



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Análisis y diseño estructural de reservorio elevado tipo Intze de 300 m³, en Centro

Poblado San Antonio, Santiago, Ica, 2022

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
Ingeniero Civil

AUTOR:

Ramirez Huamani, Leonardo Faress (ORCID: 0000-0002-0612-3445)

ASESOR:

M(o). De La Cruz Vega, Sleyther Arturo (ORCID: 0000-0003-0254-301X)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño Sísmico y Estructural

CALLAO – PERÚ

2021

DEDICATORIA

A mi padre, mi hermano, mi hermana y en especial a mi Sra. Madre Olga Martha Huamani Pérez, gracias a ella, a su apoyo incondicional y a sus consejos pude lograr mis metas, del cual una de ellas y la más importante fue poder acabar con éxito mi carrera universitaria.

Ramirez Huamani, Leonardo Faress

AGRADECIMIENTO

Primeramente, quisiera agradecer a Dios llevarnos por el buen camino, cuidarnos y brindarnos las fuerzas necesarias para superar cualquier obstáculo y a las dificultades que se nos presentan en nuestras vidas, también es importante agradecer a todas aquellas personas que intervinieron por medio de consejos para poder soportar aquellos obstáculos en la vida y en la carrera universitaria.

Así como también quisiera darle mi sincero agradecimiento a la Universidad César Vallejo, por brindarme la oportunidad de obtener mi título profesional como ingeniero civil.

Por otro lado, quisiera agradecer a mi asesor del taller de elaboración de tesis, Ing. De La Cruz Vega, Sleyther Arturo por su experiencia y conocimientos, lo cual sirvió para formular mi investigación.

Por último y en especial, agradecer eternamente a mi señora madre y a mi padre, hermanos y abuelos por su apoyo absoluto, por sus ejemplos y consejos que me impulsaron a terminar mi carrera universitaria.

Ramirez Huamani, Leonardo Faress

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA	2
AGRADECIMIENTO	3
ÍNDICE DE CONTENIDOS	4
ÍNDICE DE TABLAS	6
ÍNDICE DE GRÁFICOS Y FIGURAS	7
RESUMEN	
ABSTRACT	10
I.- INTRODUCCIÓN	11
II.- MARCO TEÓRICO	14
III.- METODOLOGÍA	20
3.1. Tipo y diseño de investigación:	20
Tipo de investigación:	20
Diseño de investigación:	20
Enfoque de investigación:	21
3.2. Variables y Operacionalización:	21
Variable cuantitativa 1:	21
Variable cuantitativa 2:	21
Población, muestra, muestreo, unidad de análisis:	22
3.3. Técnicas e instrumentos de recolección de datos:	22
observación participante y/o no participantes	22
ficha de observación	22
3.4. Procedimientos:	23
3.5. Método de análisis de datos:	24
3.6. Aspectos éticos:	24
IV.- RESULTADOS	25
4.1. Análisis y diseño del reservorio	25

4.2. Predimensionamiento del reservorio elevado tipo intze	36
4.3. ANÁLISIS ESTÁTICO.	47
4.4. ANALISIS DINAMICO	55
4.5 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	64
4.5.1. combinaciones de cargas	64
4.5.2. Diseño de cada elemento estructural	65
4.5.2.1. Diseño de cúpula superior	65
4.5.3.2. Diseño de viga superior	67
4.5.3.3. Diseño de pared cilíndrica	69
4.5.3.4. Diseño de chimenea de acceso	74
4.5.3.5. Diseño de viga inferior	74
4.5.3.6. Diseño del fondo cónico	76
4.5.3.7. Diseño de cúpula inferior	80
4.5.3.8. Diseño de viga de fondo	81
4.5.3.9. Diseño de fuste o estructura de soporte	83
4.5.3.9. Diseño de cimentación	85
V.- DISCUSIÓN	89
VI.- CONCLUSIONES	92
VII.- RECOMENDACIONES	94
REFERENCIAS	95
1 Bibliografía	95
ANEXO 1: Declaratoria de autenticidad	97
97	
ANEXO 2: Declaratoria de autenticidad	98
98	
ANEXO 3: Matriz de operacionalización de variables	99

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Dimensiones geométricas del reservorio.	26
Tabla 2 Cálculo de la cúpula superior	28
Tabla 3 Cálculo de la viga superior.	28
Tabla 4 Cálculo de la cúpula superior.	30
Tabla 5 Cálculo de la viga inferior.....	30
Tabla 6 Cálculo del fondo cónico.....	32
Tabla 7 Cálculo de la viga de fondo de la cuba.....	32
Tabla 8 Cálculo de la cúpula inferior.....	34
Tabla 9 Cálculo del muro fuste.	35
Tabla 10 iteraciones para conseguir el volumen requerido:.....	43
Tabla 11 Dimensiones finales:.....	44
Tabla 12 datos para el diseño	44
Tabla 13 Predimensionamiento de espesores y dimensiones de los elementos.	45
Tabla 14 Pesos de los elementos del reservorio	46
Tabla 15 Pesos totales del reservorio.....	47
Tabla 16 Resumen de los cálculos	50
Tabla 17 Datos obtenido de los reglamentos.....	51
Tabla 18 Resumen de los cálculos de las fuerzas cortantes.....	52
Tabla 199 Distribución de las fuerzas estáticas en la altura.	52
Tabla 20 Desplazamientos permitidos según la norma E 0.30	53
Tabla 21 Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas R	57
Tabla 22 Desplazamientos del Análisis Estático y Análisis Dinámico	62
Tabla 23 Cortante basal del análisis estático y dinámico.....	62

ÍNDICE DE GRÁFICOS Y FIGURAS

Figura 1 Dimensiones geométricas del reservorio elevado tipo intze.	25
Figura 2 Plano de detalle de distribución de acero en la cúpula superior.....	27
Figura 3 Plano en planta de detalle de distribución de acero en la cúpula superior.	27
Figura 4 Plano de detalle de distribución de acero en la viga superior de la cuba.	28
Figura 5 Plano de detalle de distribución de acero en la pared cilíndrica.....	29
Figura 6 Plano de detalle de distribución de acero en la viga inferior de la cuba.	30
Figura 7 Plano de detalle de distribución de acero en fondo cónico.	31
Figura 8 Plano de detalle de distribución de acero de la viga de fondo.....	32
Figura 9 Plano de detalle de distribución de acero de la cúpula inferior.....	33
Figura 10 Plano de detalle de distribución de acero de la cúpula inferior capa superior.	33
Figura 11 Plano de detalle de distribución de acero de la cúpula inferior capa inferior.....	34
Figura 12 Plano de detalle de distribución de acero del muro fuste.	35
Figura 13 Equilibrio de fuerzas sobre la viga de fondo.....	37
Figura 14 Descomposición de componentes (Coral & Fernández, 2018).	38
Figura 15 Geometría del tanque elevado tipo intze (Coral & Fernández, 2018)	39
Figura 16 división de los elementos del reservorio	46
Figura 17 fig 9.3.4(a) coeficiente C_w para tanque circulares del ACI 350.3-06 (2006).....	49
Figura 18 fuerza cortante en la base del análisis estático	53
Figura 19 Distribución de cada fuerza estática.	54
Figura 20 Distribución de cada masa en el SAP2000.....	54
Figura 21 Distribución de las masas en el SAP2000, Rigidez de la masa convectiva (Quezada, 2014).....	55
Figura 22 Distribución de los rayos en la pared, Distribución de los rayos (Quezada, 2014)	55
Figura 23 Asignación de masa convectiva en el SAP2000.	56

Figura 24 Asignación de masa impulsiva en el SAP2000.....	56
Figura 25 Definiendo espectro de respuesta en el SAP2000.....	58
Figura 26 Cortante en la base del análisis dinámico.....	59
Figura 27 Presión debido al agua del tanque en las paredes.....	59
Figura 28 Asignación de patrones de nudo en el sap2000, para la pared.....	60
Figura 29 Presión debido al agua del tanque en la cúpula inferior.....	60
Figura 30 Asignación de patrones de nudo en el sap2000, para la pared.....	61
Figura 31 Desplazamiento máximo del reservorio del análisis estático.	63
Figura 32 Desplazamiento máximo del reservorio de análisis dinámico.	63
Figura 33 Acero requerido con combinaciones de cargas vivas y muertas .	66
Figura 34 Dimensiones para el ensanche de la cuba.....	67
Figura 35 Esfuerzo máximo F11 con la envolvente en tracción.....	68
Figura 36 Presión admisible que nos muestra el SAP2000	69
Figura 37 Cuantía del acero horizontal que nos muestra el SAP2000.....	71
Figura 38 Cuantía a 40 cm que nos muestra el SAP2000 sometido a tracción.	72
Figura 39 Cuantía que nos muestra el SAP2000 sometido a flexión	73
Figura 40 Esfuerzo originado en la viga inferior.	76
Figura 41 Esfuerzo en la viga inferior.....	77
Figura 42 Cuantía de acero vertical cara inferior	78
Figura 43 Cuantía de acero vertical cara superior	79
Figura 44 Esfuerzo en losa de fondo o cúpula inferior.	81
Figura 45 Esfuerzo en la viga de fondo sometido a tracción	82
Figura 46 Esfuerzo admisible en el fuste	84
Figura 47 Asignamos la resistencia del terreno según el EMS	87
Figura 48 Momento último en la cimentación.....	87
Figura 49 Momento de volteo en el eje Y	88
Figura 50 Geométrica de la cimentación según el cálculo realizado.....	88

RESUMEN

En la presente tesis titulada Análisis y diseño estructural de reservorio elevado tipo Intze de 300 m³, en Centro Poblado San Antonio, Santiago, Ica, 2022, se tiene como objetivo analizar y diseñar cada elemento estructural del reservorio elevado, la metodología es de tipo aplicada, así como también se tiene un diseño de investigación cuasi-experimental, así como también se tiene que la población es 01 reservorio elevado tipo Intze de 300 m³, de los resultados de la presente investigación se obtuvo las dimensiones de los elementos estructurales del el reservorio y la distribución de acero, para el análisis se nos apoyamos en el modelo propuesto por G.W.Housne donde se toma en consideración la interacción liquido estructura, también nos apoyamos en la norma extranjera ACI 350.3-06, la norma extranjera ACI 318, debido a que la norma peruana E 030 no tiene las suficientes pautas para obtener un adecuado análisis y diseño de una estructura contenedora de líquidos y para el modelamiento hacemos uso del programa computacional SAP2000 para así agilizar el tiempo, logrando así unos mejores resultados en el diseño de cada elemento estructural.

Para esta la presente tesis se tiene como conclusión obtener un correcto análisis y diseño del reservorio elevado tipo Intze de 300 m³ para el centro poblado San Antonio.

Palabras clave: Reservorio, Elementos estructurales, análisis y diseño

ABSTRACT

In this thesis entitled Analysis and structural design of an elevated reservoir type Intze of 300 m³, in San Antonio Town Center, Santiago, Ica, 2022, the objective is to analyze and design each structural element of the elevated reservoir, the methodology is of an applied type, as well as It has a quasi-experimental research design, as well as the population is 01 elevated reservoir type Intze of 300 m³, from the results of the present investigation the dimensions of the structural elements of the reservoir and the distribution of steel were obtained. , for the analysis we rely on the model proposed by GWHousne where the liquid-structure interaction is taken into consideration, we also rely on the foreign standard ACI 350.3-06, the foreign standard ACI 318-14, because the Peruvian standard E 030 does not have enough guidelines to obtain an adequate analysis and design of a liquid-containing structure and for modeling we use the program co in order to speed up time, thus achieving better results in the design of each structural element.

For this present thesis, the conclusion is to obtain a correct analysis and design of the elevated reservoir type Intze of 300 m³ for the town center of San Antonio.

Keywords: Reservoir, Structural elements, analysis and design.

I.- INTRODUCCIÓN

A nivel Mundial, los tanques elevados apoyados en muros fustes o por multicolumnas principalmente estos presentan un tipo de falla por torsión del contenedor y por consecuencia la formación de articulaciones plásticas en los elementos que forman la plataforma.

Sin embargo, durante un evento sísmico las estructuras de almacenamiento de agua elevados que más fallas estructurales han presentado, son los que se encuentran apoyados mediante columnas, las cuales estas funcionan como elementos resistentes.

Las fallas principales en estos tipos de contenedores de líquidos se deben más a que tienden a tener un comportamiento de un péndulo invertido ya que se presenta un excesivo momento de volteo en la base del elemento resistente y la consecuente formación de articulación plástica; por lo que no se deben despreciar los efectos de cabeceo del contenedor en este tipo de estructuras, tenemos como ejemplo el colapso del reservorio elevado de 265 m³ que se encuentra ubicado en Chobari después del sismo de Bhuj del año 2011.

En el Perú, se sabe que los sismos son frecuentes y a lo largo de la historia han causado daños irreparables, tales como las más recientes eventualidades que ocurrió en la región Sur (Arequipa y Moquegua) a mediados del año 2001 y en el 2007 el sismo en Pisco, Ica, actualmente el Perú no se cuenta con un manual de análisis sísmico para este tipo de estructuras especiales de contenedores de líquidos, como son los reservorios elevados tipo intze.

En la norma técnica peruana E.030 de diseño sismoresistente, hace mención, por ejemplo, en la categoría de las edificaciones y el factor de uso U en la tabla N°5, indica que los reservorios son de categoría A (edificaciones especiales), esta estructura pertenece al grupo de edificaciones esenciales de lo cual se tiene un factor de uso igual a 1.5. La norma técnica peruana tiene en consideración estas estructuras especiales, sin embargo, también se observa que, no se aplica el coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas R_0 para estructuras tipo péndulo invertido, por lo tanto, se tiene poco alcance en la normativa nacional para aplicar un correcto análisis y diseño sísmico de reservorios elevados, en lo cual lo

que no brinda la seguridad adecuada para un buen análisis y diseño de todos los proyectos de contenedores de líquidos.

Actualmente la ciudad de Ica, debido al incremento de la población y de los proyectos de saneamiento, cada vez más se tiene zonas con terreno llano y de lo cual hace que se necesite la construcción de tanques elevados contenedores de líquidos, cuyo propósito es obtener la dotación del servicio básico de agua potable a las nuevas poblaciones, también se sabe que en la ciudad de Ica está en una zona de altas eventualidades sísmicas, por tanto, los diseños de este modelo de estructuras especiales deben garantizar un adecuado comportamiento ante los movimientos sísmicos.

Ante esta circunstancia dada se formula la siguiente pregunta ¿Cuál es el análisis y diseño estructural del reservorio elevado tipo Intze de 300 m³ en Centro Poblado San Antonio, Santiago, Ica?, ¿Cuál es el predimensionamiento de los elementos estructurales del reservorio elevado tipo Intze de 300 m³ en Centro Poblado San Antonio, Santiago, Ica?, ¿Cuál es el análisis sísmico estático y dinámico del reservorio elevado tipo Intze de 300 m³ en Centro Poblado San Antonio, Santiago, Ica?, ¿Cuál es el diseño de los elementos estructurales del reservorio elevado tipo Intze de 300 m³ en Centro Poblado San Antonio Santiago, Ica?.

La justificación teórica busca la ampliación de los saberes y pretende ser un manual e implementar un software para facilitar el análisis y diseño de un tanque elevado tipo Intze, ya que en la normativa peruana no contempla los factores necesarios para realizar el análisis estructural, entonces a causa de esto aplicamos la norma extranjera ACI 350.3-06 y el Reglamento Nacional de Edificaciones E. 030.

La justificación social tiene mucha importancia en la población que vive en el lugar, debido a los incrementos de las poblaciones y por ende al crecimiento de los proyectos de saneamiento, dejando zonas con terrenos llanos y se requieran la construcción de tanques elevados tipo Intze de concreto armado.

La justificación práctica porque es una necesidad para los profesionales comprometidos en el área del cálculo estructural de estos tipos de estructuras especiales contenedores de líquidos.

Se tiene como objetivo principal en esta tesis de investigación es determinar el análisis y diseño estructural de un reservorio elevado tipo Intze de 300 m³ en Centro Poblado San Antonio, Santiago, Ica y sus objetivos específicos son: realizar el predimensionamiento de los elementos estructurales del reservorio elevado tipo Intze de 300 m³ en Centro Poblado San Antonio, Santiago, Ica, efectuar el análisis sísmico estático y dinámico haciendo el uso de la herramienta computacional SAP2000, teniendo en consideración en el ejemplar del Ing. G.W Housner del reservorio elevado tipo Intze de 300 m³ en Centro Poblado San Antonio, Santiago, Ica y realizar el diseño de los elementos estructurales del reservorio elevado tipo Intze de 300 m³ en Centro Poblado San Antonio, Santiago, Ica.

A partir de la información se puede formular la hipótesis general como: el análisis y diseño estructural de un reservorio elevado tipo Intze de 300 m³ en Centro Poblado San Antonio, Santiago, Ica, y las hipótesis específicas son las siguientes: El predimensionamiento de los elementos estructurales del reservorio elevado tipo Intze de 300 m³ en Centro Poblado San Antonio, Santiago, Ica, el análisis sísmico estático y dinámico haciendo el uso de la herramienta computacional SAP2000, teniendo en consideración en el ejemplar del Ing. G.W Housner del reservorio elevado tipo Intze de 300 m³ en Centro Poblado San Antonio, Santiago, Ica y el diseño de los elementos estructurales del reservorio elevado tipo Intze de 300 m³ en Centro Poblado San Antonio, Santiago, Ica.

II.- MARCO TEORICO

Hernández (2018), en su investigación realizada: *Respuesta sísmica de tanques elevados tipo péndulo invertido*, del cual se tuvo como objetivo principal efectuar el análisis dinámico del reservorio elevado, con una conducta de un péndulo invertido, proponiendo una ecuación general fundamentada en cuatro ejemplares de masa-resorte simplificados del cual simboliza la conducta del líquido almacenado en la estructura. Por eso, realizó una prueba que se basó en un reservorio elevado con muros de concreto armado de dimensiones: un largo de 4.30 m, un ancho de 4.00 m, cuyos muros tenían un espesor de 0.15m, tenía una geometría característica que aplicaban en los municipios de la ciudad de México. El resultado desarrollado ayudo a determinar que el modelo de arquitectura aplicada interviene en la respuesta sísmica de estas estructuras debido a que incita a tener momentos de volteo superiores a los que produce las arquitecturas que son conocidas como tradicionales que normalmente son sugeridas en las normas de diseño del país.

Matiz (2011), en su investigación de tesis para su título profesional como ingeniero civil: *Método simplificado para el análisis y diseño de tanques rectangulares en concreto reforzado a partir de la formulación de elementos finitos*, tuvo como objetivo realizar un procedimiento simplificado con el fin de realizar un correcto análisis y diseño de tanques modelo cajón, en concreto reforzado haciéndolo a través del modo de los elementos finitos, concorde a la normatividad vigente en Colombia. La metodología empleada es de tipo aplicada no experimental. En conclusión, uno de los puntos más importantes que considero en su diseño de este tipo de estructuras que contenedores de líquidos fue la altura libre que se encuentra por el encima del nivel del líquido puesto en reposo que debe contener dicha el reservorio, en el momento que se acontece una eventualidad sísmica, se produce alturas convectivas del líquido, que interpreta el movimiento del líquido ante el movimiento, y eso implica a un aumento de nivel del líquido. Por lo cual si este borde libre resulta ser menor que la altura en que puede alcanzar el líquido ante el movimiento, el líquido golpeará la cúpula de provocando esfuerzos, que podrían guiar a la falla de la estructura.

Moreno (2015) en su investigación de tesis para su título profesional como ingeniero civil: *Análisis sísmico de depósitos elevados y estudio sobre la interacción*

suelo-estructura, planteo desarrollar el análisis sísmico en estructuras de contenedores de líquido elevados teniendo en cuenta las diferentes excitaciones dinámicas y las consecuencias de la interacción suelo-estructura para los diferentes tipos de suelo. Debido a esta razón, la metodología realizada en su investigación tuvo como principio el uso de dos tipos de estructuras planteadas por Haroun y Housner para simbolizar contenedores de líquidos elevados, también, la alteración sísmica fue por ondas con valor unitari, llevando a cabo su interacción con el suelo. En conclusión, se obtiene una mejor conducta estructural con el ejemplar planteado por el Ing. Housner, puesto que, se logró mejores resultados que se acercaban más a la realidad, así como también se comprobó que la masa convectiva muestra desplazamientos superiores que la masa impulsiva.

Salinas (1996) en su investigación de tesis para su título profesional como ingeniero civil: *Análisis y diseño resistente de un reservorio elevado con estructura cilíndrica de soporte*, tiene como objetivo principal distinguir dos elementos esenciales, en donde la altura del fuste se establece de acuerdo a la presión de servicio y el contenedor de líquido va vinculado con el volumen de agua que se requiere por la cantidad de la población. Desarrolla el análisis y diseño estructural a través del Reglamento Nacional de Edificaciones en paralelo con la normativa internacional ACI, a través de la metodología simplifica los cálculos que determinan las dimensiones de los elementos de la estructura, predimensionamiento de los elementos, metrado de cargas. Llega a la conclusión que el método estático muestra resultados más acertados y el modelar una estructura con diez diferentes tipos de masas concentradas en el cual consigue una cortante en la base superior. Establece el uso de la geometría tipo Intze, especifica que casi todos los elementos están expuestos a compresión.

Quezada y Salinas (2014) en su investigación de tesis para su título profesional como ingeniero civil: *Diseño y análisis de un reservorio tipo fuste de 300m³ en la ciudad de Trujillo*, aprecia el uso del software computacional SAP2000 para realizar su análisis y diseño de la estructura, mostrando los resultados del comportamiento sísmico a través del análisis estático y dinámico en el cual se utiliza el ejemplar del Ing. Housner utilizando el criterio de la masa impulsiva y convectiva, teniendo en cuenta los parámetros principales de la norma extranjera ACI350. Desarrolla el diseño de la estructura utilizando el criterio de los elementos finitos, para poder

conseguir los esfuerzos máximos actuantes en cada uno de los elementos de dicha estructura.

Lazo (2015) en su investigación de tesis para su título profesional como ingeniero civil: *diseño y análisis sísmico de reservorio circular de 250 m³ para el abastecimiento de agua potable en el distrito de Paucara, provincia de Acobamba, región de Huancavelica*, tiene como objetivo mostrar el análisis sísmico y el diseño de tanques elevados, partiendo desde los conceptos teóricos, señalados por distintos autores, utilizando los códigos y reglamentos, en su caso el análisis lo realizó mediante el uso de hojas de cálculo utilizando la herramienta computacional Excel y el modelamiento sísmico de la estructura lo realizó en el programa computacional SAP2000 V17.1.1. Después realizó la integración del espectro para el análisis dinámico, en la metodología de investigación de análisis, se tuvo el desarrollo del conocimiento de la identificación de cada elemento que describe una realidad, por lo cual de esa forma fija la relación causa-efecto entre los elementos, llegando a la conclusión, el especifica el dimensionamiento del reservorio elevado, las fuerzas cortantes estática determinada por el método estático, las fuerzas cortantes determinada por el método dinámico de combinación espectral y también realiza el diseño y distribución del acero.

Los tanques elevados son estructuras de contenedores de líquido y regulación de líquidos; que componen parte principal en una red de abastecimiento del cual está incluida complementariamente por otros tipos de sistemas conocidos, tales como las redes de distribución e impulsión (**Chacaltana, Franco, & Reyes, 2011**).

El reservorio tipo Intze, tiene la forma geométrica en honor al ingeniero alemán Otto Intze, en donde desarrolla una condición geométrica de cada elemento estructural tratando a que todos cada uno de estos estén expuesto a compresión, esto nos permite optimizar las capacidades de almacenamiento de un tanque y las dimensiones de cada elemento de dicha estructura.

Se tiene que para el análisis estructural estático y dinámico, se muestra los elementos que forman parte de la estructura, también se muestra la idealización de dicha estructura con el método planteado por el Ing. G.W. Housner. Para desarrollar un correcto análisis en el cual se considera lo planteado en la norma extranjera ACI-350 y la norma técnica Peruana E.030.

Estos elementos estructurales que forman parte de la estructura del tanque elevado de concreto armado tipo intze son:

La linterna de iluminación, este elemento estructural es una viga circular como anillo en el cual forma como una abertura en la parte central de la cúpula del tanque elevado, que se usa para iluminar de forma natural al interior del contenedor de líquido o conocido como cuba, protegiendo el ingreso de cualquier elemento o materiales extraños, estos mayormente son cubiertos o tapados con planchas de acero. En su diseño se tiene en consideración las cargas a compresión y se comprueba la carga de colapso, la resistencia del concreto que se podría usar es de un $f'c=210 \text{ Kg/cm}^2$ debido a que esta estructura que no está expuesto a un contacto con el líquido y tampoco resiste cargas grandes, más que naturalmente su propia masa.

La cúpula esférica superior, también conocido como casquete, este elemento estructural del reservorio se encuentra normalmente ubicada en la parte superior del tanque elevado, también se le conoce como el techo de la cuba o tanque, tiene una forma de un casco esférico. En este elemento estructural que forma parte del reservorio se analiza más que los esfuerzos que producen su propia masa, al estar en la parte más alta de la estructura no está expuesta a ningún contacto con el líquido ni soportan cargas mayores, de la misma forma que en el caso de la linterna de iluminación la resistencia del concreto que se podría utilizar es de un $f'c=210 \text{ Kg/cm}^2$.

La viga de anillo superior, para este tipo de estructuras especiales como el reservorio es necesario incluir una viga de anillo circular que se encuentra ubicada en la parte superior del muro de la cuba, debido a que las cargas o esfuerzo no que produce la cúpula esférica no son verticales, por lo cual el diseño de este elemento estructural debe soportar las cargas horizontales. También se comprobarán los esfuerzos a tracción al que está expuesto el concreto del elemento estructural. Se recomienda que este tipo de elemento tenga un concreto con la resistencia a la compresión de igual o mayor a $f'c=280 \text{ Kg/cm}^2$, ya que este elemento estructural estará expuesto en contacto con el líquido y que es recomendable y necesaria hacer una impermeabilidad en dicha estructura. También se recomienda utilizar cementos adicionados del cual podrían justificados, sin embargo, a su vez se tiene

en consideración el requerimiento de la durabilidad que tienen los concretos que son de alta resistencia, y que son indispensables en este modelo de estructuras especiales.

La pared cilíndrica o muro de cuba, es la pared de la cuba el cual soporta las presiones del líquido almacenado en este elemento, su diseño será realizado por flexión y a la igual manera que todos los elementos que se encuentran expuestos al contacto con el líquido se aplicará una resistencia del concreto a la compresión mínima o mayor de $f'c=280 \text{ Kg/cm}^2$.

La viga inferior de anillo circular, este elemento estructural se encuentra ubicado entre el fondo cónico y la pared cilíndrica. En el diseño se tomará en cuenta todas las cargas que están actuando sobre dicha viga, tales como el peso de la cúpula, la viga de anillo superior y el muro de la cuba. De igual forma que todos los elementos que están expuesto al contacto con el líquido se aplicará una resistencia del concreto como mínimo de $f'c=280 \text{ Kg/cm}^2$.

El fondo cónico, es la estructura que se encuentra en voladizo que forma parte de la cuba cuya superficie es plana y con una inclinación considerable de 45° . Su diseño se realiza a través de los esfuerzos de tracción, haciendo una verificación por flexión. De igual forma, los elementos que están expuesto al contacto con el líquido se aplicará una resistencia mínima del concreto de $f'c=280 \text{ Kg/cm}^2$.

La losa de fondo de cuba o cúpula inferior, este elemento estructural es el fondo del contenedor, en el cual se producen las mismas presiones horizontales que actúan en la losa de fondo cónico hacia la viga de fondo. Su diseño se realizará a través de los esfuerzos a tracción, haciendo una verificación por pandeo y por flexión en el apoyo del elemento. De igual forma que los elementos que están expuesto al contacto con el líquido se aplicará una resistencia de compresión como mínimo de $f'c=280 \text{ Kg/cm}^2$.

La chimenea de acceso, es el un muro circular que se encuentra en la parte interna del tanque o cuba con un diámetro razonable para la bajada y subida de las tuberías y la circulación de las personas para realizar el mantenimiento de la cuba o tratamiento del líquido, el diámetro exterior de la chimenea se considera aproximadamente 1.90m. Este tipo de elemento estructural se diseña por flexión,

comprobando por la altura y también por pandeo debido a las cargas de presión que ejerce el líquido contenido. De igual forma que todos los elementos que están expuestos al contacto con el líquido se aplicará una resistencia del concreto como mínimo de $f'c=280 \text{ Kg/cm}^2$.

La viga circular de fondo de la chimenea, es una viga que une el muro de la chimenea con la cúpula inferior o losa de fondo de caba y en su diseño se determina la carga de colapso. De igual forma que los demás elementos que están expuestos al contacto con el líquido se aplicará una resistencia del concreto como mínimo de $f'c=280 \text{ Kg/cm}^2$.

La viga de fondo o anillo circular de fondo de caba, es una viga que une el fondo cónico y la cúpula inferior o losa de fondo de caba, se tiene que estos tres elementos estructurales tienen que tener la característica de eliminar los esfuerzos en la dirección horizontal. Se observa que el elemento se encuentra sometida a compresión por el fondo cónico y la cúpula inferior o losa de fondo de caba, entonces debido a que las cargas o esfuerzos que son transmitidos hacia la viga notoriamente no serán verticales, se tiene que este elemento es quien absorbe las componentes horizontales de compresión o tracción. De igual forma que como a todos los elementos que están expuestos al contacto con el líquido se aplicará una resistencia del concreto como mínimo de $f'c=280 \text{ Kg/cm}^2$.

El fuste cilíndrico o muro fuste, es el principal elemento que actúa de soporte de la caba del reservorio, en su diseño de este elemento estructural se le emplea las cargas vivas y las cargas muertas de cada uno de los elementos que se hicieron mención, el diseño se realiza por cargas de compresión y tracción. Se sabe que el muro fuste no se encuentra en contacto con el líquido, se recomienda utilizar una resistencia de compresión del concreto como mínimo de $f'c=210 \text{ Kg/cm}^2$.

III.- METODOLOGÍA

3.1. Tipo y diseño de investigación:

Tipo de investigación:

Se tiene una investigación aplicada debido a que además de lo citado, se toma en consideración los resultados del estudio, de manera estricta, fundada y metódica, donde se conoce la realidad.

Diseño de investigación:

Los diseños experimentales involucran a que las hipótesis sean verificadas a través del manejo “deliberada” del investigador de las variables, resuelva la relación causa-efecto de un supuesto fenómeno físico o social, donde tome medida del efecto de la variable independiente y que se desarrolle un control interno de la posición experimental.

Por cual, en esta presente investigación se tiene un diseño de investigación experimental, debido a que el manejo de la variable independiente se desarrolla en la forma de presencia – ausencia y de modalidad, porque la variable independiente es empleada y no se aplicada a la variable dependiente, también se usan distintas maneras de manifestación de la variable independiente, se resuelve el nivel de influencia y se consolida que las variaciones que sufra la variable dependiente, sean solamente producto de la variable independiente.

El tipo de diseño que se propone en la presente investigación es de cuasi-experimental. Se tiene que este tipo de experimento toma en cuenta las mismas consideraciones de los experimentos puros, se diferencian entre ellas porque los grupos de estudio no se escogen al azar porque antes de la investigación estas ya estaban formados de esa manera.

a. Diseño de series cronológicas

GE: O₁ O₂ O₃ O₄ O₅ O₆

GE: grupo experimental

X: variable independiente

O₁ O₂ O₃: pretest

O₄ O₅ O₆: pretest

Enfoque de investigación:

Metodología de investigación según Monje (2011), en la presente tesis será de enfoque cuantitativo, debido a que nos vamos a enfocar en recolectar datos que serán obtenidos al momento de diseñar el reservorio elevado tipo Intze, con el fin de probar hipótesis haciendo uso de medición numéricas y estadísticas.

3.2. Variables y Operacionalización:

Variable cuantitativa 1:

Análisis y diseño de reservorios elevados tipo Intze: se analizan las fundamentales características estructurales, como el período de vibración, el desplazamiento lateral, los esfuerzos internos, mediante los modelos de análisis sísmico estático y dinámico, esto de acuerdo a las indicaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones y a la norma extranjera ACI 350.3-06.

Variable cuantitativa 2:

Uso de software: Con la expresión software se representa a los programas educativos y didácticos creados para computadoras para ser utilizados en los procesos de enseñanza y de aprendizaje, en este caso para facilitar los cálculos de análisis estático y dinámico.

Población, muestra, muestreo, unidad de análisis:

Población:

La población será 01 reservorio elevado tipo Intze de 300 m³ del Centro Poblado San Antonio, Santiago, Ica.

Muestra:

La muestra será igual a la población será 01 reservorio elevado tipo Intze de 300 m³ del Centro Poblado San Antonio Santiago, Ica.

Muestreo:

El muestreo aplicado es por conveniencia, debido a que el investigador decide a quien o cuánto será la muestra.

Unidad de análisis:

Para la presente tesis la unidad de análisis será un reservorio elevado tipo Intze.

3.3. Técnicas e instrumentos de recolección de datos:

La técnica que se utiliza para esta investigación es la técnica de observación participante y/o no participantes porque se utilizara una ficha de observación para poder clasificar datos y luego ejecutar el posterior análisis.

TECNICA	INSTRUMENTO
observación participante y/o no participantes	ficha de observación

Ficha de observación

Son instrumentos en donde se registra la descripción detallada de lugares, personas, etc., que hacen parte de una investigación.

3.4. Procedimientos:

Primero. Haré el predimensionamiento del reservorio, anticiadamente se necesitarán los datos de la cantidad de habitantes según la tasa de crecimiento poblacional de acuerdo a la zona del proyecto, y los parámetros establecidos en la norma de saneamiento OS.030, OS 100 necesarios para determinar el volumen requerido del reservorio.

Segundo. Haré el uso del software SAP2000 para facilitar los cálculos, que tiene como finalidad obtener los pesos de la estructura haciendo un desmembrado del reservorio para posteriormente realizar el análisis estático y dinámico.

Tercero. Haré el modelo de interacción fluido – estructura donde se otorga modelos dinámicos con el uso de masas y resortes, todo ello apoyándonos del ejemplar de Housner donde toma en cuenta la masa impulsiva y convectiva.

Cuarto. Haré análisis sísmico dinámico y análisis sísmico estático donde se elegirán los factores, dado los efectos del factor de zona Z, el uso de la estructura o importancia U, el tipo de suelo S y su vez los periodos impulsivos y convectivos, también se usará el coeficiente de amplificación sísmica C, estos factores son iguales para todo el sistema de análisis, pero, como en la norma técnica peruana no contempla el factor de modificación de respuesta R, se tendrá que usar el factor R que nos proporciona el la norma extranjera ACI 350.3-06.

Quinto. Haré el diseño estructural del reservorio haciendo uso de la norma extranjera ACI 350.3-06 y haciendo uso de la herramienta computacional SAP2000, este diseño consiste en diseñar las dimensiones y características de cada elemento que conforma la estructura para que puedan soportar adecuadamente los esfuerzos para las que son diseñados, aplicando con un factor de seguridad razonable.

Sexto. Haré el análisis de los resultados, comparación de desplazamiento, comparación de los resultados con otras investigaciones y conclusiones.

3.5. Método de análisis de datos:

Para el análisis de datos que se realizará mediante análisis: recolección de datos primarios y secundarios.

Las técnicas de recolección de datos son las diferentes maneras de obtener cierta información. Del cual las técnicas para esta investigación se definen en base a las acciones, que son necesarias desarrollar para la intervención de los indicadores de las variables implicadas en el estudio **(Arias, 1999)**.

3.6. Aspectos éticos:

Esta presente investigación está cumpliendo con los requisitos éticos en la investigación; en el cual no se ha arriesgado ninguna vida, ni salud, sin previo antes de un consentimiento ya que no se ha trabajado con ningún ser vivo; también se confiesa que la información que se está proponiendo en la presente investigación es totalmente original y se respetó la política anti plagio, se ha basado en los principios de honestidad, responsabilidad, cortesía profesional e imparcialidad en las relaciones laborales, así como también aclarar que se respetaron los derechos de autor de los demás investigadores que influyeron en parte de la investigación y los lineamientos del código de ética de la Universidad Cesar Vallejo.

IV.- RESULTADOS

4.1. Análisis y diseño del reservorio

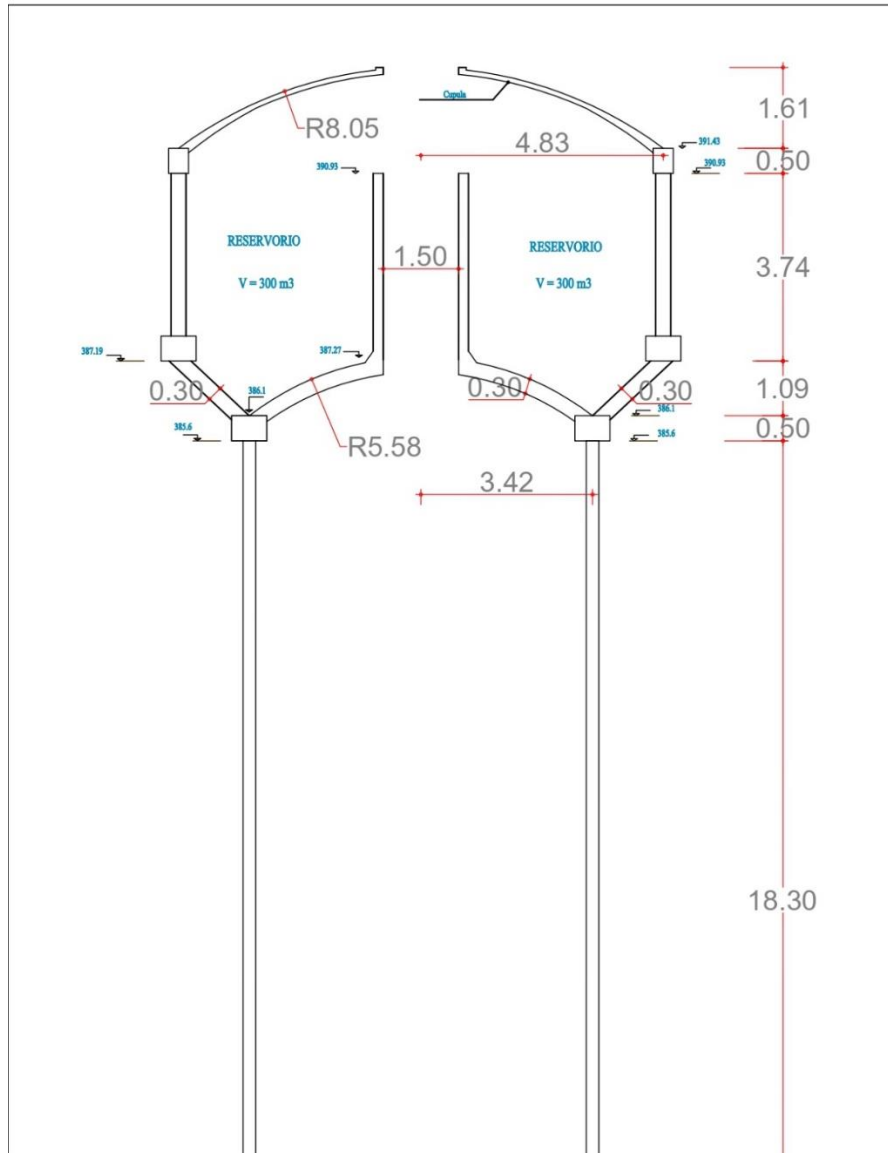


Figura 1 Dimensiones geométricas del reservorio elevado tipo intze.

Luego de haber realizado el análisis y diseño del reservorio hemos obtenido las dimensiones de los elementos estructurales y cálculos de aceros.

Tabla 1 Dimensiones geométricas del reservorio.

