuasi recorre el valle Cañete en dirección Sur Oeste y después de un recorrido de aproximadamente 220 km con una pendiente promedio de 2% desemboca en el Océano Pacífico, 12 km al sur del Puerto de cerro Azul.

Características de las Estaciones Hidrométricas

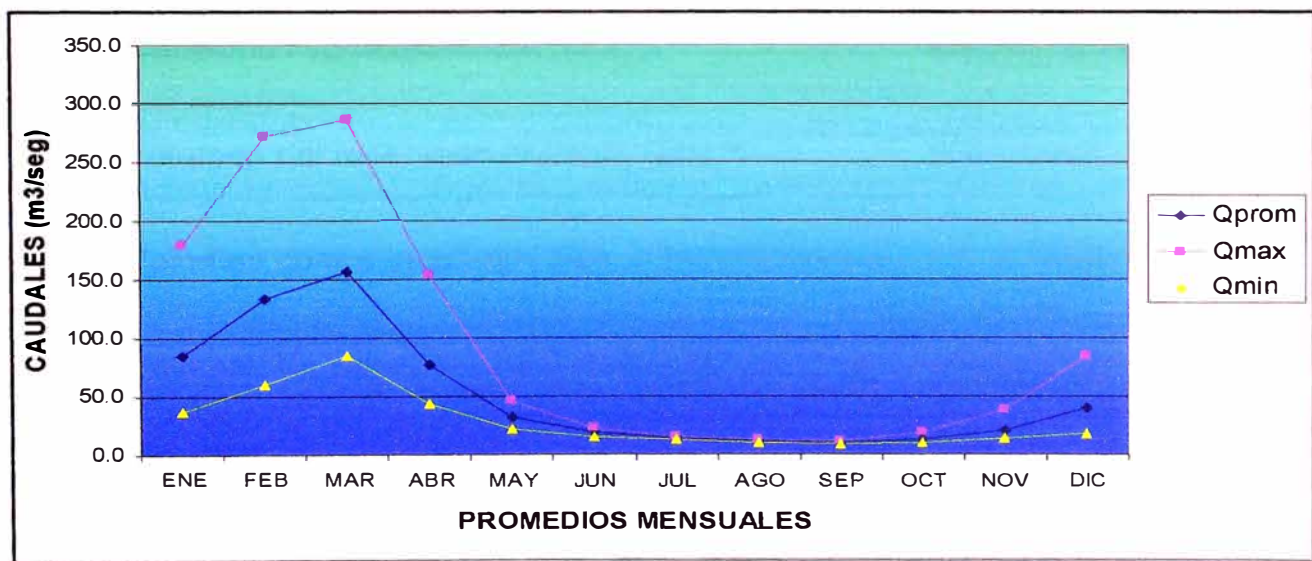
Estación	Río	Latitud	Longitud	Altitud	Cuenca	Distrito
Socsi	Cañete	13°02'	76°12'	340	Río Cañete	Socsi

Cuadro N°1.3 Resumen Mensual Estación Socsi 1924-1983

Caudales mensuales (m3/seg)												
PROM AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
Qprom	84.6	133.2	156.4	77.4	31.5	18.8	13.9	11.3	10.3	12.6	20.8	39.1
Qmax	179.6	272.3	286.1	153.6	46.6	22.7	16.0	12.6	11.4	19.2	38.3	84.6
Qmin	37.5	59.7	85.2	43.0	22.4	15.6	12.4	10.4	9.6	9.8	13.5	18.6

Fuente: Golder Associates Perú S.A.

**Grafico N°1.2 Comportamiento Hidrológico de la Estación Socsi Río Cañete
Periodos 1924-1983**



Caudales Máximos Estimados

Para estimaciones de caudales para diferentes periodos de retorno se han utilizado varios tres métodos como Gumbel, Pearson III y Log Pearson, estos métodos permiten calcular el volumen de caudales máximos promedios para periodos de 50, 100 años.

Se presenta un resumen de los caudales maximos calculados en con los métodos Gumbel, Pearson III y Log Pearson:

Gumbel:

$$Q_{50} = 803.70 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{100} = 901.84 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pearson III:

$$Q_{50} = 767.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{100} = 854.43 \text{ m}^3/\text{s}$$

Log Pearson III:

$$Q_{50} = 788.24 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{100} = 897.66 \text{ m}^3/\text{s}$$

Capacidad del Reservorio

Población Futura a 20 años =	2,913 hab
Dotación =	220 RNC
Consumo Promedio Anual (Qm) =	640,860 lt/hab/dia

$$\text{Volumen del reservorio (\%25 de Qm)} = 160.215\text{m}^3$$

$$\text{Volumen contra Incendio (Pob < 10,000 hab)} = 0\text{m}^3$$

$$\text{Volumen de Reserva (SEDAPAL - \%7 de Qm)} = 44.860 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen del Reservorio} = \mathbf{205.075 \text{ m}^3}$$

CAPITULO II:
PARAMETROS DE DISEÑO

2. PARAMETROS DE DISEÑO

2.1. NORMAS Y REGLAMENTOS DE REFERENCIA

La norma de referencia para estructuras de abastecimiento de agua será la ACI; el Reglamento Nacional de Edificaciones del 2006 solo se utilizará para obtener los datos referentes a la zona sísmica.

2.1.1 American Concrete Institute (ACI)

El diseño de todas las obras de abastecimiento de agua se basará en el código **ACI-350-01 Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures^[1]**, este código ve todos los requerimientos respecto al diseño estructural, selección del material y construcción de estructuras de concreto de saneamiento.

Las estructuras que se diseñarán con este código incluyen las de transporte, almacenamiento y tratamiento de agua.

Se requiere el diseño apropiado de los materiales y de la construcción de las estructuras de concreto de saneamiento para producir un concreto durable, casi impermeable y resistente a los químicos, con limitaciones de deflexiones y agrietamiento, con lo cual se debe controlar la permeabilidad para minimizar la contaminación del agua subterránea o el ambiente, y también evitar la pérdida del producto por infiltración.

El diseño sísmico se basará en la código **ACI-350.3-01 Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures^[2]**, este código contiene todos los requisitos y criterios a considerar para el diseño sísmico de las estructuras que contienen líquidos.

[1] y [2] Ver Bibliografía

Para el diseño de tanques elevados de almacenamiento se utilizará la siguiente guía **ACI 371R-98 Guide for the Analysis, Design, and Construction of Concrete-Pedestal Water Towers**^[1], esta guía se utilizará para el análisis, diseño de los tanques elevados.

Como norma base de diseño de estructuras de concreto se tomará el código **ACI 318-02 Building Code Requirements for Structural Concrete**^[2], esta trata sobre el diseño de estructuras de concreto armado en edificaciones y se aplicará en estructuras que no estén en contacto con el agua y para términos no definidos explícitamente en el código **ACI 350-01**.

2.1.2 Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)

El Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE-06) establece los requisitos para el diseño de edificaciones y por lo tanto no es aplicable para el diseño de estructuras de abastecimiento de agua.

En este informe se utilizará la **Norma E.020 Cargas, E.030 Diseño Sismorresistente y E.060 Concreto Armado**^[3], para definir las cargas que no estén definidas explícitamente en el **norma ACI 350-01**.

[1], [2] y [3] Ver Bibliografía

2.2. MATERIALES UTILIZADOS

En esta parte se detallaran las características físicas y mecánicas de los elementos que intervendrán en el análisis y diseño de todas las obras de abastecimiento de agua.

2.2.1 Concreto

Resistencia del concreto a la compresión a los 28 días.

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2 = 20.6 \text{ Mpa.} \quad \text{Planta de tratamiento}$$

$$f_c = 245 \text{ kg/cm}^2 = 24.0 \text{ Mpa.} \quad \text{Reservorio elevado}$$

Peso específico del Concreto.

$$W_c = 2400 \text{ kg/m}^3.$$

Modulo de Elasticidad del Concreto

$$E_c = 15,000 \sqrt{f'_c} \text{ en kg/cm}^2 \text{ para un peso normal del concreto.}$$

$$E_c = 2.17E9 \text{ kg/m}^2 = 2.13E4 \text{ Mpa.} \quad \text{Planta de tratamiento.}$$

$$E_c = 2.35E9 \text{ kg/m}^2 = 2.30E4 \text{ Mpa.} \quad \text{Reservorio elevado.}$$

$$\mu = 0.20 \quad \text{Modulo de Poisson.}$$

2.2.2 Acero de Refuerzo

Esfuerzo de fluencia del acero corrugado grado 60 empleado.

$$f_y = 411.6 \text{ Mpa} = 4200 \text{ kg/cm}^2.$$

Peso específico del acero corrugado.

$$W_s = 7850 \text{ kg/m}^3 = 77.0 \text{ Kpa/m.}$$

Modulo de Elasticidad del acero corrugado.

$$E_s = 2.1E10 \text{ kg/m}^2 = 2.06E5 \text{ Mpa.}$$

2.2.3 Agua

Peso específico del agua.

$$\gamma_a = 9.81 \text{ Kpa/m} = 1000 \text{ kg/m}^3.$$

Peso específico del agua residual.

$$\gamma_{ar} = 9.91 \text{ Kpa/m} = 1010 \text{ kg/m}^3.$$

2.2.4 Suelo de Cimentación

Peso específico del suelo.

$$\gamma_t = 16.19 \text{ Kpa/m} = 1650 \text{ kg/m}^3.$$

Esfuerzo admisible del Terreno.

$$\sigma_t = 147.16 \text{ Kpa} = 1.5 \text{ kg/cm}^2.$$

2.3. CONDICIONES DE CARGA

Entre las cargas más comunes que intervendrán en el análisis, están las cargas muertas, vivas, presión de tierras, presión de aguas y sísmicas.

2.3.1 Cargas Muertas.

Las cargas muertas que intervendrán en el análisis, se calcularán multiplicando el peso específico del material por su respectivo volumen, y otras cargas como accesorios y acabados que dependiendo del tipo de material se puede encontrar en la Norma E.020 de cargas del RNE-06.

2.3.2 Cargas Vivas.

Entre las cargas vivas consideradas tenemos:

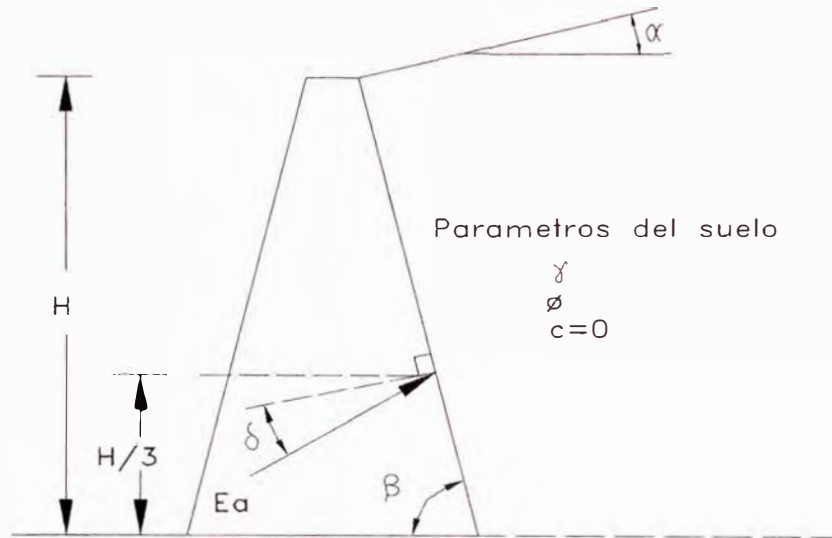
- Pasillos, escaleras, laboratorios: 500 kg/m².
- Lugares de equipo pesado: 1500 kg/m².
- Techos de reservorios enterrados: 500 kg/m².
- Área de controles eléctricos: 1250 kg/m².
- Carga vehicular: 1080 kg/m².

2.3.3 Presión de tierras.

Ésta dependerá del terreno de fundación y podrá ser calculada como:

$$E_A = \frac{1}{2} K_a * \gamma_t * h \tag{2.1}$$

Grafico N° 2.1 Presión de tierras



$$K_a = \frac{\text{Sen}^2(\beta + \phi)}{\text{Sen}^2 \beta * \text{Sen}(\beta - \delta) * \left(1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) * \text{Sen}(\phi - \alpha)}{\text{Sen}(\beta - \delta) * \text{Sen}(\alpha + \beta)}} \right)^2} \quad (2.2)$$

Donde:

E_A : empuje activo de Coulomb.

K_a : coeficiente de empuje activo.

ϕ : ángulo de fricción interna del suelo de cimentación.

β : ángulo formado por la cara interna del muro y la horizontal.

α : ángulo formado por la superficie del relleno y la horizontal.

δ : ángulo de fricción entre suelo y muro.

γ_t : peso específico del suelo de cimentación.

h : profundidad donde se requiere tener la presión de tierras.

2.3.4 Presión de Fluidos.

La presión de agua dependerá de la profundidad.

$$E_w = \frac{1}{2} * \gamma_a * h \quad (2.3)$$

Donde:

E_w : empuje del agua.

γ_a : peso específico del agua

h : profundidad donde se requiere la presión de agua.

2.4. CONDICIONES DEL DISEÑO POR RESISTENCIA

El diseño por resistencia, es un método en el cual se aplican factores de carga amplificando sus efectos debiendo verificar que estos sean menores que los esfuerzo resistentes los materiales castigados por los factores de resistencia.

En esta parte se definirán todos los requisitos para que la estructura verifique el estado de resistencia.

2.4.1 Factores de Resistencia y Combinaciones de Carga.

Las cargas definidas en la sección 2.3 se multiplicarán por sus respectivos factores de carga y luego se combinarán de acuerdo al código ACI 350-01 capítulo 9.2 para obtener los mayores efectos en la estructura analizada.

A continuación se presentan todas las combinaciones usadas para el diseño por resistencia:

$$U = 1.4 * D + 1.7 * L \quad (2.4)$$

Cuando interviene el viento.

$$U = 0.75 * (1.4 * D + 1.7 * L + 1.7 * W) \quad (2.5)$$

$$U = 0.9 * D + 1.3 * W \quad (2.6)$$

En el caso que presente cargas debido al sismo.

(2.7)

$$U = 0.9 * D + 1.43 * E \quad (2.8)$$

Cuando hay presión de tierras

$$U = 1.4 * D + 1.7 * L + 1.7 * H \quad (2.9)$$

Caso donde las cargas muertas o vivas reducen los efectos de H

$$U = 0.9 * D + 1.7 * H \quad (2.10)$$

Cuando hay presión de fluidos

$$U = 1.4 * D + 1.7 * L + 1.7 * F \quad (2.11)$$

Caso donde las cargas muertas o vivas reducen los efectos de F

$$U = 0.9 * D + 1.7 * F \quad (2.12)$$

Donde:

- U : carga ultima requerida.
- D : carga muerta.
- L : carga viva.
- W : carga de viento.
- E : carga de sismo.
- H : carga de presión de tierras.
- F : carga de presión de fluidos.

2.4.2 Coeficiente de Durabilidad Sanitaria.

Debido a la importancia que tiene la duración en buenas condiciones de las estructuras de ingeniería sanitaria que contienen aguas o aguas residuales, se utilizará un coeficiente de durabilidad del concreto para reducir las tensiones de los refuerzos y los espesores de grietas bajo cargas de servicio.

Este factor de durabilidad (S) se multiplicará a la fuerza requerida U, la cual se aplicará conjuntamente con las combinaciones de carga detalladas en la sección 2.4.1, salvo para estructuras de concreto preesforzado.

A continuación se detallan los factores y al tipo de esfuerzo al que se aplica según el código ACI 350-01 capítulo 9.2.

- En flexión $S=1.30$
- En tensión axial $S=1.65$
- En corte (cortante en exceso) $S=1.30$
- En compresión $S=1.00$

2.4.3 Factores de Resistencia.

Este factor de reducción es el que se multiplica a los esfuerzos de resistencia de los materiales para obtener la resistencia nominal de un elemento, se detalla el valor de este factor para diferentes tipos de esfuerzos según el código ACI 350-01 capítulo 9.3.

- Flexión sin carga axial $\Phi=0.90$
- Tensión axial y Flexión con tensión $\Phi=0.90$
- Compresión axial y Flexión con compresión
 - Miembros con refuerzo en espiral $\Phi=0.75$
 - Miembros con otro tipo de refuerzo $\Phi=0.70$
- Cortante y Torsión $\Phi=0.85$

2.5. CONDICIONES DEL DISEÑO POR SERVICIO

En esta parte se verifica que las deformaciones y deflexiones no sean mayores a las permitidas de tal forma que mantengan su serviciabilidad u operación y que los esfuerzos de trabajo no sean superiores a los esfuerzos admisibles, además de un adecuado control de fisuración.

2.5.1 Combinación de Cargas.

Las combinaciones de cargas serán las directamente obtenidas de la suma algebraica sin estar afectos a los factores de carga de amplificación.

$$U = D + L \quad (2.13)$$

$$U = D + L + H \quad (2.14)$$

$$U = D + L + F \quad (2.15)$$

2.5.2 Control de deflexión.

Esta parte del diseño se refiere a deformaciones y deflexiones que pueden ocurrir únicamente debido a las cargas de servicio, donde las deformaciones son calculadas para un periodo largo de operación, solamente la carga muerta y una porción de la carga viva son necesarias considerar en este caso.

En el Cuadro N°4^[1] siguiente se muestra los espesores mínimos para vigas no preesforzadas y losas en una sola dirección.

Cuadro N°2.1 Dimesionamiento de Elementos

Mínimo espesor h (m)				
	Simplemente soportado	Un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Miembros	Miembros no soportados o unidos a particiones o otras construcciones probablemente podrían ser dañadas por grandes deflexiones			
Losa una dirección	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Fuente: Reglamento ACI 350-01
L: luz en m.

2.5.3 Control de Fisuración.

En esta parte provee los requisitos de fisuración máxima para estructuras de ingeniería sanitaria, el método se basa en la expresión de Gergely-lutz:

$$w = 0.076 * \beta * fs * \sqrt[3]{d_c * A} \quad (2.16)$$

En el cual w esta en unidades de 0.001 pulgada. Para simplificar el diseño, un valor para vigas aproximado es de 1.2 para β (cociente de la distancia al eje neutro de la fibra extrema en tensión y del centroide de del refuerzo principal) para vigas y para losas en una dirección es de 1.35.

Se muestran valores de ancho de grietas para estructuras expuestas a diferentes agentes externos.

$w \leq 0.33$ Estructuras exteriores

$w \leq 0.18$ Estructuras sometidos a ataques químicos

$w \leq 0.25$ Estructura que retiene líquidos en condiciones normales.

$w \leq 0.20$ Estructura que retiene líquidos en condiciones severas.

$w \leq 0.15$ Estructuras sometidas a aguas de mar.

$w \leq 0.10$ Estructuras sometidas a presión de aguas.

Según el código ACI 350-01 capítulo 10.6.4 ecuación 10.5 provee una distribución del refuerzo de tal forma de obtener un control razonable de la fisuración por flexión.

$$z = f_s * \sqrt[3]{d_c * A} \quad (2.17)$$

Donde:

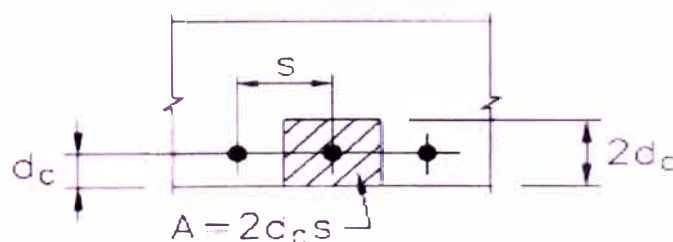
z : es igual a 115 kips por in para una estructura sanitaria a exposición normal y de 95 kips por in para una exposición severa, estos valores corresponden a límites de anchos de grietas de 0.01 y 0.009 pulgadas respectivamente. Estos valores de z fueron calculados para recubrimiento iguales o menores a 2 pulgadas.

f_s : esfuerzo en el acero.

d_c : distancia de la fibra extrema en tracción y el centroide del refuerzo más cercano.

A : área del concreto efectiva a tracción.

Grafico N°2.2 Área Efectiva en Tensión de Concreto



S: espaciamiento del refuerzo principal

De la ecuación 2.17 y el gráfico N°2 despejando se puede obtener

$$s = 0.5 * (z / fs)^3 / d_c^2 \quad (2.18)$$

Para estructuras de exposición normal S debe ser menor de 12 pulgadas (30cm) y el refuerzo máximo no debe ser mayor de N° 11 (1-3/8”).

Para exposiciones severas deberán tomarse las protecciones necesarias.

2.5.4 Control de Esfuerzos Admisibles.

Como alternativa al diseño de resistencia, se puede utilizar este método para diseñar los elementos de concreto armado para estructuras de ingeniería sanitaria, en este método un elemento estructural, en flexión, está diseñado para que las tensiones que resultan de la acción de las cargas de servicio sin factorar no excedan los esfuerzos admisibles. Las cargas de servicio son las cargas muertas, vivas, viento etc. que van a ocurrir durante el tiempo de servicio de la estructura.

Las tensiones calculadas bajo acción de las cargas de servicio se limitan a los valores del rango elástico de los materiales para utilizar la relación lineal de esfuerzo y deformación.

A continuación mostraremos un cuadro donde se detallan los esfuerzos permitidos del concreto y acero de refuerzo para cargas de servicio ACI 350-01
Apéndice A.3:

Cuadro N°2.2 Esfuerzos Admisibles en el Concreto^[1]

Tipo Esfuerzo	Elementos		Esfuerzo adm.
Flexión	Todos	Esfuerzo fibra extrema en compresión	$0.45f'c$
Cortante	Vigas y losa en una dirección y zapatas	Cortante que toma el concreto	$1.1\sqrt{f'c}$
		Máximo Cortante por concreto mas corte del reforzamiento	$Vc+4.4\sqrt{f'c}$
	Viguetas	Cortante que toma el concreto	$1.2\sqrt{f'c}$
	Losas en dos direcciones y zapatas	Cortante que toma el concreto	$(1+2/\beta c)\sqrt{f'c}$ No mayor de $2\sqrt{f'c}$
Apoyo sobre un área cargada	Losas en dos direcciones y zapatas	Cortante que toma el concreto	$0.30f'c$

Fuente: Reglamento ACI 350-01

Cuadro N°2.3 Esfuerzos Admisibles en el Acero de Refuerzo^[2]

Tamaño de Barra	Tipo de Esfuerzo	Condición de exposición	Grado 60 (Kpa)	Grado 40 (Kpa)
Todos los tamaños	Miembros en tensión axial	-	137,895	137,895
#3-5	Miembros en flexión y cortante	Severa	151,685	137,895
		Normal	165,475	137,895
#6-8		Severa	124,105	124,105
		Normal	151,685	137,895
#9-11		Severa	117,210	117,210
		Normal	144,790	137,895

Fuente: Reglamento ACI 350-01

En los gráficos N° 3, 4 y 5 se muestra la relación espaciamiento de las varillas de refuerzo y esfuerzo del acero, para diferentes tamaños de refuerzos, estos gráficos se obtienen de la ecuación 2.18 luego de dar valores a esfuerzos de acero.

Grafico N°2.3 Espaciamiento de Barras para #3-5
 Fuente: Reglamento ACI 350-01

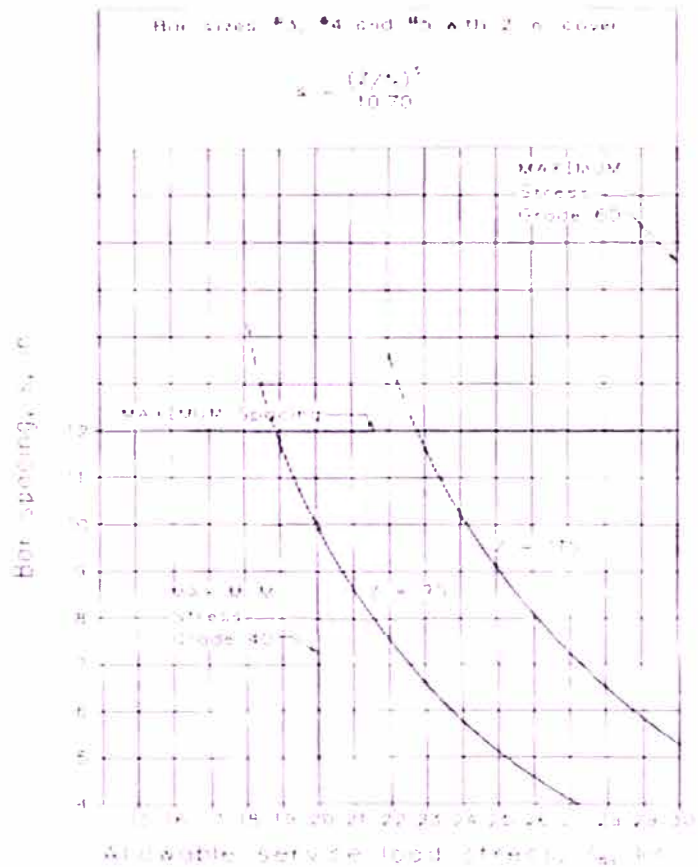


Grafico N°2.4 Espaciamiento de Barras para #6-8
 Fuente: Reglamento ACI 350-01

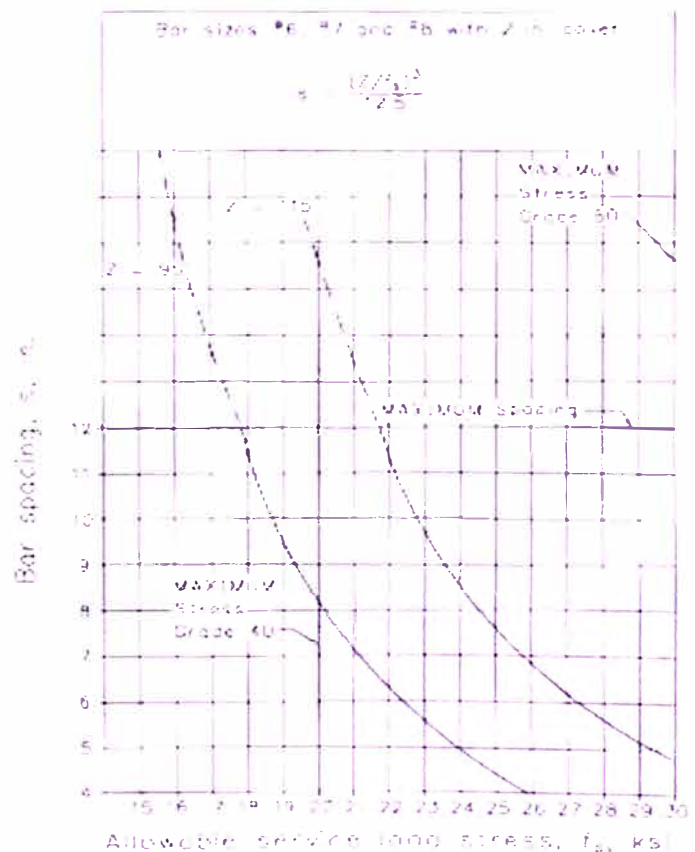
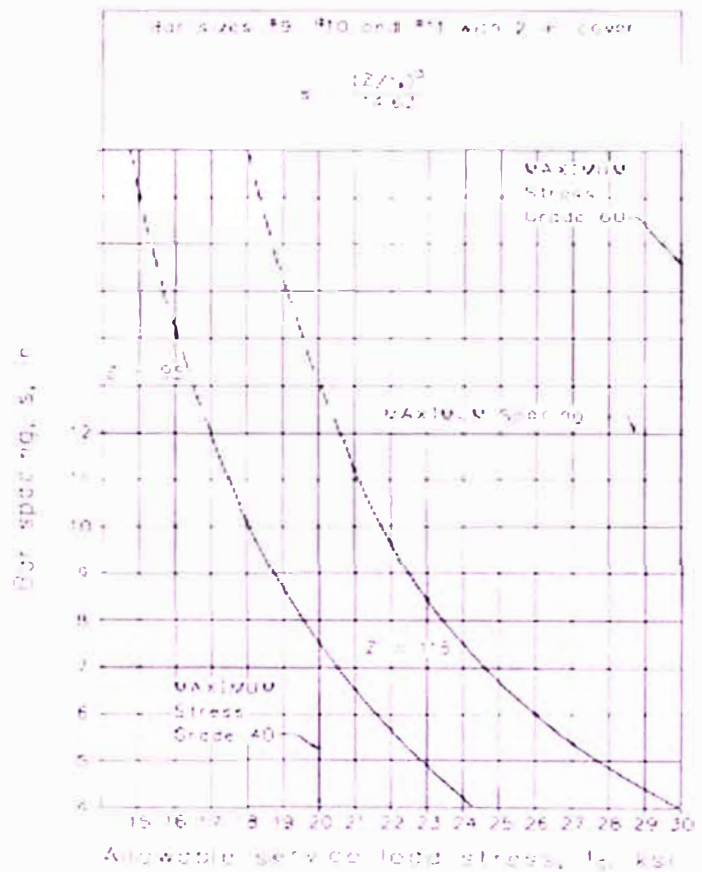


Grafico N°2.5 Espaciamiento de Barras para #9-11
 Fuente: Reglamento ACI 350-01



CAPITULO III:

**PREDIMENSIONAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS
DE LAS OBRAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA**

3. PREDIMENSIONAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS DE LAS OBRAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

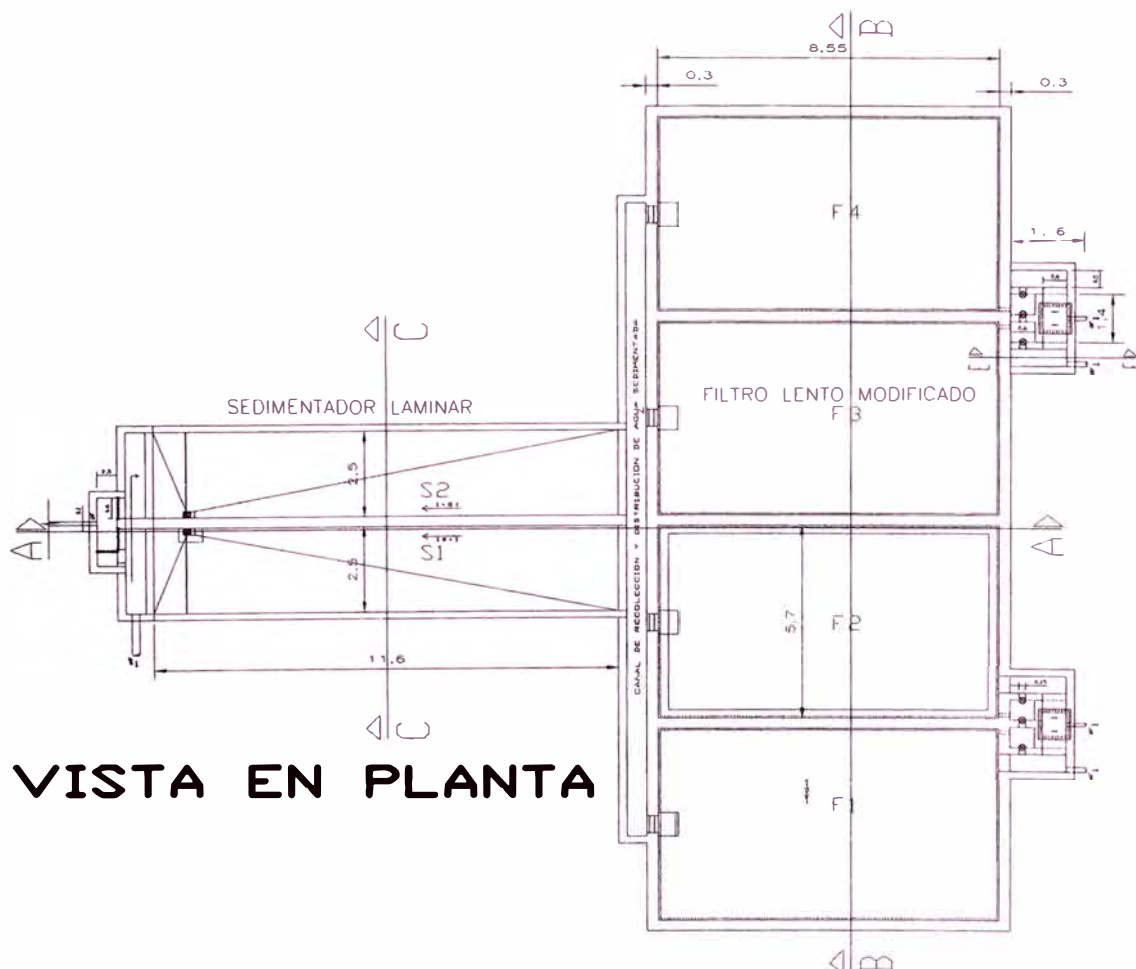
3.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE POTABILIZACION

La estructura de la planta de tratamiento esta compuesto por losas y muros de concreto armado reforzado de acuerdo a la norma ACI 350, que cumple la función de transportar el agua por un conjunto de tanques las cuales tendrán los filtros de material granular adecuados para su tratamiento.

3.1.1 Esquema General

Se muestra un esquema de la planta de tratamiento.

