

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**“COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE  
RESERVORIO ELEVADO CON ESTRUCTURA DE SOPORTE EN COLUMNAS  
INCLINADAS Y ESTRUCTURA DE SOPORTE EN COLUMNAS  
VERTICALES”**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:  
INGENIERO CIVIL**

**PRESENTADO POR EL BACHILLER:  
JORGE MANUEL INCISO PAJARES**

**ASESOR:  
ING. MARCOS MENDOZA LINARES**

**CAJAMARCA – PERÚ  
2019**

## **DEDICATORIA**

Dedicado a Dios y a mis padres. A Dios porque ha estado conmigo a cada paso que doy, dándome fortaleza para continuar, a mis padres, quienes han velado por mi bienestar y educación siendo mi apoyo en todo momento para cumplir este sueño.

## **AGRADECIMIENTO**

### **A LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**

Que por medio de sus docentes de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil, me formaron profesionalmente para asumir los retos que se nos presentan en el día a día de la vida profesional.

### **AL ASESOR**

Ing. Marcos Mendoza Linares por su apoyo incondicional en la elaboración de este trabajo de investigación.

A todos los amigos y familiares que de una u otra manera me hicieron seguir adelante para cumplir esta meta.

## ÍNDICE DE CONTENIDOS

CONTENIDO	Página
<b>CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>14</b>
1.1. Planteamiento del problema .....	14
1.2. Formulación del Problema.....	15
1.3. Hipótesis .....	15
1.4. Definición de variables.....	15
1.5. Justificación .....	15
1.6. Delimitación de la investigación.....	16
1.7. Objetivos del proyecto .....	17
1.7.1 Objetivo General.....	17
1.7.2 Objetivos específicos.....	17
1.8. Descripción de los contenidos de los capítulos .....	18
<b>CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO .....</b>	<b>19</b>
2.1. Antecedentes teóricos de la investigación .....	19
2.1.1. Internacionales .....	19
2.1.2. Nacionales .....	21
2.2. Marco normativo peruano .....	24
2.2.1. E.030-2018 “Norma peruana de diseño sismo resistente” .....	24
2.2.2. Norma E-060 “Norma técnica peruana de concreto armado” .....	32
2.3. Marco normativo internacional.....	34
2.3.1. Norma norteamericana – ACI 350.03-06 “Seismic Desing of Liquid-Containing Concrete Structures”.....	34
2.3.2. Portland Cement Association (PCA)-1993. “Circular concrete tanks without prestressing” .....	48
2.4. Bases teóricas .....	51
2.4.1. Reservoirio elevado.....	51
2.4.2. Tanque elevado Tipo Intze dimensionamiento por capacidad .....	52
2.4.3. Pre dimensionamiento estructural del tanque INTZE .....	53
2.4.4. Comportamiento sísmico de reservorios elevados .....	62
<b>CAPÍTULO III. PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO .....</b>	<b>64</b>
3.1. Metodología de la investigación.....	64
3.2. Diseño metodológico .....	68
3.2.1. Dimensionamiento por capacidad.....	68
3.2.2. Pre dimensionamiento de estructural de los reservorios elevados .....	71

3.2.3.	Procedimiento para el modelamiento de reservorios elevados .....	73
3.2.4.	Análisis sísmico .....	74
<b>CAPÍTULO IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS .....</b>		<b>76</b>
4.1.	Resultados en reservorios elevados evaluados bajo análisis sísmico estático. .....	76
4.1.1.	Modelo 01 .....	76
4.1.2.	Modelo 02.....	77
4.2.	Resultados en reservorios elevados evaluados bajo análisis sísmico dinámico. ....	78
4.2.1.	Modelo 01 .....	78
4.2.2.	Modelo 02.....	79
4.3.	Resultados en los reservorios elevados evaluados con las combinaciones de carga de las normas ACI 350-01 y E-060.....	80
4.3.1.	Modelo 01 .....	82
4.3.2.	Modelo 02.....	94
4.4.	Comparación de resultados.....	105
4.4.1.	Desplazamiento lateral .....	105
4.4.2.	Desplazamientos laterales relativos admisibles.....	105
4.4.3.	Comparación de fuerzas y momentos actuantes en el tanque Intze .....	106
4.4.4.	Comparación de fuerzas y momentos actuantes en la viga circular de soporte.....	108
4.4.5.	Comparación de fuerzas y momentos actuantes en torres de soporte... ..	109
4.5.	Graficas comparativas .....	116
4.5.1.	Viga circular de soporte .....	116
4.5.2.	Vigas de arriostre:.....	118
4.5.3.	Columnas:.....	119
<b>CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>		<b>122</b>
5.1.	Conclusiones .....	122
5.2.	Recomendaciones .....	124
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS .....</b>		<b>125</b>
<b>ANEXOS .....</b>		<b>127</b>
	Pre dimensionamiento de elementos estructurales del tanque INTZE .....	127
	Modelamiento en SAP2000V19 .....	140
	Secciones de los reservorios elevados .....	140
	Sismo Estático .....	144
	Sismo Dinámico .....	160

## ÍNDICE DE TABLAS

TÍTULO	Página
Tabla 1. Factores de zona “Z” .....	26
Tabla 2. Factor de suelo “S” .....	26
Tabla 3. Periodos “TP” Y “TL” .....	27
Tabla 4. Distorsiones de entrepiso según material. ....	32
Tabla 5. Factores de importancia, ACI 350.03-06.....	38
Tabla 6. Factores de modificación de respuesta, ACI 350.03-06.....	39
Tabla 7. Tabla A-5.Coefficientes de tensión anular en reservorios apoyados con base articulada, PCA. ....	49
Tabla 8. Tabla A-12 Coeficientes de cortante en la base de reservorios apoyados, PCA. ....	50
Tabla 9. Tabla A-2 Coeficientes de momento en reservorios apoyados base fija y carga triangular, PCA.....	51
Tabla 10. Coeficientes de momentos de flexión y torsión, adaptado de “Advanced Reinforce Concrete Desing” .....	59
Tabla 11. Coeficientes de cortante y momentos de flexión y torsión, “Theory and Design of Reinforced Concrete Tanks” .....	61
Tabla 12. Momentos, cortantes y desplazamientos críticos para soportes inclinados. ..	67
Tabla 13. Dimensiones geométricas del tanque INTZE .....	70
Tabla 14. Dimensiones de los elementos estructurales del tanque INTZE .....	71
Tabla 15. Secciones de vigas y columnas para los soportes de ambos modelos.....	73
Tabla 16. Tabla de desplazamientos y derivas del modelo 01 debido al sismo estático. ....	77
Tabla 17. Tabla de desplazamientos y derivas del modelo 02 debido al sismo estático.....	78
Tabla 18. .Tabla de desplazamientos y derivas del Modelo 01 debido al sismo dinámico.....	79
Tabla 19. Cuadro de desplazamientos y derivas del Modelo 01 debido al sismo dinámico.....	80
Tabla 20. Fuerzas y momentos máximos actuantes en la Viga Circular de Soporte del Modelo 01. ....	88
Tabla 21. Fuerzas y momentos máximos actuantes en la las vigas de arriostre de la torre de Modelo 01. ....	90

Tabla 22. Fuerzas y momentos máximos actuantes en las columnas de la torre de Modelo 01 .....	91
Tabla 23. Fuerzas y momentos máximos actuantes en la Viga Circular de Soporte del Modelo 02. ....	100
Tabla 24. Fuerzas y momentos máximos actuantes en la las vigas de arriostre de la torre de Modelo 02. ....	102
Tabla 25. Fuerzas y momentos máximos actuantes en las columnas de la torre de Modelo 02 .....	103
Tabla 26. Comparación de fuerzas anulares entre ambos modelos .....	106
Tabla 27. Comparación de fuerzas meridionales entre ambos modelos.....	107
Tabla 28. Comparación de momentos verticales entre ambos modelos.....	107
Tabla 29. Comparación de momentos horizontales entre ambos modelos.....	107
Tabla 30. Comparación de cortantes entre ambos modelos.....	108
Tabla 31. Comparación de fuerzas y momentos en viga circular de soporte.....	108
Tabla 32. Comparación de fuerzas cortantes y momentos flectores en columnas del nivel 05 de los soportes. ....	109
Tabla 33. Comparación de momento torsor en columnas del nivel 05 de los soportes .....	109
Tabla 34. Comparación de cortantes y momentos para vigas de arriostre en el nivel 04 para ambos modelos.....	110
Tabla 35. Comparación de fuerzas cortantes y momentos flectores en columnas del nivel 04 de los soportes .....	110
Tabla 36. Comparación de momento torsor en columnas del nivel 04 de los soportes. ....	111
Tabla 37. Comparación de cortantes y momentos para vigas de arriostre en el nivel 03 para ambos modelos.....	111
Tabla 38. Comparación de fuerzas cortantes y momentos flectores en columnas del nivel 03 de los soportes .....	112
Tabla 39. Comparación de momento torsor en columnas del nivel 03 de los soportes. ....	112
Tabla 40. Comparación de cortantes y momentos para vigas de arriostre en el nivel 02 para ambos modelos.....	113
Tabla 41. Comparación de fuerzas cortantes y momentos flectores en columnas del nivel 02 de los soportes. ....	113
Tabla 42. Comparación de momento torsor en columnas del nivel 02 de los soportes	

.....	114
Tabla 43. Comparación de cortantes y momentos para vigas de arriostre en el nivel 02 para ambos modelos.....	114
Tabla 44. Comparación de fuerzas cortantes y momentos flectores en columnas del nivel 01 de los soportes. ....	115
Tabla 45. Comparación de momento torsor en columnas del nivel 01 de los soportes .....	115
Tabla 46. Centro de gravedad de tanque INTZE .....	143
Tabla 47. Peso del tanque INTZE .....	144
Tabla 48. Peso de la torre de soporte del modelo 01.....	145
Tabla 49. Distribución de los cortantes inerciales del modelo 01 .....	152
Tabla 50. Peso de la torre de soporte modelo 02 .....	154
Tabla 51. Distribución de los cortantes inerciales del modelo 02.....	158
Tabla 52. Espectro de aceleraciones .....	161

## ÍNDICE DE FIGURAS

TÍTULO	Página
Figura 1. Modelos de los dos casos a analizar .....	17
Figura 2 .Zonificación sísmica.E.030, Vivienda, 2016.....	25
Figura 3.Distribución de fuerzas sísmicas en tanque rectangular. ACI350.3-06, ACI, 2006.....	40
Figura 4.Distribución de fuerzas sísmicas en tanque circular.ACI350.3-06, ACI, 2006.	40
Figura 5. Tanque tipo INTZE .....	52
Figura 6. Fuerzas Actuantes en el fondo cónico .....	53
Figura 7. Elementos estructurales de tanque elevado adaptado de “Advanced Reinforce Concrete Desing”, N.Krishna Raju, 1986.....	54
Figura 8. Domo superior del tanque elevado INTZE adaptado de “Advanced Reinforce Concrete Desing”, N.Krishna Raju, 1986. ....	55
Figura 9. Fuerzas actuantes en la viga circular inferior adaptado de “Advanced Reinforce Concrete Desing”, N.Krishna Raju, 1986.....	56
Figura 10. Fuerzas actuantes en el domo cónico adaptado de “Advanced Reinforce Concrete Desing”, N.Krishna Raju, 1986. ....	57
Figura 11. Fuerzas actuantes en la viga de soporte adaptado de “Advanced Reinforce Concrete Desing”, N.Krishna Raju, 1986. ....	59
Figura 12.Fuerzas actuantes en la viga de soporte “Theory and Design of Reinforced Concrete Tanks”, Ing. M.Hilal, 1988.....	60
Figura 13.Comportamiento dinámico de reservorio, ACI.350.3-06, ACI,2006. ....	62
Figura 14.Modelo simplificado para tanques elevados de Housner “Simplified seismic analysis procedures for elevated tanks considering fluid–structure–soil interaction”, Livaoglu, Dogangun, 2012. ....	63
Figura 15.Soporte con inclinación 82.88° .....	65
Figura 16. Momentos y Cortantes de los soportes con inclinación 85°y 82.88° debido a sismo dinámico .....	66
Figura 17.Momentos y Cortantes de los soportes con inclinación 80°y 75 ° debido a sismo dinámico .....	66
Figura 18.Desplazamiento de los soportes con inclinación 85°y82.88° .....	67
Figura 19.Desplazamiento de los soportes con inclinación 80°y 75° .....	67
Figura 20.Dimensiones por capacidad de almacenamiento del tanque .....	71
Figura 21.Dimensiones de los elementos estructurales del tanque .....	72
Figura 22.Despalzamiento del Modelo 01 debido al sismo estático.....	76

Figura 23.Desplazamiento lateral del Modelo 02 debido a sismo estático.....	77
Figura 24. Desplazamiento lateral del Modelo 01 debido a sismo dinámico.....	78
Figura 25. Desplazamiento lateral del Modelo 02 debido a sismo dinámico.....	79
Figura 26. Tensiones anulares para el Modelo 01 .....	82
Figura 27. Fuerzas meridionales para Modelo 01 .....	83
Figura 28. Momentos verticales para el Modelo 01.....	84
Figura 29. Momentos horizontales para el Modelo 01 .....	85
Figura 30. Cortantes en tanque INTZE para el Modelo 01.....	86
Figura 31. Fuerza anular en viga de soporte del Modelo 01 .....	87
Figura 32. Fuerza cortante en viga de soporte del Modelo 01.....	87
Figura 33. Momento flector en viga de soporte del Modelo 01.....	87
Figura 34. Momento flector en torre de soporte del Modelo 01.....	88
Figura 35. Cortante en torre de soporte del Modelo 01.....	89
Figura 36.Torsión y Axial en torre de soporte del Modelo 01 .....	89
Figura 37. Fuerzas anulares en el tanque para el Modelo 02 .....	94
Figura 38. Tensiones meridionales para el Modelo 02.....	95
Figura 39. Momentos verticales en tanque para el Modelo 02.....	96
Figura 40. Momentos horizontales en tanque para el Modelo 02.....	97
Figura 41. Cortantes en tanque para el Modelo 02 .....	98
Figura 42.Fuerza anular en viga de soporte del Modelo 02 .....	99
Figura 43. Fuerza cortante en viga de soporte del Modelo 02 .....	99
Figura 44. Momento flector en viga de soporte del Modelo 02.....	99
Figura 45. Momento flector en torre de soporte del Modelo 02.....	100
Figura 46. Cortante en torre de soporte del Modelo 02.....	101
Figura 47. Torsión y Axial en torre de soporte del Modelo 02.....	101
Figura 48.Carga axial máxima en viga circular se soporte.....	116
Figura 49. Cortante máximo en viga circular se soporte .....	116
Figura 50. Torsión máxima en viga circular se soporte.....	117
Figura 51. Momento flector máximo en viga circular se soporte .....	117
Figura 52. Cortante máximo en vigas de arriostre. ....	118
Figura 53. Torsión máxima en vigas de arriostre. ....	118
Figura 54. Momento flector máximo en vigas de arriostre. ....	119
Figura 55.Carga axial máxima en columnas. ....	119
Figura 56.Cortante máximo en columnas. ....	120
Figura 57.Torsión máxima en columnas. ....	120

Figura 58 .Momento flector máximo en columnas.....	121
Figura 59.Periodo impulsivo para el modelo01 calculado en SAP 2000v19 .....	148
Figura 60.Distribución del cortante estático producido por los pesos impulso e inercial para el modelo 01. ....	152
Figura 61 .Asignación del cortante estático producido por los pesos impulso e inercial para el modelo 01. ....	153
Figura 62. Periodo impulsivo para el modelo02 calculado en SAP 2000v19 .....	155
Figura 63. Distribución del cortante estático producido por los pesos impulso e inercial para el modelo 02. ....	159
Figura 64. Asignación del cortante estático producido por los pesos impulso e inercial para el modelo 02. ....	159
Figura 65.Espectro de aceleraciones para reservorio elevado .....	162
Figura 66.Asignación de mazas impulsiva y convectiva al modelo 01 en el programa sap2000v19.....	163
Figura 67 .Definición de la carga de sísmica dinámica .....	163
Figura 68. Asignación de mazas impulsiva y convectiva al modelo 01 en el programa sap2000v19.....	164
Figura 69. Viga circular de apoyo Axial-torsor máximo para el modelo 01. ....	165
Figura 70. Viga circular de apoyo Axial-torsor máximo para el modelo 02. ....	165
Figura 71. Viga circular de apoyo flexión-cortante máximo para el modelo 01 .....	166
Figura 72. Vigas de arriostre flexión-cortante máximo para el modelo 01. ....	166
Figura 73. Vigas de arriostre flexión-cortante máximo para el modelo 02 .....	167
Figura 74. Columnas axial máximo para el modelo 01 .....	167
Figura 75. Columnas axial máximo para el modelo 02 .....	168
Figura 76. Columnas cortante máximo en la dirección 2 para el modelo 01.....	168
Figura 77. Columnas cortante máximo en la dirección 2 para el modelo 02.....	169
Figura 78. Columnas cortante máximo en la dirección 3para el modelo 01.....	169
Figura 79. Columnas cortante máximo en la dirección 3para el modelo 02.....	170
Figura 80. Columnas Torsor máximo para el modelo 01. ....	170
Figura 81. Columnas Torsor máximo para el modelo 02. ....	171
Figura 82. Columnas Flexión máxima en la dirección 2 para el modelo 01. ....	171
Figura 83. Columnas Flexión máxima en la dirección 2 para el modelo 02. ....	172
Figura 84. Columnas Flexión máxima en la dirección 3 para el modelo 01. ....	172
Figura 85. Columnas Flexión máxima en la dirección 3 para el modelo 02. ....	173

## RESUMEN

Se realizó la comparación del comportamiento estructural de un reservorio elevado tipo INTZE con capacidad de 1000 m<sup>3</sup> al ser soportado en pórticos con columnas inclinadas y al ser soportado en pórticos con columnas verticales, los cuales poseen una altura de 20 metros en el soporte, arriostrados con vigas cada 4 metros. Dicha inclinación fue elegida al variar la verticalidad de las columnas, del modelo patrón (reservorio elevado con columnas verticales), en ángulos de: 85°, 82.88°, 80° y 75° de los cuales se tomó en cuenta los esfuerzos y desplazamientos de las estructuras frente al análisis sísmico dinámico, por otro lado se verificó que dicha inclinación no incrementa demasiado la luz de las vigas de arrioste. El resultado más adecuado fue el modelo con inclinación de 82.88°, el cual será comparado con el modelo patrón. Posteriormente se elaboró el modelamiento y asignación de las cargas para ambas estructuras en el programa SAP2000 V.19. El análisis sísmico se elaboró tomando los parámetros de sitio de la E-030 "Norma peruana de diseño sismo resistente" y para el cálculo de las cargas sísmicas, se harán acorde a la norma ACI 350.3-06 "Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures". Posteriormente se calculó desplazamientos y esfuerzos máximos debido a solicitaciones sísmicas y a las combinaciones de cargas que indican en el ACI 350-01 "Code Requirements For Environmental Engineering concrete Structures" y en la E-060 "Norma peruana de concreto armado". Finalmente los resultados nos permitieron dar las conclusiones más relevantes las cuales están presentes en las estructuras de soporte: En las vigas de arrioste con variaciones porcentuales máximas en: cortante 84.07%, torsión 87.83% y flexión 62.77%. En las columnas con variaciones porcentuales en: Axial 27.06%, cortante 37.20%, flexión 59.65%, todos mayores en el reservorio elevado con columnas verticales con respecto al reservorio con columnas inclinadas, a excepción de la torsión en las columnas, que el reservorio con columnas verticales no presenta torsión, la cual es asumida por sus vigas de arrioste, a diferencia del reservorio con columnas inclinadas que comparte la torsión entre sus vigas y columnas, por lo tanto se concluye que el reservorio elevado con columnas inclinadas posee un mejor comportamiento estructural que el reservorio elevado con columnas verticales debido a que presenta una mejor distribución de esfuerzos.

Palabras Clave: Reservorio elevado, Desplazamientos, Esfuerzos

## ABSTRACT

The structural comparison was made, it became a standard model in which it consists of a reservoir. INTZE of 1000 m<sup>3</sup> of capacity supported on vertical columns, which has a height of 20 meters in the support, braced with beams every 4 meters which will be compared structurally with a model that results from an optimal inclination to the vertical columns of the model Pattern. This inclination was chosen by varying the verticality of the columns of the standard model, at angles of: 85 °, 82.88 °, 80 ° and 75° of which the efforts and displacements of the structures were taken into account in the dynamic seismic analysis and also that said inclination does not increase the light of the braces of brace too much. The most suitable result was the 82.88 ° inclined model, which will be compared with the standard model. Subsequently, the modeling and assignment of the loads for both structures in the SAP2000 V.19 program was elaborated. The seismic analysis was made taking the site parameters of the E-030 "Peruvian earthquake resistant design standard" and for the calculation of the earthquake hydrodynamic loads, they will be calculated according to the ACI 350.3-06 standard "Seismic Design of Liquid- Containing Concrete Structures ", in addition to other published documents referred topic. Subsequently, displacements and maximum stresses were calculated due to seismic stresses and the load combinations indicated in the ACI 350-01 "Code Requirements for Environmental Engineering concrete structures" and in E-060 "Peruvian standard of reinforced concrete". Finally the results allowed us to give the most relevant conclusions which are present in the support structures: In the beams of brace with maximum percentage variations in: cutting 84.07%, torsion 87.83% and flexion 62.77%. In the columns with percentage variations in: Axial 27.06%, cutting 37.20%, flexion 59.65%, all greater in the elevated reservoir with vertical columns with respect to the reservoir with inclined columns, except for the torsion in the columns that the reservoir with columns verticals do not present torsion in their columns, which is submerged by their beams of brace, unlike the reservoir with inclined columns that shares the torsion between their beams and columns, therefore it is concluded that the elevated reservoir with inclined columns has a better structural behavior than the elevated reservoir with vertical columns because it presents a better stress distribution.

Keywords: elevated tank, displacement, strength

# CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

## 1.1. Planteamiento del problema

La sismicidad histórica del Perú, nos muestra la ocurrencia de sismos destructivos desde el siglo XVI hasta el presente, con un saldo muy grande de pérdidas humanas y materiales. Entre las estructuras más vulnerables se encuentran los reservorios elevados, como elementos esenciales de sistemas de abastecimiento de agua potable los cuales deben permanecer en funcionamiento después de un sismo, no obstante se han reportado fallas y daños ,como por ejemplo entre los casos más representativos en nuestro país ,el sismo en Pisco del año 2007, en el cual fallaron 4 reservorios elevados que quedaron inoperativos debido a daños en la estructura de soporte (Huaranga, 2015).

En Cajamarca los reservorios elevados más construidos son los rectangulares de pequeño volumen de almacenamiento, soportados en columnas y arriostrados con vigas. En los lugares más importantes de la ciudad donde se construyeron son: la Universidad Nacional De Cajamarca, Hospital Regional de Cajamarca y en algunos centros educativos y centros de salud. Sin embargo no hay reservorios elevados de gran volumen de almacenamiento que abastezcan a un sector importante de la ciudad con el fin de cubrir el déficit del servicio, mediante el aprovechamiento de las fuentes de agua subterráneas. Así mismo también estos reservorios elevados ayudarían al incremento de presión en la red pública en los lugares donde se requiera.

En los reservorios elevados de concreto armado, las estructuras de soporte más usadas son los pórticos, como se mencionó anteriormente , debido a su económico y fácil proceso constructivo en comparación a otro tipo de estructuras de soporte.

Para los reservorios elevados de gran volumen de capacidad ,que están soportados en este tipo de estructuras , se presentan los dos tipos más comunes , el soportado en pórticos con columnas inclinadas y el soportado en pórticos columnas verticales, ya que estas estructuras son de uso muy frecuente y de importancia esencial ,es necesario hacer una comparación del comportamiento estructural entre ambas y así determinar cuál de ellas tiene una mejor distribución de esfuerzos ante cargas de servicio y cargas hidrodinámicas de sismo, con ello sabremos cuál

estructura de soporte es más eficiente estructuralmente y por ende se tendrá un menor riesgo de alteración en su funcionamiento o un eventual colapso frente a eventos sísmicos .

## **1.2. Formulación del Problema**

¿Cuál es el efecto que produce el ángulo de inclinación de las columnas de soporte, en el comportamiento estructural de un reservorio elevado?

## **1.3. Hipótesis**

El ángulo de inclinación de las columnas presenta un efecto positivo en el comportamiento estructural de un reservorio elevado.

## **1.4. Definición de variables**

- **Variable dependiente**
  - Comportamiento estructural del reservorio elevado
- **Variable independiente**
  - Angulo de Inclinación de las columnas de soporte.

## **1.5. Justificación**

### **- Justificación científica**

El análisis y diseño de reservorios elevados contempla las presiones hidrodinámicas impulsivas y convectivas ocasionadas por el sismo , las cuales pueden provocar daños severos a dichas estructuras principalmente en las estructuras de soporte ,que en su mayoría son pórticos de concreto armado , es por ello que en esta investigación nos permitirá comparar el comportamiento estructural de un tanque elevado de gran capacidad al ser soportado por marcos con columnas inclinadas y al ser en soportado por marcos con columnas verticales con lo cual determinaremos que estructura de soporte es la más eficiente frente cargas de sismo y así prevenir daños que alteren su funcionamiento o eventual colapso.

### **- Justificación técnica-practica**

Tras haber solucionado el problema planteado, los profesionales que se desempeñan en proyectos de agua potable tendrán un criterio adecuado

para escoger si usar columnas inclinadas o verticales ,para un reservorio elevado, de considerable volumen almacenamiento, con estructura de soporte en pórticos.

#### **- Justificación personal**

Sobre el comportamiento estructural de los reservorios elevados muy pocas investigaciones se realizaron en nuestro país, por lo cual se tuvo la motivación e interés suficiente para el desarrollo de la presente tesis.

#### **1.6. Delimitación de la investigación**

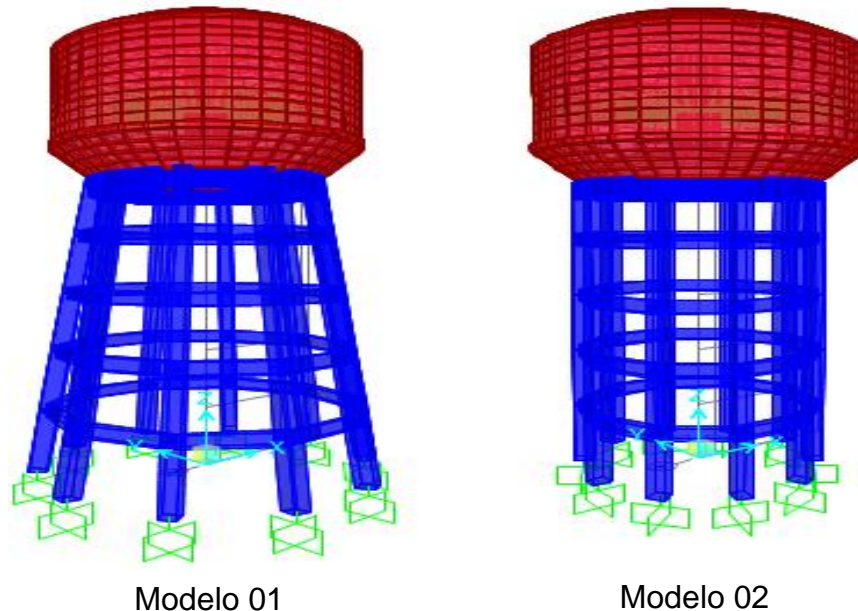
Para fines de la investigación, se tomó como muestra representativa un reservorio elevado tipo Intze de concreto armado con una capacidad de 1000 m<sup>3</sup> ,el cual será analizado y comparado estructuralmente , en el primer caso soportado en marcos con columnas inclinadas ,en el segundo caso soportado en marcos con columnas verticales ,ambos ubicados en ciudad de Cajamarca. Para la selección de la inclinación de las columnas del primer caso se eligió la inclinación más adecuada, escogida de los modelos de prueba, cuyas inclinaciones con las horizontales son: 85°, 82.88°,80°y75° de los cuales se tomó en cuenta los esfuerzos y desplazamientos de las estructuras frente al análisis sísmico dinámico y además que dicha inclinación no incremente demasiado la luz de las vigas de arriostre . El resultado más adecuado fue el modelo con inclinación de 82.88°, el cual será comparado con el reservorio elevado con soporte en columnas verticales. Los cuales se evaluaron mediante modelos estructurales haciendo uso de las normas ACI 350.03-06 “Seismic Desing of Liquid-Containing Concrete Structures”, y la E-030 “Norma peruana de diseño sismo resistente”, para el análisis sísmico se empleó el modelo de masas y resortes propuesto por George W. Housner en 1963.

La investigación se centró en evaluar el comportamiento de ambas estructuras de soporte, las cuáles son de concreto armado, ubicadas en la zona de sismicidad 3, considerando un tipo de suelo blando S3.

En la presente investigación no se analizaron las interacciones suelo-estructura, por lo tanto se asumirá un empotramiento perfecto en la base, y con respecto a las combinaciones de carga para los análisis se consideró lo establecido en las normas ACI 350-01 “Code Requirements For Environmental Engineering concrete Structures” y la E-060 “Norma peruana

de concreto armado”. Para dicho análisis se empleó el programa de análisis y diseño estructural SAP2000V.19.

Por lo tanto, los resultados fueron obtenidos únicamente para los modelos prototipo, tipo de suelo y zona sísmica mencionados.



**Figura 1.** Modelos de los dos casos a analizar

## 1.7. Objetivos del proyecto

### 1.7.1 Objetivo General

- Comparar del comportamiento estructural de un reservorio elevado al ser soportado en marcos con columnas inclinadas y al ser soportado en marcos con columnas verticales.

### 1.7.2 Objetivos específicos

- Escoger la inclinación óptima de las columnas para el reservorio elevado con soporte en columnas inclinadas, de las muestras evaluadas.
- Determinar los esfuerzos y desplazamientos máximos del reservorio elevado con 1000m<sup>3</sup> de capacidad con estructura de soporte en pórticos con columnas inclinadas, debido a las combinaciones de carga de las normas ACI350-01 y la E.060.
- Determinar los esfuerzos y desplazamientos máximos del reservorio elevado con 1000m<sup>3</sup> de capacidad, con estructura de soporte en pórticos con columnas verticales debido a las combinaciones de

carga de las normas ACI350-01y E.060.

### **1.8. Descripción de los contenidos de los capítulos**

La tesis está dividida en cinco capítulos. Los dos primeros capítulos están relacionados con la investigación bibliográfica realizada, los otros tres están orientados al planteamiento metodológico, análisis y comparación de resultados y finalmente las conclusiones.

En el primer capítulo se explica el contexto en el que desarrolla la tesis y se indica el problema, la hipótesis, justificación y objetivos de la investigación.

En el segundo capítulo se resumen las investigaciones nacionales e internacionales realizadas en los últimos años en cuanto al comportamiento dinámico de reservorios. Asimismo, se resumen las recomendaciones de la norma ACI 350.03-06 para el análisis sísmico de los reservorios y las recomendaciones de la E.030. Se explican los métodos disponibles para el modelamiento de reservorios elevados a partir de la bibliografía revisada.

En el tercer capítulo se indica las características de los reservorios elevados con estructura de soporte tipo marco, asignación de las cargas hidrostáticas y cargas sísmicas.

En el cuarto capítulo se mostrara los resultados del análisis mediante las combinaciones de cargas que especifican las normas, posteriormente se realiza la comparación de los resultados obtenidos y finalmente, en el capítulo cinco se dan las conclusiones y recomendaciones más relevantes de la investigación realizada.