Descripción		predimensionamiento
Volumen del reservorio	V	300 m ³
Radio interior de la cuba cilíndrica	a	4.83 m
Radio medio del fuste cilíndrico	b	3.42 m
Radio exterior de la chimenea	c	1.9 m
Flecha interior de la cúpula superior	f	1.61 m
Flecha exterior de la cúpula inferior	f'	1.09 m
Altura mojada de la cuba cilíndrica	h1	3.74 m
Altura del tanque	h2	4.83 m
Radio de la cúpula superior	r	8.05 m
Radio de la cúpula inferior	r'	5.58 m
e1: espesor cúpula superior:	e=	10 cm
e2: viga anillo superior:	b=	40 cm
	h=	50 cm
e3: Pared cilíndrica:	=	30 cm
e4: Chimenea de acceso:	=	20 cm
e5: Viga de anillo inferior:	b=	70 cm
	h=	50 cm
e6: Fondo cónico:	=	30 cm
e7: Fondo cúpula esférica:	=	30 cm
e8: Viga de fondo:	b=	70 cm
	h=	50 cm
e9: Fuste:	ef=	25 cm

Fuente: Elaboración propia.

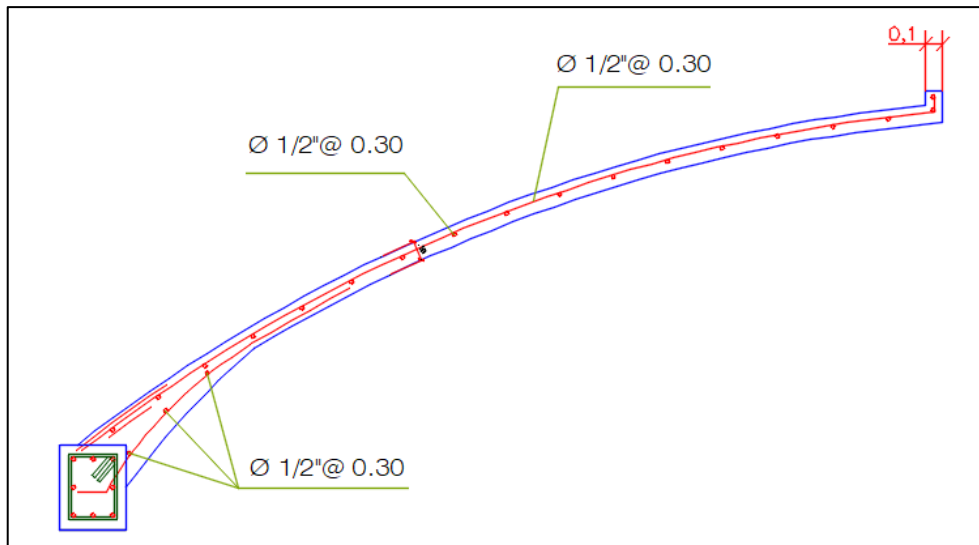


Figura 2 Plano de detalle de distribución de acero en la cúpula superior

Luego de haber realizado el análisis y diseño obtenemos que para la cúpula se usara $\varnothing \frac{1}{2}'' @ 0.25 \text{ m}$.

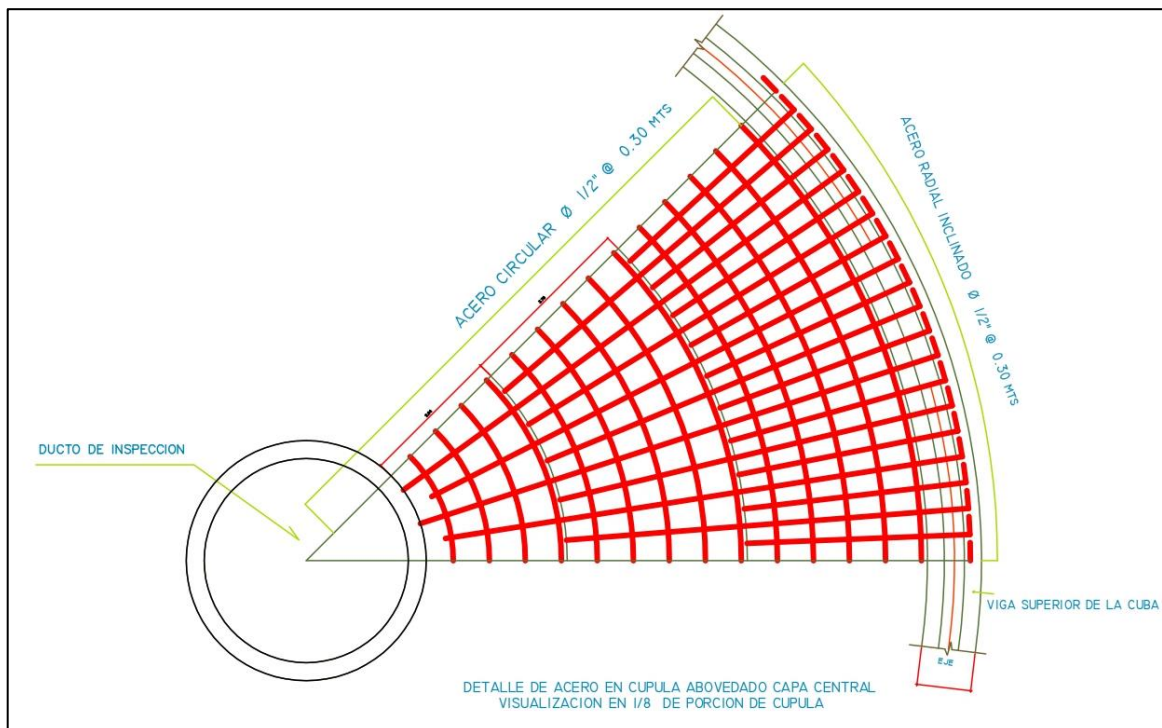


Figura 3 Plano en planta de detalle de distribución de acero en la cúpula superior.

Luego de haber realizado el análisis y diseño obtenemos para la cúpula una distribución de acero $\varnothing \frac{1}{2}'' @ 0.30 \text{ m}$.

Tabla 2 Cálculo de la cúpula superior

Descripción		dimensiones
Radio de la cúpula superior	r	8.05 m
Flecha interior de la cúpula superior	f	1.61 m
Espesor mínimo de la cúpula superior	Tcs min	7.50 cm
Espesor de la cúpula	Tcs	0.10 m
Longitud de ensanche mínima	Lmin	1.20 m
Longitud de ensanche asumida	L	1.60 m
Ensanche mínimo	Emin	11.25 m
Ensanche	E	0.20 m

Fuente: Elaboración propia.

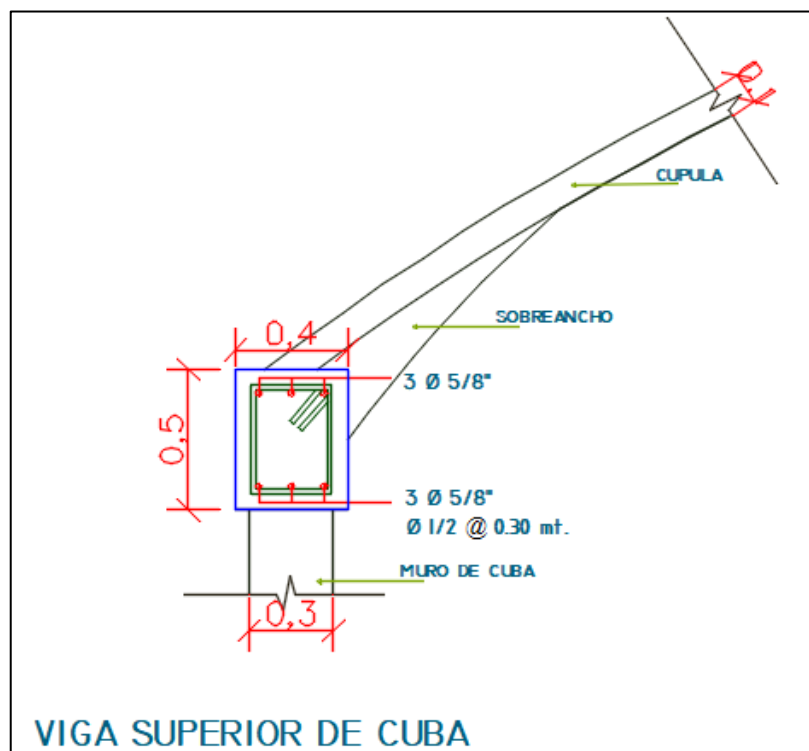


Figura 4 Plano de detalle de distribución de acero en la viga superior de la caba.

Tabla 3 Cálculo de la viga superior.

Descripción		dimensiones
Flecha interior de la cúpula superior	f	1.61 m
Base de la viga	bs	40.00 m
Altura de la viga	hs	50.00 m

Fuente: Elaboración propia.

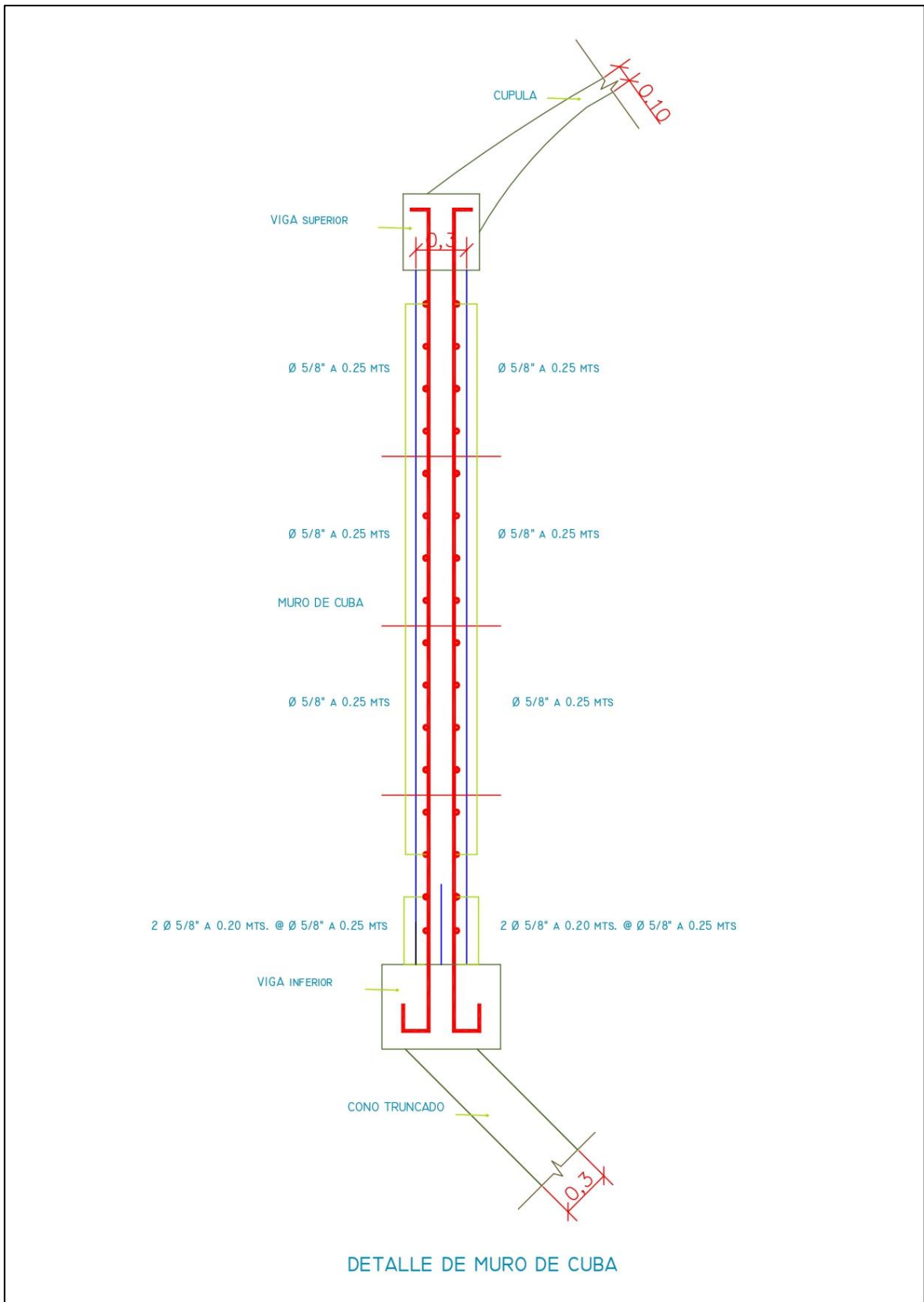


Figura 5 Plano de detalle de distribución de acero en la pared cilíndrica.

Tabla 4 Cálculo de la cúpula superior.

Descripción		predimensionamiento
Radio interior de la cuba cilíndrica	a	4.83 m
Altura de la cuba cilíndrica	h1	3.74 m
Espesor de la pared de la cuba	tc	0.30 m

Fuente: Elaboración propia.

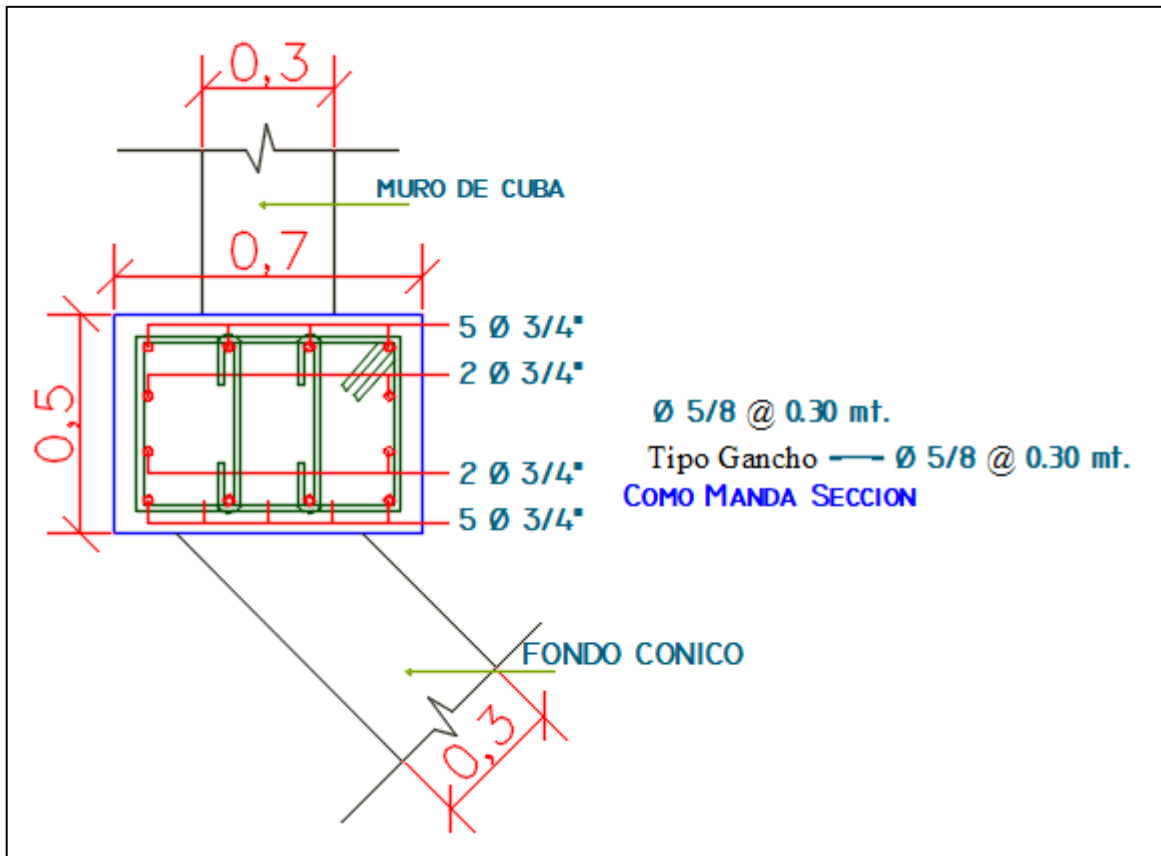


Figura 6 Plano de detalle de distribución de acero en la viga inferior de la cuba.

Tabla 5 Cálculo de la viga inferior.

Descripción		dimensiones
Base de la viga asumida	bs	70.00 cm
Altura de la viga asumida	hs	50.00 cm

Fuente: Elaboración propia.

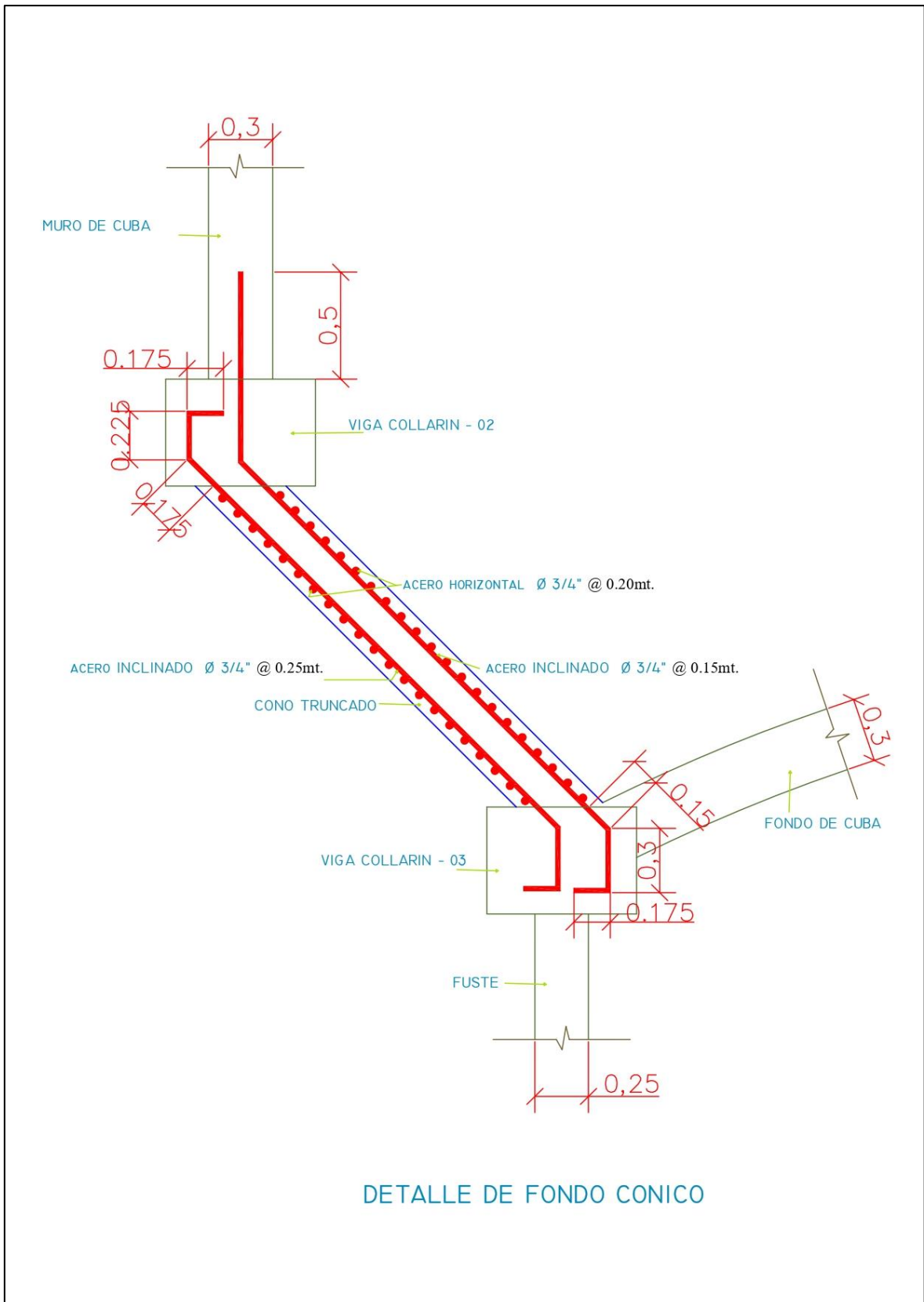


Figura 7 Plano de detalle de distribución de acero en fondo cónico.

Tabla 6 Cálculo del fondo cónico.

Descripción	h o f'	dimensiones
Altura del tronco cónico	h o f'	1.09 m
Radio de la cuba cilíndrica	a	4.83 m
Radio del fuste cilíndrico	b	3.42 m
Espesor del fondo cónico	e	0.30 m

Fuente: Elaboración propia.

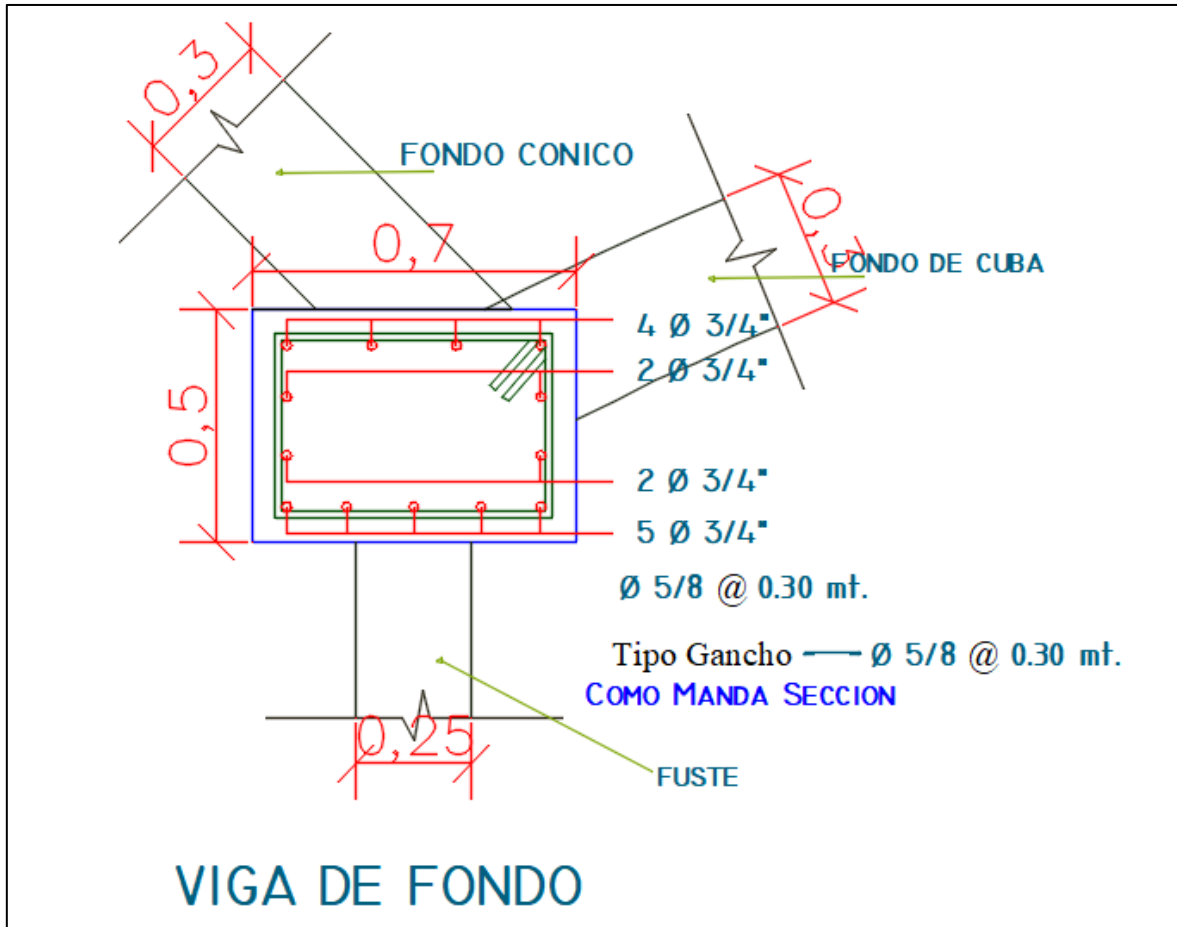


Figura 8 Plano de detalle de distribución de acero de la viga de fondo.

Tabla 7 Cálculo de la viga de fondo de la cuba.

Descripción	h o f'	dimensiones
Altura del tronco cónico	h o f'	1.09 m
Radio de la cuba cilíndrica	a	4.83 m
Radio del fuste cilíndrico	b	3.42 m
Espesor del fondo cónico	e	0.30 m

Fuente: Elaboración propia.

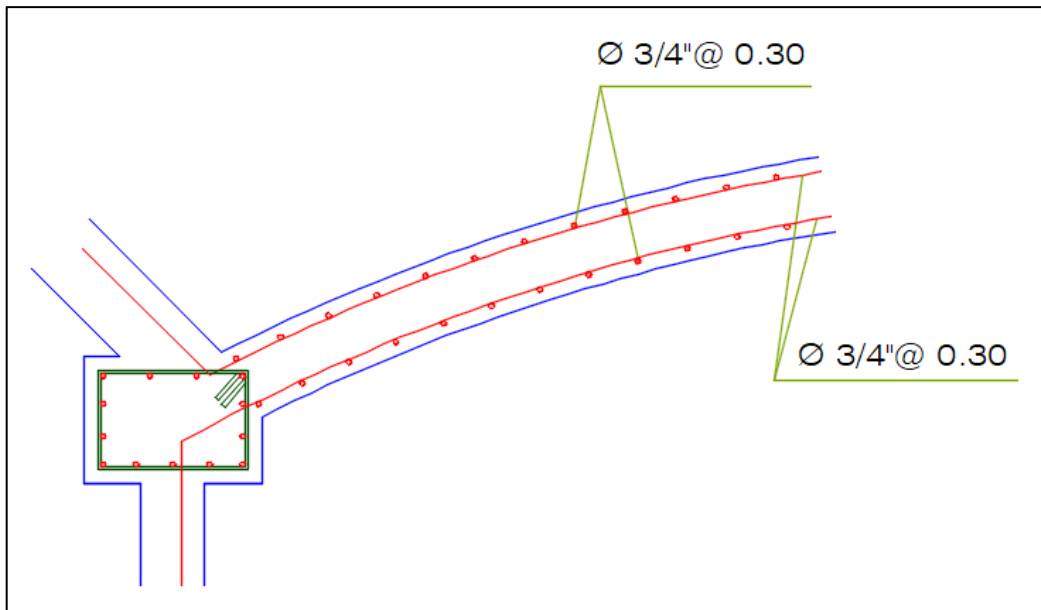


Figura 9 Plano de detalle de distribución de acero de la cúpula inferior.

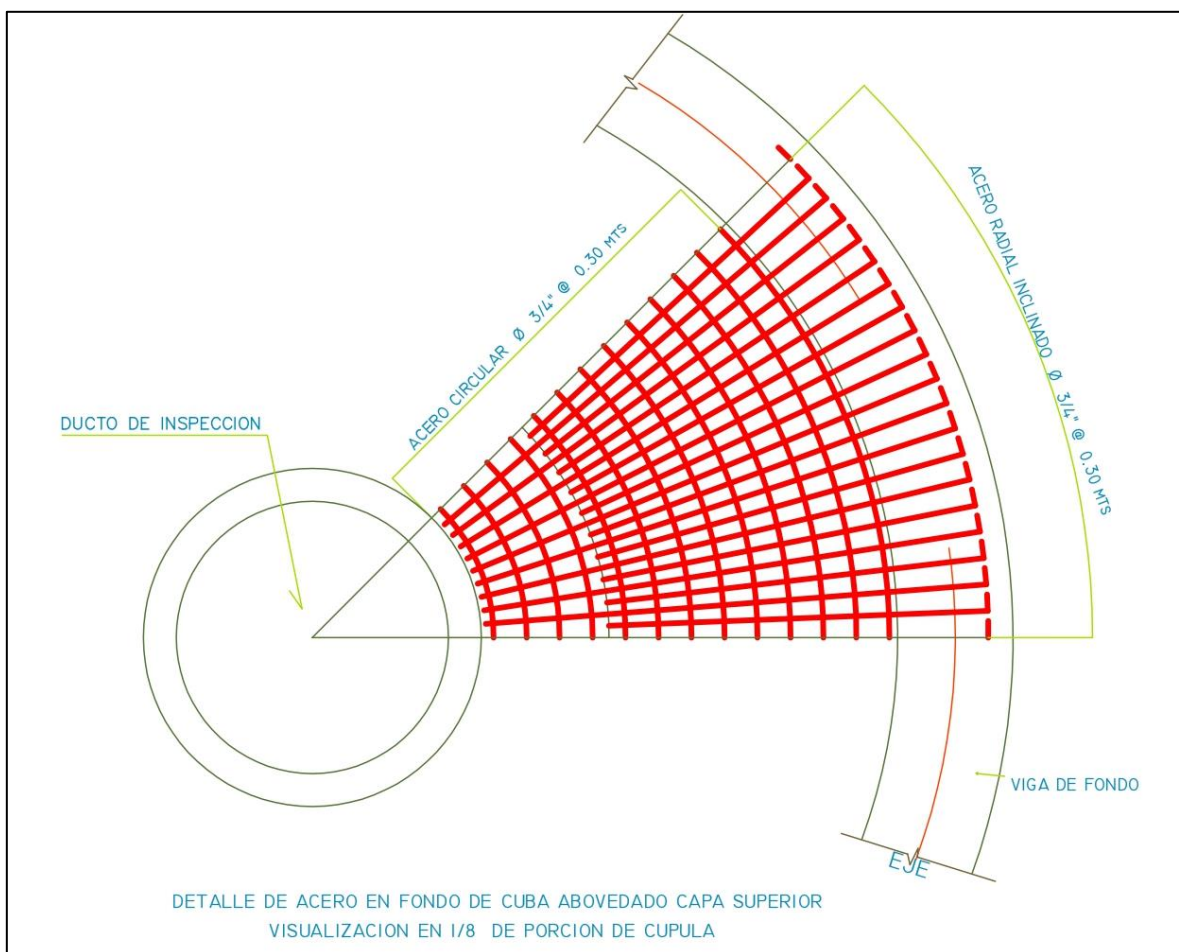


Figura 10 Plano de detalle de distribución de acero de la cúpula inferior capa superior.

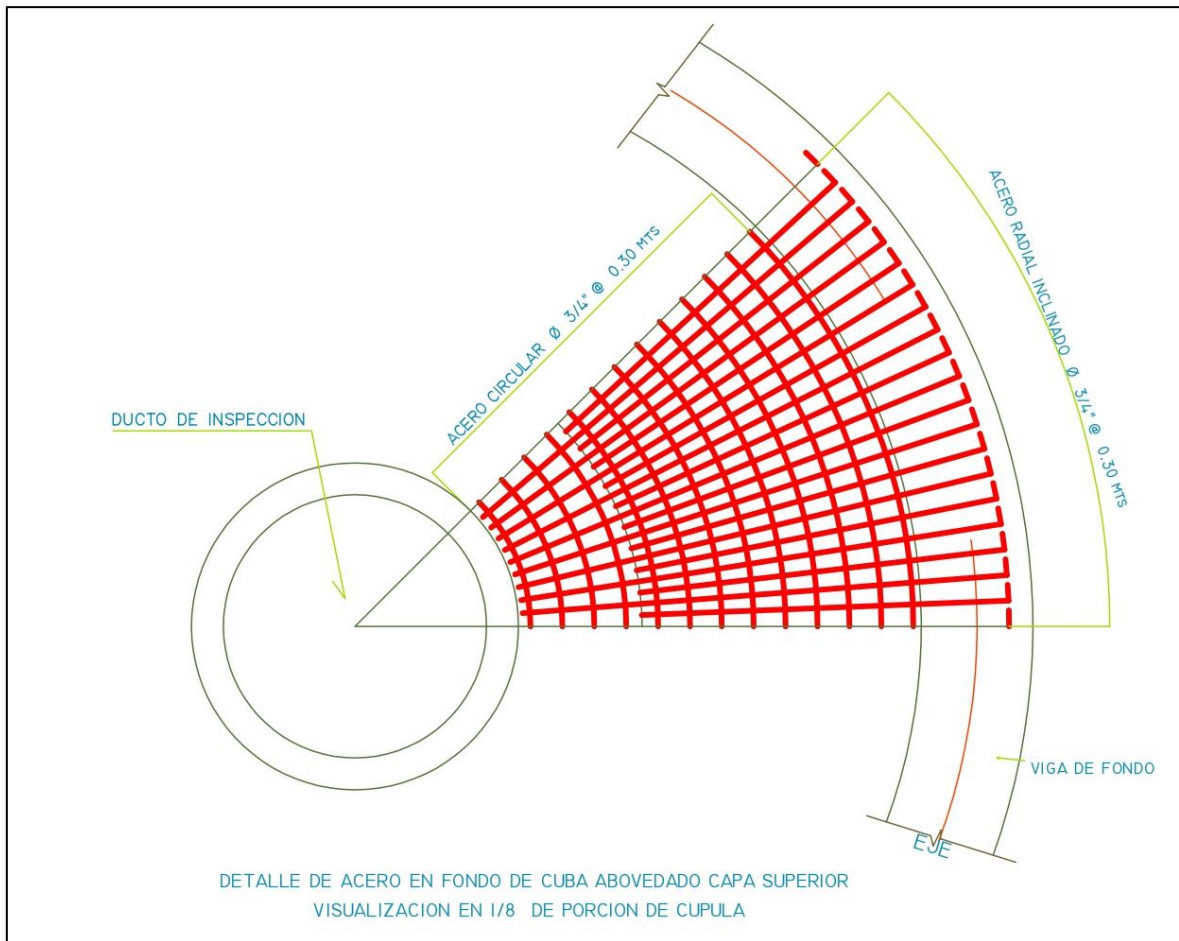


Figura 11 Plano de detalle de distribución de acero de la cúpula inferior capa inferior.

Tabla 8 Cálculo de la cúpula inferior.

Descripción		dimensiones
Radio de la cúpula superior	r'	5.58 m
Flecha interior de la cúpula superior	f'	1.09 m
Radio medio del fuste cilíndrico	b	3.42 m
Espesor de la cúpula inferior	e	0.30 m

Fuente: Elaboración propia.

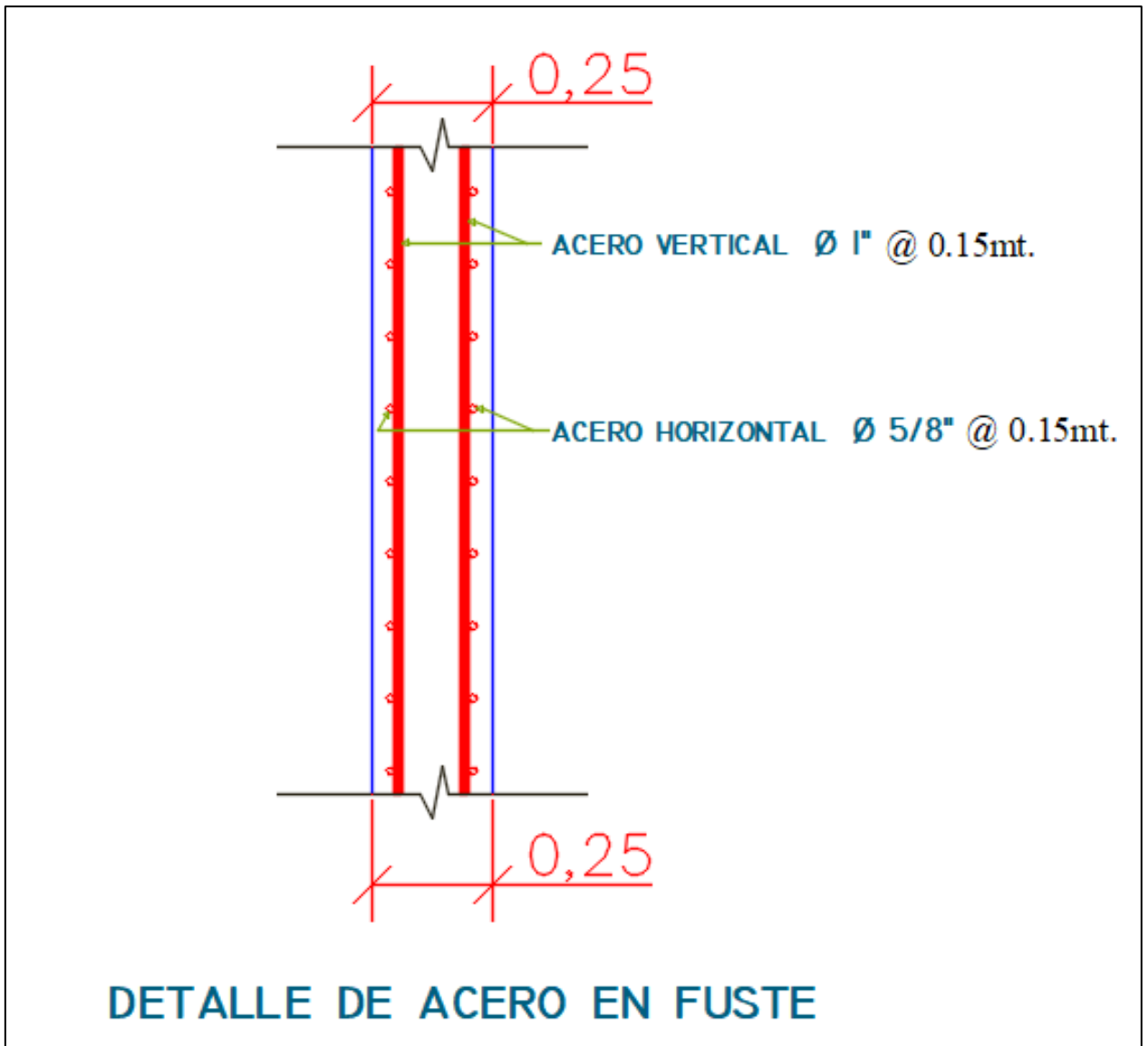


Figura 12 Plano de detalle de distribución de acero del muro fuste.

Tabla 9 Cálculo del muro fuste.

Descripción		predimensionamiento
Radio del muro	b	3.42 m
Altura de la muro fuste	h	18.30 m
Espesor del muro	tf	0.25 m

Fuente: Elaboración propia.

4.2. Predimensionamiento del reservorio elevado tipo intze

4.2.1. Calculo del volumen del reservorio

Para los parámetros de diseño se usaron el reglamento nacional de edificaciones OS. 100 (2006), OS. 030 (2006), los parámetros de diseño de infraestructura de agua y saneamiento para centros poblados rurales y datos del INE.

Población Actual (2022) = 3222 Habitantes

Tasa de Crecimiento = 3.2 % INEI

Periodo de diseño (años) = 20

Población Futura (2042) $P_f = P_o (1 + T_c \times P_d / 100)$ = 5285 Habitantes

Dotación = 220 Lt/hab/ día OS. 100 - Item 1.4

Consumo promedio anual

$Q_p = P_o \times \text{Dot} / 86400$ = 13.46 Lt/s

Consumo máximo diario

$Q_{md} = 1.3 \times Q_p$ = 17.49 Lt/s OS. 100 - Item 1.5

Consumo máximo horario

$Q_{mh} = 2.5 \times Q_p$ = 33.64 Lt/s OS. 100 - Item 1.5

Consumo base

$Q_b = Q_{md} \times 24 / 18 = 23.33$ Lt/s

Volumen de Reservorio

V. Regulación = $Q_p \times 0.25 \times 86400 / 1000 = 290.68$ m³ OS. 030 – Item 4.1

V. C/Incendio = 0.00 m³ OS. 100 - Item 1.6

Volumen Total de Almacenamiento = 290.68 m³

Nota: Por criterio técnico se considerará un reservorio de 300 m³

Volumen Total de Almacenamiento = 300.00 m³

Una vez obtenido el volumen necesario para reservorio, considerando los elementos principales de un reservorio, principalmente la geometría de la cuba, y la arquitectura del reservorio propuesta. Se aplicará el criterio de un fondo Intze que consiste principalmente en la compensación y anulación de las cargas horizontales.