Grafico N°3.1 Planta de Tratamiento – Vista en Planta^[1]



VISTA EN PLANTA

Grafico N°3.2 Planta de Tratamiento – Corte A-A^[1]

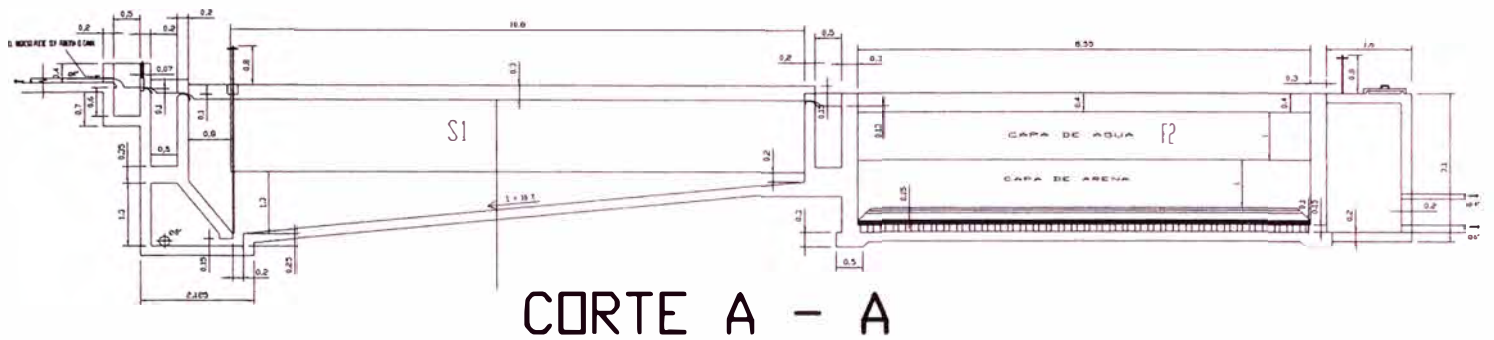


Grafico N°3.3 Planta de Tratamiento – Corte B-B^[2]

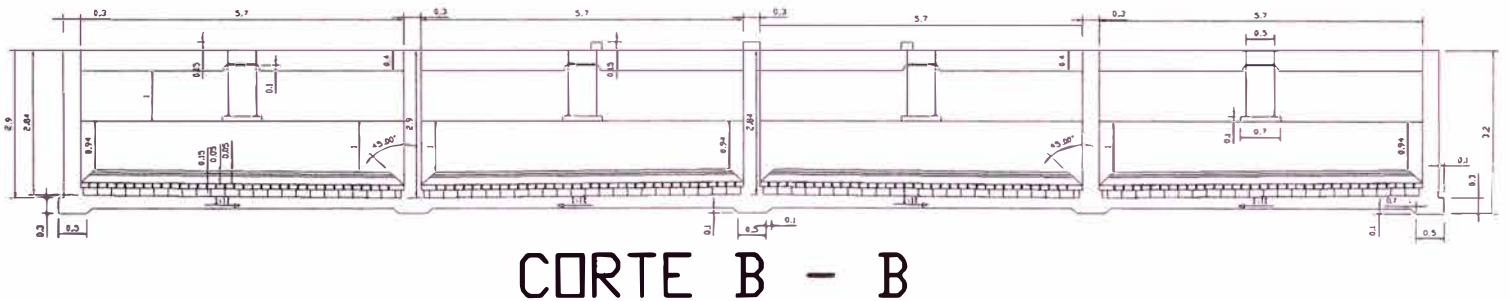
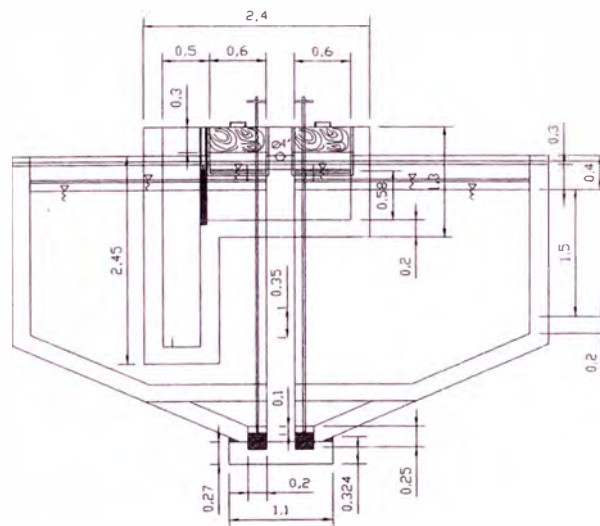


Grafico N°3.4 Planta de Tratamiento – Corte C-C^[3]



CORTE C - C

3.1.2 Predimensionamiento de los elementos principales

Se dimensionaran los principales elementos que componen la estructura de la planta de tratamiento, entre los cuales tenemos muros de contención y las losas de apoyo de los filtros granulares:

Muros de Contención

Los muros del tanque de sedimentación, tienen una altura máxima de 2.06m, el dimensionamiento consiste en dar un adecuado peralte o espesor de muro mínimo sin llegar a utilizar refuerzo en compresión.

El espesor del muro dependerá directamente de la altura del muro y terreno o liquido a soportar.

El muro trabaja como muro en voladizo y se tomara el valor de espesor como un décimo de la altura, como primer dimesionamiento.

$$E=0.1 \times H$$

La altura H en el sedimentador es de 2.06m

$$E_s=0.20\text{m}$$

La altura H en el filtro lento es de 2.9m

$$E_f=0.3\text{m}$$

Losa de Fondo

Como las losas serán diseñadas para ser las bases de los muros de contención además de servir como embalse de las aguas en tratamiento.

La condición critica de estas losas seria cuando este cargado completamente el terreno en el muro y todavía no este colocado los filtros granulares ni el agua a tratar.

En esta condición critica la losa soportara los mismos esfuerzos máximos de los muros de contención, ubicados estos en los encuentros muro losa.

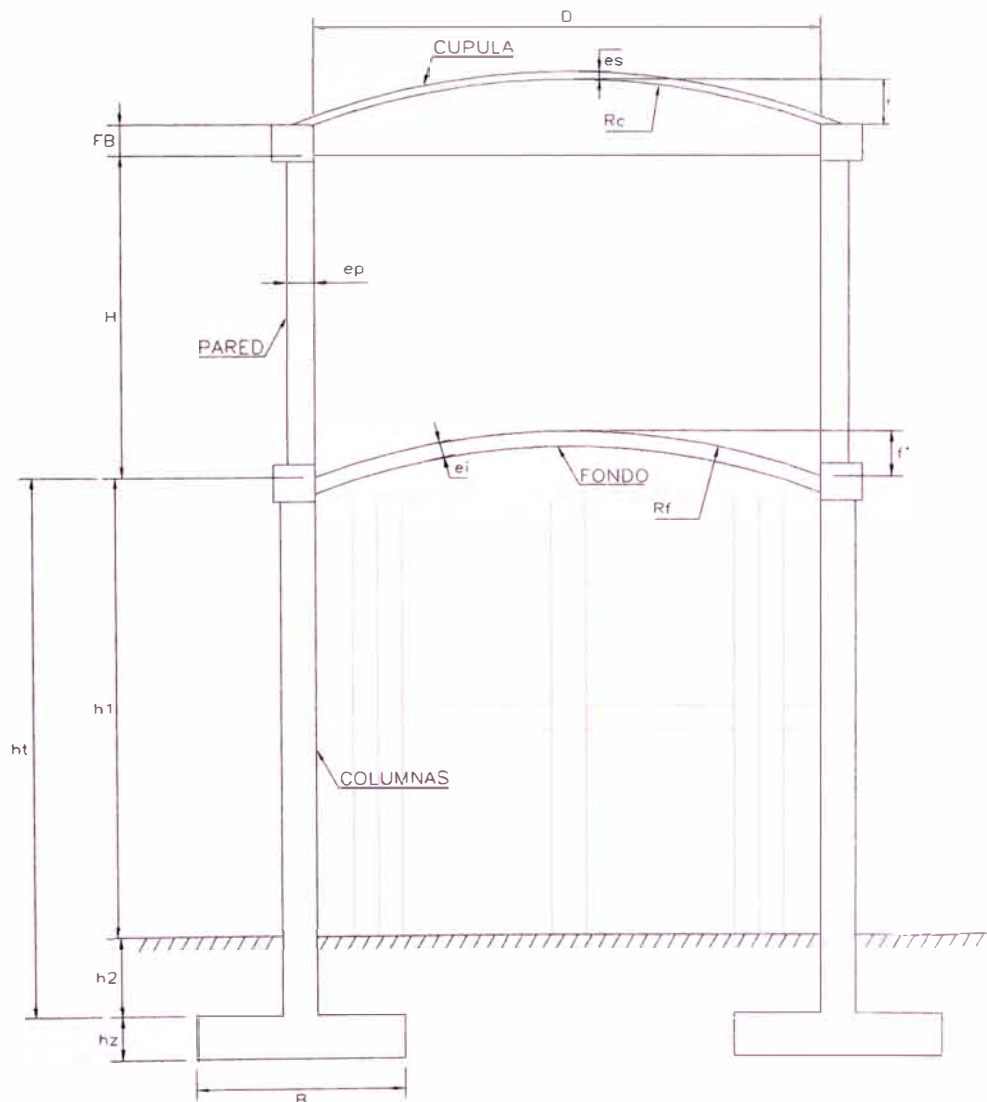
Por lo tanto el dimensionamiento del espesor de la losa será el mismo de los muros de contención que se apoyan.

3.2. PREDIMENSIONAMIENTO DEL RESERVORIO ELEVADO

3.2.1 Esquema del Reservorio

El reservorio elevado se diseñara para un volumen de 205m^3 y una carga estática de 10m, lo cual permitirá obtener presiones mínimas de servicio, para lo cual se recomienda un reservorio de concreto armado circular con cúpula y fondo esférico apoyado en un pórtico espacial formado por columnas y vigas, que es lo mas apropiado para el volumen que se va almacenar.

Grafico N°3.5 Reservorio Elevado – Elevación



Donde:

D: diámetro del reservorio circular.

H: Altura de carga de agua.

FB: Borde libre

h_1 : Carga estática necesaria para presiones mínimas en las redes de agua.

h_2 : Altura de relleno.

h_z : Peralte de la zapata.

B: Ancho de la zapata.

h_t : Altura total de las columnas para el análisis.

e_p : espesor de la pared cilíndrica.

e_s : espesor de la cúpula esférica.

f: flecha de la cúpula esférica de la cuba.

e_i : espesor del fondo esférico.

f' : flecha del fondo esférico de la cuba.

3.2.2 Dimensionamiento de los elementos principales del reservorio

El reservorio elevado esta compuesto de tres partes:

- La cimentación, formado por una zapata en forma de anillo circular.
- La estructura de soporte, en este caso compuesto por pórticos formado por columnas y vigas.
- La cuba, que la conforman la pared cilíndrica, fondo y cúpula esférica.

Calculo de las dimensiones de la cuba

Las dimensiones de la cuba están en función del volumen total de reservorio que es igual a 205m^3 , en el grafico 3.6 se muestra que el volumen del reservorio es igual al volumen del cilindro de altura H y diámetro D menos el casquete esférico V_{ce} .

$$V_r = V_c - V_{ce} \quad (3.01)$$

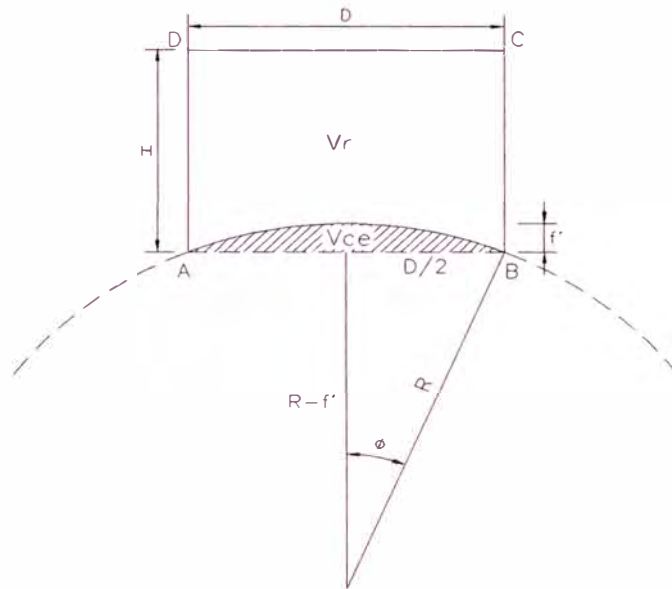
Donde:

V_r : Volumen del reservorio igual a 205m^3 .

V_c : Volumen del cilindro de altura H y diámetro D.

Vce: Volumen del casquete esférico.

Grafico N°3.6 Volumen del Reservorio



Los volúmenes se pueden definir como:

$$V_c = \frac{\pi * D^2 * H}{4} \quad (3.02)$$

$$V_{ce} = \pi * f'^2 * \left(R - \frac{f'}{3}\right) \quad (3.03)$$

$$\phi_0 = \text{Arc tan g} \left[\frac{D}{2 * (R - f')} \right] \quad (3.04)$$

$$R = (D/8) * \left[\frac{4 * f'}{D} + \frac{D}{f'} \right] \quad (3.05)$$

Donde:

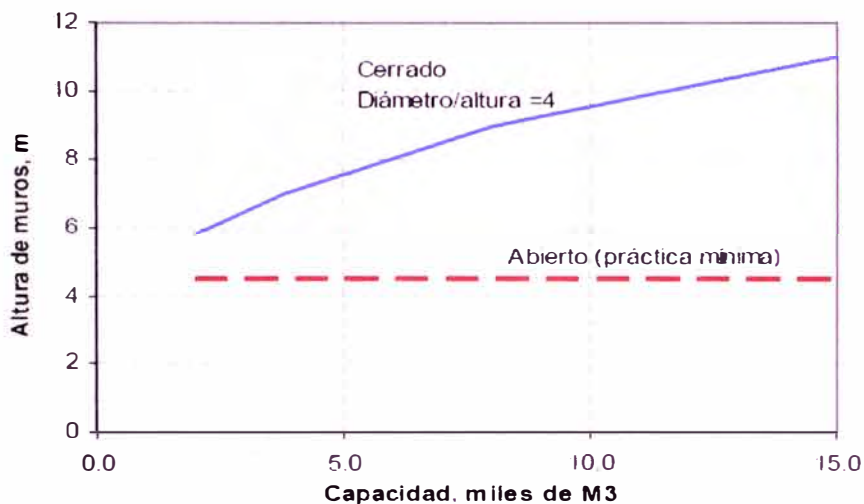
R: radio del casquete esférico.

f': es la flecha del fondo esférico, valores económicos serán entre \$D/8\$ y \$D/10\$.

\$\phi\$: ángulo que contiene la mitad del casquete

La altura económica del reservorio elevado cerrado será del orden de $D/4$ según criterio de **Leonard Richard Creasy** en "Prestressed Concrete Cylindrical Tanks" 1961, ver grafico 3.7.

Grafico N°3.7 Altura económica de reservorio (Creasy 1961)



Para el presente diseño se toma $f' = D/10$.

Tomando $D=8.00\text{m}$ reemplazando en las ecuaciones 3.01, 3.02, 3.03, 3.04 y 3.05 y evaluando las formulas se obtiene:

$$f' = 0.80\text{m}$$

$$R = 10.4\text{m} \text{ (evaluando las ecuaciones 3.05)}$$

$$H = 4.50\text{m} \text{ (evaluando las ecuaciones 3.01, 3.02 y 3.03)}$$

$$FB = 0.30\text{m} \text{ borde libre.}$$

$$V_c = 226.19 \text{ m}^3 \quad \text{Volumen del cilindro de la ecuación 3.02.}$$

$$V_{ce} = 20.37 \text{ m}^3 \quad \text{Volumen del casquete esférico de la ecuación 3.03.}$$

$$V_r = 205.82 \text{ m}^3 \quad \text{Volumen del reservorio de la ecuación 3.01.}$$

Los valores de altura y diámetro deben guardar una relación $H/D \leq 0.75$ para una simplificación en el análisis.

Se verifica que $H/D = 0.5625 \leq 0.75$ Cumple.

El espesor mínimo del fondo esférico para evitar pandeo estará en función de la carga de agua y el diámetro del cilindro de la cuba.

$$t = R * \sqrt{\frac{S * H * \gamma_a}{k * E_c}} \quad (3.06)$$

$E_c = 2.35E5 \text{ kg/cm}^2$ Modulo de Elasticidad del concreto armado ver
2.2.2

$S = 4$ Factor de seguridad.

$k = 0.25$ Para domos con $R/t < 800$.

$t = 0.20 \text{ m}$ cúpula inferior

$t = 0.08 \text{ m}$ cúpula superior

Dimensionamiento del cilindro

Para el dimensionamiento del cilindro se necesita la fuerza de tensión máxima sobre el cilindro y se obtiene de la ecuación 3.08.

$$T = \gamma_a * H * R \quad (3.08)$$

Evaluando la ecuación 3.08 se tiene:

$$T = 83,200 \text{ kg/m} = 832 \text{ kg/cm}$$

El espesor de las Paredes de cilindro, para evitar agrietamiento, se puede estimar mediante la formula 3.06 según **Portland Cement Association** en "Circular Concrete Tanks Without Prestressing" 1993:

$$A_c = T * \frac{(C * E_s + f_s - n * f_c)}{f_s * f_c} \quad (3.07)$$

Donde:

A_c : Área de concreto del muro en un ancho de 100cm.

T: Fuerza máxima de tracción en kg/cm.

$f_s = 18,000\text{psi} = 1265.4\text{kg/cm}^2$ Esfuerzo máximo en tracción del acero de refuerzo.

$f_c = 0.1xf'_c = 24.5\text{kg/cm}^2$ Esfuerzo máximo en tracción del concreto armado.

$E_s = 2.1E6\text{kg/cm}^2$ Modulo de Elasticidad del acero de refuerzo ver 2.2.1

$E_c = 2.35E5\text{kg/cm}^2$ Modulo de Elasticidad del concreto armado ver 2.2.2

$n = E_s/E_c = 8.94$ Relación de módulos de elasticidad.

$C=0.0003$ Acortamiento de Fragua del concreto.

Reemplazando en la ecuación 3.06.

$$100 * e_p = T * \frac{(0.0003 * 2.1E6 + 1265.4 - 8.94 * 24.5)}{1265.4 * 24.5}$$

e_p : espesor de la pared cilíndrica.

Evaluando se obtiene:

$$e_p = 0.00054 * T$$

$$e_p = 0.10\text{m}$$

Se tomara $e_p = 0.20\text{m}$

CAPITULO IV:

**ANALISIS DE LAS ESTRUCTURAS DE LAS OBRAS
DE ABASTECIMIENTO DE AGUA**

4. ANALISIS DE LAS ESTRUCTURAS DE LAS OBRAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

4.1. ANALISIS DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE POTABILIZACION

En esta parte del informe, se obtendrán los esfuerzos máximos en el tanque de filtros lentos modificados.

Para este tipo de estructura el análisis se considerara solo de un metro lineal para la aplicación de las cargas y obtención de esfuerzos.

4.1.1 Tanque de Sedimentador

Cargas sobre los muros

La carga principal de sobre los muros es la presión de tierras, que se calculara de la siguiente manera.

Datos:

$\phi = 25^\circ$ tomando este valor conservadoramente (en el estudio 32°)

$\beta = 90^\circ$ muros verticales

$\beta = 154^\circ$ muros inclinados apoyados sobre el terreno

$\alpha = 0^\circ$ Pendiente sobre el relleno

$\delta = 16^\circ$ Angulo de fricción 0.5 a 0.75 de ϕ

$\gamma_t = 1800\text{kg/m}^3$

$h = 2.06\text{m}$ Altura del muro

De las ecuaciones 2.2

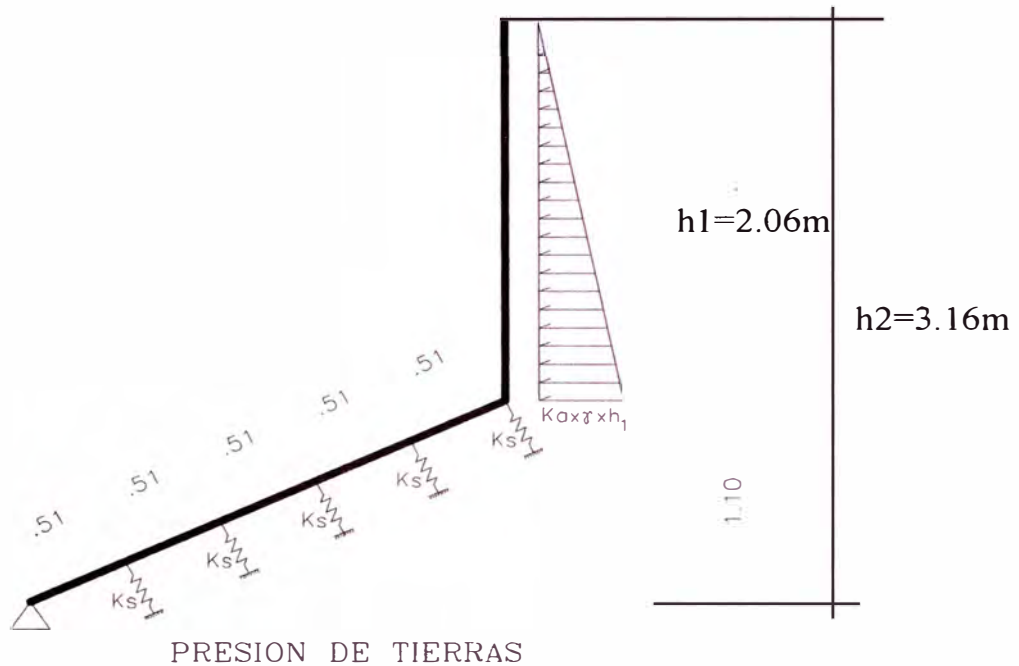
$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi)}{\text{sen}^2 \beta * \text{sen}(\beta - \delta) * \left(1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) * \text{sen}(\phi - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta) * \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right)^2}$$

$K_a = 0.367$ para lado del muro vertical

$K_a = 0.00$ para lado del muro inclinado 25°

Grafico N°4.1 Presión de Tierras - Sedimentador

2.30



Calculo de Presión de tierras

$$B = 1.00\text{m}$$

$$E_A = \frac{1}{2} K_a * \gamma_t * h^2$$

$$E_A = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma_t \cdot h^2 \cdot B = 1401.66\text{kg}$$

Ancho de Análisis 1m.

De la ecuación 2.1

Fuerza de la Presión de tierras.

Interacción Suelo-Estructura

$$K_s = 50\text{MN/m}^3$$

Coficiente de Reacción K para arena limosa seca media compacta ver Cuadro N°4.1.

$$K = K_s \times \text{Ancho} \times \text{largo}$$

Coficiente de reacción para el modelo

$$K = K_s \times 0.51 \times 1 / 9.81 \times 1000 \text{ ton/m}$$

$$K = 2600 \text{ ton/m}$$

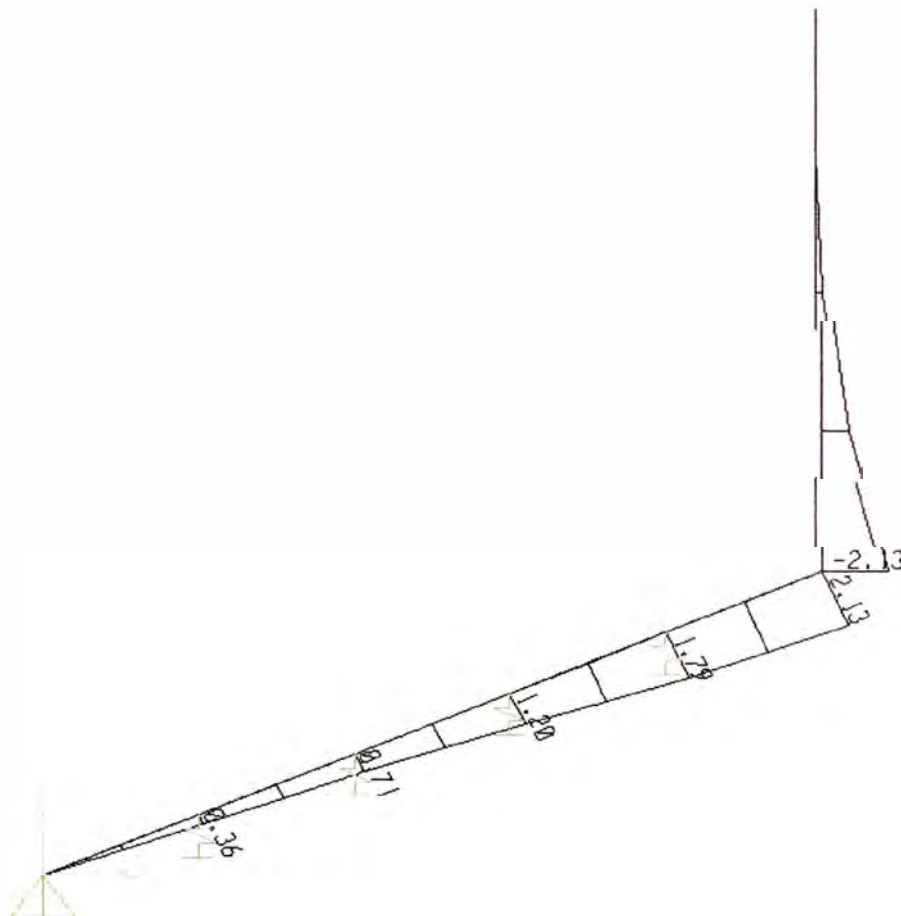
Coficiente de Reacción para el modelo de Sedimentador.

Cuadro N°4.1 Coeficiente de Reacción en Suelos

DESCRIPCION DE LOS SUELOS	SIMBOLO	K _s (kg/cm ³)	
		RANGO	PROM.
Gravas bien Graduadas	GW	14-20	17
Gravas Arcillosas	GC	11-19	15
Gravas mal Graduadas	GP	8-14	11
Gravas Limosas	GM	6-14	10
Arenas bien graduadas	SW	6-16	11
Arenas Arcillosas	SC	6-16	11
Arenas mal Graduadas	SP	5-9	7
Arenas Limosas	SM	5-9	7
Limos Orgánicos	ML	4-8	6
Arcilla con Grava o con Arena	CL	4-6	5
Limos Orgánicos y Arcillas Limosas	OL	3-5	4
Limos Inorgánicos	MH	1-5	3
Arcillas Inorgánicas	CH	1-5	3
Arcillas Orgánicas	OH	1-4	2

Fuente: Apuntes de clase Ing. Salinas

Grafico N°4.2 Diagrama de Momentos Flectores – presión de tierras (ton-m)
Obtenidos por el SAP2000



Mediante el programa SAP2000 se obtienen

$$E_A = 1403\text{kg}$$

Fuerza de la presión de tierras

$$ME = E_A h^{1/3} = 963\text{kg-m}$$

Momento Máximo.

$$M_{\max} = 1.4MD + 1.7ME$$

Momento máximo

$$M_u = S \times M_{\max}$$

Momento último sobre el muro vertical

Donde:

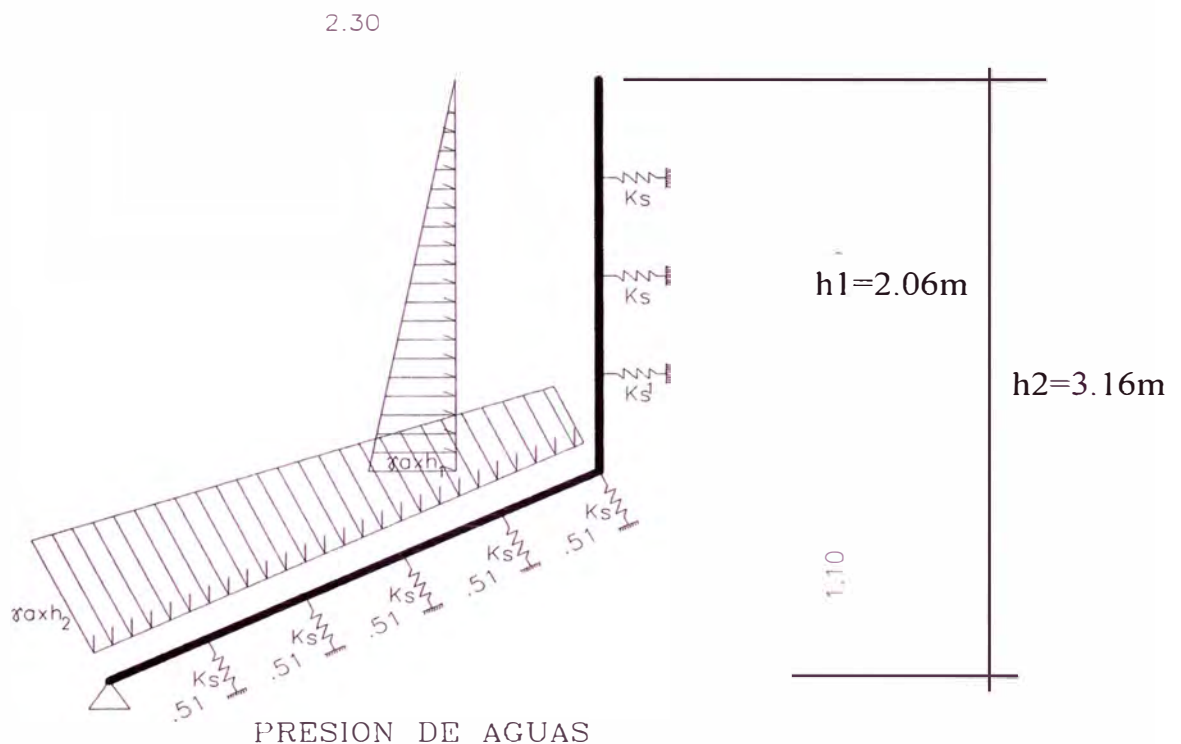
$$S = 1.30$$

Factor de durabilidad Sanitaria

$$M_u = 1.3 \times M_{\max} = 2130\text{kg-m}$$

Momento en muro vertical e inclinado

Grafico N°4.3 Presión de Aguas - Sedimentador



Calculo de Presión de Aguas

$$B = 1.00\text{m}$$

Ancho de Análisis 1m.

$$\gamma_a x h_1 x B = 2080.6\text{kg}$$

Presión de Aguas h1.

$$\gamma_a x h_2 x B = 3191.6\text{kg}$$

Presión de Aguas h2.

Donde:

$$\gamma_a = 1010 \text{ kg/m}^3$$

$$h = 2.06 \text{ m.}$$

Interacción Suelo-Estructura

$$K_s = 50 \text{ MN/m}^3$$

Coefficiente de Reacción K para arena limosa seca media compacta ver Cuadro N°4.1.

$$K = K_s \times \text{Ancho} \times \text{largo}$$

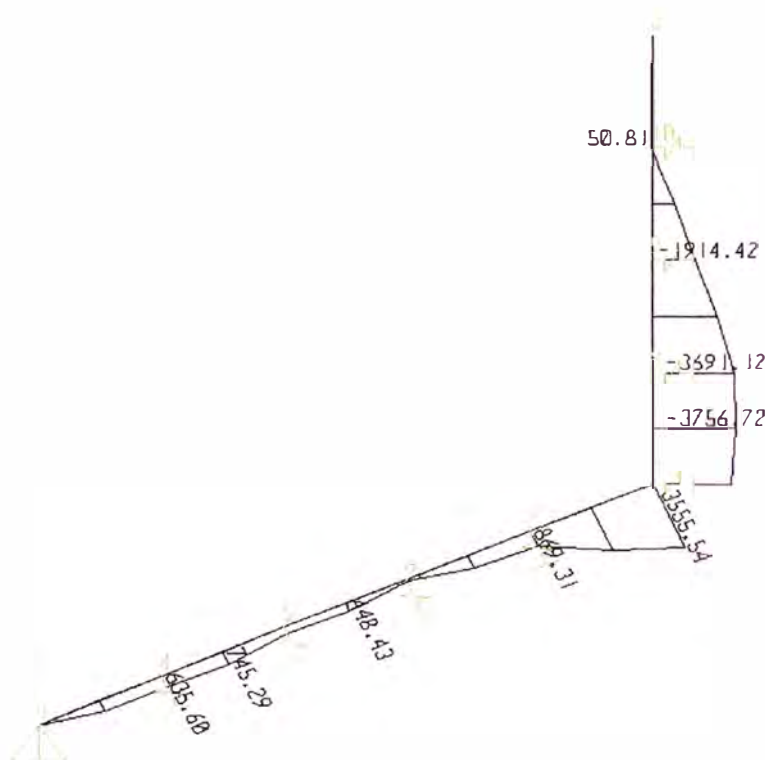
Coefficiente de reacción para el modelo

$$K = K_s \times 0.51 \times 1 / 9.81 \times 1000 \text{ ton/m}$$

$$K = 2600 \text{ ton/m}$$

Coefficiente de Reacción para el modelo de Sedimentador.

Grafico N°4.4 Diagrama de Momentos Flectores – Presión de aguas (kg-m) Obtenidos del SAP2000



MF = 1155kg-m	Momento – presión de aguas
MD = 713 kg-m	Momento – peso propio
Mmax = 1.4MD + 1.7MF	Momento máximo
Mu = S x Mmax	Momento último sobre el muro vertical
Donde:	
S = 1.30	Factor de durabilidad Sanitaria
Mu = 1.3xMmax = 3757kg-m	Momento en muro vertical e inclinado

4.1.2 Tanque de Filtros Lentos

Cargas sobre los muros

La carga principal de sobre los muros es la presión de tierras, que se calculara de la siguiente manera.