## **CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO**

### **2.1. Antecedentes teóricos de la investigación**

#### **2.1.1. Internacionales**

- a. Alberto Cardona, Paul h. Kohan, Ricardo D. Quinteros. 2012 “Análisis del comportamiento dinámico de tanques cilíndricos bajo excitación”. “Grupo de dinámica experimental, facultad de ingeniería, universidad nacional de Cuyo, centro universitario, parque Gral. San Martín, Mendoza, Argentina”**

Concluye que:

- Las frecuencias del movimiento de la superficie del líquido en ambos modelos fueron casi idénticas con un error inferior al 1% en todos los casos.
- Las amplitudes de los desplazamientos verticales de la superficie libre fueron determinados con una aproximación aceptable dentro de un error promedio del 15%. Las diferencias varían de acuerdo a las características de la excitación sísmica.
- Queda demostrado que el modelo mecánico equivalente simplificado propuesto por Housner (1954) y modificado por Haroun (1983) bajo las hipótesis mencionadas, representa una buena aproximación para los desplazamientos verticales de olas (Cardona, Kohan, Quinteros; 2012-Pág.2228).

- b. Mostafa Masoudi; Sassan Eshghi ;Moshen Ghafory-Ashtiany. 2012 . “Evaluation of response modification factor (R) of elevated concrete tanks.”European school for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk (ROSE School), IUSS Pavia, Via Ferrata 1, 27100 Pavia, Italy. International Institute of Earthquake Engineering & Seismology (IIEES), No. 26, Arghavan Street, Tehran 19395-3913, Iran.**

Concluye que:

- A pesar de que, en los códigos de diseño sísmico de EE.UU., es decir, ASCE / SEI 7-10, ACI 371R-08 y FEMA 450 recomiendan el

valor R hasta 3, el factor R calculado para los tanques elevados en esta investigación es menos de 3. Sin embargo, el Eurocódigo 8 especifica el factor de modificación de respuesta principalmente es de 1,5 y para tanques con soporte simple con bajo riesgo sísmico es de 2, lo que resulta en fuerzas de diseño esencialmente elásticas si se considera el factor de sobretensión. Esto parece ser una expectativa más realista de las estructuras de soporte del tanque. Sin embargo, para llegar a una recomendación sólida para el factor de modificación de la respuesta se recomienda considerar un conjunto más grande de sismos, más modelos computacionales y diferentes categorías de suelo (Mostafa, Eshghi, Ghafory-Ashtiany ; 2012-Pág.207).

- c. Livaoglu, R; Dogangun, A. 2006. "Simplified seismic analysis procedures for elevated tanks considering fluid-structure-soil interaction. Journal of Fluids and Structures." Department of Civil Engineering, Karadeniz Technical University, 29000 Gumushane, Turkey. Department of Civil Engineering, Karadeniz Technical University, 61080 Trabzon, Turkey.**

Concluye que:

- El diseño sísmico de tanques elevados mediante el uso de modelos individuales de masa agrupada proporciona cortantes y momentos de volteo más pequeños en condiciones de suelo fijo y flexible. Estas circunstancias pueden conducir a un diseño sísmico inseguro de tanques elevados. Se estimó que los valores del período estaban cerca de 2 s para estos modelos. Estos valores de período están lejos de los períodos de modo impulsivo de alrededor de 1,1 s que se han estimado a partir de los otros modelos en los que el oleaje se considera. Sin embargo, el modo impulsivo de vibración domina fuertemente el comportamiento sísmico de tanques elevados.
- Los períodos para los modos colectivos no son notablemente diferentes según las interacciones suelo-estructura de Tanques. En otras palabras, se obtienen valores de periodo similares para todos

los modelos que se consideran aquí. La máxima diferencia es generalmente inferior al 0,5%.

- El diseño sísmico de tanques elevados, basado en la suposición aproximada de que el suelo es rígido sin ninguna investigación del sitio, puede conducir a una evaluación errónea del momento de volteo y cortante sísmico en la base. Se pueden obtener cortantes en la base, tres veces más grandes o más, especialmente para el suelo de la clase D (suelo blando). (Livaoglu, Dogangun; 2012- Pág.437).

### **2.1.2. Nacionales**

**a. Julca Varas, CA .2017. Comparación del comportamiento dinámico de reservorios elevados con estructura de soporte tipo marco, evaluados con las normas norteamericana y neozelandesa”. Tesis Ing. Civil. Cajamarca, Universidad nacional de Cajamarca.**

Concluye que:

- Los periodos convectivos calculados con la norma norteamericana son mayores en un 18.4% a 19%, así como también los periodos impulsivos son mayores en un 41.7% a 81.8%.
- De acuerdo a la realidad peruana, los reservorios elevados con estructura de soporte tipo marco evaluados con la norma norteamericana ACI 350.03-06 presentan un mejor comportamiento dinámico en comparación a los reservorios elevados evaluados con la norma neozelandesa SDST NZ .Los esfuerzos obtenidos de las diferentes combinaciones de cargas son menores en el reservorio de concreto armado (Julca; 2017- Pág.89).

**b. Huaranga Huamani, P G.2015. “Evaluación De La Respuesta Sísmica No Lineal De Reservorios Elevados Tipo INTZE”. Lima, Tesis magister Ing. Civil. Pontificia Universidad Católica Del Perú.**

Concluye que:

- El factor de reducción indicado en la norma peruana para el cálculo de la demanda espectral es 6 para muros estructurales; sin embargo, las respuestas obtenidas difieren de las demandas obtenidas del análisis no lineal. Por ello, se optó por emplear un factor de reducción menor para realizar las comparaciones.
- Para determinar la ductilidad demandada es necesario realizar el análisis de varios casos con distintos niveles de agua, ya que no se observó una tendencia que relacione el porcentaje de agua en la cuba y la demanda de ductilidad.
- En el análisis de reservorios llenos las mayores demandas de momento volcante, fuerza cortante y desplazamiento lateral se presentan para el acelerograma de 1974. Esto se debe a que los periodos impulsivos de ambos reservorios se encuentran dentro del rango de periodos predominantes de este sismo obtenidos del espectro de Fourier (Huaranga; 2015- Pág.55).

**c. Martos Salas, FA. 2013. “Evaluación de los esfuerzos de un reservorio circular entre el método estático y el método dinámico sismo resistente”. Tesis Ing. Civil. Cajamarca, Universidad Nacional de Cajamarca.**

Concluye que:

- El método dinámico refleja una mayor exactitud al tener en cuenta acciones mecánicas que no son consideradas en el estático, las cuales producirán el colapso de la estructura durante un sismo importante
- Al considerar el movimiento del agua producto de la vibración que

genera el sismo actuante, el método dinámico ofrece una aproximación mucho más real con respecto al estático en cuanto al cálculo de los esfuerzos anular, a flexión y cortante, a lo largo de la pared de un reservorio circular (Martos; 2013- Pág.63).

**d. Nuñez Echaccaya, LW. 2011. Propuesta tecnológica para el mejoramiento del comportamiento sísmico de reservorio elevado con estructura de soporte tipo marco. Diplomado Especializado en Diseño Estructural III. Lima, UPC.**

Concluye que:

- No existe parámetros o valores exclusivos para el análisis sísmico de reservorios elevados o estructuras tipo péndulo invertido, en las normas E.030 de diseño sismo resistente que se utilizan o utilizaron en el Perú. Rango de Valores de 80% - 100% (depósitos) de la carga que pueda contener para el cálculo del valor P (peso) dadas por la norma E.030.
- La adopción del valor del coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R) en el rango de 1 – 8, no precisada en la norma E.030.
- El desplazamiento relativo del reservorio elevado analizado supera en un 25% de los valores límites exigidos, por la norma E.030 de diseño sismo resistentes del 2006.
- Las fuerzas cortantes mínimas en la base del reservorio elevado analizado, cumple con la norma E.030 de diseño sismo resistente.
- Los factores de seguridad que se obtiene del cálculo del momento de volteo, del reservorio elevado analizado son menores en un 50% de los exigidos por las normas E.030 de diseño sismo resistente 2006.
- Por lo tanto, el reservorio elevado analizado, no cumplen con las exigencias dadas por las norma E.030 de diseño sismo resistentes recientes - 2006.
- La estructura de soporte no presenta un adecuado comportamiento sísmico, presentando excesivos desplazamientos con respecto a los

límites indicados por la norma E.030 – 2006.

- El periodo fundamental del reservorio elevado puede tomarse satisfactoriamente igual al periodo de la masa móvil del agua, modelada en la cuba empleando el sistema mecánico equivalente simplificado – Housner (Echaccaya; 2011- Pág.62).

## **2.2. Marco normativo peruano**

### **2.2.1. E.030-2018 “Norma peruana de diseño sismo resistente”**

Esta Norma establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas tengan un comportamiento sísmico acorde con la filosofía y principios del diseño sismo resistente.

#### **Alcances**

Se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas, al reforzamiento de las existentes y a la reparación de las que resultaran dañadas por la acción de los sismos.

Para estructuras tales como reservorios, tanques, silos, puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas y todas aquellas cuyo comportamiento sísmico difiera del de las edificaciones, se podrá usar esta Norma en lo que sea aplicable.

#### **Filosofía y Principios del Diseño Sismo resistente**

La filosofía del Diseño Sismo resistente consiste en:

- a. Evitar pérdida de vidas humanas.
- b. Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- c. Minimizar los daños a la propiedad.

Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras. En concordancia con tal filosofía se establecen en la presente Norma los siguientes principios:

- a. La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.

- b. La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.
- c. Para las edificaciones esenciales, se tendrán consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo.

**Concepción Estructural Sismo resistente**

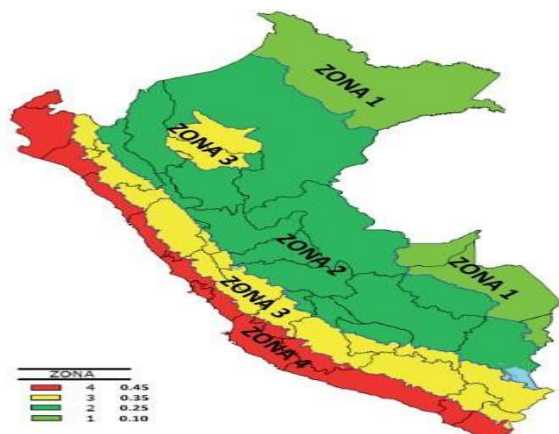
Debe tomarse en cuenta la importancia de los siguientes aspectos:

- a. Simetría, tanto en la distribución de masas como de rigideces.
- b. Peso mínimo, especialmente en los pisos altos.
- c. Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- d. Resistencia adecuada frente a las cargas laterales.
- e. Continuidad estructural, tanto en planta como en elevación.
- f. Ductilidad, entendida como la capacidad de deformación de la estructura más allá del rango elástico.
- g. Deformación lateral limitada.
- h. Inclusión de líneas sucesivas de resistencia (redundancia estructural).
- i. Consideración de las condiciones locales.
- j. Buena práctica constructiva y supervisión estructural rigurosa.

**1. Peligro sísmico**

**1.1 Zonificación**

El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la Figura 2.



**Figura 2** .Zonificación sísmica.E.030, Vivienda, 2018.

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Tabla n° 1. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

**Tabla 1.** Factores de zona “Z”

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

E.030, Norma peruana de diseño sísmo resistente Vivienda; 2018- Pág.13

## 1.2 Condiciones Geotécnicas

Los tipos de perfiles de suelos, según la norma son cinco:

- a. Perfil Tipo S0: Roca Dura
- b. Perfil Tipo S1: Roca o Suelos Muy Rígidos
- c. Perfil Tipo S2: Suelos Intermedios
- d. Perfil Tipo S3: Suelos Blandos
- e. Perfil Tipo S4: Condiciones Excepcionales
- f. Parámetros de Sitio (S, TP y TL)

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los períodos T<sub>P</sub> y TL dados en las Tablas N° 2 y N° 3.

**Tabla 2.** Factor de suelo “S”.

ZONA /SUELO	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
Z <sub>4</sub>	0.80	1.00	1.05	1.10
Z <sub>3</sub>	0.80	1.00	1.15	1.20
Z <sub>2</sub>	0.80	1.00	1.20	1.40
Z <sub>1</sub>	0.80	1.00	1.60	2.00

E.030, Norma peruana de diseño sísmo resistente Vivienda; 2018- Pág.16

**Tabla 3.** Periodos “TP” Y “TL”.

	Perfil de suelo			
	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
T <sub>P</sub> (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
T <sub>L</sub> (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

E.030, Norma peruana de diseño sismo resistente  
Vivienda; 2018- Pág.16

### 1.3 Factor de Amplificación Sísmica (C)

De acuerdo con las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

$$C(t)=2.5 \quad \rightarrow T < T_P \quad (2.1)$$

$$C(t)=2.5 \left( \frac{T_P}{T} \right) \quad \rightarrow T_P < T < T_L \quad (2.2)$$

$$C(t)=2.5 \left( \frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \right) \quad \rightarrow T > T_L \quad (2.3)$$

T es el período fundamental de vibración

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo (NTE.030; Pág.7-11).

## 2. Análisis estructural

### 2.1 Consideraciones Generales para el Análisis

Para estructuras regulares, el análisis podrá hacerse considerando que el total de la fuerza sísmica actúa independientemente en dos direcciones ortogonales predominantes. Para estructuras irregulares deberá suponerse que la acción sísmica ocurre en la dirección que resulte más desfavorable para el diseño.

Las solicitaciones sísmicas verticales se considerarán en el diseño de los elementos verticales, en elementos horizontales de gran luz, en elementos post o pre tensados y en los voladizos o salientes de un edificio. Se considera que la fuerza sísmica vertical actúa en los elementos simultáneamente con la fuerza sísmica horizontal y en el sentido más desfavorable para el análisis.

## **2.2 Modelos para el Análisis**

El modelo para el análisis deberá considerar una distribución espacial de masas y rigideces que sean adecuadas para calcular los aspectos más significativos del comportamiento dinámico de la estructura.

Para propósito de esta Norma las estructuras de concreto armado y albañilería podrán ser analizadas considerando las inercias de las secciones brutas, ignorando la fisuración y el refuerzo.

Para edificios en los que se pueda razonablemente suponer que los sistemas de piso funcionan como diafragmas rígidos, se podrá usar un modelo con masas concentradas y tres grados de libertad por diafragma, asociados a dos componentes ortogonales de traslación horizontal y una rotación. En tal caso, las deformaciones de los elementos deberán compatibilizarse mediante la condición de diafragma rígido y la distribución en planta de las fuerzas horizontales deberá hacerse en función a las rigideces de los elementos resistentes.

Deberá verificarse que los diafragmas tengan la rigidez y resistencia, suficientes para asegurar la distribución antes mencionada, en caso contrario, deberá tomarse en cuenta su flexibilidad para la distribución de las fuerzas sísmicas (E.030; Pág.26-29).

## **2.3 Estimación del Peso (P)**

El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- a. En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50 % de la carga viva.
- b. En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25 % de la carga viva.
- c. En depósitos, el 80 % del peso total que es posible almacenar.
- d. En azoteas y techos en general se tomará el 25 % de la carga viva.
- e. En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100 % de la carga que puede contener.

## **2.4 Procedimientos de Análisis Sísmico**

Deberá utilizarse uno de los procedimientos siguientes:

- Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes.
- Análisis dinámico modal espectral.

El análisis se hará considerando un modelo de comportamiento lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas.

El procedimiento de análisis dinámico tiempo - historia, podrá usarse con fines de verificación, pero en ningún caso será exigido como sustituto de los procedimientos indicados en los numerales.

#### **2.4.1 Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes**

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación.

Podrán analizarse mediante este procedimiento todas las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, las estructuras clasificadas como regulares según el numeral 3.5 de no más de 30 m de altura y las estructuras de muros cortantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares.

#### **Fuerza Cortante en la Base**

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R} . P \quad (2.4)$$

El valor de C/R no deberá considerarse menor que:

$$\frac{C}{R} \geq 0.125 \quad (2.5)$$

#### **3.4.2 Análisis Dinámico Modal Espectral**

Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral según lo especificado en este numeral.

#### **Modos de Vibración**

Los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas.

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

### **Aceleración Espectral**

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z.U.C.S}{R} \cdot g \quad (2.6)$$

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales.

### **Criterios de Combinación**

Mediante los criterios de combinación que se indican, se podrá obtener la respuesta máxima elástica esperada (r) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

La respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (r<sub>i</sub>) podrá determinarse usando la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo.

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i p_{ij} r_j} \quad (2.7)$$

Donde r representa las respuestas modales, desplazamientos o fuerzas. Los coeficientes de correlación están dados por:

$$p_{ij} = \frac{8\beta^2(1+\lambda)\lambda^3}{(1-\lambda^2)^2 + 4\beta^2\lambda(1+\lambda)^2} \quad \lambda = \frac{\omega_j}{\omega_i} \quad (2.8)$$

$\beta$ , fracción del amortiguamiento crítico, que se puede suponer constante para todos los modos igual a 0,05.

$\omega_i$ ,  $\omega_j$  son las frecuencias angulares de los modos i, j.

Alternativamente, la respuesta máxima podrá estimarse mediante la siguiente expresión.

$$r=0.25*\sum_{i=1}^m|r_i|+0.75*\sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2} \quad (2.9)$$

### **Fuerza Cortante Mínima**

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado según el análisis estático para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares.

Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

### **2.5 Excentricidad Accidental (Efectos de Torsión)**

La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable.

## **3. Requisitos de rigidez, resistencia y ductilidad**

### **3.1 Determinación de Desplazamientos Laterales**

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico. Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se considerarán los valores mínimos de C/R indicados.

### **3.2 Desplazamientos Laterales Relativos Admisibles**

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según el numeral 4.1, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la Tabla 4.

**Tabla 4.** Distorsiones de entrepiso según material.

<b>LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO</b>	
<b>MATERIAL PREDOMINANTE</b>	<b>(<math>\Delta e_i/h_{ei}</math>)</b>
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

E.030, Norma peruana de diseño sismo resistente Vivienda; 2018- Pág.31

### **2.2.2. Norma E-060 “Norma técnica peruana de concreto armado”**

Esta Norma fija los requisitos y exigencias mínimas para el análisis, el diseño, los materiales, la construcción, el control de calidad y la supervisión de estructuras de concreto armado, pre esforzado y simple.

Solo mencionaremos los articulados usados en esta tesis.

## **CAPÍTULO 9 Requisitos De Resistencia Y De Servicio**

### **9.1 Generalidades**

9.1.1 Las estructuras y los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener en todas sus secciones resistencias de diseño ( $\phi R_n$ ) por lo menos iguales a las resistencias requeridas ( $R_u$ ), calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas en las combinaciones que se estipulan en esta Norma. En todas las secciones de los elementos estructurales deberá cumplirse:  $\phi R_n \geq R_u$

9.1.2 Las estructuras y los elementos estructurales deberán cumplir además con todos los demás requisitos de esta Norma, para garantizar un comportamiento adecuado bajo cargas de servicio.

### **9.2 - Requisitos Generales De Resistencia**

9.2.1 La resistencia requerida para cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV)

será como mínimo:

$$U = 1,4 CM + 1,7 CV \quad (2.10)$$

9.2.2 Si en el diseño se tuvieran que considerar cargas de viento (CVi), además de lo indicado en 9.2.1, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1,25 ( CM + CV \pm CVi ) \quad (2.12)$$

$$U = 0,9 CM \pm 1,25 CVi \quad (2.13)$$

9.2.3 Si en el diseño se tuvieran que considerar cargas de sismo (CS), además de lo indicado en 9.2.1, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1,25 (CM + CV) \pm CS \quad (2.14)$$

$$U = 0,9 CM \pm CS \quad (2.15)$$

9.2.4 No será necesario considerar acciones de sismo y de viento simultáneamente.

9.2.5 Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto del peso y empuje lateral de los suelos (CE), la presión ejercida por el agua contenida en el suelo o la presión y peso ejercidos por otros materiales, además de lo indicado en 9.2.1, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV + 1,7 CE \quad (2.16)$$

En el caso en que la carga muerta o la carga viva reduzcan el efecto del empuje lateral, se usará:

$$U = 0.9 CM + 1.7 CE \quad (2.17)$$

9.2.6 Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto de cargas debidas a peso y presión de líquidos (CL) con densidades bien definidas y alturas máximas controladas, además de los indicado en 9.2.1, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV + 1.4 CL \quad (2.18)$$

9.2.7 Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto de cargas de impacto, éstas deberán incluirse en la carga viva (CV).

9.2.8 Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto de las cargas de nieve o granizo, éstas deberán considerarse como cargas vivas (CV).

9.2.9 Si fuera necesario incluir los efectos (CT) de los asentamientos diferenciales, flujo plástico del concreto, retracción restringida del concreto, expansión de concretos con retracción 66 compensada o cambios de temperatura, la resistencia requerida, además de lo indicado en 9.2.1, deberá ser como mínimo:

$$U = 1.05 CM + 1.25 CV + 1.05 CT \quad (2.19)$$

$$U = 1.4 CM + 1.4 CT \quad (2.20)$$

9.2.10 Las estimaciones de los asentamientos diferenciales, flujo plástico del concreto, retracción restringida, la expansión de concretos de retracción compensada o cambios de temperatura deben basarse en una determinación realista de tales efectos durante la vida útil de la estructura.

9.2.11 Para el diseño de zonas de anclaje de tendones de postensado, se aplicará un factor de carga de 1.2 a la fuerza máxima aplicada por el gato (E.060; Pág.65-66).

## **2.3. Marco normativo internacional**

**2.3.1. Norma norteamericana – ACI 350.03-06 “Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures”.**

### **Capítulo 01: Requerimientos generales**

Proporciona lineamientos para el análisis y diseño sísmico para estructuras contenedoras de líquidos de concreto armado (ACI 350.03-0.6; Pág.5-10).

### **Capítulo 02: Tipos de estructuras contenedoras de líquidos**

#### **Reservorios apoyados en suelo**

Estructuras que contienen líquidos sostenidas por el suelo se clasifican de acuerdo con esta sección sobre la base de las siguientes características:

Configuración general (rectangular o circular)

Tipo de junta de pared a pared (fijo, con bisagras); y método de construcción (reforzado o pretensado hormigón) (ACI 350.03-0.6; Pág.11-13).

### **Tipo 1 Tanques rectangulares**

Tipo base fija (1.1)

Tipo base simplemente apoyada(1.2)

### **Tipo 2 Tanques circulares**

Tipo base fija (2.1)

Hormigón armado (2.1(1))

Hormigón pre-tensado Tipo base simplemente apoyada (2.1(2))

Tipo base articulada (2.2)

Hormigón armado (2.2(1))

Hormigón pretensado (2.2(2))

Tipo (2.3) base flexible (sólo hormigón pre-tensado)

Anclados (2.3(1))

No anclados, llenos (2.3(2))

No anclados, vacíos (2.3(3))

### **Tanques elevados**

Estructuras en esta categoría incluyen estructuras contendedoras de líquidos montadas sobre pedestales tipo cantilever.

## **Capítulo 03: Criterios generales para análisis diseño**

### **Características dinámicas**

Las características dinámicas de estructuras contendedoras de líquido deben ser derivadas de: el capítulo nueve o de un análisis más riguroso que tome en cuenta la interacción entre la estructura y el contenido líquido.

### **Cargas de diseño**

Las cargas generadas por el diseño sísmico deberán ser calculadas de acuerdo con el capítulo 4.

### **Requerimientos del diseño**

Los muros, pisos y techos de las estructuras contendedoras de líquidos

deberán ser diseñados para soportar los efectos de la aceleración vertical y horizontal de diseño combinados con los efectos de las cargas estáticas. Con respecto a la aceleración horizontal, el diseño deberá tener en cuenta los efectos de la transferencia del total cortante basal entre el muro y el piso también entre el muro y el techo y la presión dinámica que actúa sobre la base del muro.

Los efectos máximos de aceleración horizontal y vertical deberán ser combinados con el criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (ACI 350.03-06; Pág.13-14).

#### **. Capítulo 04: Cargas sísmicas de diseño**

##### **Presiones De Sismo Sobre La Base**

Los muros de las estructuras contenedoras de líquidos deberán ser diseñados por las siguientes fuerzas dinámicas en adición con las presiones estáticas

- Fuerzas inerciales de muro y techo ( $P_w$  y  $P_r$ ).
- Fuerza hidrodinámica impulsiva  $P_i$ .
- Fuerza hidrodinámica conectiva  $P_c$ .
- Presiones dinámicas de suelo saturado y no saturado. sobre una la porción de muro enterrada.
- Los efectos de la aceleración vertical.

##### **Fuerzas dinámicas laterales**

Las fuerzas dinámicas laterales sobre la base del muro deben ser determinadas como:

$$P_w = C_i I \left[ \frac{\varepsilon W_w}{R_i} \right] \quad (2.21)$$

$$P'_w = C_i I \left[ \frac{\varepsilon W'_w}{R_i} \right] \quad (2.22)$$

$$P_r = C_i I \left[ \frac{\varepsilon W_r}{R_i} \right] \quad (2.23)$$

$$P_i = C_i I \left[ \frac{\varepsilon W_i}{R_i} \right] \quad (2.24)$$

$$P_c = C_c I \left[ \frac{\varepsilon W_c}{R_c} \right] \quad (2.25)$$

$P_w$ = fuerza lateral de inercia del muro

$P'_w$ =fuerza lateral de inercia del muro perpendicular a la dirección del sismo.

$P_r$ = fuerza lateral de inercia del techo.

$P_i$ = fuerza lateral impulsiva.

$P_c$ = fuerza lateral convectiva.

$W_w$ =Peso del muro.

$W'_w$ =Peso del muro en dirección perpendicular al sismo.

$W_i$ =Peso del líquido en la componente impulsiva.

$W_c$ = Peso del líquido en la componente convectiva.

$C_i$  y  $C_c$  = Coeficientes de respuesta sísmica.

$\varepsilon$ = Coeficiente de masa efectiva

$R_c$ =factor de modificación de respuesta en la componente convectiva

$R_i$ =factor de modificación de respuesta en la componente convectiva

### Corte basal total, ecuación general

El corte basal debido a fuerzas sísmicas aplicado en el fondo del estanque será determinado por la siguiente ecuación:

$$V = \sqrt{(P_i + P_w + P_r)^2 + P_c^2 + P_{eg}^2} \quad (2.26)$$

### Ecuación general de momento en la base

Los momentos debido a las fuerzas sísmicas en la base del tanque deberán ser determinadas por:

Momento de volteo en la base de la pared del tanque excluyendo la presión en la base (EBP).

$$M_w = P_w h_w \quad (2.27)$$

$$M_r = M_r h_r \quad (2.28)$$

$$M_i = P_i h_i \quad (2.29)$$

$$M_c = P_c h_c \quad (2.30)$$

$$P_c = \sqrt{(M_i + M_w + M_r)^2 + M_c^2} \quad (2.31)$$

Momento de volteo en la base de la pared del tanque incluyendo la presión en la base (IBP).

$$M'_i = P_i h_i \quad (2.32)$$

$$M'_c = P_c h'_c \quad (2.33)$$

$$P_c = \sqrt{(M'_i + M_w + M_r)^2 + M'_c{}^2} \quad (2.34)$$

### Aplicación de espectros de respuesta específicos

Se usan procedimientos específicos del sitio, el máximo se considera la aceleración de la respuesta espectral del terremoto que se tomara como la menor del máximo probabilístico.

### Probabilidad máxima considerada de terremoto

Espectros de respuesta elástica específicos serán construidos para movimientos de suelo de un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años y 5% de amortiguamiento (coeficiente de amortiguamiento  $\beta = 5$ ) para la componente impulsiva, y 0.5% de amortiguamiento (coeficiente de amortiguamiento  $\beta = 0.5$ ) para la componente convectiva (ACI 350.03-06; Pág.15-20).

.Tabla 5. Factores de importancia, ACI 350.03-06.

	USO DE TANQUE	Factor I
III	Tanques que contienen materiales peligrosos *	1.5
II	Tanques que están destinados a ser utilizados para fines de emergencia después de un terremoto o tanques que forman parte de los sistemas de líneas de vida.	1.25
I	Tanques no incluidos en las Categorías II o III	1

\* En algunos casos, para tanques que contienen materiales peligrosos, según criterio del ingeniero considerar factor  $I > 1.5$ .

ACI; 2006- Pág.20

**Tabla 6.** Factores de modificación de respuesta, ACI 350.03-06.

TIPO DE ESTRUCTURA	R <sub>i</sub>		R <sub>c</sub>
	Superficial o en pendiente	Enterrado	
Tanques anclados, de base flexible	3.25 <sup>†</sup>	3.25 <sup>†</sup>	1.0
Tanques fijos o de base articulada	2.0	3.0	1.0
No anclados, llenos o vacíos <sup>‡</sup>	1.5	2.0	1.0
Tanques elevados	2	-	1.0

\* El tanque enterrado se define como un tanque cuya superficie máxima de agua en reposo está en o por debajo del nivel del suelo. Para tanques parcialmente enterrados, el valor R<sub>i</sub> puede ser linealmente interpolado entre los valores para tanques en pendiente y para tanques enterrados.

† R<sub>i</sub> = 3.25 es el valor máximo de R<sub>i</sub> permitido para cualquier líquido que contenga estructura de concreto

‡ Los tanques no anclados y vacíos no deben construirse en lugares donde SDS ≥ 0.75.

ACI; 2006- Pág.20

## Capítulo 05: Distribución de cargas sísmicas

### Generalidades

En el caso de que no haya un análisis más riguroso que tome en cuenta las complejas variaciones de presiones hidrodinámicas horizontales y verticales, las estructuras contenedoras de líquidos deben ser diseñadas según los siguientes cortes dinámicos y distribución de presiones en adición a la distribución de cargas estáticas (ACI 350.03-0.6; Pág. 21-26):

#### Transferencia de cortante

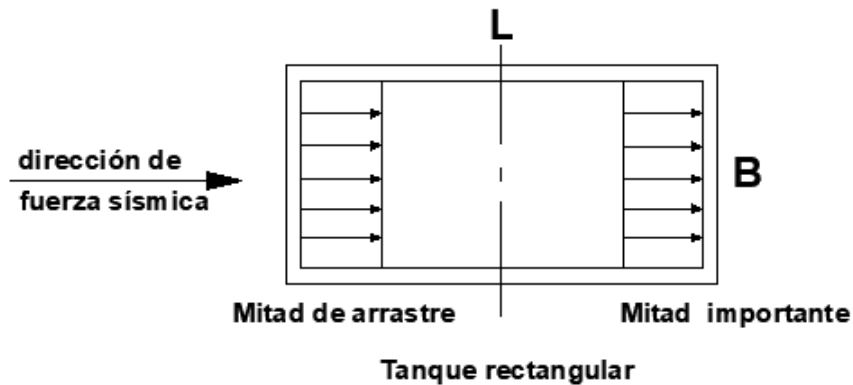
##### Estanques rectangulares

Las juntas muro-piso, muro-muro y muro-cubierta de estanques rectangulares deben ser diseñados para las fuerzas de corte sísmicas según los fundamentos del siguiente mecanismo de transferencia de corte:

Muros perpendiculares a la dirección de la fuerza sísmica deben ser analizados como losas, sujetos a presiones horizontales. El corte a través de

las juntas de fondo y laterales, y las juntas superiores en el caso de estanques con cielo cubierto, deben corresponder a las reacciones de las losas.