Los reservorios tipo INTZE deben dimensionarse de tal manera que se anulen los empujes sobre la viga circular de fondo, que une la pared cónica con la esférica, es decir que las componentes longitudinales de las presiones C_c de la cúpula, y C_v del voladizo cónico, se anulen.

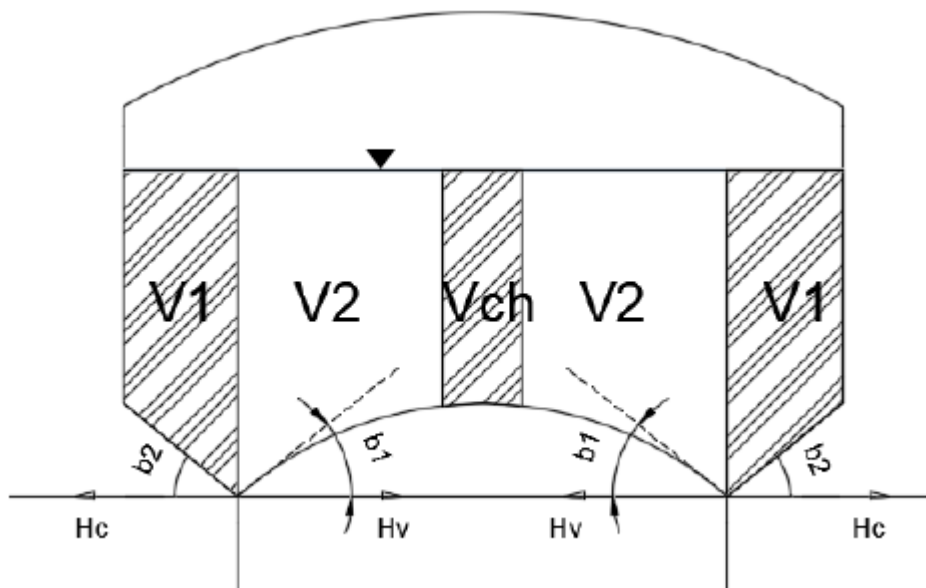


Figura 13 Equilibrio de fuerzas sobre la viga de fondo.

Nota: presiones C_c (Presión de la cúpula) y C_v (Presión del voladizo cónico) en toda la longitud $2\pi b$ (Coral & Fernández, 2018).

Dónde: V_1 = Volumen sobre la cúpula esférica
 V_2 = Volumen sobre la superficie cónica
 b_1 = Ángulo interior formado por la horizontal y la tangente a curva.
 b_2 = Ángulo exterior formado por la horizontal y el fondo cónico.

Las presiones C_c (Presión de la cúpula) y C_v (Presión del voladizo cónico) en toda la longitud $2\pi b$:

$$C_c = \gamma \cdot V_1 / \text{sen}(b_1) ; C_v = \gamma \cdot V_2 / \text{sen}(b_2)$$

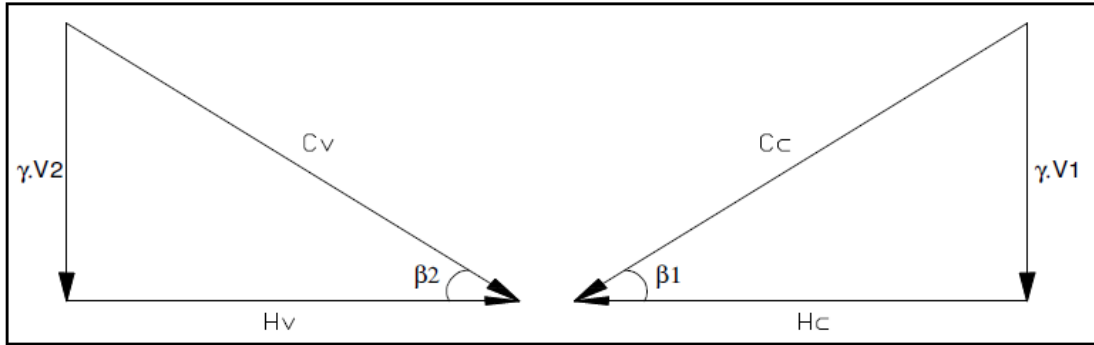


Figura 14 Descomposición de componentes (Coral & Fernández, 2018).

Luego la componente horizontal será:

$$\begin{aligned}
 H_c &= C_c \cdot \cos(\beta_1) \quad \text{reemplazando } C_c & H_c &= (\gamma \cdot V_1 / \text{sen}(\beta_1)) \cdot \cos(\beta_1) \\
 H_v &= C_v \cdot \cos(\beta_2) \quad \text{reemplazando } C_v & H_v &= (\gamma \cdot V_2 / \text{sen}(\beta_2)) \cdot \cos(\beta_2)
 \end{aligned}$$

Teniendo en cuenta la condición de fondo para el reservorio elevado tipo Intze:

$$H_c = H_v$$

Reemplazando y simplificando

$$\frac{V_1}{\tan(\beta_1)} = \frac{V_2}{\tan(\beta_2)}$$

4.2.2 Predimensionamiento del depósito de almacenamiento

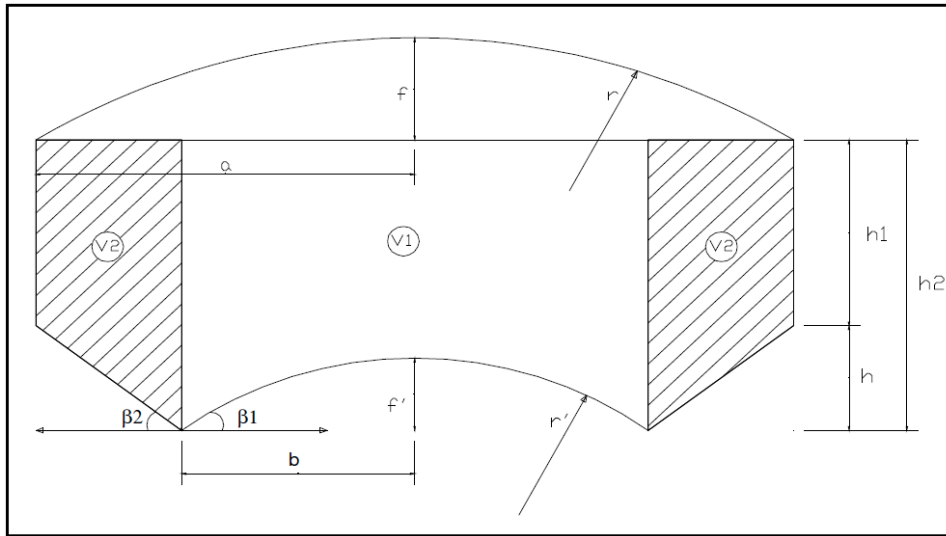


Figura 15 Geometría del tanque elevado tipo intze (Coral & Fernández, 2018)

Calculo de V1 en función de las variables que se muestran en la figura:

$$V_1 = \pi \cdot b^2 \cdot h_2 - \pi \cdot f'^2 \left[r' - \frac{f'}{3} \right] \quad (a)$$

$$V_2 = \frac{(a-b)}{3} \cdot \pi \cdot [h_1(2a+b) + h_2(2b+a)] \quad (b)$$

$$\tan(\beta_1) = \frac{b}{\sqrt{r'^2 - b^2}} \quad (c)$$

$$\tan(\beta_2) = \frac{h_2 - h_1}{a - b} \quad (d)$$

$$2r \cdot f = a^2 + f^2 \quad (e) \text{ Utilizando el Teorema del producto de los segmentos de cuerda en la cúpula.}$$

$$2r' \cdot f' = a^2 + f'^2 \quad (e) \text{ Utilizando el Teorema del producto de los segmentos de cuerda en losa de fondo.}$$

Consideraciones para este predimensionamiento

Una primera aproximación es considerar los volúmenes V1 y V2 a nivel de h1; iguales.

$$\mathbf{v}_1 = \pi \cdot \mathbf{h}_1 \cdot \mathbf{b}^2$$

$$\mathbf{v}_2 = \pi \cdot \mathbf{h}_1 \cdot (\mathbf{a}^2 - \mathbf{b}^2)$$

Igualando ambas expresiones y despejando \mathbf{a} se tiene:

$$\mathbf{a} = \mathbf{b}\sqrt{2} \quad (1)$$

Considerando que $\beta_1 = \beta_2 = 45^\circ$

De la expresión (c)

$$\sqrt{\mathbf{r}'^2 - \mathbf{b}^2} = \mathbf{b}$$

Despejando \mathbf{r}'

$$\mathbf{r}' = \mathbf{b}\sqrt{2} \quad (2)$$

De la expresión (d)

$$\mathbf{a} - \mathbf{b} = \mathbf{h}_2 - \mathbf{h}_1$$

Haciendo que:

$$\mathbf{h}_2 = \mathbf{a} \quad (3)$$

$$\mathbf{h}_1 = \mathbf{b} \quad (4)$$

$$\text{Sabido que: } \mathbf{f}' = \mathbf{r}' - \sqrt{\mathbf{r}'^2 - \mathbf{b}^2} \quad (\alpha)$$

Reemplazando (1), (2) y (α) en (f), simplificando:

$$\mathbf{f}' = \mathbf{a} - \mathbf{b} \quad (5)$$

Reemplazamos las expresiones del (1) al (5) obtenidas en (a) y (b) para obtener los volúmenes en función de "a".

Para V1:

$$V_1 = \pi \left(\frac{a}{\sqrt{2}} \right)^2 a - \pi \left(a - \frac{a}{\sqrt{2}} \right)^2 \left(a - \frac{\left(a - \frac{a}{\sqrt{2}} \right)}{3} \right)$$

$$V_1 = 1.327602a^3$$

Para V2

$$V_2 = \frac{a - \frac{a}{\sqrt{2}}}{3} \pi \left[a \left(2 \frac{a}{\sqrt{2}} + a \right) + \frac{a}{\sqrt{2}} \left(2a + \frac{a}{\sqrt{2}} \right) \right]$$

$$V_2 = 1.327602a^3$$

Luego el volumen de almacenamiento será:

$$V.A = V_1 + V_2$$

$$V.A = 2.655205a^3$$

Despejando **a** en función del volumen de almacenamiento:

$$a = 0.722160926(V.A)^{1/3} \quad V.A = 300m^3 \quad \text{reemplazando V.A: } a = 4.83m$$

$$a = b\sqrt{2} \quad \text{despejado: } b = 3.42m$$

$$r' = b\sqrt{2} \quad \text{reemplazando valores tenemos: } r' = 4.84m$$

$$h_2 = a \quad \text{reemplazando valores tenemos: } h_2 = 4.83m$$

$$h_1 = b \quad \text{reemplazando valores tenemos: } h_1 = 3.42\text{m}$$

$$f' = r' - \sqrt{r'^2 - b^2} \quad \text{reemplazando valores tenemos: } f' = 1.42\text{m}$$

$$f' = a - b \quad \text{reemplazando valores tenemos: } f' = 1.41\text{m}$$

$$f = \frac{a}{3} \quad \text{reemplazando valores tenemos: } f = 1.61\text{m}$$

$$r = \frac{5}{3}a \quad \text{reemplazando valores tenemos: } r = 8.05\text{m}$$

Medidas finales según lo calculado:

$$V.A = 300\text{m}^3$$

$$a = 4.83\text{m} \quad h_1 = 3.42\text{m}$$

$$b = 3.42\text{m} \quad f' = 1.42\text{m}$$

$$r' = 4.84\text{m} \quad f = 1.61\text{m}$$

$$h_2 = 4.83\text{m} \quad r = 8.05\text{m}$$

4.2.3. dimensionamiento de reservorio tipo intze

Luego de estos datos estos primeros valores preparamos el cuadro siguiente, para obtener las dimensiones finales del predimensionamiento, haciendo variar al f' hasta dar con el volumen.

Criterios para dimensionar:

Se tendrá en cuenta que considerar la chimenea de acceso a mantenimiento luego el V_1 será reducido por el volumen de la chimenea (V_{ch}) como se observa.

$$\frac{V_1 - V_{ch}}{\tan(\beta_1)} = \frac{V_2}{\tan(\beta_2)}$$

También se tendría que el volumen de almacenamiento (VA), que será:

$$V.A = V_1 - V_{ch} + V_2$$

Sabiendo que:

$$V_{ch} = \pi D^2 \frac{h_2 - f'}{4} \quad \text{dónde: } D = \text{diámetro exterior de la chimenea}$$

Luego de haber obtenido la primera aproximación, resultados para el volumen de almacenamiento, menor que el volumen útil, nos damos cuenta, que podemos regular el volumen obtenido para llegar al requerido, si reducimos la altura f' , con la variante de r' , de los ángulos β_1 , β_2 y la altura h_1 ; a su vez tenemos que mantener los demás valores.

$$r' = \frac{b^2 + f'^2}{2f'^2}, \text{ haciendo } \beta_1 = \beta_2 \quad \text{teniendo } \tan(\beta_1) = \tan(\beta_2)$$

$$h_1 = h_2 - \frac{b(a - b)}{\sqrt{r'^2 - b^2}}$$

Tabla 10 iteraciones para conseguir el volumen requerido:

Iteraciones	a	b	h2	D ext.	f'	r'	h1	V1	V2	Vch	V.A
1	4.83	3.42	4.83	1.90	1.42	4.84	3.42	149.82	149.28	9.67	289.427
2	4.83	3.42	4.83	1.90	1.39	4.90	3.46	150.54	150.05	9.75	290.837
3	4.83	3.42	4.83	1.90	1.36	4.98	3.50	151.18	150.82	9.84	292.160
4	4.83	3.42	4.83	1.90	1.33	5.06	3.54	151.81	151.60	9.92	293.489
5	4.83	3.42	4.83	1.90	1.29	5.18	3.59	152.66	152.56	10.04	295.177
6	4.83	3.42	4.83	1.90	1.26	5.27	3.63	153.28	153.33	10.12	296.497
7	4.83	3.42	4.83	1.90	1.23	5.37	3.67	153.91	154.11	10.21	297.804
8	4.83	3.42	4.83	1.90	1.2	5.47	3.70	154.53	154.69	10.29	298.924
9	4.83	3.42	4.83	1.90	1.17	5.58	3.74	155.15	155.46	10.38	300.224
10	4.83	3.42	4.83	1.90	1.14	5.70	3.77	155.76	156.04	10.46	301.338
11	4.83	3.42	4.83	1.90	1.11	5.82	3.81	156.37	156.81	10.55	302.631

Fuente: elaboración propia.

Después de realizada las iteraciones tenemos que las dimensiones finales son:

Tabla 11 Dimensiones finales:

Dimensiones del contenedor		
VA=	300.00	m ³
a =	4.83	m
b =	3.42	m
r' =	5.58	m
h2 =	4.83	m
h1 =	3.74	m
f' =	1.17	m
f =	1.61	m
r =	8.05	m
Dimensiones de la chimenea		
Dext=	1.9	m
espesor chimenea=	0.2	m
Altura del fuste=	18.30	m

Fuente: elaboración propia.

4.2.4. Parámetros sísmicos:

Para desarrollar el análisis sísmico, se tuvo en cuenta nueve masas directas, se usará un concreto con resistencia 280 kg/cm² para elementos estructurales que no están en contacto con el líquido y para los elementos estructurales que están en contacto con el agua se usará concreto con resistencia a la compresión de 350 kg/cm², se usarán algunos datos de diseño:

Tabla 12 datos para el diseño

Para concreto f'c=280 kg/cm²		Para concreto f'c=350 kg/cm²	
fcr=	33.47 kg/cm ²	fcr=	37.42 kg/cm ²
Ec=	2509980.1 T/cm ²	Ec=	2806243.0 T/cm ²
Fy=	4200 kg/cm ²	Fy=	4200 kg/cm ²
Es=	21000000 t/m ²	Es=	21000000 t/m ²
γ=	0.2	γ=	0.2
γ=	2.4 tn/m ³	γ=	2.4 tn/m ³
n=	8.37 cm	n=	7.48 cm

Fuente: elaboración propia

Donde:

f_{cr} = Esfuerzo a tracción del concreto

n = Relación de módulos

E_c = Módulo de elasticidad del concreto

F_y = Fluencia del acero

E_s = Módulo elasticidad del acero

ν = Módulo de poisson

γ = Peso específico del concreto

Tabla 13 Predimensionamiento de espesores y dimensiones de los elementos.

ESPESORES Y DIMENSIONES DE ELEMENTOS:			
e1: espesor cúpula superior:	=	10	cm
e2: viga anillo superior:	b=	40	cm
	h=	50	cm
e3: Pared cilíndrica:	=	30	cm
e4: Chimenea de acceso:	=	20	cm
e5: Viga de anillo inferior:	b=	70	cm
	h=	50	cm
e6: Fondo cónico:	=	30	cm
e7: Fondo cúpula esférica:	=	30	cm
e8: Viga de fondo:	b=	70	cm
	h=	50	cm
e9: Fuste:	=	25	cm

Fuente: elaboración propia

Para poder obtener los pesos de cada elemento estructural del reservorio elevado hacemos uso del software SAP2000, haciendo un desmembrado de las partes del reservorio y luego calculamos las reacciones que actúan en cada punto de estos elementos y a su vez lo multiplicamos por 60 reacciones con 6° para así obtener los 360° de la estructura.

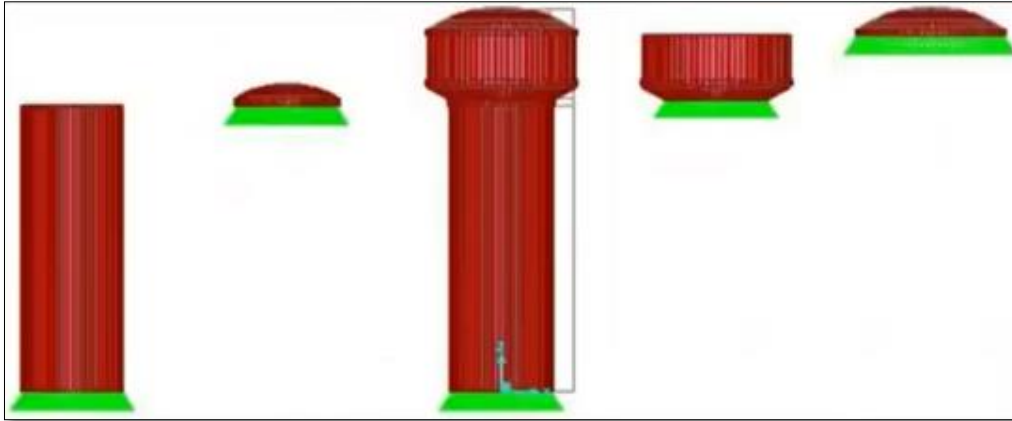


Figura 16 división de los elementos del reservorio

Tabla 14 Pesos de los elementos del reservorio

Peso total de la cúpula superior:					
Peso C sup=	0.486	x	60	=	29.16 tn= 29160 kg
Peso de la pared cilíndrica:					
Peso Cuba=	2.158	x	60	=	129.48 tn= 129480 kg
Peso total de la cúpula inferior:					
Peso C inf=	0.733	X	60	=	43.98 tn= 43980 kg
Peso total del fuste del reservorio:					
Peso Fuste=	3.931	x	60	=	235.86 tn= 235860 kg

Fuente: elaboración propia.

4.3. ANÁLISIS ESTÁTICO.

4.3.1. Cálculo del peso total de la cuba del reservorio:

Tabla 15 Pesos totales del reservorio

carga muerta:		
Peso de la cúpula superior =	29,160.00	kg
Peso de la pared cilíndrica =	129,480.00	kg
Peso de la cúpula inferior =	43,980.00	kg
Peso de la carga viva:		
Carga viva cúpula =	4,071.66	kg
Peso total	206.69	Tn

Fuente: elaboración propia.

Diámetro de la cúpula inferior = 6.14 m

Diámetro cúpula superior = 9.26 m

Diámetro interior de la cuba = 9.36 m

Diámetro del muro fuste = 6.59 m

Perímetro de la cúpula superior = 29.09 m

Perímetro de la cúpula inferior = 19.29 m

Perímetro interior de la cuba = 29.41 m

Perímetro del muro fuste = 20.70 m

Altura del de agua en el tanque = $H_L = \frac{4xVA}{\pi D_{int}^2} = 4.36 \text{ m}$

Peso del agua en el tanque = $W_L = \pi \frac{D_{int}^2}{4} x H_L x 1000 = 300,004.71 \text{ kgf}$

$$\text{Factor de corrección} = \epsilon = [0.0151 \left(\frac{D}{H_L}\right)^2 - 0.1908 \left(\frac{D}{H_L}\right) + 1.021] > 1.0 = 0.68$$

Peso corregido del Tanque Elevado = 399,082.23 kgf

4.3.2. Cálculo de pesos efectivos, alturas impulsivas y convectivas

$$\text{Peso impulsivo} = W_i = \frac{\tanh(0.966 \left(\frac{D}{H_L}\right))}{0.866 \left(\frac{D}{H_L}\right)} * W_L = 156,348.57 \text{ kgf}$$

$$\text{Peso convectivo} = W_c = 0.230 \left(\frac{D}{H_L}\right) \tanh\left(3.68 \left(\frac{H_L}{D}\right)\right) * W_L = 138,822.13 \text{ kgf}$$

$$\text{Altura impulsiva} \quad \text{cuando: } \frac{D}{H_L} < 1.333 \rightarrow \frac{H_i}{H_L} = 0.5 - 0.9375 \left(\frac{D}{H_L}\right)$$

$$\frac{D}{H_L} \geq 1.333 \rightarrow \frac{H_i}{H_L} = 0.375 \quad h_i = 1.635 \text{ m}$$

$$\text{Altura convectiva} \quad \frac{H_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh\left(3.68 * \left(\frac{H_L}{D}\right)\right) - 1}{3.68 \left(\frac{H_L}{D}\right) * \sinh\left(3.68 * \left(\frac{H_L}{D}\right)\right)} \quad h_c = 2.593 \text{ m}$$

4.3.3. Cálculo de rigidez del resorte y periodos.

$$\text{Rigidez del resorte} = K = 45 * \left(\frac{W_c}{W_L}\right)^2 * \left(\frac{H_L}{D}\right)^2 * \left(0.5 \frac{W_L}{H_L}\right) = 71,929.44 \text{ kgf/m}$$

$$K = 71.93 \text{ Tn/m}$$

Para el cálculo del periodo impulsivo, primeramente se calcula C_w mediante fig 9.3.4(a) coeficiente C_w para tanques circulares del ACI 350.3-06 (2006).

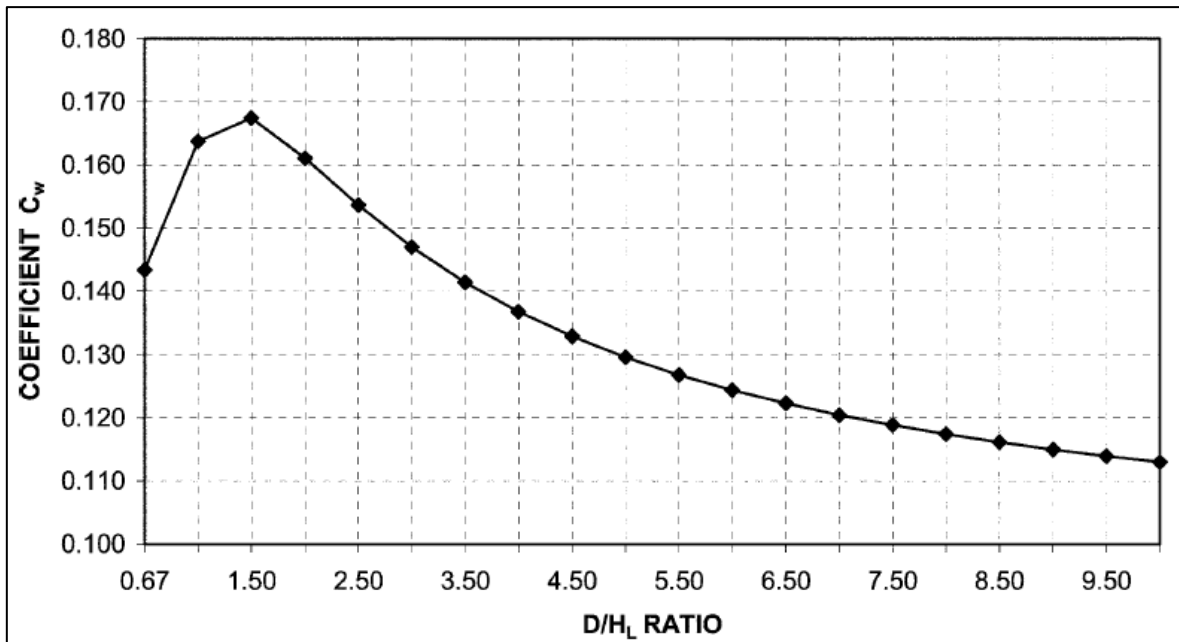


Figura 17 fig 9.3.4(a) coeficiente C_w para tanque circulares del ACI 350.3-06 (2006)

$$\frac{D}{H_l} = 2.15 \quad C_w = 0.147 \quad E_{pc} = 0.30 \text{ m espesor de la pared cilíndrica}$$

$$C_i = 10 * C_w * \sqrt{\frac{E_{pc}}{12 * R}} = 0.372 \quad \text{ecuación 9-24}$$

$$w_i = C_i * \frac{12}{H_l} * \sqrt{\frac{E_c * g}{\gamma_c}} = 274.202 \quad \text{ecuación 9-25}$$

$$T_i = \frac{2\pi}{w_i} = 0.023 \text{ s} \quad \text{periodo impulsivo}$$

Para el cálculo del periodo convectivo, se hará uso de la norma ACI 350.3-06 (2006).

$$\lambda = \sqrt{3.68 * g * \tanh\left(3.68 * \left(\frac{H_l}{D}\right)\right)} = 10.534$$

$$T_c = \frac{2\pi}{\lambda} * \sqrt{D} = 3.305 \text{ s}$$

Calculo del factor de amplificación sísmica convectiva e impulsiva

$$T < T_c \quad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T < T_L \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_p * T_L}{T^2}\right)$$

$$C_i = 2.5$$

$$C_c = 0.275 \quad \text{convertimos al 0.5\% multiplicando por 1.5, } C_c = 0.412$$

Tabla 16 Resumen de los cálculos

HL=	4.36	m	Altura del fluido almacenado en el tanque
D=	9.36	m	Diámetro interior del reservorio
WL=	300,004.71	kgf	Peso total del fluido
Wf=	30,581.52	Kg.f	Masa del fluido total
Wi=	156,348.57	kg.f	Masa impulsiva
Wc=	138,822.13	kg.f	Masa convectiva
hi=	1.635	m	Altura de la masa impulsiva
hc=	2.593	m	Altura de la masa convectiva
k=	71,929.44	kgf/m	Constante de rigidez de los resortes de la masa convectiva
Ti=	0.023	s	Periodo de la masa impulsiva
Tc=	3.305	s	Periodo de la masa convectiva
Ci=	2.5		factor de amplificación impulsiva
Cc=	0.412		factor de amplificación convectiva
R=			Coefficiente de reducción de las fuerzas sísmicas
Rwi=	2		
Rwc=	1		

Fuente: Elaboración propia

Del reglamento nacional de edificaciones E 0.30 (2018) y la norma americana ACI 350.3-06 (2006) tenemos:

Tabla 17 Datos obtenido de los reglamentos

Z=	0.45
U=	1.5
S=	1.05
C=	2.5
Ti	0.023 s
Tc=	3.305 s
Tp=	0.6
TL=	2.0
Rwi=	2
Rwc=	1

Fuente: elaboración propia

4.3.4 Cálculo de la cortante basal

Peso de las paredes del tanque Ww= 173,460.00 kg

Peso de la cúpula superior Wr= 29,160.00 kg

Masa impulsiva Wi= 156,348.57 kgf

Masa convectiva Wc= 138,822.13 kgf

$$\text{Fuerza cortante} = P = \frac{ZUCS*W}{R_w}$$

Tabla 18 Resumen de los cálculos de las fuerzas cortantes

Pw=	353,561.91	kg	Pw: Fuerza producidos por el peso de las paredes del reservorio
Pr=	25,833.94	kg	Pr: Fuerza producidos por el peso de la cúpula
Pi=	138,515.06	kg	Pi: Fuerza producidos por el peso impulsivo del liquido
Pc=	245,975.47	kg	Pc: Fuerza debido al peso convectivo del liquido

Fuente: Elaboración propia

$$\text{Fuerza cortante en la base} = V = \sqrt{(Pw + Pr + Pi)^2 + Pc^2} = 573,354.73 \text{ kg}$$

Tabla 199 Distribución de las fuerzas estáticas en la altura.

NIVEL	Pi (kg)	Hi(m)	Wi=Pi*Hi	Fi (kg)	W=Fi/L (ton/m)	W=Fi/L (ton/m) reducido 0.68
CUPULA O DOMO SUPERIOR	29,160.00	24.13	703,630.80	27,329.95	0.94	0.6389
PARED	129,480.00	23.63	3,059,612.40	118,839.39	4.04	2.7477
CONVECTIVO	245,975.47	22.010	5,413,895.41	210,282.85	7.15	4.8620
IMPULSIVO	138,515.06	20.930	2,899,120.21	112,605.66	3.83	2.6036
CUPULA INFERIOR	43,980.00	18.80	826,824.00	32,114.94	1.66	1.1321
FUSTE 6	39,310.00	15.250	599,477.50	23,284.50	1.12	0.7649
FUSTE 5	39,310.00	12.2	479,582.00	18,627.60	0.90	0.6119
FUSTE 4	39,310.00	9.15	359,686.50	13,970.70	0.67	0.4589
FUSTE 3	39,310.00	6.1	239,791.00	9,313.80	0.45	0.3060
FUSTE 2	39,310.00	3.05	119,895.50	4,656.90	0.22	0.1530
FUSTE 1	39,310.00	1.525	59,947.75	2,328.45	0.11	0.0765
TOTAL	822,970.53		14,761,463.06	573,354.73		

Fuente: Elaboración propia

Verificación de desplazamientos debido al sismo xx (cargas estáticas) - sin factor de corrección de peso:

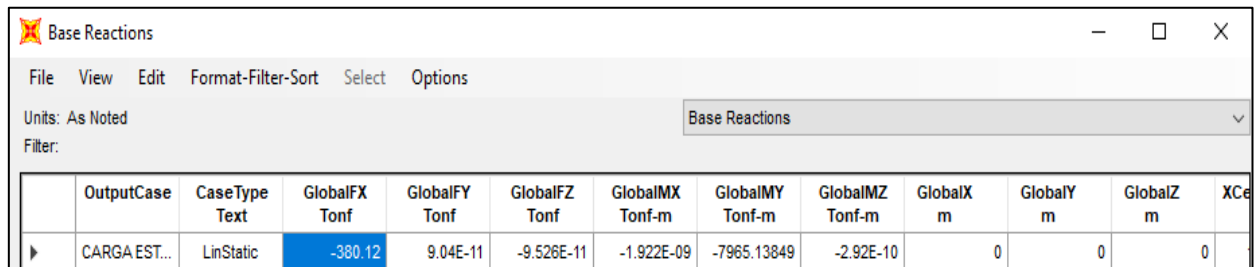
e2: Viga anillo superior: 2.161 cm

e5: Viga de anillo inferior: 1.641 cm

e8: Viga de fondo: 1.479 cm

Verificación de cortante en la base - sin factor de corrección de peso:

Cortante basal = $V = 380.12$ Tn (Análisis del SAP2000)



The screenshot shows the 'Base Reactions' window in SAP2000. The window title is 'Base Reactions'. The menu bar includes 'File', 'View', 'Edit', 'Format-Filter-Sort', 'Select', and 'Options'. The units are set to 'As Noted'. The filter is empty. The table below shows the reaction values for a specific case.

	OutputCase	CaseType Text	GlobalFX Tonf	GlobalFY Tonf	GlobalFZ Tonf	GlobalMX Tonf-m	GlobalMY Tonf-m	GlobalMZ Tonf-m	GlobalX m	GlobalY m	GlobalZ m	XCe
▶	CARGA EST...	LinStatic	-380.12	9.04E-11	-9.526E-11	-1.922E-09	-7965.13849	-2.92E-10	0	0	0	0

Figura 18 fuerza cortante en la base del análisis estático

Tabla 20 Desplazamientos permitidos según la norma E 0.30

Descripción	DESPLAZAMIENTO (m)	R	h (m)	DERIVA	OBSERVACION	
e2: viga anillo superior:	0.02161	2	23.63	0.00137177	0.007	OK
e5: Viga de anillo inferior:	0.01641	2	19.89	0.00123756	0.007	OK
e8: Viga de fondo:	0.01479	2	18.80	0.00118005	0.007	OK

Fuente: Elaboración propia

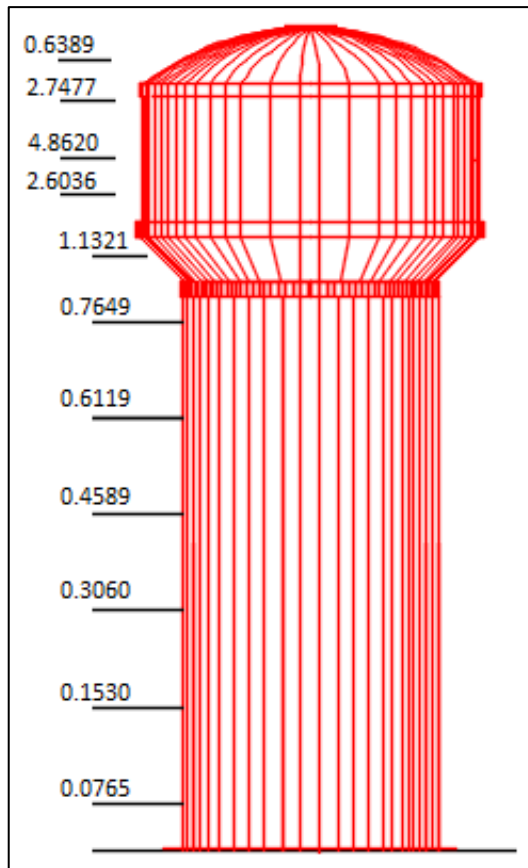


Figura 19 Distribución de cada fuerza estática.

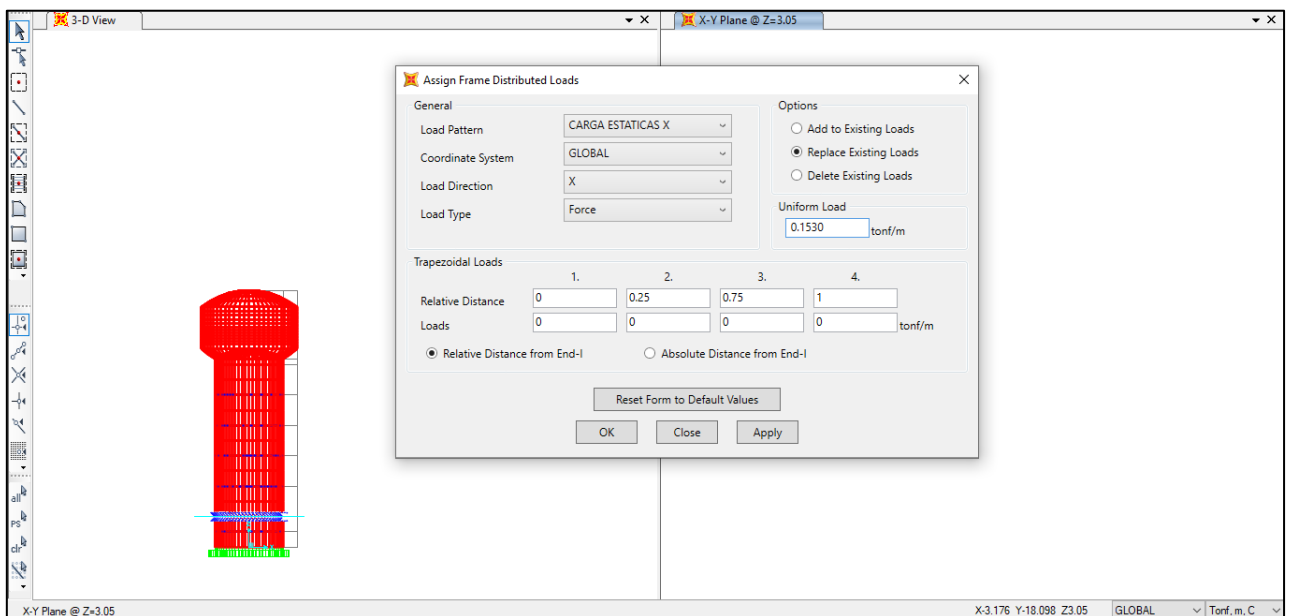


Figura 20 Distribución de cada masa en el SAP2000.

4.4. ANALISIS DINAMICO

4.4.1. Cálculo de la rigidez del resorte

$$K = 45 * \left(\frac{W_C}{W_L}\right)^2 * \left(\frac{H_L}{D}\right)^2 * \left(0.5 \frac{W_L}{H_L}\right) = 71,929.44 \text{ kgf/m} \quad \text{Rigidez del resorte}$$

$$K = 71.93 \text{ Tn/m}$$

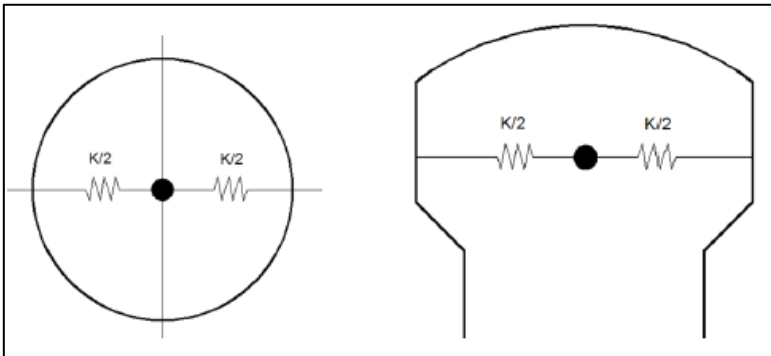


Figura 21 Distribución de las masas en el SAP2000, Rigidez de la masa convectiva (Quezada, 2014)

Con el fin de tener resultados más reales, distribuimos los resortes y la masa alrededor de la pared de la cuba.