Datos:

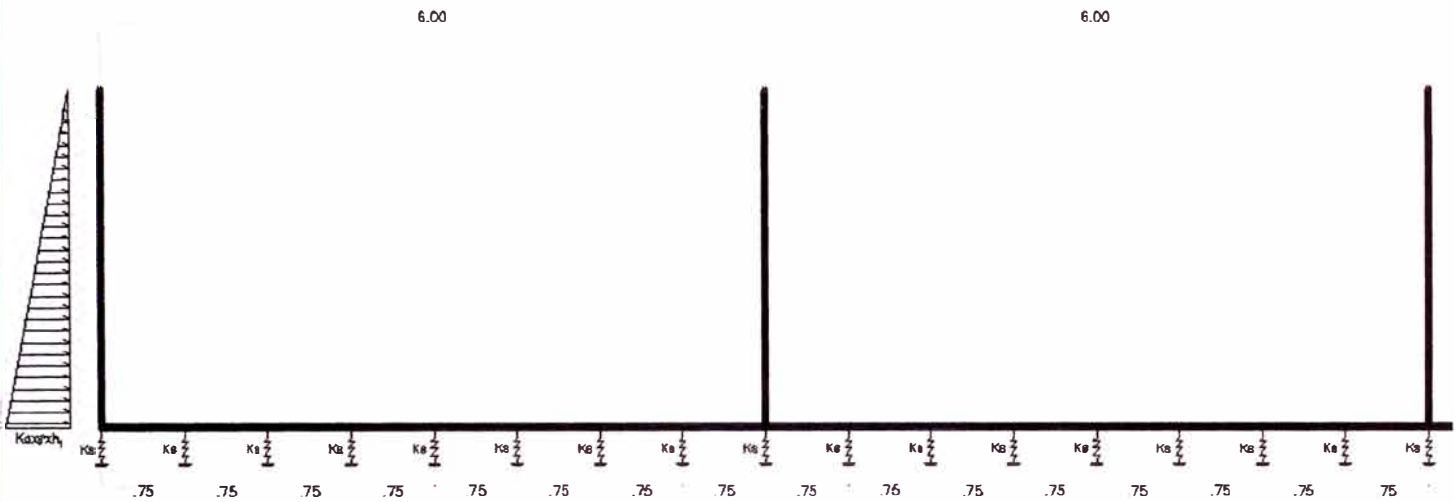
$\phi = 25^\circ$	tomando este valor conservadoramente
$\beta = 90^\circ$	muros verticales
$\alpha = 0^\circ$	Pendiente sobre el relleno
$\delta = 16^\circ$	Angulo de fricción 0.5 a 0.75 de ϕ
$\gamma_t = 1800\text{kg/m}^3$	Peso especifico del relleno
$h = 2.9\text{m}$	Altura del muro,

De las ecuaciones 2.2

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi)}{\text{sen}^2 \beta * \text{sen}(\beta - \delta) * \left(1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) * \text{sen}(\phi - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta) * \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right)^2}$$

$K_a = 0.367$ para lado del muro vertical

Grafico N°4.5 Presión de Tierras – Filtro Lento



Calculo de Presión de tierras

$B = 1.00m$

$K_a \cdot \gamma_t \cdot h \cdot B = 1917.6kg$

Ancho de Análisis 1m.

Presión de tierras.

Interacción Suelo-Estructura

$K_s = 50MN/m^3$

Coficiente de Reacción K para arena limosa seca media compacta ver Cuadro N°4.1.

$K = K_s \times \text{Ancho} \times \text{largo}$

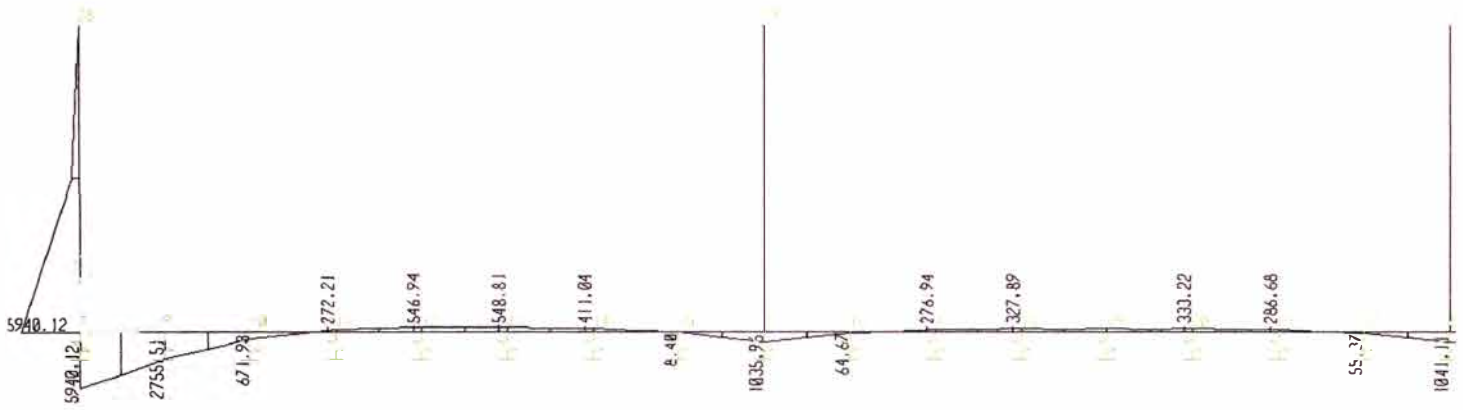
Coficiente de reacción para el modelo

$K = K_s \times 0.75 \times 1 / 9.81 \times 1000 \text{ ton/m}$

$K = 3820 \text{ ton/m}$

Coficiente de Reacción para el modelo de Sedimentador.

Grafico N°4.6 Diagrama de Momentos Flectores – presión de tierras (ton-m)
Obtenidos del SAP2000



$$M_{max} = 1.4MD + 1.7ME$$

Momento máximo

$$M_u = S \times M_{max}$$

Momento último sobre el muro vertical

Donde:

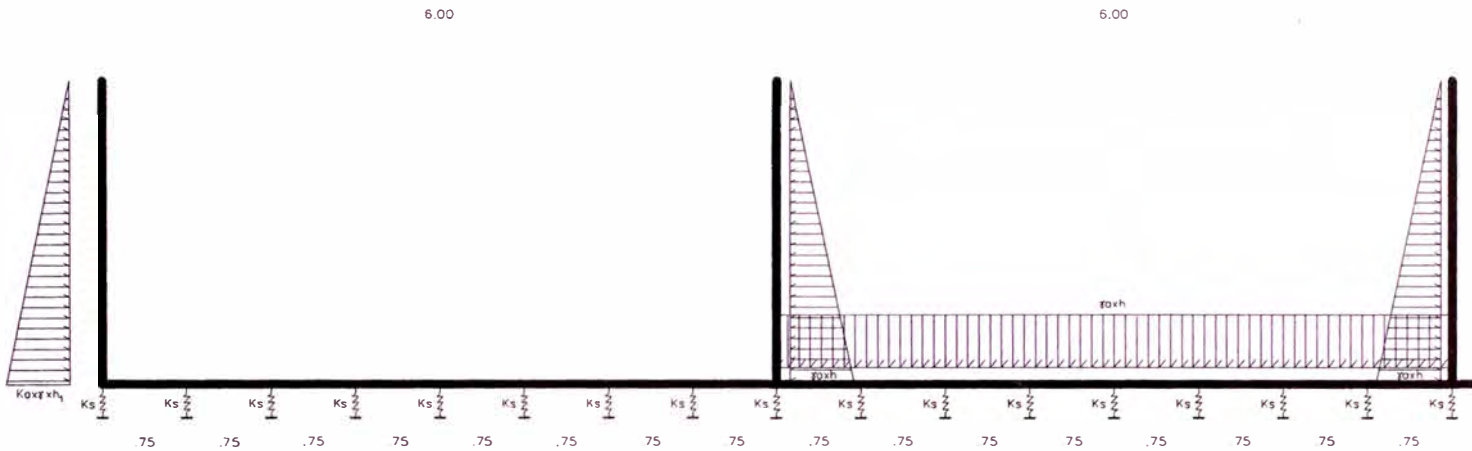
$$S = 1.30$$

Factor de durabilidad Sanitaria

$$M_u = 1.3 \times M_{max} = 5940 \text{ kg-m}$$

Momento en muro y losa

Grafico N°4.7 Presión de Aguas – Filtro Lento



Calculo de Presión de Aguas

$$B = 1.00\text{m}$$

Ancho de Análisis 1m.

$$\gamma_a \times h \times B = 2929\text{kg}$$

Presión de Aguas h.

Donde:

$$\gamma_a = 1010\text{kg/m}^3$$

$$h = 2.9\text{m.}$$

Interacción Suelo-Estructura

$$K_s = 50\text{MN/m}^3$$

Coeficiente de Reacción K para arena limosa seca media compacta ver Cuadro N°4.1.

$$K = K_s \times \text{Ancho} \times \text{largo}$$

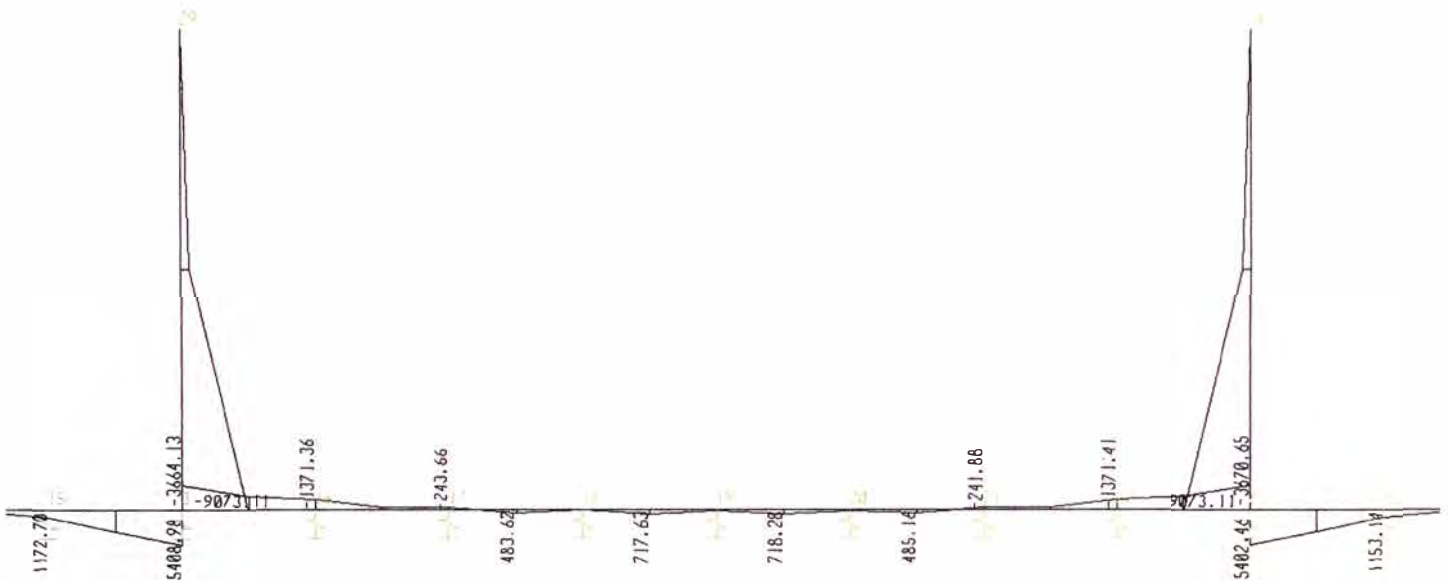
Coeficiente de reacción para el modelo

$$K = K_s \times 0.75 \times 1 / 9.81 \times 1000 \text{ ton/m}$$

$$K = 3820 \text{ ton/m}$$

Coeficiente de Reacción para el modelo de Sedimentador.

**Grafico N°4.8 Diagrama de Momentos Flectores – presión de aguas (ton-m)
Obtenidos del SAP2000**



ME = 4105 kg-m

Momento – presión de aguas

MD = 0

Momento – peso propio

ME = 2132 kg-m

Momento – presión de aguas

MD = -575.9 kg-m

Momento – peso propio

Mmax = 1.4MD + 1.7ME

Momento máximo

Mu = S x Mmax

Momento último sobre el muro vertical

Donde:

S = 1.30

Factor de durabilidad Sanitaria

Mu = 1.3xMmax = 9073kg-m

Momento en muro.

Mu = 1.3xMmax = 3664kg-m

Momento en losa.

4.2. ANALISIS DEL RESERVORIO ELEVADO

4.2.1 Análisis por Cargas de gravedad.

Análisis de la Cuba

El análisis del reservorio consiste en determinar las “fuerzas en las membranales” debido a las diferentes tipos de carga, los valores máximos son obtenidas generalmente en los límites.

Se empleara el “método de la fuerzas” para la obtención de las fuerzas membranales el procedimiento se divide en tres partes y es el siguiente:

1º Se asume que el cascaron es una capa delgada libre, se obtiene una solución en esta capa delgada para las diferentes cargas dadas, obteniéndose los esfuerzos y deformaciones del contorno y otros puntos de interés. Esta es conocida como solución primaria.

2º Se aplica cargas en los bordes simétricos a los ejes, momento “M” y fuerza cortante horizontal “H” a los largo del borde, estas deben ser de tal magnitud que permitan regresar al borde deformado de la capa delgada debido a la solución primaria. Las magnitudes serán determinadas por métodos matriciales, pero antes se necesitan saber las deformaciones, que serán conocidos como coeficientes de elasticidad, para cargas unitarias en los bordes.

3º Teniendo las soluciones primarias y los coeficientes de elasticidad, las cargas de corrección M y H serán obtenidas resolviendo las ecuaciones de equilibrio.

1º Solución Primaria.

La solución primaria se obtiene evaluando las formulas que se definen en esta sección y que se aplican a elementos tipo domo esférico y pared cilíndrica, que reciben las cargas actuantes.

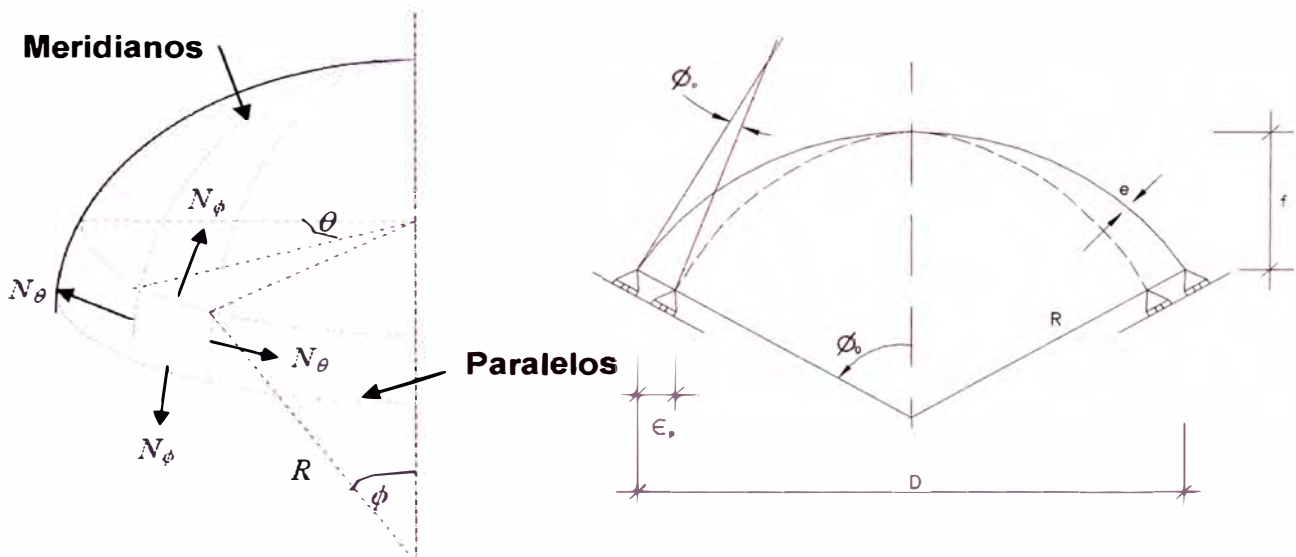
Cúpula esférica.

La cúpula esférica es una curva tridimensional generada por el giro de un arco de un círculo alrededor de un eje vertical que pasa por el centro del círculo.

El arco circular se llama MERIDIANO y al girar un punto del arco circular respecto al eje de la cúpula, describe un paralelo.

Las cúpulas soportan las cargas que se les aplican casi totalmente por tensiones de membrana en el plano tangente a la superficie de la mayor parte de la lámina.

Grafico N°4.9 Cúpula Esférica



N_ϕ = Fuerza en el sentido meridiano por unidad de longitud.

N_θ = Fuerza en el sentido paralelo por unidad de longitud.

ϵ_p = Componente horizontal del desplazamiento

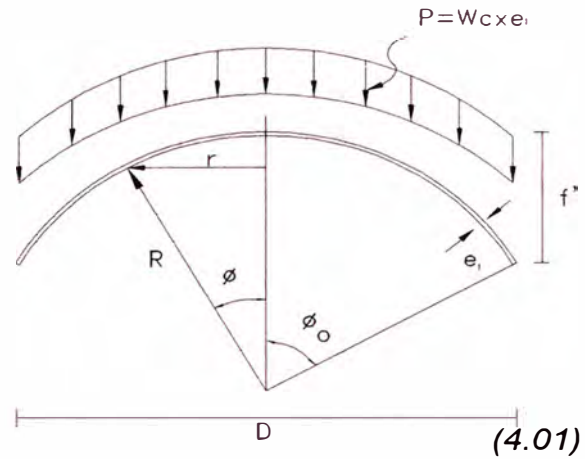
ϕ_p = Rotación de la tangente a un meridiano en un punto genérico.

Los esfuerzo de diseño en el domo esférico será la suma de todos los esfuerzos que se generan debido a la acción de las diferentes cargas que actúan en el, entre las que tenemos peso propio, carga puntal en el centro, sobrecarga viva y la presión Hidrostática.

A continuación se presenta todas las formulas que van hacer usadas para calcular los esfuerzos primarios sobre

Peso Propio

Grafico N°4.10 Cúpula esférica
Carga peso propio



$$p = W_c * e_i \tag{4.01}$$

$$N_\phi = -\frac{p * R}{1 + \cos(\phi)} \tag{4.02}$$

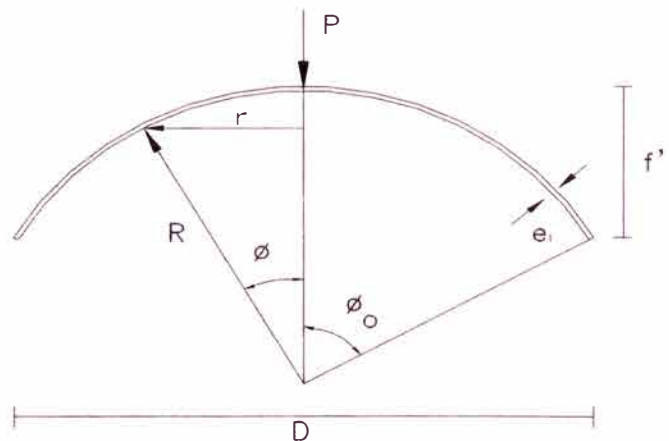
$$N_\theta = -p * R * \left(\cos(\phi) - \frac{1}{1 + \cos(\phi)} \right) \tag{4.03}$$

$$\epsilon_p = \frac{p * R^2}{E * e_i} * \frac{\text{sen}(\phi)}{1 + \cos(\phi)} * (1 + \nu - \cos(\phi) - (\cos(\phi))^2) \tag{4.04}$$

$$\phi_p = (2 + \nu) * \frac{p * R^2}{E * e_i} * \text{sen}(\phi) \tag{4.05}$$

Carga Puntual

Grafico N°4.11 Cúpula esférica
Carga puntual



$$N_\phi = -\frac{P}{2 * \pi * \sin^2(\phi)} \tag{4.06}$$

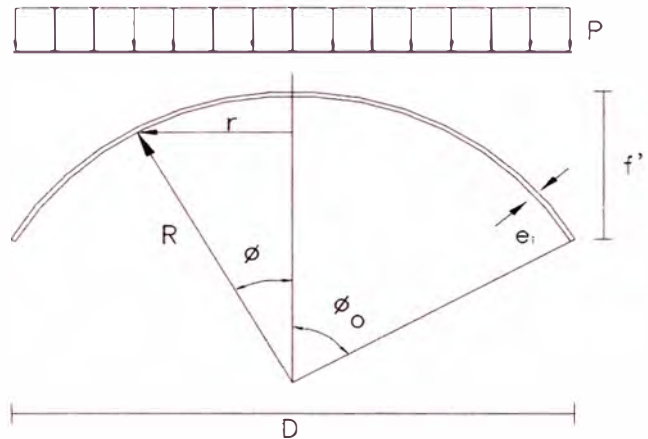
$$N_\theta = \frac{P}{2 * \pi * \sin^2(\phi)} \tag{4.07}$$

$$\varepsilon_p = \frac{p * (1 + \nu)}{2 * \pi * E * e_i} \quad (4.08)$$

$$\phi_p = 0 \quad (4.09)$$

Sobrecarga viva

Grafico N°4.12 Cúpula esférica
Sobrecarga viva



$$N_\phi = -\frac{p * R}{2} \quad (4.10)$$

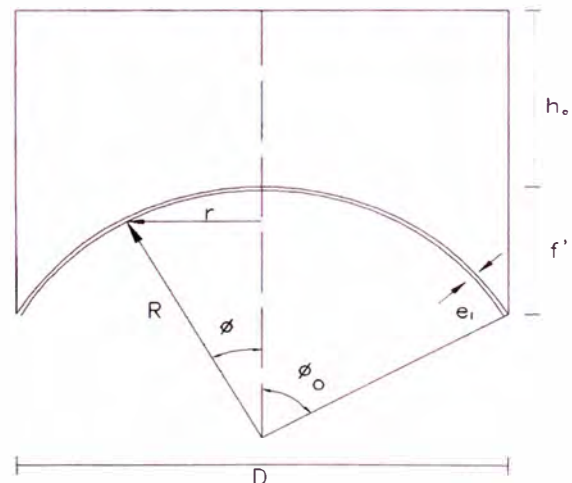
$$N_\theta = -\frac{p * R}{2} * \cos(2 * \phi) \quad (4.11)$$

$$\varepsilon_p = \frac{p * R^2}{2 * E * e_i} * \text{sen}(\phi) * (\cos(2 * \phi) - \nu) \quad (4.12)$$

$$\phi_p = (3 + \nu) * \frac{p * R}{E * e_i} * \text{sen}(\phi) * \cos(\phi) \quad (4.13)$$

Presión Hidrostática

Grafico N°4.13 Cúpula esférica
Presión Hidrostática



$$N_{\phi} = -\frac{\gamma_a * R}{2} \left[h_a + \frac{R}{3} + \left(3 + 2 * \frac{\cos(\phi)}{\tan^2(\phi)} - \frac{2}{\text{sen}^2(\phi)} \right) \right] \quad (4.14)$$

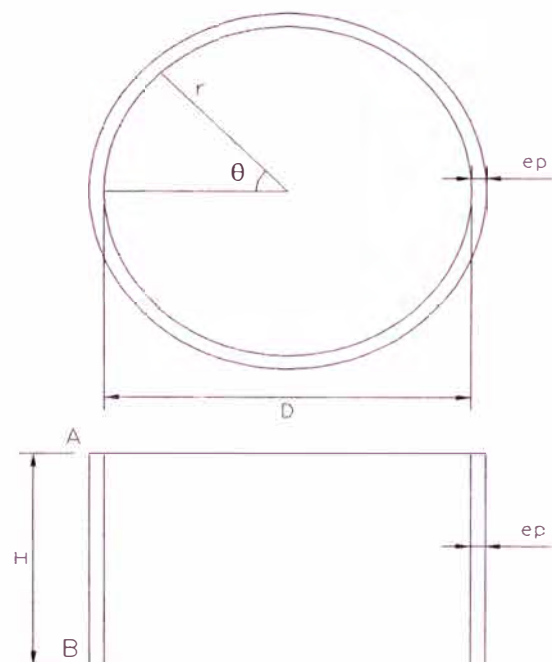
$$N_{\theta} = -\frac{\gamma_a * R}{2} \left[h_a + \frac{R}{3} + \left(3 + \frac{2}{\text{sen}^2(\phi)} - 6 * \cos(\phi) - 2 * \frac{\cos(\phi)}{\tan^2(\phi)} \right) \right] \quad (4.15)$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_p = & -\frac{\gamma_a * R^2 * \text{sen}(\phi)}{2 * E * e_i} * \left((1 - \nu) * H + \frac{R}{3} * (3 * (1 - \nu)) \right. \\ & \left. + \frac{2 * (1 + \nu)}{\text{sen}(\phi)^2} - \frac{2 * (1 + \nu) * \cos(\phi)}{\tan(\phi)^2} - 6 * \cos(\phi) \right) \end{aligned} \quad (4.16)$$

$$\phi_p = -\frac{\gamma_a * R^2 * \text{sen}(\phi)}{E * e_i} \quad (4.17)$$

Pared Cilíndrica Vertical.

Grafico N°4.14 Pared Cilíndrica
Presión Hidrostática



En el Punto B

$$N_{\phi} = 0 \quad (4.18)$$

$$N_{\theta} = \frac{\gamma_a * H * r^2}{e_p} \quad (4.19)$$

$$\varepsilon_p = \frac{\gamma_a * H * r^2}{e_p} \quad (4.20)$$

$$\phi_p = \frac{\gamma_a * r^2}{e_p} \quad (4.21)$$

En el Punto A

$$N_\phi = 0 \quad (4.22)$$

$$N_\theta = 0 \quad (4.23)$$

$$\varepsilon_p = 0 \quad (4.24)$$

$$\phi_p = \frac{\gamma_a * r^2}{e_p} \quad (4.25)$$

2º Coeficientes de Elasticidad

Constantes utilizadas

$$\alpha = \frac{\sqrt[4]{3 * (1 - \nu^2)}}{\sqrt{R * e}} \quad (4.26)$$

$$\beta = \frac{E * e}{R^2} \quad (4.27)$$

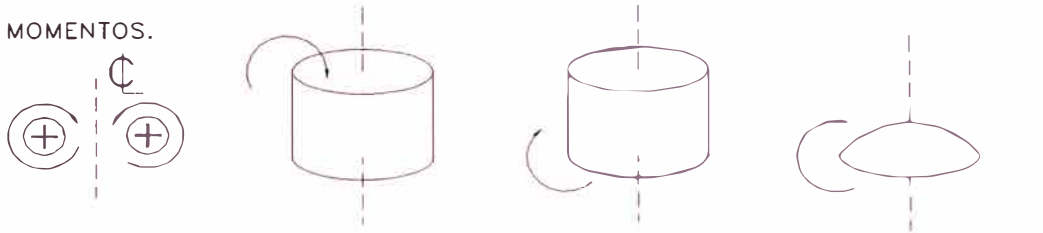
Convención de signos

En el gráfico 4.15 se muestra la convención de signos que se utilizara en esta parte para desarrollar las ecuaciones de equilibrio. en el gráfico se observa que el los signos de los momentos, fuerzas horizontales, desplazamientos y giros.

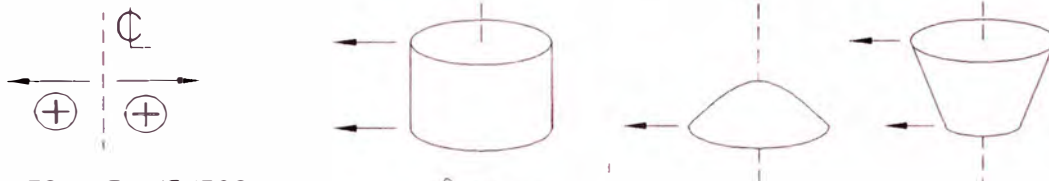
Grafico N°4.15 Convención de signos

CONVENCIÓN DE SIGNOS.

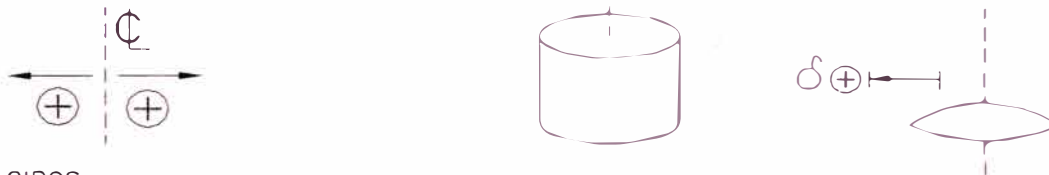
1) MOMENTOS.



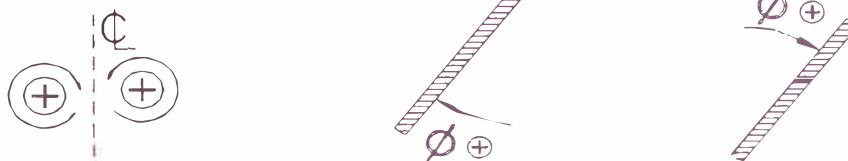
2) FUERZAS HORIZONTALES.



3) DESPLAZAMIENTOS.



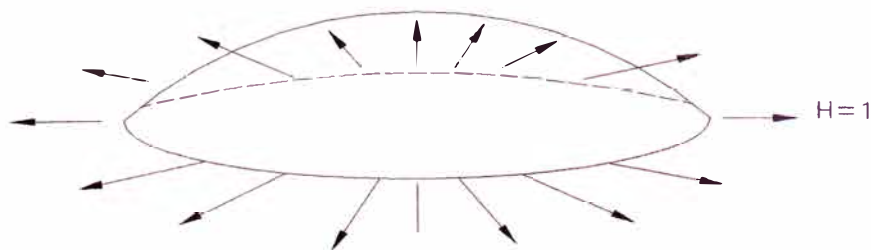
4) GIROS.