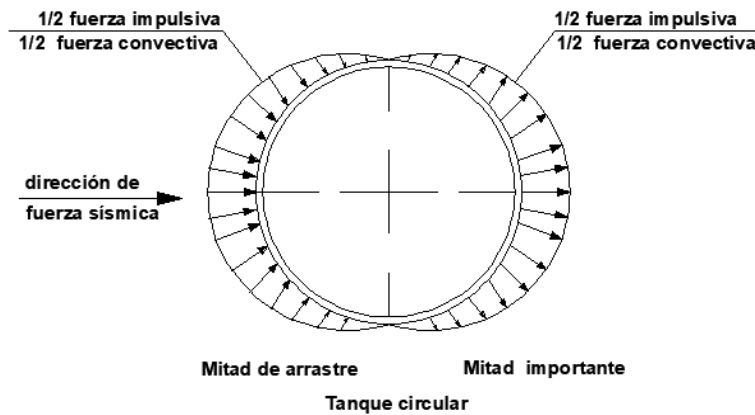
Muros paralelos a la dirección de la fuerza sísmica deben ser analizados como muros de corte sujetos fuerzas en el plano.



**Figura 3.**Distribución de fuerzas sísmicas en tanque rectangular. ACI350.3-06, ACI, 2006.

### Tanques circulares

Las juntas muro-zapata y muro-cielo, deben ser diseñadas para las fuerzas de cortante por sísmico.



**Figura 4.**Distribución de fuerzas sísmicas en tanque circular. ACI350.3-06, ACI, 2006.

## **Capítulo 06: Esfuerzos**

### **Tanques rectangulares**

Los esfuerzos de flexión vertical y horizontal y corte en el muro y en la base del muro debido a la acción de fuerzas horizontales sísmicas, serán calculados como si fueran losas.

### **Tanques circulares**

Los esfuerzos de flexión vertical y esfuerzos de corte en el muro y en la base del muro debido a la acción de las fuerzas laterales sísmicas serán calculados como si fueran shells, usando una distribución de presiones aceptable (ACI 350.03-06; Pág.27).

## **Capítulo 07 – Borde libre (revancha)**

La revancha tiene que ser capaz de soportar la máxima oscilación de oleaje  $d_{max}$ , generada por la aceleración sísmica.

La dimensión de borde libre necesaria para el diseño puede variar. Cuando se usa cubierta, la revancha no es necesaria. En los casos en que la pérdida de líquido debe ser prevenida (por ejemplo, estanques con contenido de desechos tóxicos), o donde la cubierta pueda impedir la erosión del material de fundación o el daño de tuberías, techo o ambos; entonces, uno o más de las siguientes medidas deben ser tomadas (ACI 350.03-06; Pág.29):

- Proveer una revancha tolerable.
- Diseñar la estructura del techo para resistir las presiones de empuje.
- Proveer un vertedero de rebalse.

## **Capítulo 08 – Presiones de tierra inducidas por sismos**

### **Generalidades**

Las presiones dinámicas de tierra serán consideradas cuando se calcule el corte basal de estanques parcial o totalmente enterrados y cuando se diseñen los muros.

En calcular estas presiones, el reconocimiento será hecho de la existencia, o reconocimiento de napas.

$K_0$  el coeficiente de presión lateral de tierra pasivo, será usado para estimar las presiones de tierra a menos que sea demostrado por cálculos que la

estructura se desvía lo suficiente para disminuir el coeficiente a algún valor entre  $K_0$  y  $K_a$ , el coeficiente de presión lateral de tierra activo.

En un análisis pseudo-estático: (1) se asume que la resultante de la componente sísmica de la presión de tierras actúa en un punto 0.6 de la altura de tierras sobre la base; y (2) se asume que la resultante del aumento de presión de poro, cuando parte o toda la estructura está bajo la napa, actúa en un punto 1/3 de la altura de aguas sobre la base.

### **Limitaciones**

En un tanque enterrado, las fuerzas de relleno no son confiables para reducir los efectos dinámicos del líquido almacenado.

### **Métodos alternativos**

Está permitido reemplazarlas por recomendaciones del ingeniero geotécnico del proyecto, las cuales serán aprobadas por la jurisdicción de construcciones pertinente (ACI 350.03-06; Pág.31).

## **Capítulo 09 – Modelo dinámico**

### **Generalidades**

Las características dinámicas del suelo soportante de una estructura contenedora de líquidos, sujeto a aceleraciones sísmicas, debe calcularse de acuerdo a 9.2, 9.3 y 9.5.

Las características dinámicas del pedestal de montura para estructuras contenedoras de líquido, debe computarse de acuerdo a 9.7 (ACI 350.03-06; Pág.33-52).

### **Tanque rectangular (Tipo 1)**

Masas equivalentes de aceleración de líquido

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh \left[ 0.866 \left( \frac{L}{H_L} \right) \right]}{0.866 \left( \frac{L}{H_L} \right)} \quad (2.35)$$

$$\frac{W_c}{W_L} = 0.264 \left( \frac{L}{H_L} \right) \tanh \left[ 3.16 \left( \frac{H_L}{L} \right) \right] \quad (2.36)$$

Alturas a centros de gravedad (excluyendo presión en la base EBP)

Para tanques con  $\frac{L}{H_L} \geq 1.333$

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.5 - 0.09375 \left( \frac{L}{H_L} \right) \quad (2.37)$$

Para tanques con  $\frac{L}{H_L} > 1.333$

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.375 \quad (2.38)$$

Para todos los tanques

$$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh \left[ 3.16 \left( \frac{H_L}{L} \right) \right] - 1}{3.16 \left( \frac{H_L}{L} \right) \sinh \left[ 3.16 \left( \frac{H_L}{L} \right) \right]} \quad (2.39)$$

Alturas a centros de gravedad (incluyendo presión en la base IBP)

Para tanques con  $\frac{L}{H_L} < 0.75$

$$\frac{h_{ir}}{H_L} = 0.45 \quad (2.40)$$

Para tanques con  $\frac{L}{H_L} \geq 0.75$

$$\frac{h_{ir}}{H_L} = \frac{0.866 \left( \frac{L}{H_L} \right)}{2 \tanh \left[ 0.866 \left( \frac{L}{H_L} \right) \right]} - \frac{1}{8} \quad (2.41)$$

Para todos los tanques

$$\frac{h_{c'}}{H_L} = 1 - \frac{\cosh \left[ 3.16 \left( \frac{H_L}{L} \right) \right] - 2.01}{3.16 \left( \frac{H_L}{L} \right) \sinh \left[ 3.16 \left( \frac{H_L}{L} \right) \right]} \quad (2.42)$$

### Propiedades dinámicas

La rigidez  $k$  de la estructura debe ser computada según la base de tener correctas condiciones de borde.

$$\omega_i = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2.43)$$

$$m = m_w + m_i \quad (2.44)$$

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (2.45)$$

$$\omega_c = \frac{\lambda}{\sqrt{L}} \quad (2.46)$$

Donde

$$\lambda = \sqrt{3.16g \tanh \left[ 3.16 \left( \frac{H_L}{L} \right) \right]} \quad (2.47)$$

$$T_c = \frac{2\pi}{\omega_c} = \left( \frac{2\pi}{\lambda} \right) \sqrt{L} \quad (2.48)$$

### Estanques circulares (tipo 2)

Masas equivalentes de líquidos acelerados

$$\frac{w_i}{W_L} = \frac{\tanh \left[ 0.866 \left( \frac{D}{H_L} \right) \right]}{0.866 \left( \frac{D}{H_L} \right)} \quad (2.49)$$

$$\frac{W_C}{W_L} = 0.230 \left( \frac{D}{H_L} \right) \tanh \left[ 3.68 \left( \frac{H_L}{D} \right) \right] \quad (2.50)$$

Alturas a centros de gravedad (excluyendo presión en la base EBP)

Para tanques con  $\frac{D}{H_L} < 1.333$

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.5 - 0.09375 \left( \frac{D}{H_L} \right) \quad (2.51)$$

Para tanques con  $\frac{D}{H_L} \geq 1.333$

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.375 \quad (2.52)$$

Para todos los tanques

$$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh \left[ 3.68 \left( \frac{H_L}{D} \right) \right] - 1}{3.68 \left( \frac{H_L}{D} \right) \sinh \left[ 3.68 \left( \frac{H_L}{D} \right) \right]} \quad (2.53)$$

Alturas a centros de gravedad (incluyendo presión en la base IBP)

Para tanques con  $\frac{D}{H_L} < 0.75$

$$\frac{h_{i'}}{H_L} = 0.45 \quad (2.54)$$

Para tanques con  $\frac{D}{H_L} \geq 0.75$

$$\frac{h_{i'}}{H_L} = \frac{0.866 \left( \frac{D}{H_L} \right)}{2 \tanh \left[ 0.866 \left( \frac{D}{H} \right) \right]} - \frac{1}{8} \quad (2.55)$$

Para todos los tanques

$$\frac{h_{c'}}{H_L} = 1 - \frac{\cosh \left[ 3.68 \left( \frac{H_L}{D} \right) \right] - 2.01}{3.68 \left( \frac{H_L}{D} \right) \sinh \left[ 3.68 \left( \frac{H_L}{D} \right) \right]} \quad (2.56)$$

### Propiedades dinámicas

Ti, Para estanques tipo 2.1 y 2.2:

$$\omega_i = C_i \frac{12}{H_L} \sqrt{E_c \frac{g}{\gamma_c}} \quad (2.57)$$

$$\omega_i = C_i \frac{1}{H_L} \sqrt{10^3 E_c \frac{g}{\gamma_c}} \quad (\text{Unidades del SI}) \quad (2.58)$$

$$C_i = C_w 10 \sqrt{\frac{t_w}{12 r}} \quad (2.59)$$

$$C_i = C_w \sqrt{\frac{t_w}{10 r}} \quad (\text{Unidades del SI}) \quad (2.60)$$

$C_w$  ver figura 9.3.4(a)

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} \quad (2.61)$$

Para tanque tipo 2.3

$$T_i = \sqrt{\frac{8\pi(W_w + W_r + W_i)}{gDk_a}} \quad (2.62)$$

Pero no debe exceder 1.25 segundos.

$$k_a = 144 \left[ \left( \frac{A_s E_s \cos^2 \alpha}{L_c S_c} \right) + \left( \frac{2G_p w_p L_p}{t_p S_p} \right) \right] \quad (2.63)$$

$$k_a = 10^3 \left[ \left( \frac{A_s E_s \cos^2 \alpha}{L_c S_c} \right) + \left( \frac{2G_p w_p L_p}{t_p S_p} \right) \right] \quad (\text{Unidades del SI}) \quad (2.64)$$

$T_c$ :

$$\omega_c = \frac{\lambda}{\sqrt{D}} \quad (2.65)$$

Dónde:

$$\lambda = \sqrt{3.68g \tanh \left[ 3.68 \left( \frac{H_L}{D} \right) \right]} \quad (2.66)$$

$$T_c = \frac{2\pi}{\omega_c} = \left( \frac{2\pi}{\lambda} \right) \sqrt{D} \quad (2.67)$$

$\left( \frac{2\pi}{\lambda} \right)$  ver figura 9.3.4 (b)

Calculo de la rigidez para la oscilación de la masa convectiva (rigidez del recorte):

$$K_C = 0.836 \frac{WL}{H} \tanh^2 \left( \sqrt{10} \frac{H}{D} \right) \quad (\text{Ramírez 2011}) \quad (2.68)$$

Tv: Para tanques circulares

$$T_V = 2\pi \sqrt{\frac{Y_L D H L^2}{24 g t_w E_c}} \quad (2.69)$$

$$T_V = 2\pi \sqrt{\frac{Y_L D H L^2}{2 g t_w E_c}} \quad (\text{Unidades del SI}) \quad (2.70)$$

**Coeficiente de masa efectiva  $\epsilon$**

**Tanque rectangular**

$$\epsilon = \left[ 0.0151 \left( \frac{L}{H_L} \right)^2 - 0.1908 \left( \frac{L}{H_L} \right) + 1.021 \right] \quad (2.71)$$

**Tanque circular**

$$\epsilon = \left[ 0.0151 \left( \frac{D}{H_L} \right)^2 - 0.1908 \left( \frac{D}{H_L} \right) + 1.021 \right] \leq 1.0 \quad (2.72)$$

**Tanques elevados**

Las masas equivalentes  $W_i$  y  $W_c$ , y alturas de centro de gravedad,  $h_i$ ,  $h_c$ ,  $h_i'$  y  $h_c'$ , de los tanques elevados, deben ser calculados usando las ecuaciones correspondientes a las secciones. 9.2 y 9.3, para tanques de forma rectangular y circular, respectivamente.

Las propiedades dinámicas, incluyendo períodos de vibración y coeficientes laterales, deben ser posibles de determinar sobre la base del uso de métodos de análisis dinámico.

### 2.3.2. Portland Cement Association (PCA)-1993. “Circular concrete tanks without prestressing”

El mencionado documento describe el procedimiento para el diseño no solo para resistir la cargas que actúan la estructura sino también para evitar la formación de grietas que permitan las fugas , en concordancia con el ACI350” Entitled Environmental Engineering Concrete Structures” y el ACI 318.

Para el desarrollo de la presente tesis nos centraremos en los siguientes puntos:

#### Sección 04 Espesor de muro

En el diseño de reservorios de hormigón armado se tiene que tener muy presente el diseño a tensión ya que si no se tiene presente la tensión la estructura es susceptible al agrietamiento algo que es inaceptable en estructuras contenedoras de líquidos. Ninguna de las normas ACI 350Y ACI 318 promocionan pautas para la resistencia a tracción del hormigón .La resistencia permisible a tracción del hormigón oscila entre 7% y 12% de la resistencia a compresión, en esta publicación se adoptara el 10% de la resistencia a compresión(PCA;1993 -Pág02-03).

De acuerdo con el ACI 350 que los muros de hormigón armado de 10ft de altura a más su espesor no será menor a 12 in.

Para determinar el esfuerzo a tracción calculado del concreto se da mediante la siguiente formula:

$$f_c = \frac{CE_s A_s + T}{A_c + nA_s} \quad (2.73)$$

**C:** coeficiente contracción del concreto

**E<sub>s</sub>:** Modulo de elasticidad del acero

**E<sub>c</sub>:** Modulo de elasticidad del concreto

**n:** Relación modular

**F<sub>s</sub>:** Esfuerzo a tracción directa del acero

**A<sub>c</sub>=** Área horizontal del segmento del muro

**A<sub>s</sub>=** Área de acero en tensión

**T= Máxima Tensión en el muro**

**Muro con base articulada con superficie libre- carga triangular**

T=coef x wHR lb –ft Los signos positivos indican tensión

**Tabla 7.** Tabla A-5.Coefficientes de tensión anular en reservorios apoyados con base articulada, PCA.

Coefficients en los Puntos										
H <sup>2</sup> /Dt	0.0H	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H
0.4	0.474	0.440	0.395	0.352	0.308	0.308	0.215	0.165	0.111	0.057
0.8	0.423	0.402	0.381	0.358	0.330	0.330	0.249	0.202	0.145	0.076
1.2	0.350	0.355	0.361	0.362	0.358	0.358	0.309	0.256	0.188	0.098
1.8	0.271	0.303	0.341	0.369	0.385	0.385	0.362	0.314	0.233	0.124
2.0	0.205	0.260	0.321	0.373	0.411	0.434	0.419	0.389	0.280	0.151
3.0	0.074	0.179	0.281	0.375	0.449	0.506	0.519	0.479	0.375	0.210
4.0	0.017	0.137	0.253	0.387	0.469	0.545	0.579	0.553	0.447	0.256
5.0	-0.008	0.114	0.235	0.358	0.489	0.562	0.617	0.606	0.503	0.294
6.0	-0.011	0.103	0.223	0.343	0.463	0.566	0.639	0.643	0.547	0.327
8.0	-0.015	0.096	0.208	0.324	0.443	0.564	0.681	0.697	0.621	0.386
10.0	-0.008	0.095	0.200	0.311	0.428	0.552	0.666	0.730	0.678	0.433
12.0	-0.002	0.097	0.197	0.302	0.417	0.541	0.664	0.750	0.720	0.477
14.0	0.000	0.098	0.197	0.299	0.408	0.531	0.659	0.761	0.752	0.513
16.0	0.002	0.100	0.198	0.299	0.403	0.521	0.650	0.784	0.776	0.536

H <sup>2</sup> /Dt	0.75H	0.80H	0.89H	0.90H	0.95H
20	0.812	0.817	0.756	0.603	0.344
24	0.816	0.839	0.793	0.647	0.377
32	0.814	0.881	0.847	0.721	0.436
40	0.802	0.866	0.880	0.778	0.483
48	0.791	0.864	0.900	0.820	0.527
56	0.781	0.859	0.911	0.852	0.563

Circular concrete tanks without prestressing

PCA; 1993- Pág.A4

$$V = \text{coef.} \times \left\{ \begin{array}{l} wH^2 \text{ lb. (triangular)} \\ pH \text{ lb. (rectangular)} \\ \frac{M}{H} \text{ lb. (momento en la base)} \end{array} \right.$$

**Tabla 8.** Tabla A-12 Coeficientes de cortante en la base de reservorios apoyados, PCA.

H <sup>2</sup> /Dt	Carga triangular, base fija	Carga rectangular, base fija	Carga triangular o rectangular, base articulada	Momento en la cara
0.4	0.436	0.755	0.245	-1.58
0.8	0.374	0.552	0.234	-1.75
1.2	0.339	0.46	0.22	-2.00
1.6	0.317	0.407	0.204	-2.28
2.0	0.299	0.37	0.189	-2.57
3.0	0.262	0.310	0.158	-3.18
4.0	0.236	0.271	0.137	-3.68
5.0	0.213	0.243	0.121	-4.10
6.0	0.197	0.222	0.110	-4.49
8.0	0.174	0.193	0.096	-5.18
10.0	0.158	0.172	0.087	-5.81
12.0	0.145	0.158	0.079	-6.38
14.0	0.135	0.147	0.073	-6.88
16.0	0.127	0.137	0.066	-7.36
20.0	0.114	0.122	0.062	-8.20
24.0	0.102	0.111	0.055	-8.94
32.0	0.089	0.096	0.048	-10.36
40.0	0.080	0.086	0.043	-10.62
48.0	0.072	0.079	0.039	-12.76
56.0	0.067	0.074	0.036	-13.76

Circular concrete tanks without prestressing

PCA; 1993- Pág.A9

$$Mom = coefxwH^3 lb - ft$$

**Tabla 9.** Tabla A-2 Coeficientes de momento en reservorios apoyados base fija y carga triangular, PCA.

Coeficientes en los Puntos										
H <sup>2</sup> /Dt	0.1H	0.2H	0.3H	0.4H	0.5H	0.6H	0.7H	0.8H	0.9H	1.0H
0.4	0.0005	0.0014	0.0021	0.0007	-0.0042	-0.0150	-0.0302	-0.0529	-0.0816	-0.1205
0.8	0.0011	0.0037	0.0063	0.0080	0.0070	0.0023	-0.0068	-0.0224	-0.0465	-0.0795
1.2	0.0012	0.0042	0.0077	0.0103	0.0112	0.0090	0.0022	-0.0108	-0.0311	-0.0602
1.8	0.0011	0.0041	0.0075	0.1070	0.0121	0.0111	0.0068	-0.0051	-0.2320	-0.0505
2.0	0.0010	0.0035	0.0068	0.0099	0.0120	0.0115	0.0075	-0.0021	-0.0185	-0.0436
3.0	0.0006	0.0024	0.0047	0.0071	0.0090	0.0097	0.0077	0.0012	-0.0119	-0.0333
4.0	0.0003	0.0015	0.0028	0.0047	0.0066	0.0077	0.0069	0.0023	-0.0080	-0.0268
5.0	0.0002	0.0008	0.0016	0.0029	0.0046	0.0059	0.0059	0.0028	-0.0058	-0.0222
6.0	0.0001	0.0003	0.0008	0.0019	0.0032	0.0046	0.0051	0.0029	-0.0041	-0.0187
8.0	0.0000	0.0001	0.0002	0.0008	0.0016	0.0028	0.0038	0.0029	-0.0022	-0.0146
10.0	0.0000	0.0000	0.0001	0.0004	0.0007	0.0019	0.0029	0.0028	-0.0012	-0.0122
12.0	0.0000	0.0000	0.0001	0.0002	0.0003	0.0013	0.0023	0.0026	-0.0005	-0.1040
14.0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001	0.0008	0.0019	0.0023	-0.0001	-0.0090
16.0	0.0000	0.0000	-0.0001	-0.0002	-0.0001	0.0004	0.0013	0.0019	0.0001	-0.0079
	H <sup>2</sup> /Dt	0.80H	0.85H	0.90H	0.95H	1.0H				
20	0.0015	0.0014	0.0005	-0.0018	-0.0063					
24	0.0012	0.0012	0.0007	-0.0013	-0.0053					
32	0.0007	0.0009	0.0007	-0.0008	-0.0040					
40	0.0002	0.0005	0.0006	-0.0005	-0.0032					
48	0.0000	0.0001	0.0006	-0.0003	-0.0026					
56	0.0000	0.0000	0.0004	-0.0001	-0.0023					

Circular concrete tanks without prestressing

PCA; 1993- Pág.A7

## 2.4. Bases teóricas

### 2.4.1. Reservorio elevado

Los reservorios elevados son tanques de almacenamiento de agua que se encuentran por encima del nivel del terreno natural y son soportados por columnas y pilotes o por paredes. Desempeñan un rol importante en los sistemas de distribución de agua, tanto desde el punto de vista económico, así como del funcionamiento hidráulico del sistema y del mantenimiento de un servicio eficiente.

Los reservorios elevados en las zonas rurales cumplen dos propósitos fundamentales:

Compensar las variaciones de los consumos que se producen durante el día.

Mantener las presiones de servicio en la red de distribución.

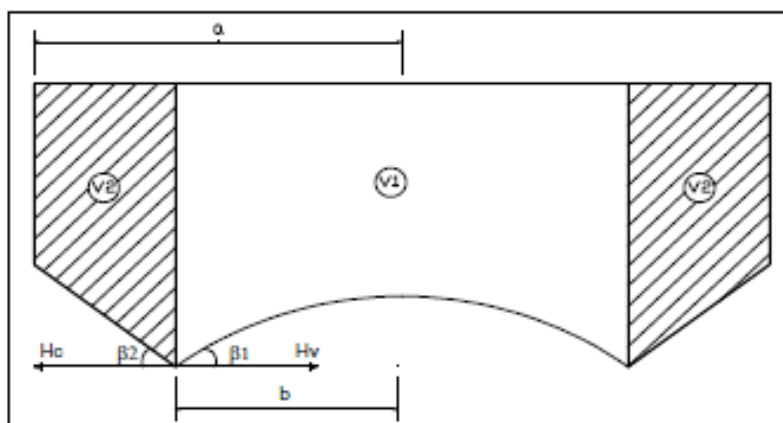
Consta de dos partes principales: el tanque de almacenamiento o cuba y la

estructura de soporte. La estructura de soporte puede estar constituida por un fuste cilíndrico o tronco cónico, el cual es empleado para reservorios de gran capacidad o por una serie de columnas arriostradas, usadas en reservorios medianos y pequeños. (CEPIS-2005; Pág.14)

#### 2.4.2. Tanque elevado Tipo Intze dimensionamiento por capacidad

##### OTTO INTZE -1885. "Principio de tanque Intze"

Los depósitos 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 la presiones  $C_c$  de la cúpula, y  $C_v$  del voladizo cónico, se equilibren.



**Figura 5.** Tanque tipo INTZE

Dónde:

$V_1$  = Volumen sobre la cúpula Esférica

$V_2$ =Volumen sobre la superficie cónica

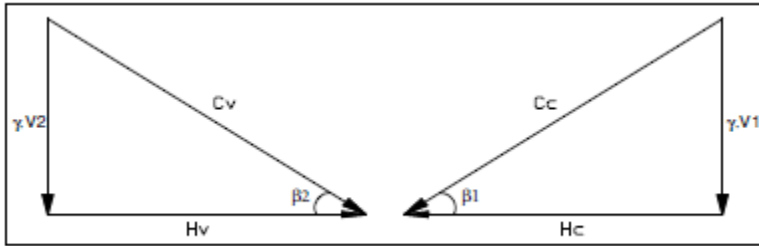
$\beta_1$  =Ángulo interior formado por la horizontal y la tangente a la curva.

$\beta_2$ =Ángulo exterior formado por la horizontal y el fondo cónico.

La presión  $C_c$  y  $C_v$  en toda la longitud  $2 \cdot \pi \cdot b$  son:

$$C_c = \gamma \cdot V_1 / \text{sen}(\beta_1)$$

$$C_v = \gamma V_2 / \text{sen}(\beta_2)$$



**Figura 6.** Fuerzas Actuantes en el fondo cónico

Luego la componente horizontal será:

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

Como utilizaremos un fondo tipo INTZE debe cumplir que:

$$H_c = H_v$$

Reemplazando y simplificando

$$\frac{V_1}{\tan(\beta_1)} = \frac{V_2}{\tan(\beta_2)} \quad (2.74)$$

$$V_1 = \pi \cdot b^2 \cdot h_2 - \pi \cdot f^2 \cdot (r' - f' / 3) \quad (2.75)$$

$$V_2 = \frac{(a-b)}{3} \pi \cdot [h_1 \cdot (2a+b) + h_2 \cdot (2b+a)] \quad (2.76)$$

### 2.4.3. Pre dimensionamiento estructural del tanque INTZE

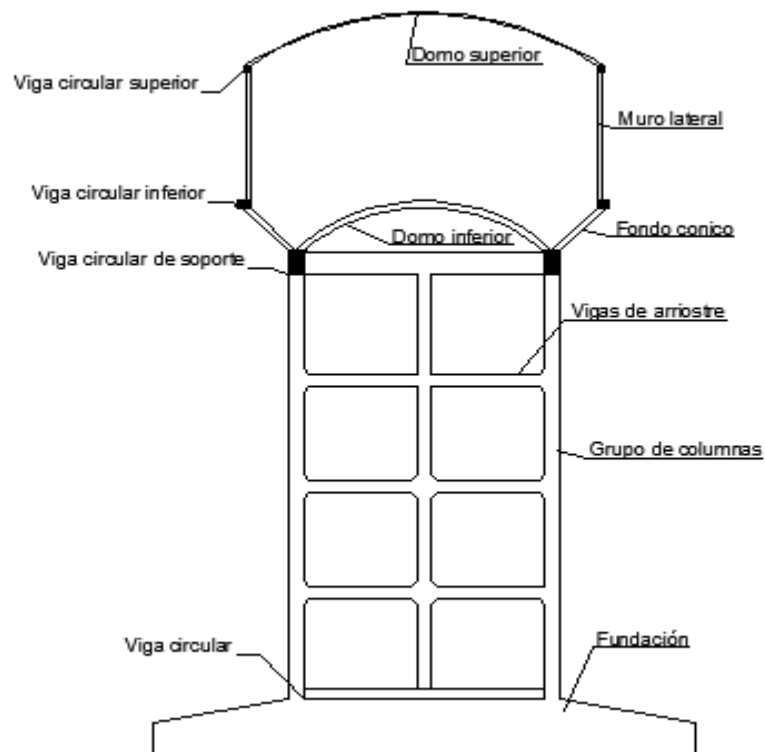
#### N.Krishna Raju-1986. "Advanced Reinforce Concrete Desing"

En el caso de grandes diámetros en tanques elevados, el espesor de la losa de fondo ,es muy grande lo cual da como resultado un diseño antieconómico, en estos casos , el tanque tipo INTZE con base troncocónica y fondo de domo esférico provee una solución económica.

Las proporciones del fondo cónico y el fondo de domo esférico se seleccionan de modo que el empuje hacia afuera desde el domo inferior equilibre el empuje hacia adentro debido al fondo troncocónico del tanque

(N.KRISHNA RAJU-1986; Pág.96-101).

- Elementos estructurales del tanque INTZE
- Domo esférico superior
- Viga circular superior
- Muro cilíndrico
- Viga circular inferior
- Fondo cónico
- Domo esférico inferior
- Viga circular inferior de soporte
- Torre compuesta de vigas y columnas
- Fundación



**Figura 7.** Elementos estructurales de tanque elevado adaptado de “Advanced Reinforce Concrete Desing”, N.Krishna Raju, 1986.

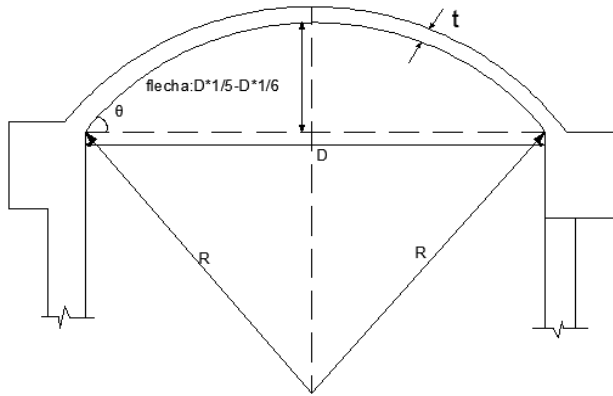
- **Domo esférico superior**

Ver Figura 8

$t$ = espesor generalmente varia en el rango de 75 a100 mm.

$h$ = Flecha del domo= varia de 1/5 a 1/6 del diámetro del tanque (D)

$R$ =Radio del domo



**Figura 8.** Domo superior del tanque elevado INTZE ,adaptado de “Advanced Reinforce Concrete Desing”, N.Krishna Raju, 1986.

• **Viga circular superior**

Fuerza meridional en el domo superior

$$T_{DS} = \frac{P_U R}{1 + \cos \theta} \quad (2.77)$$

$P_U$ =Carga de servicio en el domo superior

$R$ =Radio central de domo superior

$\theta$ =ángulo semicentral de domo superior

$T_{DS}$ =fuerza meridional en domo superior

Fuerza anular en viga circular superior

$$F_T = \frac{(T_1 \cos \theta \cdot D)}{2} \quad (2.78)$$

La sección transversal, área de la viga circular determinada por el límite de los esfuerzos a tensión en viga circular cuyos valores están especificados en :IS456-1978 dependiendo sobre el grado de concreto .El esfuerzo a tensión es calculado por la ecuación ,dada por:

$$f_c = \left( \frac{F_t}{A_c + m A_{st}} \right) \quad (2.79)$$

Dónde:

$F_T$ = Fuerza anular en viga circular superior

$A_c$ =Sección transversal del área de concreto

$m$ =relación de módulos de elasticidad

$A_{st}$ =Área de acero en tracción

- **Muro cilíndrico**

EL muro cilíndrico será diseñado para soportar el anillo de tensión desarrollado debido a la presión de agua en el tanque.

$$T_{MC} = \left( \frac{w.H.D}{2} \right) \quad (2.80)$$

Dónde:

W= Densidad del agua

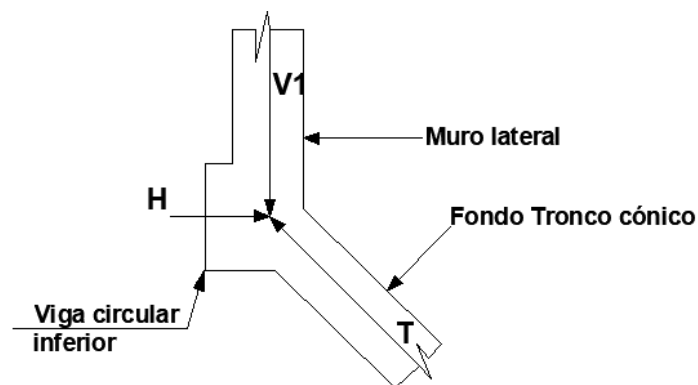
H=Altura Del muro cilíndrico

D=Diámetro Del tanque

$T_{MC}$ =Fuerza anular máxima en muro lateral

El espesor mínimo proporcionado al borde superior del muro cilíndrico es de 150 a 200 mm , en la base del muro el espesor será diseñado por el esfuerzo límite a tensión. El espacio del refuerzo en el anillo es gradualmente incrementado hacia la parte superior del tanque. La distribución del refuerzo por temperatura es el 0.3% del área bruta de la sección y será proporcionado en la dirección vertical.