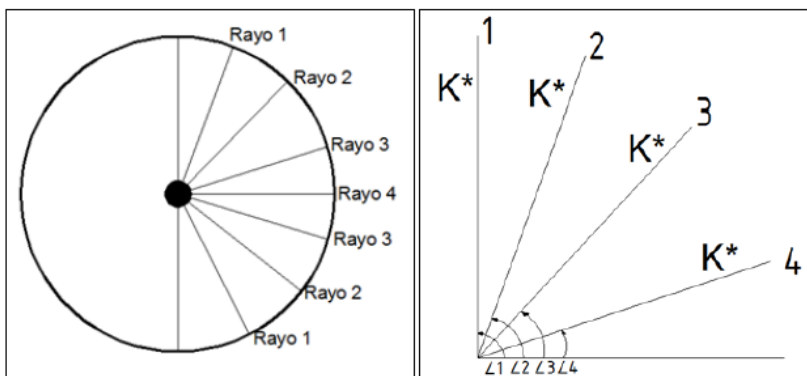


Figura 22 Distribución de los rayos en la pared, Distribución de los rayos (Quezada, 2014)

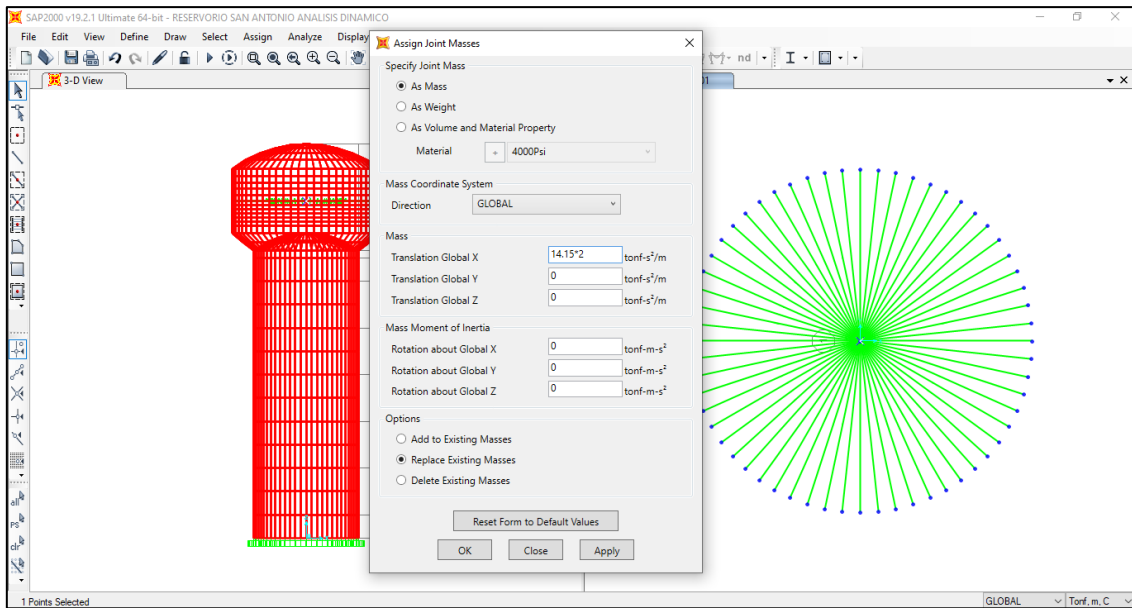


Figura 23 Asignación de masa convectiva en el SAP2000.

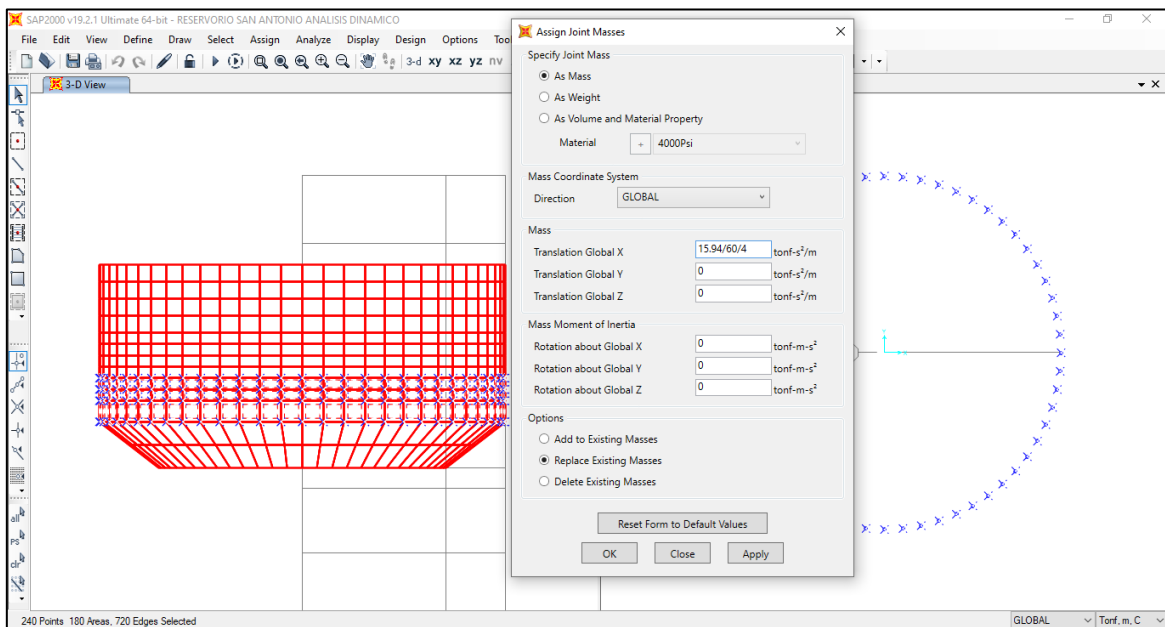


Figura 24 Asignación de masa impulsiva en el SAP2000.

4.4.2. Definición de espectro.

Analizamos en cada dirección tanto como en el eje X y eje Y, también tomamos de la norma ACI 350-06, el factor de reducción 2.0 para la masa impulsiva y 1.0 para la masa convectiva.

Tabla 21 Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas R

Tipo de estructura	Ri		Rc
	en encima calificación	Enterrado	
Tanques anclados de base flexible	3.25	3.25	1.0
Tanques de base fija o con bisagras	2.0	3.0	1.0
Sin ancla, contenido, o tanques no contenidos	1.5	2.0	1.0
Depósitos sobre pedestal	2.0	-	1.0

Fuente: Tabla 4.1.1 (b) —Factor de modificación de la respuesta R (350.3-06, 2006)

Definimos el espectro designando un periodo, usamos el factor de ampliación sísmica, el espectro elástico para determinar el espectro de aceleración

$$\text{factor de ampliación sísmica} = C = 2.5 \cdot \frac{T_p}{T} > C = 2.5$$

$$\text{espectro elástico} = S_{elastico} = ZUCS * g \quad g = 9.81 \text{ m/sg}^2$$

$$\text{espectro de aceleración} = S_{elastico} = \frac{ZUCS * g}{R_{wi}}$$

Para hallar el espectro aceleración asumimos un periodo hasta 8 segundos, utilizando el factor de reducción Ri = 2.00 y Rc = 1.00 del ACI 350.3-06 (2006) y los factores obtenidos del reglamento nacional de edificaciones E.030 de diseño sismorresistente del (2018).

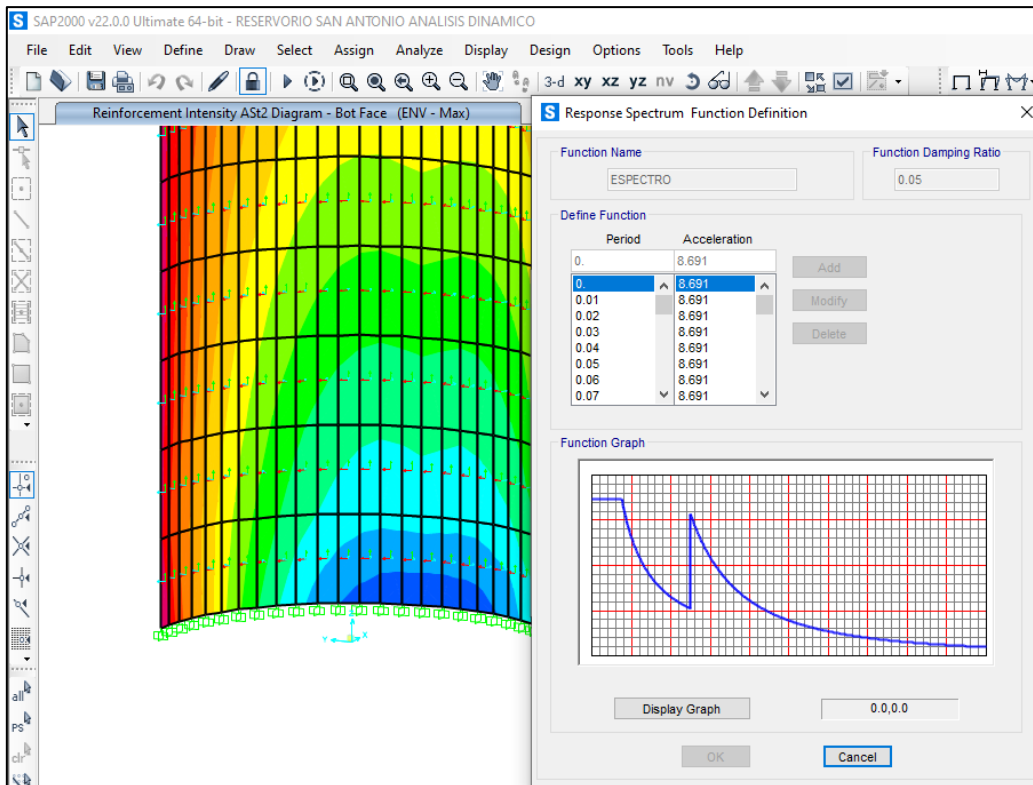


Figura 25 Definiendo espectro de respuesta en el SAP2000.

Se definió las funciones de espectro de respuesta en el software computacional usando $R_i = 2.00$ y $R = 1.00$ designado de la norma ACI 350.3-06.

desplazamientos debido al espectro con los pesos corregidos

e2: viga anillo superior: 2.32 cm

e5: Viga de anillo inferior: 1.79 cm

e8: Viga de fondo: 1.63 cm

$V = 445.1172 T_n$ (obtenido del SAP2000)

OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	GlobalFY Tonf	GlobalFZ Tonf	GlobalMX Tonf-m	GlobalMY Tonf-m	GlobalMZ Tonf-m	GlobalX m	GlobalY m	GlobalZ m
SISMO X	LinRespSpec	Max	445.4053	1.6565	0.3261	30.53943	8812.50309	2.6061	0	0	

Figura 26 Cortante en la base del análisis dinámico

4.4.3. Presiones en los muros de la cuba

Para determinar las presiones en las paredes nos basamos al método de Housner, tomando la geometría del reservorio intze e asumimos como si fuera una cuba cilíndrica con superficie plana.

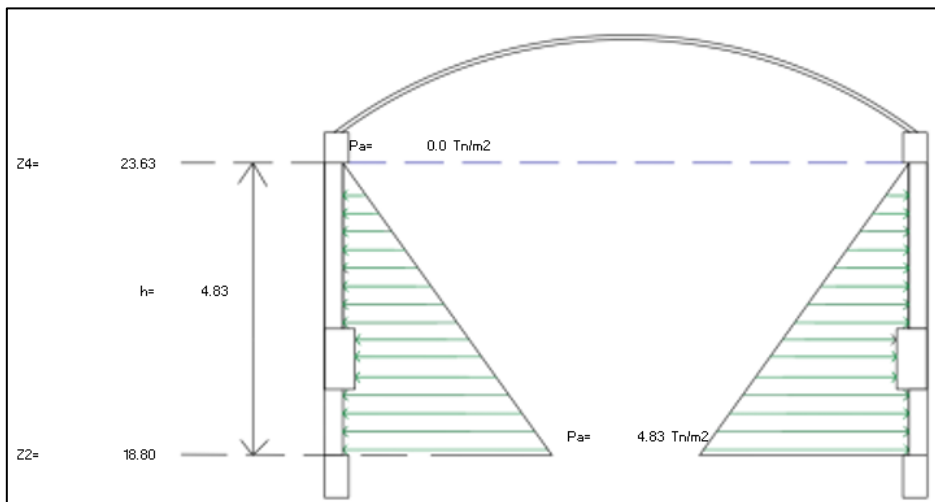


Figura 27 Presión debido al agua del tanque en las paredes.

En las presiones de la pared cilíndrica y fondo cónico, estas varían de 0.00 Tn/m² a 4.83 Tn/m².

$$C (Z2) + D = Pa \quad C (18.80) + D = 4.31$$

$$C (Z4) + D = Pb \quad C (23.63) + D = 0.00$$

Dónde: C = -1 y D = 23.63

Figura 28 Asignación de patrones de nudo en el sap2000, para la pared

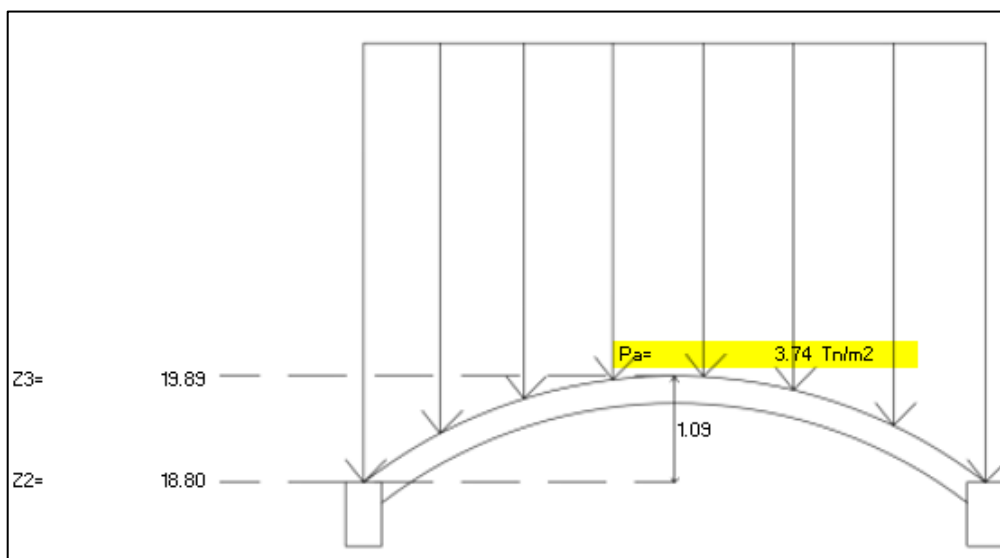


Figura 29 Presión debido al agua del tanque en la cúpula inferior.

En las presiones de la cúpula inferior, estas varían de 3.74 Tn/m² a 4.83 Tn/m².

$$C (Z3) + D = Pa \qquad C (19.89) + D = 4.83$$

$$C (Z2) + D = Pb \qquad C (18.80) + D = 3.74$$

Dónde: $C = -1$ y $D = 23.63$

Assign Joint Pattern Data

General

Joint Pattern Name: HIDRO 2

Pattern Assignment Type

X, Y, Z Multipliers (Pattern Value = Ax + By + Cz + D)

Z Coordinate at Zero Pressure and Weight per Unit Volume

Pattern Value = Ax + By + Cz + D

Constant A: 0 1/m

Constant B: 0 1/m

Constant C: -1 1/m

Constant D: 23.63

Restrictions

Use All Values

Zero Negative Values

Zero Positive Values

Options

Add to Existing Values

Replace Existing Values

Delete Existing Values

Reset Form to Default Values

OK Close Apply

Figura 30 Asignación de patrones de nudo en el sap2000, para la pared

4.4.4. Resumen del análisis estático y dinámico, según el SAP2000 pesos corregidos

Luego de haber realizado el análisis estático y dinámico podemos comparar los desplazamientos y fuerzas cortantes con el fin de verificar si está cumpliendo con el reglamento nacional de edificaciones, en donde la fuerza cortante en la base del análisis dinámico no debe ser mayor al 80 o 90% de la fuerza cortante en la base del análisis estático.

Tabla 22 Desplazamientos del Análisis Estático y Análisis Dinámico

NIVEL DE ANALISIS	DESPLAZAMIENTOS (CM)	
	ESTATICO (CM)	DINAMICO (CM)
e2: viga anillo superior:	2.16	2.32
e5: Viga de anillo inferior:	1.64	1.79
e8: Viga de fondo:	1.48	1.63

Fuente: elaboración propia

Tabla 23 Cortante basal del análisis estático y dinámico.

descripción	CORTANTE BASAL	
	ESTATICO (tn)	DINAMICO (tn)
Cortante en la base	380.12	445.12

Fuente: elaboración propia

Entonces teniendo los dos resultados comparamos y vemos que la cortante basal del análisis dinámico no debe exceder el 80% o el 90% de la cortante basal del análisis estático norma E 0.30 (2018).

$$V_{estatico} = 380.12 \text{ Tn} ; V_{dinamico} = 445.12 \text{ Tn}$$

$$V_{estatico} * 80\% > V_{dinamico}$$

Cumple: $V_{estatico} = 304.09 \text{ Tn} > V_{dinamico} = 445.12 \text{ Tn OK}$

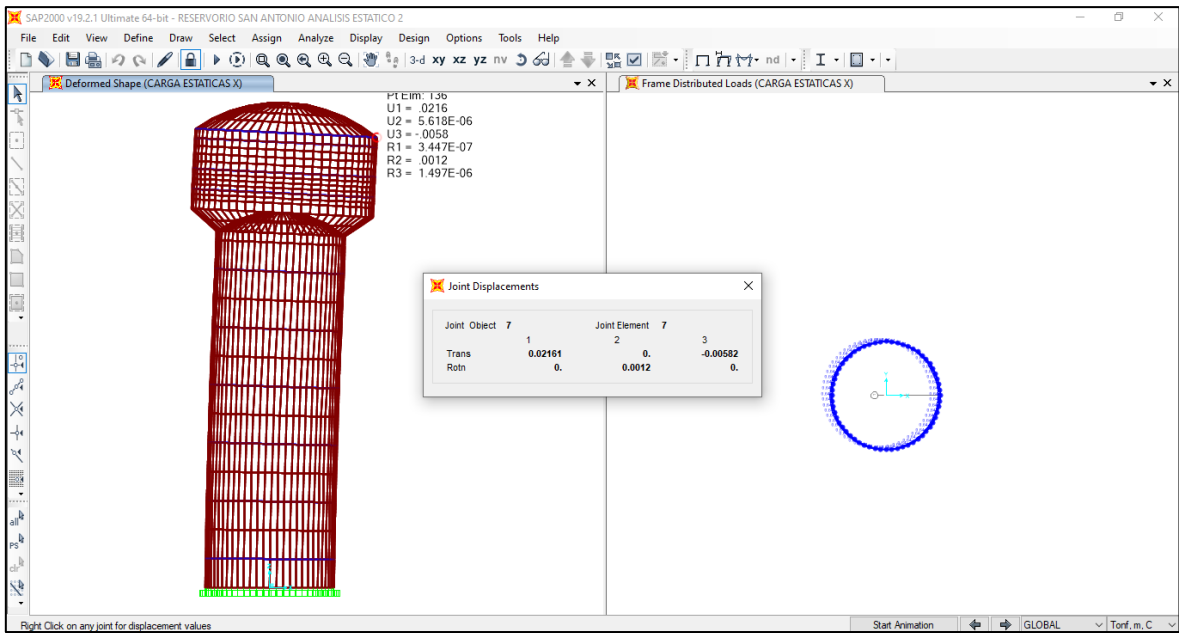


Figura 31 Desplazamiento máximo del reservorio del análisis estático.

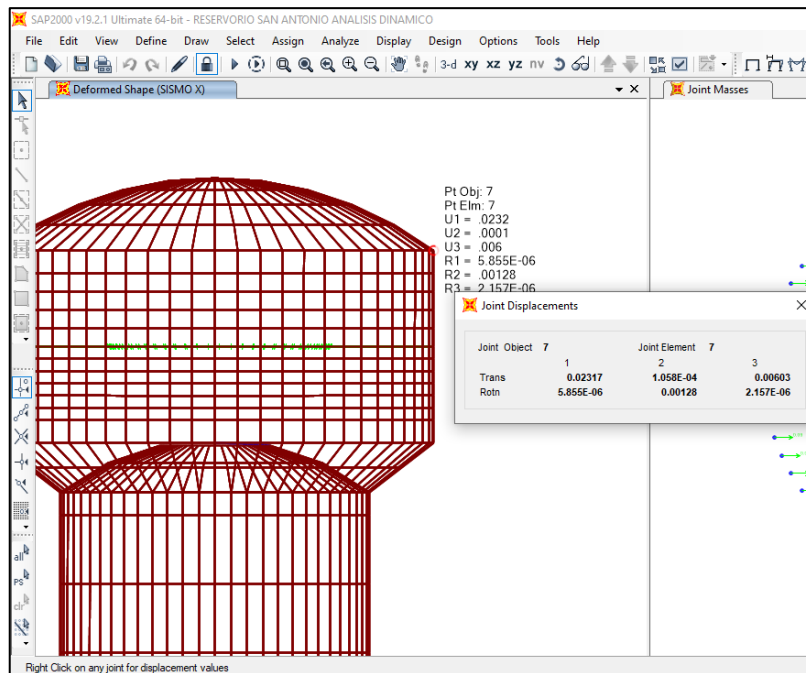


Figura 32 Desplazamiento máximo del reservorio de análisis dinámico.

4.5 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

4.5.1. combinaciones de cargas

Se emplea el método por factores de carga y resistencia según ACI-350-06 donde la resistencia requerida se obtiene, la resistencia requerida U o combinación de carga, se resuelve multiplicando las cargas de servicio por factores de carga, del cual estas combinaciones tienen en cuenta la posible ocurrencia simultánea de los esfuerzos máximos, también se considera la carga sísmica que se calcula a nivel de resistencia, en cuanto a los factores de carga para sismos se considera que son igual una unidad, esto se puede observar en la norma E.060 (2020) de concreto armado.

Combinaciones desarrolladas:

$$U = 1.4D + 1.7L$$

$$U = 1.4D + 1.7L + 1.7EH$$

$$U = 0.9D + 1.7EH$$

$$U = 0.75 (1.4D + 1.7L + 1.87S)$$

$$U = 0.9D + 1.43S$$

En el caso de la cuba para obtener la resistencia requerida se ha considerado multiplicar a cada una de las combinaciones antes mencionadas por un coeficiente de durabilidad sanitario S_d , que podemos encontrar en el ACI 350-01 (2001).

La resistencia requerida = el coeficiente de durabilidad x U

En donde:

$S_d = 1.3$ para flexión.

$S_d = 1.65$ para tracción directa.

En el cual permitirá que las grietas tengan anchos menores a 0.25mm, el coeficiente de durabilidad ambiental para el diseño por flexión es de 1.3, para los que están sometidos a tracción directa será =1.65 y para los que están sometido a compresión será $S=1.0$, quedando las siguientes combinaciones:

4.5.2. Diseño de cada elemento estructural

4.5.2.1. Diseño de cúpula superior

Se aplicará la teoría de membranas, se analizará los esfuerzos que actúan en la cúpula más su propio peso, también se considerará una carga viva de 50 kg/cm², así como también se tomará en cuenta los efectos de flexión originados en la viga superior.

datos:

$$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{22} = 2.42 \text{ Ton/m}$$

$$e_1=t = 10.00 \text{ cm}$$

$$\text{Ancho Tributario} = 100.00 \text{ cm}$$

$$\rho_{\min} = 0.003$$

$$\rho_{\min} * e = 0.03 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_b = 1.27 \text{ cm}^2 \quad \text{área de acero } \varnothing 1/2''$$

$$\text{Considerando espaciamiento} \quad e_s = 30 \text{ cm}$$

$$\frac{A_b}{e_s} = 0.042 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Distribución del acero = $\varnothing 3/4'' @ 0.30 \text{ m}$

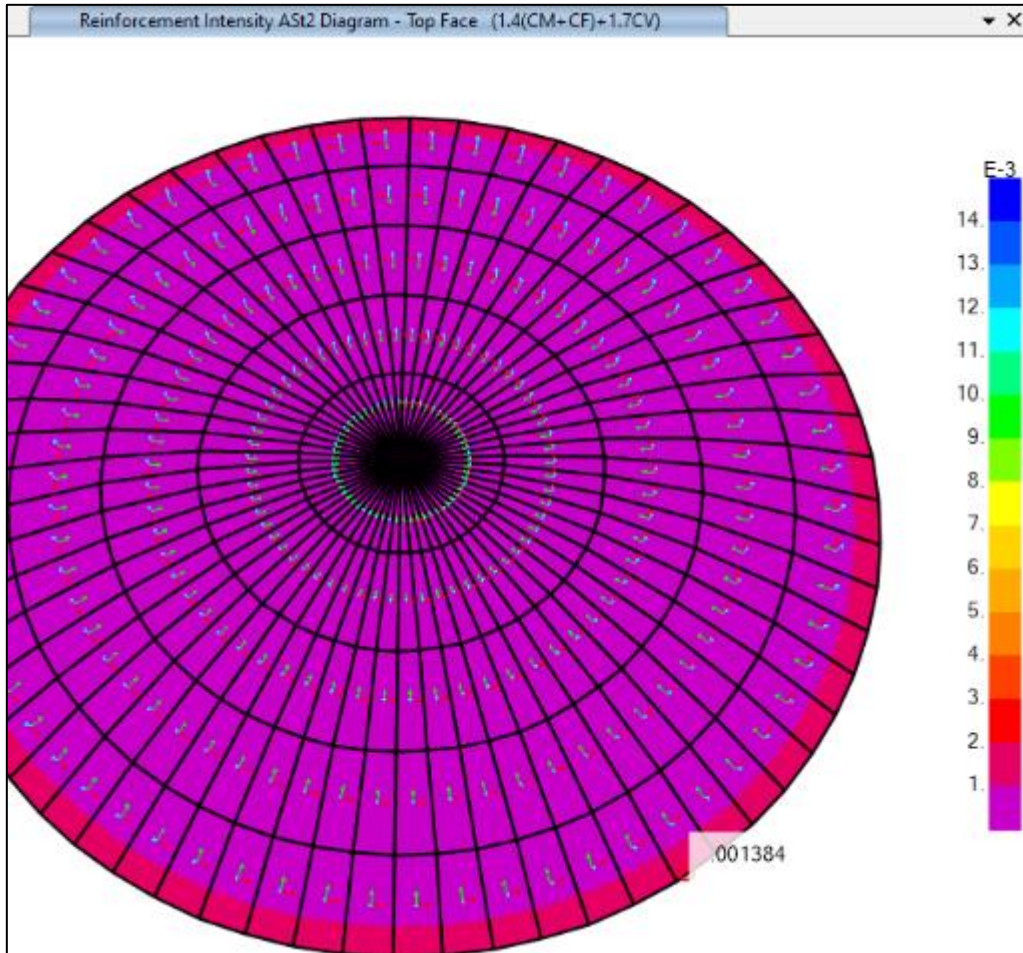


Figura 33 Acero requerido con combinaciones de cargas vivas y muertas .

Ensanche de cobertura:

$$h=t=e1 = 10 \text{ cm}$$

$$L=16*h = 160 \text{ cm}$$

$$e = 2h = 20\text{cm}$$

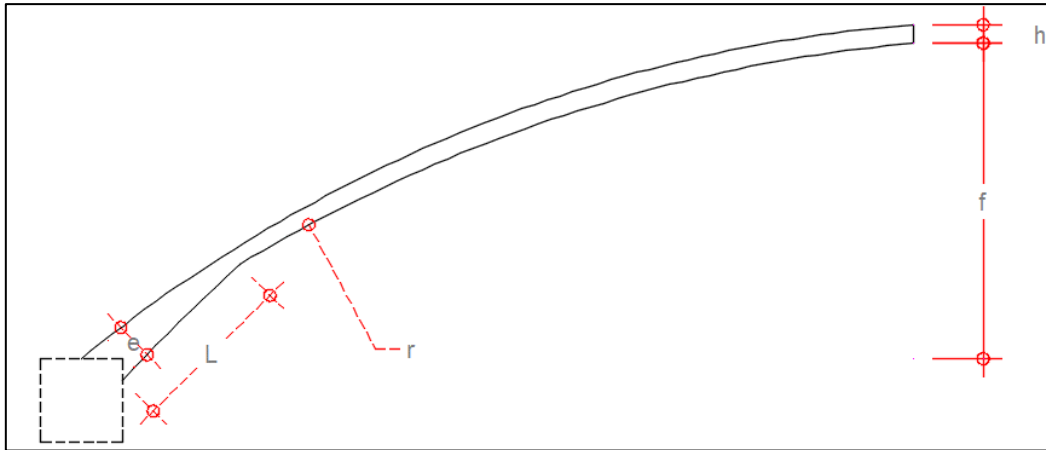


Figura 34 Dimensiones para el ensanche de la caba.

4.5.3.2. Diseño de viga superior

Se puede ver, cuando la cúpula es un casquete de superficie esférica en cuyo paralelo de borde sea ángulo $< 90^\circ$ los esfuerzos de membrana en dicho borde, no son verticales, por este motivo es necesario disponer de una viga de borde que sea capaz de absorber la componente horizontal de los esfuerzos en el meridiano.

Datos generales:

$$f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Sección de viga} = 40 \times 50 \text{ cm}$$

$$b = 40.00 \text{ cm}$$

$$h = 50.00 \text{ cm}$$

$$r = 6.00 \text{ cm}$$

Padm.tracción = 33.13 Tnf presión admisible SAP2000

Luego tenemos que el área de acero:

Ab = 1.99 cm²

Ac = 2000 cm²

As = 6*Ab = 11.876 cm² acero a colocar

fy = 4,200 Kg/cm² Ø = 0.9

P_n = fy * As = 49.879 Tnf ACI 318 (2014)

Padm.tracción < Ø*P_n OK ACI 318 (2014)

Distribución del acero = 6 Ø 5/8" y estribos Ø 1/2" @ 0.30 m

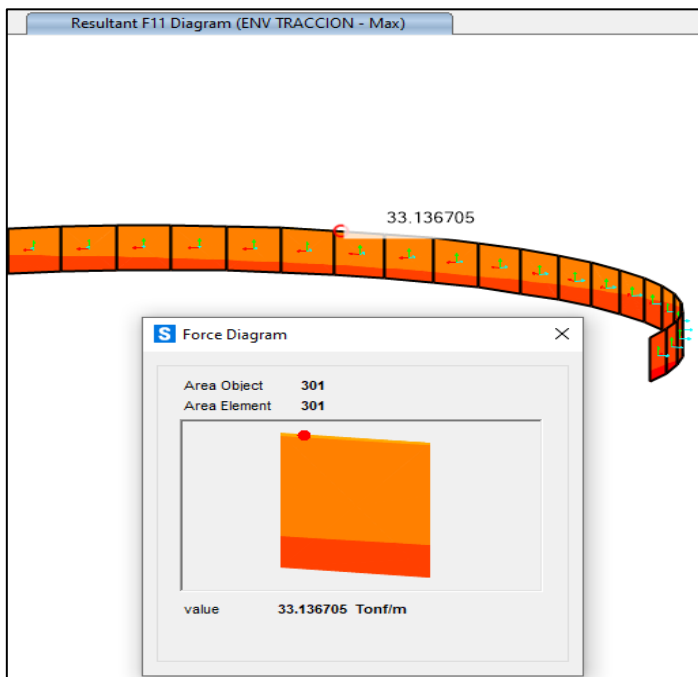


Figura 35 Esfuerzo máximo F11 con la envolvente en tracción.

4.5.3.3. Diseño de pared cilíndrica

Datos generales:

$$f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$$

Sección de muro: 1.00 m x 0.30 m.

$$b = 30.00 \text{ cm}$$

$$h = 100.00 \text{ cm}$$

$$r = 6.00 \text{ cm}$$

Hacemos una verificación por presión admisible que nos da e SAP2000.

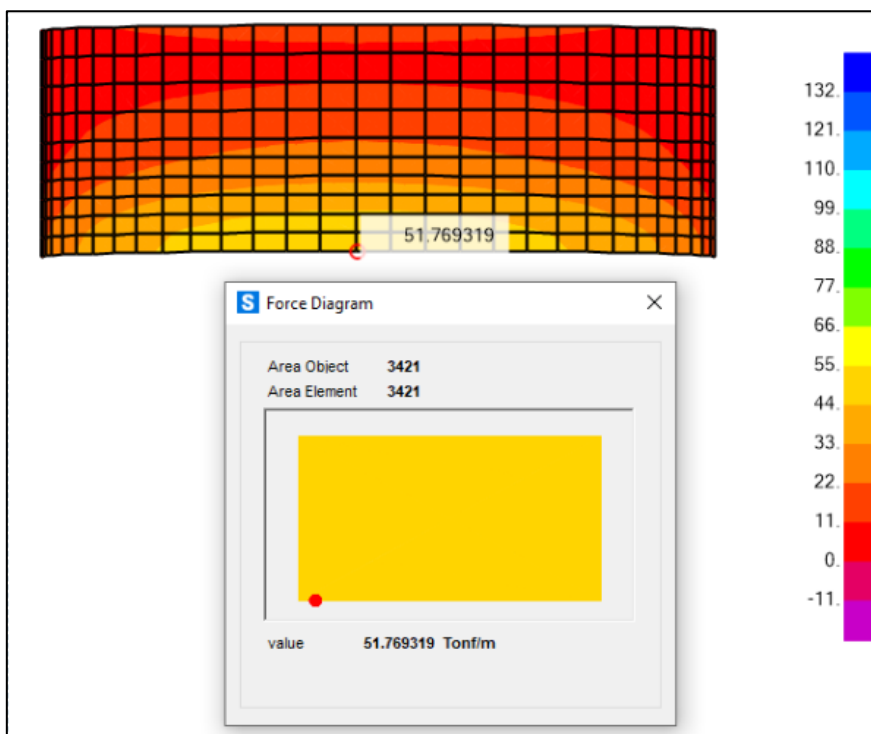


Figura 36 Presión admisible que nos muestra el SAP2000

$$P_{adm.tracción} = 51.76 \text{ Tnf} \quad \text{presión admisible SAP2000}$$

Luego la distribución de acero por presión admisible por tracción para aceros horizontales será:

$$A_b = 1.99 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 3000 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7 * A_b = 13.855 \text{ cm}^2 \quad \text{acero a colocar}$$

$$f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \phi = 0.9$$

$$P_n = f_y * A_s = 58.192 \text{ Tnf}$$

$$P_{adm.tracción} < \phi * P_n \quad \text{OK}$$

$$\text{Distribución del acero} = 7 \phi 5/8" @ 0.25 \text{ m}$$

Calculamos usando cuantía del SAP2000 para mejor comportamiento de la estructura, para distribución de aceros horizontales:

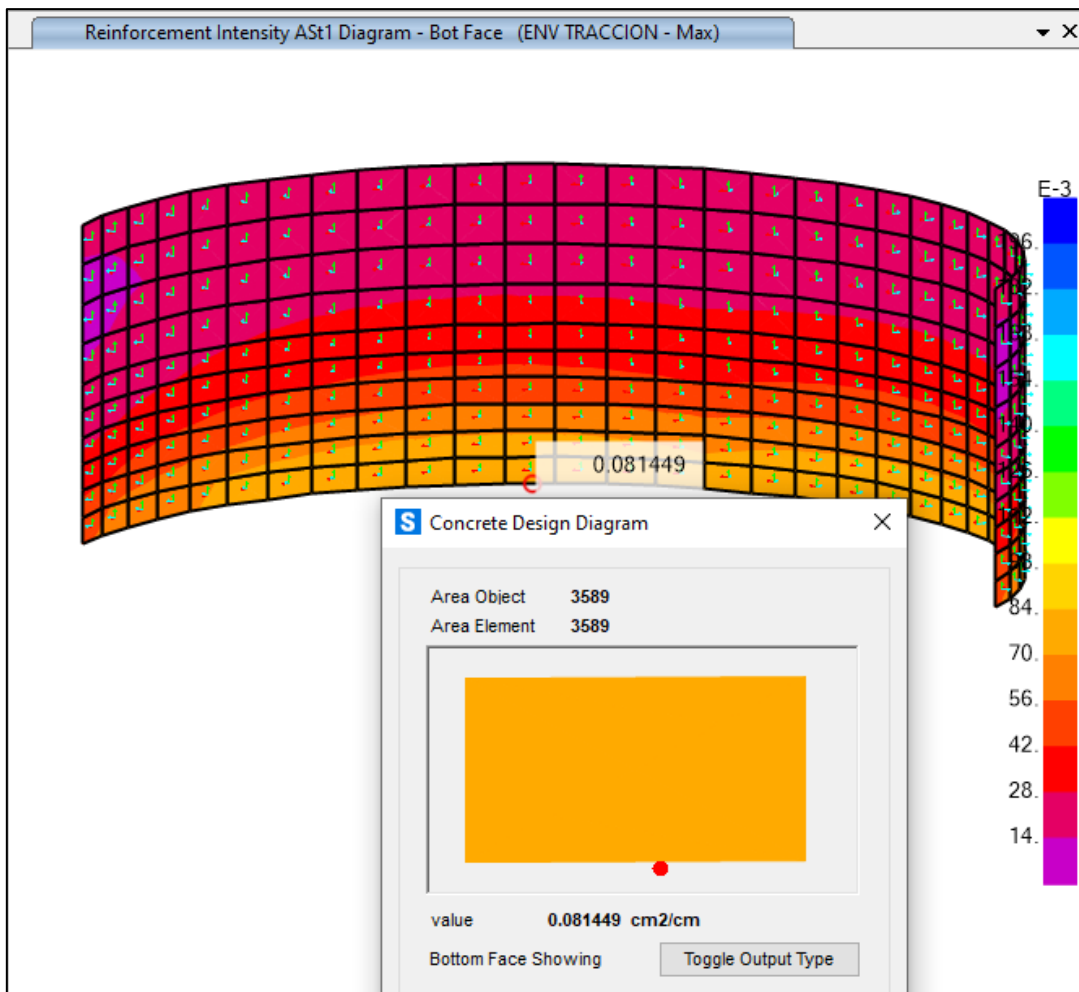


Figura 37 *Cuantía del acero horizontal que nos muestra el SAP2000*

pacero = 0.081 cm²/cm

Ab = 1.99 cm² área de Ø 5/8"

Tomando espaciamiento es = 20 cm

$$\frac{A_s}{e_s} = 0.099 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Distribución del acero = 2 Ø 5/8" @ 0.20 m

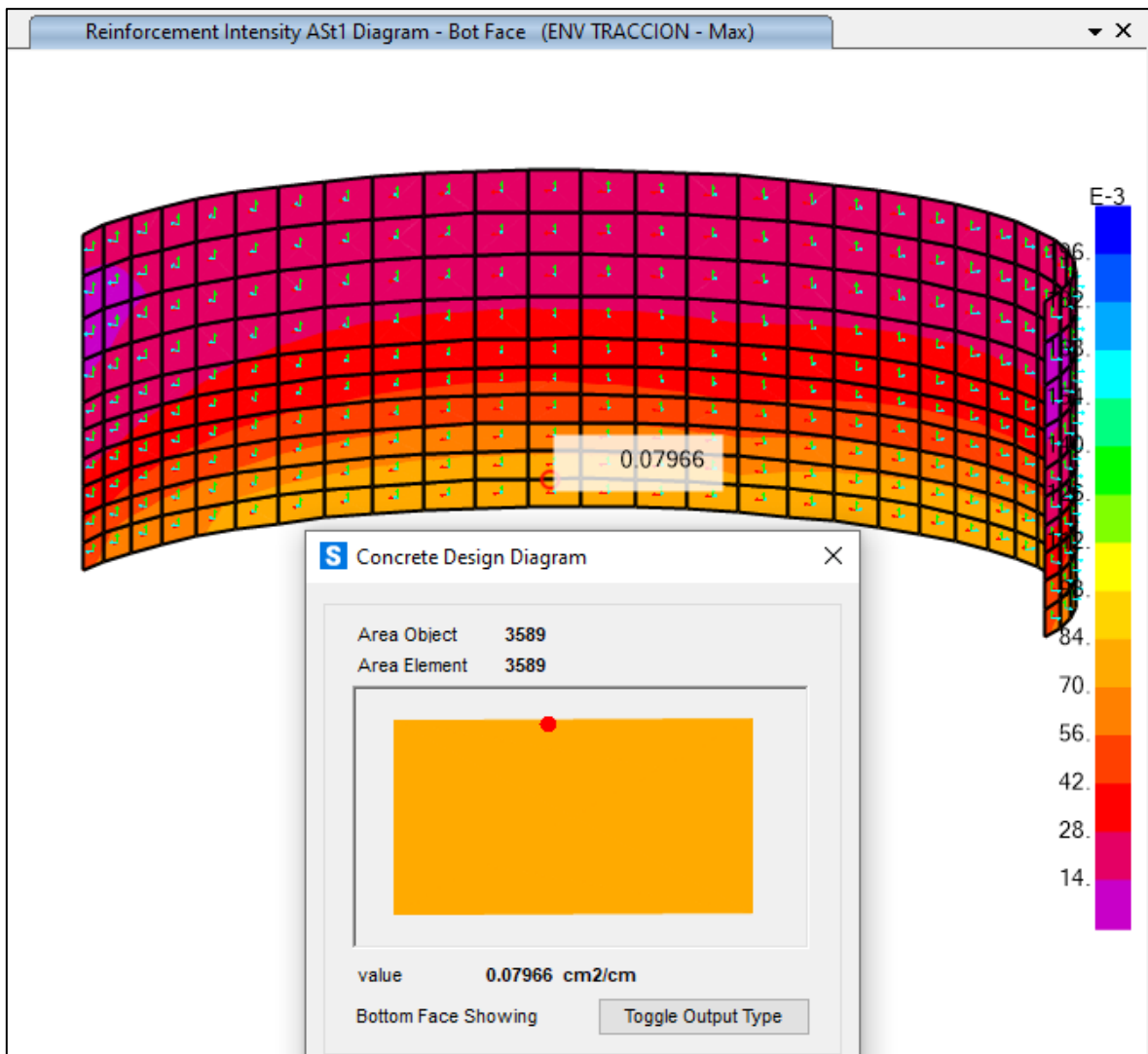


Figura 38 Cuantía a 40 cm que nos muestra el SAP2000 sometido a tracción.

pacero = 0.079 cm²/cm

Ab = 1.99 cm² área de Ø 5/8"

Tomando espaciamiento e = 25 cm

$$\frac{A_s}{e} = 0.079 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Distribución del acero = Ø 5/8" @ 0.25 m

Diseño para el acero vertical:

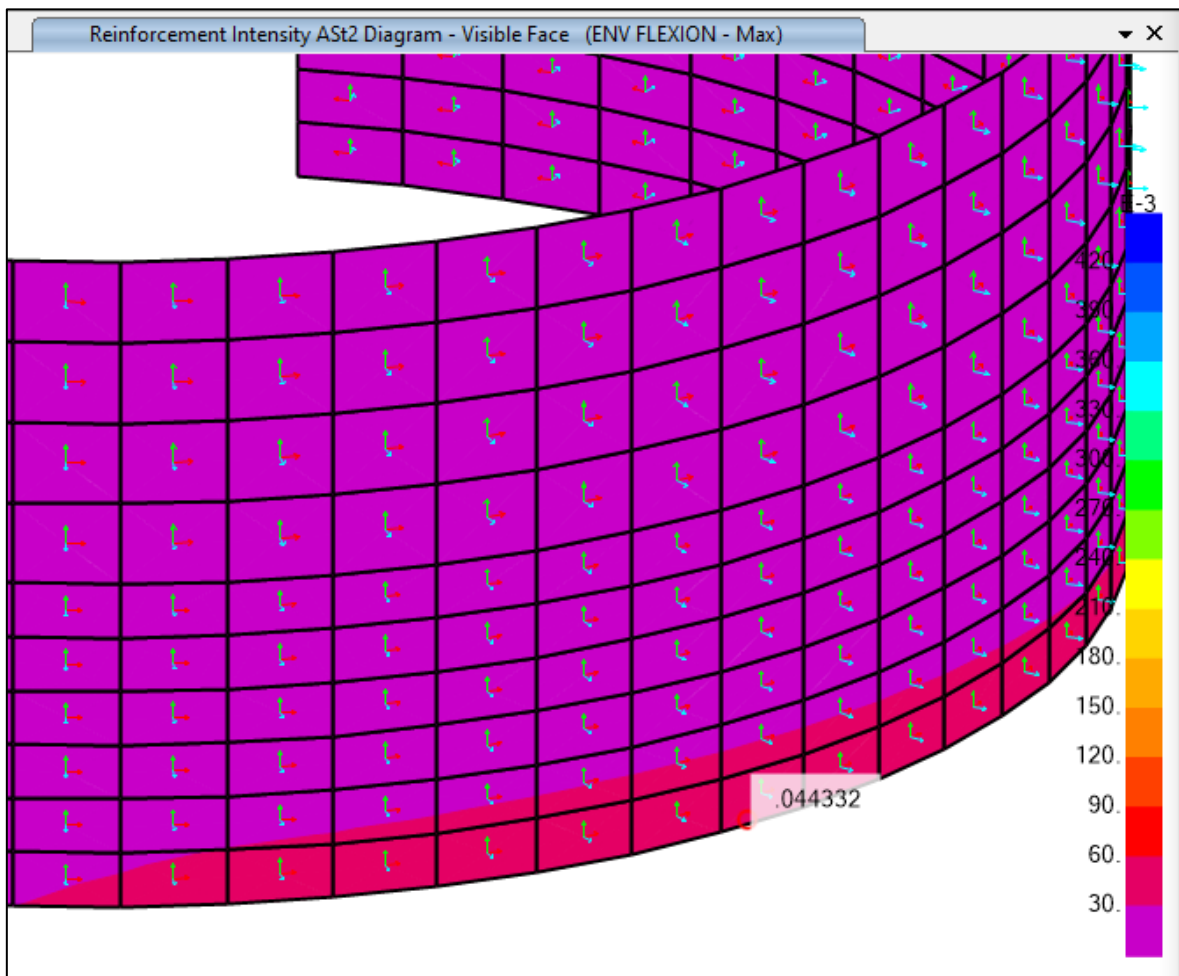


Figura 39 Cuantía que nos muestra el SAP2000 sometido a flexión

$$\rho_{\min} = \frac{0.003 \cdot b}{2} = 0.045 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$A_b = 1.27 \text{ cm}^2$ área de $\varnothing 1/2''$

Tomando espaciamiento $e = 25 \text{ cm}$

$$\frac{A_b}{e} = 0.051 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Distribución del acero = $\varnothing 1/2'' @ 0.25 \text{ m}$

4.5.3.4. Diseño de chimenea de acceso

Esta estructura estará sometido a la presión exterior producida por el líquido que se encuentra en la cuba.