Coefficientes elásticos

Cúpula esférica

Grafico N°4.16 Coeficiente elasticidad de la Fuerza unitaria cúpula esférica

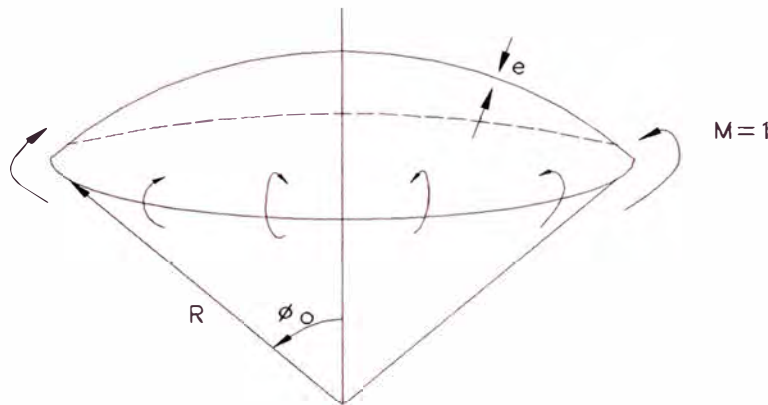


Para $H=1$ Kg/m se tiene:

$$\varepsilon_h = \frac{2 * \alpha}{\beta} * \text{sen}(2 * \phi) \quad (4.28)$$

$$\phi_h = \frac{2 * \alpha^2}{\beta} * \text{sen}(2 * \phi) \quad (4.29)$$

Grafico N°4.17 Coeficiente elasticidad del Momento unitario cúpula esférica



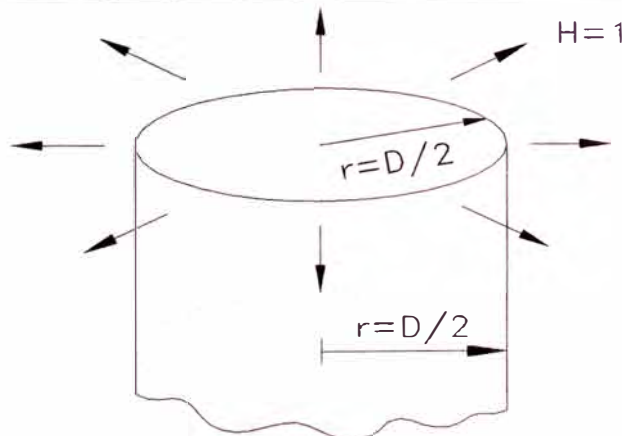
Para M=1 Kg-m/m se tiene:

$$\varepsilon_m = \frac{2 * \alpha^2}{\beta} * \text{sen}(2 * \phi) \quad (4.30)$$

$$\phi_m = \frac{4 * \alpha^3}{\beta} * \text{sen}(2 * \phi) \quad (4.31)$$

Pared cilíndrica Vertical

Grafico N°4.18 Coeficiente elasticidad de la Fuerza unitaria pared cilíndrica

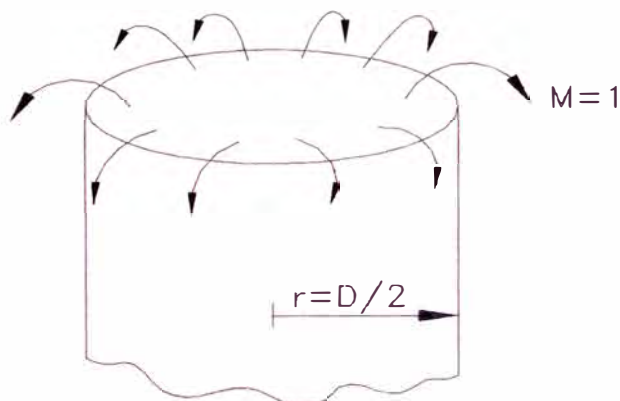


Para H=1 Kg/m se tiene:

$$\varepsilon_h = \frac{2 * \alpha}{\beta} \tag{4.32}$$

$$\phi_h = \frac{2 * \alpha^2}{\beta} \tag{4.33}$$

Grafico N°4.19 Coeficiente elasticidad del Momento unitario pared cilíndrica



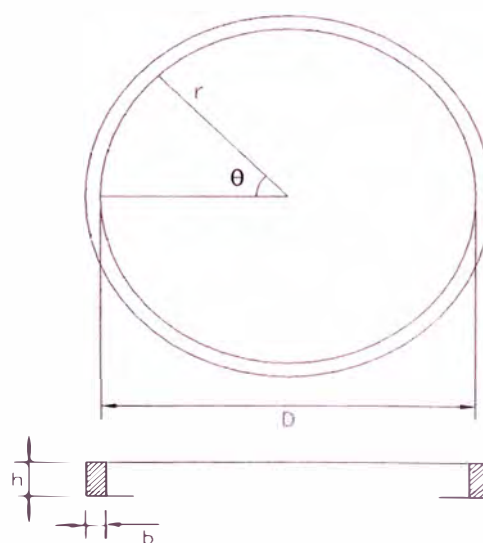
Para M=1 Kg-m/m se tiene:

$$\varepsilon_m = \frac{2 * \alpha^2}{\beta} \tag{4.34}$$

$$\phi_m = \frac{4 * \alpha^3}{\beta} \tag{4.35}$$

Anillos

Grafico N°4.20 Coeficiente elasticidad del anillo circular



$$A = a * b \tag{4.36}$$

$$I = \frac{b * a^3}{12} \quad (4.37)$$

Para $H=1$ Kg/m se tiene:

$$\varepsilon_h = \frac{R^2}{E * A} \quad (4.38)$$

$$\phi_h = 0 \quad (4.39)$$

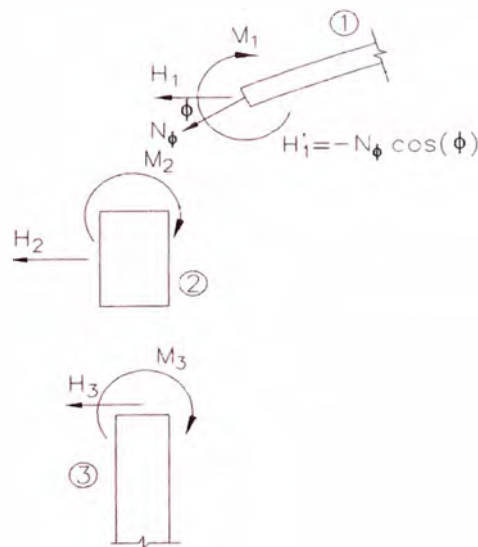
Para $M=1$ Kg-m/m se tiene:

$$\varepsilon_m = 0 \quad (4.40)$$

$$\phi_m = \frac{R^2}{E * I} \quad (4.41)$$

3° Evaluación de las Condiciones de equilibrio

Grafico N°4.21 Encuentro cúpula esférica superior, anillo circular y pared cilíndrica



Equilibrio de deformaciones horizontales

$$\varepsilon_{p1} + \varepsilon_{h1} * (H_1 + H'_1) + \varepsilon_{m1} * M_1 = \varepsilon_{p2} + \varepsilon_{h2} * H_2 + \varepsilon_{m2} * M_2 \quad (4.42)$$

$$\varepsilon_{p3} + \varepsilon_{h3} * H_3 + \varepsilon_{m3} * M_3 = \varepsilon_{p2} + \varepsilon_{h2} * H_2 + \varepsilon_{m2} * M_2 \quad (4.43)$$

Equilibrio de giros

$$\phi_{p1} + \phi_{h1} * (H_1 + H'_1) + \phi_{m1} * M_1 = \phi_{p2} + \phi_{h2} * H_2 + \phi_{m2} * M_2 \quad (4.44)$$

$$\phi_{p3} + \phi_{h3} * H_3 + \phi_{m3} * M_3 = \phi_{p2} + \phi_{h2} * H_2 + \phi_{m2} * M_2 \quad (4.45)$$

Equilibrio de Fuerzas

$$H_1 + H_2 + H_3 = 0 \quad (4.46)$$

$$M_1 + M_2 + M_3 = 0 \quad (4.47)$$

Numero de ecuaciones = 6

Numero de incógnitas = 6 ($H_1, H_2, H_3, M_1, M_2, M_3$)

Elemento 1

Evaluando las formulas se obtiene.

Considerando espesor de la losa $e=0.08m$

De las cargas primarias

$$N\phi = -1.818 \times 10^3 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$N\theta = -1.354 \times 10^3 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\epsilon_p = -2.278 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$$\phi_p = 4.756 \times 10^{-7}$$

Coefficiente de elasticidad

$$\epsilon_h = 1.261 \times 10^{-6} \frac{\text{m}^2}{\text{kg}}$$

$$\phi_h = 1.802 \times 10^{-6} \frac{\text{m}}{\text{kg}}$$

$$\epsilon_m = 1.802 \times 10^{-6} \frac{\text{m}}{\text{kg}}$$

$$\phi_m = 7.248 \times 10^{-6} \frac{1}{\text{kg}}$$

Elemento 2

Evaluando las formulas se obtiene.

Considerando un anillo circular de $a=0.25m$ $b=0.30m$

Coefficiente de elasticidad

$$\epsilon_h = 9.086 \times 10^{-8} \frac{m^2}{kg}$$

$$\phi_h = 0$$

$$\epsilon_m = 0$$

$$\phi_m = 1.745 \times 10^{-5} \frac{1}{kg}$$

Elemento 3

Evaluando las formulas para un espesor de pared $e_p=0.20m$ se obtiene.

De las cargas primarias

$$N\phi = 0$$

$$N\theta = 0$$

$$\epsilon_{p2} = 0$$

$$\phi_{p2} = 3.407 \times 10^{-5}$$

Coefficiente de elasticidad

$$\epsilon_h = 9.925 \times 10^{-8} \frac{m^2}{kg}$$

$$\phi_h = -1.446 \times 10^{-7} \frac{m}{kg}$$

$$\epsilon_m = -1.446 \times 10^{-7} \frac{m}{kg}$$

$$\phi_m = 4.211 \times 10^{-7} \frac{1}{kg}$$

Las ecuaciones 4.42, 4.43, 4.44, 4.45, 4.46, 4.47 se pueden expresar de la siguiente manera:

$$A1 * X = B1 \quad (4.48)$$

Donde:

$$X = \begin{bmatrix} H1 \\ M1 \\ H2 \\ M2 \\ H3 \\ M3 \end{bmatrix}$$

Reemplazando los valores de esfuerzos y deformaciones, debido a las cargas primarias, y los coeficientes de elasticidad se tendrá que:

$$A1 = \begin{pmatrix} 1.261 \times 10^{-6} & 1.802 \times 10^{-6} & -9.086 \times 10^{-8} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -9.086 \times 10^{-8} & 0 & 9.925 \times 10^{-8} & -1.446 \times 10^{-7} \\ 1.802 \times 10^{-6} & 7.248 \times 10^{-6} & 0 & -1.745 \times 10^{-5} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1.745 \times 10^{-5} & -1.446 \times 10^{-7} & 4.211 \times 10^{-7} \\ 1 & 0 & 1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 1 & 0 & 1 \end{pmatrix}$$

$$B1 = \begin{pmatrix} -2.09 \times 10^{-3} \\ 0 \\ -3.02 \times 10^{-3} \\ -3.41 \times 10^{-5} \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

De la ecuación 4.48 se tiene que:

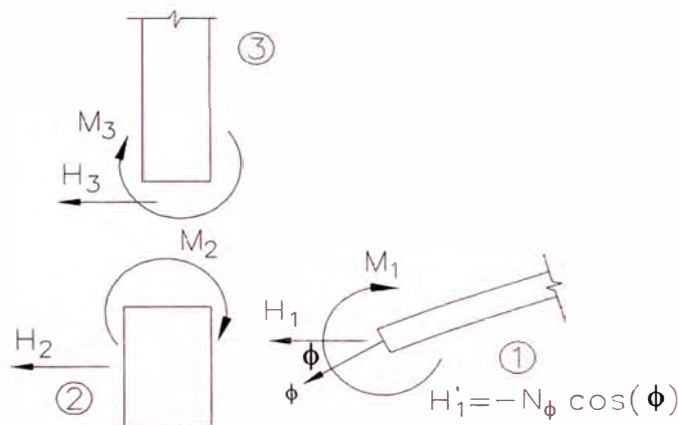
$$X := A1^{-1} \cdot B1$$

Resolviendo,

$$X = \begin{pmatrix} -1.543 \times 10^3 \\ -41.137 \\ 771.712 \\ -3.363 \\ 771.311 \\ 44.501 \end{pmatrix}$$

$$\begin{aligned} H_1 &= -1543 \text{ kg/m} & M_1 &= -41.2 \text{ kg-m/m} \\ H_2 &= 772 \text{ kg/m} & M_2 &= -3.4 \text{ kg-m/m} \\ H_3 &= 772 \text{ kg/m} & M_3 &= 44.5 \text{ kg-m/m} \end{aligned}$$

Grafico N°4.22 Encuentro cúpula esférica inferior, anillo circular y pared cilíndrica.



Equilibrio de deformaciones horizontales

$$\varepsilon_{p1} + \varepsilon_{h1} * (H_1 + H'_1) + \varepsilon_{m1} * M_1 = \varepsilon_{p2} + \varepsilon_{h2} * H_2 + \varepsilon_{m2} * M_2 \quad (4.49)$$

$$\varepsilon_{p3} + \varepsilon_{h3} * H_3 + \varepsilon_{m3} * M_3 = \varepsilon_{p2} + \varepsilon_{h2} * H_2 + \varepsilon_{m2} * M_2 \quad (4.50)$$

Equilibrio de giros

$$\phi_{p1} + \phi_{h1} * (H_1 + H'_1) + \phi_{m1} * M_1 = \phi_{p2} + \phi_{h2} * H_2 + \phi_{m2} * M_2 \quad (4.51)$$

$$\phi_{p3} + \phi_{h3} * H_3 + \phi_{m3} * M_3 = \phi_{p2} + \phi_{h2} * H_2 + \phi_{m2} * M_2 \quad (4.52)$$

Equilibrio de Fuerzas

$$H_1 + H_2 + H_3 = 0 \quad (4.53)$$

$$M_1 + M_2 + M_3 = 0 \quad (4.54)$$

Numero de ecuaciones = 6

Numero de incógnitas = 6 ($H_1, H_2, H_3, M_1, M_2, M_3$)

Elemento 1

Evaluando las formulas se obtiene.

Considerando espesor de la losa $e=0.20m$

De las cargas primarias

$$N\phi = -2.389 \times 10^4 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$N\theta = -2.752 \times 10^4 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\epsilon_p = -1.937 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$\phi_p = -9.759 \times 10^{-5}$$

Coefficiente de elasticidad

$$\epsilon_h = 2.955 \times 10^{-7} \frac{\text{m}^2}{\text{kg}}$$

$$\phi_h = 2.669 \times 10^{-7} \frac{\text{m}}{\text{kg}}$$

$$\epsilon_m = 2.669 \times 10^{-7} \frac{\text{m}}{\text{kg}}$$

$$\phi_m = 6.79 \times 10^{-7} \frac{1}{\text{kg}}$$

Elemento 2

Evaluando las formulas se obtiene.

Considerando un anillo circular de $a=0.30m$ $b=0.50m$

Coefficiente de elasticidad

$$\epsilon_h = 4.543 \times 10^{-8} \frac{\text{m}^2}{\text{kg}}$$

$$\phi_h = 0$$

$$\epsilon_m = 0$$

$$\phi_m = 6.057 \times 10^{-6} \frac{1}{\text{kg}}$$

Elemento 3

Evaluando las formulas para un espesor de pared $e_p=0.20\text{m}$ se obtiene.

De las cargas primarias

$$N\phi = 0$$

$$N\theta = 1.8 \times 10^4 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$e_p = 1.533 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$\phi_p = 3.407 \times 10^{-5}$$

Coefficiente de elasticidad

$$e_h = 9.925 \times 10^{-8} \frac{\text{m}^2}{\text{kg}}$$

$$\phi_h = 1.446 \times 10^{-7} \frac{\text{m}}{\text{kg}}$$

$$e_m = 1.446 \times 10^{-7} \frac{\text{m}}{\text{kg}}$$

$$\phi_m = 4.211 \times 10^{-7} \frac{1}{\text{kg}}$$

Las ecuaciones 4.49, 4.50, 4.51, 4.52, 4.53, 4.54 se pueden expresar de la siguiente manera:

$$A2 * Y = B2 \tag{4.55}$$

Donde:

$$Y = \begin{bmatrix} H1 \\ M1 \\ H2 \\ M2 \\ H3 \\ M3 \end{bmatrix}$$

Reemplazando los valores de esfuerzos y deformaciones, debido a las cargas primarias, y los coeficientes de elasticidad se tendría que:

$$A2 = \begin{pmatrix} 2.955 \times 10^{-7} & 2.669 \times 10^{-7} & -4.543 \times 10^{-8} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -4.543 \times 10^{-8} & 0 & 9.925 \times 10^{-8} & 1.446 \times 10^{-7} \\ 2.669 \times 10^{-7} & 6.79 \times 10^{-7} & 0 & -6.057 \times 10^{-6} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -6.057 \times 10^{-6} & 1.446 \times 10^{-7} & 4.211 \times 10^{-7} \\ 1 & 0 & 1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 1 & 0 & 1 \end{pmatrix}$$

$$B2 = \begin{pmatrix} -6.5 \times 10^{-3} \\ -3.41 \times 10^{-5} \\ -5.63 \times 10^{-3} \\ -3.41 \times 10^{-5} \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

De la ecuación 4.48 se tiene que:

$$Y := A2^{-1} \cdot B2$$

Resolviendo,

$$Y = \begin{pmatrix} -1.988 \times 10^4 \\ 570.072 \\ 1.318 \times 10^4 \\ 117.595 \\ 6.693 \times 10^3 \\ -687.667 \end{pmatrix}$$

$$\begin{aligned} H1 &= -19880 \text{ kg/m} & M1 &= 570 \text{ kg-m/m} \\ H2 &= 13180 \text{ kg/m} & M2 &= 118 \text{ kg-m/m} \\ H3 &= 6693 \text{ kg/m} & M3 &= -688 \text{ kg-m/m} \end{aligned}$$

Viga Circular Inferior

La viga se encuentra sometida a las compresiones de la pared cilíndrica, la cúpula esférica de fondo y a su propio peso, por lo tanto la carga sobre la viga será igual a la suma de las fuerzas verticales.

Fuerza vertical sobre la pared cilíndrica:

Debido a la cúpula superior

$$N_{\phi s l} := 780 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad \text{Fuerza en el sentido meridiano debido a la carga viva}$$

$$N_{\phi s d} := 1038 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad \text{Fuerza en el sentido meridiano debido al peso propio}$$

$$N_{\phi s s} := N_{\phi s l} + N_{\phi s d} \quad \text{Fuerza en el sentido meridiano de servicio}$$

$$N_{\phi s s} = 1.818 \times 10^3 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$N_{\phi s u} := 1.7N_{\phi s l} + 1.4N_{\phi s d} \quad \text{Fuerza en el sentido meridiano ultima}$$

$$N_{\phi s u} = 2.779 \times 10^3 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Debido a la viga superior

$$a := 0.25r \quad \text{Ancho de la viga}$$

$$b := 0.30r \quad \text{Alto de la viga}$$

$$F_v := W_c \cdot a \cdot b \quad \text{Peso propio}$$

$$F_v = 180 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Debido a la pared cilíndrica

$$H_{\lambda\lambda} := 4.5r \quad \text{Altura del muro}$$

$$e_{\lambda\lambda} := 0.20r \quad \text{Espesor del muro}$$

$$F_p := W_c \cdot H \cdot e \quad \text{Peso propio}$$

$$F_p = 2.16 \times 10^3 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Fuerza vertical debido a la cúpula inferior:

Debido a la cúpula inferior

$$N_{\phi i l} := 21290 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad \text{Fuerza en el sentido meridiano debido a la carga viva}$$

$$N_{\phi i d} := 2526 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad \text{Fuerza en el sentido meridiano debido al peso propio}$$

$$N_{\phi i s} := N_{\phi i l} + N_{\phi i d} \quad \text{Fuerza en el sentido meridiano de servicio}$$

$$N_{\phi i s} = 2.382 \times 10^4 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$N_{\phi i u} := 1.7N_{\phi i l} + 1.4N_{\phi i d} \quad \text{Fuerza en el sentido meridiano ultima}$$

$$N_{\phi i u} = 3.973 \times 10^4 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Fuerza vertical debido al peso propio de la viga:

Debido al peso propio

$$b_{\lambda\lambda} := 0.40\text{m}$$

$$h := 0.70\text{m} \quad \text{Alto de la viga}$$

$$F_{pp} := W_c \cdot b \cdot h \quad \text{Peso propio}$$

$$F_{pp} = 672 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Fuerza Vertical total sobre la viga inferior

$$q_s := N\phi_{ss} \cdot \sin(\phi_s) + N\phi_{is} \cdot \sin(\phi_i) + F_v + F_p + F_{pp}$$

Fuerza distribuida de servicio

$$q_s = 1.287 \times 10^4 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$q_u := N\phi_{su} \cdot \sin(\phi_s) + N\phi_{iu} \cdot \sin(\phi_i) + 1.4(F_v + F_p + F_{pp})$$

Fuerza distribuida ultima

$$q_u = 2.057 \times 10^4 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Teoría de Ketchum

Dada una viga que se encuentra apoyada en "n" pilares, ubicados equidistantes, los cuales deberán resistir el peso total "G".

Y sea 2θ el ángulo en el centro de 2 pilares consecutivos, los momentos M_a y M_b los momentos en los apoyos y M_c en el centro de la viga.

Cuadro N°4.2 Tabla de Ketchum.

Numero de Pilares (n)	Carga sobre el Pilar	Esfuerzo Cortante Máximo	Momentos Flectores		Distancia Angular Mto.Torsor (α)	Momento Torsión Máximo (Mt)
			En los Apoyo $M_a=M_b$	En el Centro M_c		
8	G/8	G/16	-0.00827Gr	0.00416Gr	9°33'	0.000630Gr
10	G/10	G/20	-0.00596Gr	0.00303Gr	7°57'	0.000405Gr
12	G/12	G/24	-0.00365Gr	0.00190Gr	6°21'	0.000180Gr

Fuente: Tesis de referencia

Del Cuadro N° 4.1 y Grafico N°4.22:

Si $n = 10$

Numero de pilares

$$2\theta = 2\pi / n = 0.628$$

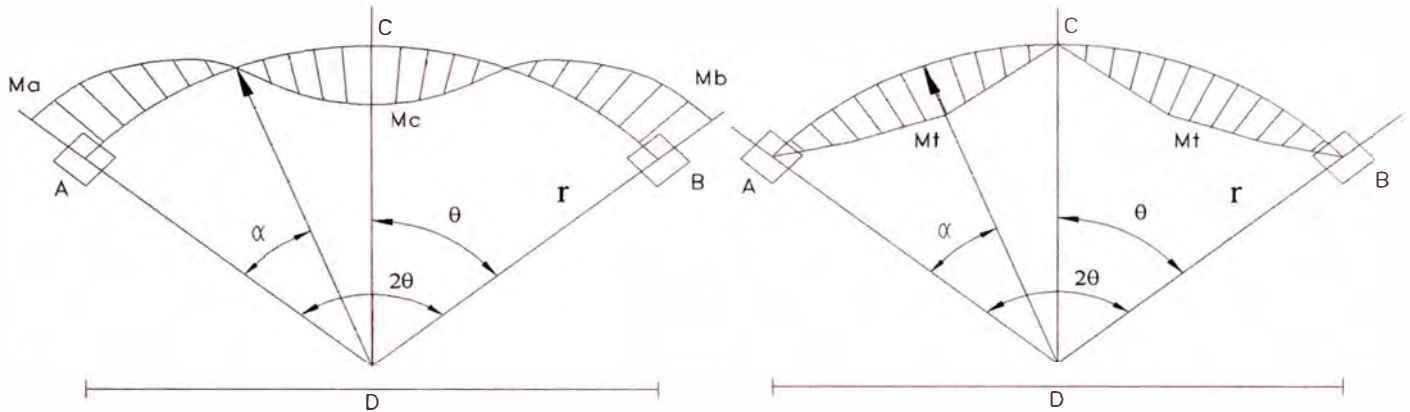
$$r = D/2 = 4.00\text{m}$$

$$G_{\text{viga}} := 2 \cdot \theta \cdot r \cdot q_u \cdot n$$

Carga Total sobre la Viga

$$G = 5.139 \times 10^5 \text{ kg}$$

Grafico N°4.23 Esquema Momentos sobre viga circular.



De las Tablas de Ketchum

$M_{neg} := -0.00596 \cdot G \cdot r$	$M_{neg} = -1.232 \times 10^4 \text{ m} \cdot \text{kg}$	en los apoyos
$M_{pos} := 0.00303 \cdot G \cdot r$	$M_{pos} = 6.265 \times 10^3 \text{ m} \cdot \text{kg}$	al centro de luz
$M_{tor} := 0.000405 \cdot G \cdot r$	$M_{tor} = 837.36 \text{ m} \cdot \text{kg}$	a un ángulo $7^{\circ}57'$
$V_{max} := \frac{G}{20}$	$V_{max} = 2.584 \times 10^4 \text{ kg}$	Cortante max.
$C_v := \frac{G}{10}$	$C_v = 5.169 \times 10^4 \text{ kg}$	Carga vertical sobre un pilar

4.2.2 Análisis Sísmico

Hipótesis de Diseño

Se considera al medio como homogéneo, continuo e isotrópico; así mismo, Se supondrá que se trata de un fluido sin viscosidad ni tensión superficial, debido a que tienen un efecto mínimo en los resultados teóricos con respecto a los experimentales.

La sección que se tome como representativa, se puede hacer de espesor unitario, debido a que el movimiento del liquido se desarrolla en forma paralela entre si.

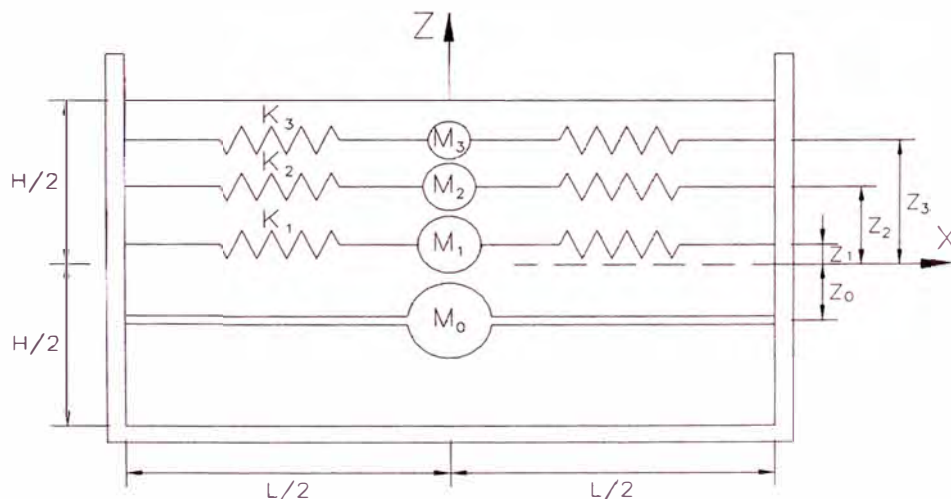
Se ha considerado que los reservorios están constituidos por paredes y fondos rígidos y que todos sus elementos se mueven en forma uniforme sin presentar giros ni desplazamientos relativos.

Sistema Mecánico Equivalente

Graham y Rodríguez hicieron los análisis para un tanque rectangular rígido, como se muestra en la gráfico N° 4.24, y encontraron analíticamente un Sistema Mecánico Equivalente de masas y resortes que representan el fenómeno hidrodinámico.

El análisis consistió en aplicar al recipiente un movimiento estacionario de traslación armónica a lo largo del eje "X". El sistema formado por una masa fija W_0 a una distancia z_0 y del eje "X" y un número infinito de masas puntuales W_n ligadas a las paredes del tanque, por medio de resortes con una rigidez K_n situados a una distancia z_n del eje "X".

Grafico N°4.24 Sistema Mecánico Equivalente.



Sistema Mecánico Equivalente Simplificado, Reservoirio Circular

Housner (1963), plantea un sistema mecánico equivalente más simplificado, el cual es aplicado similarmente a un reservoirio circular, como se muestra en el grafico N° 4.25, considerando sólo el primer modo de oscilación y obteniendo un error máximo de 2.5% con respecto al modelo planteado por Graham y Rodríguez.

Este método es valido para relaciones $D/H \geq 4/3$ y reservoirio abiertos y en el caso de reservoirios cerrados que tengan un espacio mínimo de 2% del volumen total, entre la superficie del liquido y la tapa.

Estas condiciones se verifican en nuestro caso $D/H=1.78$, y el reservoirio tiene un borde libre de 0.30m equivalente al 6%.

Cuando el fondo del reservoirio no es plano y horizontal, como es el caso, se puede asumir según Rosenblueth un reservoirio equivalente que tenga el mismo diámetro y volumen que el tanque analizado, de esta manera se trabaja con un reservoirio que tenga una altura promedio igual a H_m .

Grafico N°4.25 Sistema Mecánico Equivalente Simplificado
Reservoirio Circular.

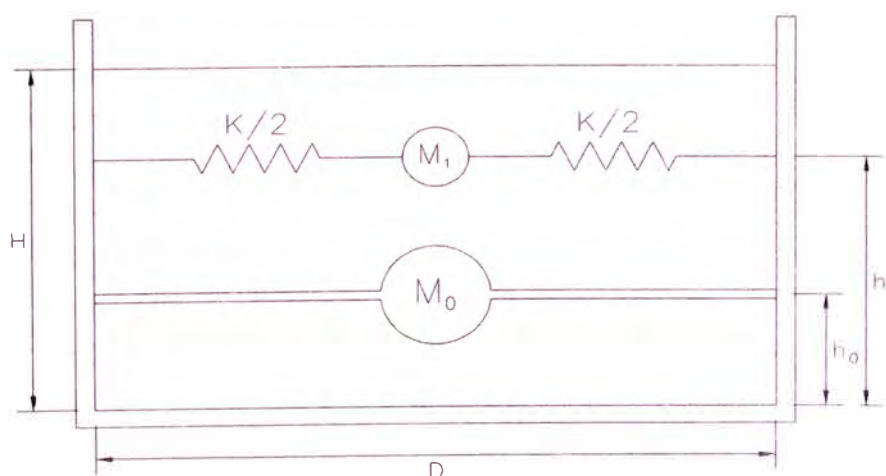
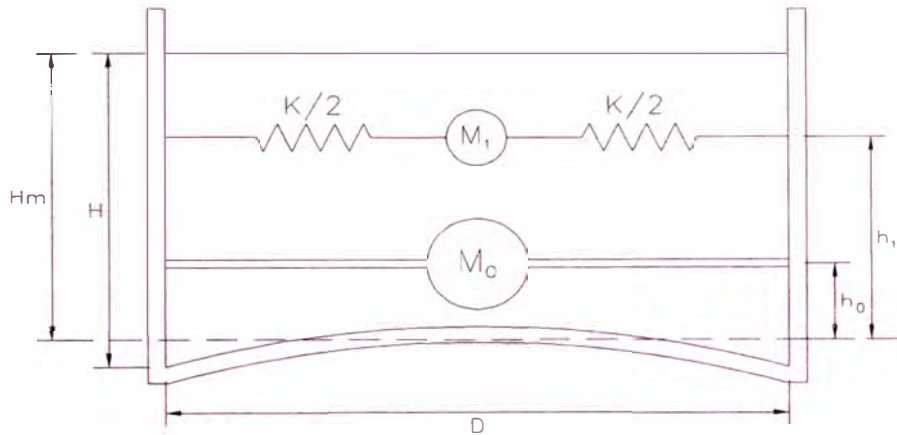


Grafico N°4.26 Sistema Mecánico Equivalente Simplificado
Reservorio Circular, Fondo Variable.



$$M_0 := \frac{\tanh\left(\frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{D}{Hm}\right)}{\frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{D}{Hm}} \cdot MF \quad (4.56)$$

$$M_1 := \frac{363}{512} \cdot \frac{\tanh\left(\sqrt{13.5} \cdot \frac{Hm}{D}\right)}{\sqrt{13.5} \cdot \frac{Hm}{D}} \cdot MF \quad (4.57)$$

$$h_0 := \frac{3}{8} \cdot Hm \cdot \left[1 + \alpha \cdot \left(\frac{MF}{M_0} - 1 \right) \right] \quad (4.58)$$

$$h_1 := Hm \cdot \left(1 - \frac{\cosh\left(\sqrt{13.5} \cdot \frac{Hm}{D}\right) - \beta}{\sqrt{13.5} \cdot \frac{Hm}{D} \cdot \sinh\left(\sqrt{13.5} \cdot \frac{Hm}{D}\right)} \right) \quad (4.59)$$

$$K := \frac{45}{2} \cdot \left(\frac{M_1}{MF} \right)^2 \cdot \left(\frac{Hm}{D} \right)^2 \cdot \frac{WF}{Hm} \quad (4.60)$$

$$T_0 := 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{M_1}{K}} \quad (4.61)$$

$$T := T_0 \cdot \sqrt{\frac{Hm}{H}} \quad (4.62)$$

Los Valores de α y β serán igual a:

$\alpha=1.33$, $\beta=2.00$ Cuando se consideran las presiones del fondo y paredes.

$\alpha=0.00$, $\beta=1.00$ Cuando solo se consideran las presiones del fondo.

Para este análisis se considerara las recomendaciones del ACI 350.3-01 para $D/H \geq 1.333$.

$\alpha=0.50$, $\beta=2.01$ Cuando se consideran las presiones del fondo y paredes.

Donde:

$$H_m := \frac{4 V_r}{\pi \cdot D^2} \quad \text{Es la altura media del reservorio}$$

$$MF := V_r \cdot W_c \quad \text{Masa Total del Reservorio}$$

$$WF := MF \cdot 9.81 \frac{m}{s^2} \quad \text{Peso Total del Reservorio}$$

Siendo el Volumen del reservorio $V_r=205.82m^3$, y el diámetro del reservorio $D=8m$ se obtiene:

$$H_m = 4.095 \text{ m}$$

$$MF = 2.058 \times 10^5 \text{ kg}$$

$$WF = 2.019 \times 10^6 \text{ N}$$

Resolviendo las ecuaciones 4.56 al 4.62 se obtiene:

Masa fija del líquido

$$M_0 = 1.137 \times 10^5 \text{ kg}$$

Masa móvil del líquido

$$M_1 = 7.407 \times 10^4 \text{ kg}$$

$$h_0 = 2.158 \text{ m}$$

$$h_1 = 3.173 \text{ m}$$

$$K = 3.764 \times 10^5 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$T_0 = 2.787 \text{ s}$$

$$T = 2.659 \text{ s}$$

Análisis Estático del Reservorio Elevado

Los reservorios elevados se diseñan para resistir las cargas de gravedad y la combinación de las cargas de gravedad con las fuerzas sísmicas actuando simultáneamente.

Las fuerzas sísmicas horizontales corresponden al peso total de la estructura y al del líquido almacenado considerando al reservorio lleno y actuando en la misma dirección.

Los parámetros sísmicos según RNE 0.30 para la zona en estudio son:

- Z := 0.4 Factor de zona (Cañete)
- U := 1.3 Factor de uso (Importante)
- $\underline{S}_w := 1.4$ Factor de suelo (Suelo Flexible)
- $T_p := 0.9\text{s}$
- Rd := 8 Factor de Reducción (Pórticos)

La cortante en la base, de la masa móvil, será igual a:

$$F_a := \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot C_a}{R_d} \cdot W_1 \tag{4.63}$$

$$C_a := 2.5 \cdot \frac{T_p}{T} \qquad C_a \leq 2.5 \qquad C_a = 0.846$$

$$\frac{C_a}{R_d} = 0.106 \qquad \text{Se tiene que cumplir que} \qquad \frac{C_a}{R_d} \geq 0.125$$

$$\underline{g}_w := 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Peso de la masa Móvil

$$\underline{W}_1 := M_1 \cdot g \qquad W_1 = 7.266 \times 10^5 \text{ N}$$

El cortante debido a la masa móvil será:

$$F_a = 6.612 \times 10^4 \text{ N}$$

La cortante en la base, de la estructura mas la masa fija, será igual:

$$F_e := \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot C_e}{R_d} \cdot (P_e + W_0) \quad (4.64)$$

Calculo del peso de la estructura

$$P_{\text{columnas}} = 6.237 \times 10^5 \text{ N}$$

$$P_{\text{vigas}} = 8.303 \times 10^4 \text{ N}$$

$$P_{\text{cilindro}} = 5.764 \times 10^5 \text{ N}$$

$$P_{\text{vigainf}} = 1.739 \times 10^5 \text{ N}$$

$$P_{\text{vigasup}} = 4.575 \times 10^4 \text{ N}$$

$$P_{\text{cupsup}} = 9.51 \times 10^4 \text{ N}$$

$$P_{\text{cupinf}} = 2.803 \times 10^5 \text{ N}$$

$$P_e := P_{\text{columnas}} + P_{\text{vigas}} + P_{\text{cilindro}} + P_{\text{vigainf}} + P_{\text{vigasup}} + P_{\text{cupsup}} + P_{\text{cupinf}}$$

$$P_e = 1.878 \times 10^6 \text{ N}$$

$$W_0 := M_0 \cdot g$$

$$W_0 = 1.115 \times 10^6 \text{ N}$$

$$T_e := 0.8s \quad (\text{Asumido})$$

$$C_e := 2.5 \cdot \frac{T_p}{T_e}$$

$$C_e \leq 2.5$$

$$C_e := 2.5$$

$$\frac{C_e}{R_d} = 0.313$$

Se tiene que cumplir que

$$\frac{C_e}{R_d} \geq 0.125$$

La cortante debido al peso de la estructura mas masa fija será:

$$F_e = 6.809 \times 10^5 \text{ N}$$

La Cortante total será igual:

$$F_t := F_a + F_e$$

$$F_t = 7.471 \times 10^5 \text{ N}$$

$$F_t = 7.618 \times 10^4 \text{ kgf}$$

Análisis Dinámico del Reservorio Elevado.