- **Viga circular inferior**



**Figura 9.** Fuerzas actuantes en la viga circular inferior adaptado de “Advanced Reinforce Concrete Desing”, N.Krishna Raju, 1986.

Luego por equilibrio de fuerzas, tenemos:

$$T \sin \theta = V_1 \quad \therefore \left( \frac{H}{V_1} \right) = \cot \theta$$

$$T \cos \theta = H \quad \therefore H = V_1 \cot \theta$$

$$T_{Vcl} = \left( \frac{H \cdot D}{2} + \frac{wh \cdot d \cdot D}{2} \right) \quad (2.81)$$

$V_1$ =Peso del techo más muro cilíndrico y viga circular superior por metro a lo largo de la viga circular inferior.

$h$ =Altura de agua por encima de la viga circular inferior

$T$ =Fuerza de reacción producida por el fondo tronco cónico

$D$ =diámetro de viga circular

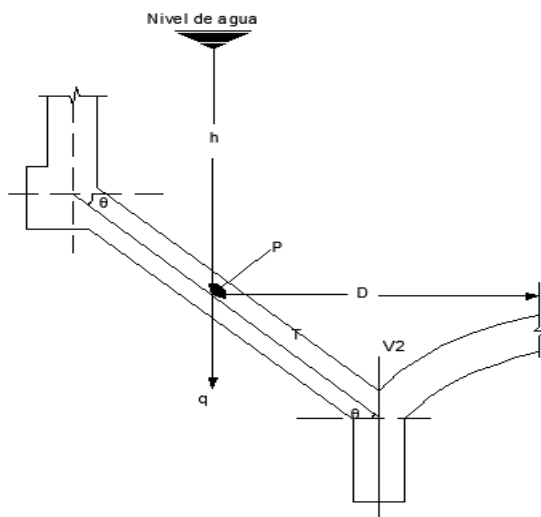
$H$ =Fuerza horizontal en la viga

$d$ = peralte de la viga

$T_{Vcl}$ =fuerza anular en viga circular inferior

El reforzamiento en el anillo de la viga será diseñado para soportar el arco de tensión y la sección es diseñada para el esfuerzo de tensión límite del concreto.

#### • Fondo tronco cónico



**Figura 10.** Fuerzas actuantes en el domo cónico adaptado de “Advanced Reinforce Concrete Desing”, N.Krishna Raju, 1986.

$V_2$ =Carga total /metro a lo largo de la base del domo cónico

T=Empuje meridional en la losa debido a  $V_2$

p=Intensidad de la presión a una profundidad h debajo del nivel del agua

q=Peso de la losa cónica por metro cuadrado de área superficial

$\theta$ =Angulo formado entre la losa cónica y la horizontal

d= peralte de la viga

D=Diámetro a la profundidad h de la superficie

El empuje meridional y el anillo de tensión en el domo cónico serán calculados usando las siguientes ecuaciones:

Empuje meridional

$$T_1 = V_2 \operatorname{csec} \theta \quad (2.82)$$

Empuje meridional

$$H_T = (p \cdot \operatorname{csec} \theta + q \cdot \cot \theta) \quad (2.83)$$

El refuerzo de domo cónico será diseñado por aro de tensión y empuje meridional.

- **Domo esférico inferior**

El diseño del domo inferior es similar al del domo superior incluyendo las cargas su peso propio y el peso de la columna de agua sobre el mismo.

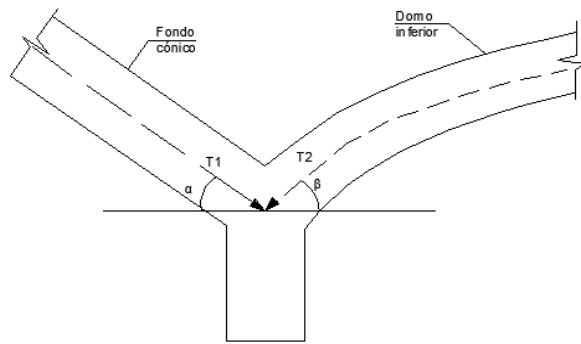
El refuerzo será diseñado por empuje meridional y fuerzas circunferenciales

- **Viga circular inferior de soporte**

T1=Empuje en la dirección del domo cónico actuando a un ángulo  $\alpha$  con la horizontal

T2=Empuje del domo esférico inferior actuando a un ángulo  $\beta$  con la horizontal

$F_H$ =fuerza resultante horizontal a lo largo de la viga circular de soporte



**Figura 11.** Fuerzas actuantes en la viga de soporte adaptado de “Advanced Reinforce Concrete Desing”, N.Krishna Raju, 1986.

Si  $T_1 \cos \alpha > T_2 \cos \beta$ , la viga circular de soporte está sujeta a fuerza de compresión. La magnitud de esta fuerza de compresión es muy pequeña en tanques bien proporcionados.

La carga vertical en la viga circular es obtenida por la relación:

$T_1 \sin \alpha + T_2 \sin \beta$  o alternativamente por dividir la carga vertical total por el perímetro de la viga de soporte.

La viga circular es soportada por un número de columnas igualmente espaciadas a lo largo del perímetro del círculo. Dependiendo del número de columnas se presenta la siguiente tabla.

**Tabla 10.** Coeficientes de momentos de flexión y torsión, adaptado de “Advanced Reinforce Concrete Desing”.

Tabla 4.1 Coeficientes de momentos en la viga circular de soporte apoyada en columnas				
Coeficiente para momentos				
Numero de columnas n	Momentos negativos en el apoyo $K_1$	Momentos positivos en el centro de la viga $K_2$	Momento torsor $K_3$	Distancia angular para la máxima torsión.
4 90°	0.0342	0.0176	0.0053	19°-12'
5 60°	0.0148	0.0075	0.0015	12°-44'
8 45°	0.0083	0.0041	0.0006	9°-33'
10 36°	0.0054	0.0023	0.0003	7°-30'
12 30°	0.0037	0.0014	0.0017	7°-15'

“Advanced Reinforce Concrete Desing”

N.KRISHNA RAJU-1986; Pág.71

- **Torre compuesta de vigas y columnas**

Las columnas y las vigas serán diseñadas para fuerzas y momentos máximos producidos por cargas muertas y cargas de viento que actúan en la torre.

- **Fundación**

La fundación para columnas dispuestas en forma circular, generalmente se componen de una viga circular de cimentación con raft losa. La viga circular es diseñada para máximos momentos de torsión y flexión mientras la anular raft losa es diseñada para máxima presión de suelo desde el fondo.

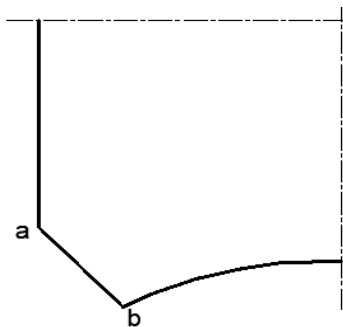
**Ing. M.Hilal-1988. “Theory and Design of Reinforced Concrete Tanks”**

El muro cilíndrico ,el fondo cónico y el domo esférico inferior del tanque son rígidamente conectados y pueden considerarse continuos en tal caso los momentos estáticamente indeterminados pueden ser determinados por el método de distribución de momentos como sigue:

Asumimos que la pared cilíndrica esta fija en a, el fondo cónico debe fijarse en a y b, el domo esférico debe fijarse en b y determinar los momentos de fijación correspondientes a las fuerzas actuantes :presión de agua ,peso propio, cambios de temperatura ...etc.

La diferencia entre los momentos de fijación en a y b se distribuirá entre cualquiera de los dos elementos adyacentes de acuerdo a su rigidez relativa y la correspondiente distribución de factores.

Para simplificar el cálculo y al mismo tiempo para tener amplia seguridad, uno puede proceder de la siguiente manera (ING. M.HILAL; 1988-Pàg.132).



**Figura 12.**Fuerzas actuantes en la viga de soporte “Theory and Design of Reinforced Concrete Tanks”, Ing. M.Hilal, 1988.

- **Muro cilíndrico**

La tensión anular, momentos y cortantes en la base debe ser determinados para el caso de muro con base articulada, mientras que el momento a flexión en la base del muro será determinado para el caso de muro con base fija. De acuerdo con estas suposiciones el espesor de la pared se determinará por la tensión anular máxima que se puede estimar mediante el método simplificado con las tablas de la PCA.

- **Viga inferior de soporte**

En los soportes, los momentos de flexión son negativos y positivos además el concreto en contacto con agua está sujeto a tensiones de tracción que deben ser más pequeñas que la resistencia a la tracción del concreto, ya que las grietas de tensión deben ser evitadas.

Los coeficientes para el cálculo de momentos y cortantes en este libro nos proporciona la siguiente tabla:

**Tabla 11.** Coeficientes de cortante y momentos de flexión y torsión, “Theory and Design of Reinforced Concrete Tanks”

Número de columnas	Carga en cada columna	Máxima fuerza cortante	Max. Momento a flexión		Max. Momento a torsión	Distancia angular para la máxima torsión.
			M(+)	M(-)		
n	V	Q <sub>max</sub>			M <sub>t</sub>	Grados
4	P/4	P/8	0.0176 PR	0.0053PR	0.0053PR	19° 21´
6	P/6	P/12	0.0075PR	0.0148PR	0.0015PR	12° 44´
8	P/8	P/16	0.0042PR	0.0083PR	0.0006PR	9° 33´
12	P/12	P/24	0.0019PR	0.0037PR	0.0002PR	6° 21´

“Theory and Design of Reinforced Concrete Tanks”  
Ing. M.Hilal .-1988;Pàg.96

Para determinar el esfuerzo a tensión del concreto, puede asumirse que como una parte del domo y el fondo cónico esta unidas a la viga, estas actúan como una viga de sección T. Cuya resistencia a tracción del concreto es calculada por :

$$\sigma_t = -\frac{N}{A_c} + \frac{M y}{I} \quad (2.84)$$

$N$ =Compresión axial de viga

$A_c$ =Área de concreto de la viga  $T$

$M$ =Máximo Momento A Flexión

$Y$ =Distancia de la fibra superior de la viga  $T$  al centro de gravedad

$I$ =Momento de inercia de la sección  $T$

#### 2.4.4. Comportamiento sísmico de reservorios elevados

##### Módelo Housner (1963)

El comportamiento dinámico del conjunto líquido– estructura durante una perturbación sísmica, si se observa bien, podemos distinguir que del total de la masa del agua contenida en el tanque, una parte de la masa de agua queda impregnada rígidamente en las paredes del reservorio y además que esta se encuentra confinada y se ubica en la parte inferior medida a partir del piso del tanque. A esta masa se le conoce como Masa Impulsiva ( $W_i$ ).

Asimismo el complemento de la masa impulsiva que se ubica ciertamente sobre esa, al no encontrarse confinada (ya que tiene libertad por un borde libre) oscila durante la perturbación sísmica generándose en ella un oleaje. A esta masa complementaria se le conoce como Masa Convectiva ( $W_c$ ), es fácil observar que la cantidad de la masa impulsiva es mayor que la masa convectiva.

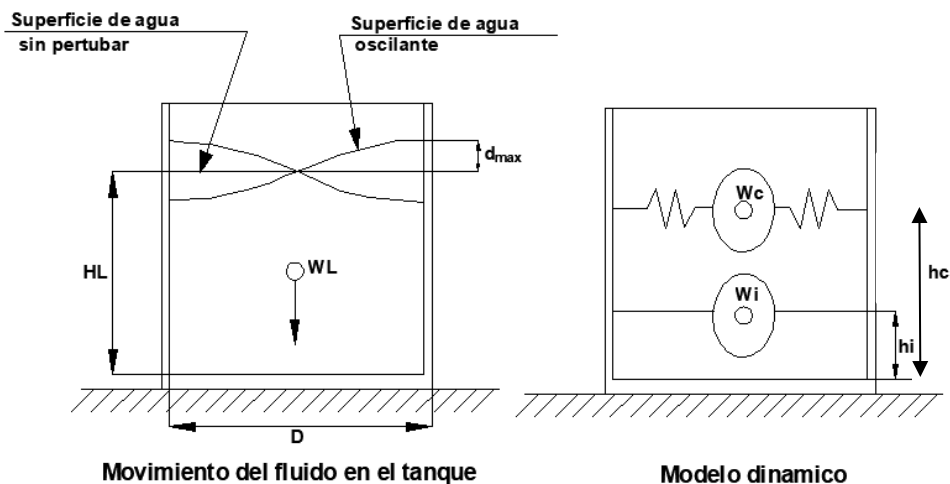
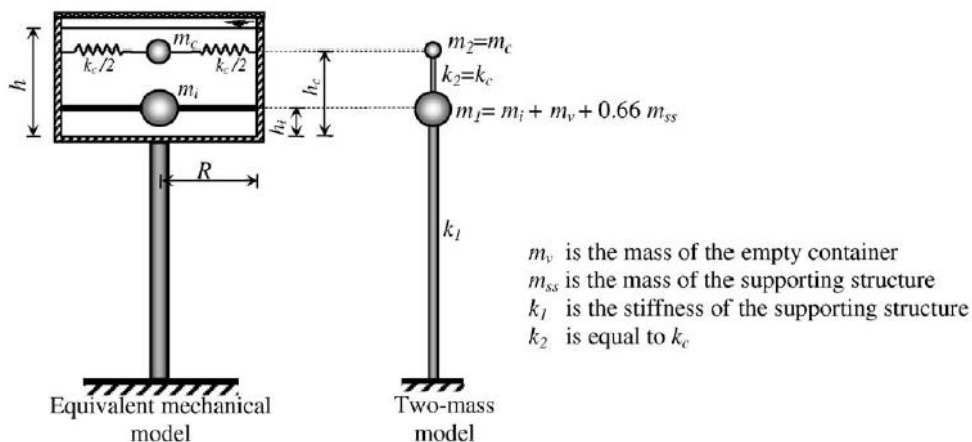


Figura 13. Comportamiento dinámico de reservorio, ACI.350.3-06, ACI, 2006.

**Modelo simplificado de Housner para tanques elevados (1963).  
 “Simplified seismic analysis procedures for elevated tanks considering  
 fluid–structure–soil interaction” (Pág.423)**

Los investigadores han propuesto los modelos equivalentes de masa-resorte para considerar el comportamiento dinámico del fluido dentro de un contenedor. El fluido es reemplazado por una masa impulsiva “mi” que está rígidamente unida a la pared del contenedor del tanque y por las masas convectivas mc que están conectadas a las paredes a través de los resortes de rigidez (kc).

Un procedimiento simplificado de análisis ha sido sugerido por Housner (1963) para tanques elevados de base fija (figura 14). En esta aproximación, se supone que las dos masas (m1 y m2) están desacopladas y las fuerzas sísmicas en el soporte son estimadas considerando dos sistemas separados de un solo grado de libertad: La masa de m2 representa solo el chapoteo de la masa convectiva, la masa m1 representa la masa impulsiva más la masa del tanque y los dos tercios de la masa del soporte.



**Figura 14.** Modelo simplificado para tanques elevados de Housner “Simplified seismic analysis procedures for elevated tanks considering fluid–structure–soil interaction”, Livaoglu, Dogangun, 2012.

$m_v$ =Masa del tanque vacío

$m_{ss}$ =Masa del soporte del tanque

$k_1$ =Rigidez de la estructura de soporte

$k_2$ = Rigidez para la oscilación de la masa convectiva  $K_c$

## **CAPÍTULO III. PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO**

### **3.1. Metodología de la investigación**

#### **A. Tipo de investigación**

Descriptiva, debido a que en ella se describe el comportamiento estructural de un tanque elevado al ser soportado en pórticos con columnas inclinadas y al ser soportado en pórticos con columnas verticales.

#### **B. Población**

La población de estudio son todos los reservorios elevados de gran capacidad de almacenamiento con estructura de soporte tipo marco ubicados en la zona sísmica 03 del país con fundaciones en suelos blandos.

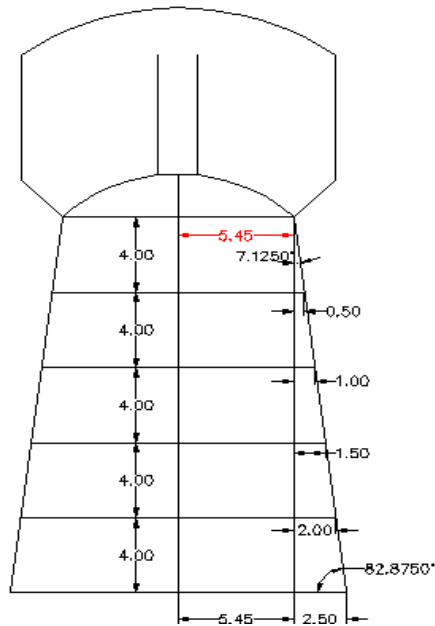
#### **C. Muestra**

La elección de la muestra en cuanto al volumen de almacenamiento del tanque, se consideró la capacidad del reservorio R-1 perteneciente al sistema de agua potable de la ciudad de Cajamarca, con 1000m<sup>3</sup> de capacidad, que abastece a un 33% de la demanda de la ciudad.

Por ser un tanque elevado con gran volumen de almacenamiento y por lo tanto de gran diámetro, el espesor de la losa de fondo, será muy grande lo cual da como resultado un diseño antieconómico en estos casos, el tanque tipo INTZE debido a su fondo cónico y el fondo de domo esférico equilibran equitativamente la presión de agua, lo cual origina menores espesores en los elementos estructurales del tanque, que da como resultado una estructura más económica.

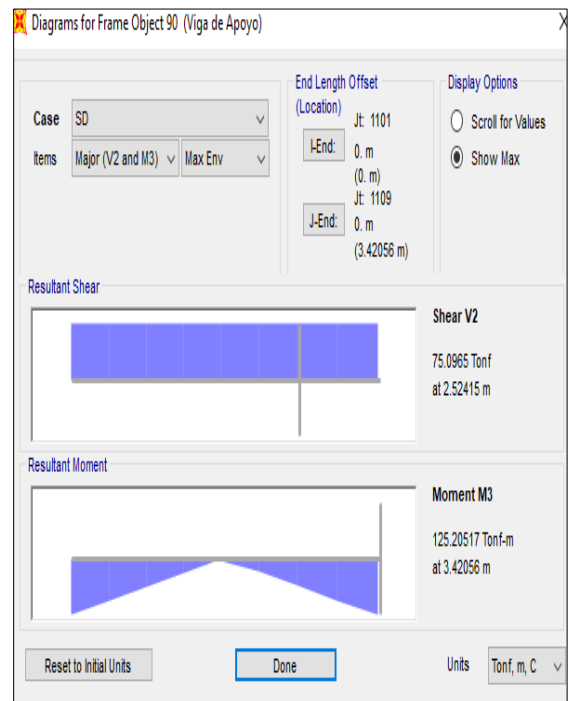
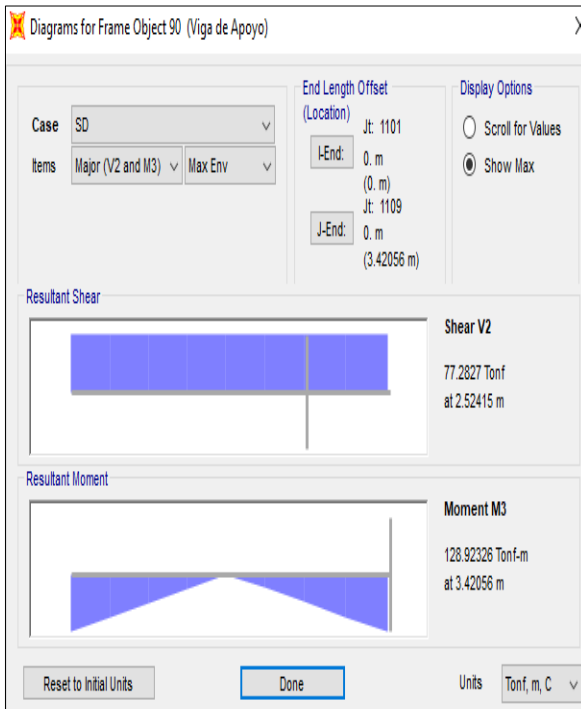
En cuanto a la inclinación de las columnas del soporte del primer modelo resulto de variar la inclinación de las columnas verticales (modelo patrón), en los siguientes ángulos: 85°, 82.88°, 80°, 75°, como se observa los ángulos se tomaron en una variación de 5° acepto el de 82.88°, este ángulo resulto de aumentar en 0.5 metros el radio central del polígono regular de 10 lados que se forma en cada nivel que esta cada 4 metros de altura se inició con un radio de 5.45 metros en nivel de 20 metros y se concluye en nivel del terreno con un radio de 7.95, esto solo por efectos constructivos y de esta manera hacer menos dificultoso el replanteo en cada nivel donde se

encuentran las vigas de arriostre .

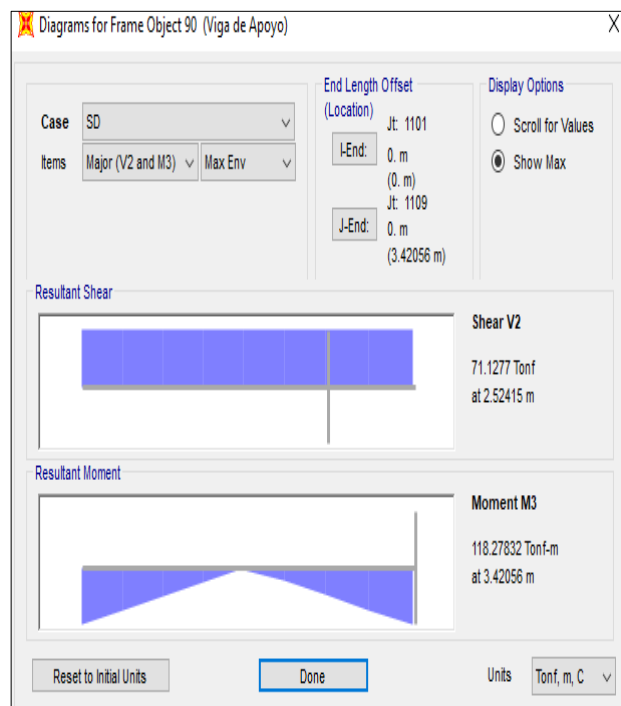


**Figura 15.** Soporte con inclinación 82.88°

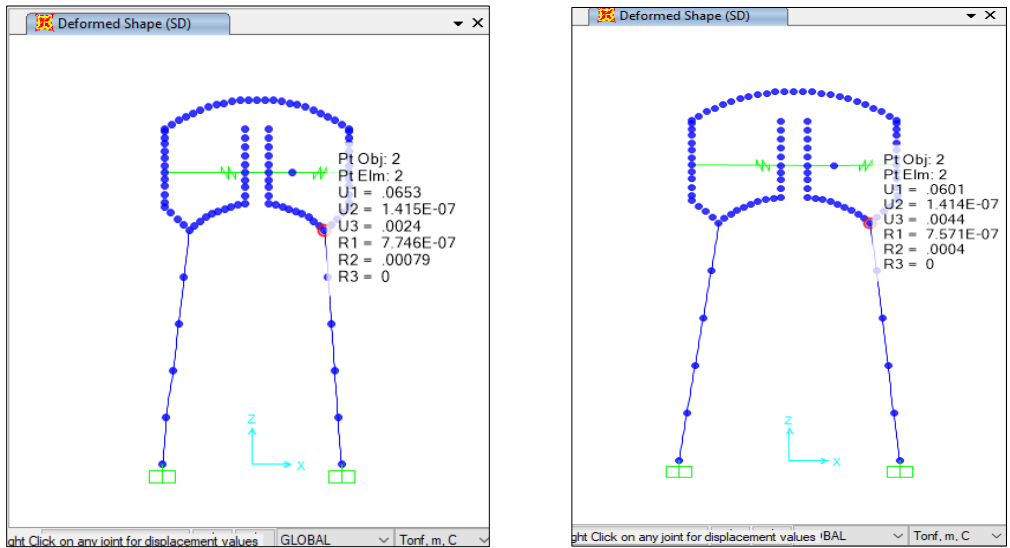
Elegidas estas muestras de los soportes inclinados se desarrolló un análisis sísmico dinámico preliminar en el programa SAP2000.V19, definido de la combinación de las normas ACI350.03-06 y E.030, verificando los cortantes ,momentos y desplazamientos en el nudo crítico de la unión entre la viga circular de soporte y la columna inclinada .



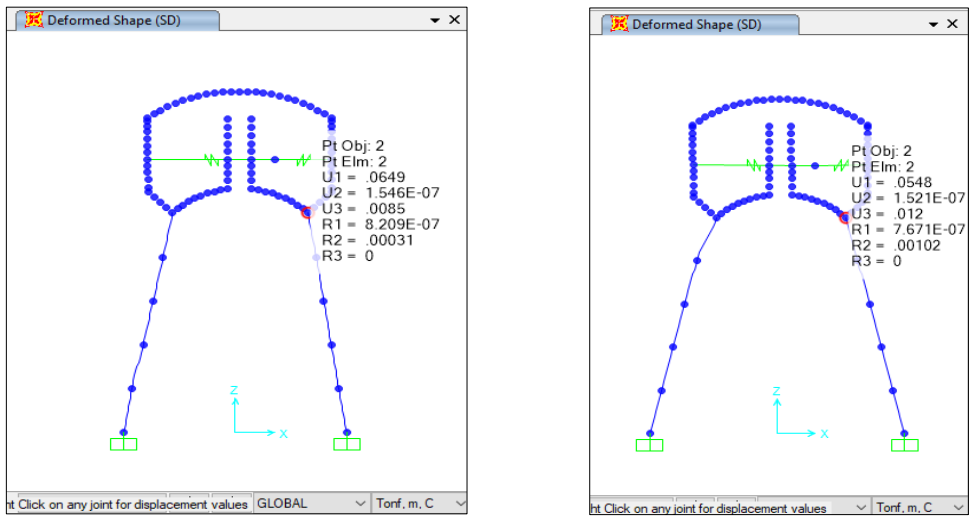
**Figura 16.** Momentos y Cortantes de los soportes con inclinación 85°y 82.88° debido a sismo dinámico



**Figura 17.** Momentos y Cortantes de los soportes con inclinación 80°y 75 ° debido a sismo dinámico



**Figura 18.**Desplazamiento de los soportes con inclinación  $85^\circ$  y  $82.88^\circ$



**Figura 19.**Desplazamiento de los soportes con inclinación  $80^\circ$  y  $75^\circ$

El siguiente cuadro presenta los momentos y cortantes críticos mostrados en las figuras anteriores:

**Tabla 12.** Momentos, cortantes y desplazamientos críticos para soportes inclinados.

Viga circular de soporte	Momento Ton-m)	Cortante Ton)	Desplazamiento (cm)	MODELO
V-91	128.92	77.28	6.528	Modelo $85^\circ$
V-91	125.205	75.0956	6.009	Modelo $82.88^\circ$
V-91	129.461	77.7241	6.489	Modelo $80^\circ$
V-91	118.28	71.1277	5.482	Modelo $75^\circ$

En recuadro anterior se muestra que el modelo de 75° posee menores momentos, cortantes y desplazamientos pero debido a su pronunciada inclinación, las vigas de arriostre son de mayor longitud en consecuencia la estructura de soporte es más pesada y antieconómica, superando en 36.33Ton de peso al modelo de prueba de 82.88° ,el cual posee después del modelo de 75° menores desplazamientos ,momentos y cortantes .

Por este motivo se elige como modelo representativo al que posee 82.88° de inclinación para ser comparado con el modelo que posee el soporte con columnas verticales.

#### **D. Técnicas e instrumentos de recolección de datos**

Para la elaboración de este estudio se utilizó el software de análisis y diseño estructural SAP 2000 V19, el cual permitió construir y analizar los modelos para los reservorios elevados de acuerdo con las metodologías indicadas en las normas que se usaron en esta tesis.

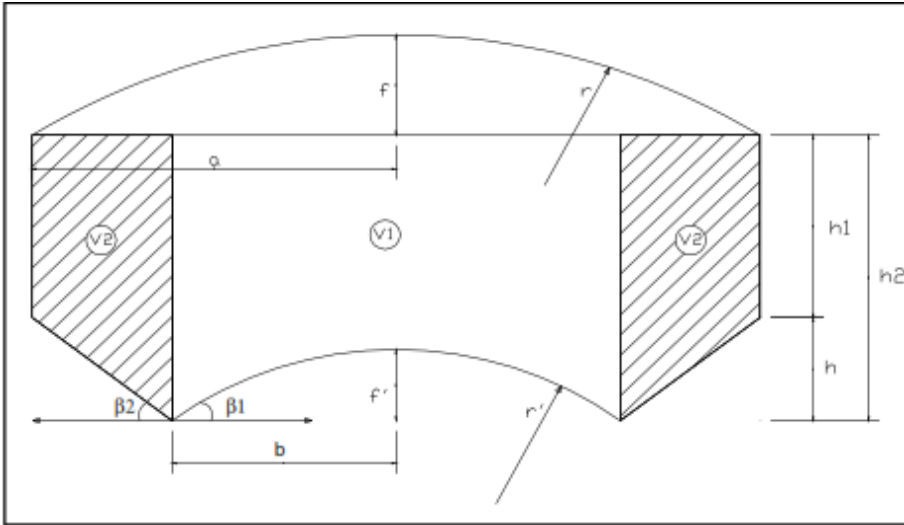
#### **E. Análisis e interpretación de datos**

En la investigación se realizó un estudio cuantitativo y comparativo de los esfuerzos y deformaciones que presentaron ambos soportes, dicho trabajo se elaboró apoyado en el software SAP 2000 V.19, y mediante tablas se permitió comparar los resultados obtenidos.