Datos:

$$f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fy = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$$

Sección: 1.00 x 0.20 m.

$$b = 20.00 \text{ cm}$$

$$h = 100.00 \text{ cm}$$

$$r = 6.00 \text{ cm}$$

$$d = 14.00 \text{ cm}$$

$$As_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{Fy} * b * d = 4.37 \text{ cm}^2; \text{ El acero mínimo en flexión ACI 318 (2014)}$$

$$As \text{ min} = \emptyset 1/2" @ 0.20 \text{ m}$$

4.5.3.5. Diseño de viga inferior

Para el diseño se tomará en cuenta todas las cargas que actúan sobre la viga inferior, como son; el peso de la cobertura, peso de la viga superior y el peso de la pared cilíndrica.

Datos:

$$f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$$

Sección de viga: 0.70 x 0.50 m.

$$b = 70.00 \text{ cm}$$

$$h = 50.00 \text{ cm}$$

$$r = 6.00 \text{ cm}$$

$$P_{adm.tracción} = 124.61 \text{ Tnf} \quad \text{presión admisible SAP2000}$$

Luego tenemos el área de acero:

$$A_b = 2.84 \text{ cm}^2 \quad \text{área de } \varnothing 3/4''$$

$$A_c = 3500 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 12 * A_b = 34.203 \text{ cm}^2 \quad \text{acero a colocar}$$

$$f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \varnothing = 0.9$$

$$P_n = f_y * A_s = 143.652 \text{ Tnf}$$

$$P_{admtracción} < \varnothing * P_n \quad \text{OK}$$

$$\text{Distribución del acero} = 12 \varnothing 3/4'' \text{ y estribos } \varnothing 5/8'' @ 0.30 \text{ m}$$

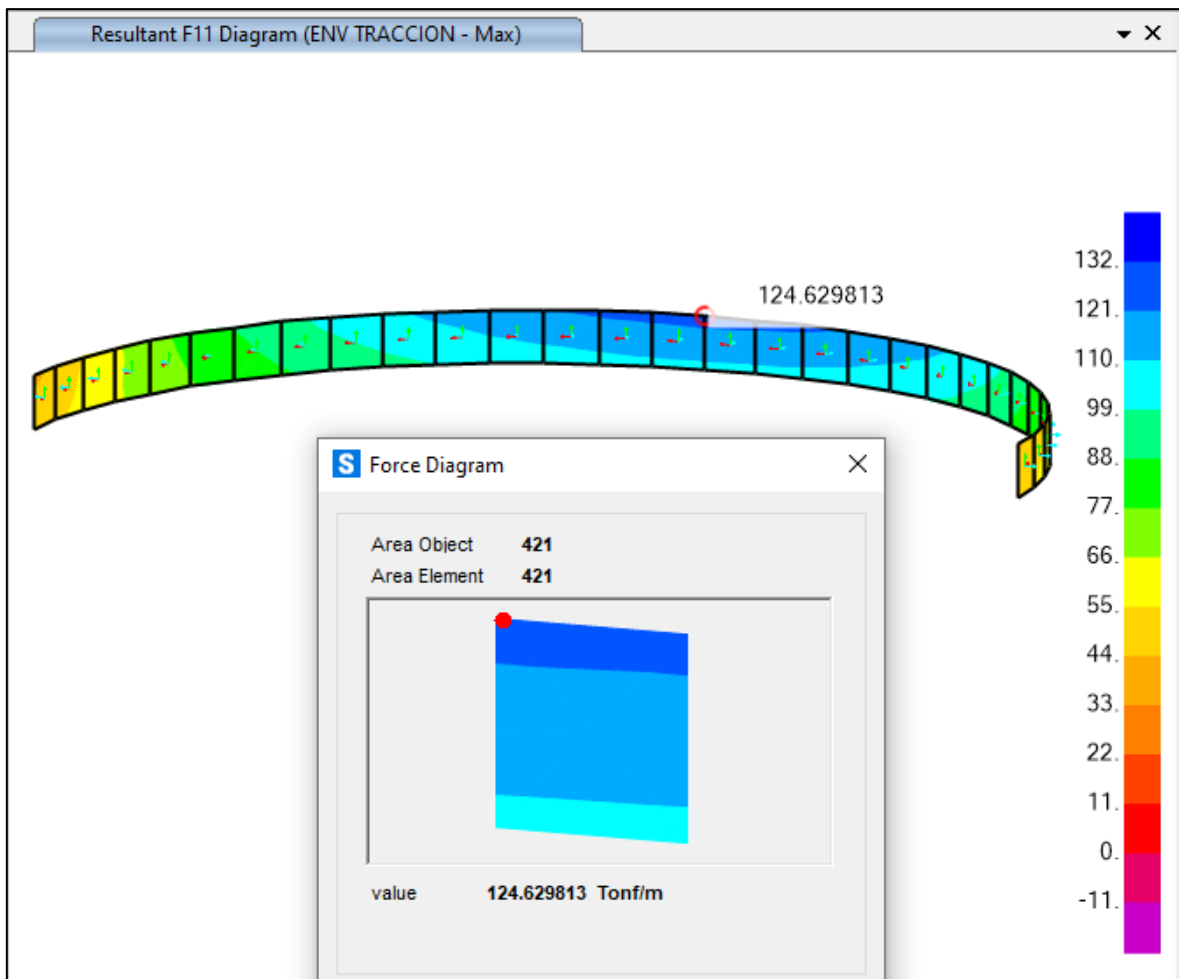


Figura 40 Esfuerzo originado en la viga inferior.

4.5.3.6. Diseño del fondo cónico

Datos obtenidos:

Ancho tributario: 100.00 cm

$$f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fy = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$r = 6.00 \text{ cm}$$

$$e = 30.00 \text{ cm}$$

Para el diseño del acero circular usamos también podemos usar las cuantías del SAP2000:

Diseño acero horizontal

$\rho = 0.114 \text{ cm}^2/\text{cm}$ cuantía del SAP2000

Tomando espaciamiento $e_s = 20 \text{ cm}$

$A_b = 2.84 \text{ cm}^2$ área de $\emptyset 3/4''$

$\frac{A_b}{e_s} = 0.143 \text{ cm}^2/\text{cm}$

Distribución del acero = $\emptyset 3/4'' @ 0.20 \text{ m}$

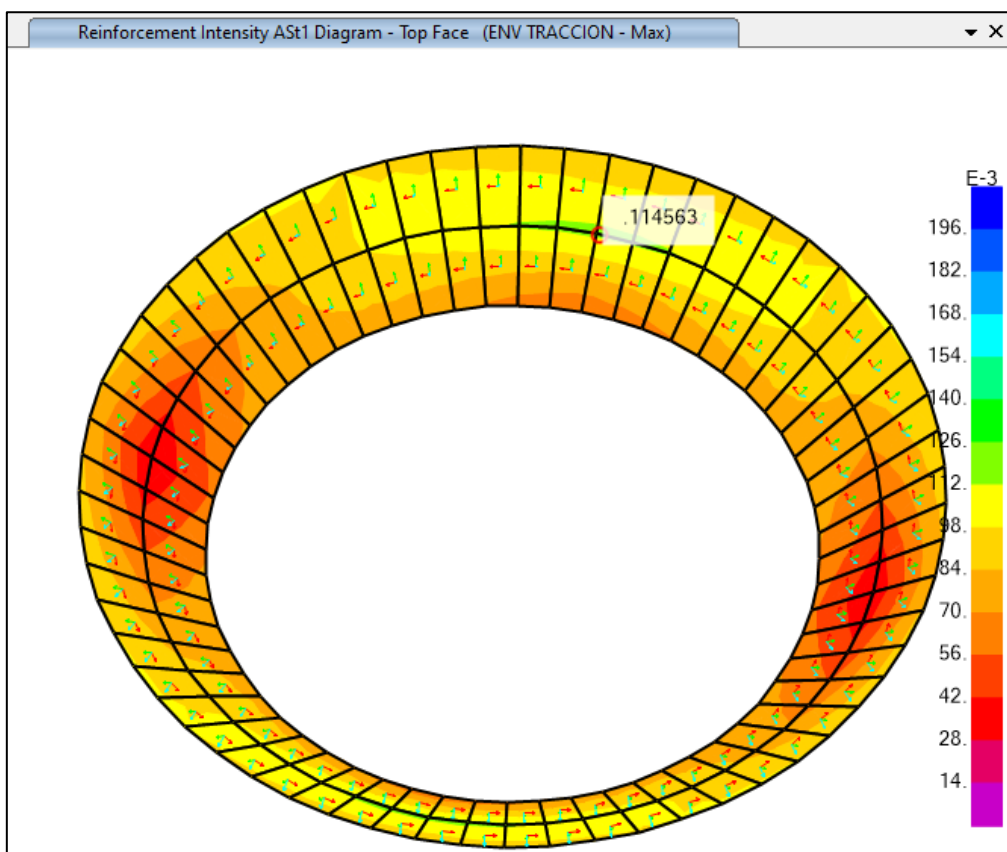


Figura 41 Esfuerzo en la viga inferior.

Diseño acero vertical inferior:

$\rho = 0.106 \text{ cm}^2/\text{cm}$ cuantía del SAP2000

Tomando espaciamiento $e_s = 25 \text{ cm}$

$A_b = 2.84 \text{ cm}^2$ área de $\emptyset 3/4''$

$\frac{A_b}{e_s} = 0.114 \text{ cm}^2/\text{cm}$

Distribución del acero = $\emptyset 3/4'' @ 0.25 \text{ m}$

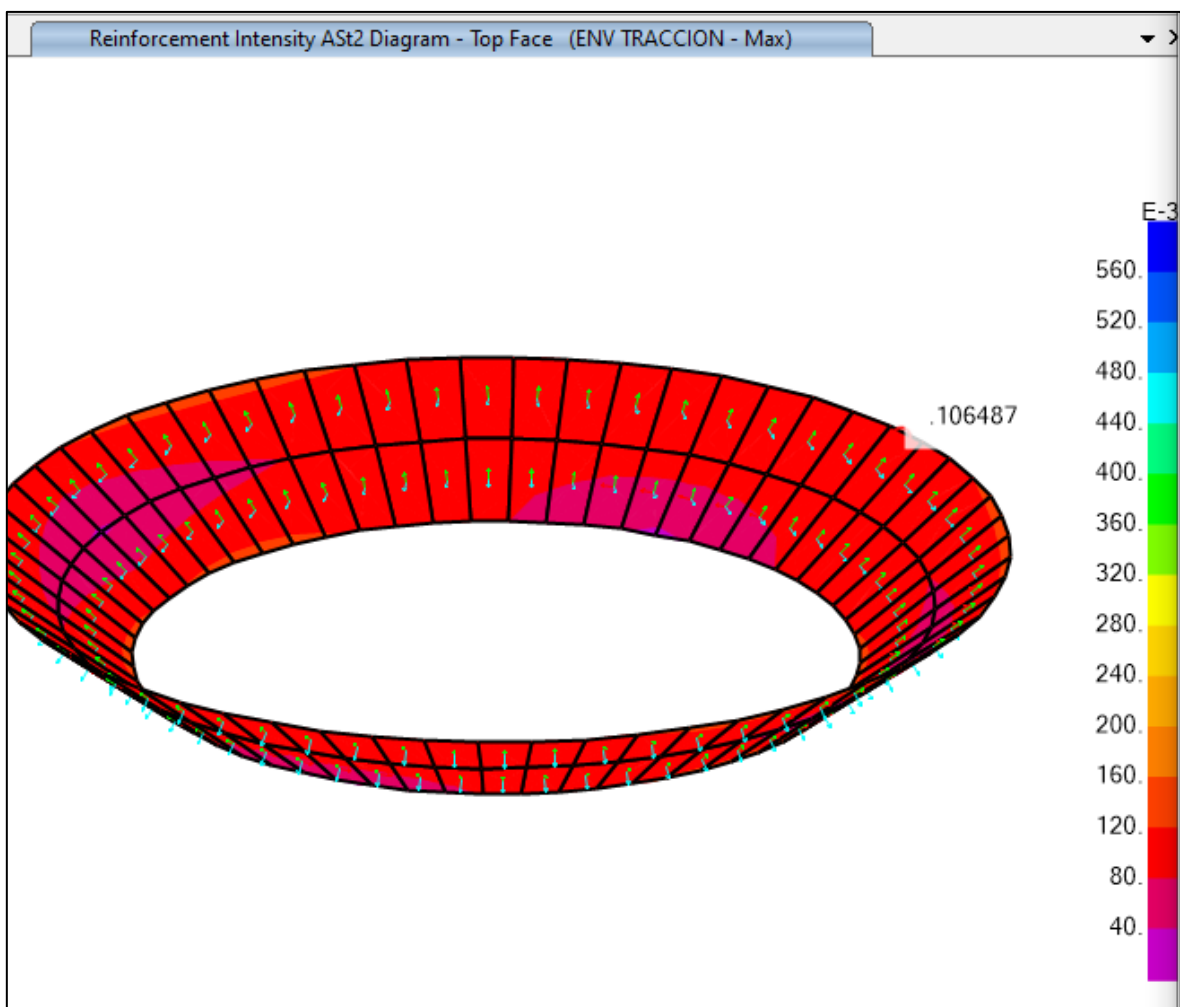


Figura 42 Cuantía de acero vertical cara inferior

Diseño acero vertical superior:

$\rho = 0.181 \text{ cm}^2/\text{cm}$ cuantía del SAP2000

Tomando espaciamiento $e_s = 15 \text{ cm}$

$A_b = 2.84 \text{ cm}^2$ área de $\emptyset 3/4''$

$\frac{A_b}{e_s} = 0.19 \text{ cm}^2/\text{cm}$

Distribución del acero = $\emptyset 3/4'' @ 0.15 \text{ m}$

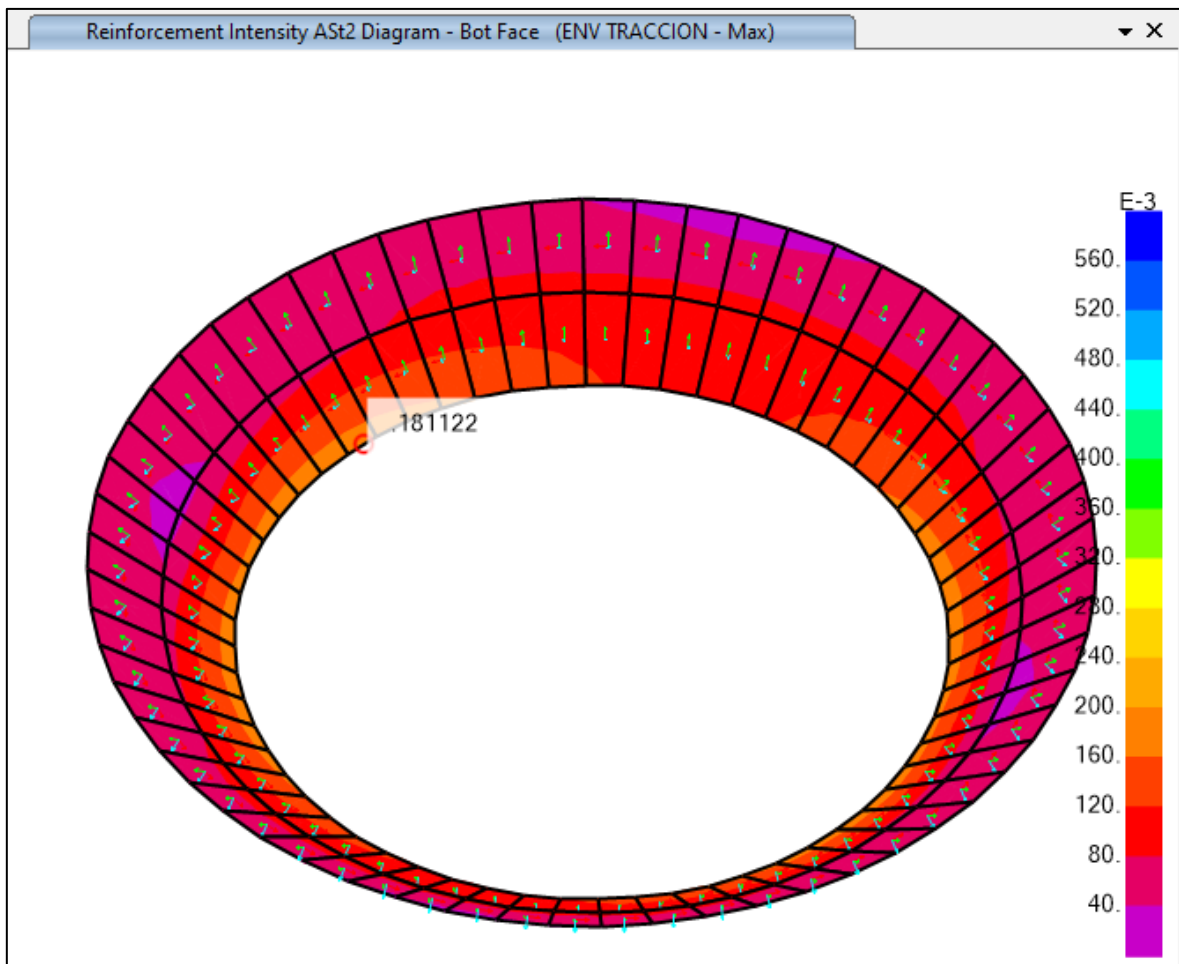


Figura 43 Cuantía de acero vertical cara superior

4.5.3.7. Diseño de cúpula inferior

Este elemento estructural estará sometido a la carga de su propio peso, así como también el peso del líquido, y el peso de la chimenea de acceso.

Ancho tributario: 100.00 cm

$$f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$r = 6.00 \text{ cm}$$

$$e = 30.00 \text{ cm}$$

$$\rho_{\min} = 0.003$$

$$\rho_{\min} * e = 0.09 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_b = 2.84 \text{ cm}^2 \quad \text{área de acero } \varnothing 3/4''$$

Considerando espaciamiento $e_s = 30 \text{ cm}$

$$\frac{A_b}{e_s} = 0.095 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Distribución del acero = $\varnothing 3/4'' @ 0.30 \text{ m}$

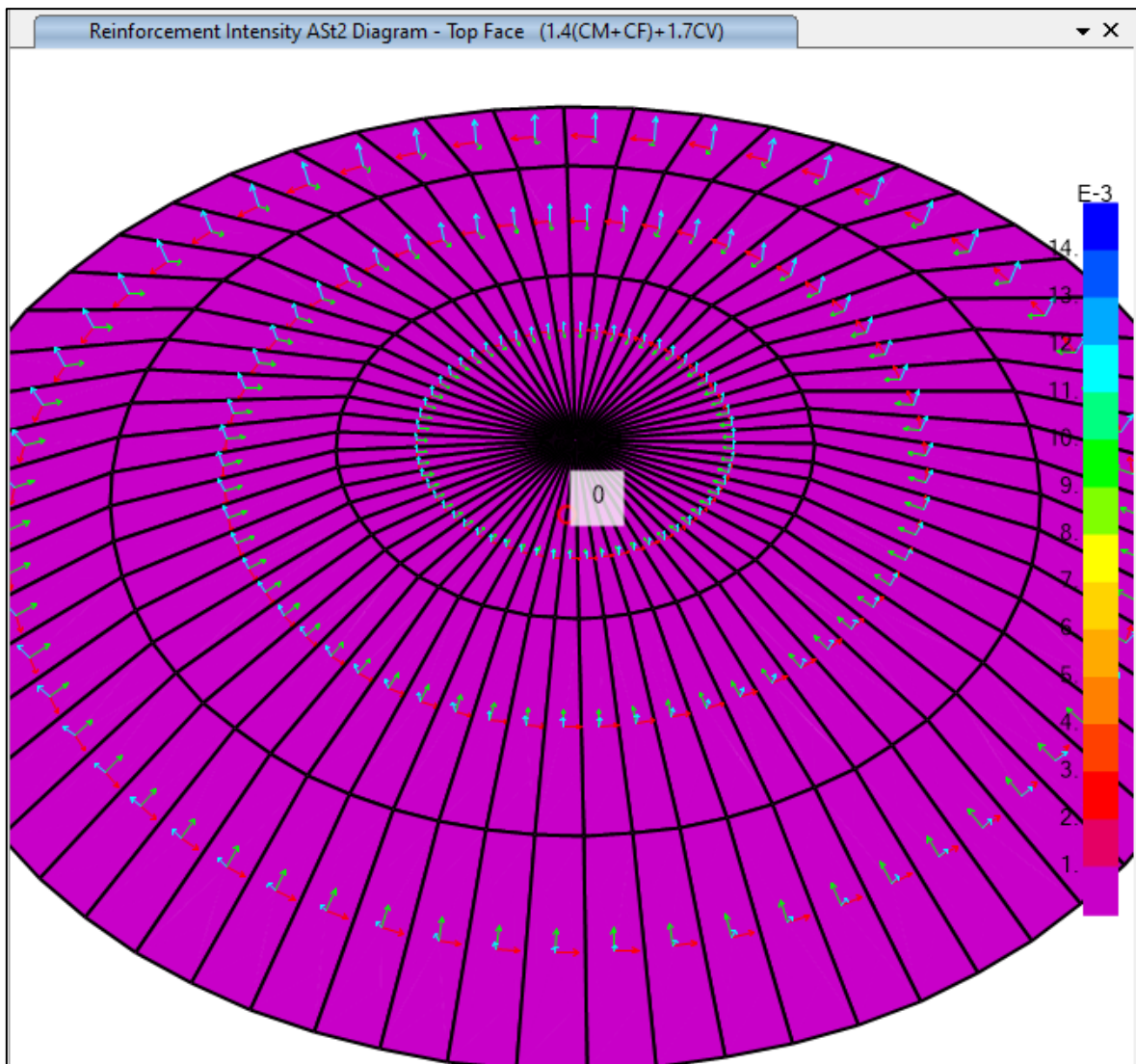


Figura 44 Esfuerzo en losa de fondo o cúpula inferior.

4.5.3.8. Diseño de viga de fondo

En este caso la viga de fondo se encuentra sometida a las cargas de compresión del fondo cónico como la cúpula inferior, porque los esfuerzos que se transmiten hacia viga de fondo se observa que no son fuerzas verticales, teniendo en cuenta eso podemos ver que quien absorbe las componentes horizontales de tracción o de compresión vendría hacer esta viga circular de fondo.

$$f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$$

Sección de viga: 0.70 x 0.50 m.

$$B = 70.00 \text{ cm}$$

$$h = 50.00 \text{ cm}$$

$$r = 6.00 \text{ cm}$$

Debido a que este elemento está sometido a fuerza por compresión y compresión se diseñara con cuantía mínima de una columna.

Hacemos un ejemplo de diseño por tracción:

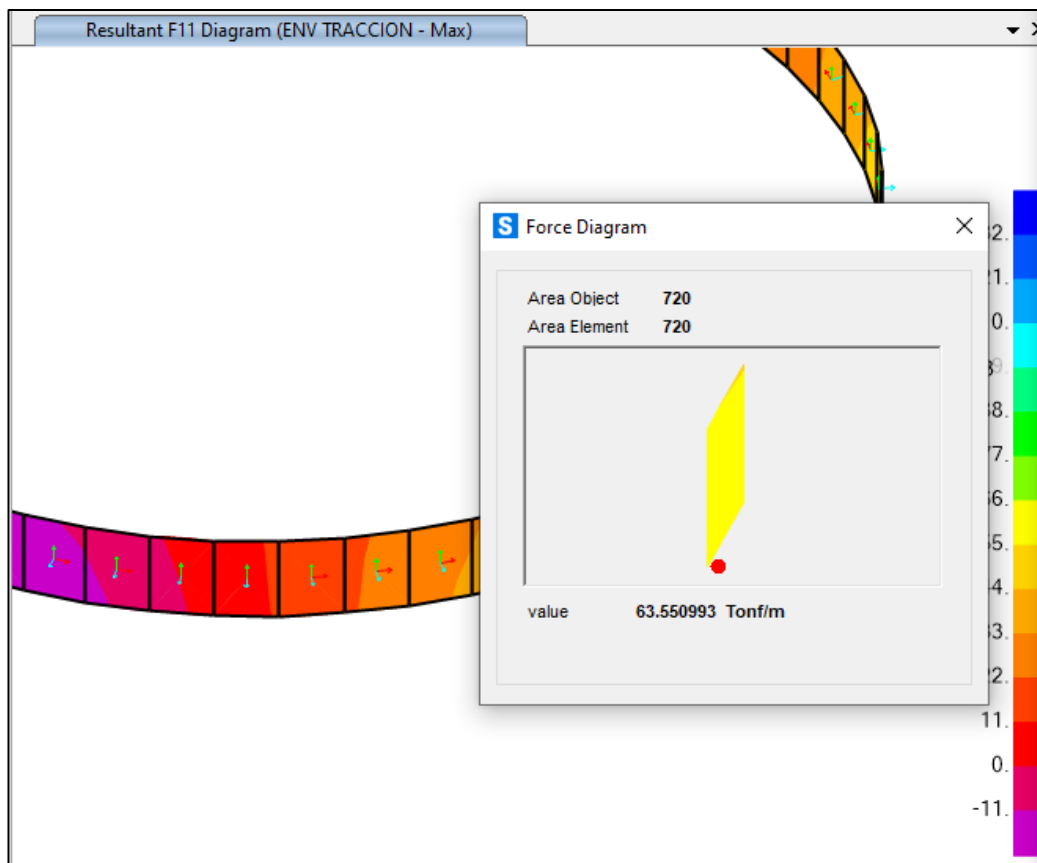


Figura 45 Esfuerzo en la viga de fondo sometido a tracción

Padm.tracción = 63.55 Tnf presión admisible SAP2000

Luego tenemos que el área de acero:

Ab = 1.99 cm² área de Ø 5/8"

Ac = 3500 cm²

As = 10*Ab = 19.793 cm² acero a colocar

fy = 4,200 Kg/cm² Ø = 0.9

P_n = fy * As = 83.132 Tnf

Padmtracción < Ø*P_n OK

Distribución del acero = 10 Ø 5/8" y estribos Ø 1/2" @ 0.30 m

Entonces diseñamos por cuantía para los elementos que se encuentran sometidos a compresión:

As = 0.01*Ac = 35 cm² reglamento E 0.60 (2020)

Ab = 2.84 cm² área de Ø 3/4"

$\frac{A_s}{A_b} = 12.28 = 13 \text{ } \emptyset$

Distribución del acero = 13 Ø 3/4" y estribos Ø 5/8" @ 0.30 m

4.5.3.9. Diseño de fuste o estructura de soporte

Ancho tributario: 100.00 cm

f'c = 280 Kg/cm²

$$f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 100.00 \text{ cm}$$

$$t = 25.00 \text{ cm}$$

$$r = 6.59 \text{ m} \quad \text{radio interior}$$

Luego de haber realizado el análisis del fuste, cuando se aplica las cargas sísmicas, carga vivas y muertas, se puede obtener los siguientes esfuerzos en los elementos diferenciales del fuste, en el cual se puede apreciar cómo se comporta el fuste cuando se le aplica estas cargas.

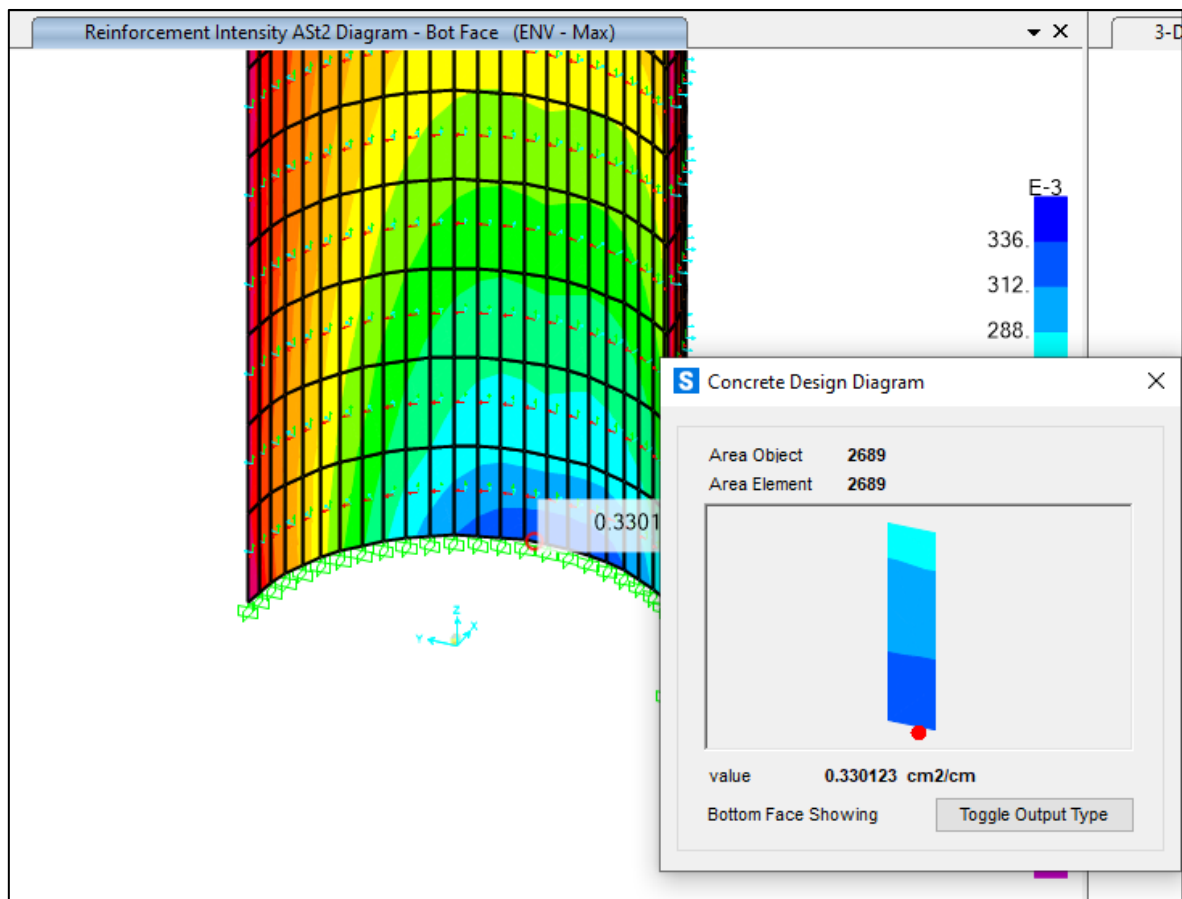


Figura 46 Esfuerzo admisible en el fuste

Diseño acero vertical:

$\rho = 0.33 \text{ cm}^2/\text{cm}$ cuantía del SAP2000

Tomando espaciamiento $e_s = 15 \text{ cm}$

$A_b = 5.07 \text{ cm}^2$ área de acero $\emptyset 1''$

$\frac{A_b}{e_s} = 0.338 \text{ cm}^2/\text{cm}$ Distribución del acero = $\emptyset 1'' @ 0.15 \text{ m}$

Para el diseño del acero horizontal podemos optar por la cuantía mínima de la norma ACI 371R-08 (2008)

Cuantía mínima = 0.0025

$A_s \text{ min} = 6.25 \text{ cm}^2$ $A_s \text{ min} = \emptyset 5/8'' @ 0.15 \text{ m}$

4.5.3.9. Diseño de cimentación

Datos:

$D_i = 6.59 \text{ m}$ diámetro interior del fuste

$D_c = 22 \text{ m}$ asumiendo diámetro de la cimentación de acuerdo al EMS

$h = 250 \text{ cm}$ asumiendo altura de la cimentación

$H_f = 18.3 \text{ m}$ altura del fuste

$H_r = 4.5 \text{ m}$ altura de relleno o profundidad de cimentación asumida

$h_i = 1.635 \text{ m}$ altura impulsiva

$h_c = 2.593 \text{ m}$ altura convectiva

$\gamma_c = 2.4 \text{ tn}/\text{m}^3$ peso específico del concreto

$\gamma_c = 1.6 \text{ tn}/\text{m}^3$ peso específico del terreno

$\gamma_c = 1.8 \text{ tn}/\text{m}^3$ peso específico del relleno

$q_m = 1.48 \text{ kg}/\text{cm}^2$ presión admisible del suelo

b = 1.00 m ancho tributario

Peso del reservorio : 1122.87 tn

Peso del relleno : 1105.11 tn

Peso de la cimentación : 1186.01 tn

Peso Total : 2624.49 tn

Fuerza debida de la masa impulsiva : 138.51 tn

Fuerza debida de la masa convectiva : 245.97 tn

Realizamos el cálculo de la cimentación por volteo:

$$Mv = \sqrt{(Pi * (Hf + hi))^2 + (Pc * (Hf + hc))^2} = 21840.55 \text{ Tn} - m \quad \text{ACI 350.3-06 (2006)}$$

$$bp = \frac{Dc}{2} = 11 \text{ m} \quad \text{brazo de palanca}$$

$$M_{estabilizador} = (Pt + Pr + Pc) * bp = 37555.041 \text{ Tn} - m$$

$$F_s = \frac{M_{estabilizador}}{Mv} = 1.72 \quad \text{factor de seguridad ACI 371R-08 (2008)}$$