Consideración para el modelo:

El reservorio elevado se modelara en el programa sap2000, aplicando la masa fija W_0 y la masa móvil W_1 a alturas h_0 y h_1 respectivamente, como se muestra en el grafico 4.25.

La rigidez de los elementos de unión entre la masa móvil y la estructura "Kre" estará en función de la rigidez del sistema mecánico equivalente simplificado para reservorio circular "K" y el número de elementos de unión, y será igual:

$$K_{re} := \frac{K}{5}$$

$$K_{re} = 7.528 \times 10^4 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

La rigidez de los elementos de unión entre la masa fija "Kba" y la estructura será mucho mayor que la rigidez "Kre", y en este caso será:

$$K_{ba} := K_{re} \cdot 10^5$$

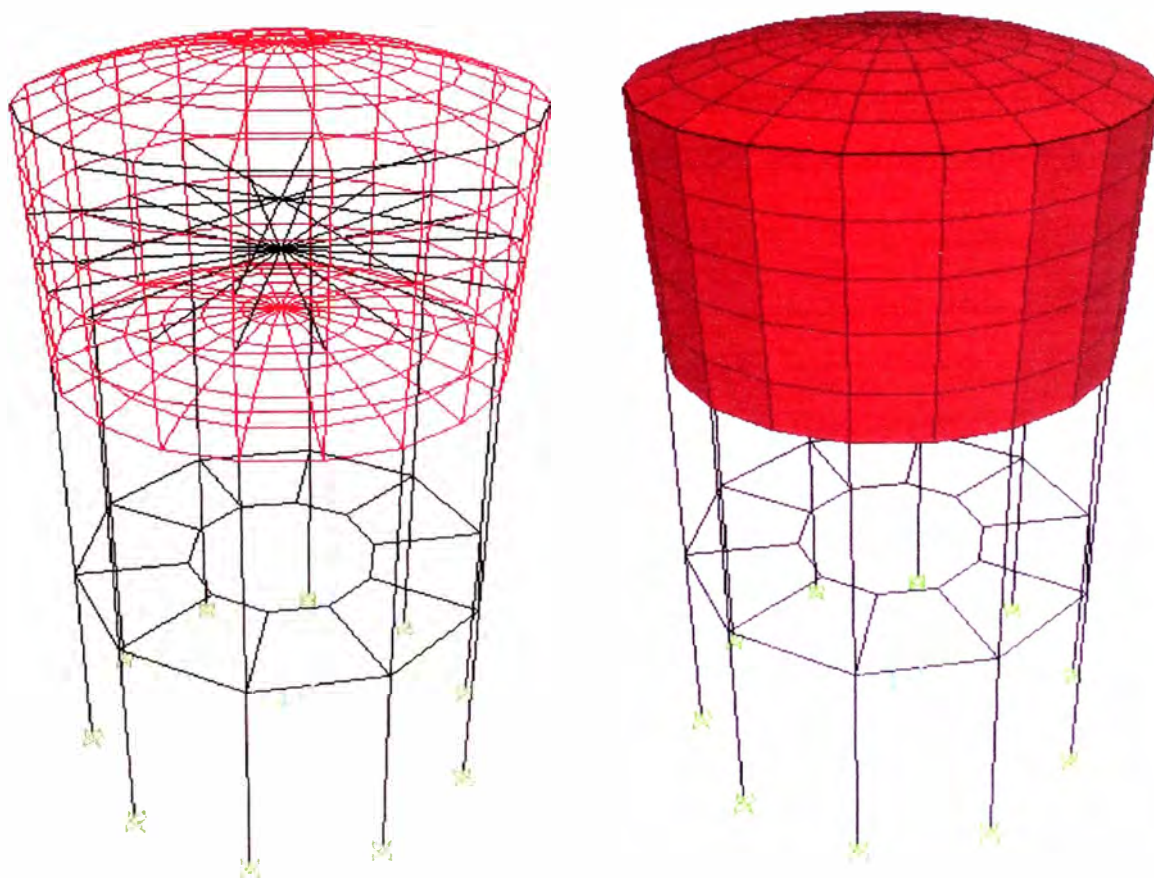
$$K_{ba} = 7.528 \times 10^9 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

La pared cilíndrica de $e_p=0.20\text{m}$ y las cúpulas esféricas superior $e_s=0.08\text{m}$ e inferior $e_i=0.20\text{m}$ se modelaran como elementos tipo **Shell**, de acuerdo a la geometría de la estructura.

La viga superior ($b=0.25\text{m}$ y $h=0.30\text{m}$) e inferior ($b=0.40\text{m}$ y $h=0.70\text{m}$) de la cuba y las columnas ($b=0.50\text{m}$ y $h=0.50\text{m}$) y vigas del soporte ($b=0.30\text{m}$ y $h=0.40\text{m}$) se modelaran como elemento tipo **Frame**, de acuerdo con la geometría de la estructura.

Este modelo se usara para el análisis de los elemento del pórtico de soporte, columnas y vigas.

Grafico N°4.27 Modelo 3D, Reservoirio Elevado



Las cargas que se consideraran serán las siguientes:

$$s/c = 150\text{kg/m}^2$$

Sobre la cúpula superior

Masa fija.

$$W_0 = 1.115 \times 10^6 \text{ N}$$

Masa móvil

$$W_1 = 7.266 \times 10^5 \text{ N}$$

El análisis dinámico se hará en la dirección X e Y, pero dada su simetría los resultados serán iguales en ambas direcciones.

Las combinaciones de carga serán de acuerdo a la sección 2.4.1 y 2.5.1

$$\text{COMBO1} = 1.05D + 1.25L + 1.25F + 1.40EX$$

$$\text{COMBO2} = 1.05D + 1.25L + 1.25F + 1.40EY$$

$$\text{COMBO3} = 1.4D + 1.70L + 1.70F$$

$$\text{COMBO4} = D + L + F$$

Formas de Modo

En el gráfico N°4.27 se muestran las dos primeras formas de modos y en los que se observa que la que predomina es el periodo de la masa móvil y donde prácticamente no se mueve la estructura.

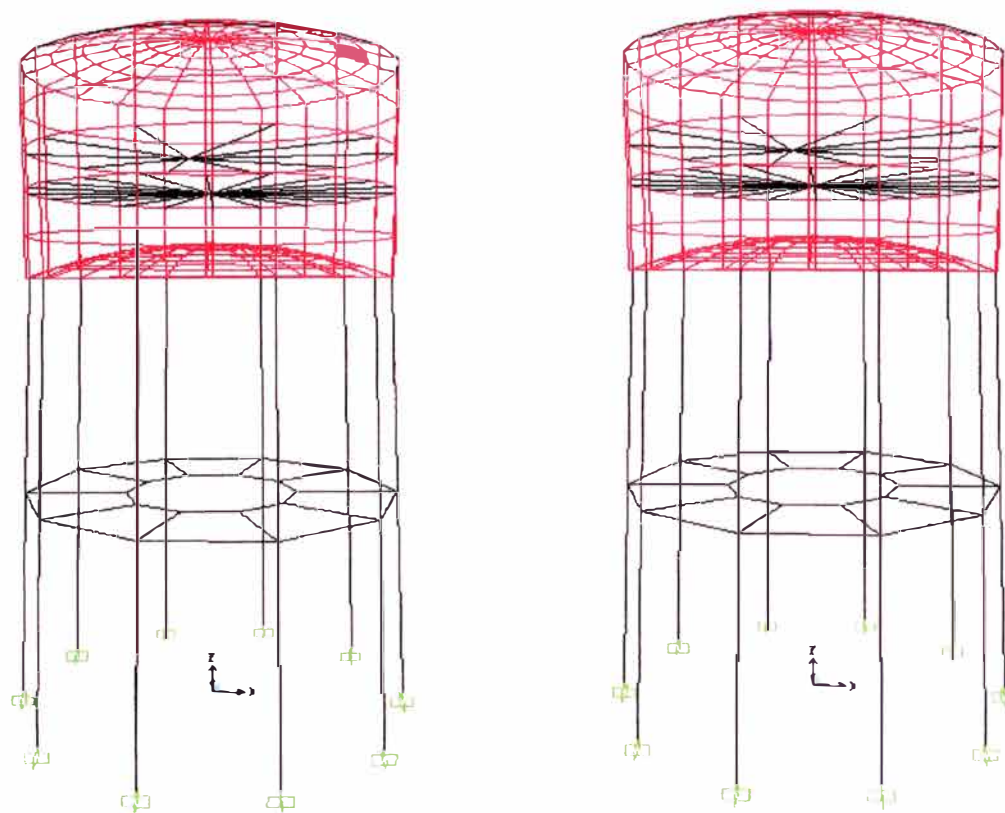


Grafico N°4.28 1er y 2da Forma de Modo en "Y" y "X"

$$**T=2.81s**$$

En el gráfico N°4.28 se muestran la tercera y cuarta forma de modo, la que se caracteriza por que la masa móvil permanece prácticamente fija, y donde el periodo de la estructura y masa fija es la que predomina.

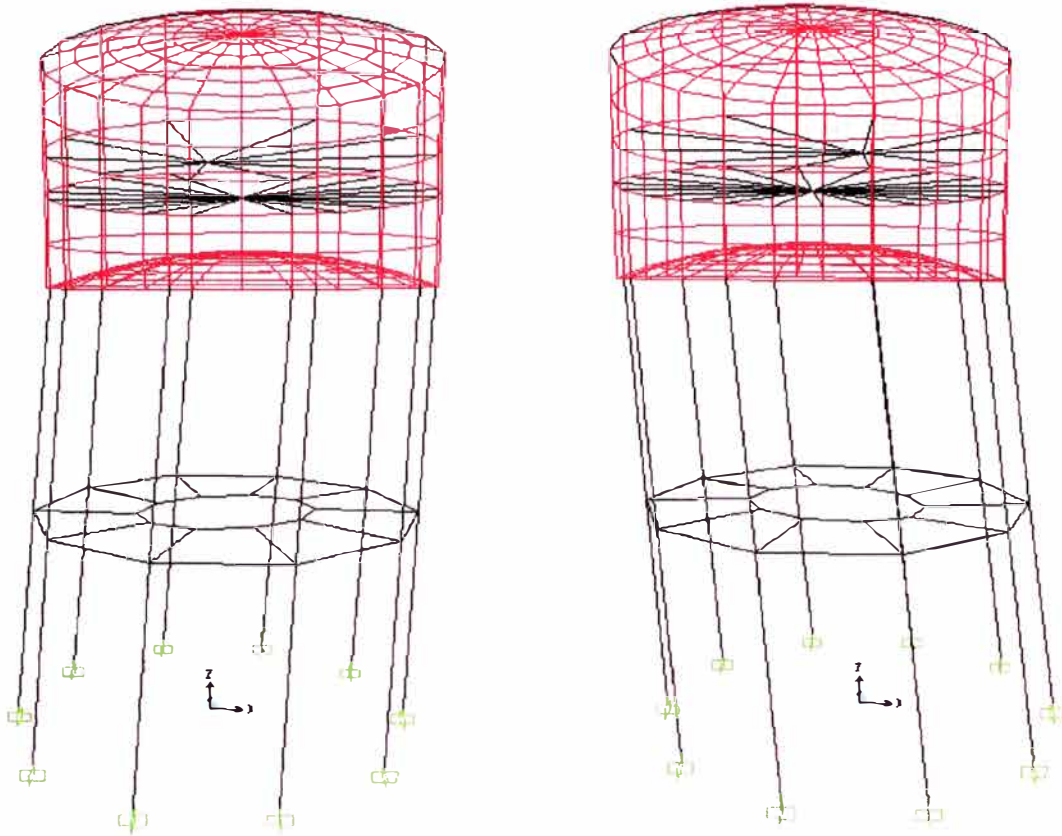


Grafico N°4.29 3er y 4ta Forma de Modo en “X” y “Y”

T=0.74s

En el gráfico N°4.29 se muestran la quinta forma de modo, esta representa el movimiento rotacional de la estructura, y donde la masa móvil permanece fija.

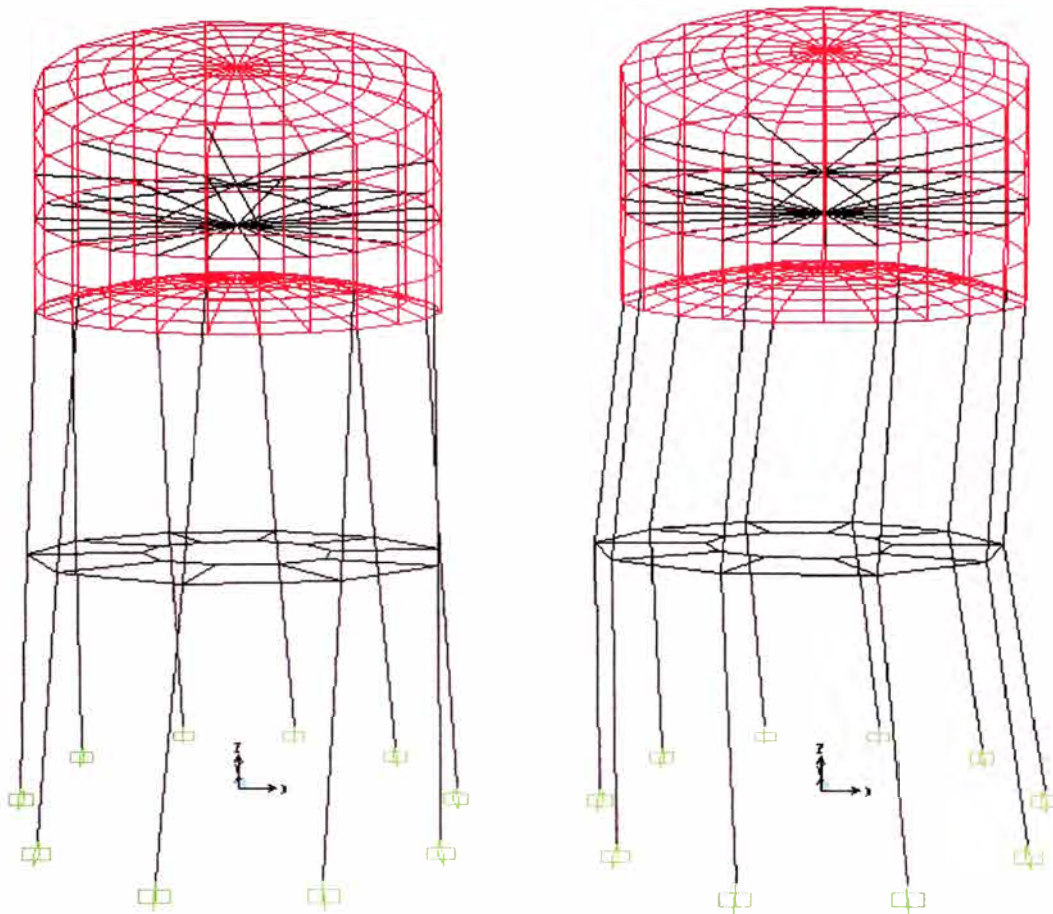


Grafico N°4.30 5ta y 6ta Forma de Modo
T=0.44s y T=0.12s

Como se puede apreciar la forma de modo predominante del Sistema mecánico equivalente simplificado $T=2.79s$ es similar al del modelo dinámico $T=2.81s$.

Cortante en la Base

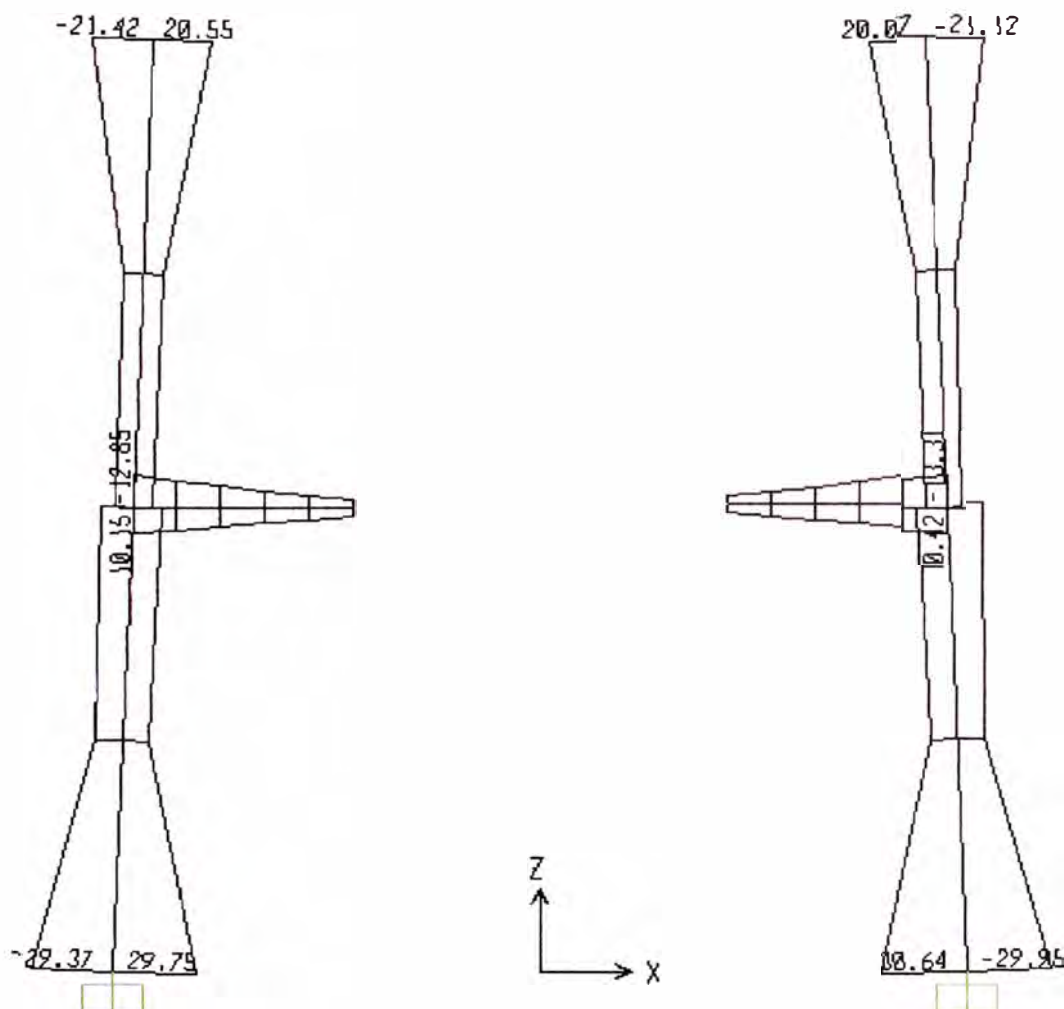
Será igual a la suma de la cortante en todas las columnas y se muestra en el cuadro N° 4.2 y como se puede ver la cortante del análisis dinámico es el 94% del Análisis estático y por lo tanto cumple con la condición de ser mayor del 80%.

Cuadro N°4.3 Cortante en Columnas.

Columnas	SISMO EN X		SISMO EN Y	
	FX (kgf)	FY (kgf)	FX (kgf)	FY (kgf)
1	6530.71	810.47	462.55	8333.9
2	2414.23	419.70	419.7	2161.13
3	7971.54	713.82	1195.15	6891.41
4	7978.76	550.74	691.87	6415.74
5	7021.75	913.96	516.82	6765.91
6	6285.42	560.00	454.4	7123.67
7	6499.81	645.03	645.03	6790.09
8	7080.24	568.16	506.87	6329.59
9	7064.21	494.70	899.57	6725.17
10	6547.03	562.81	893.72	7850.18
Parcial	65393.70	6239.39	6685.68	65386.79
Total	71633.09		72072.47	

Fuente: Elaboración propia

Grafico N°4.31 Diagrama de Momentos Flectores de Columnas

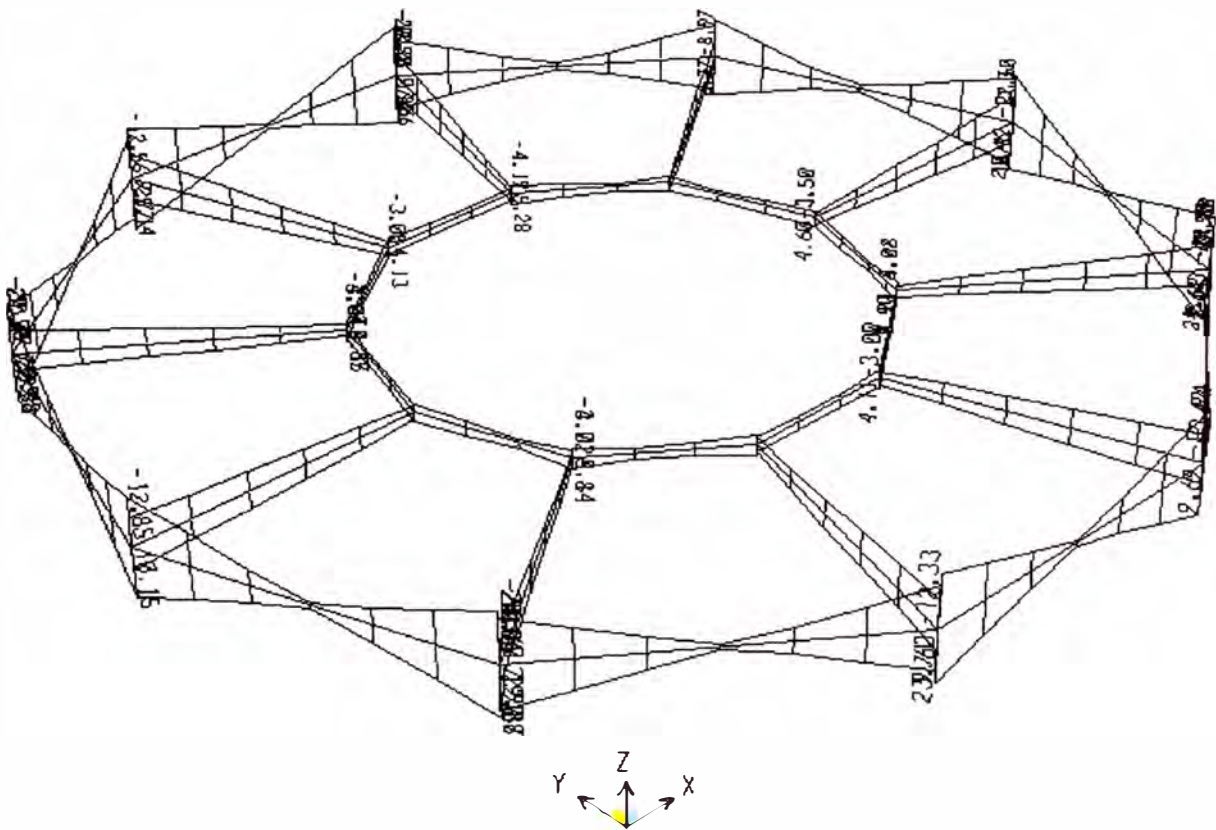


Cuadro N°4.4 Fuerza en Columnas.

Columnas	Momento 2-2 ton-m	Momento 3-3 ton	Compresion ton
1	2.66	29.75	-83.14
2	36.55	9.11	-66.63
3	0.11	0.35	-64.9

Fuente: Elaboración propia

Grafico N°4.32 Diagrama de Momentos Flectores en Vigas



Cuadro N°4.5 Fuerza en vigas.

Vigas	Momento ton-m	Cortante ton	Fuerza Axial	
			Compresión ton	Tracción ton
Anillo exterior	23.78	18.18	4.50	4.30
Unión Anillos	13.30	4.90	-2.00	2.00
	3.60			
Anillo interior	5.28	4.64	1.50	1.19

Fuente: Elaboración propia

CAPITULO V:

**DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DE LAS OBRAS
DE ABASTECIMIENTO DE AGUA**

5. DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DE LAS OBRAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

5.1. DISEÑO DE LA PLANTA DE POTABILIZACION

Para diseño de la planta de potabilización se considerara el análisis antes elaborado.

Teniendo en consideración los recubrimientos para obtener los espesores efectivos.

Cuadro N°5.1 Recubrimiento para el diseño

Condiciones	Recubrimiento (cm)
Losas: <ul style="list-style-type: none"> • Bajo condiciones secas: Varillas # 14 y # 18 Varillas # 11 y menores • Concreto en contacto con el terreno, agua, intemperie, aguas servidas vaciado contra encofrado; concreto en elementos apoyados sobre losas de cimentación o que soportan terrenos. Varillas #5 y menores Varillas #6 a #18 	 4.00 2.00 4.00 5.00
Vigas y Columnas: <ul style="list-style-type: none"> • Bajo condiciones secas: Estribos Refuerzo principal • Superficies en contacto con el terreno, agua, intemperie: Estribos Refuerzo principal 	 4.00 5.00 5.00 6.50
Muros: <ul style="list-style-type: none"> • Bajo Condiciones secas: Varillas #11 y menores Varillas #14 y #18 • Superficies expuestas al terreno, agua, aguas servidas, intemperie, vaciadas contra encofrado: Tanque circulares Otros 	 2.00 4.00 5.00 5.00
Zapatas: <ul style="list-style-type: none"> • Superficies vaciadas contra encofrado apoyadas en losas de cimentación: • Superficies vaciadas directamente contra el terreno y en contacto con él • Refuerzo en la cara superior de la Zapata • Zapatas sobre Pilotes 	 5.00 7.50 Simular a losas 5.00

Fuente: Apuntes de clase Ing. Salinas

Cuantía mínima

$\rho_{min} = 0.003$ según Reglamento ACI-350

Calcularemos el espaciamiento máximo de los refuerzos para diferentes diámetros

Cuadro N°5.2 Reforzamiento Mínimo para Estructuras Sanitarias

Espaciamiento del Refuerzo (cm)				
espesor	Asmin	$\phi 3/8$	$\phi 1/2$	$\phi 5/8$
20	6	23.7	42.3	66.0
25	7.5	18.9	33.9	52.8
30	9	15.8	28.2	44.0

Fuente: Elaboración propia

Para espesores de 0.30m

Refuerzo Mínimo = $\phi 1/2 @ 0.25m$ en ambas caras

Para espesores de 0.25m

Refuerzo Mínimo = $\phi 1/2 @ 0.30m$ en ambas caras

Para espesores de 0.20m

Refuerzo Mínimo = $\phi 3/8 @ 0.20m$ en ambas caras

5.1.1 Diseño del Sedimentador

El diseño del Sedimentador, consiste en determinar los refuerzos, el cual se efectuara haciendo una iteración entre las siguientes dos ecuaciones.

$$As = \frac{Mu}{(d - a/2) * \phi * fy}$$

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}$$

Como primera aproximación al valor "a" será igual a d/5.

Para valores de:

$$\phi = 0.85$$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ esfuerzo de fluencia del refuerzo.

$f_c = 245 \text{ kg/cm}^2$ resistencia a la compresión del concreto.

$d = h - d'$ espesor efectivo.

$h = 0.20 \text{ m}$ espesor del muro.

$d' = 0.05 \text{ m}$ recubrimiento mínimo ver cuadro N° 5.1.

$b = 1.00 \text{ m}$ ancho de análisis.

El refuerzo principal en los muros del sedimentador será el indicado en el cuadro N°5.3

Cuadro N°5.3 Acero Principal en Muro del Sedimentador

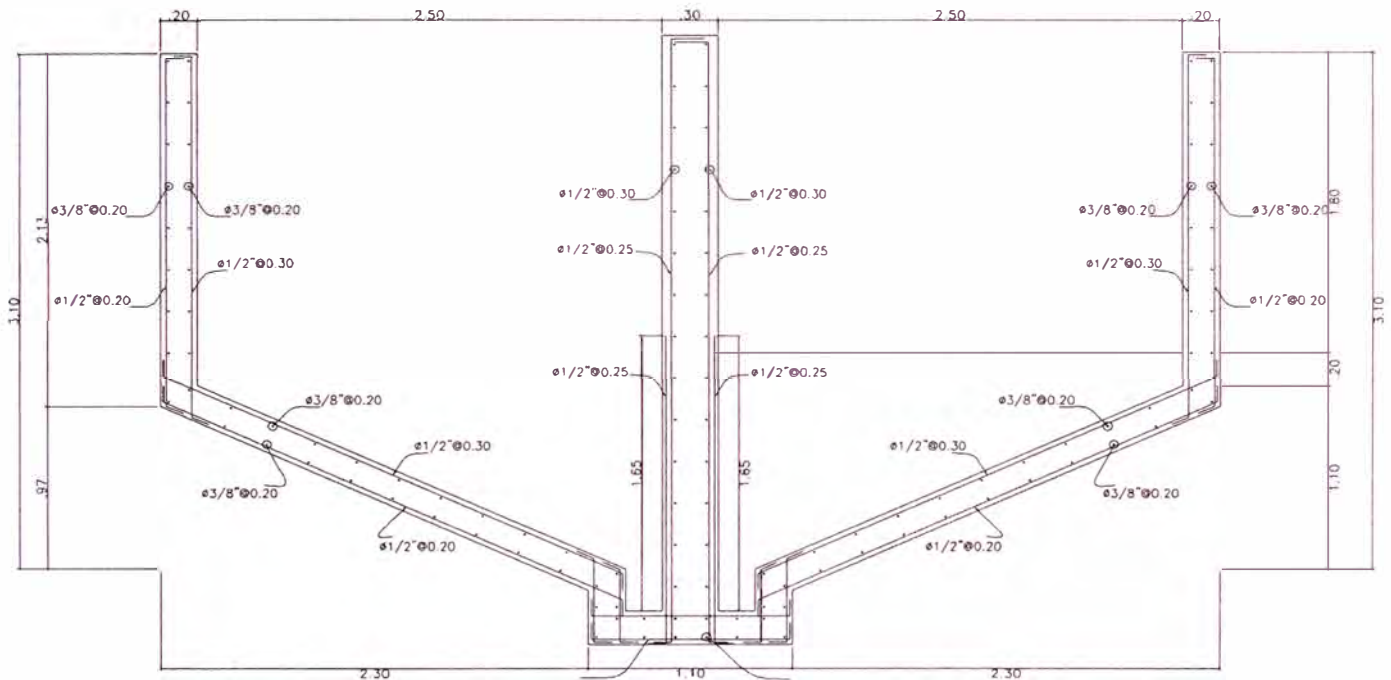
DISEÑO POR FLEXION				
Momento M_u (tn-m)	Ancho b (m)	Peralte h (m)	Recubr. d' (m)	Área. Ref. A_s (cm^2)
2.13	1.00	0.20	0.05	3.87
3.76	1.00	0.20	0.05	7.01

Fuente: Elaboración propia

$A_s=3.62\text{cm}^2$ $\phi 1/2@0.30\text{m}$

$A_s=6.53\text{cm}^2$ $\phi 1/2@0.20\text{m}$

Grafico N°5.1 Esquema de Refuerzos - Sedimentador



5.1.2 Diseño del Filtro Lento

El diseño del Filtro Lento, consiste en determinar los refuerzos, el cual se efectuara haciendo una iteración entre las siguientes dos ecuaciones.

$$A_s = \frac{M_u}{(d - a/2) * \phi * f_y}$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

Como primera aproximación al valor "a" será igual a d/5.

Para valores de:

$$\phi = 0.85$$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ esfuerzo de fluencia del refuerzo.

$f'_c = 245 \text{ kg/cm}^2$ resistencia a la compresión del concreto.

$d = h - d'$ espesor efectivo.
 $h = 0.30 \text{ m}$ espesor del muro.
 $d' = 0.05 \text{ m}$ recubrimiento mínimo.
 $b = 1.00 \text{ m}$ ancho de análisis.

El refuerzo principal en los muros del Filtro lento será el indicado en el cuadro N°5.4.