### **3.2. Diseño metodológico**

#### **3.2.1. Dimensionamiento por capacidad**

Volumen de almacenamiento (VA) = 1000 m<sup>3</sup>



$$V_A = V_1 + V_2$$

$V_A$  = Volumen de almacenamiento

$V_{ch}$  = Volumen de almacenamiento chimenea

$V_1$  = Volumen de almacenamiento uno

$V_2$  = Volumen de almacenamiento dos

Calculo de  $V_1$  y  $V_2$ :

$$V_1 = [\pi * b^2 * h_2] - \left[ \frac{1}{3} * \pi * f'^2 (3 * r - f') \right] - V_{ch} \quad (a)$$

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

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

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

$$f = a/3$$

Por ser fondo tipo INTZE se debe de cumplir que:

$H_v = H_c$  Las fuerzas horizontales sobre la viga circular se deben anular

$$H_v = \frac{\gamma * V_2}{\tan(\beta_2)}$$

$$H_c = \frac{\gamma * V_1}{\tan(\beta_2)}$$

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

$$V_2 = V_1 = \frac{V}{2} \quad r = b * \sqrt{2} \quad a - b = h_2 * h_1$$

Del teorema del producto de segmentos de cuerda en la cúpula

$$2 * r * f' = b^2 + f'^2$$

Despejando obtenemos

$$f' = b * (\sqrt{2} - 1)$$

Considerando:  $V'_1 = V'_2$

$$V'_1 = \pi * (b^2 - d^2) * h_1$$

$$V'_2 = \pi * (a^2 - b^2) * h_1$$

Despejando obtenemos

$$b = \sqrt{\frac{a^2 + d^2}{2}}$$

Considerando:

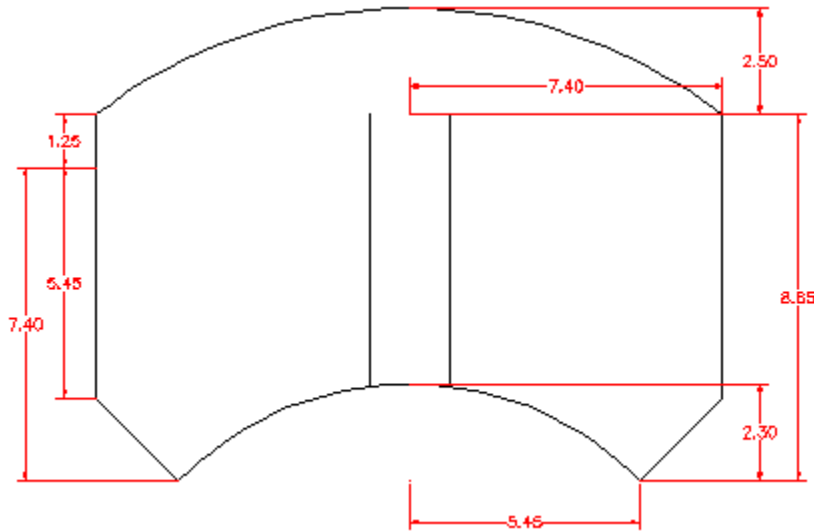
$$h_1 = b$$

$$h_2 = a$$

Iterando el valor de a y reemplazando en las ecuaciones anteriores obtenemos la siguiente geometría.

**Tabla 13.** Dimensiones geométricas del tanque INTZE

a	b	h2	D ext. (chimenea)	f'	r'	h1	f	β	BL	r
7.4	5.45	7.4	1.9	2.3	7.71	5.45	2.5	45°	1.25	12.2



**Figura 20.** Dimensiones por capacidad de almacenamiento del tanque

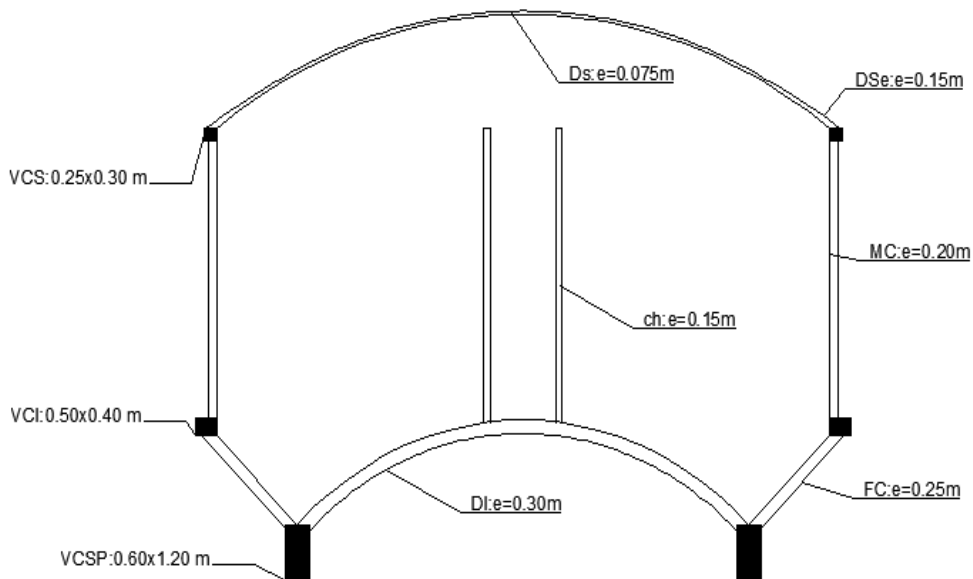
### 3.2.2. Pre dimensionamiento de estructural de los reservorios elevados

Ambos modelos presentan un tanque INTZE de concreto armado con  $f'c=350\text{kg/cm}^2$  de  $1000\text{ m}^3$  de capacidad. Se pre dimensiono tomando en cuenta los efectos de tracción como se muestra en los cálculos presentados en los anexos, no obstante en la siguiente tabla se muestra las dimensiones de los elementos estructurales que componen el tanque.

**Tabla 14.** Dimensiones de los elementos estructurales del tanque INTZE

Descripción	Espesor (cm)	Vigas		$\sigma$ tracción de concreto (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma$ tracción actuante (kg/cm <sup>2</sup> )
		Ancho (cm)	Peralte (cm)		
Domo superior	11			35	-
Viga circular superior		30	25	35	19.85
Cuba cilíndrica	20			35	24.71
Viga circular inferior		50	40	35	26.47
Fondo tronco cónico	25			35	18.11
Domo inferior	30			35	1.82
Viga circular de soporte		60	120	35	14.82

- **Dimensiones de los elementos estructurales del tanque**



**Figura 21.** Dimensiones de los elementos estructurales del tanque

Dónde:

DS: Domo superior.

Dse: Ensanche de domo superior.

VCS: Viga circular superior.

MC: Muro cilíndrico.

VCI: Viga circular inferior.

FC: Fondo tronco cónico.

DI: Domo inferior.

VCSP: Viga circular de soporte

- **Torres de soporte**

Ambos modelos tanto el inclinado como el vertical, poseen las mismas secciones de vigas y columnas, las cuales son de concreto armado con  $f'c=280\text{kg/cm}^2$ .

En la siguiente tabla se muestra las secciones usadas para ambos modelos de estudio:

**Tabla 15.** Secciones de vigas y columnas para los soportes de ambos modelos.

SECCIONES		
<b>COLUMNA-1</b>	0.9	0.75
<b>COLUMNA-2</b>	0.85	0.7
<b>VIGA-1</b>	0.85	0.4
<b>VIGA-2</b>	0.8	0.4

La disposición de las columnas hasta los 16 metros de altura se empleó las secciones de columna 90x75 cm<sup>2</sup> y de los 16 a los 20 metros se usó la sección 85x70 cm<sup>2</sup>.

La disposición de las vigas que arriostran las columnas cada 4 metros de altura es la siguiente:

En los primeros 4 metros se empleó una sección de 80x40cm<sup>2</sup> ,a los 8 metros una sección 85x40 cm<sup>2</sup> ,a los 12 metros una sección de 80x40cm<sup>2</sup>, a los 16 metros una sección de 85x40cm<sup>2</sup> y en los 20 metros de altura ,las columnas son arriostradas por la viga circular de soporte en la cual se apoya el tanque INTZE.

### **3.2.3. Procedimiento para el modelamiento de reservorios elevados**

Se realizó el modelamiento en el programa SAP2000V19 para las muestras escogidas las cuales son:

- El tanque INTZE con 1000 m<sup>3</sup> de capacidad que esta soportado en 10 columnas inclinadas 82.88° con la horizontal y arriostradas con vigas a cada 4 metros , con una altura total de 20 metros en el soporte ,dicha muestra en adelante será denominada modelo 01 .
- El tanque INTZE con 1000 m<sup>3</sup> de capacidad que esta soportado en 10 columnas verticales y arriostradas con vigas a cada 4 metros, con una altura total de 20 metros en el soporte, será denominada en adelante modelo 02.

En el programa se definió los elementos tipo shell para los elementos

estructurales que componen el tanque INTZE y los elementos frame para definir las vigas y columnas de las estructuras de soporte ,posteriormente se procedió a dibujar ambos modelos, respetando la disposición elementos estructurales que se indicó en el pre dimensionamiento tanto para el tanque como para las torres de soporte . Se elaboró el modelamiento tridimensional para ambos modelos en el programa SAP 2000V19 , finalmente se procedió a asignar las cargas, las cuales son : presión hidrostática ,cargas vivas y cargas sísmicas .

#### **3.2.4. Análisis sísmico**

Siguiendo la teoría de George Housner en 1963 se asignó las masas convectiva e impulsiva como se indica:

La masa que corresponde a la componente convectiva se asignó a la altura correspondiente calculada según la norma ACI350.3-06, la cual se conecta a la pared del tanque mediante elementos tipo resorte con una rigidez equivalente a la del agua en oleaje. Con esto se pretende que las fuerzas sísmicas aplicadas sobre la componente convectiva sean representadas y distribuidas de la forma más similar al comportamiento de la masa convectiva que se desplaza dentro del reservorio, debido al sismo.

La masa correspondiente a la componente impulsiva se repartió adherida a las paredes del tanque para que represente de esta forma la teoría general del análisis realizado por Housner en 1963, en donde se señala que la masa impulsiva se mueve en forma solidaria a la estructura del tanque.

La altura a la cual se repartió la masa impulsiva se calculó mediante la relación entre el peso y volumen de la componente impulsiva y el total del líquido almacenado en el tanque.

El periodo convectivo se calculó según lo indicado en la norma ACI350.3-06 , por otro lado el periodo impulsivo fue calculado en el programa SAP2000V19 considerando un sistema desacoplado según lo indica el modelo simplificado de Housner para reservorios elevados .

### **Construcción del espectro sísmico de diseño**

Para la construcción del espectro sísmico de diseño tenemos distintos coeficientes de reducción  $R_{wi}$  (Componente impulsiva) y  $R_{wc}$  (Componente convectiva), así como también los factores de importancia que se tomaron según el ACI 350.03-06, tenemos diferentes amortiguamientos  $\xi_i$  (Amortiguamiento impulsivo) y  $\xi_c$  (Amortiguamiento convectivo), y debido a que el programa SAP2000 acepta un único espectro de diseño, se decide utilizar un espectro combinado, que represente ambos casos.

Para la construcción del espectro combinado se utilizó dos rangos:

- El primer rango corresponde a la componente impulsiva del tanque (periodos cortos), en donde se mantiene el espectro impulsivo desde el valor cero hasta el valor del periodo 2.4s.
- El segundo rango corresponde a la componente convectiva (periodos largos), se mantiene desde el periodo 2.4s.

## CAPÍTULO IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

En esta investigación se realizó la comparación de las respuestas obtenidas a partir de un análisis estructural para cada uno de los reservorios, evaluados. Los resultados obtenidos para el tanque son: Fuerza anulares y meridionales, momentos verticales, momento horizontal y cortante .

En la estructura soporte se evaluara fuerza cortante, momentos flectores y torsión en columnas y vigas, en lo correspondiente a toda la estructura de los modelos se evaluara desplazamientos laterales y las derivas máximas permisibles frente cargas sísmicas.

### 4.1. Resultados en reservorios elevados evaluados bajo análisis sísmico estático.

#### 4.1.1. Modelo 01

Una vez asignadas las cargas para sismo estático se calculara los desplazamientos en el programa SAP 2000V19 en cada nivel del tanque elevado para después calcular las derivas para luego compararlas con las máximas permisibles de la norma E-030.

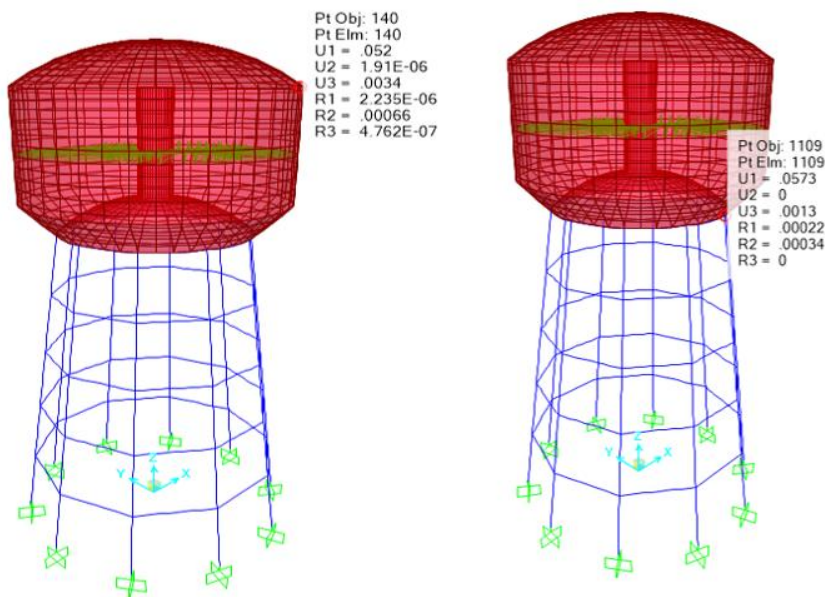


Figura 22. Desplazamiento del Modelo 01 debido al sismo estático

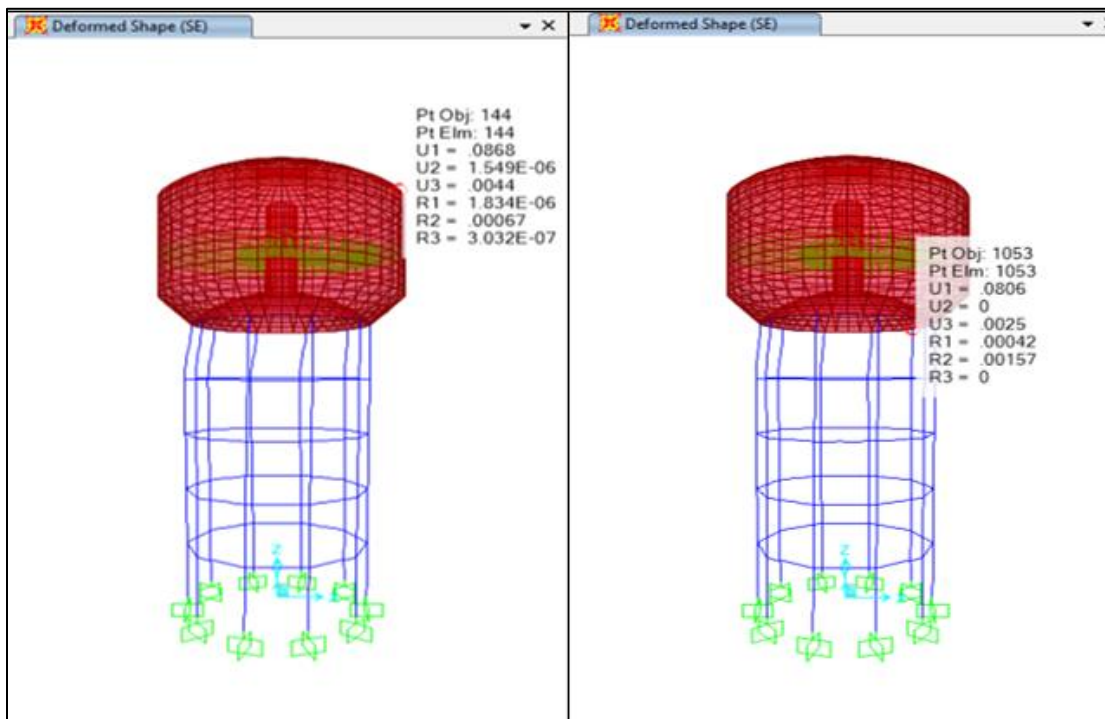
**Tabla 16.** Tabla de desplazamientos y derivas del modelo 01 debido al sismo estático.

NIVEL	NUDO POR NIVEL	DESPLAZAMIENTO (m)	DERIVAS ELASTICAS	DERIVAS INELASTICAS	VERIFICACION
Domo superior	11	0.052011	-0.00132	<b>-0.00198</b>	ok
5	2	0.057291	0.0020035	<b>0.00300525</b>	ok
4	6723	0.049277	0.0032735	<b>0.00491025</b>	ok
3	6722	0.036183	0.00349075	<b>0.005236125</b>	ok
2	6721	0.02222	0.00342425	<b>0.005136375</b>	ok
1	6720	0.008523	0.00213075	<b>0.003196125</b>	ok
0	apoyo	0	0	<b>0</b>	ok

Cortante basal del modelo 01 debido a sismo estático calculado en el programa SAP2000 V19

**V<sub>ESTATICO</sub> = 722.76323Ton**

#### 4.1.2. Modelo 02



**Figura 23.** Desplazamiento lateral del Modelo 02 debido a sismo estático.

**Tabla 17.** Tabla de desplazamientos y derivas del modelo 02 debido al sismo estático.

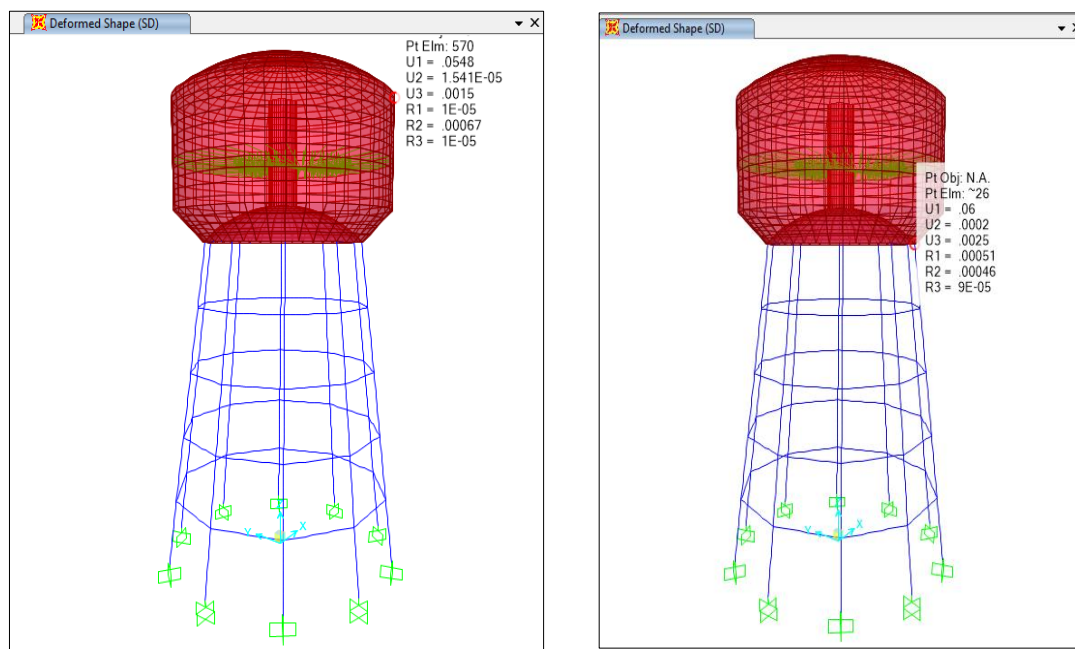
NIVEL	NUDO POR NIVEL	$\Delta$ (m)	DERIVAS ELASTICAS	DERIVAS INELASTICAS	VERIFICACION
Domo superior	11	0.086776	0.0015375	<b>0.00230625</b>	ok
5	2	0.080626	0.0035455	<b>0.00531825</b>	ok
4	6723	0.066444	0.00483975	<b>0.007259625</b>	error
3	6722	0.047085	0.004802	<b>0.007203</b>	error
2	6721	0.027877	0.0043955	<b>0.00659325</b>	ok
1	6720	0.010295	0.00257375	<b>0.003860625</b>	ok
0	apoyo	0	0	<b>0</b>	ok

Cortante basal debido a sismo estático para el Modelo 02 calculado en el programa SAP2000V19.

**V<sub>ESTATICO</sub> = 711.112 Ton**

## 4.2. Resultados en reservorios elevados evaluados bajo análisis sísmico dinámico.

### 4.2.1. Modelo 01



**Figura 24.** Desplazamiento lateral del Modelo 01 debido a sismo dinámico.

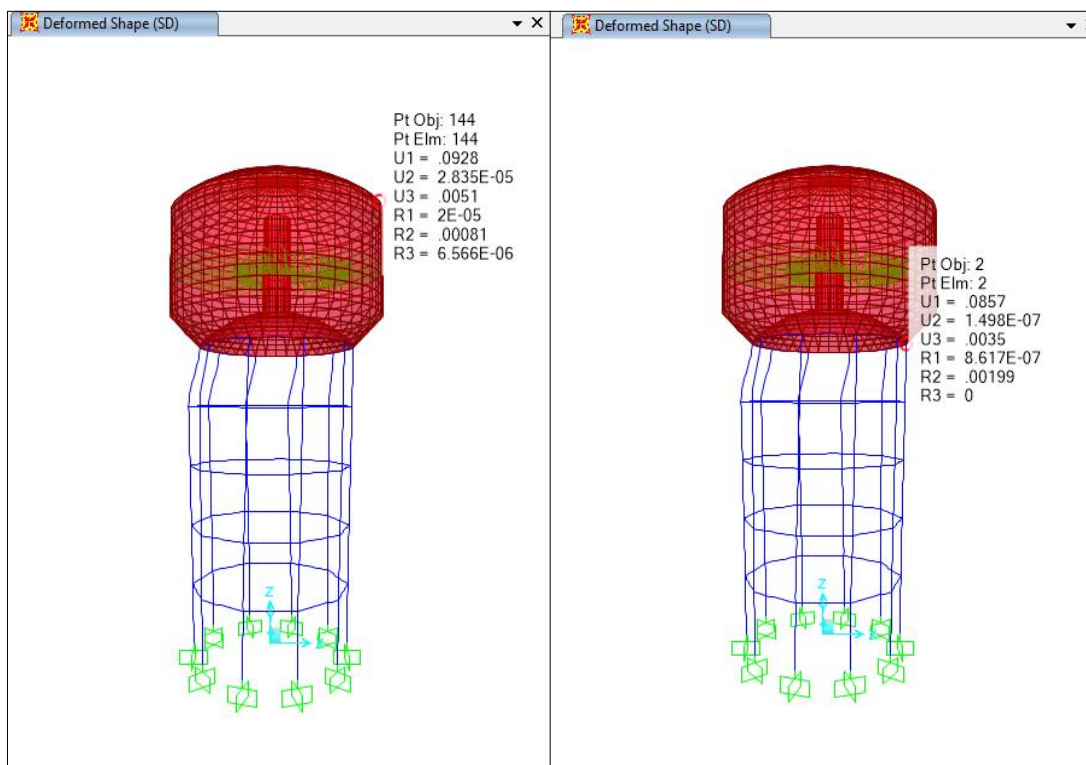
**Tabla 18.** Tabla de desplazamientos y derivas del Modelo 01 debido al sismo dinámico

NIVEL	NUDO POR NIVEL	$\Delta$ (m)	DERIVAS ELASTICAS	DERIVAS INELASTICAS	VERIFICACION
Domo	11	0.0547	0.0013475	<b>0.00202125</b>	ok
5	2	0.06009	0.0021425	<b>0.00321375</b>	ok
4	6723	0.05152	0.00345	<b>0.005175</b>	ok
3	6722	0.03772	0.00365	<b>0.005475</b>	ok
2	6721	0.02312	0.0035675	<b>0.00535125</b>	ok
1	6720	0.00885	0.0022125	<b>0.00331875</b>	ok
0	apoyo	0	0	<b>0</b>	ok

Cortante basal debido a sismo dinámico para el Modelo 01 calculado con el programa SAP2000V19

**V<sub>Dinámico</sub> = 750.91 Ton**

#### 4.2.2. Modelo 02



**Figura 25.** Desplazamiento lateral del Modelo 02 debido a sismo dinámico.

**Tabla 19.** Cuadro de desplazamientos y derivas del Modelo 01 debido al sismo dinámico.

NIVEL	NUDO POR NIVEL	$\Delta$ (m)	DERIVAS ELASTICAS	DERIVAS INELASTICAS	VERIFICACION
Domo	11	0.092862	0.00178	<b>0.00267</b>	ok
5	2	0.085742	0.00377125	<b>0.005656875</b>	ok
4	6723	0.070657	0.00510825	<b>0.007662375</b>	error
3	6722	0.050224	0.00509025	<b>0.007635375</b>	error
2	6721	0.029863	0.00468075	<b>0.007021125</b>	error
1	6720	0.01114	0.002785	<b>0.0041775</b>	ok
0	apoyo	0	0	<b>0</b>	ok

Cortante debido a sismo dinámico para el Modelo 02 calculado con el programa SAP2000V19

**V<sub>Dinámico</sub> = 725.675Ton**

#### **4.3. Resultados en los reservorios elevados evaluados con las combinaciones de carga de las normas ACI 350-01 y E-060**

Combinaciones de cargas de la norma ACI350-01

1.4(D + F)

1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(Lr o S o R)

1.2D + 1.6(Lr o S o R) + (L o 0.8W)

1.2D + 1.6W + L + 0.5(Lr o S o R)

1.2D + 1.2F + E + 1.6H + L + 0.2S

0.9D + 1.2F + 1.6W + 1.6H

0.9D + 1.2F + 1E + 1.6H

Combinaciones de cargas de la norma E-060

U = 1,4 CM + 1,7 CV

U = 1,25 (CM + CV ± CVi )

U = 0,9 CM ± 1,25 CVi

U = 1,25 (CM + CV) ± CS

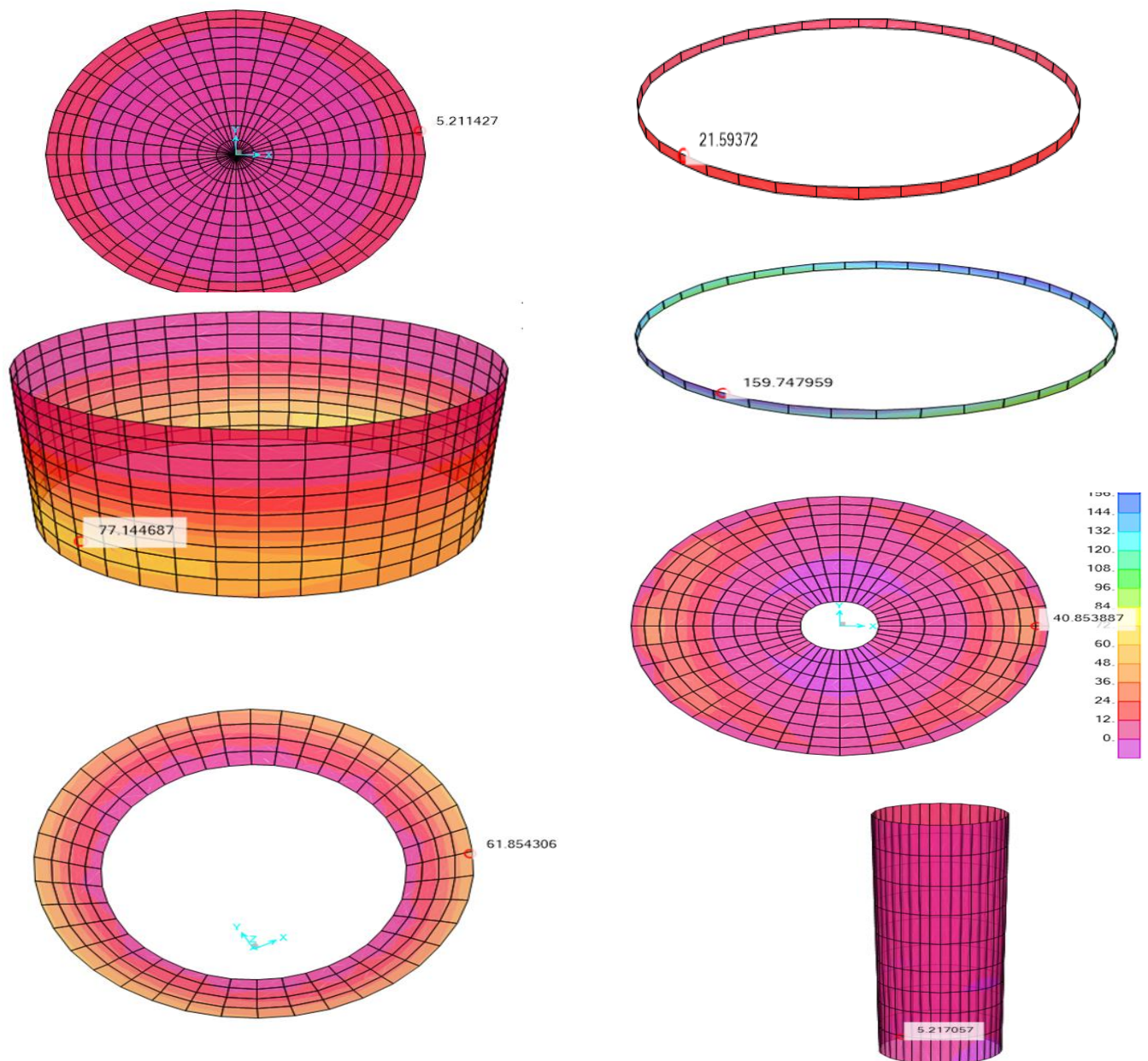
U = 0,9 CM ± CS

U = 1,4 CM + 1,7 CV + 1,4 CL

Los resultados presentados para estas combinaciones de cargas se araran mediante la combinación de envolvente definida en el programa SAP2000 V19 que mostrara los máximos valores de los esfuerzos producidos por estas ,además en cuanto a las combinaciones que incluyen las cargas de sismo , solo se considerara la carga de sismo dinámico porque a diferencia de la carga de sismo estático esta presenta mayor cortante en la base y mayor desplazamiento en lateral en ambos modelos.