Fs > 1.5 OK

Calculo del acero:

$$\Phi b = 0.9 \quad \beta_1 = 0.85 \quad \epsilon_{cu} = 0.003 \quad \epsilon_s = 0.005$$

$$Mu = 77 \text{ Tn-m} \quad \text{momento ultimo SAP2000}$$

$$a = d - \sqrt{\frac{2 * Mu}{0.85 * f'c * \Phi b * b}} = 1.487 \text{ cm} \quad \text{profundidad del bloque equivalente}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 1.749 \text{ cm} \quad \text{profundidad del eje neutro}$$

$$c_{max} = \left(\frac{a}{\epsilon_{cu} + \epsilon_s} \right) * d = 90.93 \text{ cm} \quad \text{profundidad máxima del eje neutro para garantizar una falla controlada por tracción}$$

$$As = \frac{Mu}{\Phi b * f_y * (d - \frac{a}{2})} = 8.426 \text{ cm}^2$$

Usamos acero de 1/2"

$$\text{Distribución del acero} = 5 \text{ } \emptyset \text{ 1/2" @ 0.20 m}$$

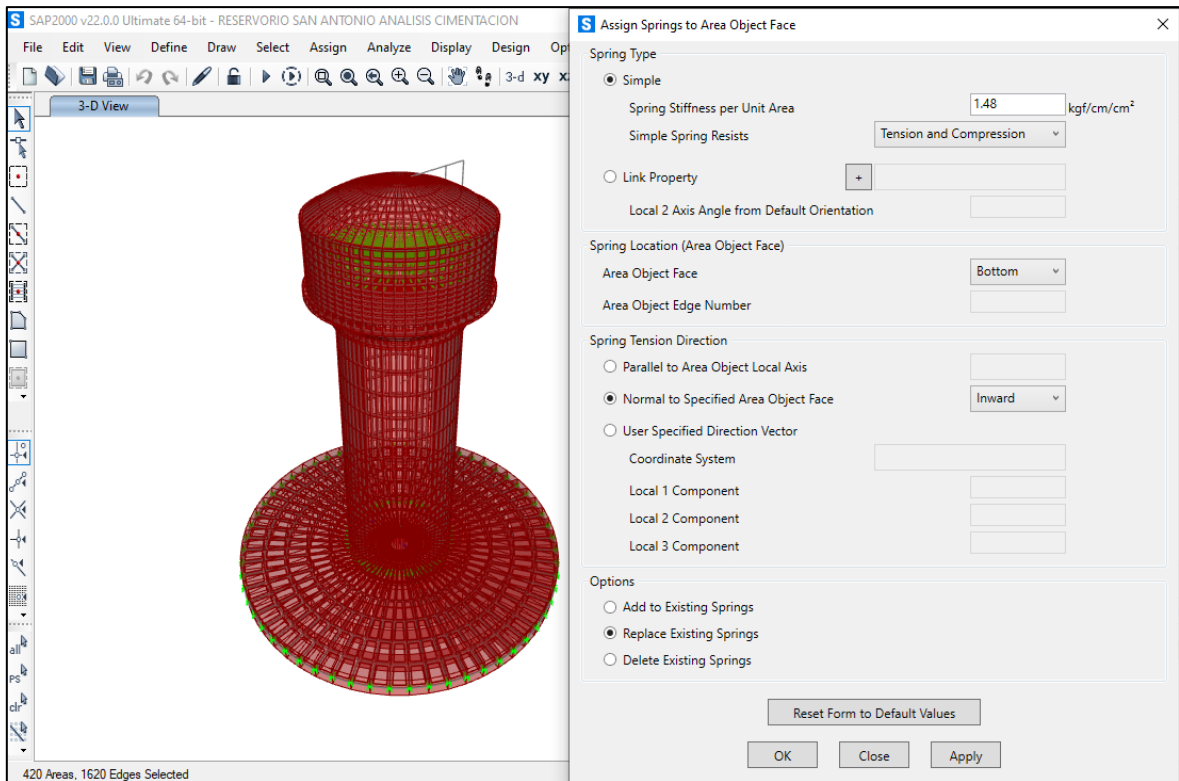


Figura 47 Asignamos la resistencia del terreno según el EMS

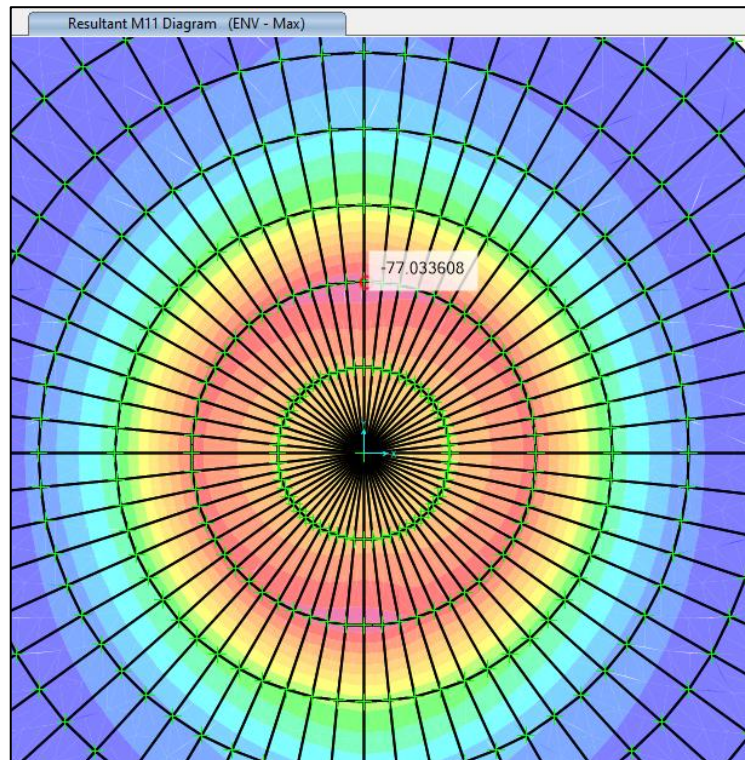


Figura 48 Momento último en la cimentación

Base Reactions

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Base Reactions

Filter:

	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	GlobalFY Tonf	GlobalFZ Tonf	GlobalMX Tonf-m	GlobalMY Tonf-m	GlobalMZ Tonf-m	GlobalX m	GlobalY m	GlobalZ m
▶	SISMO X	LinRespSpec	Max	1125.3665	4.2635	4.3007	13.93734	8717.89613	25.26845	0	0	0

Record: << < 1 > >> of 1

Add Tables... Done

Figura 49 Momento de volteo en el eje Y

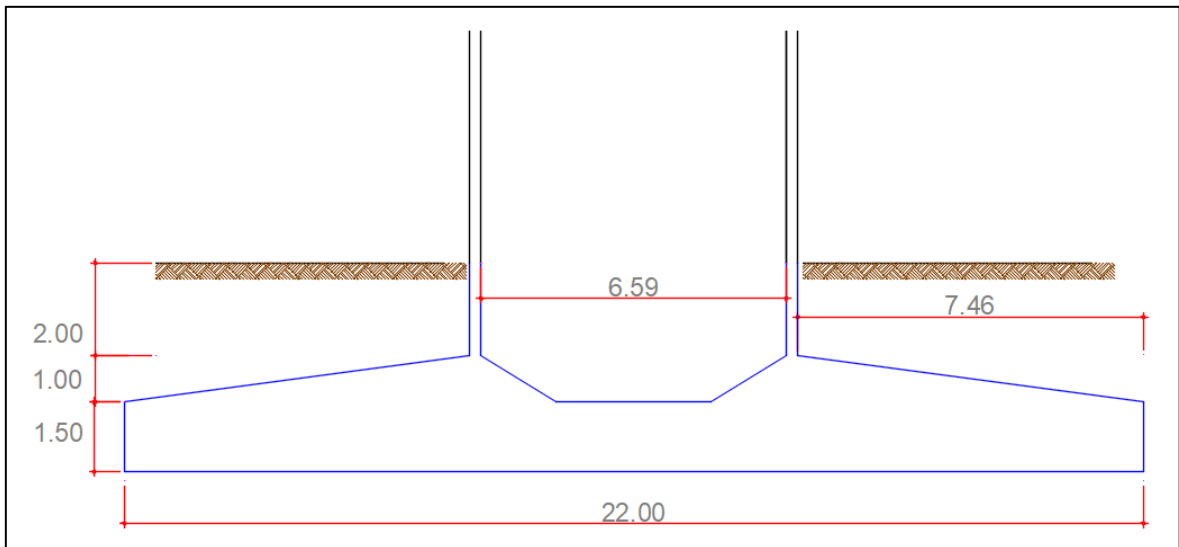


Figura 50 Geométrica de la cimentación según el cálculo realizado

V.- DISCUSIÓN

Según la tabla N° 1 y figura N° 1 del análisis y diseño estructural de reservorio elevado tipo Intze de 300 m³, en Centro Poblado San Antonio, Santiago, Ica, para el análisis sísmico y diseño estructural de la estructura contenedoras de líquidos, no guiamos de los fundamentos teóricos de la norma ACI 350.3-06, el reglamento nacional de edificaciones, hacemos uso de software computacional SAP2000 para realizar el análisis estático y dinámico, luego con los resultados se evaluaron los esfuerzos a las que están sometidos cada elemento estructural teniendo en cuenta los parámetros mínimos de diseño para determinar la distribución de aceros, a su vez, en el análisis realizados se encontraron en los resultados, que los elementos son sometidos a flexocompresión y que el elemento Viga de fondo, es el elemento que más carga de flexión presenta, concordando con Lazo (2011) que realiza su análisis y diseño aplicando el mismo método obteniendo así resultados similares.

El cual es viable debido a que las dimensiones cumplen las características mínimas de un reservorio elevado tipo Intze.

La metodología empleada en el diseño es la adecuada, debido a que permitió determinar las dimensiones de cada elemento estructural del reservorio elevado tipo Intze.

Según la tabla N° 13 del predimensionamiento del reservorio elevado tipo Intze de 300 m³, en Centro Poblado San Antonio, Santiago, Ica, en la presente tesis nos apoyamos en la forma geométrica del ingeniero hidráulico alemán Otto Intze, quien realiza una disposición geométrica de los elementos estructurales tratando que todos los elementos estructurales trabajen a compresión, permitiendo optimizar la capacidad de almacenamiento y espesores de los elementos estructurales, de tal manera que se anulen las fuerzas de empujes sobre la viga de fondo que une el fondo cónico y la cúpula inferior, concordando con Quezada y Salinas (2014) que realizan el predimensionamiento de los elementos estructurales aplicando el mismo método obteniendo así resultados similares.

El cual es viable debido a que las dimensiones cumplen las características de un predimensionamiento reservorio elevado tipo Intze.

La metodología empleada en el diseño es la adecuada, debido a que permitió determinar las el predimensionamiento de los elementos estructurales para luego realizar el análisis estático y dinámico del reservorio elevado tipo Intze.

En el análisis estático y dinámico del reservorio elevado tipo intze de la presente tesis, para el análisis dinámico donde se interactúa el líquido con la estructura se usó el ejemplar propuesto por G.W.Housner, para este tipo de masa total del líquido se definen en una masa impulsiva y una masa convectiva, por lo cual en el modelamiento se usó el programa computacional SAP2000 Versión 18 y para el análisis dinámico se usó un espectro de respuesta sísmico dando como resultado un periodo de $T_c = 2.79s$ y del análisis estático y dinámico se obtiene las fuerzas cortantes basales dinámica y estática fueron de 538.02 Ton y 445.12 Ton, estos resultados obtenidos se tuvo que el 90% cortante basal estático sea menor que la cortante basal dinámica cumpliendo así con lo establecido por la norma E 030, se usó el factor de reducción de respuesta para la masa impulsiva $R_i = 1$ y para la masa convectiva $R_w = 2$ según el ACI 350.3-06, así como también se aplicó la incorporación de la rigidez del resorte en el análisis dinámico en el cual se dividió en 60 resortes con 6° respecto al eje x y multiplicando por 2 debido al coeficiente de reducción, asignándole la masa convectiva y dividiéndola en 60 para así distribuirla en cada resorte, para definir el tipo de suelo se consideró la ubicación en Ica, Santiago, Centro Poblado San Antonio, teniendo un tipo de suelo S2 suelos intermedios, concordando con Coral y Fernández (2018) que realizan el análisis estático y dinámico de un reservorio elevado tipo Intze aplicando el mismo método obteniendo así resultados que cumplen con los parámetro de diseño.

El cual es viable debido a que los resultados cumplen las características de un análisis y estático y dinámico de un reservorio elevado tipo Intze.

La metodología empleada en el diseño es la adecuada, debido a que permitió realizar el análisis y estático y dinámico para luego realizar el diseño de cada elemento estructural del reservorio elevado tipo Intze.

El diseño de cada elemento estructural del reservorio elevado tipo Intze de la presente tesis, el diseño de cada elemento en el reservorio se hizo debido a los esfuerzos de compresión y de tracción en actúan en ellos teniendo en cuenta el la teoría de esfuerzos de Von Mises donde indica que la falla ocurrida cuando la energía de distorsión por volumen unitario exceda el esfuerzo del concreto, también se emplea el método por factores de carga y resistencia según ACI-350.3-06 donde la resistencia requerida se obtiene la resistencia requerida U , multiplicando las cargas de servicio por factores de cargas, donde se multiplica por el coeficiente de durabilidad sanitario 1.3 para flexión y corte, y 1.65 para esfuerzos sometidos a tracción directa, también se observa que los esfuerzos de flexión, se encontraron en mayor concentración en la pared de la cuba o pared cilíndrica, estos elementos ayudan a absorber los momentos flectores y en caso de la viga circular de fondo que está sometida a flexión debido al peso de la cuba que está actuando sobre ella, concordando con Hernández (2018) que realizan el diseño de cada elemento estructural de un reservorio elevado tipo Intze aplicando el mismo método obteniendo así resultados que cumplen con los parámetro mínimos de diseño.

El cual es viable debido a que los diseños y distribución de aceros de cada elemento cumplen aplicando el análisis y estático y dinámico de un reservorio elevado tipo Intze.

La metodología empleada en el diseño es la adecuada, debido a que permitió realizar el diseño y distribución de aceros de cada elemento estructural para luego realizar los planos de detalle estructural de cada elemento estructural del reservorio elevado tipo Intze.

VI.- CONCLUSIONES

El análisis y diseño del reservorio elevado tipo Intze se obtuvo el volumen del reservorio $V=300 \text{ m}^3$, radio interior de la cuba cilíndrica $a=4.83 \text{ m}$, radio medio del fuste cilíndrico $b=3.42 \text{ m}$, radio exterior de la chimenea $c=1.9 \text{ m}$, flecha interior de la cúpula superior $f=1.61 \text{ m}$, flecha exterior de la cúpula inferior, $f'=1.09 \text{ m}$, altura mojada de la cuba cilíndrica $h_1=3.74 \text{ m}$, altura del tanque $h_2=4.83 \text{ m}$, radio de la cúpula superior $r=8.05 \text{ m}$, radio de la cúpula inferior $r'=5.58 \text{ m}$, espesor cúpula superior $e=10 \text{ cm}$, viga anillo superior $b=40 \text{ cm}$ con $h=50 \text{ cm}$, pared cilíndrica $e=30 \text{ cm}$, chimenea de acceso $e=20 \text{ cm}$, viga de anillo inferior $b=70 \text{ cm}$ con $h=50 \text{ cm}$, fondo cónico $e=30 \text{ cm}$, fondo cúpula esférica $e=30 \text{ cm}$, viga de fondo $b=70 \text{ cm}$ $h=50 \text{ cm}$, fuste $e=25 \text{ cm}$, del análisis estático y dinámico se obtiene las fuerzas cortantes basales dinámica y estática fueron de 538.02 Ton y 445.12 Ton , estos resultados obtenidos se tuvo que el 90% cortante basal estático sea menor que la cortante basal dinámico cumpliendo así con lo establecido por la norma E 030, con desplazamientos en el análisis estático de 2.16 cm en el anillo superior, 1.64 cm en el anillo inferior, 1.48 en la viga de fondo y en el análisis dinámico un desplazamiento de 2.32 cm en el anillo superior, 1.79 cm en la viga de anillo inferior, 1.63 en la viga de fondo, apoyándonos con la norma ACI 350.3-06 y el software computacional SAP2000.

El predimensionamiento del reservorio elevado tipo Intze se obtuvo se obtuvo el volumen del reservorio $V=300 \text{ m}^3$, radio interior de la cuba cilíndrica $a=4.83 \text{ m}$, radio medio del fuste cilíndrico $b=3.42 \text{ m}$, radio exterior de la chimenea $c=1.9 \text{ m}$, flecha interior de la cúpula superior $f=1.61 \text{ m}$, flecha exterior de la cúpula inferior, $f'=1.09 \text{ m}$, altura mojada de la cuba cilíndrica $h_1=3.74 \text{ m}$, altura del tanque $h_2=4.83 \text{ m}$, radio de la cúpula superior $r=8.05 \text{ m}$, radio de la cúpula inferior $r'=5.58 \text{ m}$, espesor cúpula superior $e=10 \text{ cm}$, viga anillo superior $b=40 \text{ cm}$ con $h=50 \text{ cm}$, pared cilíndrica $e=30 \text{ cm}$, chimenea de acceso $e=20 \text{ cm}$, viga de anillo inferior $b=70 \text{ cm}$ con $h=50 \text{ cm}$, fondo cónico $e=30 \text{ cm}$, fondo cúpula esférica $e=30 \text{ cm}$, viga de fondo $b=70 \text{ cm}$ $h=50 \text{ cm}$, fuste $e=25 \text{ cm}$, apoyándonos en la forma geométrica propuesta por ingeniero hidráulico alemán Otto Intze.

El análisis estático y dinámico del reservorio elevado tipo Intze se obtuvo como resultado del análisis estático y dinámico se obtiene las fuerzas cortantes basales dinámica y estática fueron de 538.02 Ton y 445.12 Ton , estos resultados obtenidos se tuvo que el 90% cortante basal estático sea menor que la cortante basal dinámico cumpliendo así con lo establecido por la norma E 030, con desplazamientos en el análisis estático de 2.16 cm en el anillo superior, 1.64 cm en el anillo inferior, 1.48 en la viga de fondo y en el análisis dinámico un desplazamiento de 2.32 cm en el anillo superior, 1.79 cm en la viga de anillo inferior, 1.63 en la viga de fondo, apoyándonos con la norma ACI 350.3-06, la norma técnica Peruana y el software computacional SAP2000.

El diseño de cada elemento estructural del reservorio elevado tipo Intze se obtuvo el espesor cúpula superior $e=10$ cm con una distribución de acero de $\varnothing 1/2$ " a cada 0.30 m horizontal y vertical, en la viga anillo superior $b=40$ cm con $h=50$ cm con una distribución de acero de $6 \varnothing 5/8$ " con estribos de $\varnothing 1/2$ " a cada 0.30 m, en la pared cilíndrica $e=30$ cm con una distribución de acero de $2 \varnothing 5/8$ " a 0.20 m y el resto $\varnothing 5/8$ " a 0.25 m, en la chimenea de acceso $e=20$ cm con una distribución de acero de $\varnothing 1/2$ " a cada 0.20 m, en la viga de anillo inferior $b=70$ cm con $h=50$ cm con una distribución de acero de $12 \varnothing 3/4$ " con estribos de $\varnothing 5/8$ " a cada 0.30 m, en el fondo cónico $e=30$ cm con una distribución de acero de $\varnothing 3/4$ " a cada 0.20 m horizontal y vertical de dos mallas en la cara inferior acero de $\varnothing 3/4$ " a cada 0.25 m y en la cara superior acero de $\varnothing 3/4$ " a cada 0.15 m, en el fondo cúpula esférica $e=30$ cm con una distribución de acero de $\varnothing 3/4$ " a cada 0.30 m horizontal y vertical de dos mallas, en la viga de fondo $b=70$ cm $h=50$ cm con una distribución de acero de $13 \varnothing 3/4$ " con estribos de $\varnothing 5/8$ " a cada 0.30 m, en el fuste $e=25$ cm con una distribución de acero de $\varnothing 1$ " a cada 0.15 m vertical y horizontal acero de $\varnothing 5/8$ " a cada 0.15 m de doble malla y en la cimentación se determinó una distribución de acero de $\varnothing 1/2$ " a cada 0.20 m.

VII.- RECOMENDACIONES

Se recomienda que para el diseño y análisis de reservorio elevado nos apoyemos en la norma extranjera ACI 350.3-06 ya que el Reglamento Nacional de Edificaciones no tiene un capítulo que nos sirva de ayuda o consideraciones a tomar en cuenta para realizar un diseño de este tipo de estructuras especiales, así como también tener en cuenta el modelo ejemplar propuesto por G.W.Housner donde se interactúa el líquido con la estructura considerando para este tipo de masa total del líquido una masa impulsiva y una masa convectiva.

Se recomienda que para el predimensionamiento del reservorio elevado nos apoyemos en la forma geométrica propuesta por ingeniero hidráulico alemán Otto Intze, quien realiza una disposición geométrica de los elementos estructurales tratando que todos los elementos estructurales trabajen a compresión, permitiendo optimizar la capacidad de almacenamiento y espesores de los elementos estructurales, de tal manera que se anulen las fuerzas de empujes sobre la viga de fondo que une el fondo cónico y la cúpula inferior.

Se recomienda que para el análisis estático y dinámico ampliar los estudios de estructuras de contenedoras de líquidos para generar una metodología que se pueda incorporar en la norma peruana E.030, con la finalidad de tener mayor seguridad en estos tipos de estructuras especiales, así como también se recomienda utilizar el uso de softwares computacionales para agilizar el tipo de diseño.

Para el diseño de cada elemento estructural de un reservorio elevado se recomienda tomar resultados más favorables para así garantizar el un buen diseño estructural, así como también se recomienda hacer un adecuado reforzamiento en las aberturas del reservorio como pueden ser puertas o ventanas.

REFERENCIAS

1 Bibliografía

COMITÉ 350.3-06. Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary. U.S.A: American Concrete Institute, 2006. 67 pp.

ISBN: 00870312227

ACI Committee 350. Code requirements for environmental engineering concrete structures (aci 350-01) and commentary (ACI 350R-01). U.S.A: American Concrete Institute, 2001. 389 pp.

COMITÉ 371R-08. Guide for the Analysis, Design, and Construction of Elevated Concrete and Composite Steel-Concrete Water Storage Tanks. U.S.A: American Concrete Institute, 2008. 45 pp.

ISBN: 9780870312922

COMITÉ 318SUS14. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318SUS-14) y Comentario (ACI 318SUSR-14). U.S.A: American Concrete Institute, 2015. 592 pp.

ISBN: 9780870319600

SENCICO. Norma E.060 Concreto Armado. Perú: Gerencia de Investigación y Normalización del SENCICO, 2020. 205 pp.

ISBN: 9786124842740

SENCICO. Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Perú: Gerencia de Investigación y Normalización del SENCICO, 2018. 205 pp.

ISBN: 9786124842702

MINISTERIA de Vivienda, Construcción y Saneamiento: Norma OS.100 Consideraciones básicas de diseño de infraestructura sanitaria.

Perú: 2006. 32 pp.

MINISTERIA de Vivienda, Construcción y Saneamiento: Norma OS.030 Almacenamiento de agua para consumo humano.

Perú: 2006. 3 pp.

ARIAS Odón, Fidias. El proyecto de investigación guía para su elaboración. 6ª ed. Caracas, Editorial Episteme, c.a, 2012. Pp. 134.

ISBN: 9800785299

CHACALTANA Uribe, Fernando, FRANCO Acevedo, Angel, REYES Soto, Edwin. Diseño de reservorio elevado tipo fuste. diplomado en diseño estructural - III. Lima:Univercidad Peruana de Ciencias Aplicadas, 2011. 56 pp.

CORAL Carrera, Kevin y FERNÁNDEZ Arana, Shelly. Análisis y diseño estructural de un tanque elevado de concreto armado con capacidad de 2000 m³. Tesis (Ingeniero Civil).Lima: Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, 2018. 131 pp.

MATIZ Chica, Jorge Iván. Método simplificado para el análisis y diseño de tanques rectangulares en concreto reforzado a partir de la formulación de los elementos finitos. Maestria (Ingeniero Civil).Bogotá: Universidad Nacional de Colombia, 2011. 293 pp.

HUGO Hernández Barrios. Revista de Ingeniería Sísmica [en línea]. Octubre-diciembre 2018, n.º 3. [Fecha de consulta: 24 de febrero del 2022]. Disponible en https://www.researchgate.net/publication/330077297_Respuesta_sismica_de_tanques_elevados_tipo_pendolo_invertido

LAZO Jurado, Gloria Denisse. Diseño y análisis sísmico de reservorio circular de 250 m³ para el abastecimiento de agua potable en el distrito de Paucara, provincia de Acobamba, región de Huancavelica. Tesis (Ingeniero Civil). Huancavelica: Universidad Nacional de Huancavelica, escuela profesional de ingeniería civil, 2015. 250 pp.

Moreno Reyna, Pablo, Shelly. Análisis sísmico de depósitos elevados y estudio sobre la interacción suelo-estructura. Tesis (Ingeniero Industrial).Sevilla: Universidad de Sevilla, 2015. 114 pp.

QUEZADA, Wilder y SALINAS, Angela. Diseño y analisis de un reservorio tipo fuste de 300 m³ en la ciudad de trujillo. Tesis (Ingeniero Civil). Trujillo: Universidad Privada Antenor Orrego, 2014. 99 pp.

SALINAS Saavedra, Jose. Análisis y diseño resistente de un reservorio elevado con estructura cilíndrica de soporte. Tesis (Ingeniero Civil). Lima: Universidad Nacional de Ingenieria, 1996. 227 pp.

ANEXO 1: Declaratoria de autenticidad



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Declaratoria de Originalidad del Autor

Yo, RAMIREZ HUAMANI LEONARDO FARESS estudiante de la FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA de la escuela profesional de INGENIERÍA CIVIL de la UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO SAC - CALLAO, declaro bajo juramento que todos los datos e información que acompañan la Tesis titulada: "Análisis y diseño estructural de reservorio elevado tipo Intze de 300 m3, en Santiago, Ica, 2022", es de mi autoría, por lo tanto, declaro que la Tesis:

1. No ha sido plagiada ni total, ni parcialmente.
2. He mencionado todas las fuentes empleadas, identificando correctamente toda cita textual o de paráfrasis proveniente de otras fuentes.
3. No ha sido publicada, ni presentada anteriormente para la obtención de otro grado académico o título profesional.
4. Los datos presentados en los resultados no han sido falseados, ni duplicados, ni copiados.

En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de la información aportada, por lo cual me someto a lo dispuesto en las normas académicas vigentes de la Universidad César Vallejo.

Nombres y Apellidos	Firma
LEONARDO FARESS RAMIREZ HUAMANI DNI: 76576570 ORCID 0000-0002-0612-3445	Firmado digitalmente por: LRAMIREZHU el 11-04- 2022 20:20:06

Código documento Trilce: TRI - 0295360

ANEXO 2: Declaratoria de autenticidad



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

Declaratoria de Autenticidad del Asesor

Yo, DE LA CRUZ VEGA SLEYTHER ARTURO, docente de la FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA de la escuela profesional de INGENIERÍA CIVIL de la UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO SAC - CALLAO, asesor de Tesis titulada: "Análisis y diseño estructural de reservorio elevado tipo Intze de 300 m³, en Santiago, Ica, 2022", cuyo autor es RAMIREZ HUAMANI LEONARDO FARESS, constato que la investigación cumple con el índice de similitud establecido, y verificable en el reporte de originalidad del programa Turnitin, el cual ha sido realizado sin filtros, ni exclusiones.

He revisado dicho reporte y concluyo que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio. A mi leal saber y entender la Tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias establecidas por la Universidad César Vallejo.

En tal sentido, asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de información aportada, por lo cual me someto a lo dispuesto en las normas académicas vigentes de la Universidad César Vallejo.

LIMA, 11 de Abril del 2022

Apellidos y Nombres del Asesor:	Firma
DE LA CRUZ VEGA SLEYTHER ARTURO DNI: 70407573 ORCID 0000-0003-0254-301X	Firmado digitalmente por: SLEYTHER el 11-04-2022 19:47:58

Código documento Trilce: TRI - 0295359

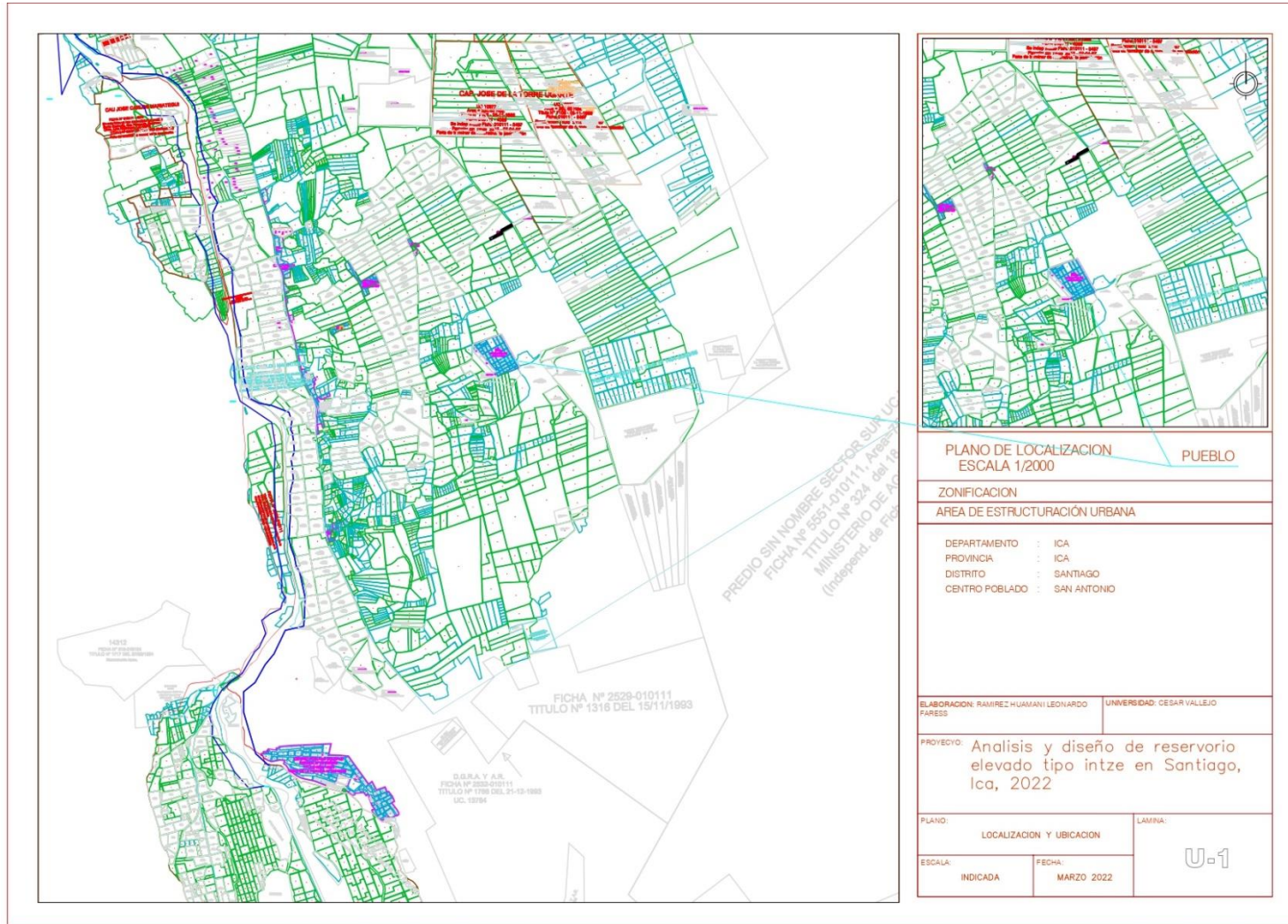


ANEXO 3: Matriz de operacionalización de variables

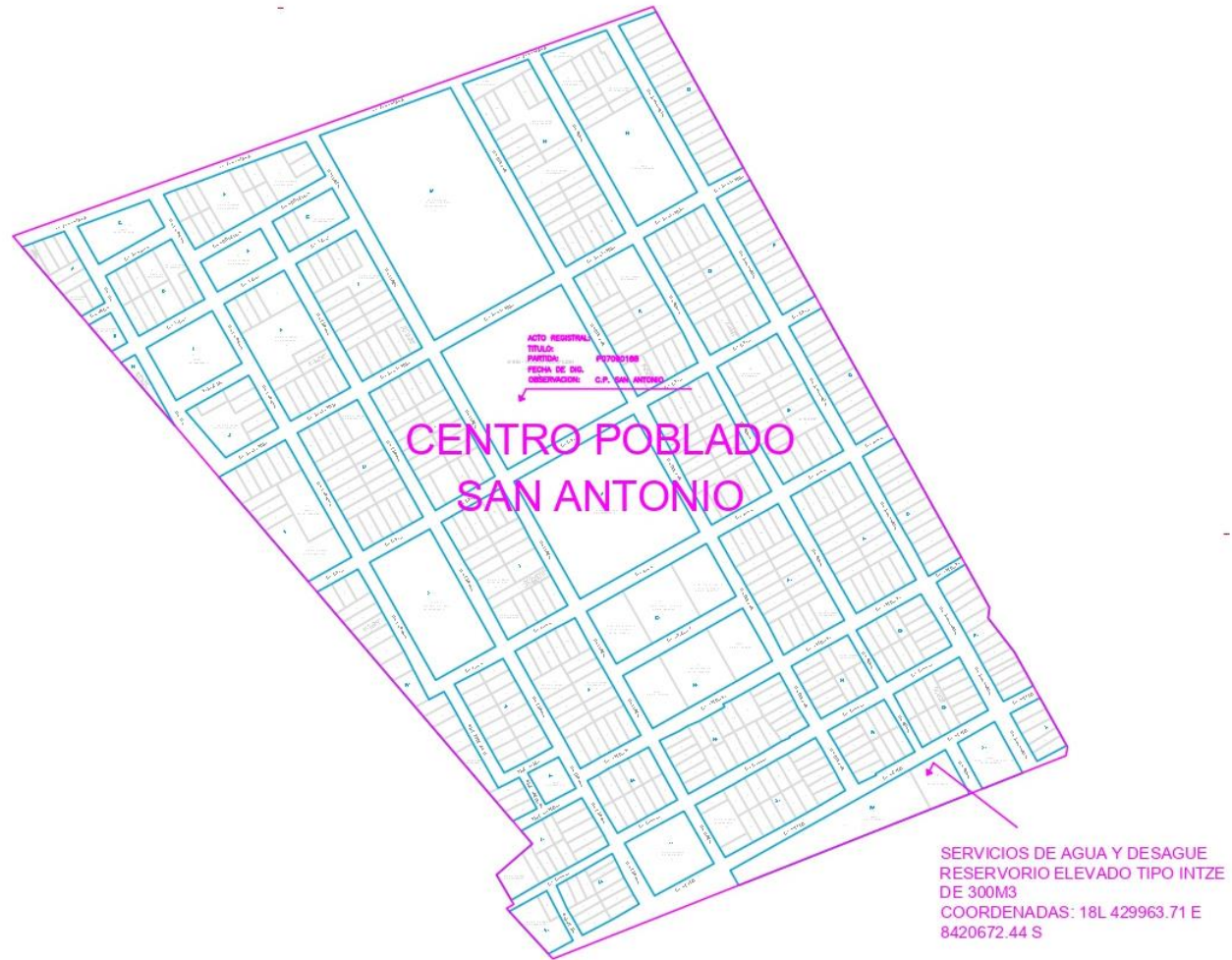
PROBLEMA	OBJETIVO	HIPOTESIS	VARIAB.	DIMENS.	METODOLOGIA
Problema general	Objetivo general	Hipótesis general	Variable 1 Reservorio elevado tipo Intze	Construcción Reservorio	Tipo de investigación: Aplicada Diseño de investigación: cuasi-experimental GE: O1 O2 O3 O4 O5 O6 Población: La población será 01 reservorio elevado tipo Intze de 300 m3 del Centro Poblado San Antonio Santiago, Ica. Muestra:
¿Cuál es el análisis y diseño estructural del reservorio elevado tipo Intze de 300 m3 en Centro Poblado San Antonio, Santiago, Ica?	Determinar el análisis y diseño estructural de un reservorio elevado tipo Intze de 300 m3 en Centro Poblado San Antonio, Santiago, Ica.	El análisis permitirá determinar el diseño estructural de un reservorio elevado tipo Intze de 300 m3 en Centro Poblado San Antonio, Santiago, Ica			
Problema Especifico	Objetivo especifico	Hipótesis específicos			
¿Cuál es el predimensionamiento de los elementos estructurales del reservorio elevado tipo Intze de 300 m3 en Centro Poblado San Antonio, Santiago, Ica?	Realizar el predimensionamiento de los elementos estructurales del reservorio elevado tipo Intze de 300 m3 en Centro Poblado San Antonio, Santiago, Ica	El predimensionamiento permitirá determinar los elementos estructurales del reservorio elevado tipo Intze de 300 m3 en Centro Poblado San Antonio, Santiago, Ica.	Variable 2 Análisis y diseño estructural	Análisis Diseño de los elementos estructurales	

<p>¿Cuál es el análisis sísmico estático y dinámico del reservorio elevado tipo Intze de 300 m³ en Centro Poblado San Antonio, Santiago, Ica?</p>	<p>Efectuar el análisis sísmico estático y dinámico haciendo el uso de la herramienta computacional SAP2000, teniendo en consideración en el ejemplar del Ing. G.W Housner del reservorio elevado tipo Intze de 300 m³ en Centro Poblado San Antonio, Santiago, Ica</p>	<p>El análisis sísmico estático y dinámico haciendo el uso de la herramienta computacional SAP2000, teniendo en consideración en el ejemplar del Ing. G.W Housner permitirá diseñar el reservorio elevado tipo Intze de 300 m³ en Centro Poblado San Antonio, Santiago, Ica</p>			<p>La muestra es igual a la población será 01 reservorio elevado tipo Intze de 300 m³ del Centro Poblado San Antonio Santiago, Ica.</p>
<p>¿Cuál es realizar el diseño de los elementos estructurales del reservorio elevado tipo Intze de 300 m³ en Centro Poblado San Antonio, Santiago, Ica?</p>	<p>Realizar el diseño de los elementos estructurales del reservorio elevado tipo Intze de 300 m³ en Centro Poblado San Antonio, Santiago, Ica.</p>	<p>El diseño de los elementos estructurales determinará las dimensiones del reservorio elevado tipo Intze de 300 m³ en Centro Poblado San Antonio, Santiago, Ica.</p>			

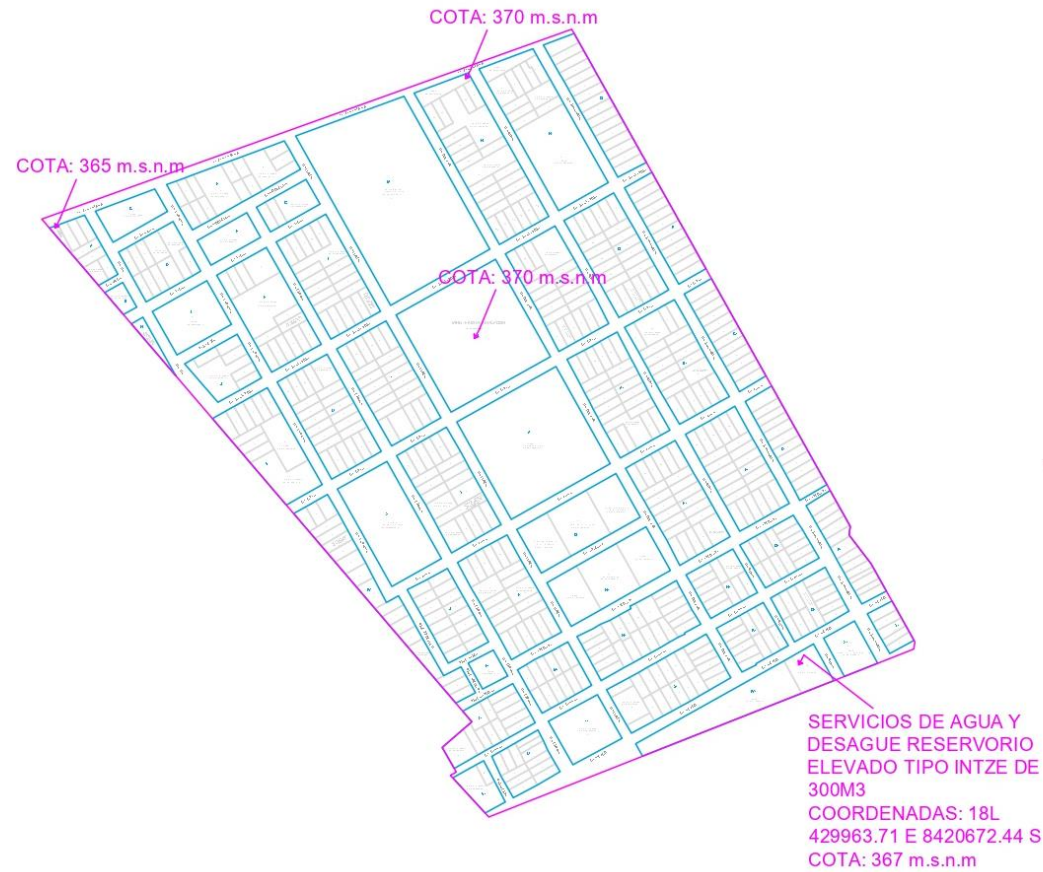
Ubicación del Centro Poblado San Antonio



Ubicación del reservorio elevado



Niveles del Centro Poblado San Antonio



En el reglamento nacional de edificaciones OS 050 "Redes de distribución de agua para consumo humano" Item 4.5 indica que: La presión máxima estática no deberá sobrepasar los 50 m en cualquier punto de la red y en el consumo máximo horaria, la presión dinámica no debe ser menor de 10m, por lo cual se toma como altura del fuste de 18.30 m cumpliendo así con el reglamento.