Cuadro N°5.4 Acero Principal en Muro del Filtro Lento

DISEÑO POR FLEXION				
Momento Mu (tn-m)	Ancho b (m)	Peralte h (m)	Recubr. d' (m)	Área. Ref. As (cm ²)
9.07	1.00	0.30	0.05	10.08
5.94	1.00	0.30	0.05	6.48

Fuente: Elaboración propia

$As=10.08\text{cm}^2$ $\phi 5/8@0.20\text{m}$

$As=6.48\text{cm}^2$ $\phi 5/8@0.25\text{m}$

El refuerzo principal de la losa del Filtro lento será:

Cuadro N°5.5 Acero Principal en Losa del Filtro Lento

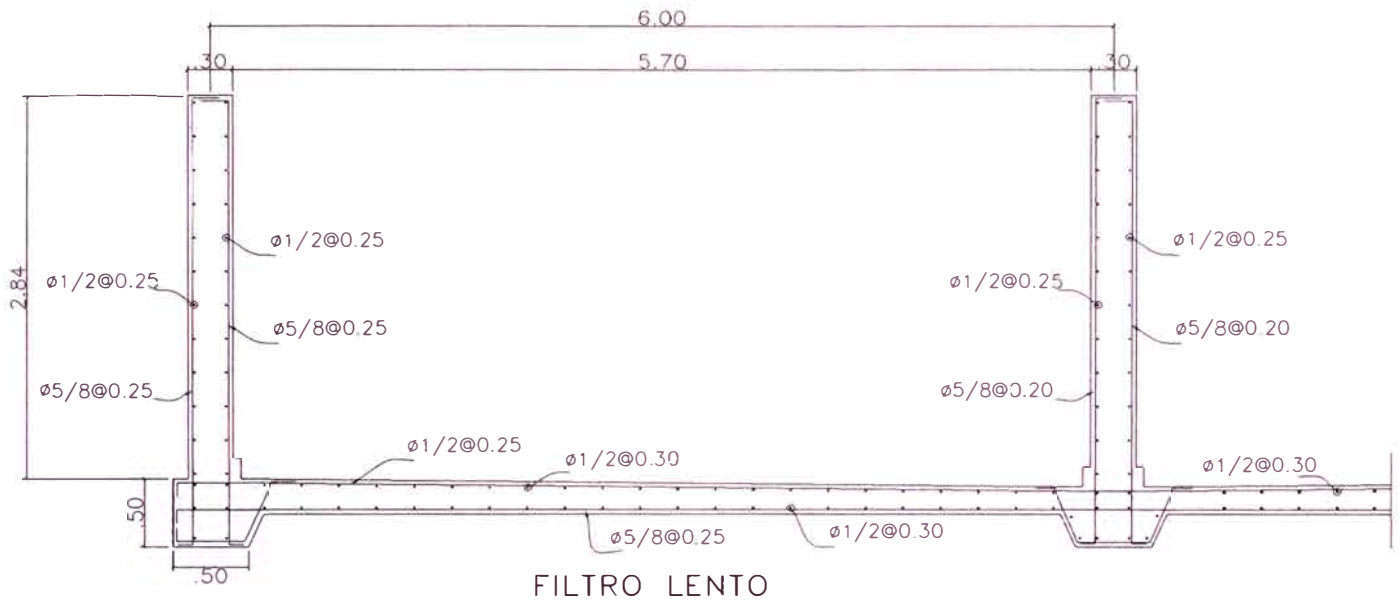
DISEÑO POR FLEXION				
Momento Mu (tn-m)	Ancho b (m)	Peralte h (m)	Recubr. d' (m)	Área. Ref. As (cm ²)
5.94	1.00	0.25	0.05	8.26
5.40	1.00	0.25	0.05	7.47
3.67	1.00	0.25	0.05	5.00

Fuente: Elaboración propia

$As=8.26\text{cm}^2$ $\phi 5/8@0.25\text{m}$

$As=5.00\text{cm}^2$ $\phi 1/2@0.25\text{m}$

Grafico N°5.2 Esquema de Refuerzos – Filtro Lento



5.2. DISEÑO DEL RESERVORIO ELEVADO

5.2.1 Diseño de la Cúpula Superior

Diseño por Compresión

$$\sigma_c := 0.45 \cdot f'_c \cdot e \qquad \sigma_c = 7.56 \times 10^4 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

σ_c mayor $N\phi$ y $N\theta$ Cumple con verificación de esfuerzos

$$A_{smin} := 0.003 \cdot e \cdot 100\text{cm} \qquad A_{smin} = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$A_s\phi^2 := 0.32\text{cm}^2 \qquad S_{ww} := \frac{A_s\phi^2}{A_{smin}} \qquad S = 0.133$$

El refuerzo en la cúpula será de una capa $\phi 1/4$ a cada 0.125m

Del Analisis:

Compresión máxima sobre cúpula

$$C_{max} := -N\phi \cdot 1\text{m} \qquad C_{max} = 1.818 \times 10^3 \text{ kg}$$

$$n := \frac{E_s}{E_c} \qquad n = 9.661$$

$$A_c := 100\text{cm} \cdot e \qquad A_c = 0.08 \text{ m}^2$$

$$f_{ca} := \frac{C_{max}}{A_c - A_{smin} + n \cdot A_{smin}} \qquad f_{ca} = 2.215 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_c := 0.45 \cdot f'_c \qquad f_c = 94.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo máximo del concreto en compresión f_c es mayor que el esfuerzo de compresión actuante f_{ca} , cumple el diseño por compresión

Chequeo por Pandeo

$$K_{xx} := 10 \quad \text{Factor de seguridad}$$

$$I := \frac{100\text{cm} \cdot e^3}{12} \quad I = 4.267 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$C_p := \frac{6 \cdot E_c \cdot I}{K \cdot R^2} \quad C_p = 514.487 \text{ kg}$$

$$A_c := 100\text{cm} \cdot e \quad A_c = 0.08 \text{ m}^2$$

Como C_p es menor C_{max} es necesario verificar el pandeo

$$l_{\lambda} := \frac{\pi \cdot D}{2} \quad l = 12.566 \text{ m}$$

$$p_{\lambda} := \sqrt{\frac{I}{A_c}} \quad p = 0.023 \text{ m}$$

$$R_a := 1 + 0.0001 \cdot \frac{l^2}{p^2} \quad R_a = 30.609$$

Tensión admisible del concreto antes que se produzca el pandeo

$$\sigma_p := \frac{1.25 \cdot f_c}{R_a} \quad \sigma_p = 3.859 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

como σ_p es mayor que el esfuerzo actuante f_c no se producirá pandeo

Diseño por Flexión

Del Análisis:

Momento máximo en el borde cúpula

$$M_{max} := 57.6 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_u := 1.3 \cdot 1.7 \cdot M_{max} \quad M_u = 127.296 \text{ m} \cdot \text{kg}$$

En los bordes de la cúpula el espesor será de e_t y se incrementa desde una longitud igual L desde el apoyo.

$$L := 16 \cdot e \quad L = 1.28 \text{ m}$$

$$e_t := 15 \text{ cm}$$

$$d' := e_t - 0.04 \text{ m}$$

Por iteración obtenemos el A_s asumiendo un a igual:

$$a := \frac{d'}{15} \quad a = 7.333 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$A_s := \frac{M_u}{0.9 \cdot f_y \cdot \left(d' - \frac{a}{2} \right)} \quad A_s = 0.317 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot 100 \text{ cm}} \quad a = 7.452 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$A_s := \frac{M_u}{0.9 \cdot f_y \cdot \left(d' - \frac{a}{2} \right)} \quad A_s = 0.307 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot 100 \text{ cm}} \quad a = 7.228 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$A_{smin} := 0.003 \cdot e_t \cdot 100 \text{ cm} \quad A_{smin} = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\phi 2} := 0.32 \text{ cm}^2 \quad S := \frac{2 A_{s\phi 2}}{A_{smin}} \quad S = 0.142$$

El refuerzo en el borde de la cúpula será de 2 capas $\phi 1/4$ a cada 0.125m

5.2.2 Diseño de la Viga Superior $b=0.25\text{m}$ y $h=0.30\text{m}$

Chequeo de la sección

Del Análisis:

Se tiene Fuerza de Horizontal sobre la Viga Circular

$$H_w := 745 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$r := 4\pi \quad \text{Radio de la viga circular}$$

Fuerza de Tracción sobre la Viga Circular

$$T_{\max} := H \cdot r$$

$$T_{\max} = 2.98 \times 10^3 \text{ kg}$$

$$A_{\text{req}} := T_{\max} \left(\frac{1}{f_c} - \frac{n}{f_s} \right)$$

$$A_{\text{req}} = 102.575 \text{ cm}^2$$

$$A_c := b \cdot h \quad A_c = 750 \text{ cm}^2$$

Como se observa el área de concreto es mayor que el mínimo requerido

Área de Acero

$$A_s := \frac{T_{\max}}{f_s} \quad A_s = 2.131 \text{ cm}^2 \quad \text{Area de acero total}$$

$$A_{\text{min}} := 0.003 b \cdot h \quad A_{\text{min}} = 2.25 \text{ cm}^2$$

El refuerzo que se utilizara es de $4\phi 1/2''$

Diseño por Torsión

Del Análisis:

Se tiene el Momento de torsión en la Viga Circular

$$M_{tor} := 6.9 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$T_u := 1.301.7 \cdot M_{tor}$$

$$T_u = 15.249 \text{ m} \cdot \text{kg}$$

$$T_{umin} := 0.13 \cdot 0.85 \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot b^2 \cdot h$$

$$T_{umin} = 324.3 \text{ m} \cdot \text{kg}$$

T_u es menor que T_{umin} , para considerar la torsión, el efecto de la torsión se desprecia.

5.2.3 Diseño de la pared cilíndrica

Diseño por Tracción

$$r := 4.2 \text{ m}$$

Radio de la viga circular

$$X := \begin{pmatrix} 0.96 \text{ m} \\ 1.92 \text{ m} \\ 2.88 \text{ m} \\ 3.84 \text{ m} \\ 4.80 \text{ m} \end{pmatrix}$$

$$T_{\text{max}} := X \cdot W_a \cdot r$$

Tensión en la pared

$$T = \begin{pmatrix} 4.032 \times 10^3 \\ 8.064 \times 10^3 \\ 1.21 \times 10^4 \\ 1.613 \times 10^4 \\ 2.016 \times 10^4 \end{pmatrix} \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$T_u := 1.65 \cdot 1.7 \cdot T$$

Tensión Última

$$T_u = \begin{pmatrix} 1.131 \times 10^4 \\ 2.262 \times 10^4 \\ 3.393 \times 10^4 \\ 4.524 \times 10^4 \\ 5.655 \times 10^4 \end{pmatrix} \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$f_c := 0.1 \cdot f'_c \quad \text{Tracción en concreto}$$

$$f_s := 0.333 \cdot f_y \quad \text{Tracción pura en acero} \quad f_s = 1.399 \times 10^3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

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

$$A_s = \begin{pmatrix} 2.883 \\ 5.766 \\ 8.649 \\ 11.532 \\ 14.414 \end{pmatrix} \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$S_{\phi 5} := \frac{2A_{\phi 5}}{A_s}$$

$$S_{\phi 5} = \begin{pmatrix} 1.374 \\ 0.687 \\ 0.458 \\ 0.343 \\ 0.275 \end{pmatrix} \text{m}$$

$$S_{\phi 4} := \frac{2A_{\phi 4}}{A_s}$$

$$S_{\phi 4} = \begin{pmatrix} 0.881 \\ 0.441 \\ 0.294 \\ 0.22 \\ 0.176 \end{pmatrix} \text{m}$$

$$A_{smin} := 0.0033 \cdot e$$

$$A_{smin} = 6.6 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$S_{max\phi 5} := \frac{2 \cdot A_{\phi 5}}{A_{smin}}$$

$$S_{max\phi 5} = 0.6 \text{ m}$$

$$S_{max\phi 4} := \frac{2 \cdot A_{\phi 4}}{A_{smin}}$$

$$S_{max\phi 4} = 0.385 \text{ m}$$

Chequeo de la Sección

$$C_c := 0.0003$$

$$A_{cmin} := 20160 \text{kg} \cdot \frac{C_c \cdot E_s + f_s - n \cdot f_c}{f_s \cdot f_c}$$

$$A_{cmin} = 1.065 \times 10^3 \text{ cm}^2$$

$$A_c := 100 \text{cm} \cdot e$$

$$A_c = 2 \times 10^3 \text{ cm}^2$$

Diseño por Flexión

En los Apoyos

$$d' := e - 0.05 \text{m}$$

$$a := \frac{e}{80} \quad a = 2.5 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$M_u := 1.3 \cdot 1.7 \cdot 120 \text{kg} \cdot \text{m}$$

$$A_s := \frac{M_u}{0.9 \cdot f_y \cdot \left(d' - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_s = 0.472 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot 100 \text{cm}}$$

$$a = 9.512 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$A_s := \frac{M_u}{0.9 \cdot f_y \cdot \left(d' - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_s = 0.469 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot 100 \text{cm}}$$

$$a = 9.463 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$N_{\phi 4} := \frac{A_s}{1.27 \text{cm}^2}$$

$$N_{\phi 4} = 0.369$$

5.2.4 Diseño de la Cúpula Inferior

Diseño por Compresión

$$\sigma_c := 0.45 \cdot f_c \cdot e \qquad \sigma_c = 2.205 \times 10^5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

σ_c mayor N_ϕ y N_θ Cumple con verificación de esfuerzos

$$A_{smin} := 0.004 \cdot e \cdot 100\text{cm} \qquad A_{smin} = 8 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\phi 4} := 1.27\text{cm}^2 \qquad S_w := \frac{2A_{s\phi 4}}{A_{smin}} \qquad S = 0.317$$

El refuerzo en la cúpula será de $\phi 1/2$ a cada 0.20m

Del Análisis:

Compresión máxima sobre cúpula

$$C_{max} := -N_\theta \cdot 1\text{m} \qquad C_{max} = 2.752 \times 10^4 \text{ kg}$$

$$n := \frac{E_s}{E_c} \qquad n = 8.944$$

$$A_c := 100\text{cm} \cdot e \qquad A_c = 0.2 \text{ m}^2$$

$$f_{ca} := \frac{C_{max}}{A_c - A_{smin} + n \cdot A_{smin}} \qquad f_{ca} = 13.336 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_c := 0.45 \cdot f'_c \qquad f_c = 110.25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo máximo del concreto en compresión f_c es mayor que esfuerzo de compresión actuante f_{ca}

Chequeo por Pandeo

$$K_{\lambda\lambda} := 10 \quad \text{Factor de seguridad}$$

$$I := \frac{100\text{cm} \cdot e^3}{12} \quad I = 6.667 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$C_p := \frac{6 \cdot E_c \cdot I}{K \cdot R^2} \quad C_p = 8.683 \times 10^3 \text{ kg}$$

Como C_p es menor C_{max} es necesario verificar el pandeo

$$l_{\lambda} := \frac{\pi \cdot D}{2} \quad l = 12.566 \text{ m}$$

$$p := \sqrt{\frac{I}{A_c}} \quad p = 0.058 \text{ m}$$

$$R_a := 1 + 0.0001 \cdot \frac{l^2}{p^2} \quad R_a = 5.737$$

Tensión admisible del concreto antes que se produzca el pandeo

$$\sigma_p := \frac{1.25 \cdot f_c}{R_a} \quad \sigma_p = 24.02 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

como σ_p es mayor que el esfuerzo actuante f_c no se producirá pandeo

5.2.5 Diseño de la Viga Inferior $b=0.40\text{m}$ y $h=0.70\text{m}$

Chequeo de la Sección

$$A_{creq} := T_{max} \cdot \left(\frac{1}{f_c} - \frac{n}{f_s} \right)$$

$$A_{creq} = 1.775 \times 10^3 \text{ cm}^2$$

$$A_c := b \cdot h \quad A_c = 2.8 \times 10^3 \text{ cm}^2$$

Cumple, el área de concreto A_c es mayor que A_{creq} área de concreto requerida

$$\rho_{\min} := 0.014$$

Considerando una cuantía mínima de 0.0014

$$A_s := A_c \cdot \rho_{\min}$$

$$A_s = 39.2 \text{ cm}^2$$

$$N\phi 6 := \frac{A_s}{2.85 \text{ cm}^2}$$

$$N\phi 6 = 13.754$$

Refuerzo total de 14 ϕ 3/4

$$f_{ct} := \frac{T_{\max}}{A_c + (n - 1) \cdot A_s}$$

$$f_{ct} = 16.722 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Se cumple que el esfuerzo admisible en tracción del concreto f_c es mayor que el actuante sobre el concreto f_{ct}

$$f_{sa} := \frac{T_{\max}}{A_s}$$

$$f_{sa} = 1.345 \times 10^3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Se cumple que el esfuerzo admisible en tracción del acero f_s es mayor que el actuante sobre el acero f_{sa}

Diseño por Flexión

En los Apoyos

$$d' := h - 0.07 \text{ m}$$

$$a_{\text{max}} := \frac{d'}{10} \quad a = 0.063 \text{ m}$$

$$M_u := -1.3 \cdot M_{\text{neg}}$$

$$A_{s_{\text{max}}} := \frac{M_u}{0.9 \cdot f_y \cdot \left(d' - \frac{a}{2} \right)} \quad A_s = 7.081 \text{ cm}^2$$

$$a_{\text{max}} := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} \quad a = 0.036 \text{ m}$$

$$A_{s_{\text{max}}} := \frac{M_u}{0.9 \cdot f_y \cdot \left(d' - \frac{a}{2} \right)} \quad A_s = 6.923 \text{ cm}^2$$

$$a_{\text{max}} := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} \quad a = 0.035 \text{ m}$$

$$N\phi 5 := \frac{A_s}{1.98\text{cm}^2}$$

$$N\phi 5 = 3.496$$

Al centro de luz

$$\underset{\sim}{a} := \frac{d'}{7} \quad a = 0.09 \text{ m}$$

$$\underset{\sim}{M_u} := 1.3 \cdot M_{pos}$$

$$\underset{\sim}{A_s} := \frac{M_u}{0.9 \cdot f_y \cdot \left(d' - \frac{a}{2}\right)} \quad A_s = 3.683 \text{ cm}^2$$

$$\underset{\sim}{a} := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} \quad a = 0.019 \text{ m}$$

$$\underset{\sim}{A_s} := \frac{M_u}{0.9 \cdot f_y \cdot \left(d' - \frac{a}{2}\right)} \quad A_s = 3.471 \text{ cm}^2$$

$$\underset{\sim}{a} := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} \quad a = 0.018 \text{ m}$$

$$\underset{\sim}{N\phi 5} := \frac{A_s}{1.98\text{cm}^2} \quad N\phi 5 = 1.753$$

Diseño a Torsión

$$T_{umin} := 0.13 \cdot 0.85 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot b^2 \cdot h \quad T_{umin} = 1.937 \times 10^3 \text{ m} \cdot \text{kg}$$

$$T_u := 1.30 \cdot (M_{tor} + M_{toru}) \quad T_u = 1.349 \times 10^3 \text{ m} \cdot \text{kg}$$

Tu es mayor que Tumax deberá incluirse el diseño de torsión conjuntamente con el diseño de flexión y corte.

$$T_{umax} := 1.1 \cdot 0.85 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot \frac{b^2 \cdot h}{3} \quad T_{umax} = 5.464 \times 10^3 \text{ m} \cdot \text{kg}$$

$$C_t := \frac{b \cdot d'}{b^2 \cdot h} \quad C_t = 2.25 \frac{1}{m}$$

$$V_u := 1.3 \cdot V_{\max} \quad V_u = 3.36 \times 10^4 \text{ kg}$$

$$T_c := \frac{0.2 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot b^2 \cdot h}{\sqrt{1 + \left(\frac{0.4 \cdot V_u}{C_t \cdot T_u} \right)}} \quad T_c = 1.505 \times 10^3 \text{ m} \cdot \text{kg}$$

$$T_s := \frac{T_u}{0.85} - T_c \quad T_s = 82.353 \text{ m} \cdot \text{kg}$$

$$X_1 := b - 12 \text{ cm}$$

$$Y_1 := h - 12 \text{ cm}$$

$$\alpha_t := 0.66 + 0.33 \cdot \frac{Y_1}{X_1} \quad \alpha_t = 1.344$$

$$A_t := \frac{T_s}{\alpha_t \cdot X_1 \cdot Y_1 \cdot f_y} \quad A_t = 8.986 \times 10^{-4} \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

Refuerzo longitudinal

$$A_{l1} := 2 \cdot A_t \cdot (X_1 + Y_1) \quad A_{l1} = 0.155 \text{ cm}^2$$

$$A_{l2} := \left(\frac{28 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot b}{f_y} \cdot \frac{T_u}{T_u + \frac{V_u}{3 \cdot C_t}} - 2 \cdot A_t \right) \cdot (X_1 + Y_1) \quad A_{l2} = -1.541 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

Refuerzo a utilizar 4φ1/2

Refuerzo Transversal

$$V_c := \frac{0.53 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot d'}{\sqrt{1 + \left(2.5 \cdot C_t \cdot \frac{T_u}{V_u}\right)}} \quad V_c = 1.888 \times 10^4 \text{ kg}$$

$$V_s := \frac{V_u}{0.85} - V_c \quad V_s = 2.065 \times 10^4 \text{ kg}$$

$$A_v := \frac{V_s}{f_y \cdot d'} \quad A_v = 0.078 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

Área requerida por torsión y corte

$$A_{st} := A_t + A_v \quad A_{st} = 0.079 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$A_{stmin} := \frac{3.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot b}{f_y} \quad A_{stmin} = 0.033 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$S_w := 7.5 \text{ cm}$$

$$A_{sv1} := A_{st} \cdot S \quad A_{sv1} = 0.592 \text{ cm}^2$$

Diseño al Corte

$$V_{cs} := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot d' \quad V_{cs} = 2.091 \times 10^4 \text{ kg}$$

$$V_{ss} := \frac{V_u}{0.85} - V_{cs} \quad V_{ss} = 1.862 \times 10^4 \text{ kg}$$

$$A_{sv} := \frac{V_{ss}}{f_y \cdot d'} \quad A_{sv} = 0.07 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$S_w := 7.5 \text{ cm}$$

$$A_{sv2} := A_{sv} \cdot S \quad A_{sv2} = 0.528 \text{ cm}^2$$

Chequeo de tensión producida por el momento de torsión

$$\phi_v := 3 + \frac{2.6}{0.45 + \frac{h}{b}} \quad \phi_v = 4.182$$

$$b = 0.4 \text{ m} \quad h = 0.7 \text{ m} \quad T_u = 1.349 \times 10^3 \text{ m}\cdot\text{kg}$$

$$\tau_t := \frac{\phi_v \cdot M_{tor}}{b^2 \cdot h} \quad \tau_t = 3.127 \times 10^4 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$f'_c = 2.45 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\tau_c := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \quad \tau_c = 8.296 \times 10^4 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

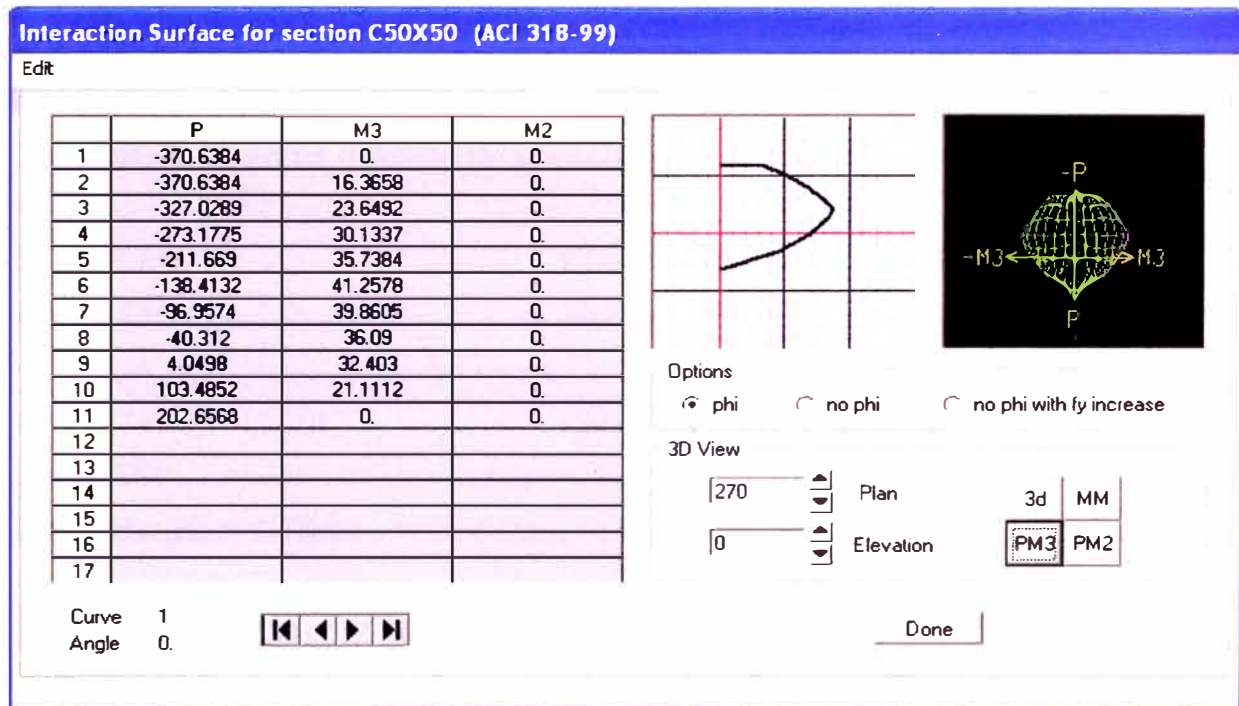
La tensión sobre el concreto τ_t es menor a esfuerzo resistente del concreto τ_c

5.2.6 Diseño de las Columnas del pórtico $b=0.50\text{m}$ y $h=0.50\text{m}$

Tomando una cuantía de acero 0.025 con respecto al área de concreto, se elabora el diagrama de interacción de la columna $0.50 \times 0.50\text{m}$ y se observa que las combinaciones de cargas caen dentro de la superficie de resistencia de la columna.

Con esta cuantía se tendrá un refuerzo de $14\phi 1''$.

Grafico N°5.3 Diagrama de Interacción – Columnas Pórtico



5.2.7 Diseño de las Vigas del pórtico.

El refuerzo en la Viga del Pórtico será.

Cuadro N°5.6 Acero Principal en Vigas

DISEÑO POR FLEXION					
Vigas	Momento Mu (tn-m)	Ancho b (m)	Peralte h (m)	Recubr. d' (m)	Área. Ref. As (cm ²)
Anillo exterior	23.78	0.40	0.60	0.06	12.0
Unión de Anillos	13.30	0.30	0.40	0.06	11.70
	3.60	0.30	0.40	0.06	2.88
Anillo interior	5.28	0.30	0.40	0.06	4.29

Fuente: Elaboración propia

As=15.97cm² 4φ3/4 Refuerzo en Viga Anillo exterior
 As=11.70cm² 4φ3/4 Refuerzo en Viga Unión de Anillos
 As=15.97cm² 3φ5/8 Refuerzo en Viga Anillo interior

5.2.8 Diseño de los Cimientos.

$$\sigma_t = 2.65 \text{ kg/cm}^2$$

Capacidad portante del terreno.

Del análisis, Fuerzas máxima de servicio incluido el sismo sobre los pilares.

$$P_s = 66 \text{ ton.}$$

Fuerza Axial de compresión.

$$M_s = 21 \text{ ton-m.}$$

Momento flector máximo.

$$e = M_s / P_s = 0.32\text{m}$$

Excentricidad de la carga

$$L = 2.20\text{m.}$$

$$B = P_s / \sigma_t \times L = 1.10\text{m.}$$

$$\text{Tomamos } B = 1.5\text{m}$$

$$\sigma_{\max} = P_s / B \times L + - M_s / B^2 \times L$$

$$\sigma_{\max} = 23.6 \text{ ton/m}^2$$

Esfuerzo máximo sobre el terreno

$$\sigma_{\min} = 17.1 \text{ ton/m}^2$$

Esfuerzo mínimo sobre el terreno

Del análisis, Fuerzas máxima ultimas incluido el sismo sobre los pilares.

$$P_u = 86 \text{ ton.}$$

Fuerza Axial de compresión.

$$M_u = 29.3 \text{ ton-m.}$$

Momento flector máximo.

$$\sigma_{\max} = P_u / B \times L + - M_u / B^2 \times L$$

$$\sigma_{\max} = 30.1 \text{ ton/m}^2$$

Esfuerzo máximo sobre el terreno

$$\sigma_{\min} = 22.0 \text{ ton/m}^2$$

Esfuerzo mínimo sobre el terreno

Columna:

$$b = 0.50\text{m}$$

$$h = 0.50\text{m}$$

$$d = 0.44\text{m}$$

Tomamos:

$$h_z = 0.50\text{m}$$

Momento de diseño en la zapata

$$L_1 = B/2 - h/2 = 0.5\text{m}$$

$$M_{\max} = \sigma_{\max} \times L_1^2 / 2 = 3.8 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$A_s = 2.40\text{m}^2.$$

$$A_{s\min} = 0.002 \times 100\text{cm} \times (h_z - 7.5\text{cm}) = 8.5\text{cm}^2$$

$$\phi 5/8 @ 0.20\text{m}$$

Verificación del Punzamiento:

$$\sigma_{\text{prom}} = (\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) / 2 = 26 \text{ ton}/\text{m}^2$$

$$\text{Area} = (b + d) \times (h + d)$$

$$V_u = \sigma_{\text{prom}} \times \text{Area} = 26 \times 0.98 = 25.5 \text{ ton}$$

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \sqrt{f'c} \times b_o \times (h_z - 7.5\text{cm})$$

$$b_o = b + h + 2d = 1.88\text{m}$$

Tomando:

$$V_c = 52\text{ton} \quad \text{OK Cumple es mayor que el } V_u.$$

Diseño de la Viga entre columnas

$$W_u = \sigma_{\text{prom}} \times B = 39 \text{ ton}/\text{m}$$

$$R = 4.58\text{m} \quad L_{\text{total}} = 28.8 \text{ m}$$

$$G = 1123 \text{ ton}$$

Del teorema de Ketchum

$$M_{neg} = 0.00596GR$$

$$M_{pos} = 0.00303GR$$

$$M_{neg} = 30.7 \text{ ton-m}$$

$$M_{pos} = 15.6 \text{ ton-m}$$

Considerando una viga de $b = 0.50\text{m}$ $h = 0.70\text{m}$

$$A_{sneg} = 13.6 \text{ cm}^2 \quad 2\phi 1" + 2\phi 3/4$$

$$A_{spos} = 6.8 \text{ cm}^2 \quad 4\phi 5/8$$

CONCLUSIONES

Las estructuras sanitarias a proyectarse se encuentran cimentadas en un terreno areno limoso con un ángulo de fricción de 32.3° , capacidad portante admisible del terreno $\sigma_t = 2.65\text{kg/cm}^2$, densidad máxima 1.65ton/m^3 y clasificación SUCS como SP-SM, con coeficiente de reacción del terreno de $K=50\text{MN/m}^3$, debido al tipo de suelo se considero para el análisis de presión de tierras un valor menor de ángulo de fricción igual a 25° .

La planta de tratamiento fue diseñada con concreto de resistencia a la compresión a los 28 días de 210kg/cm^2 y acero de refuerzo 4200kg/cm^2 .

El predimensionamiento de la planta de tratamiento se baso en las recomendaciones de la Norma ACI.

Las estructuras sanitarias fueron analizadas con el programa sap2000, la planta de tratamiento fue modelada buscando simular la interacción suelo-estructura para obtener los esfuerzos necesarios para el diseño.

El análisis de los elementos que conforman la cuba o tanque, como son el cilindro, la cúpula y las vigas circulares del reservorio elevado fue hecho por el método de las fuerzas, en base a los coeficientes de elasticidad obtenidos del libro "Análisis y Diseño de reservorios de concreto armado".

El diseño de la planta de Tratamiento de agua potable se realiza en base a la Norma ACI 350 siguiendo los requisitos de diseño por resistencia, verificando deformaciones y desplazamientos para mantener la serviciabilidad y operación.

RECOMENDACIONES

Elaborar estudio de suelos locales para cada estructura de manera de obtener los parámetros de resistencia del suelo con un mayor grado de confiabilidad y así optimizar las dimensiones de las estructuras sanitarias.

Elaborar de un estudio de topografía en la zona Unipampa con curvas de 0.5m, para ubicar y diseñar con mayor precisión las estructuras sanitarias.

Como las obras estructuras se encuentran cerca al mar, se recomienda el uso de cemento tipo V, sobre todo en la cimentación.

La excavación para la cimentación de las estructuras deberá ser bien nivelada y de no alcanzarse el nivel de terreno indicado en la cimentación, deberá colocarse subzapatas de concreto de $f'c=100\text{kg/cm}^2$ con 25% de piedras grandes.

Los encofrados deberán tener buena resistencia para soportar el peso, la presión lateral y las cargas de construcción. Antes del vaciado se debe verificar que se encuentra alineado y limpio, además el agente utilizado para romper la adherencia entre el encofrado y concreto, en el reservorio de almacenamiento no debe ser toxica después de 30 días.

Antes de proceder al enlucido interior con impermeabilizante, la cuba será sometida a la prueba hidráulica para constatar la impermeabilidad.

Todas las estructuras sanitarias, antes de ser puestas en servicio, serán completamente desinfectadas con cloro.

BIBLIOGRAFIA

Normas y Reglamentos:

- American Concrete Institute
ACI-318 Building Code Requirements For Structural Concrete.
ACI-350-01 Code Requeriments for Environmental Engineering Concrete Structures.
ACI-350.4-04 Design Considerations for Environmental Engineering Concrete.
ACI-350.3-01 Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures.
ACI-224 Joints in Concrete Construction
- Ministerio de Agricultura
Reglamento de INRENA
Lima.
- Ministerio de Salud
"Abastecimiento de agua y saneamiento para poblaciones rurales y urbano-marginales"
Lima, 1994.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
"Reglamento Nacional de Edificaciones"
Lima, 2006.
- Sedapal
"Nuevo Reglamento de elaboración de proyectos de agua y alcantarillado para habilitaciones urbanas de Lima y Callao"
Lima, 1994.

Libros:

- ACI American Concrete Institute
"Diseño de Obras Hidraulicas"
ACI
Lima,1944.