### 4.3.1. Modelo 01

#### Fuerzas anulares el tanque Intze



**Figura 26.** Tensiones anulares para el Modelo 01

F11 Domo superior=5.211 Ton

F11 Viga circular superior=21.594 Ton

F11 En Muro Cilíndrico=77.145 Ton

F11 Viga circular inferior=159.748 Ton

F11 En fondo cónico=61.854 Ton

F11 En domo inferior=40.854 Ton

F11 En Chimenea de acceso=5.217Ton  
Fuerzas meridionales en el tanque Intze

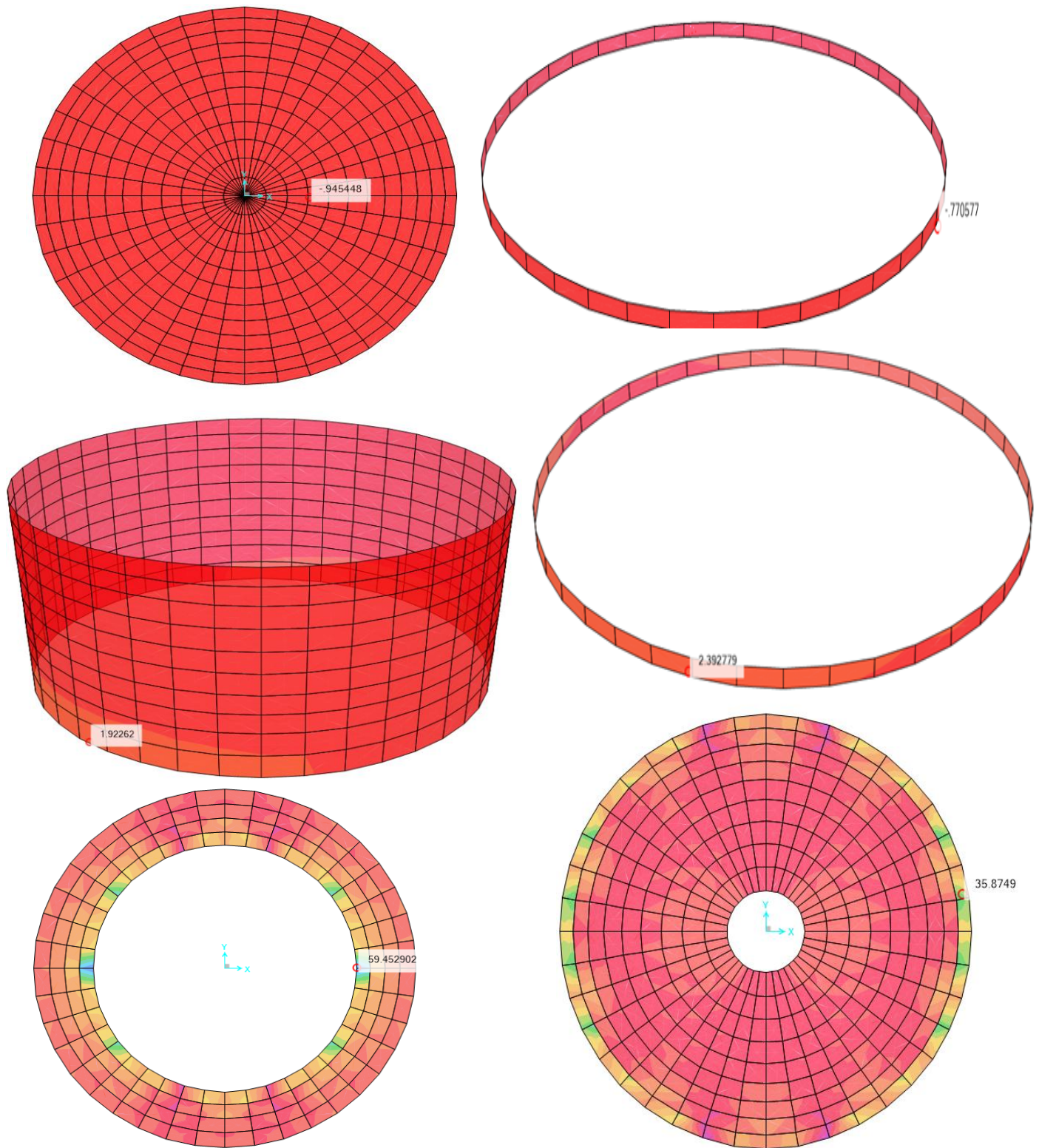
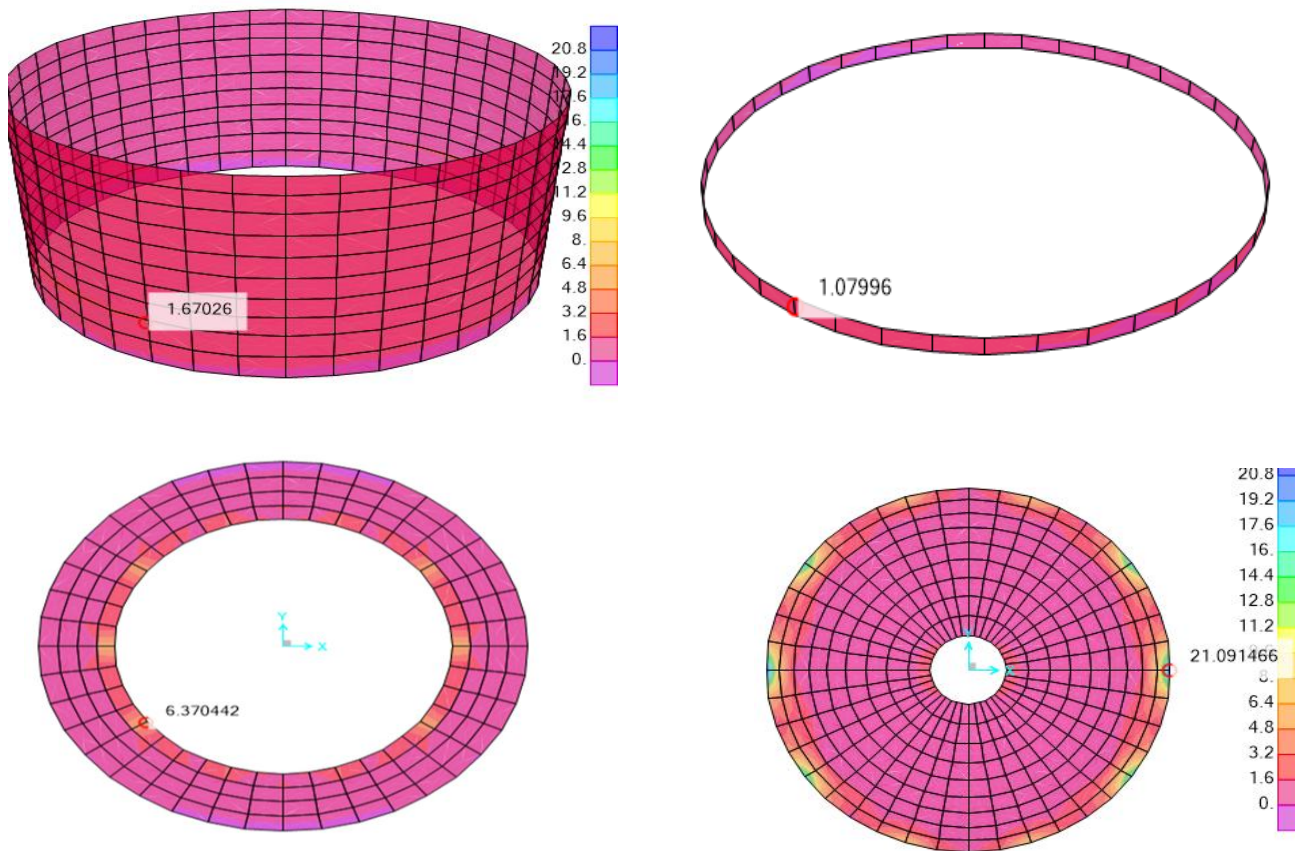


Figura 27. Fuerzas meridionales para Modelo 01

F22 Domo superior=-0.945Ton  
 F22 Viga circular superior=-0.771 Ton  
 F22 En Muro Cilíndrico=1.923 Ton  
 F22Viga circular inferior=2.393 Ton  
 F22 En fondo cónico=59.453 Ton  
 F22 En domo inferior=35.875Ton

**Momentos verticales en el tanque Intze**

Se mostraran los resultados en las partes del tanque donde tendrá mayor efecto los cuales son: Muro cilíndrico, viga circular inferior, el fondo tronco cónico y el domo esférico inferior.

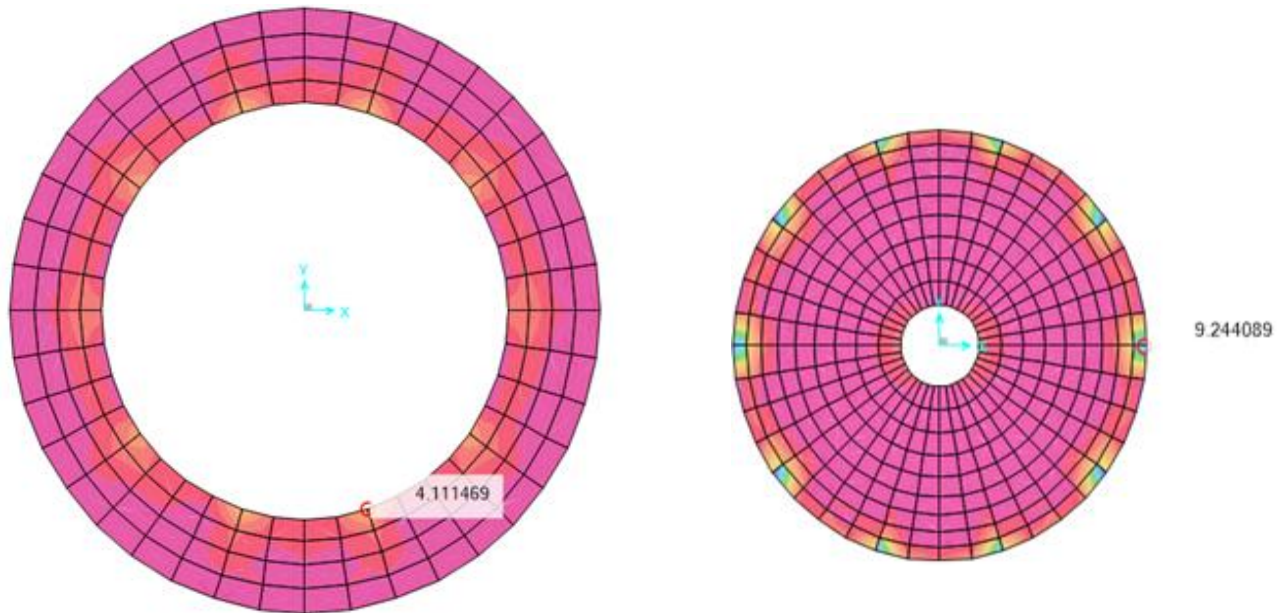


**Figura 28.** Momentos verticales para el Modelo 01

M22 En Muro Cilíndrico=1.67 Ton-m/m  
 M22 En viga circular inferior=1.079Ton-m/m  
 M22 En fondo cónico=6.37 Ton-m/m  
 M22 En domo inferior=21.091 Ton-m/m

### Momentos horizontales en el tanque Intze

Se mostraran los resultados en las partes del tanque donde tendrá mayor efecto los cuales son: el fondo tronco cónico y el domo esférico inferior.



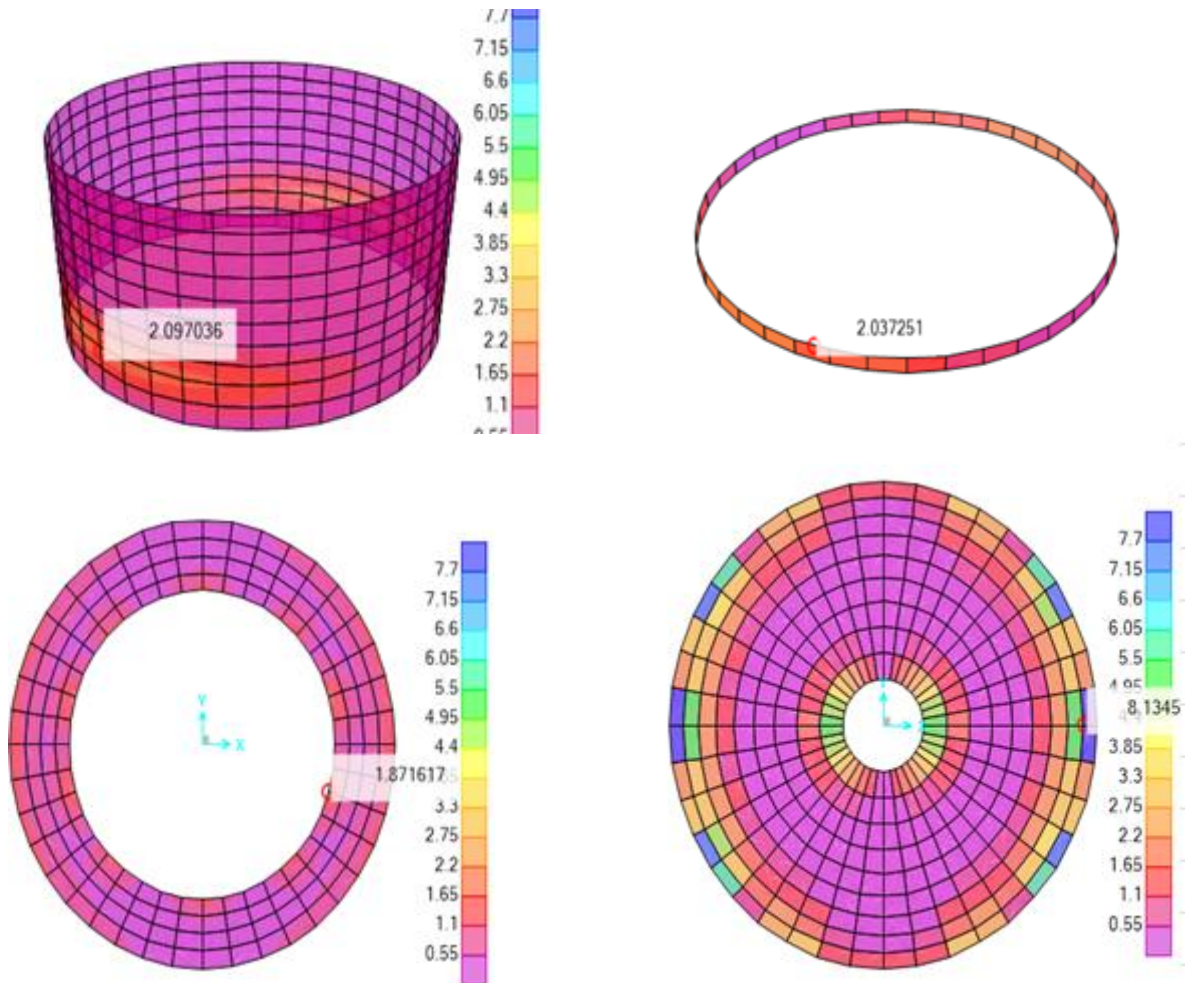
**Figura 29.** Momentos horizontales para el Modelo 01

M11 En fondo cónico=4.11 Ton-m/m

M11 En domo inferior=9.24 Ton-m/m

### Cortantes en el tanque Intze

Se mostraran los resultados en las partes del tanque donde tendrá mayor efecto los cuales son: Muro cilíndrico, viga circular inferior, el fondo tronco cónico y el domo esférico inferior.



**Figura 30.** Cortantes en tanque INTZE para el Modelo 01

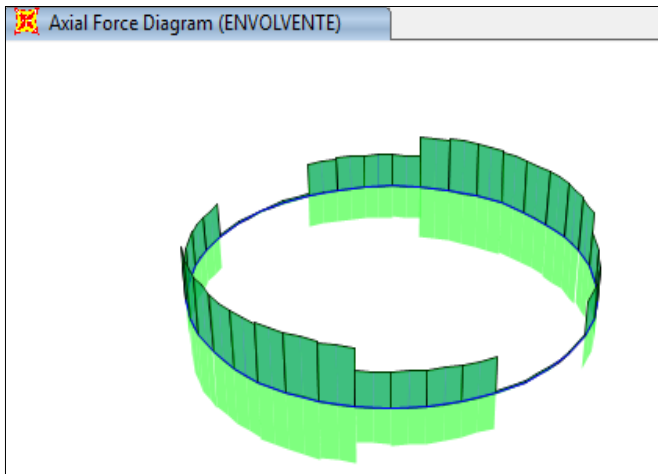
V23 En Muro Cilíndrico=2.10 Ton

V23 En viga circular inferior=2.04 Ton

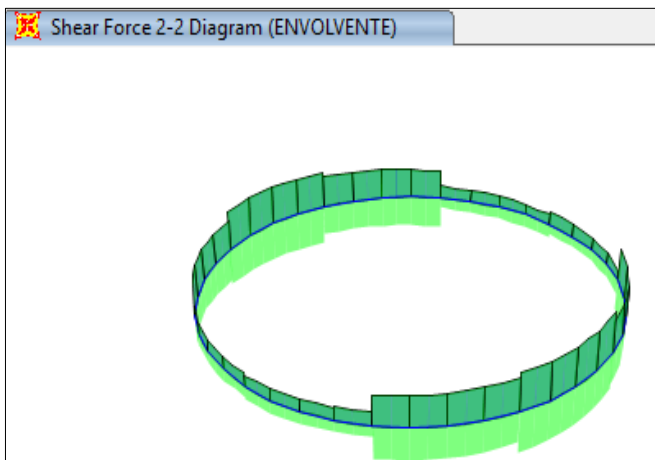
V23 En fondo cónico=1.87 Ton

V23 En domo inferior=8.13 Ton

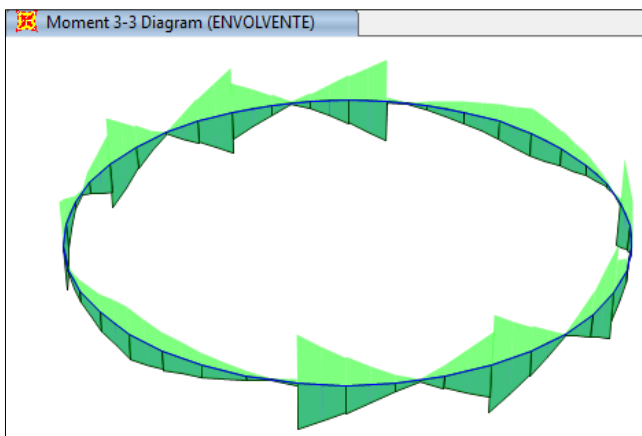
## Fuerzas y momentos en la viga circular de soporte



**Figura 31.** Fuerza anular en viga de soporte del Modelo 01



**Figura 32.** Fuerza cortante en viga de soporte del Modelo 01.

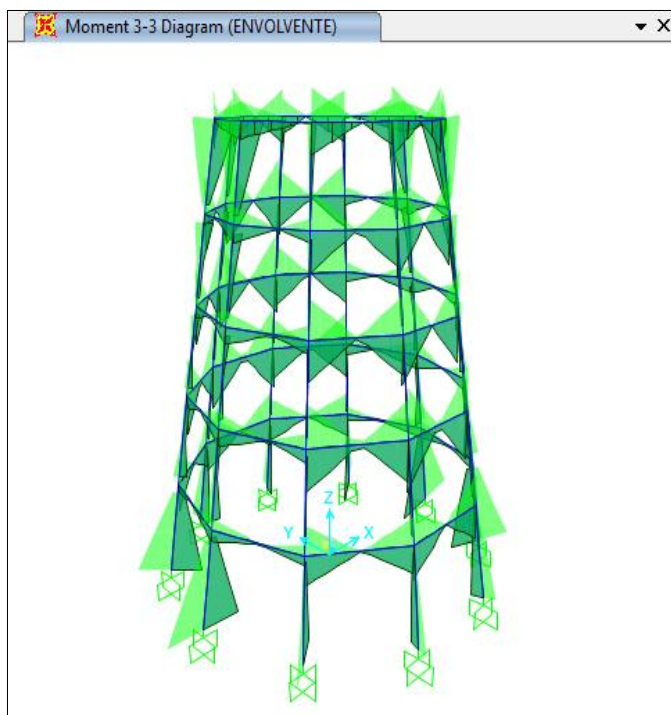


**Figura 33.** Momento flector en viga de soporte del Modelo 01

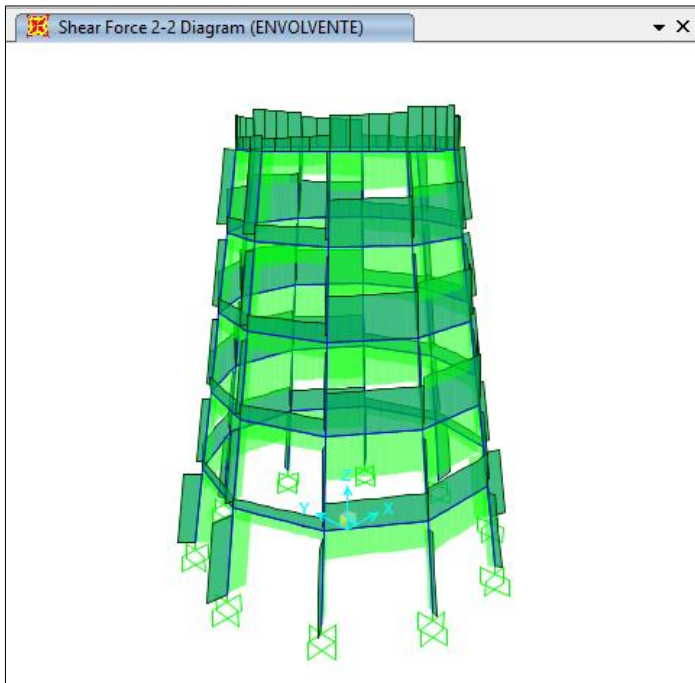
**Tabla 20.** Fuerzas y momentos máximos actuantes en la Viga Circular de Soporte del Modelo 01.

VIGA CIRCULAR de SOPORTE MODELO 01								NIVEL 05
VIGAS	COMBINACION DE CARGA	P (Ton)	V2 (Ton)	V3 (Ton)	T (Tonf-m)	M2 (Tonf-m)	M3 (Tonf-m)	
83	Envolvente	156.83	32.83	41.89	15.25	31.30	87.04	NIVEL 05
84	Envolvente	97.91	79.71	29.92	24.09	25.89	150.72	
85	Envolvente	5.02	97.55	6.62	23.74	10.66	158.92	
86	Envolvente	96.70	79.70	27.52	21.76	24.87	151.72	
87	Envolvente	156.44	32.82	38.38	13.94	29.91	87.49	
88	Envolvente	156.83	32.83	41.89	15.25	31.30	87.04	
89	Envolvente	97.91	79.71	29.92	24.09	25.89	150.72	
90	Envolvente	5.02	97.55	6.62	23.74	10.66	158.92	
91	Envolvente	96.70	79.70	27.52	21.76	24.87	151.72	
92	Envolvente	156.44	32.82	38.38	13.94	29.91	87.49	

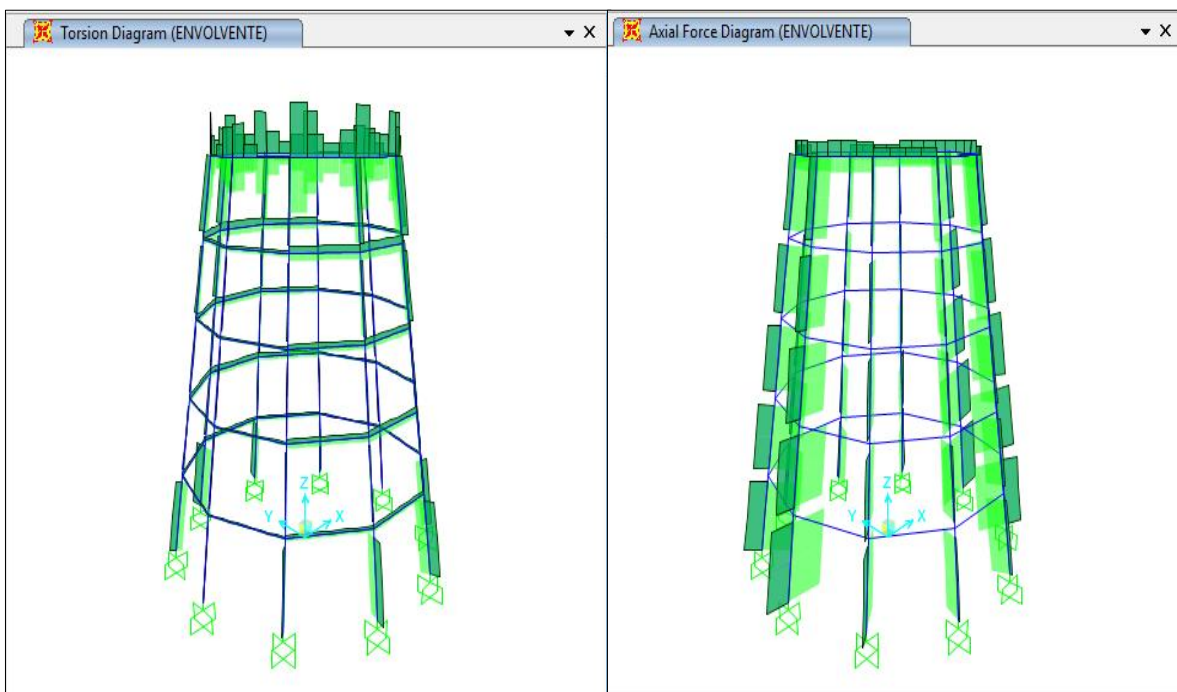
**Fuerzas y momentos en la torre de soporte del MODELO 01**



**Figura 34.** Momento flector en torre de soporte del Modelo 01



**Figura 35.** Cortante en torre de soporte del Modelo 01



**Figura 36.** Torsión y Axial en torre de soporte del Modelo 01

**Tabla 21.** Fuerzas y momentos máximos actuantes en la las vigas de arriostre de la torre de Modelo 01.

VIGAS DE ARRIOSTRE NIVEL 04 MODELO 01								NIVEL 04
VIGAS	CASO DE CARGA	P	V2	V3	T	M2	M3	
		Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m	
53	Envolvente	0.00	42.38	0.00	1.37	0.00	79.31	NIVEL 04
54	Envolvente	0.00	108.51	0.00	3.60	0.00	170.82	
55	Envolvente	0.00	133.77	0.00	4.44	0.00	197.30	
56	Envolvente	0.00	108.51	0.00	3.60	0.00	170.83	
57	Envolvente	0.00	42.39	0.00	1.37	0.00	79.32	
58	Envolvente	0.00	42.38	0.00	1.37	0.00	79.31	
59	Envolvente	0.00	108.51	0.00	3.60	0.00	170.82	
60	Envolvente	0.00	133.77	0.00	4.44	0.00	197.30	
61	Envolvente	0.00	108.51	0.00	3.60	0.00	170.83	
62	Envolvente	0.00	42.39	0.00	1.37	0.00	79.32	
VIGAS DE ARRIOSTRE NIVEL 03 MODELO 01								NIVEL 03
VIGAS	CASO DE CARGA	P	V2	V3	T	M2	M3	
		Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m	
73	Envolvente	0.00	41.48	0.00	0.90	0.00	75.94	NIVEL 03
74	Envolvente	0.00	106.08	0.00	2.35	0.00	176.35	
75	Envolvente	0.00	130.75	0.00	2.91	0.00	209.67	
76	Envolvente	0.00	106.08	0.00	2.35	0.00	176.35	
77	Envolvente	0.00	41.48	0.00	0.90	0.00	75.93	
78	Envolvente	0.00	41.48	0.00	0.90	0.00	75.94	
79	Envolvente	0.00	106.08	0.00	2.35	0.00	176.35	
80	Envolvente	0.00	130.75	0.00	2.91	0.00	209.67	
81	Envolvente	0.00	106.08	0.00	2.35	0.00	176.35	
82	Envolvente	0.00	41.48	0.00	0.90	0.00	75.93	
VIGAS DE ARRIOSTRE NIVEL 02 MODELO 01								NIVEL 02
VIGAS	CASO DE CARGA	P	V2	V3	T	M2	M3	
		Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m	
93	Envolvente	0.00	40.17	0.00	0.88	0.00	80.33	NIVEL 02
94	Envolvente	0.00	102.24	0.00	2.32	0.00	185.93	
95	Envolvente	0.00	125.95	0.00	2.86	0.00	220.86	
96	Envolvente	0.00	102.24	0.00	2.32	0.00	185.93	
97	Envolvente	0.00	40.17	0.00	0.88	0.00	80.33	

98	Envolvente	0.00	40.17	0.00	0.88	0.00	80.33	
99	Envolvente	0.00	102.24	0.00	2.32	0.00	185.93	
100	Envolvente	0.00	125.95	0.00	2.86	0.00	220.86	
101	Envolvente	0.00	102.24	0.00	2.32	0.00	185.93	
102	Envolvente	0.00	40.17	0.00	0.88	0.00	80.33	
<b>VIGAS DE ARRIOSTRE NIVEL 01 MODELO 01</b>								
VIGAS	CASO DE CARGA	P	V2	V3	T	M2	M3	NIVEL 01
		Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m	
103	Envolvente	0.00	27.51	0.00	0.62	0.00	57.62	NIVEL 01
104	Envolvente	0.00	69.03	0.00	1.61	0.00	134.86	
105	Envolvente	0.00	84.88	0.00	1.99	0.00	160.95	
106	Envolvente	0.00	69.02	0.00	1.61	0.00	134.86	
107	Envolvente	0.00	27.51	0.00	0.62	0.00	57.62	
108	Envolvente	0.00	27.51	0.00	0.62	0.00	57.62	
109	Envolvente	0.00	69.03	0.00	1.61	0.00	134.86	
110	Envolvente	0.00	84.88	0.00	1.99	0.00	160.95	
111	Envolvente	0.00	69.02	0.00	1.61	0.00	134.86	
112	Envolvente	0.00	27.51	0.00	0.62	0.00	57.62	

**Tabla 22.** Fuerzas y momentos máximos actuantes en las columnas de la torre de Modelo 01

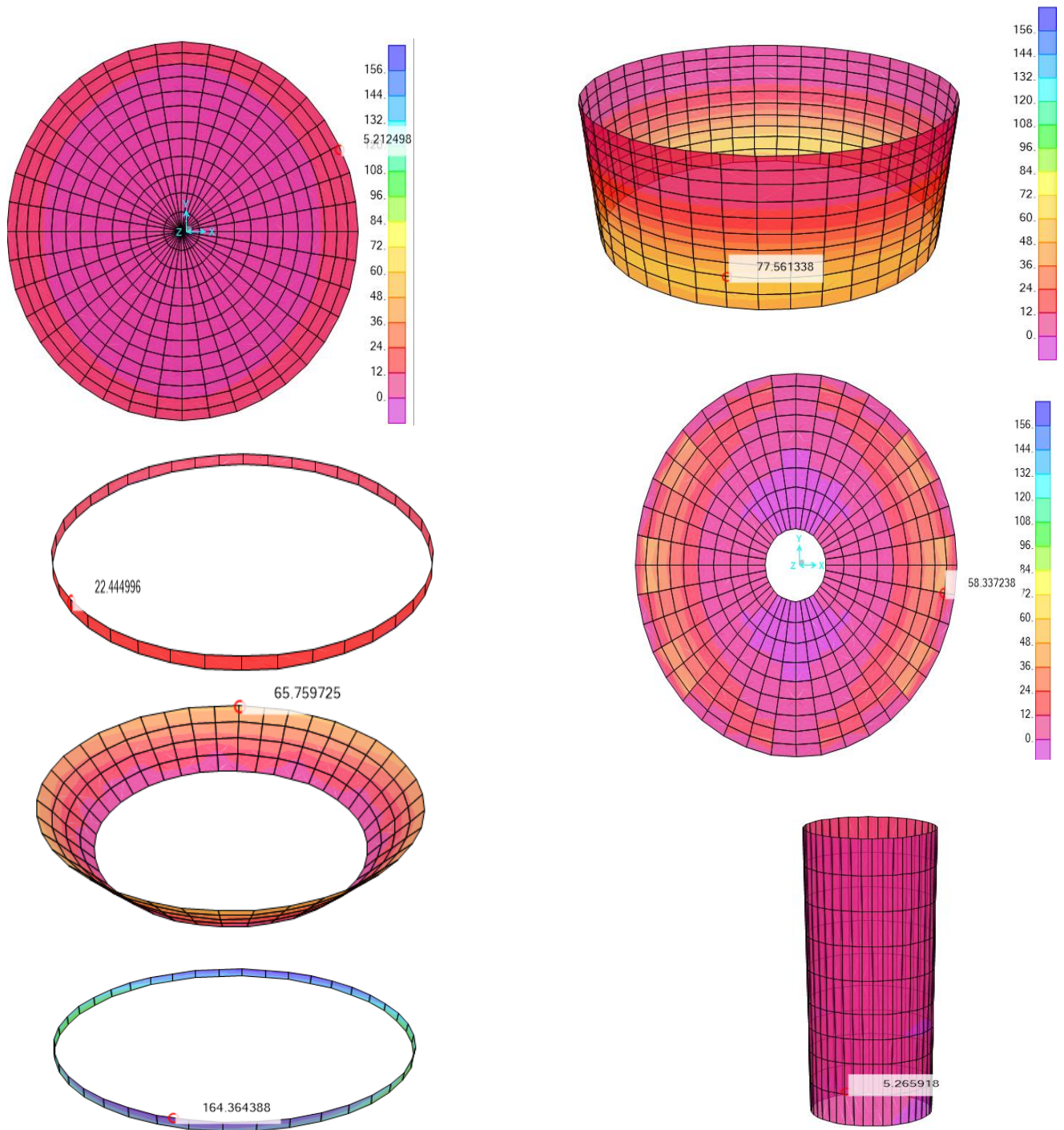
COLUMNAS MODELO 01								NIVEL 05
COLUMNAS	CASO DE CARGA	P	V2	V3	T	M2	M3	
		Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m	
6	Envolvente	257.86	35.52	0.02	0.00	0.06	142.02	NIVEL 05
10	Envolvente	232.37	28.82	58.30	1.94	131.49	114.92	
15	Envolvente	165.64	11.31	94.36	3.14	212.81	44.06	
20	Envolvente	165.65	11.35	94.37	3.15	212.84	44.20	
25	Envolvente	232.37	28.84	58.34	1.94	131.58	115.01	
30	Envolvente	257.86	35.52	0.02	0.00	0.06	142.02	
35	Envolvente	232.37	28.82	58.30	1.94	131.49	114.92	
40	Envolvente	165.64	11.31	94.36	3.14	212.81	44.06	
47	Envolvente	165.65	11.35	94.37	3.15	212.84	44.20	
52	Envolvente	232.37	28.84	58.34	1.94	131.58	115.01	
COLUMNAS NIVEL 04 MODELO 01								NIVEL 04
COLUMNAS	CASO DE CARGA	P	V2	V3	T	M2	M3	
		Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m	