Panel fotográfico de los reservorios existentes

		
<p>Reservorios existentes del centro poblado San Antonio, actualmente solo uno está en funcionamiento.</p>	<p>Reservorio elevado aporricado de 50 m³ con una altura de 15 m, actualmente se encuentra fuera de servicio.</p>	<p>Reservorio elevado aporricado de 60 m³ con una altura de 16 m, actualmente este es el único que se encuentra en servicio, fue construido por la Municipalidad de Santiago el 11 de marzo del 2006.</p>

Panel fotográfico de cisterna enterrada y placa de entrega de obra



Cisterna enterrada con su equipo de bombeo, actualmente la Juntas administradoras de servicios de saneamiento (JASS) es quien les brinda el servicio.



Reservorio elevado aporticado de 50 m3 con una altura de 15 m, actualmente se encuentra fuera de servicio

3.15 ICA: POBLACION CENSADA POR SEXO, INDICE DE MASCULINIDAD Y TASA DE CRECIMIENTO INTERCENSAL, SEGUN PROVINCIA Y DISTRITO, CENSO NACIONAL 2007

Provincia y Distrito	Población			Índice de Masculinidad	Tasa de Crecimiento Intercensal
	Total	Hombre	Mujer		
Total	711 932	353 386	358 546	98,56	1,6
Provincia Ica	321 332	157 232	164 100	95,81	1,9
Ica	125 189	60 729	64 460	94,21	1,1
La Tinguiña	30 902	15 050	15 852	94,94	2,3
Los Aquijes	16 298	8 065	8 233	97,96	2,7
Ocucaje	3 639	1 866	1 773	105,25	0,7
Pachacútec	6 000	2 926	3 074	95,19	2
Parcona	50 349	24 336	26 013	93,55	1,6
Pueblo Nuevo	4 588	2 254	2 334	96,57	0,2
Salas	17 973	9 253	8 720	106,11	4,1
San José de Los Molinos	6 070	2 983	3 087	96,63	0,8
San Juan Bautista	12 430	6 069	6 361	95,41	2,7
Santiago	23 657	11 871	11 786	100,72	3,2
Subtanjalla	19 019	9 249	9 770	94,67	5,6
Tate	4 101	2 006	2 095	95,75	1,9
Yauca del Rosario	1 117	575	542	106,09	-1,2
Provincia Chincha	194 315	95 977	98 338	97,60	1,8
Chincha Alta	59 574	29 195	30 379	96,10	1,3
Alto Larán	6 220	3 184	3 036	104,87	2,6
Chavín	1 096	736	360	204,44	2,8
Chincha Baja	12 195	6 129	6 066	101,04	0,5
El Carmen	11 725	5 861	5 864	99,95	2
Grocio Prado	20 621	10 097	10 524	95,94	2,4
Pueblo Nuevo	52 143	25 620	26 523	96,60	2,5
San Juan de Yanac	471	264	207	127,54	-4,8
San Pedro de Huacarpana	1 576	762	814	93,61	1,1
Sunampe	23 969	11 798	12 171	96,94	2,2
Tambo de Mora	4 725	2 331	2 394	97,37	1,1
Provincia Pisco	125 879	64 083	61 796	103,70	1,3
Pisco	54 997	27 768	27 229	101,98	0,4
Huancano	1 758	911	847	107,56	-1
Humay	5 437	2 823	2 614	108,00	1,6
Independencia	12 390	6 504	5 886	110,50	2,6
Paracas	4 146	2 264	1 882	120,30	9,1
San Andrés	13 151	6 835	6 316	108,22	0,3
San Clemente	19 324	9 650	9 674	99,75	2,2
Túpac Amaru Inca	14 676	7 328	7 348	99,73	3,1
Provincia Palpa	12 875	6 602	6 273	105,24	-0,3
Palpa	7 250	3 635	3 615	100,55	0,2
Llipata	1 420	722	698	103,44	0,2
Río Grande	2 731	1 463	1 268	115,38	-1,2
Santa Cruz	1 060	562	498	112,85	-0,6
Tibillo	414	220	194	113,40	-2,5
Provincia Nasca	57 531	29 492	28 039	105,18	0,6
Nasca	26 062	13 099	12 963	101,05	0,7
Changuillo	1 950	1 049	901	116,43	-2,6
El Ingenio	2 932	1 560	1 372	113,70	-0,6
Marcona	12 876	6 957	5 919	117,54	-0,1
Vista Alegre	13 711	6 827	6 884	99,17	2,1

Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática - Dirección Nacional de Censos y Encuestas.

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES

PROYECTO:

**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL
DE RESERVORIO ELEVADO TIPO
INTZE DE 300 M3, EN SANTIAGO,
ICA, 2022**



ICA, MARZO DEL 2,022

CONTENIDO

1. ALCANCES DEL ESTUDIO
2. UBICACIÓN
3. GEOLOGIA
4. INFORMACION PREVIA
 - 4.1 DE LA OBRA A CIMENTAR
 - 4.2 DATOS GENERALES DE LA ZONA
 - 4.3 DE LOS TERRENOS COLINDANTES
 - 4.4 NUMERO DE PUNTOS A INVESTIGAR
5. TRABAJOS EFECTUADOS
 - 5.1 EXPLORACION DE CAMPO
 - 5.2 ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO
 - 5.3 PERFIL DEL SUELO
6. AGRESIVIDAD DEL SUELO
7. NIVEL FREÁTICO
8. ANALISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA
 - 8.1 ANALISIS POR ASENTAMIENTO
 - 8.2 CAPACIDAD DE CARGA POR ASENTAMIENTO
 - 8.3 CAPACIDAD DE CARGA POR CORTE
9. EFECTOS SISMICOS
 - 9.1 CARACTERISTICAS DINAMICAS
 - 9.2 POTENCIAL DE LICUACION DE SUELOS**
10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES DEL ESTUDIO
11. RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION
12. FOTOGRAFIAS
13. MEMORIA DE CALCULO
14. PERFIL ESTRATIGRAFICO
15. ENSAYOS DE LABORATORIO
16. ENSAYOS DE CAMPO
17. ANEXOS

MEMORIA DESCRIPTIVA

PROYECTO:

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE RESERVORIO ELEVADO TIPO INTZE DE 300 M3, EN SANTIAGO, ICA, 2022

SOLICITA:

BACHILLER RAMIREZ HUAMANI LEONARDO FARESS

UBICACION :

DEPARTAMENTO - ICA
PROVINCIA - ICA
DISTRITO - SANTIAGO
LOCALIDAD - CENTRO POBLADO SAN ANTONIO
FECHA: MARZO DEL 2022

1. ALCANCES DEL ESTUDIO

El objeto del presente Informe es mostrar los trabajos realizados, así como los resultados y conclusiones obtenidos en el estudio de suelos ejecutado conforme a la Norma Peruana E.050 de Suelos y cimentaciones, con la finalidad de determinar la información requerida para el diseño de la cimentación de la estructura del Reservoirio elevado de 100 m3, ubicado en la localidad de Santiago.

EMS CON FINES DE CIMENTACION


ANGEL ROSAN HUANCA PORDA
Msc. INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 53304

3


2. UBICACION

La zona, materia del presente estudio de suelos, se encuentra ubicado en el Centro Poblado san Antonio, Distrito de Santiago, Provincia y Departamento de Ica.

3. GEOLOGIA

La zona en estudio comprendida en el valle de Ica, está situado en la zona fracturada de la costa del Perú, al igual que los demás valles del Departamento de Ica. El valle queda incluido en una fosa muy larga de dirección NO-SE, conocida bajo el nombre de Cuenca Intermontañosa. En las regiones septentrionales del valle de Ica, existen dos sistemas principales de fallas: el primero está formado por líneas de fallas principales ó de primer orden, de orientación NNO-SSE que forman el marco del foso ó graben intermontañoso principal. Estas líneas de fractura son probablemente más antiguas que el sistema casi perpendicular de fallas de segundo orden de orientación OSO-ENE a SO-ENE, ya que las escarpas del primero han quedado desplazadas en una dirección SO-NE, según se observa a lo largo de las fallas limitantes del oeste, junto a la hacienda Macacona, hacienda San Jacinto, Hacienda Los Tronquitos, etc. Una dislocación similar se observa en el lado Este, desde quebrada largo (más arriba de Villacurí) hasta la quebrada Tingue. Las dos líneas de fractura principales NO-SE y NS que conforman el graben, vinieron acompañados por movimientos menores dentro del graben. En cuanto al sistema de fallas perpendiculares, han sido identificados desde la línea Achirana-Guadalupe hasta Ocucaje, once fallas que forman fosos secundarios, horts, y bloques ladeados dentro del foso principal, de 2 - 10 Km. de ancho. Fallas de primer orden, que corren de Cerro la Cruz a Cerro Prieto, crearon allí una brecha subterránea de 6 Km. de ancho y formaron también el antiguo cauce del río Ica, que más tarde quedó bloqueado por movimientos tectónicos. Entre el Arenal y Ocucaje, las elevaciones y depresiones subterráneas de segundo orden, de 1.5 - 4.5 Km. de ancho, fueron dislocados verticalmente en 100 - 550 mt. mientras que en las fallas de primer orden que delimitan el valle, el desplazamiento vertical varía de

EMS CON FINES DE CIMENTACION


ANGEL ROSAN HUANCABORDA
Msc. INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 33304

4

350 a más de 1,000 mt.. El horts aislado y sobresaliente de Cerro Prieto sirvió probablemente de eje de inflexión del graben regional.


Parece probable que el lecho rocoso del foso del valle de Ica, está formado por rocas ígneas cubiertas por sedimentos de grano fino del terciario y por el relleno aluvial. En el angosto cañón más arriba de Trapiche, el lecho rocoso se halla a 70 -150 mts. de profundidad; de allí aguas abajo, hasta el Olivo y hacienda Santa Rosa, su profundidad varía de 150 mt. a 350 mt., alcanzando cerca de la hacienda Tacama, una profundidad de 600 m. Junto a la brecha subterránea que se abre entre Cerro Prieto y el Olivo, se encuentra a unos 200-350 mt. de profundidad en el centro del valle a 400-600 mt. en la parte oeste del mismo, ya más de 300 mt. en la parte este, salvo a proximidad de la escarpa oriental, donde su profundidad es menor.

Al oeste de Tate, la profundidad del lecho rocoso es de 50 a 200 mt., mientras que a 6 Km. al sur de Tate, en hacienda Santa Margarita, ha sido hallado la mayor profundidad detectada; 850 metros. Más al sur, los bloques secundarios sepultados por el graben están cubiertos por una secuencia sedimentaria de una potencia de 50 a 400 m. En el tramo Ocucaje la profundidad del lecho rocoso es de unos 50 a 180 m.

El espesor total del relleno aluvial es solamente de 25 a 200 m.; la potencia de la secuencia terciaria impermeable de grano fino varía de menos de 50 m. a más de 700 m. en las depresiones de segundo orden de mayor profundidad.

La formación de el geanticlinal precámbrico-paleozoico de la cordillera de la costa, constituido por masas metamoróficas e intrusivas así como secuencias sedimentarias plegadas y fracturadas, es seguido por la actividad volcánica intensa del período Jurásico-Cretáceo. Un hundimiento limitado permitió una trasgresión marina, ocasionando la sedimentación de series marinas. La intrusión del batolito en el Cretáceo tardío levantó el pié de las masas volcánicas andinas

EMS CON FINES DE CIMENTACION


ANGEL ROSA HUANCABORDA
MSc. INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 53394

5

y también, pero en una medida menor, la parte este de la cordillera de la costa (Altos, Sacta, etc).

La intrusión fue seguida por movimientos tectónicos que formaron la depresión intermontañosa. Simultáneamente con los movimientos de hundimientos, el mar cubrió el área hundida que incluía la depresión de Ica, así como la cordillera de la costa, depositando limolitas fisilíferas marinas con cenizas volcánicas (formación Pisco). Los Flancos andinos próximos proporcionaron productos de disgregación a la cuenca de sedimentación por intermedio de los ríos (Ica y afluentes).

El levantamiento del terciario posterior provocó la emergencia de la Cordillera de la costa y las depresiones contiguas. Al mismo tiempo, una falla bloqueó el curso del río Ica en dirección oeste, forzándolo a desviarse en dirección nort-sur, a lo largo de la escarpa de la cordillera de la costa, para ir a buscarse una nueva salida al Océano a través de las fallas que cruzan ésta cordillera.

La Geología local de la zona de estudio esta constituida principalmente por depósitos cuaternarios. Los depósitos cuaternarios existentes en la zona y sus alrededores son:

Depósitos Cuaternarios

Los depósitos cuaternarios existentes en la zona de son los aluviales o fluvio aluvionales que descienden por las quebradas del frente andino y los depósitos eólicos; entre ellos se distinguen:

Depósitos Aluviales Antiguos

Son acumulaciones fluviales o aluvionales, observadas conformando el sedimento de las principales pampas del Valle de Ica, están constituidos por conglomerados granulares, poco consolidados, con intercalaciones de arenas y

limos lenticulares; va incluyendo progresivamente hacia las vertientes, brechas de naturaleza aluvional.

Depósitos Aluviales Recientes

Constituyen acumulaciones fluviales y aluvionales restringidos al curso actual del Valle de Ica; se trata de sedimentos inconsolidados representados por arenas y limos que han sido depositados en períodos subactuales o actuales.

En lo que respecta a la Geología local, Los depósitos cuaternarios existentes en la zona y sus alrededores son los sedimentos limosos principalmente.



EMS CON FINES DE CIMENTACION

ANGEL ROSAN HUINCA BORDA
Msc. INGENIERO CIVIL
Reg. C.P. N° 53304

4. INFORMACION PREVIA

4.1 DE LA OBRA A CIMENTAR

El proyecto materia del presente estudio, se encuentra destinada para Uso como Reservorio Elevado de Agua potable, lo cuál según la Norma E.030 es categorizado como “edificación esencial” el coeficiente de uso e importancia (U) para la presente edificación es igual a 1.5.

El sistema estructural a emplear, es en base a Elementos de Concreto Armado principalmente, de varios niveles, siendo la sobrecarga típica para este tipo de estructuras del orden de 500 Kg/m²

La Clasificación, para los fines de la determinación del programa Mínimo de exploración del EMS, de la Norma E-050, de acuerdo a la tabla N° 1, es tipificada como:

DESCRIPCIÓN	DISTANCIA MAYOR ENTRE APOYOS * (m)	NÚMERO DE PISOS (Incluidos los sótanos)			
		≤ 3	4 a 8	9 a 12	> 12
APORTICADA DE ACERO	< 12	III	III	III	II
PÓRTICOS Y/O MUROS DE CONCRETO	< 10	III	III	II	I
MUROS PORTANTES DE ALBAÑILERÍA	< 12	II	I	---	---
BASES DE MÁQUINAS Y SIMILARES	Cualquiera	I	---	---	---
ESTRUCTURAS ESPECIALES	Cualquiera	I	I	I	I
OTRAS ESTRUCTURAS	Cualquiera	II	I	I	I
<ul style="list-style-type: none"> • Cuando la distancia sobrepasa la indicada, se clasificará en el tipo de edificación inmediato superior. 					
TANQUES ELEVADOS Y SIMILARES		≤ 9 m de altura	> 9 m de altura		
		II	I		
PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUA		III			
INSTALACIONES SANITARIAS DE AGUA Y ALCANTARILLADO EN OBRAS URBANAS.		IV			

Los tipos de edificación I, II y III, designan la importancia relativa de la estructura desde el punto de vista de la investigación de suelos necesaria para cada tipo, siendo I, más exigente que el II y este que el III.

EMS CON FINES DE CIMENTACION


ANGEL ROSA HUANCA BORDA
Msc. INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 55304

8

4.2 DATOS GENERALES DE LA ZONA

Para la realización del estudio de suelos de la zona, las condiciones topográficas, evidencian efectos de Geodinámica externa, provenientes de las acciones fluviales del río Ica, debido a lo cual es visible una segregación de los materiales, esto es causado por los efectos de geodinámica externa mencionados, este material se halla con densidades medias de acuerdo a la evaluación realizada (la evaluación de los suelos se han hecho a través de pozos de sondeo), el material subyacente esta compuesto por un material normalmente consolidado.

4.3 DE LOS TERRENOS COLINDANTES

No existen en los terrenos colindantes grandes irregularidades como afloramientos rocosos, fallas, estratos erráticos, cavidades, etc.

Asimismo se comprueba que no existen edificaciones cercanas que presenten anomalías como grietas o desplomes originados por el terreno de cimentación. De lo cual puede deducirse que el suelo es un material aceptable como terreno de fundación.


Sin embargo, por tratarse de la cimentación de una estructura ubicada en la del Circulo de fuego, toda esta zona es susceptible de sufrir cambios geológicos importantes, debido al proceso dinámico de interacción de las placas Sudamericana y Nazca, lo cual siempre debe tenerse en cuenta.

4.4 NUMERO "N" DE PUNTOS A INVESTIGAR

El numero de sondajes a realizar se determina de acuerdo a la tabla N° 2.3.2 de la Norma E.050, el cual esta en función del tipo de edificio y del área de la superficie a ocupar por este.

El numero "n" de puntos a investigar, que se exige es de 01 puntos por cada 225 m² de terreno. En nuestro caso se realizó 01 pozo de sondeo y 03

EMS CON FINES DE CIMENTACION


ANGEL ROSAY HUANCABORDA
Msc. INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 53304

9

ensayos dinámicos DPL, ubicados dentro de la superficie a ocupar por la futura estructura.

4.5 TIPO DE MUESTRAS EXTRAIDAS

Para el presente estudio, se ha tomado en cada sondaje una muestra tipo **Mab** por estrato, hasta el plano de apoyo de la cimentación prevista D_f , y a partir de esta se ha procedido a tomar una muestra tipo **Mib**, en la profundidad p .

5 TRABAJOS EFECTUADOS

5.1 EXPLORACION DE CAMPO

El reconocimiento del área de investigación consistió en observar la topografía y el perímetro del área a edificar. Seguidamente se determinó la ubicación de la perforación a realizar. Efectuándose sondajes hasta alcanzar profundidades de 5.00 m. mediante ensayos con dinámico tipo Peck

5.2 ENSAYOS DPL Y CONO TIPO PECK

Con la finalidad de conocer la resistencia cortante in situ del suelo de fundación se efectuaron ensayos DPL, el cual se rige bajo la norma NTE 339.159 - DIN 4094. Se realizaron 03 sondajes (DPL), los cuales fueron denominados DPL-1, DPL-2.

En la Hoja de Ensayos de Campo, se presenta los ensayos de penetración con Cono Peck, indicando las profundidades alcanzadas.

Durante la ejecución de los ensayos se tomaron muestras disturbadas representativas del suelo encontrado, en cantidad suficiente como para realizar los ensayos estándar. Las muestras fueron enviadas al laboratorio

de suelos para determinar sus características físicas y poder obtener la clasificación del tipo de suelo.

5.2 ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO

Se realizaron los trabajos de campo, conforme a las normas vigentes. En el laboratorio se seleccionaron las muestras típicas, se verificó la clasificación visual de las muestras y se procedió a ejecutar con ellas los ensayos (de campo y de laboratorio) que a continuación se mencionan:

- Recolección de muestras ASTM 420
- Contenido de Humedad NTP 339.127 - ASTM 2216
- Análisis granulométrico NTP 339.128 - ASTM D 422
- Peso específico NTP 339.131 - ASTM D 854
- Clasificación Unificada de Suelos (SUCS) NTP 339.134 - ASTM D 2487 y D 2488
- Límite Líquido y Plástico NTP 339.140 - ASTM D 427
- Ensayo de Corte Directo NTP339.171-ASTM D308
- Ensayo Normalizado de auscultación con Penetro metro dinámico ligero de punta Cónica (DPL) NTE 339.159 - DIN 4094

PERFIL DEL SUELO

Luego de obtenido los ensayos en laboratorio, adjunto al presente informe se contrastaron estos con las características de los suelos observados en el campo, habiéndose hecho las compatibilizaciones en los casos necesarios. Con estos resultados se procedió a elaborar el respectivo perfil estratigráfico.

El sistema de clasificación de suelos para este tipo de estudios es del método SUCS, (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, determinando de acuerdo con los diámetros comprendidos entre 3 plg a la malla N° 4 como gravas, los diámetros comprendidos entre las mallas N° 4 y N° 200 como arenas y los

diámetros menores a la malla N° 200 denominadas como limos y arcillas), por lo que, generalizando se obtuvo para el sector donde se ubicara la futura estructura el siguiente perfil estratigráfico:

Primer Estrato:

De 0.00 a 0.90 m., el perfil del terreno se encuentra constituida por Arenas limosas (SM), color beige claro, de origen fluvio aluvial. Se trata de depósitos de arenas limosas pobremente graduados de grano medio y redondeado, estado húmedo, presencia de raíces y restos orgánicos.

Segundo Estrato:

Subyaciendo encontramos, de 0.90 a 1.50 metros en promedio, depósitos Limos blandos de baja plasticidad (ML), se trata de depósitos de limos finas de baja plasticidad, de coloración beige claro, ligera humedad; se tratan de sedimentos transportados por medios acuosos y depositados en periodos recientes. Se encuentran en estado poco denso.

Tercer Estrato:

Subyacente a este estrato, de 1.50 a 2.40 m., el perfil del terreno se encuentra constituida por Arenas de grano medio y redondeado, se tratan de Arenas limpias de río (SP), color gris claro, de origen fluvial.

Cuarto Estrato:

Subyacente a este estrato, de 2.40 a 3.50 m., el perfil del terreno se encuentra constituida por Arenas limosas de grano fino y redondeado, se tratan de Arenas con gran contenido de limos (SM), color beige claro, de origen fluvial. Depósitos potentes de arenas limosas de grano fino y redondeado, estado húmedo, (depósitos cuaternarios aluviales de naturaleza predominantemente granular). No se encontró el nivel freático hasta la profundidad explorada.

EMS CON FINES DE CIMENTACION


ANGEL ROSAN MANCABORDA
Msc. INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 53304

12

La descripción detallada del perfil predominante en cada calicata realizada, se encuentra en los cuadros de Perfiles Estratigráficos, respectivamente.

6 AGRESIVIDAD DEL SUELO

Para el análisis de agresividad del suelo y la selección del tipo de ataque se ha basado en los rangos que da el ACI y la Norma Peruana E.30 para los distintos tipos de daños que se puedan apreciar en el concreto.

En esta zona los rangos de ataques por agresividad de suelos se catalogan como despreciables a moderados, ya que la cantidad de sulfatos (Sulfato soluble en agua presente en el suelo como SO_4) se encuentra en el orden de 0.008% lo que indica una cantidad igual a 800 PPM.

En base a los resultados de laboratorio, la exposición del concreto a soluciones de sulfato se encuentra en el rango de despreciable a moderado, según la Norma peruana E.30, en este sentido el tipo de cemento recomendable para la cimentación es el tipo I; empleando una relación máxima de agua cemento en peso igual a 0.50.

En lo referente al contenido máximo de Ion cloruro, estas se encuentra dentro de los parámetros permisibles que señala la norma, para estructuras de concreto armado expuesto a la acción de cloruros equivalente a 0.10 % del peso del cemento.

RESULTADOS DEL ANALISIS

Cloruros (CL)	120.00 p.p.m.	0.0120	% p/p
Sulfatos (SO_4)	80.00 p.p.m	0.0080	% p/p
Sales Solubles totales	950.30 p.p.m	0.0950	% p/p

7. NIVEL DE LA NAPA FREATICA

El nivel de la Napa Freática fluctúa a profundidades de 60 metros, de acuerdo a los datos existentes en la zona.

EMS CON FINES DE CIMENTACION


ANGEL ROSA HUANCA BORJA
Msc. INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 53304

13

8. ANALISIS DE CAPACIDAD DE CARGA

Según la Norma E-030, la presión Admisible se efectuará tomando en cuenta los siguientes factores:

- a) Profundidad de cimentación
- b) Dimensión de los elementos de cimentación
- c) Características físico mecánicas del suelo ubicado dentro de la zona activa de cimentación.
- d) Ubicación del nivel freático.
- e) Probable modificación de las características físico mecánicas de los suelos, como consecuencia de los cambios en el contenido de humedad.
- f) Asentamiento tolerable de la estructura.

Asimismo, de acuerdo a la misma Norma, la presión Admisible será la menor de la que se obtenga mediante:

- La aplicación de las ecuaciones de capacidad de carga por corte afectada por el factor de seguridad correspondiente.
- La presión que cause el asentamiento admisible.

Es necesario analizar el probable funcionamiento de la cimentación con respecto a dos tipos de problema: La primera es que una parte de la cimentación o cualquiera de sus elementos puede fallar debido a que el suelo es incapaz de soportar la carga aplicada. Lo segundo es que si bien el suelo puede no fallar, pero el asentamiento de la estructura puede ser tan grande o tan disparate que la estructura puede agrietarse, dañarse o colapsar.

El primero es conocido como falla por capacidad de carga y el segundo falla por asentamiento diferencial. Teniendo en cuenta que la cimentación se realizara bajo un estrato granular, se requerirán investigaciones independientes para determinar el factor de seguridad contra una falla por

EMS CON FINES DE CIMENTACION


ANGEL ROSAN JUANCA BORDA
Msc. INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 53304

14

capacidad de carga y la magnitud del probable asentamiento que podría producirse bajo la interacción de la estructura en servicio.

8.1 ANALISIS POR ASENTAMIENTO

En el presente caso al tratarse de un suelo granular, en el presente informe se ha realizado el análisis de la presión admisible del suelo por asentamiento y luego la verificación de este resultado por corte.

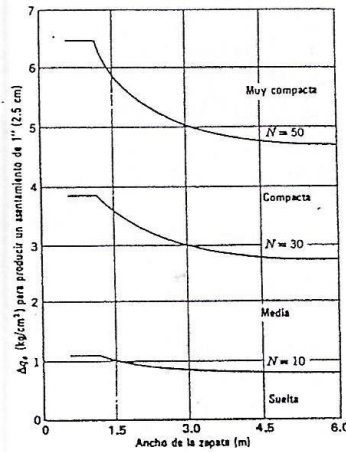


Fig. 8.1.-Asentamientos de zapatas deducidos de la penetración estándar N para suelos granulares y arenas (Terzaghi y Peck,)

Angel Rosan Juanca Borda
ANGEL ROSAN JUANCA BORDA
Msc. INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 53304

8.1.1 CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

En la actualidad existen numerosos métodos de cálculo que pueden agruparse en la forma siguiente:

- a) Los derivados de la teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi, como el de Skempton-Bjerrum o de la teoría tridimensional de Biot.
- b) Los basados en la aplicación de trayectorias de tensiones a muestras representativas, como el de Lambe (1964), el de Ladd y Foote (1974). etc.
- c) Los que asimilan el terreno a un medio clástico, eventualmente no lineal o anisótropo, utilizando las numerosas soluciones ya existentes.
- d) Los que parten de ecuaciones constitutivas aproximadas del terreno (leyes tensión-deformación) aplicándolas a modelos matemáticos o de elementos finitos (por ejemplo el modelo de Cambridge).

En el suelo a nivel de fundación al tratarse de suelos granulares se presentaran asentamientos instantáneos relativamente hablando. Los asentamientos a largo plazo pueden presentarse siempre en cuando bajo el bulbo de presiones se ubiquen capas compresibles de arcilla, lo cual no ha sido detectado en la presente evaluación, al tratarse el suelo en estudio de potentes capas de arenas limosas poco densas.

En este sentido se ha calculado el asentamiento inicial instantáneo bajo carga uniforme, y presión más crítica, utilizando la teoría elástica y empleando la ecuación de Schieicher (1926) ofrecida por Terzaghi (1945), sobre un espacio de boussinesq (método elástico), esta dado por:

$$S_i = \frac{qB(1-u^2)}{E_s} If$$

EMS CON FINES DE CIMENTACION


ANGEL ROSA HUANCA BORDA
Msc. INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 53304

16

Asientos			
Carga flexible			Carga rígida
• Esquina :	• Centro :	• Valor medio :	• Carga rígida :
$s = q \cdot b \cdot \frac{1-\nu^2}{E} \cdot I_p$	$s = 2 \cdot q \cdot b \cdot \frac{1-\nu^2}{E} \cdot I_p$	$s = s_{(centro)} \cdot 0.848$	$s = 93\% \cdot s_{(valor\ medio)}$

Siendo:

$$I_p = \frac{1}{\pi} \cdot \left[m \cdot \ln \left(\frac{(m^2 + 1)^{1/2} + 1}{m} \right) + \ln \left[(m^2 + 1)^{1/2} + m \right] \right]$$

$$m = L / B$$

L : largo de la cimentación

B : ancho de la cimentación

Donde:

Si = Asentamiento en cm

u = Relación de Poisson

If = Factor de forma (cm/m) en cimentación circular

Es = Módulo de elasticidad (ton/m2)

q = Presión de trabajo (ton/m2)

B = Ancho de la cimentación

El cálculo del asentamiento se ha realizado considerando una cimentación rígida para la platea de cimentación, asumiendo inicialmente que los esfuerzos transmitidos son iguales a la capacidad admisible de carga, por lo que se adoptó el criterio de limitar el asentamiento diferencial a 2.50 cm. de la platea de cimentación como limite.

ASENTAMIENTO ADMISIBLE

Una vez calculados los asentamientos, debe comprobarse si su magnitud absoluta o diferencial es inferior a unos valores límites prefijados. Estos valores límites, esta en función del tipo de edificio y su estructura así como la naturaleza del terreno y el tipo de movimiento, debiendo precisarse si el daño afecta al aspecto arquitectónico, funcional o estructural.

El asentamiento diferencial admisible es de 2.50 cm. que señala la Norma E.050, para un valor de distorsión angular equivalente a 0.002. Asimismo el valor indicado es compatible con los cuadros N° 1, N° 2, N° 3, y 4; de los autores Bjerrum (1963), Sowers (1962) y Meyerhof (1977).



ANGEL ROSAY HUANCA BORDA
Msc. INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 53304

CUADRO N°1

CRITERIOS DE PELIGROSIDAD RESPECTO A LA DISTORSIÓN ANGULAR

	Distorsión angular $\beta = \delta s/L$			
	Sowers (1962)	Bjerrum (1963)	Normas Polacas	Meyerhof (1977)
Límite peligroso para estructuras isostáticas y muros de contención				1/100
Límite de seguridad para estructuras isostáticas y muros			1/100-1/200	
Límite peligroso para estructuras reticuladas de acero u hormigón y respecto al giro de estructuras rígidas elevadas.		1/300		1/150
Límite de seguridad para estructuras reticuladas y respecto al giro de estructuras rígidas.	1/400-1/250	1/600	1/200-1/300	1/250
Límite peligroso para tabiques de estructuras reticuladas.				
Límite de seguridad para tabiques de estructuras reticuladas		1/300	1/300-1/500	1/500
Límite peligroso para la flexión cóncava (-) de muros de carga				1/1.000
Límite de seguridad para la flexión cóncava de muros de carga	1/2.000 - 1/1.000			1/2.000
Límite peligroso para la flexión convexa de muros de carga				1/1.500
Límite de seguridad de muros de carga.				1/2.500
Estructuras de paneles prefabricados			1/500-1/700	

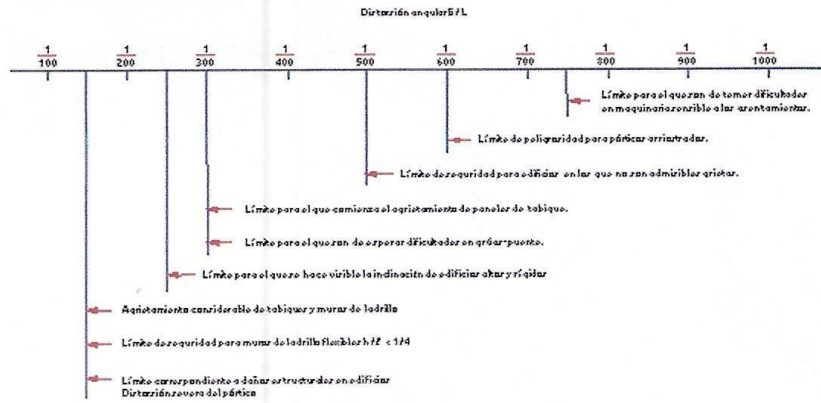
Cuadro N°2. ASENTAMIENTO ADMISIBLE

Tipo de movimiento	Factor limitativo	Asentamiento máximo
Asentamiento total	Drenaje	8-12 plg.
	Acceso	12-24 plg.
	Probabilidad de asentamiento no uniforme	
	Estructuras con muros de mampostería	1-2 plg.
	Estructuras reticuladas	2-4 plg.
Chimeneas, silos, pilas	3-12 plg.	
Inclinación o giro	Estabilidad frente al vuelco	Depende de la altura y el ancho
	Inclinación de chimeneas, torres	0.004 z
	Rodadura de camiones, etc.	0.01 z
	Almacenamiento de mercancías	0.01 z
	Funcionamiento de máquinas-telares de algodón	0.003 z
	Funcionamiento de máquinas-embogadoras	0.0002 z
	Carriles de grúas	0.003 z
	Drenaje de saleras	0.01-0.02 z
Asentamiento diferencial	Muros de ladrillo continuos y elevados	0.0005-0.001 z
	Factoría de una planta, fisuración de muros de ladrillo	0.001-0.002 z
	Fisuración de revocos (yeso)	0.001 z
	Páticos de concreto armado	0.0025-0.004 z
	Pantallas de concreto armado	0.003 z
	Páticos metálicos continuos	0.002 z
	Páticos metálicos sencillos	0.005 z

Ref. (Sowers, 1962)

ANGEL ROSA HUANCA BORDA
 Msc. INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 53304

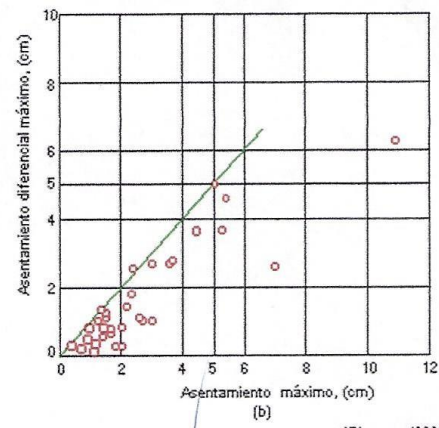
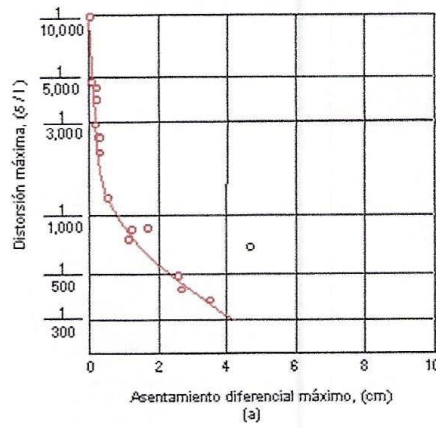
Cuadro N° 3. CRITERIO DE DAÑOS EN ESTRUCTURAS



Ref. [Ejerrun, 1963]

CUADRO N°4

ASENTAMIENTO DE ESTRUCTURAS CIMENTADAS SOBRE ARENA



[Ejerrun, 1963]

EMS CON FINES DE CIMENTACION

ANGEL ROSA HUANCA BORDA
Msc. INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 53304

20

Terminología utilizada por describir los movimientos

El asentamiento diferencial máximo de una estructura es la diferencia entre los asentamientos totales máximo y mínimo que ocurren en la estructura. El asentamiento total es la magnitud del desplazamiento de una zapata individual.

La magnitud del asentamiento total no constituye el factor mas crítico, ya que es el asentamiento diferencial el que causa daño a la estructura.

Burland y Wroth (1974) han sistematizado los movimientos a considerar en un edificio y que se representan en la fig. 2.30.

Asentamiento máximo: es el mayor descenso sufrido por los cimientos de un edificio (S_{max}).

Asiento diferencial: es la diferencia de asentamiento entre dos puntos δs .

Distorsión angular: es la relación entre el asiento diferencial entre dos puntos y la distancia que los separa $\beta = \delta s/L$. También se denomina giro relativo cuando el asiento diferencial se refiere a la distancia medida según la línea que define la inclinación general del edificio.

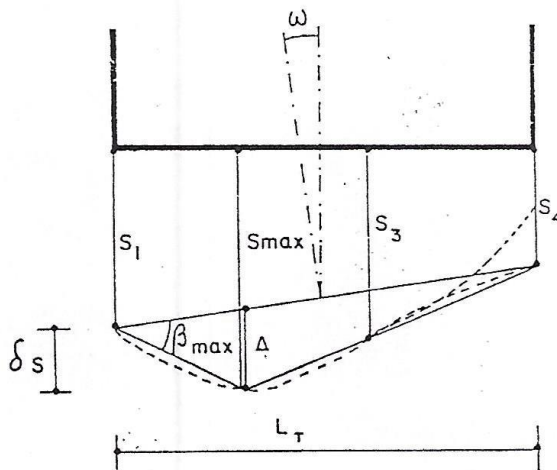


Fig. 2.30.—Definición geométrica de los movimientos de las cimentaciones

8.2 CAPACIDAD DE CARGA POR ASENTAMIENTO

Se realizaron los cálculos considerando una cota de fundación de $D_f = 250$ cm.; así como un espesor importante del estrato de suelo bajo la zona de cimentación activa. Teniendo en cuenta que el Nivel Freático se encuentra a una profundidad mayor a 50.00 m. y considerando un asentamiento diferencial permisible de 2.50 cm.

ANÁLISIS PARA CIMENTOS CIRCULARES

La edificación a cimentar, de acuerdo a los datos proporcionados, se trata de una estructura de concreto armado para uso de reservorio elevado, de 300 m³ de capacidad el cuál se considera apoyado sobre una platea circular, para el presente análisis. En este sentido, la estructura considerada ejerce **una carga de 1455 Tn**, (de acuerdo al metrado de cargas preliminar) entonces para no exceder el valor de "qa" se requiere una platea circular de diámetro mayor a: **B = 11.20** m. como mínimo, reemplazando estos datos en la ecuación dadas por K. Terzaghi y R. Peck se obtiene:

$$q_{adm} = \frac{(0.0864 N - 0.108)(D + 0.30)^2}{D} * f_E * f_{NF} * f_{\delta} * f_{Df}$$

$$q_{adm} = 1.48 \text{ Kg/cm}^2$$

Donde:

q_{adm} = Presión Admisible por Asentamiento

N = Numero de golpes equivalente al ensayo estándar de penetración

N_{corr} = 16 correspondiente al Promedio ponderado.

F_E = factor de corrección por espesor de Estrato

f_{NF} = factor de corrección debido al Nivel freático

f_{Df} = factor de corrección por profundidad de la cimentación.

EMS CON FINES DE CIMENTACION


ANGEL ROSAN JUANCA BORDA
Msc. INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 53304

22

f_{δ} = factor de corrección por asentamiento admisible

Los factores de corrección: F_E , f_{Nf} , f_{Df} , f_{δ} ; que se exponen en la memoria de calculo, fueron obtenidos con los datos ya mencionados, cabe señalar que las carga indicadas, pueden ser ajustadas, una vez conocidas las dimensiones exactas de la estructura a cimentar y de esta manera calcular la capacidad de carga con mayor aproximación.