- Creager William, Joel D. Justin and Julian Hinds
"Engineering for Dams, Vol II – Concrete Dams"
INSTITUTO CUBANO DEL LIBRO
Cuba, 1961.
- Fair-Geyer & Okum
"Abastecimiento de agua y remoción de aguas residuales"
LIMUSA
New York, 1970.
- Lopez Cualla, R.
"Diseño de acueductos y alcantarillado"
ALFAOMEGA
Bogota, 1995
- PORTLAND CEMENT ASSOCIATION.
"Circular Concrete Tank Without Prestressing"
USA, 1993
- Rivera Feijoo, Julio
"Análisis y Diseño de reservorios de concreto armado"
ACI
Lima, 2001.

ANEXOS:

A.1 FOTOS



FOTO N°1
VISTA DEL VERTICE D EN EL
REPLANTEO DEL AREA DE LA
URBANIZACION A PROYECTAR

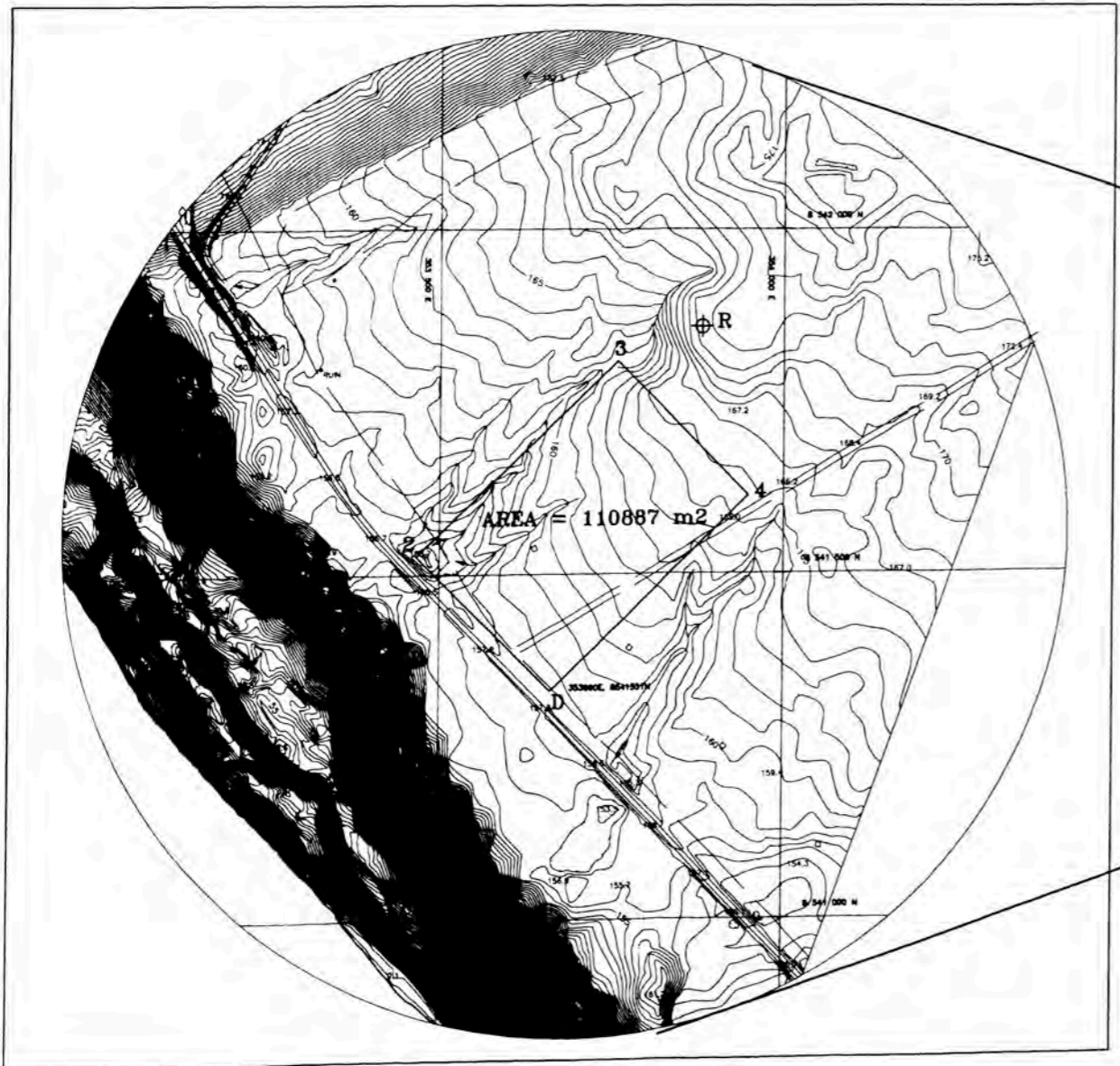
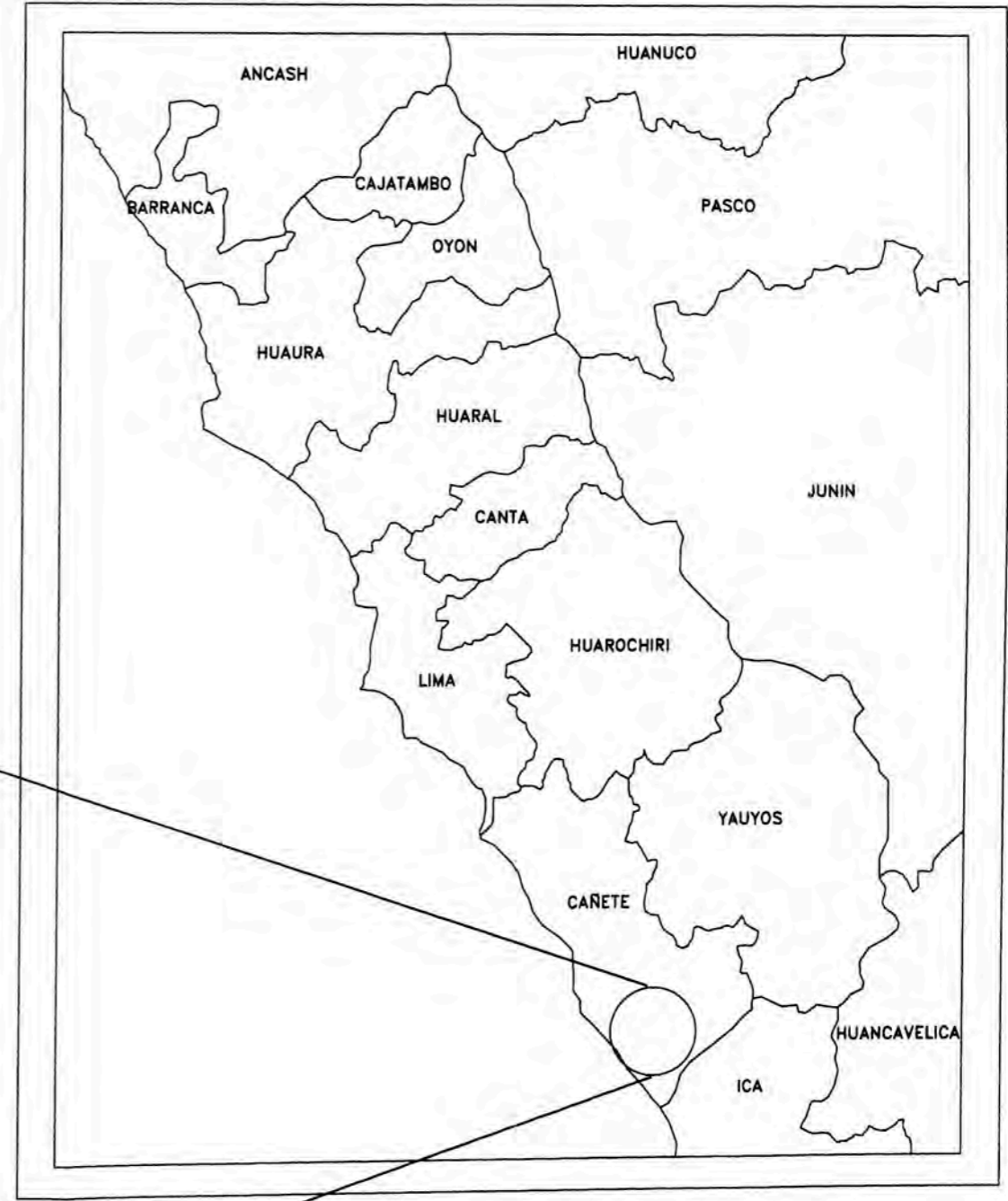
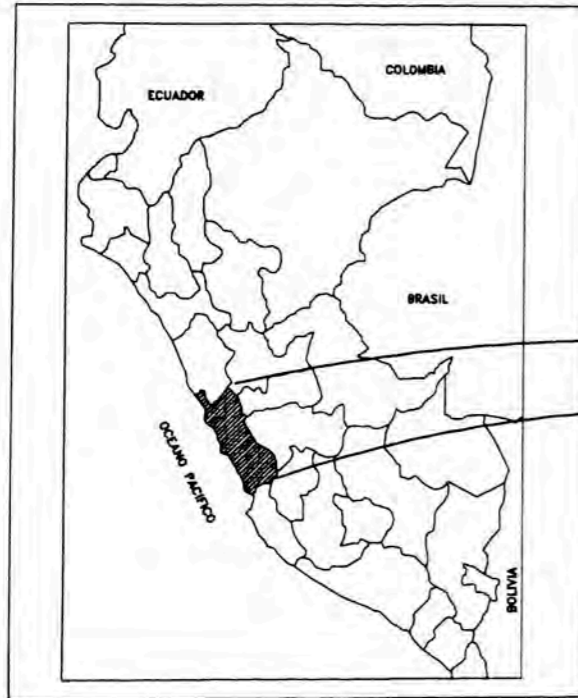
FOTO N°2
VISTA DEL ZONA DONDE SE PROYECTA
LA URBANIZACION



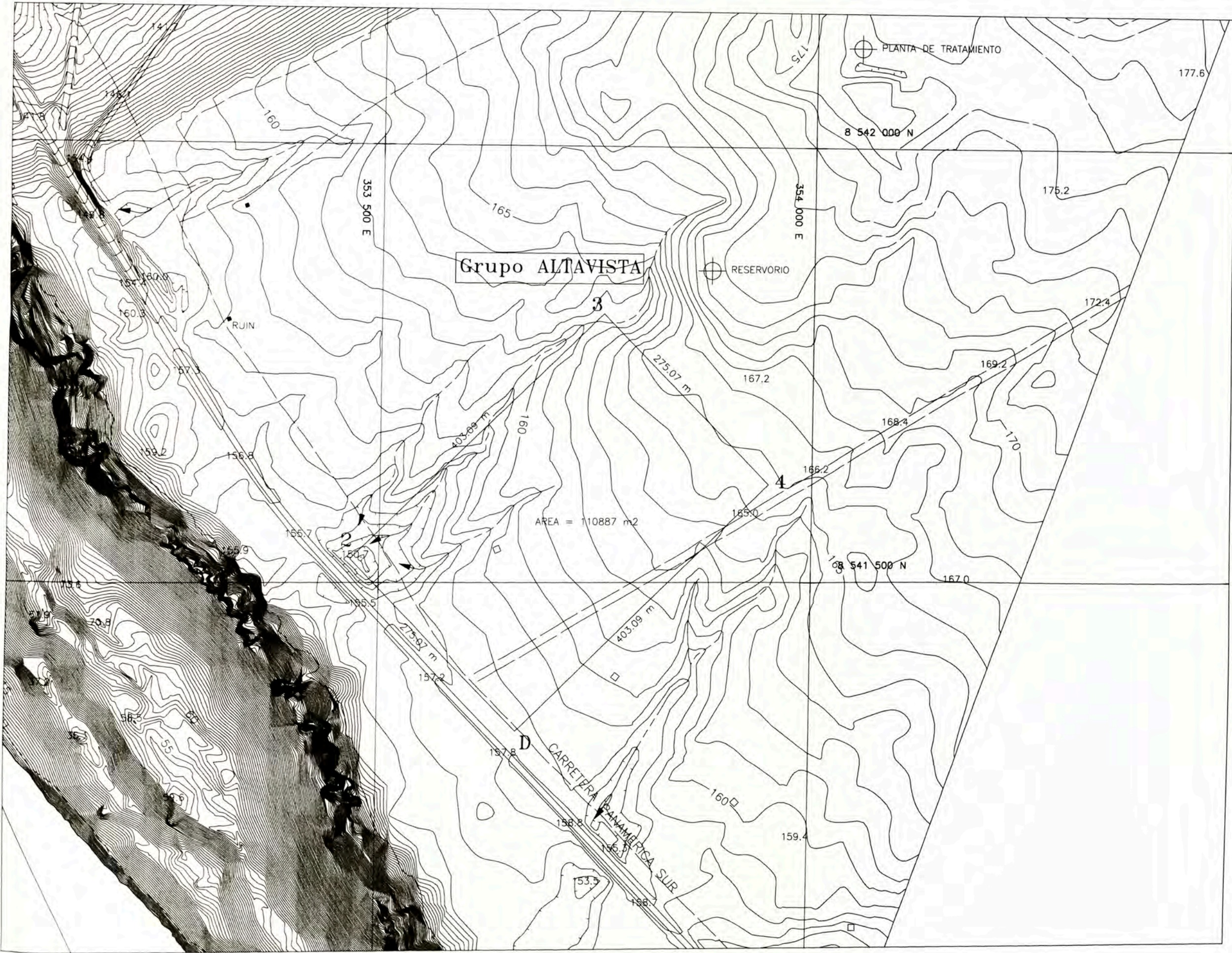
FOTO N°3
VISTA DE CALICATA 1, MUESTRAS 1,2 y3



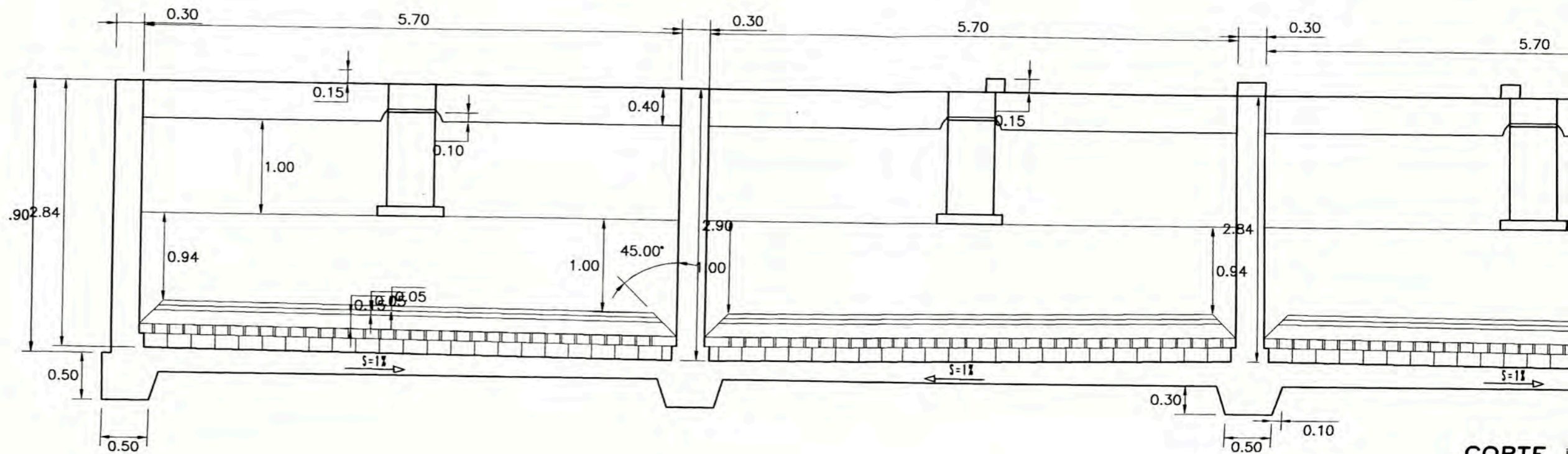
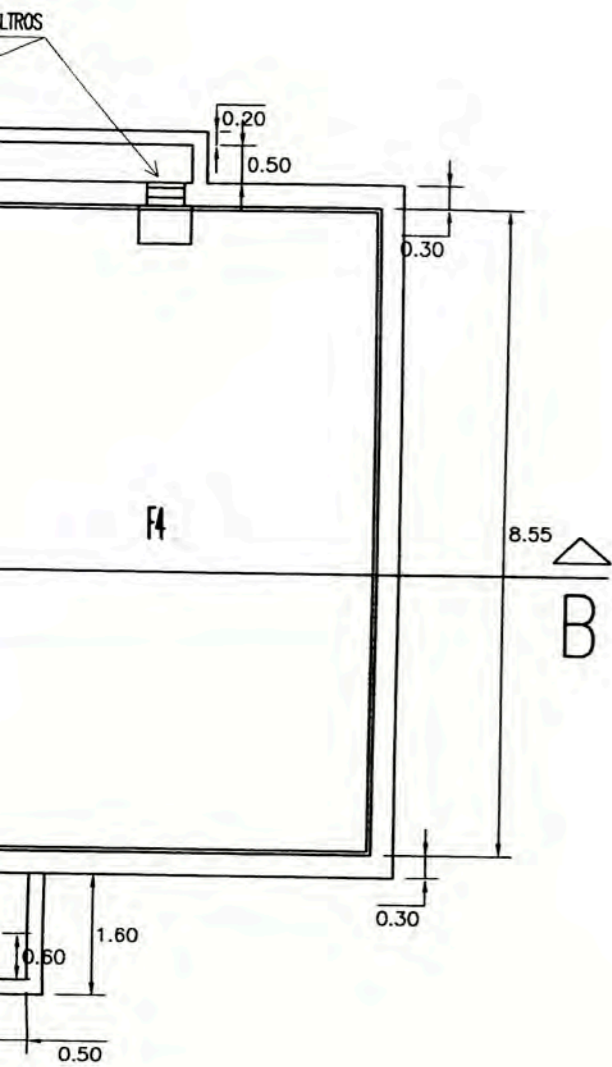
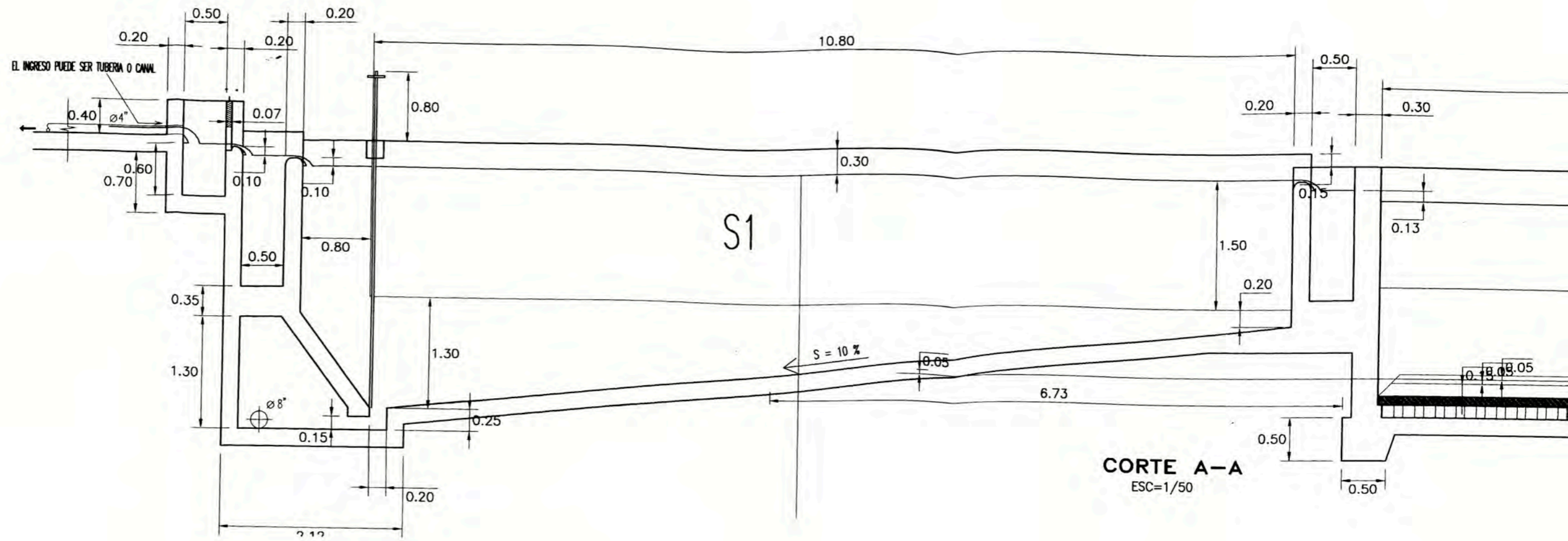
A.2 PLANOS

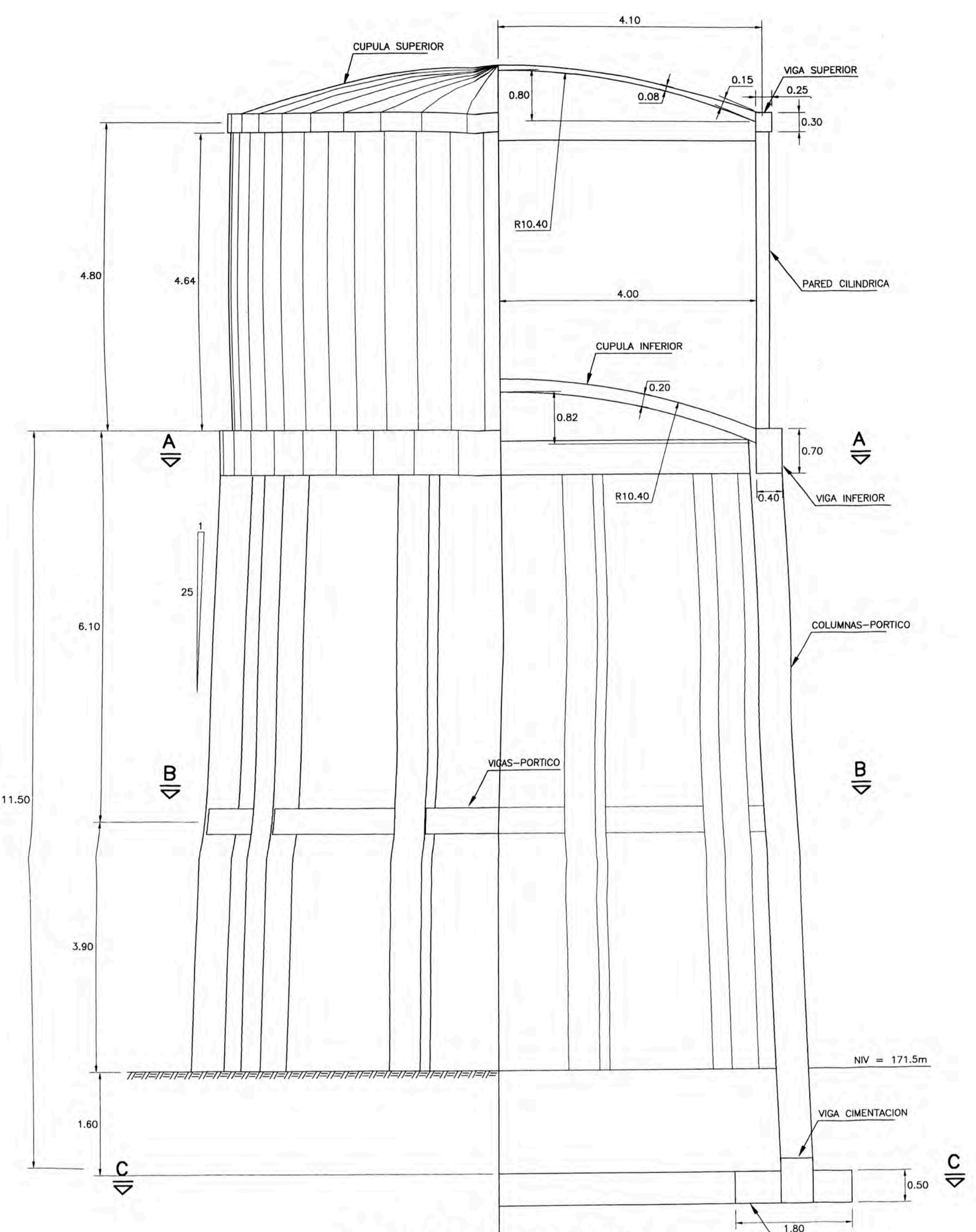


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA				
PROYECTO:	FORMACION Y SERVO DEL PROYECTO DE	UBICACION:	Dist. San Vicente	
	INGENIERIA LAMPARIN - ZONA B		Prov. Cañete	
ESPECIAR:	UBICACION		LABOR	
REL. A.C.	DEL P.J.R.M.	FECHA FEBRERO 2007	DEL	U-1

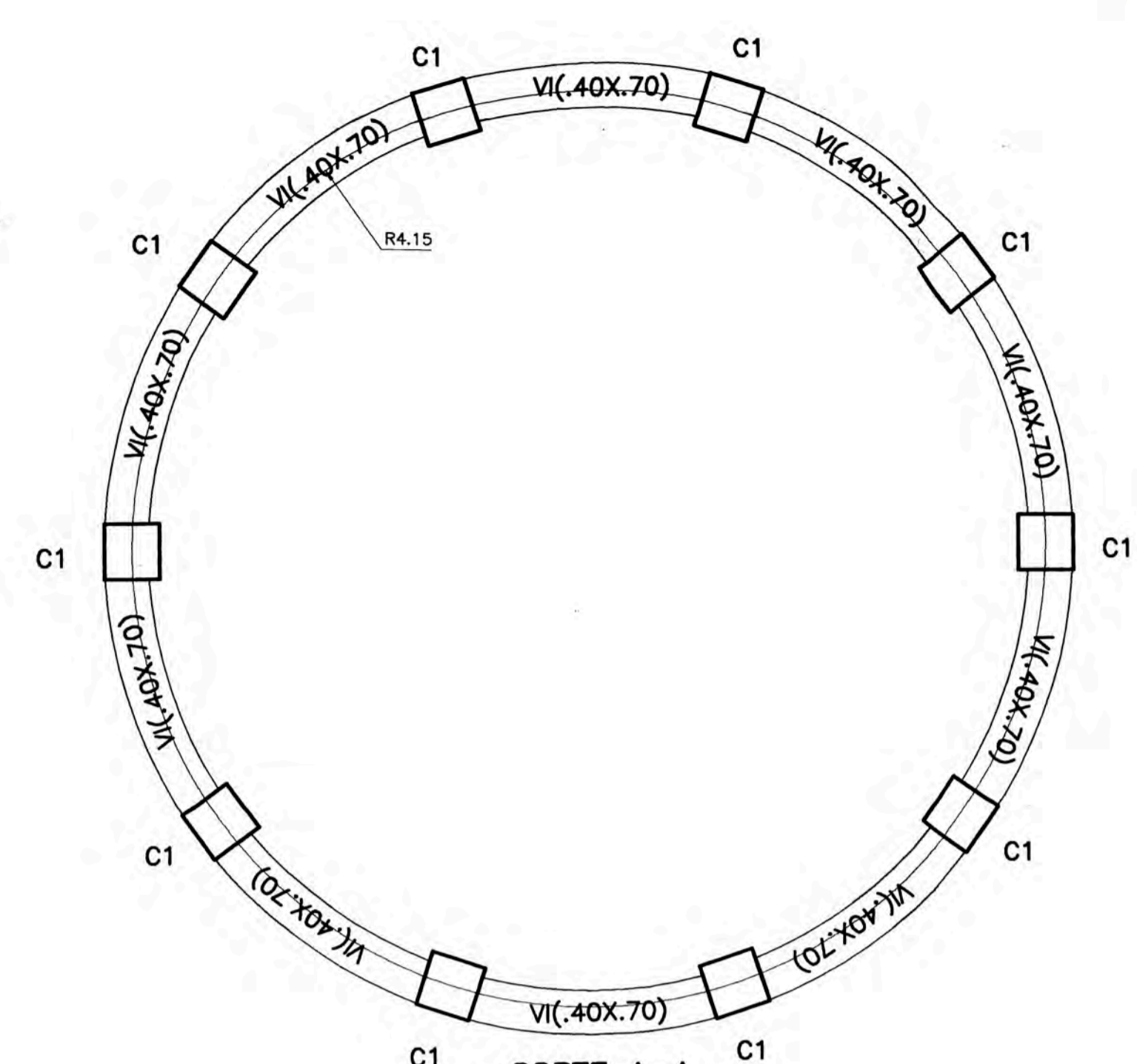


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA			
PROYECTO: FORMACION Y DISEÑO DEL PROYECTO DE SANEAMIENTO URBANO - ZONA 6	REGION I Dist. San Vicente Prov. Cofele	LUGAR	
DISCIPLINA: TOPOGRAFIA		LUGAR	
FECHA: A.C.	ELABORADO: P.J.R.M.	FECHA: FEBRERO 2007	ESCALA: 1:2,000
			T-1