5	Envolvente	332.35	22.24	0.00	0.00	0.01	53.45	NIVEL 04
9	Envolvente	294.66	18.12	68.11	1.08	123.10	43.38	
14	Envolvente	195.98	7.31	110.20	1.75	199.16	17.00	
19	Envolvente	195.98	7.30	110.20	1.75	199.16	16.98	
24	Envolvente	294.66	18.11	68.10	1.08	123.08	43.36	
29	Envolvente	332.35	22.24	0.00	0.00	0.01	53.45	
34	Envolvente	294.66	18.12	68.11	1.08	123.10	43.38	
39	Envolvente	195.98	7.31	110.20	1.75	199.16	17.00	
44	Envolvente	195.98	7.30	110.20	1.75	199.16	16.98	
51	Envolvente	294.66	18.11	68.10	1.08	123.08	43.36	
<b>COLUMNAS NIVEL 03 MODELO 01</b>								NIVEL 03
<b>COLUMNAS</b>	<b>CASO DE CARGA</b>	<b>P</b>	<b>V2</b>	<b>V3</b>	<b>T</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>	
		<b>Tonf</b>	<b>Tonf</b>	<b>Tonf</b>	<b>Tonf-m</b>	<b>Tonf-m</b>	<b>Tonf-m</b>	
4	Envolvente	407.72	15.86	0.00	0.00	0.00	27.25	NIVEL 03
8	Envolvente	357.30	12.95	72.08	0.18	119.94	22.14	
13	Envolvente	227.01	5.32	116.62	0.30	194.07	8.75	
18	Envolvente	227.01	5.32	116.62	0.30	194.07	8.76	
23	Envolvente	357.30	12.95	72.08	0.18	119.94	22.14	
28	Envolvente	407.72	15.86	0.00	0.00	0.00	27.25	
33	Envolvente	357.30	12.95	72.08	0.18	119.94	22.14	
38	Envolvente	227.01	5.32	116.62	0.30	194.07	8.75	
43	Envolvente	227.01	5.32	116.62	0.30	194.07	8.76	
50	Envolvente	357.30	12.95	72.08	0.18	119.94	22.14	
<b>COLUMNAS NIVEL 02 MODELO 01</b>								NIVEL 02
<b>COLUMNAS</b>	<b>CASO DE CARGA</b>	<b>P</b>	<b>V2</b>	<b>V3</b>	<b>T</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>	
		<b>Tonf</b>	<b>Tonf</b>	<b>Tonf</b>	<b>Tonf-m</b>	<b>Tonf-m</b>	<b>Tonf-m</b>	
3	Envolvente	497.81	21.18	0.00	0.00	0.00	45.52	NIVEL 02
7	Envolvente	420.82	17.28	67.65	0.15	112.53	36.92	
12	Envolvente	258.33	7.08	109.46	0.24	182.07	14.43	
17	Envolvente	258.33	7.08	109.46	0.24	182.07	14.43	
22	Envolvente	420.82	17.28	67.65	0.15	112.53	36.92	
27	Envolvente	497.81	21.18	0.00	0.00	0.00	45.52	
32	Envolvente	420.82	17.28	67.65	0.15	112.53	36.92	
37	Envolvente	258.33	7.08	109.46	0.24	182.07	14.43	
42	Envolvente	258.33	7.08	109.46	0.24	182.07	14.43	
49	Envolvente	420.82	17.28	67.65	0.15	112.53	36.92	
<b>COLUMNAS NIVEL 01 MODELO 01</b>								NIVEL 01
<b>COLUMNAS</b>	<b>CASO DE</b>	<b>P</b>	<b>V2</b>	<b>V3</b>	<b>T</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>	

	<b>CARGA</b>	<b>Tonf</b>	<b>Tonf</b>	<b>Tonf</b>	<b>Tonf-m</b>	<b>Tonf-m</b>	<b>Tonf-m</b>	
2	Envolvente	566.48	52.82	0.00	0.00	0.00	221.33	<b>NVEL 01</b>
1	Envolvente	478.93	42.84	46.75	3.28	123.29	179.22	
11	Envolvente	284.80	16.72	75.64	5.31	199.49	68.99	
16	Envolvente	284.80	16.72	75.64	5.31	199.49	68.99	
21	Envolvente	478.93	42.84	46.75	3.28	123.29	179.22	
26	Envolvente	566.48	52.82	0.00	0.00	0.00	221.33	
31	Envolvente	478.93	42.84	46.75	3.28	123.29	179.22	
36	Envolvente	284.80	16.72	75.64	5.31	199.49	68.99	
41	Envolvente	284.80	16.72	75.64	5.31	199.49	68.99	
48	Envolvente	478.93	42.84	46.75	3.28	123.29	179.22	

### 4.3.2. Modelo 02

### Fuerzas anulares e el tanque Intze



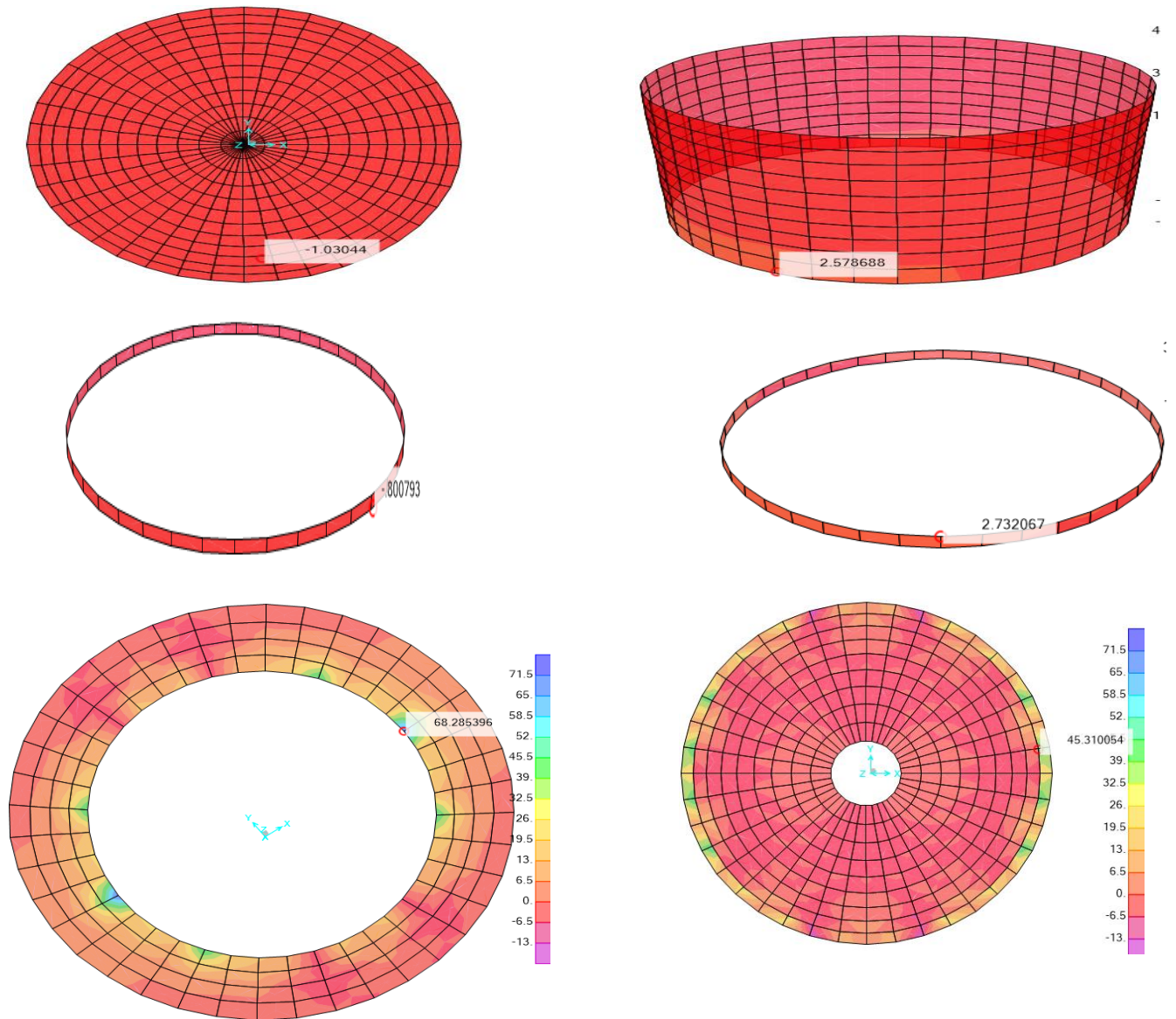
**Figura 37.** Fuerzas anulares en el tanque para el Modelo 02

F11 Domo superior=5.212Ton

F11 Viga circular superior=22.445 Ton

F11 En Muro Cilíndrico=77.561 Ton  
 F11Viga circular inferior=164.364Ton  
 F11 En fondo cónico=65.76 Ton  
 F11 En domo inferior=58.337Ton  
 F11 En chimenea de acceso=5.27Ton

**Fuerzas meridionales en el tanque Intze**



**Figura 38.** Tensiones meridionales para el Modelo 02

F22Domo superior=-1.03Ton  
 F22 Viga circular superior=-0.80 Ton

F22 En Muro Cilíndrico=2.578 Ton

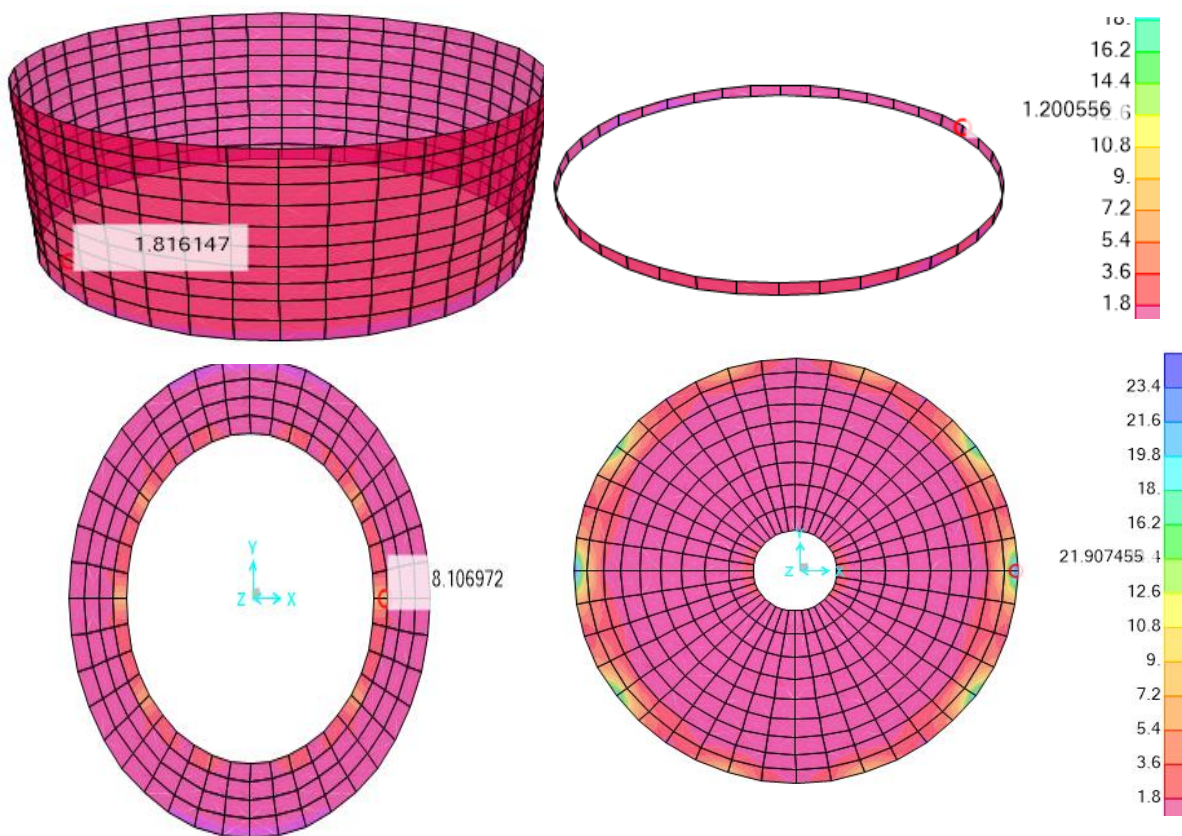
F22Viga circular inferior=2.732Ton

F22 En fondo cónico=68.285 Ton

F22 En domo inferior=45.31Ton

### Momentos verticales en el tanque Intze

Se mostraran los resultados en las partes del tanque donde tendrá mayor efecto los cuales son: Muro cilíndrico, viga circular inferior, el fondo tronco cónico y el domo esférico inferior.



**Figura 39.** Momentos verticales en tanque para el Modelo 02

M22 En Muro Cilíndrico =1.82Ton-m/m

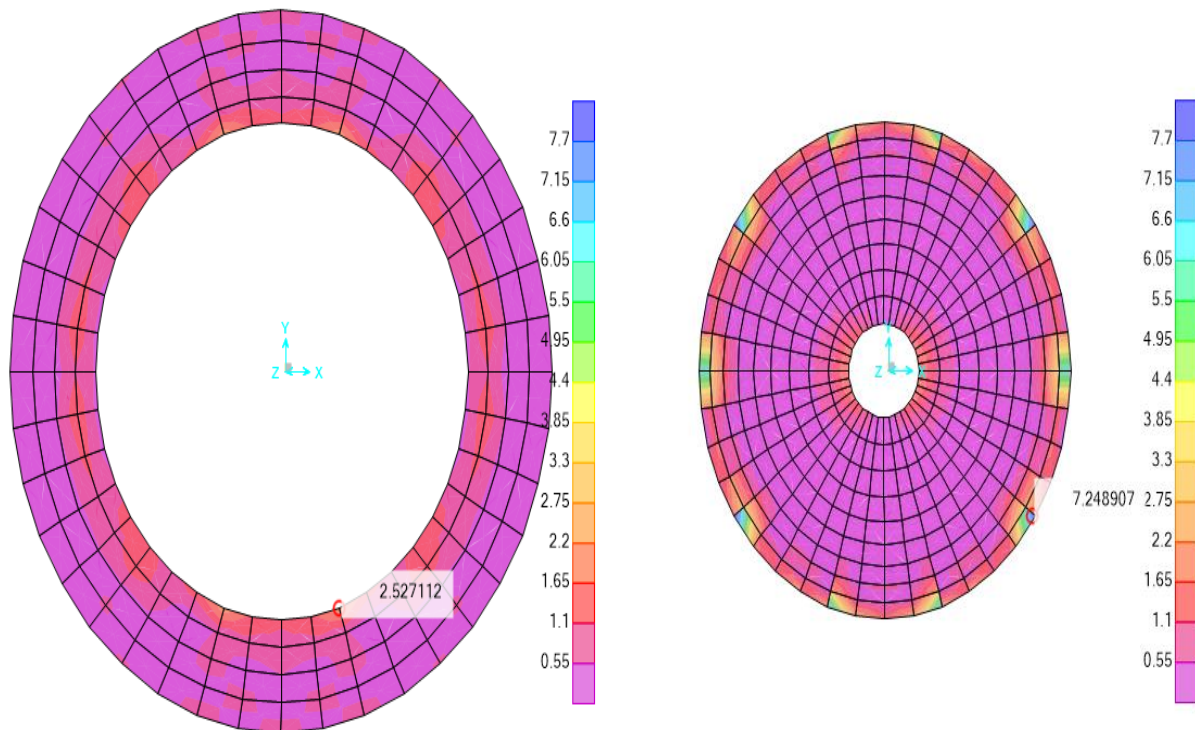
M22 En viga circular inferior=1.20Ton-m/m

M22 En fondo cónico=8.107 Ton-m/m

M22 En domo inferior=21.907 Ton-m/m

## Momentos horizontales en el tanque INTZE

Se mostraran los resultados en las partes del tanque donde tendrá mayor efecto los cuales son: fondo tronco cónico y el domo esférico inferior.



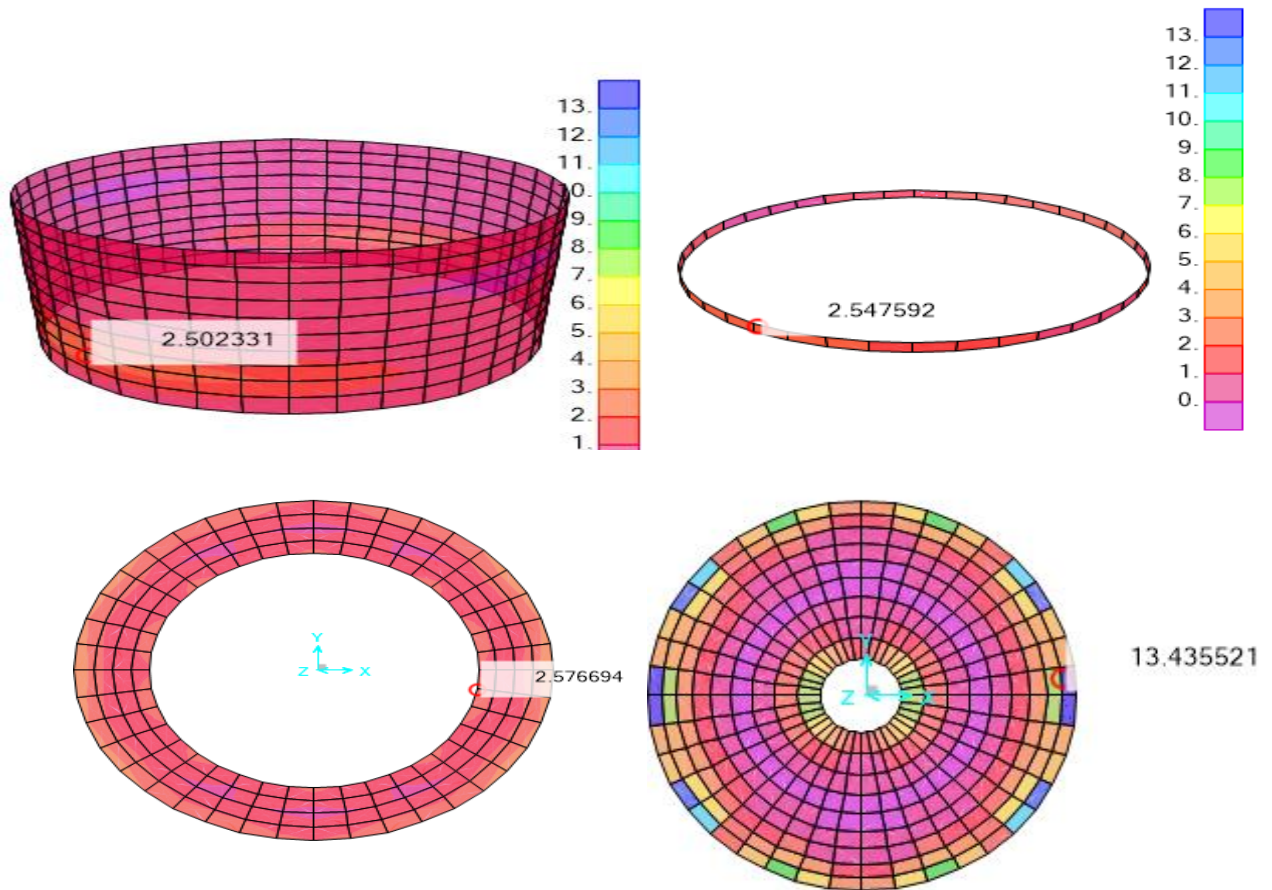
**Figura 40.** Momentos horizontales en tanque para el Modelo 02

M11 En fondo cónico=2.53 Ton-m/m

M11 En domo inferior=7.25 Ton-m/m

### Cortantes en el tanque Intze

Se mostraran los resultados en las partes del tanque donde tendrá mayor efecto los cuales son: Muro cilíndrico, viga circular inferior, el fondo tronco cónico y el domo esférico inferior.



**Figura 41.** Cortantes en tanque para el Modelo 02

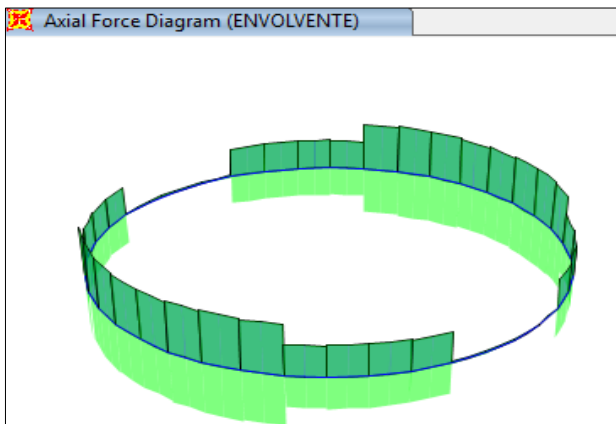
V23 En Muro Cilíndrico=2.50 Ton

V23 En viga circular inferior=2.55 Ton

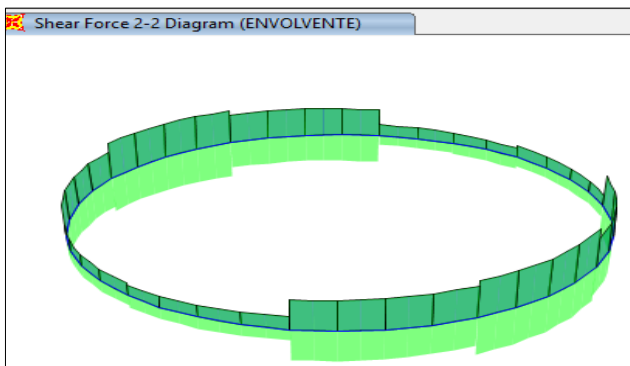
V23 En fondo cónico=2.58 Ton

V23 En domo inferior=13.44 Ton

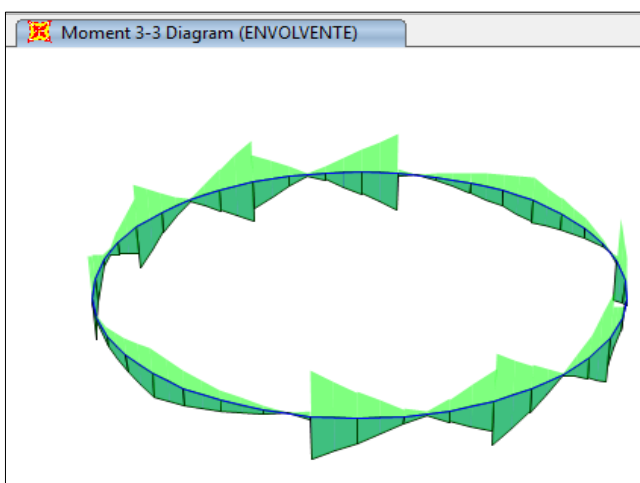
## Fuerzas y momentos en la viga circular de soporte



**Figura 42.** Fuerza anular en viga de soporte del Modelo 02



**Figura 43.** Fuerza cortante en viga de soporte del Modelo 02

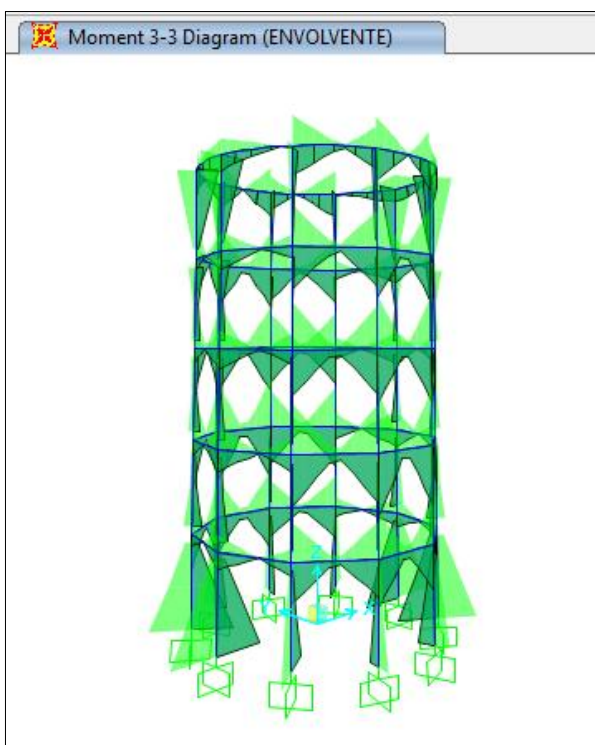


**Figura 44.** Momento flector en viga de soporte del Modelo 02

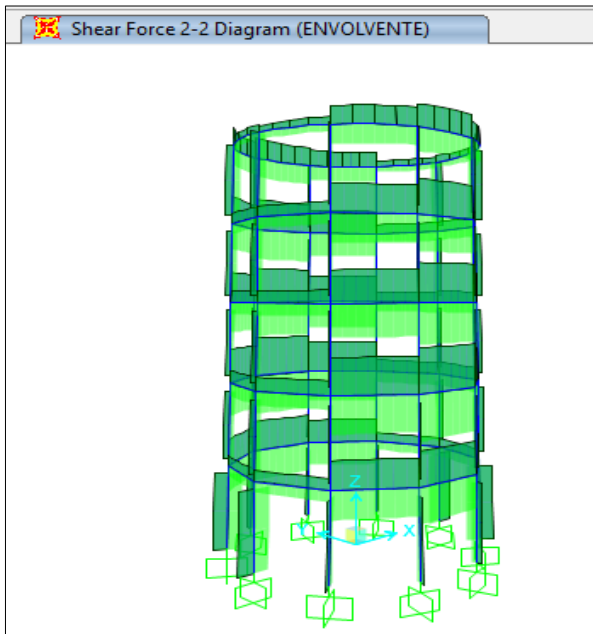
**Tabla 23.** Fuerzas y momentos máximos actuantes en la viga circular de soporte del modelo 02.