Asimismo verificamos esta Presión Admisible por Asentamiento, empleando los mismos datos, y reemplazando estos datos en la ecuación dadas por (Meyerhof, 1965):

$$q_{adm} = 7.99 N_{cor} \left(\frac{3.28 B + 1}{3.28 B} \right)^2$$

$$q_{adm} = 1.58 \text{ Kg/cm}^2$$

Además, reemplazando estos datos en la ecuación dadas por (Bowles, 1977)

$$q_{adm} = 7.99 N_{cor} \left(\frac{3.28 B + 1}{3.28 B} \right)^2 + Fd \left(\frac{S_e}{25.4} \right)$$

$$Fd = 1 + 0.33 \frac{Df}{B} \leq 1.33$$

B = Diámetro de la platea en metros

$$N_{corr} = 16$$

$$q_{adm} = 1.80 \text{ Kg/cm}^2$$

CUADRO DE PRESIONES ADMISIBLES POR ASENTAMIENTO

ENSAYO N°	Q _{adm} Terzaghi	Q _{adm} Meyerhoff	Q _{adm} Bowles	Suelo Predominante SUCS	N _{corr} Ponderado	Df
ponderado	1.48 Kg/cm ²	1.58 Kg/cm ²	1.80 Kg/cm ²	SM	16	2.50

Para determinar la presión admisible, se requiere definir un valor de N (resultado del valor del ensayo de DPL equivalente al SPT) representativo del suelo granular ubicado dentro de la zona activa de la cimentación, definiendo esta como la zona del suelo bajo la cimentación dentro de la cual la presión que aplica la cimentación al terreno es igual o mayor que el 10% de la presión de tapada.

El Ensayo de Penetración Ligera (DPL), se viene utilizando con mayor frecuencia en la inspección de suelos granulares como las arenas, principalmente por su facilidad de operación y transporte a la zona en estudio. La norma que reglamenta este ensayo es la DIN 4094. El equipo utilizado se compone de:

- Un martillo cuyo peso es 10 KG.
- Varilla guía de 6 Kg.
- Cuatro varillas huecas de 1 metro cada una.
- Un penetrometro de punta cónica de 5 cm² de área transversal.

Este equipo permite evaluar la capacidad portante del subsuelo de manera directa, realizado mediante la medición de la resistencia que ofrece el suelo al avance de la varilla de punta cónica, mediante percusión.

Los golpes se deben realizara un golpe de 20 a 30 golpes por minuto. La cantidad de golpes efectuados se contabiliza cada 10 cm. de penetración de la varilla cónica. Denominándose N al numero de golpes. Para considerar la falta

de apoyo, los golpes de los primeros 15 cm. de penetración no se consideran; los necesarios para penetrar los siguientes 10 cm. son los que se toman en cuenta.

El valor de N o numero de golpes por cada 10 cm. de penetración de la varilla cónica, es similar al valor de N que se obtiene mediante el ensayo SPT (Estándar Penetrations Test), utilizando las formulas de estas para la determinación de las características mecánicas del suelo y capacidad portante del terreno.

En base a la correlación con los **resultados del ensayo** de penetración dinámica obtenidos y empleando las expresiones siguientes obtenemos el ángulo de fricción para el presente proyecto, los mismo que se correlacionan perfectamente con los valores de las figuras o cuadros 6 y 7:

Los factores de corrección: F_E , f_{Nf} , f_{Df} , f_{δ} ; que se exponen en la memoria de calculo, fueron obtenidos con los datos ya mencionados, cabe señalar que las carga indicadas, pueden ser ajustadas, una vez conocidas las dimensiones exactas de la estructura a cimentar.


ANGEL POSAN HUANCABORDA
Msc. INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 53304

8.3 CAPACIDAD DE CARGA POR CORTE

De acuerdo a los resultados obtenidos de los ensayos realizados, encontramos los siguientes datos para determinar la resistencia admisible del terreno en estudio:

ENSAYO N°	ϕ	N_q	N_γ	γ (gr/cm ³)	Cohesión (Kg/cm ²)	N_{corr} Ponderado	SUCS
1	31.5°	14.60	11.26	1.60	0.00	16	SM

Los ensayos de corte directo realizado, correlacionan con los resultados del ensayo de penetración dinámica obtenidos, empleando las expresiones siguientes:

$$\phi = 27.1 + 0.3 N_{\text{corregido}} - 0.00054 N_{\text{corregido}}^2 \quad (\text{Peck, Hanson y Thornburn, 1974})$$

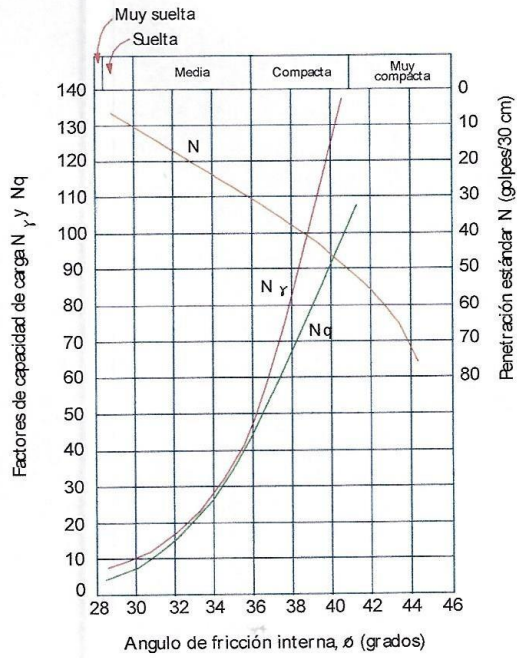
$$\phi = (20 N_{\text{corregido}})^{1/2} + 20 \quad (\text{hanataka y Uchida, 1996})$$

El Valor de $N_{\text{ponderado}}$, se ha obtenido con los factores de corrección correspondientes. Los factores de capacidad de Carga correspondiente para $N_{\text{ponderado}}$, son los tabulados líneas arriba.

Se realizaron los cálculos considerando una cota de fundación mínima de $D_f = 2.50$ m. de acuerdo a las condiciones impuestas por las características mecánicas del perfil en estudio.


ANGEL ROSA HUANCAPORDA
Msc. INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 53304

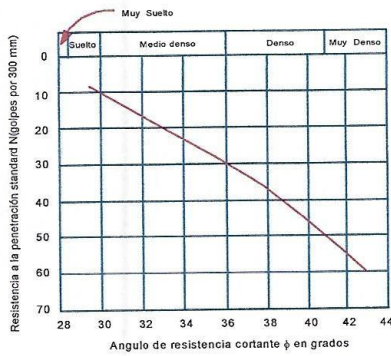
CUADRO N° 5.



Factores de capacidad de carga teniendo en cuenta la falla local.

Ref. (Peck, Hansen y Thornburn, 1953)

CUADRO N° 6.



Correlación de Angulo de Fricción y el N(SPT)

EMS CON FINES DE CIMENTACION

Ref. (Peck, Hanson y Thornburn, 1974)

ANGEL ROSAN HUANCABORDA
M.C. INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 53304

Análisis para cimientos circulares:

Al analizar la estructura, apoyadas sobre plateas de área de apoyo circular, para el presente análisis. Estos ejercen aproximadamente una carga total de 1455 Tn., entonces para no exceder el valor de "Qadm" se necesita una platea circular de radio mayor a R = 3.00 m. (de diámetro como mínimo); reemplazando en la ecuación (φ) se obtiene, de acuerdo a las ecuaciones de capacidad de carga del suelo bajo plateas circulares, dadas por K. Terzaghi y R. Peck:

$$Q_d = 1.2CN_c S_c b_c i_c + \gamma D_f N_q S_q b_q i_q + 0.6 \gamma R N_\gamma S_\gamma b_\gamma i_\gamma \quad (\phi)$$

Donde:

- q_u = capacidad última de carga
- q_{ad} = capacidad admisible de carga
- F_s = factor de seguridad = 3
- γ = peso unitario del suelo (ton/m³)
- D_f = profundidad de cimentación
- N_c, N_γ, N_q = parámetros de capacidad portante en función de φ
- S_c, S_γ, S_q = factores de forma (Vesic, 1973).

$$\begin{cases} N_c = \cotg \phi (N_q - 1) \\ N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45 + \frac{\phi}{2}) \\ N_\gamma = 2 \tan \phi (N_q + 1) \end{cases} \quad (\text{Caquot y Kerisel, 1953})$$

Para cimentaciones circulares se emplean los siguientes factores de forma en (φ)

$$S_q = 1 + \tan \phi$$

$$S_c = 1 + \left(\frac{N_q}{N_c} \right)$$

$$S_\gamma = 0.60$$

ANGEL ROSAN HUANCA BORDA
Msc. INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 53304

Para cargas inclinadas se deben utilizar los siguientes factores de inclinación en la ecuación (ϕ):

$$i_c = i_q - \left(\frac{1 - i_q}{Nc \operatorname{Tg} \phi} \right) \quad \text{Para } \phi > 0^\circ$$

$$i_q = \left(1 - \frac{P}{Q + BLC \cos \phi} \right)^n$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{P}{Q + BLC \cot \phi} \right)^{n+1}$$

En general no se recomienda utilizar cimentaciones con base inclinada. Donde estas sean necesarios, los siguientes factores deben ser aplicados a la ecuación (ϕ):

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \operatorname{Tg} \phi)^2$$

$$b_c = b_\gamma - \frac{1 - b_\gamma}{Nc \operatorname{tg} \phi} \quad \text{Para } \phi > 0^\circ$$

Reemplazando en (ϕ):

$$Q_d = 9.68 \text{ Kg/cm}^2$$

Luego, la capacidad de carga por corte es:

$$Q_a = 3.23 \text{ Kg/cm}^2$$

La capacidad de carga por corte calculada en función del promedio ponderado de los sondajes realizados, se encuentra tabulada en el siguiente cuadro:

CUADRO DE PRESIONES ADMISIBLES POR CORTE.

ENSAYO N°	Factor De seguridad	Q _{ultimo} Terzaghi	Q _{adm}	Clasif. SUCS	N _{corr}	Df
ponderado	3	9.68 Kg/cm ²	3.23 Kg/cm ²	SM	16	2.50

De acuerdo con los resultados obtenidos con el equipo de penetración ligera DPL, en los anexos se presentan los cuadros de la variación de la resistencia del terreno con la profundidad de sondeo a cada 10 cm. De penetración.

Por lo que para cualquier variación de la cota de cimentación, se podrá verificar el valor de la resistencia en la cota deseada y verificar su profundidad de influencia, debiéndose incrementar el valor de la resistencia del terreno según se vaya profundizando.

El Factor de seguridad contra falla por capacidad de carga debe ser mayor o igual a 3, de acuerdo a la norma E.030 (cargas estáticas). Con el objetivo de:

- Prevenir las variaciones naturales de la resistencia al corte de los suelos.
- Prevenir contra la probable disminución local en la capacidad de carga durante el proceso constructivo.
- Prevenir asentamientos diferenciales perjudiciales de la cimentación.
- Incertidumbres implicadas en los métodos o formulas para la determinación de la carga ultima de falla.
- Tener en cuenta variaciones en la capacidad de apoyo con los cambios en las dimensiones de la cimentación, de acuerdo con las cargas a transmitir.

En base a los análisis realizados y verificados con las ecuaciones dadas por diferentes autores, hemos determinado la capacidad admisible del suelo a considerar en el presente estudio: $Q_{adm} = 1.48 \text{ Kg/cm}^2$

EMS CON FINES DE CIMENTACION


ANGEL ROSÁN HUANCA BORDA
Msc. INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 53304

30

De la evaluación efectuada, se han obtenido los parámetros de resistencia del material de fundación, las correlaciones a estos parámetros, han proporcionado valores que permitirán evaluar la ecuación planteada. Estos valores se presentan en la hoja de anexos: **Análisis de capacidad última.**

Toda modificación de la alternativa en forma creciente, como por ejemplo en el caso que se elija una mayor profundidad o mayor dimensión de la cimentación, proporcionará una mayor capacidad portante del terreno.

9. EFECTOS SISMICOS

Las vibraciones producidas por un sismo se transmiten a partir de su origen a través de las rocas de la corteza terrestre. En un lugar específico, las vibraciones que llegan al basamento rocoso son a su vez transmitidas hacia la superficie a través de los suelos existentes en el lugar.

En el presente estudio para determinar la sismicidad del lugar se han analizado las aceleraciones procedentes de los mapas de aceleraciones máximas en la roca para periodos de recurrencia sísmica de 30, 50, 100 años, propuesto por Casaverde y Vargas (1980) los que indican que el terreno estudiado se encuentra en una zona de alta sismicidad.

Los sismos en la zona de estudio están asociados al fenómeno de subducción de la Placa de Nasca con la placa sudamericana, originando sismos de profundidad epicentral de naturaleza superficial e intermedia principalmente.

9.1 CARACTERISTICAS DINAMICAS

De acuerdo a las Normas de Diseño Sismorresistente, se recomienda considerar al suelo con un factor $Z = 0.45$ g (aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años), un factor de suelo igual a 1.05 y con periodos de $T_p = 0.6$; $T_1 = 2.0$

EMS CON FINES DE CIMENTACION


ANGEL ROSAN JUANCA BORDA
Msc. INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 53304

31

PARÁMETROS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE

De acuerdo al Reglamento Nacional de Construcciones y la Norma Técnica de edificación E-030- Diseño Sismorresistente, se deberá tomar los siguientes valores:

- (a) Factor de zona _____ $Z = 0.45$ (Fig. 9.1)
- (b) Condiciones Geotécnicas
El suelo investigado, pertenece al perfil Tipo S2
- (c) Periodo de Vibración del suelo _____ $T_0 = 0.6$ seg.
- (d) Factor de Amplificación Sísmica (C)

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C), y se calculara en base a la expresiones siguientes:

$$T < T_p \quad C = 2,5$$
$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$
$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$$

Para T = Periodo
de Vibración de la Estructura = H/C_t

Categoría de la estructura _____ A
Edificación Esencial

- (f) Factor de Uso _____ $U = 1.5$
- (g) La fuerza horizontal o cortante basal, debido a la acción sísmica se determinara por la formula siguiente:

Para:

V = Cortante Basal

Z = Factor de Zona

U = Factor de Uso

S = Factor de Ampliación del suelo

C = Factor de Ampliación Sísmica

R = coeficiente de Reducción

P = Peso de la Edificación

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot C \cdot P}{R}$$

EMS CON FINES DE CIMENTACION

ANGEL ROSAN NUANCA BORDA
Msc. INGENIERO CIVIL
Reg. CIPN° 53304

32

*. El área en estudio, corresponde a la zona 4, el factor de zona se interpreta como una aceleración máxima del terreno.

9.2 POTENCIAL DE LICUACION DE SUELOS

El fenómeno de licuación se presenta en suelos de granulometría uniforme, sueltos y totales o parcialmente saturados. Durante un movimiento sísmico el suelo pierde su capacidad de resistencia y fluye hasta encontrar una configuración compatible con los esfuerzos sísmicos.

El fenómeno de licuación de suelos es un problema que en las condiciones actuales no es posible que ocurra, debido a las características del suelo de fundación y a la gran profundidad del nivel freático.



ANGEL ROSAN HUANCA BORDA
Msc. INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 53304

FIGURA 9.1 - PLANO DE ZONIFICACION SISMICA DEL PERU



[Signature]
ANGEL ROSAN HANCA BORDA
Msc. INGENIERO CIVIL
Reg. CP N° 53304

EMS CON FINES DE CIMENTACION

10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El perfil estratigráfico donde van estar localizada la estructura “Reservorio Elevado de 300 m³”, esta constituida según la clasificación SUCS por:

Primer Estrato:

De 0.00 a 0.90 m., el perfil del terreno se encuentra constituida por Arenas limosas (SM), color beige claro, de origen fluvio aluvial. Se trata de depósitos de arenas limosas pobremente graduados de grano medio y redondeado, estado húmedo, presencia de raíces y restos orgánicos.

Segundo Estrato:

Subyaciendo encontramos, de 0.90 a 1.50 metros en promedio, depósitos Limos blandos de baja plasticidad (ML), se trata de depósitos de limos finas de baja plasticidad, de coloración beige claro, ligera humedad; se tratan de sedimentos transportados por medios acuosos y depositados en periodos recientes. Se encuentran en estado poco denso.

Tercer Estrato:

Subyacente a este estrato, de 1.50 a 2.40 m., el perfil del terreno se encuentra constituida por Arenas de grano medio y redondeado, se tratan de Arenas limpias de río (SP), color gris claro, de origen fluvial.

Cuarto Estrato:

Subyacente a este estrato, de 2.40 a 3.50 m., el perfil del terreno se encuentra constituida por Arenas limosas de grano fino y redondeado, se tratan de Arenas con gran contenido de limos (SM), color beige claro, de origen fluvial. Depósitos potentes de arenas limosas de grano fino y redondeado, estado húmedo, (depósitos cuaternarios aluviales de naturaleza predominantemente granular). No se encontró el nivel freático hasta la profundidad explorada.

EMS CON FINES DE CIMENTACION


ANGEL ROSAN JUANCA BORDA
Msc. INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 53304

35

- De acuerdo con las características del perfil del suelo y el tipo de estructura, se recomienda cimentar a partir de 2.50 m. de profundidad a más, (teniendo como referencia el nivel de terreno natural con respecto al nivel inferior de la platea de cimentación), con lo cual se estaría alcanzado suelos competentes y otorgando confinamiento a la cimentación. No debe cimentarse sobre desmonte, relleno no controlado ó material suelto y estos materiales inadecuados deberán ser removidos y en todo caso, la cimentación debe estar apoyado en terreno natural.
- Habiéndose determinado que la cota de fundación mínima es de 2.50 m. A este nivel se ha evaluado la capacidad portante o admisible del suelo en estudio, encontrándose un valor de presión admisible que fluctúa en $q_{adm} = 1.48 \text{ Kg/cm}^2$.
- De los estudios realizados, se determina que es un suelo susceptible de amplificación bajo condiciones de sollicitación dinámica. De acuerdo a las Normas de Diseño Sismorresistente, se recomienda considerar al suelo con un factor $Z = 0.45 \text{ g}$ (aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años), un factor de suelo igual a 1.05 y con un período predominante de $T_p = 0.6$, $T_L = 2.0$
- Bajo estas condiciones, es recomendable, tomar en consideración la necesidad de establecer un tipo de estructuras totalmente simétricas en principio, ya que la asimetría nos entregará deformaciones del sistema terreno – estructura. En segundo lugar, las cimentaciones realizadas en base a plateas rígidas, minimizarán la variabilidad de presiones actuantes en la base de la estructura, e incrementará la capacidad de resistencia última del suelo, atenuando los potenciales efectos dinámicos señalados. Por lo tanto, el tipo de cimentación recomendado es en base al empleo de un sistema estructural en base a una platea rígida, dependiendo del valor del coeficiente de Balasto del suelo.

EMS CON FINES DE CIMENTACION

ANGEL ROSAN HUANCABORDA
Msc. INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 53304


36

Resumen De Las Condiciones De Cimentación

De acuerdo con la Norma Técnica de Edificación E-050 "Suelos y Cimentaciones", la siguiente información deberá transcribirse en los planos de cimentación. Esta información no es limitativa, y deberá cumplirse con todo lo especificado en el presente Estudio de Suelos y en el Reglamento Nacional de Construcciones.

TIPO DE CIMENTACIÓN: EN BASE A LOSAS DE CIMENTACION.
ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACIÓN: ARENAS LIMOSAS, EN ESTADO DE MEDIANA DENSIDAD, COLOR BEIGE CLARO. ORIGEN FLUVIO ALUVIAL.
PARAMETROS DE DISEÑO DE LA CIMENTACION PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN: 2.50 m. PRESIÓN ADMISIBLE: $q_{adm} = 1.48 \text{ Kg/cm}^2$ FACTOR DE SEGURIDAD POR CORTE : 3.00 ASENTAMIENTO DIFERENCIAL MAXIMO: 2.54 cm. NIVEL FREATICO: 60 metros.
PARAMETROS SISMICOS DEL SUELO: SUELO SUSCEPTIBLE DE AMPLIFICACIÓN BAJO CONDICIONES DE SOLICITACIÓN DINÁMICA. PARA LAS NORMAS DE DISEÑO SISMORESISTENTE SE RECOMIENDA CONSIDERAR AL SUELO CON UN FACTOR $Z = 0.45$ g, UN FACTOR DE SUELO IGUAL A 1.05 Y CON PERÍODOS PREDOMINANTES DE $T_p = 0.6$; $T_1 = 2.0$
AGRESIVIDAD DEL SUELO DE LA CIMENTACIÓN: DESPRECIABLE EL TIPO DE CEMENTO RECOMENDABLE PARA LA CIMENTACIÓN ES EL CEMENTO MS, EMPLEANDO UNA RELACIÓN DE AGUA CEMENTO IGUAL A 0.50.
ASENTAMIENTO DIFERENCIAL ADMISIBLE: 2.50 cm. SE RECOMIENDA UN SISTEMA DE CIMENTACIÓN LO SUFICIENTE ARRIOSTRADO EN LAS DOS DIRECCIONES, PARA MINIMIZAR LOS EFECTOS DEL ASENTAMIENTO PRODUCIDO POR EFECTOS DINAMICOS (POST-CONSTRUCCIÓN). RECOMENDACIONES ADICIONALES: NO DEBE CIMENTARSE SOBRE TURBA, SUELO ORGÁNICO, TIERRA VEGETAL, DESMONTE, RELLENO SANITARIO O RELLENO ARTIFICIAL Y ESTOS MATERIALES INADECUADOS DEBERÁN SER REMOVIDOS EN SU TOTALIDAD, ANTES DE CONSTRUIR LA ESTRUCTURA Y SER REEMPLAZADOS CON MATERIALES ADECUADOS DEBIDAMENTE COMPACTADOS.

Ica, Marzo del 2,022


ANGEL ROSAN JUANCA BORDA
Msc. INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 53304

EMS CON FINES DE CIMENTACION

37

**ENSAYOS
DE
LABORATORIO**

ANALISIS GRANULOMETRICO
NORMA NTP 339.128 – ASTM D6913

HUMEDAD NATURAL
NORMA NTP 339.127 - ASTM D 2216

LIMITES DE CONSISTENCIA
LIMITE LIQUIDO NORMA NTP 339.140 - ASTM D423
LIMITE PLASTICO NORMA NTP 339.140-ASTM D424

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

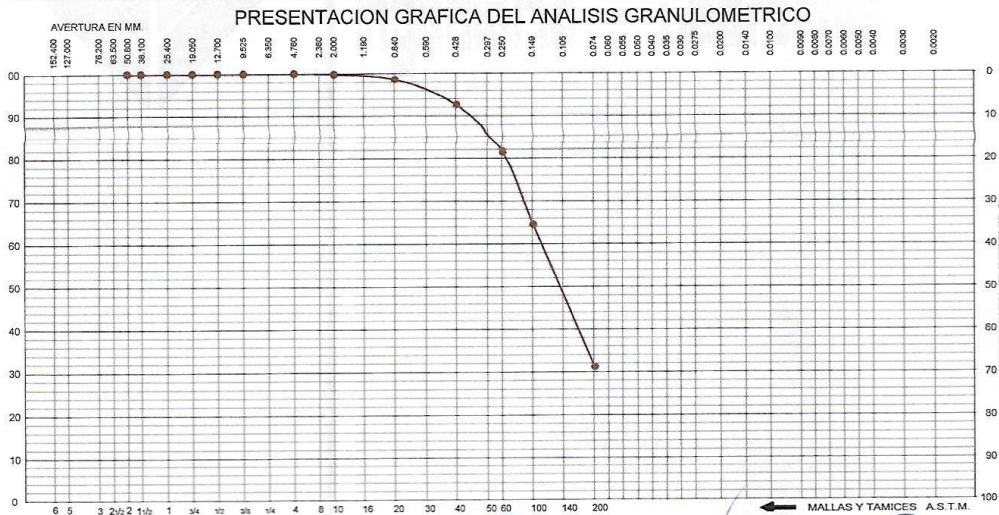
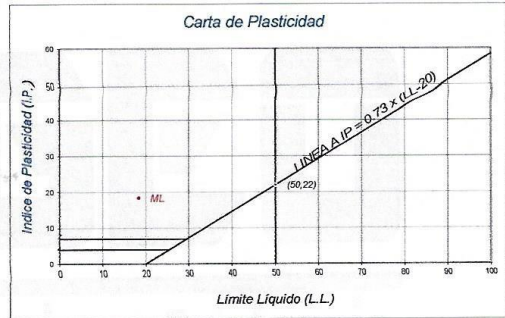
Solicitado por BACHILLER RAMIREZ HUAMANI LEONARDO FARESS
Proyecto ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE RESERVOIRIO ELEVADO TIPO INTZE DE 300 M3, EN SANTIAGO, ICA, 2022
Ubicación CENTRO POBLADO SAN ANTONIO - DISTRITO DE SANTIAGO, PROVINCIA DE ICA - ICA
Tipo de Exploración A CIELO ABIERTO
Realizado por IGEO
Fecha MARZO DEL 2022

Procedencia : CALICATA 1
Muestra : ESTRATO N° 01
Peso de Muestra : 260.00 grs.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO						
Tamicez ASTM	Aber. mm.	Peso reten.	% Reten.	% Pasa	% Ret Acum.	
2"	50.800					
1 1/2"	38.100					
1"	25.400					
3/4"	19.000					
1/2"	12.700					
3/8"	9.500					
1/4"	6.350					
N° 4	4.760	0.00	0.00	100.00	0.00	
8	2.300					
10	2.000	0.50	0.19	99.81	0.19	
16	1.190					
20	0.840	3.10	1.19	98.62	1.38	
30	0.590					
40	0.420	15.70	6.04	92.58	7.42	
50	0.297					
60	0.250	29.10	11.19	81.38	18.62	
80	0.177					
100	0.149	43.80	16.85	64.54	35.46	
140	0.105					
200	0.074	86.80	33.38	31.15	68.85	
Fondo		81.00	31.15	0.00	100.00	
Peso Total =		260.00	gr.			
D_{10} (mm)		0.024	C_{11}	5.84		
D_{30} (mm)		0.071	C_c	1.54		
D_{60} (mm)		0.139				

HUMEDAD NATURAL (W)	%	3.24
LIMITE LIQUIDO (L.L.)	%	18.43
LIMITE PLASTICO (L.P.)	%	0.00
INDICE PLASTICO (I.P.)	%	18.43
PESO ESPECIFICO	(gr/cc)	1.57

CLASIFICACION S.U.C.S. S - M
CLASIFICACION A.A.S.H.T.O. A-2-6 (1)



IGEO E.I.R.L.
 INGENIERIA & GEOTECNIA
 ANGEL ANDRÉS HUANCA BORDA
 Mag. Ing. Civil - CIP 53384

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Solicitado por BACHILLER RAMIREZ HUAMANI LEONARDO FARESS
Proyecto ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE RESERVOIRIO ELEVADO TIPO INTZE DE 300 M3, EN SANTIAGO, ICA, 2022
Ubicación CENTRO POBLADO SAN ANTONIO - DISTRITO DE SANTIAGO, PROVINCIA DE ICA – ICA

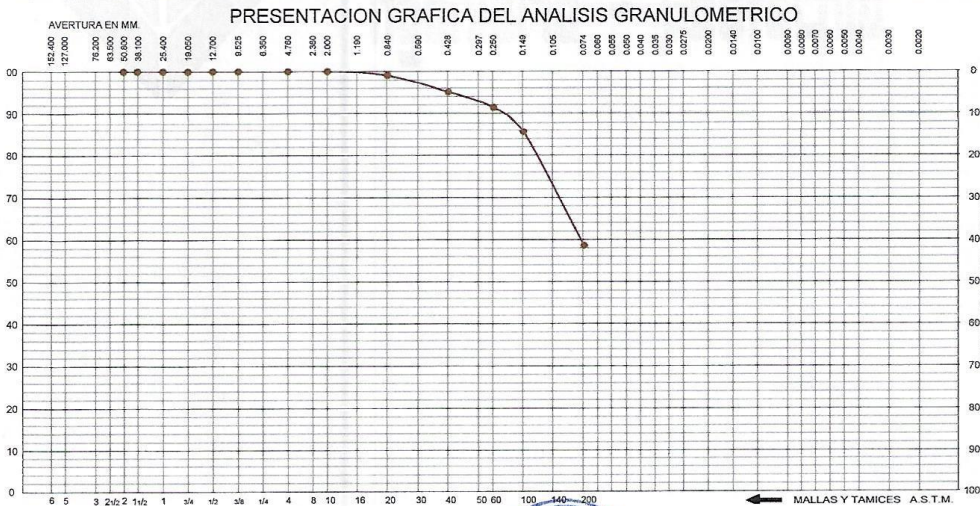
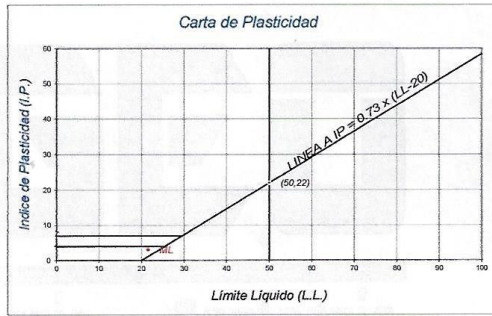
Tipo de Exploración A CIELO ABIERTO
Realizado por IGEO
Fecha MARZO DEL 2022

Procedencia : CALICATA Nº 01
Muestra : ESTRATO Nº 02
Peso de Muestra : 250.00 grs.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO					
Tamicez ASTM	Aber. mm.	Peso reten.	% Reten.	% Pasa	% Ret Acum.
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.000				
1/2"	12.700				
3/8"	9.500				
1/4"	6.350				
Nº 4	4.760	0.00	0.00	100.00	0.00
8	2.300				
10	2.000	0.00	0.00	100.00	0.00
16	1.190				
20	0.840	2.40	0.96	99.04	0.96
30	0.590				
40	0.420	10.00	4.00	95.04	4.96
50	0.297				
60	0.250	9.20	3.68	91.36	8.64
80	0.177				
100	0.149	14.50	5.80	85.56	14.44
140	0.105				
200	0.074	67.40	26.96	58.60	41.40
Fondo		146.50	58.60	0.00	100.00
Peso Total =		250.00	gr.		
D_{10} (mm)			C_{11}		
D_{30} (mm)			C_C		
D_{60} (mm)					

HUMEDAD NATURAL (W)	%	3.28
LIMITE LIQUIDO (L.L.)	%	21.60
LIMITE PLASTICO (L.P.)	%	18.48
INDICE PLASTICO (I.P.)	%	3.12
PESO ESPECIFICO	(gr/cc)	1.58

CLASIFICACION S.U.C.S. : **ML**
 CLASIFICACION A.A.S.H.T.O. : **A-4 (5)**



IGEO E.I.R.L.
 INGENIERIA & GEOTECNIA
 ANGEL ROY HUANCA JORDA
 Mec. Ing. Civil. CIP 53363

ANALISIS GRANULOMETRICO

Solicitado por BACHILLER RAMIREZ HUAMANI LEONARDO FARESS
Proyecto ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE RESERVORIO ELEVADO TIPO INTZE DE 300 M3, EN SANTIAGO, ICA, 2022
Ubicación CENTRO POBLADO SAN ANTONIO - DISTRITO DE SANTIAGO, PROVINCIA DE ICA - ICA

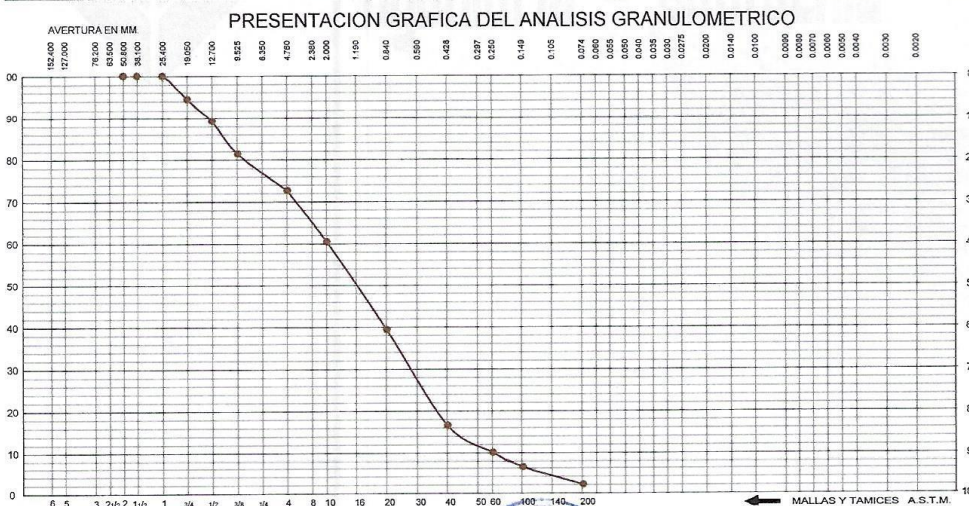
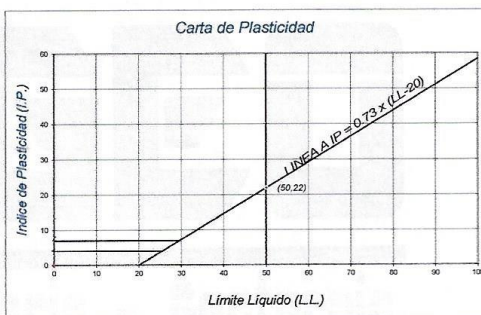
Tipo de Exploración A CIELO ABIERTO
Realizado por IGEO
Fecha MARZO DEL 2022

Procedencia : CALICATA N° 01
Muestra : ESTRATO N° 03
Peso de Muestra : 220.00 grs.

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO					
Tamicez ASTM	Aber. mm.	Peso reten.	% Reten.	% Pasa	% Ret Acum.
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.000	12.32	5.60	94.40	5.60
1/2"	12.700	11.40	5.18	89.22	10.78
3/8"	9.500	17.16	7.80	81.42	18.58
1/4"	6.350				
N° 4	4.760	19.23	8.74	72.68	27.32
8	2.300				
10	2.000	26.93	12.24	60.44	39.56
16	1.190				
20	0.840	46.20	21.00	39.44	60.56
30	0.590				
40	0.420	50.12	22.78	16.66	83.34
50	0.297				
60	0.250	14.17	6.44	10.22	89.78
80	0.177				
100	0.149	8.36	3.80	6.42	93.58
140	0.105				
200	0.074	9.28	4.22	2.20	97.80
Fondo		4.84	2.20	0.00	100.00
Peso Total =		220.00	gr.		
D ₁₀ (mm)		0.244	C _U	8.09	
D ₃₀ (mm)		0.666	C _C	0.92	
D ₆₀ (mm)		1.976			

HUMEDAD NATURAL (W)	%	4.26
LIMITE LIQUIDO (L.L.)	%	0.00
LIMITE PLASTICO (L.P.)	%	0.00
INDICE PLASTICO (I.P.)	%	0.00
PESO ESPECIFICO	(gr/cc)	1.62

CLASIFICACION S.U.C.S.	S	P
CLASIFICACION A.A.S.H.T.O.	A-1-b (0)	



IGEO E.I.R.L.
 INGENIERIA & GEOTECNIA
 ANGEL ROSAN GUANCA BORDA
 Mac. Ing. Civil. CIP 53334

ANALISIS GRANULOMETRICO

Solicitado por BACHILLER RAMIREZ HUAMANI LEONARDO FARESS
Proyecto ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE RESERVOIRIO ELEVADO TIPO INTZE DE 300 M3, EN SANTIAGO, ICA, 2022
Ubicación CENTRO POBLADO SAN ANTONIO - DISTRITO DE SANTIAGO, PROVINCIA DE ICA - ICA

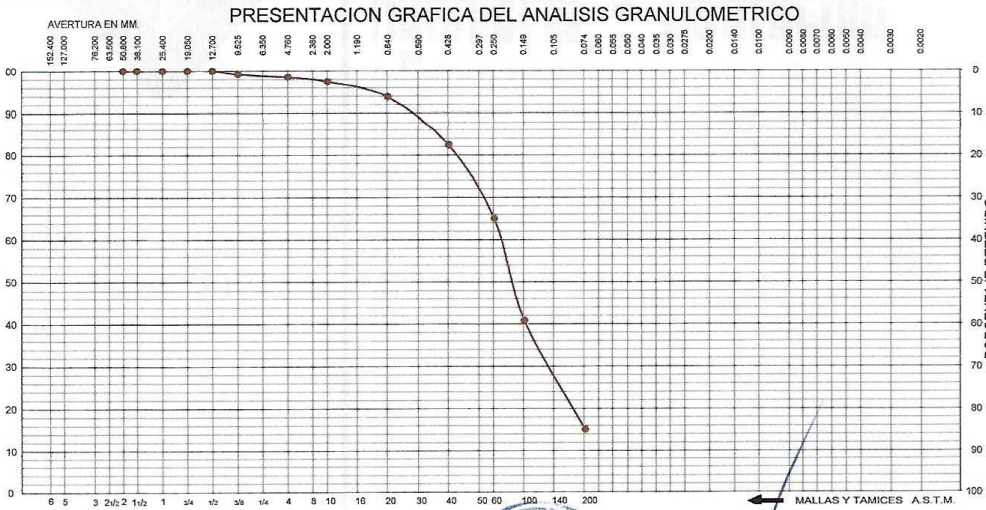
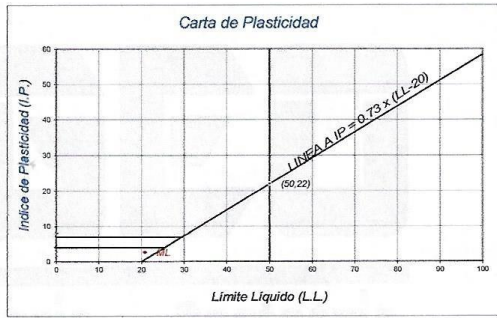
Tipo de Exploración A CIELO ABIERTO
Realizado por IGEO
Fecha MARZO DEL 2022

Procedencia : CALICATA Nº01
Muestra : ESTRATO Nº 04
Peso de Muestra : 300.00 grs.

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO					
Tamicez ASTM	Aber. mm.	Peso reten.	% Reten.	% Pasa	% Ret Acum.
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.000				
1/2"	12.700				
3/8"	9.500	2.30	0.77	99.23	0.77
1/4"	6.350				
Nº 4	4.760	2.20	0.73	98.50	1.50
8	2.300				
10	2.000	3.30	1.10	97.40	2.60
16	1.190				
20	0.840	10.80	3.60	93.80	6.20
30	0.590				
40	0.420	34.30	11.43	82.37	17.63
50	0.297				
60	0.250	52.10	17.37	65.00	35.00
80	0.177				
100	0.149	72.50	24.17	40.83	59.17
140	0.105				
200	0.074	77.10	25.70	15.13	84.87
Fondo		45.40	15.13	0.00	100.00
Peso Total =		300.00	gr.		
D ₁₀ (mm)		0.049	C _U	4.69	
D ₃₀ (mm)		0.117	C _C	1.23	
D ₆₀ (mm)		0.229			

HUMEDAD NATURAL (w)	%	6.82
LIMITE LIQUIDO (L.L.)	%	20.87
LIMITE PLASTICO (L.P.)	%	18.20
INDICE PLASTICO (I.P.)	%	2.67
PESO ESPECIFICO	(gr/cc)	1.60

CLASIFICACION S.U.C.S. **S - M**
 CLASIFICACION A.A.S.H.T.O. **A-2-4 (0)**



IGEO E.I.R.L.
INGENIERIA & GEOTECNIA
 ANGEL ROSAN HUANCA BORDA
 Msc. Ing. Civil - CIP 53334