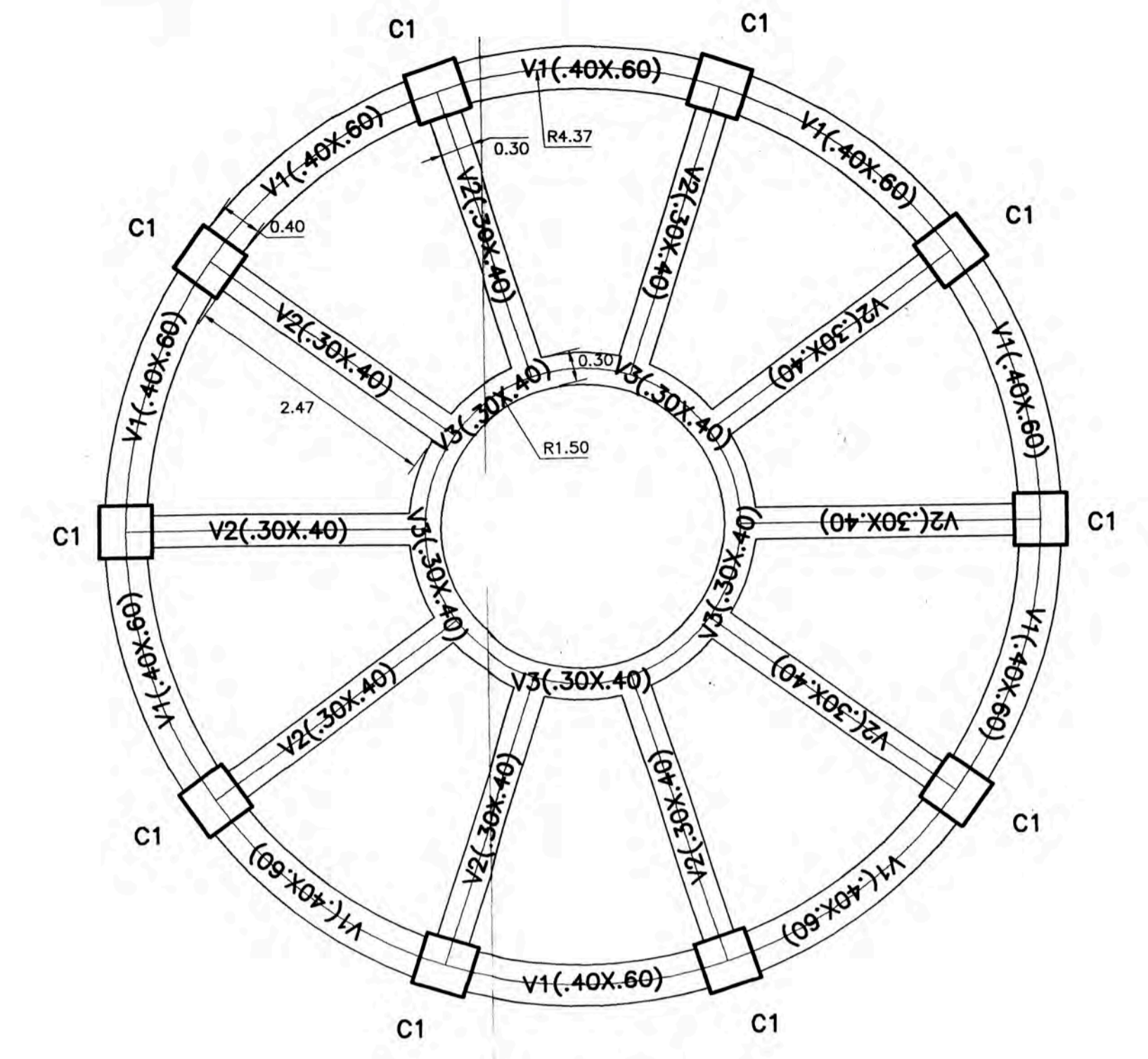




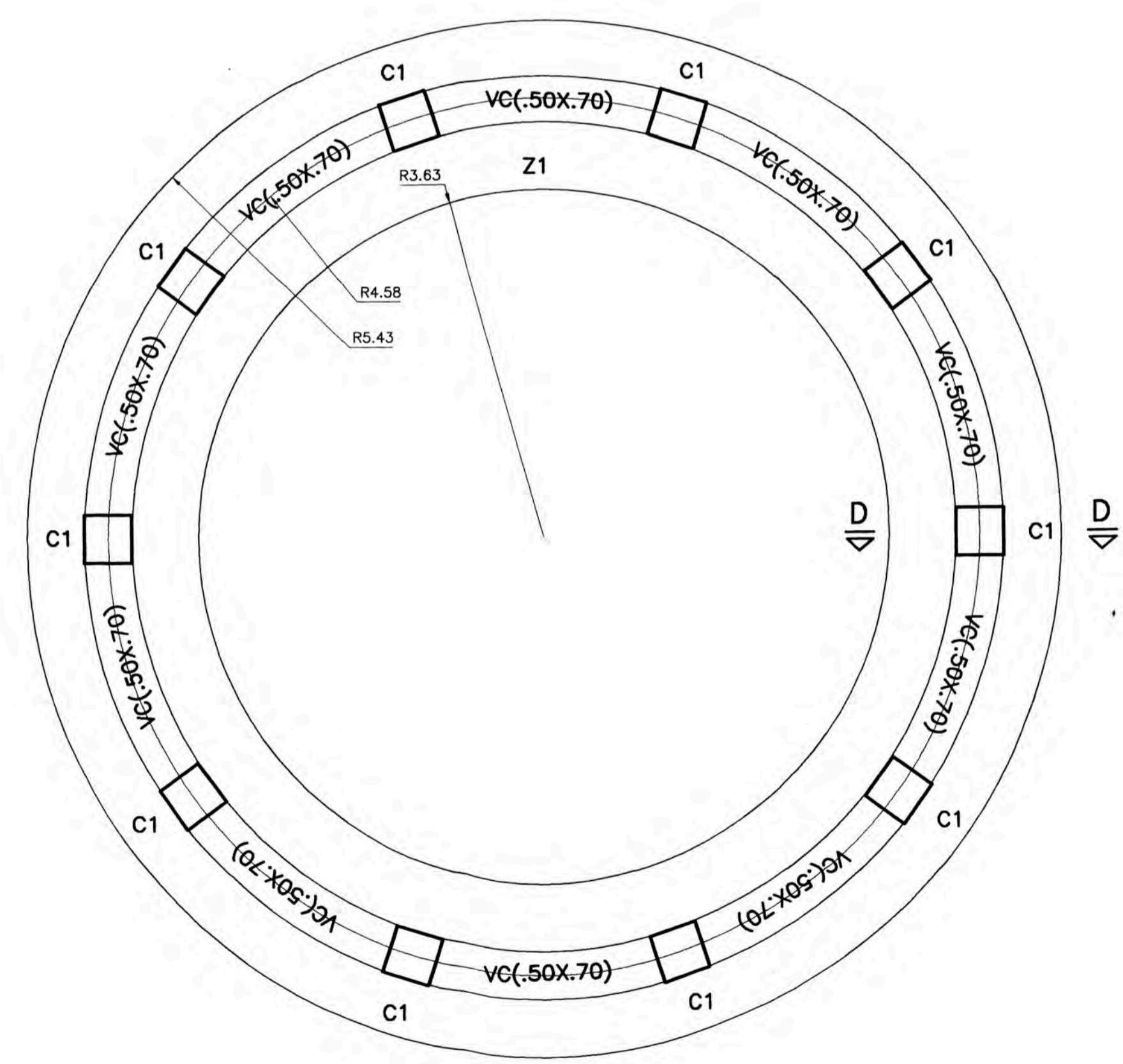
RESERVORIO ELEVADO
VR = 205M³
 ESC=1/50



CORTE A-A
BASE DE LA CUBA
 ESC=1/50

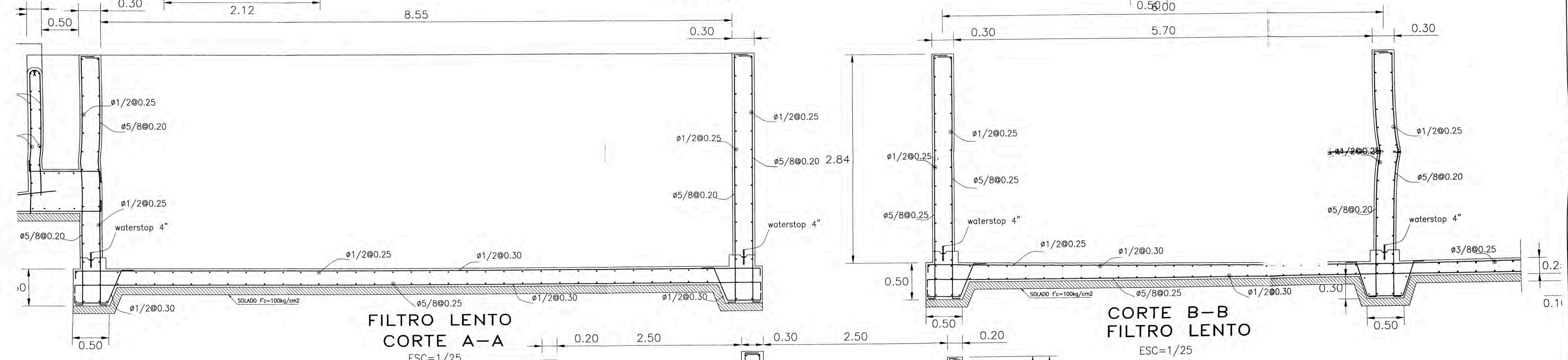
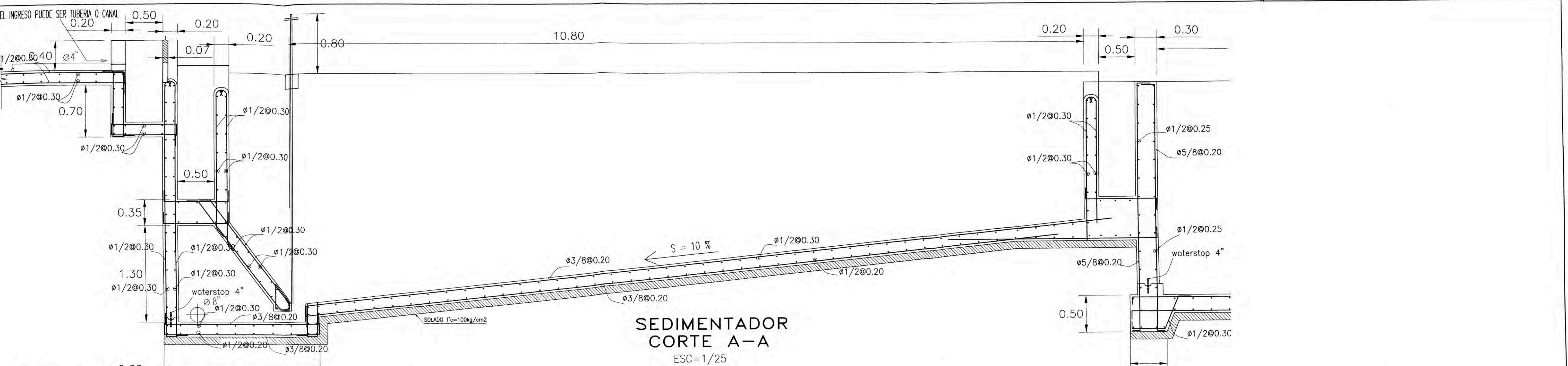


CORTE B-B
VIGAS DE ARRIOSTRE
 ESC=1/50



CORTE C-C
ZAPATA ANULAR
 ESC=1/50

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA				
PROYECTO: FORMULACION Y DISEÑO DEL PROYECTO DE SANEAMIENTO URBANO - ZONA 6		UBICACION: Dist. San Vicente Prov. Cofele		
ESPECIALIDAD: ENCOFRADO: RESERVORIO ELEVADO				
REV.	DIB.	FECHA	ESC.	LAMA
A.C.	P.J.R.M.	FEBRERO 2007	1/50	S



ESPECIFICACIONES CONCRETO ARMADO

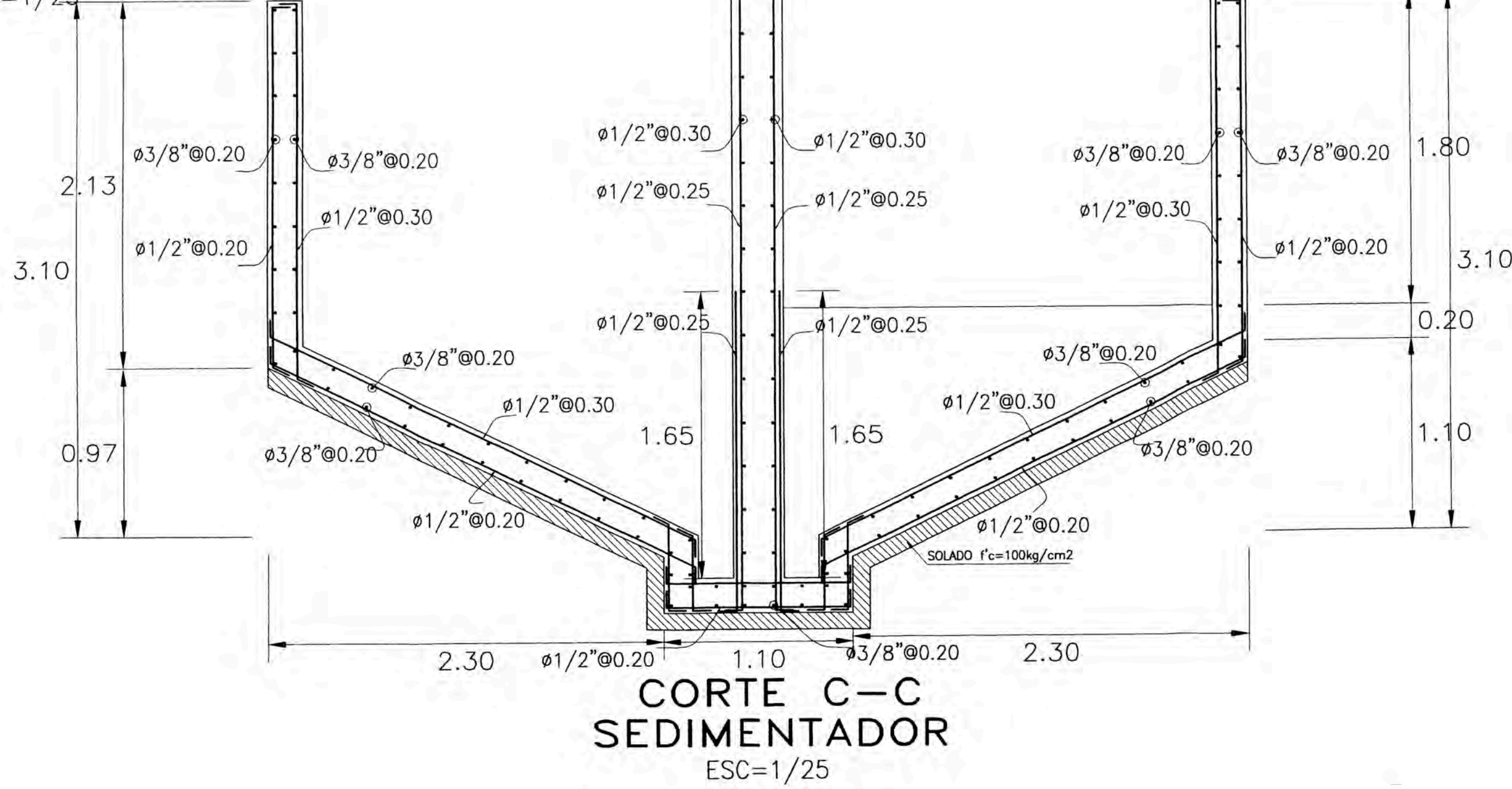
1.- CEMENTO :
- cemento Portland tipo V

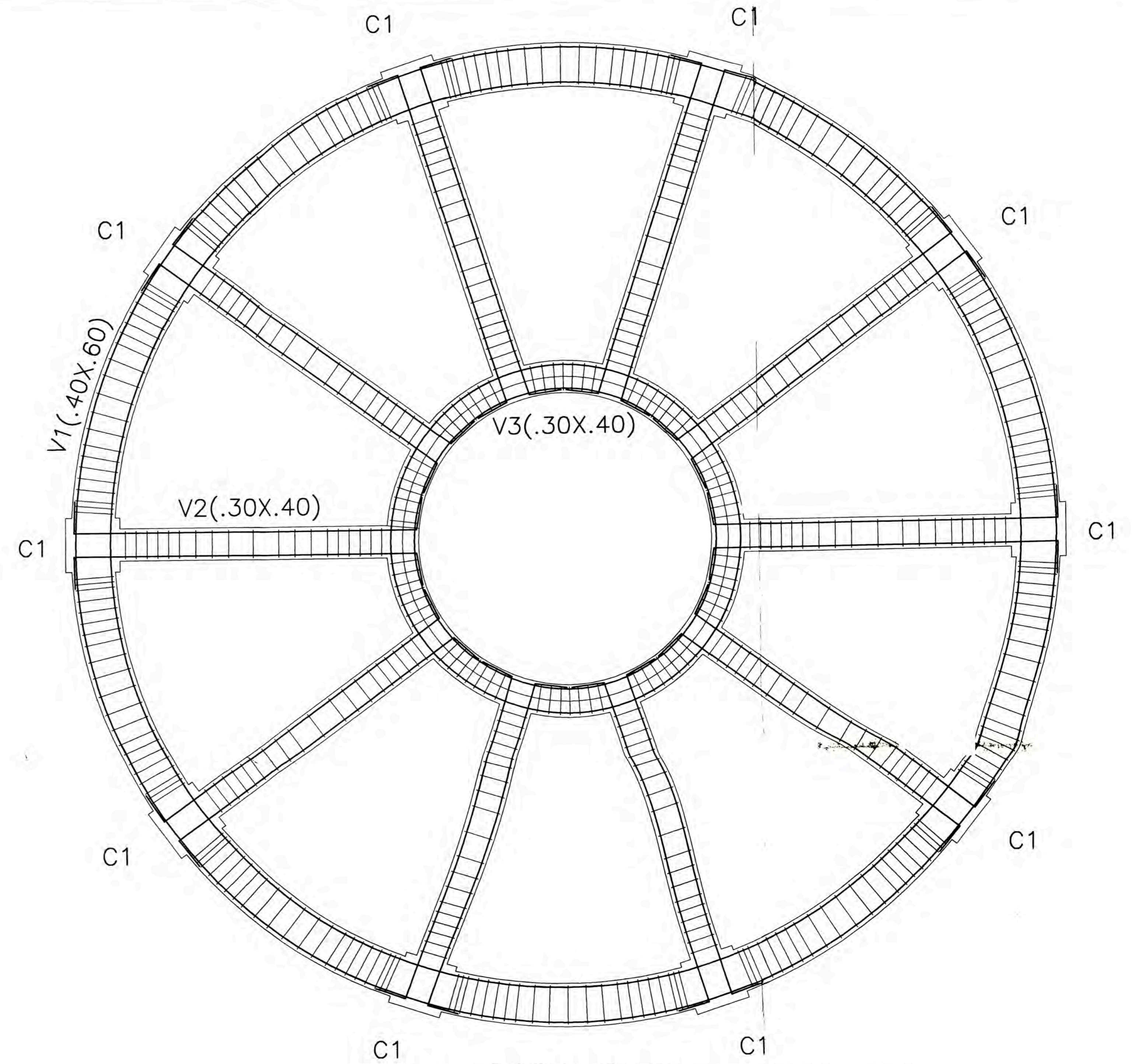
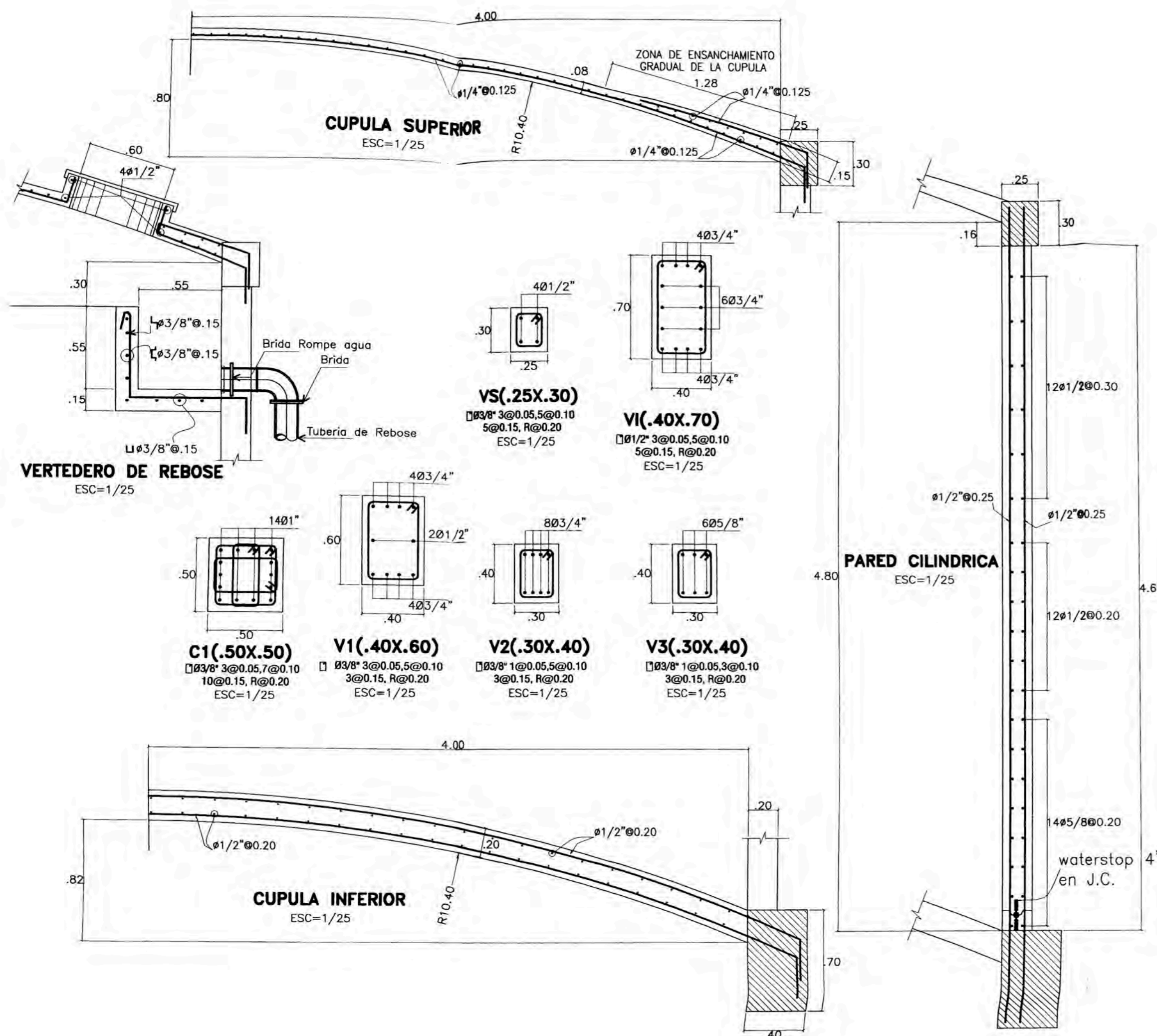
2.- RESISTENCIA DEL CONCRETO :
- Solado y falso piso de 10cm. A
- Losas y Muros D

Clase	A	B	C	D	E
Kg/cm ²	100	140	175	210	245
MPa	9.8	13.7	17.2	20.6	24.0
Máx. a/c	---	---	---	0.45	0.45

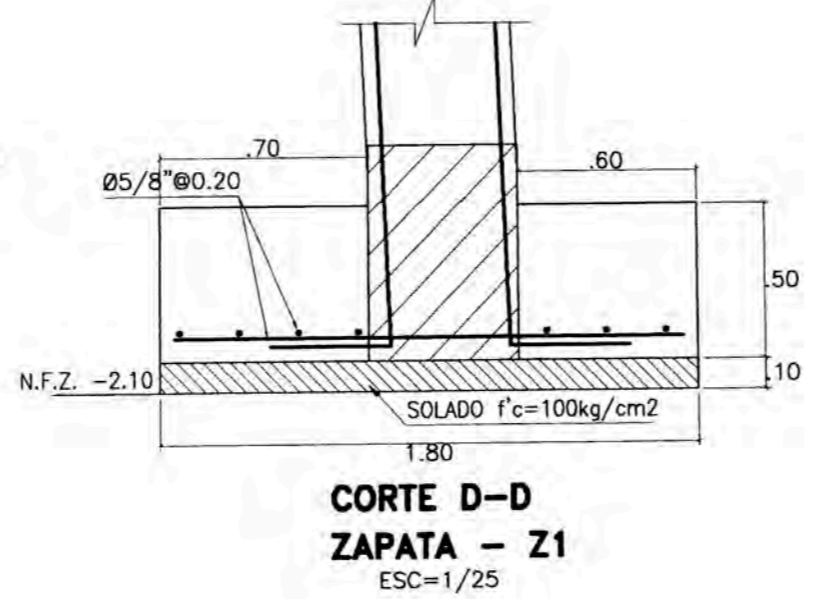
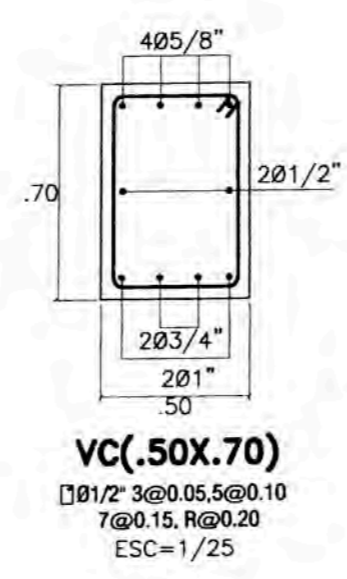
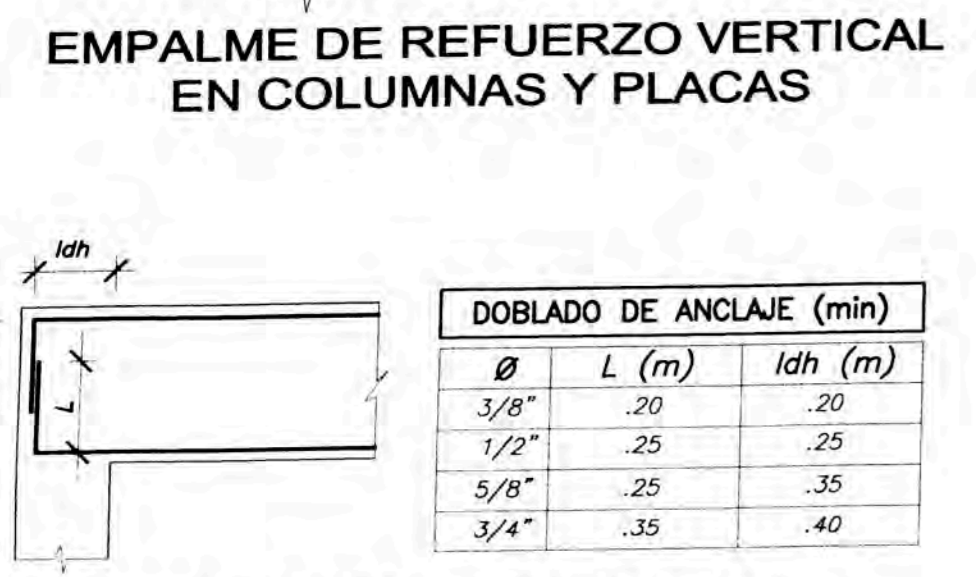
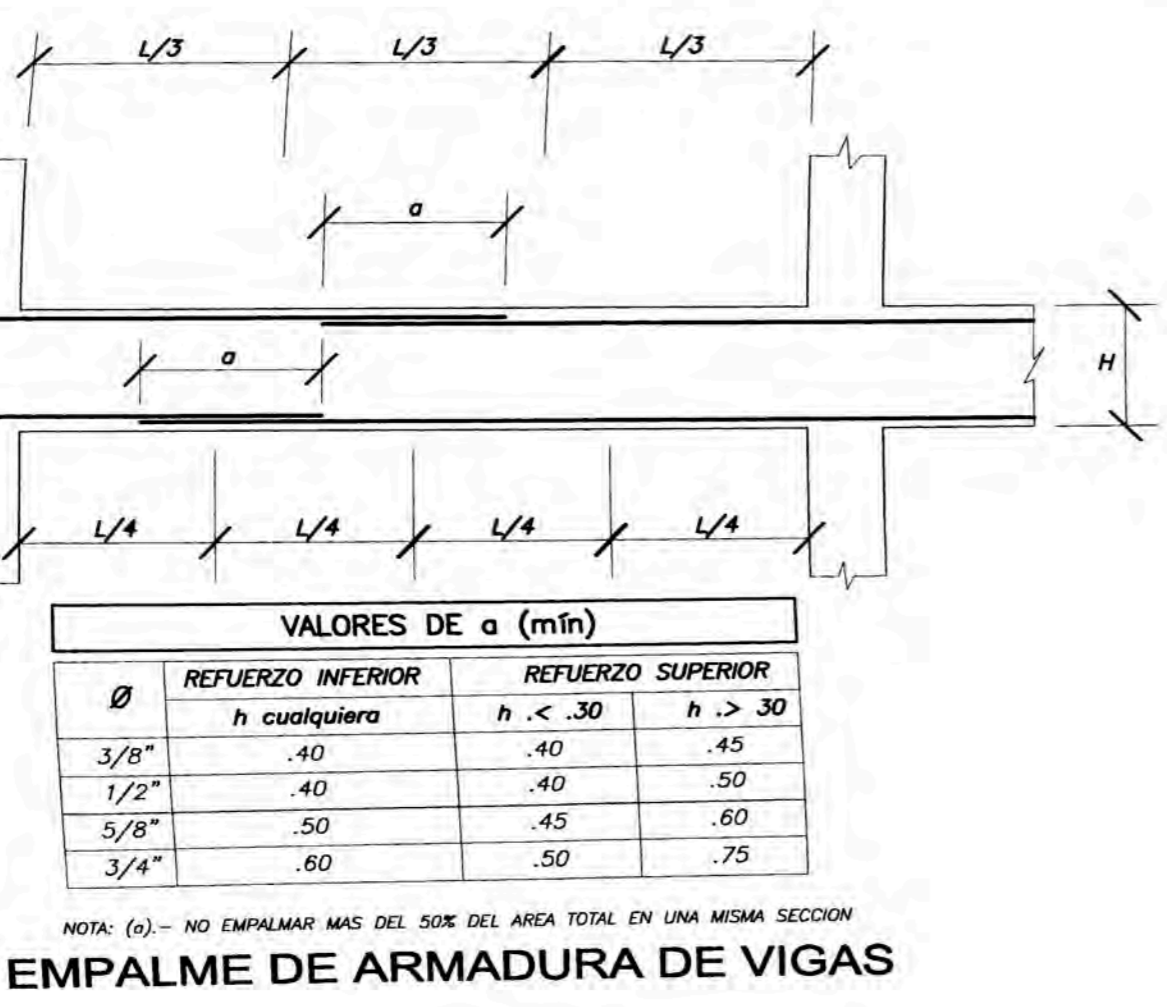
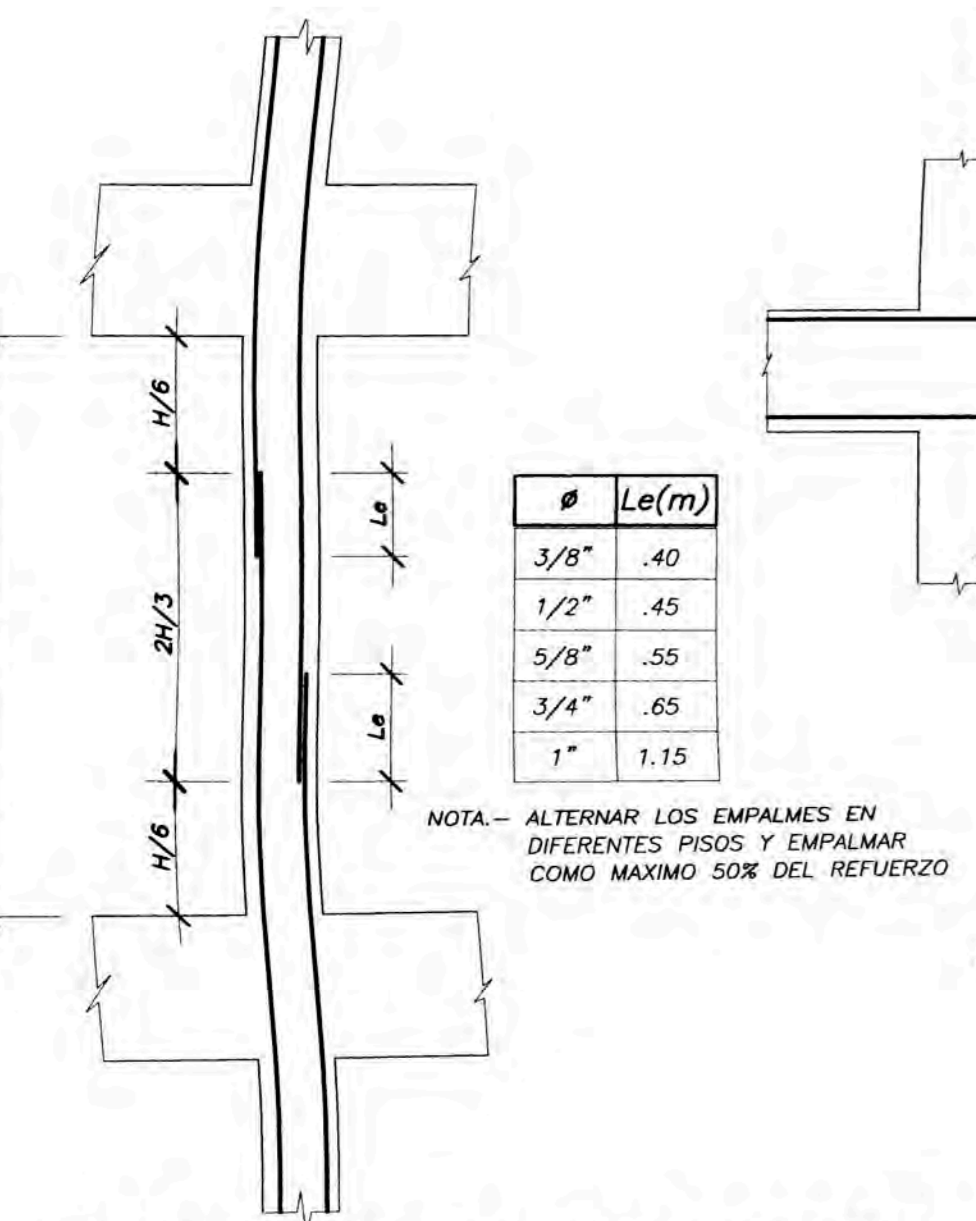
3.- ACERO :
- Barras corrugadas: ASTM A-615 (Grado 60) f_y = 4200 Kg/cm²

4.- RECUBRIMIENTOS :
- Concreto vaciado contra el terreno 7.5 cm.
- Concreto en contacto con el terreno (superficies encofradas)
 Barras de 5/8" o menores 4.0 cm.
 Barras de 3/4" o mayores 5.0 cm.
- Losas macizas y/o aligeradas, vigas chatas, muros y escaleras 2.0 cm.
- Vigas chatas 2.0 cm.
- Columnas estructurales (C) y vigas peraltadas 4.0 cm.
- Vigas y columnas de amarre (CA) 2.5 cm.





CORTE B-B
ARMADURA - VIGAS DE ARRIOSTRE
 ESC=1/50



ESPECIFICACIONES CONCRETO ARMADO

1.- CEMENTO :
 - cemento Portland tipo V

2.- RESISTENCIA DEL CONCRETO :
 - Solado y falso piso de 10cm. A
 - Zapatas. D
 - Vigas, muros cilindricos y cupulas. E
 - Columnas (Salvo indicación contraria en cuadro de columnas)

Clase	A	B	C	D	E
Kg/cm2.	100	140	175	210	245
MPa	9.8	13.7	17.2	20.6	24.0
Máx. a/c	---	---	---	---	0.45

3.- ACERO :
 - Barras corrugadas: ASTM A-615 (Grado 60) f'y = 4200 Kg/cm2

4.- RECUBRIMIENTOS :
 - Concreto vaciado contra el terreno: 7.5 cm.
 - Concreto en contacto con el terreno (superficies encofradas):
 - Barras de 5/8" o menores: 4.0 cm.
 - Barras de 3/4" o mayores: 5.0 cm.
 - Losas macizas y/o aligeradas, vigas chatas, muros y escaleras: 2.0 cm.
 - Vigas chatas: 2.0 cm.
 - Columnas estructurales (C) y vigas peraltadas: 4.0 cm.
 - Vigas y columnas de amarre (CA): 2.5 cm.

RESUMEN DE CONDICIONES DE CIMENTACION

1	TIPO DE CIMENTACION	SUPERFICIAL POR MEDIO DE ZAPATAS CONECTADAS
2	ESTRATO DE APOYO DE CIMENTACION.	ARENA LIMOSA
3	PROFUNDIDAD MINIMA DE CIMENTACION	2.0m. POR DEBAJO DE LA SUPERFICIE NATURAL DEL TERRENO.
4	PRESION ADMISIBLE DE TERRENO	2.65Kg/cm2.
5	FACTOR DE SEGURIDAD POR CORTE	3
6	ASENTAMIENTO MAXIMO PERMISIBLE	2.50cm.
7	AGRESIVIDAD DEL SUELO	EXISTE LEVE AGRESIVIDAD DE SULFATOS Y CLORUROS.
8	CEMENTO DE CONCRETO EN CONTACTO CON EL SUBSUELO.	PORTLAND TIPO V