VIGA CIRCULAR de SOPORTE MODELO 02								NIVEL 05
VIGAS	COMBINACION DE CARGA	P (Ton)	V2 (Ton)	V3 (Ton)	T (Tonf-m)	M2 (Tonf-m)	M3 (Tonf-m)	
83	Envolvente	177.05	37.43	46.89	17.51	35.05	99.56	NIVEL 05
84	Envolvente	110.35	91.85	33.48	27.61	29.02	174.06	
85	Envolvente	5.35	112.60	7.37	27.19	11.97	184.34	
86	Envolvente	109.00	91.84	30.79	24.92	27.88	175.22	
87	Envolvente	176.55	37.42	42.95	16.00	33.49	100.09	
88	Envolvente	177.05	37.43	46.89	17.51	35.05	99.56	
89	Envolvente	110.35	91.85	33.48	27.61	29.02	174.06	
90	Envolvente	5.35	112.60	7.37	27.19	11.97	184.34	
91	Envolvente	109.00	91.84	30.79	24.92	27.88	175.22	
92	Envolvente	176.55	37.42	42.95	16.00	33.49	100.09	

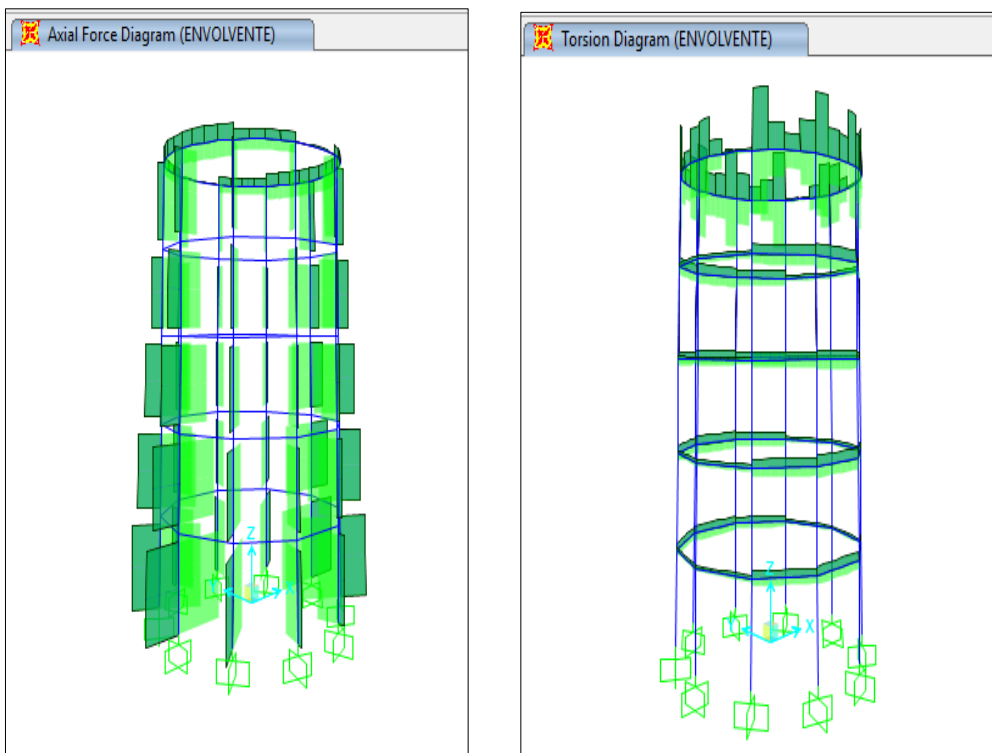
### Fuerzas Y Momentos En La Torre de soporte del MODELO 02



**Figura 45.** Momento flector en torre de soporte del Modelo 02



**Figura 46.** Cortante en torre de soporte del Modelo 02



**Figura 47.** Torsión y Axial en torre de soporte del Modelo 02

**Tabla 24.** Fuerzas y momentos máximos actuantes en la las vigas de arriostre de la torre de Modelo 02.

VIGAS DE ARRIOSTRE NIVEL 04 MODELO 02								NIVEL 04
VIGAS	CASO DE CARGA	P	V2	V3	T	M2	M3	
		Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m	
53	Envolvente	0.00	52.75	0.00	1.65	0.00	106.33	NIVEL 04
54	Envolvente	0.00	135.33	0.00	4.31	0.00	237.98	
55	Envolvente	0.00	166.88	0.00	5.32	0.00	279.08	
56	Envolvente	0.00	135.34	0.00	4.31	0.00	237.99	
57	Envolvente	0.00	52.76	0.00	1.64	0.00	106.35	
58	Envolvente	0.00	52.75	0.00	1.65	0.00	106.33	
59	Envolvente	0.00	135.33	0.00	4.31	0.00	237.98	
60	Envolvente	0.00	166.88	0.00	5.32	0.00	279.08	
61	Envolvente	0.00	135.34	0.00	4.31	0.00	237.99	
62	Envolvente	0.00	52.76	0.00	1.64	0.00	106.35	
VIGAS DE ARRIOSTRE NIVEL 03 MODELO 02								NIVEL 03
VIGAS	CASO DE CARGA	P	V2	V3	T	M2	M3	
		Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m	
73	Envolvente	0.00	58.45	0.00	1.26	0.00	110.14	NIVEL 03
74	Envolvente	0.00	150.40	0.00	3.29	0.00	259.84	
75	Envolvente	0.00	185.53	0.00	4.07	0.00	310.63	
76	Envolvente	0.00	150.40	0.00	3.29	0.00	259.84	
77	Envolvente	0.00	58.45	0.00	1.26	0.00	110.14	
78	Envolvente	0.00	58.45	0.00	1.26	0.00	110.14	
79	Envolvente	0.00	150.40	0.00	3.29	0.00	259.84	
80	Envolvente	0.00	185.53	0.00	4.07	0.00	310.63	
81	Envolvente	0.00	150.40	0.00	3.29	0.00	259.84	
82	Envolvente	0.00	58.45	0.00	1.26	0.00	110.14	
VIGAS DE ARRIOSTRE NIVEL 02 MODELO 02								NIVEL 02
VIGAS	CASO DE CARGA	P	V2	V3	T	M2	M3	
		Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m	
93	Envolvente	0.00	64.65	0.00	1.43	0.00	123.82	NIVEL 02
94	Envolvente	0.00	166.49	0.00	3.73	0.00	288.88	
95	Envolvente	0.00	205.38	0.00	4.62	0.00	343.95	
96	Envolvente	0.00	166.49	0.00	3.73	0.00	288.88	

97	Envolvente	0.00	64.65	0.00	1.43	0.00	123.82	
98	Envolvente	0.00	64.65	0.00	1.43	0.00	123.82	
99	Envolvente	0.00	166.49	0.00	3.73	0.00	288.88	
100	Envolvente	0.00	205.38	0.00	4.62	0.00	343.95	
101	Envolvente	0.00	166.49	0.00	3.73	0.00	288.88	
102	Envolvente	0.00	64.65	0.00	1.43	0.00	123.82	
<b>VIGAS DE ARRIOSTRE NIVEL 01 MODELO 02</b>								<b>NIVEL 01</b>
<b>VIGAS</b>	<b>CASO DE CARGA</b>	<b>P</b>	<b>V2</b>	<b>V3</b>	<b>T</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>	
		<b>Tonf</b>	<b>Tonf</b>	<b>Tonf</b>	<b>Tonf-m</b>	<b>Tonf-m</b>	<b>Tonf-m</b>	
103	Envolvente	0.00	49.40	0.00	1.16	0.00	93.80	<b>NIVEL 01</b>
104	Envolvente	0.00	126.71	0.00	3.03	0.00	219.25	
105	Envolvente	0.00	156.24	0.00	3.74	0.00	261.31	
106	Envolvente	0.00	126.71	0.00	3.03	0.00	219.25	
107	Envolvente	0.00	49.40	0.00	1.16	0.00	93.79	
108	Envolvente	0.00	49.40	0.00	1.16	0.00	93.80	
109	Envolvente	0.00	126.71	0.00	3.03	0.00	219.25	
110	Envolvente	0.00	156.24	0.00	3.74	0.00	261.31	
111	Envolvente	0.00	126.71	0.00	3.03	0.00	219.25	
112	Envolvente	0.00	49.40	0.00	1.16	0.00	93.79	

**Tabla 25.** Fuerzas y momentos máximos actuantes en las columnas de la torre de Modelo 02

<b>COLUMNAS MODELO 02</b>								<b>NIVEL 05</b>
<b>COLUMNAS</b>	<b>CASO DE CARGA</b>	<b>P</b>	<b>V2</b>	<b>V3</b>	<b>T</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>	
		<b>Tonf</b>	<b>Tonf</b>	<b>Tonf</b>	<b>Tonf-m</b>	<b>Tonf-m</b>	<b>Tonf-m</b>	
6	Envolvente	266.77	39.13	0.03	0	0.07	161.6	<b>NIVEL 05</b>
10	Envolvente	239.38	31.65	67.36	0	153.37	130.76	
15	Envolvente	167.69	12.11	109.02	0	248.23	50.11	
20	Envolvente	167.69	12.16	109.03	0	248.27	50.28	
25	Envolvente	239.39	31.68	67.4	0	153.49	130.86	
30	Envolvente	266.77	39.13	0.03	0	0.07	161.6	
35	Envolvente	239.38	31.65	67.36	0	153.37	130.76	
40	Envolvente	167.69	12.11	109.02	0	248.23	50.11	
47	Envolvente	167.69	12.16	109.03	0	248.27	50.28	
52	Envolvente	239.39	31.68	67.4	0	153.49	130.86	
<b>COLUMNAS NIVEL 04 MODELO 02</b>								<b>NIVEL</b>

COLUMNAS	CASO DE CARGA	P	V2	V3	T	M2	M3	04
		Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m	
5	Envolvente	358.68	28.95	0.01	0	0.01	63.02	NIVEL 04
9	Envolvente	315.69	23.47	80.15	0	140.02	51.07	
14	Envolvente	203.14	9.09	129.68	0	226.55	19.76	
19	Envolvente	203.14	9.08	129.68	0	226.54	19.73	
24	Envolvente	315.69	23.46	80.14	0	140	51.05	
29	Envolvente	358.68	28.95	0.01	0	0.01	63.02	
34	Envolvente	315.69	23.47	80.15	0	140.02	51.07	
39	Envolvente	203.14	9.09	129.68	0	226.55	19.76	
44	Envolvente	203.14	9.08	129.68	0	226.54	19.73	
51	Envolvente	315.69	23.46	80.14	0	140	51.05	
<b>COLUMNAS NIVEL 03 MODELO 02</b>								
COLUMNAS	CASO DE CARGA	P	V2	V3	T	M2	M3	NIVEL 03
		Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m	
4	Envolvente	475.28	20.64	0	0	0	46.3	NIVEL 03
8	Envolvente	399.97	16.72	89.93	0	151.75	37.5	
13	Envolvente	241.97	6.47	145.51	0	245.54	14.46	
18	Envolvente	241.97	6.47	145.51	0	245.54	14.46	
23	Envolvente	399.97	16.73	89.93	0	151.76	37.5	
28	Envolvente	475.28	20.64	0	0	0	46.3	
33	Envolvente	399.97	16.72	89.93	0	151.75	37.5	
38	Envolvente	241.97	6.47	145.51	0	245.54	14.46	
43	Envolvente	241.97	6.47	145.51	0	245.54	14.46	
50	Envolvente	399.97	16.73	89.93	0	151.76	37.5	
<b>COLUMNAS NIVEL 02 MODELO 02</b>								
COLUMNAS	CASO DE CARGA	P	V2	V3	T	M2	M3	NIVEL 02
		Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m	
3	Envolvente	612.47	27.15	0	0	0	72.8	NIVEL 02
7	Envolvente	513.05	21.99	89.47	0	154.69	58.95	
12	Envolvente	284.14	8.5	144.77	0	250.29	22.69	
17	Envolvente	284.14	8.5	144.77	0	250.29	22.69	
22	Envolvente	513.05	21.99	89.47	0	154.69	58.95	
27	Envolvente	612.47	27.15	0	0	0	72.8	
32	Envolvente	513.05	21.99	89.47	0	154.69	58.95	
37	Envolvente	284.14	8.5	144.77	0	250.29	22.69	
42	Envolvente	284.14	8.5	144.77	0	250.29	22.69	

49	Envolvente	513.05	21.99	89.47	0	154.69	58.95	
<b>COLUMNAS NIVEL 01 MODELO 02</b>								
COLUMNAS	CASO DE CARGA	P	V2	V3	T	M2	M3	NIVEL 01
		Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m	
2	Envolvente	719.8	72.63	0	0	0	312.71	NIVEL 01
1	Envolvente	602.18	58.77	63.99	0	171.89	253.01	
11	Envolvente	319.28	22.5	103.54	0	278.12	96.7	
16	Envolvente	319.28	22.5	103.54	0	278.12	96.7	
21	Envolvente	602.18	58.77	63.99	0	171.89	253.01	
26	Envolvente	719.8	72.63	0	0	0	312.71	
31	Envolvente	602.18	58.77	63.99	0	171.89	253.01	
36	Envolvente	319.28	22.5	103.54	0	278.12	96.7	
41	Envolvente	319.28	22.5	103.54	0	278.12	96.7	
48	Envolvente	602.18	58.77	63.99	0	171.89	253.01	

#### 4.4. Comparación de resultados

##### 4.4.1. Desplazamiento lateral

Para la comparación del desplazamiento tomaremos el desplazamiento de la esquina del domo superior para cada modelo y solo para caso de carga de sismo como se puede apreciar en las tablas 16 y 18 pertenecientes al modelo 01 con columnas inclinadas y las tablas 17 y 19 pertenecientes al modelo 02 con columnas verticales muestran lo siguiente:

##### **Sismo estático**

$\Delta$  Lateral Modelo 01 = 5.20 cm

$\Delta$  Lateral Modelo 02 = 8.68 cm

##### **Sismo Dinámico**

$\Delta$  Lateral Modelo 01 = 5.47 cm

$\Delta$  Lateral Modelo 02 = 9.29 cm

Por lo tanto como se puede apreciar para el sismo estático y dinámico el Modelo 02 presenta mayor desplazamiento lateral.

##### 4.4.2. Desplazamientos laterales relativos admisibles

Para la comparación de los desplazamientos relativos admisibles consideramos lo indicado por la norma E-030 del RNE, Como se puede

apreciar en las tablas 16 y 18 pertenecientes al modelo 01 y las tablas 17 y 19 pertenecientes al modelo 02 .

### Sismo estático

Para el modelo 01 se muestra en la tabla 16 en la cual se muestran resultados menores a 0.007 el máximo permitido para concreto armado según la norma E-030.

Para el modelo 02 se muestra en la tabla 17 en la cual se muestran resultados mayores a 0.007 en la mayoría de los niveles

### Sismo Dinámico

Para el modelo 01 se muestra en la tabla 18 en la cual se muestran resultados menores a 0.007 el máximo permitido para concreto armado según la norma E-030. Para el modelo 02 se muestra en la tabla 19 en la cual se muestran resultados mayores a 0.007 en la mayoría de los niveles

#### 4.4.3. Comparación de fuerzas y momentos actuantes en el tanque

##### Intze

**Tabla 26.** Comparación de fuerzas anulares entre ambos modelos

FUERZA ANULAR			
ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL TANQUE	MODELO 01	MODELO 02	% VARIACION DE CARGA
	Ton	Ton	
F <sub>11</sub> Domo superior	5.211	5.212	0.02%
F <sub>11</sub> Viga circular superior	21.594	22.445	3.94%
F <sub>11</sub> En Muro Cilíndrico	77.145	77.561	0.54%
F <sub>11</sub> Viga circular inferior	159.748	164.364	2.89%
F <sub>11</sub> En fondo cónico	61.854	65.76	6.31%
F <sub>11</sub> En domo inferior	40.854	58.337	42.79%
F <sub>11</sub> En chimenea de acceso	5.217	5.27	1.02%

**Tabla 27.** Comparación de fuerzas meridionales entre ambos modelos

<b>FUERZA MERIDIONAL</b>			
<b>ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL TANQUE</b>	<b>MODELO 01</b>	<b>MODELO 02</b>	<b>% VARIACION DE CARGA</b>
	<b>Ton</b>	<b>Ton</b>	
F <sub>22</sub> Domo superior	-0.945	-1.03	8.99%
F <sub>22</sub> Viga circular superior	-0.771	-0.8	3.76%
F <sub>22</sub> En Muro Cilíndrico	1.923	2.578	34.06%
F <sub>22</sub> Viga circular inferior	2.393	2.732	14.17%
F <sub>22</sub> En fondo cónico	59.453	68.285	14.86%
F <sub>22</sub> En domo inferior	35.875	45.31	26.30%

**Tabla 28.** Comparación de momentos verticales entre ambos modelos

<b>MOMENTO VERTICAL</b>			
<b>ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL TANQUE</b>	<b>MODELO 01</b>	<b>MODELO 02</b>	<b>% VARIACIÓN DE CARGA</b>
	<b>Ton-m/m</b>	<b>Ton-m/m</b>	
M <sub>22</sub> Muro Cilíndrico	1.67	1.82	8.98%
M <sub>22</sub> viga circular inferior	1.079	1.2	11.21%
M <sub>22</sub> En fondo cónico	6.37	8.107	27.27%
M <sub>22</sub> En domo inferior	21.091	21.907	3.87%

**Tabla 29.** Comparación de momentos horizontales entre ambos modelos.

<b>MOMENTO HORIZONTAL</b>			
<b>ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL TANQUE</b>	<b>MODELO 01</b>	<b>MODELO 02</b>	<b>% VARIACION DE CARGA</b>
	<b>Ton-m/m</b>	<b>Ton-m/m</b>	
M <sub>11</sub> En fondo cónico	4.11	2.53	38.44%
M <sub>11</sub> En domo inferior	9.24	7.25	21.54%

Como se puede apreciar en los cuadros anteriores el tanque INTZE presenta mayores esfuerzos en el modelo 1 que en el 2, sin embargo los momentos horizontales sucede lo contrario pero son mínimos en comparación con los demás esfuerzos actuantes en el tanque INTZE.

**Tabla 30.** Comparación de cortantes entre ambos modelos

CORTANTES			
ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL TANQUE	MODELO 01	MODELO 02	% VARIACIÓN DE CARGA
	Ton	Ton	
V <sub>23</sub> Muro Cilíndrico	2.10	2.50	19.05%
V <sub>23</sub> viga circular inferior	2.04	2.55	25.00%
V <sub>23</sub> En fondo cónico	1.87	2.58	37.97%
V <sub>23</sub> En domo inferior	8.13	13.44	65.31%

#### 4.4.4. Comparación de fuerzas y momentos actuantes en la viga circular de soporte

Se Presenta una tabla en la cual se muestra en que porcentaje varían los esfuerzos actuantes del Modelo 02 con respecto al Modelo 01 basados en las tablas 20y 23.

**Tabla 31.** Comparación de fuerzas y momentos en viga circular de soporte.

DIFERENCIA EN PORCENTAJE DE LAS FUERZAS APLICADAS EN VIGA CIRCCULAR DE SOPORTE ENTRE LOS MODELOS							
VIGA DE APOYO	T-ANULAR	V2	V3	T	M2	M3	NIVEL 05
	%	%	%	%	%	%	
83	12.89%	14.02%	11.95%	14.84%	12.00%	14.39%	NIVEL 05
84	12.70%	15.24%	11.89%	14.65%	12.09%	15.49%	
85	6.57%	15.42%	11.32%	14.52%	12.26%	16.00%	
86	12.72%	15.23%	11.85%	14.51%	12.07%	15.49%	
87	12.86%	14.01%	11.89%	14.81%	11.97%	14.39%	
88	12.89%	14.02%	11.95%	14.84%	12.00%	14.39%	
89	12.70%	15.24%	11.89%	14.65%	12.09%	15.49%	
90	6.57%	15.42%	11.32%	14.52%	12.26%	16.00%	
91	12.72%	15.23%	11.85%	14.51%	12.07%	15.49%	
92	12.86%	14.01%	11.89%	14.81%	11.97%	14.39%	

Como se puede observar en los valores porcentuales el Modelo 02 presenta mayores esfuerzos en la viga circular de soporte que el Modelo 01.

#### 4.4.5. Comparación de fuerzas y momentos actuantes en torres de soporte

##### Comparación de las columnas del nivel 05

**Tabla 32.** Comparación de fuerzas cortantes y momentos flectores en columnas del nivel 05 de los soportes.

DIFERENCIA DE FUERZAS Y MOMENTOS APLICADOS A LAS COLUMNAS ENTRE LOS MODELOS 1Y2						NIVEL 05
COLUMNAS	P %	V2 %	V3 %	M2 %	M3 %	
6	3.46%	10.17%	26.27%	26.68%	13.79%	NIVEL 05
10	3.02%	9.83%	15.53%	16.64%	13.78%	
15	1.24%	7.12%	15.53%	16.64%	13.72%	
20	1.23%	7.20%	15.53%	16.64%	13.76%	
25	3.02%	9.85%	15.54%	16.65%	13.79%	
30	3.46%	10.17%	26.27%	26.68%	13.79%	
35	3.02%	9.83%	15.53%	16.64%	13.78%	
40	1.24%	7.12%	15.53%	16.64%	13.72%	
47	1.23%	7.20%	15.53%	16.64%	13.76%	
52	3.02%	9.85%	15.54%	16.65%	13.79%	

**Tabla 33.** Comparación de momento torsor en columnas del nivel 05 de los soportes

COLUMNAS	COLUMNAS MODELO 01	COLUMNAS MODELO 02	NIVEL 05
	T (Tonf-m)	T(Tonf-m)	
6	0.00	0.00	NIVEL 05
10	1.94	0.00	
15	3.14	0.00	
20	3.15	0.00	
25	1.94	0.00	
30	0.00	0.00	
35	1.94	0.00	
40	3.14	0.00	
47	3.15	0.00	
52	1.94	0.00	

Como se puede observar en la tabla 26 el modelo 2 presenta cortantes y momentos flectores más elevados que el modelo 01 sin embargo como se aprecia en la tabla 27 el modelo 02 no presenta momentos torsores a diferencia del modelo 01 que si posee torsión moderada en sus columnas

### Comparación de vigas de arriostre en nivel 04

Para las vigas de arriostre no se comparara carga axial , cortante en la dirección 3 y el momento en la dirección 2 ya que son mínimos y no influyen de manera trascendente en el comportamiento estructural .

**Tabla 34.** Comparación de cortantes y momentos para vigas de arriostre en el nivel 04 para ambos modelos.

VIGAS NIVEL 04				NIVEL 04
VIGAS DE ARRIOSTRE	V2	T	M3	
	%	%	%	
53	24.46%	19.78%	34.07%	NIVEL 04
54	24.72%	19.78%	39.32%	
55	24.75%	19.77%	41.45%	
56	24.72%	19.77%	39.32%	
57	24.46%	19.76%	34.08%	
58	24.46%	19.78%	34.07%	
59	24.72%	19.78%	39.32%	
60	24.75%	19.77%	41.45%	
61	24.72%	19.77%	39.32%	
62	24.46%	19.76%	34.08%	

### Comparación de las columnas del nivel 04

**Tabla 35.** Comparación de fuerzas cortantes y momentos flectores en columnas del nivel 04 de los soportes

DIFERENCIA DE FUERZAS Y MOMENTOS APLICADOS A LAS COLUMNAS ENTRE LOS MODELOS 1Y2						NIVEL 04
COLUMNAS	P	V2	V3	M2	M3	
	%	%	%	%	%	
82	7.92%	30.18%	27.66%	29.19%	17.91%	NIVEL 04
97	7.14%	29.53%	17.68%	13.75%	17.73%	
102	3.65%	24.37%	17.68%	13.75%	16.22%	
107	3.65%	24.36%	17.68%	13.75%	16.20%	
112	7.14%	29.53%	17.68%	13.75%	17.73%	
117	7.92%	30.18%	27.66%	29.32%	17.91%	
122	7.14%	29.53%	17.68%	13.75%	17.73%	
127	3.65%	24.37%	17.68%	13.75%	16.22%	
132	3.65%	24.36%	17.68%	13.75%	16.20%	
137	7.14%	29.53%	17.68%	13.75%	17.73%	

Los porcentajes negativos indican en este caso que el momento en la dirección 3 es mayor para el Modelo 01 pero como se observa es como máximo 2.78%

**Tabla 36.** Comparación de momento torsor en columnas del nivel 04 de los soportes.

COLUMNAS	COLUMNAS MODELO 01	COLUMNAS MODELO 02	NIVEL 04
	T (Tonf-m)	T(Tonf-m)	
82	0.00	0.00	NIVEL 04
97	1.08	0.00	
102	1.75	0.00	
107	1.75	0.00	
112	1.08	0.00	
117	0.00	0.00	
122	1.08	0.00	
127	1.75	0.00	
132	1.75	0.00	
137	1.08	0.00	

Al igual que en el nivel 05 el torsor predominante es en las columnas del modelo 02 pero en menor porcentaje que en el anterior.

### Comparación de vigas de arriostre en nivel 03.

**Tabla 37.** Comparación de cortantes y momentos para vigas de arriostre en el nivel 03 para ambos modelos.

VIGAS NIVEL 03				NIVEL 03
VIGAS DE ARRIOSTRE	V2	T	M3	
	%	%	%	
73	40.91%	39.95%	45.05%	NIVEL 03
74	41.78%	39.95%	47.34%	
75	41.89%	39.95%	48.15%	
76	41.78%	39.95%	47.34%	
77	40.91%	39.95%	45.05%	
78	40.91%	39.95%	45.05%	
79	41.78%	39.95%	47.34%	
80	41.89%	39.95%	48.15%	
81	41.78%	39.95%	47.34%	
82	40.91%	39.95%	45.05%	

### Comparación de las columnas del nivel 03

**Tabla 38.** Comparación de fuerzas cortantes y momentos flectores en columnas del nivel 03 de los soportes

DIFERENCIA DE FUERZAS Y MOMENTOS APLICADOS A LAS COLUMNAS ENTRE LOS MODELOS 1Y2						NIVEL 03
COLUMNAS	P	V2	V3	M2	M3	
	%	%	%	%	%	
4	16.57%	30.11%	50.68%	45.31%	69.91%	NIVEL 03
8	11.94%	29.14%	24.77%	26.52%	69.41%	
13	6.59%	21.55%	24.77%	26.52%	65.25%	
18	6.59%	21.55%	24.77%	26.52%	65.17%	
23	11.94%	29.14%	24.77%	26.52%	69.39%	
28	16.57%	30.11%	51.45%	46.07%	69.91%	
33	11.94%	29.14%	24.77%	26.52%	69.41%	
38	6.59%	21.55%	24.77%	26.52%	65.25%	
43	6.59%	21.55%	24.77%	26.52%	65.17%	
50	11.94%	29.14%	24.77%	26.52%	69.39%	

**Tabla 39.** Comparación de momento torsor en columnas del nivel 03 de los soportes.

COLUMNAS	COLUMNAS MODELO 01	COLUMNAS MODELO 02	NIVEL 03
	T (Tonf-m)	T(Tonf-m)	
4	0.00	0.00	NIVEL 03
8	0.18	0.00	
13	0.30	0.00	
18	0.30	0.00	
23	0.18	0.00	
28	0.00	0.00	
33	0.18	0.00	
38	0.30	0.00	
43	0.30	0.00	
50	0.18	0.00	

Como se puede apreciar la torsión en las columnas del modelo 01 va disminuyendo considerablemente en el nivel 03.

### Comparación de vigas de arriostre en nivel 02.

**Tabla 40.** Comparación de cortantes y momentos para vigas de arriostre en el nivel 02 para ambos modelos.

VIGAS NIVEL 02				NIVEL 02
VIGAS DE ARRIOSTRE	V2	T	M3	
	%	%	%	
93	60.96%	61.27%	54.15%	NIVEL 02
94	62.84%	61.27%	55.37%	
95	63.07%	61.27%	55.74%	
96	62.84%	61.27%	55.37%	
97	60.96%	61.27%	54.15%	
98	60.96%	61.27%	54.15%	
99	62.84%	61.27%	55.37%	
100	63.07%	61.27%	55.74%	
101	62.84%	61.27%	55.37%	
102	60.96%	61.27%	54.15%	

### Comparación de las columnas del nivel 02

**Tabla 41.** Comparación de fuerzas cortantes y momentos flectores en columnas del nivel 02 de los soportes.

DIFERENCIA DE FUERZAS Y MOMENTOS APLICADOS A LAS COLUMNAS ENTRE LOS MODELOS 1Y2						NIVEL 02
COLUMNAS	P	V2	V3	M2	M3	
	%	%	%	%	%	
3	23.03%	28.17%	8.41%	8.82%	59.94%	NIVEL 02
7	21.92%	27.26%	32.26%	37.47%	59.65%	
12	9.99%	20.11%	32.26%	37.47%	57.22%	
17	9.99%	20.10%	32.26%	37.47%	57.22%	
22	21.92%	27.26%	32.26%	37.47%	59.65%	
27	23.03%	28.17%	8.48%	7.77%	59.94%	
32	21.92%	27.26%	32.26%	37.47%	59.65%	
37	9.99%	20.11%	32.26%	37.47%	57.22%	
42	9.99%	20.10%	32.26%	37.47%	57.22%	
49	21.92%	27.26%	32.26%	37.47%	59.65%	

**Tabla 42.** Comparación de momento torsor en columnas del nivel 02 de los soportes

COLUMNAS	COLUMNAS MODELO 01	COLUMNAS MODELO 02	NIVEL 02
	T (Tonf-m)	T(Tonf-m)	
3	0.00	0.00	NIVEL 02
7	0.15	0.00	
12	0.24	0.00	
17	0.24	0.00	
22	0.15	0.00	
27	0.00	0.00	
32	0.15	0.00	
37	0.24	0.00	
42	0.24	0.00	
49	0.15	0.00	

**Comparación de vigas de arriostre en nivel 01.**

**Tabla 43.** Comparación de cortantes y momentos para vigas de arriostre en el nivel 02 para ambos modelos.

VIGAS NIVEL 01				NIVEL 01
VIGAS DE ARRIOSTRE	V2	T	M3	
	%	%	%	
103	79.58%	87.83%	62.77%	NIVEL 01
104	83.57%	87.83%	62.58%	
105	84.07%	87.83%	62.35%	
106	83.57%	87.83%	62.58%	
107	79.58%	87.83%	62.77%	
108	79.58%	87.83%	62.77%	
109	83.57%	87.83%	62.58%	
110	84.07%	87.83%	62.35%	
111	83.57%	87.83%	62.58%	
112	79.58%	87.83%	62.77%	

Las vigas del nivel 01 pertenecientes al modelo 02 casi duplican la torsión de las vigas del modelo 01 para ese mismo nivel.

### Comparación de las columnas del nivel 01

**Tabla 44.** Comparación de fuerzas cortantes y momentos flectores en columnas del nivel 01 de los soportes.

DIFERENCIA DE FUERZAS Y MOMENTOS APLICADOS A LAS COLUMNAS ENTRE LOS MODELOS 1Y2						NIVEL 01
COLUMNAS	P	V2	V3	M2	M3	
	%	%	%	%	%	
2	27.06%	37.52%	0.00%	0.00%	41.29%	NIVEL 01
1	25.74%	37.20%	36.88%	39.42%	41.17%	
11	12.10%	34.59%	36.88%	39.42%	40.17%	
16	12.10%	34.59%	36.88%	39.42%	40.17%	
21	25.74%	37.20%	36.88%	39.42%	41.17%	
26	27.06%	37.52%	-2.68%	0.00%	41.29%	
31	25.74%	37.20%	36.88%	39.42%	41.17%	
36	12.10%	34.59%	36.88%	39.42%	40.17%	
41	12.10%	34.59%	36.88%	39.42%	40.17%	
48	25.74%	37.20%	36.88%	39.42%	41.17%	

**Tabla 45.** Comparación de momento torsor en columnas del nivel 01 de los soportes

COLUMNAS	COLUMNAS MODELO 01	COLUMNAS MODELO 02	NIVEL 01
	T (Tonf-m)	T (Tonf-m)	
2	0.00	0.00	NIVEL 01
1	3.28	0.00	
11	5.31	0.00	
16	5.31	0.00	
21	3.28	0.00	
26	0.00	0.00	
31	3.28	0.00	
36	5.31	0.00	
41	5.31	0.00	
48	3.28	0.00	

## 4.5. Graficas comparativas

### 4.5.1. Viga circular de soporte

Carga axial en viga de soporte:

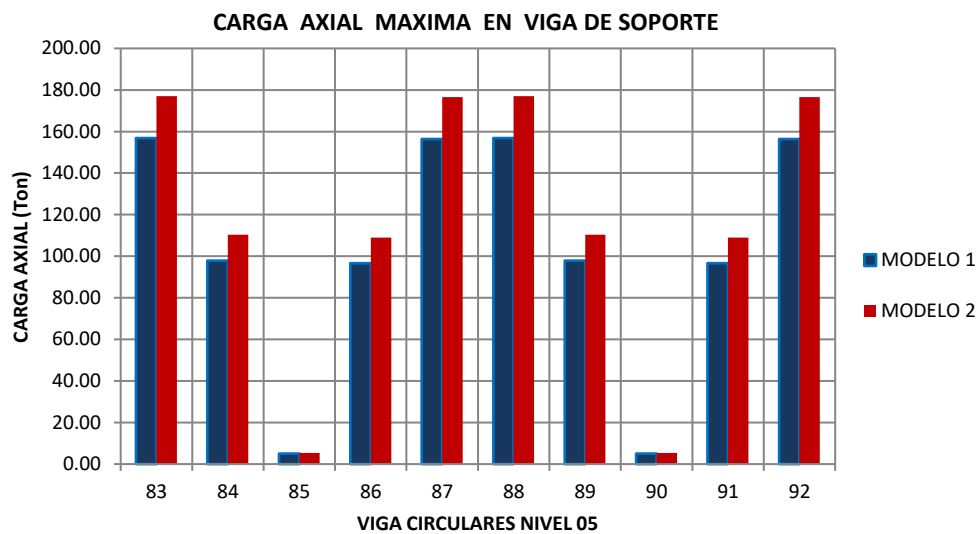


Figura 48. Carga axial máxima en viga circular se soporte

Cortante máximo en viga de soporte:

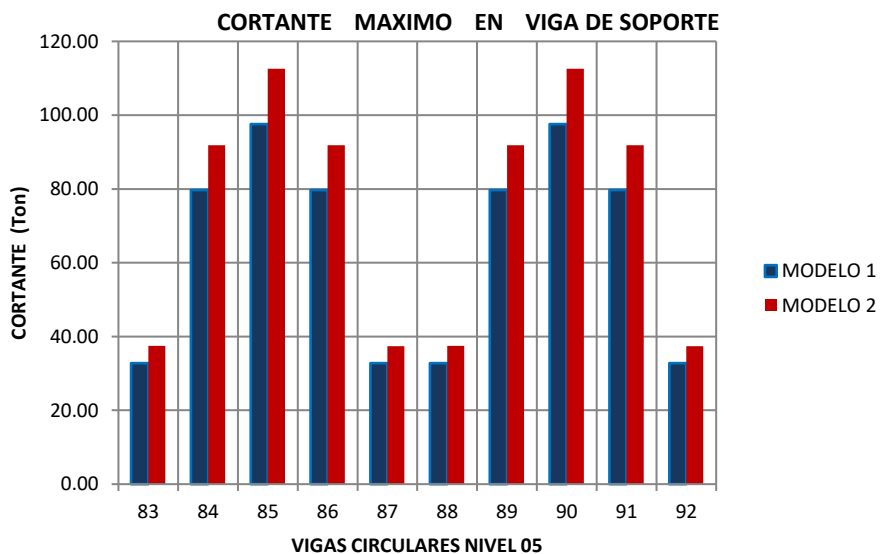
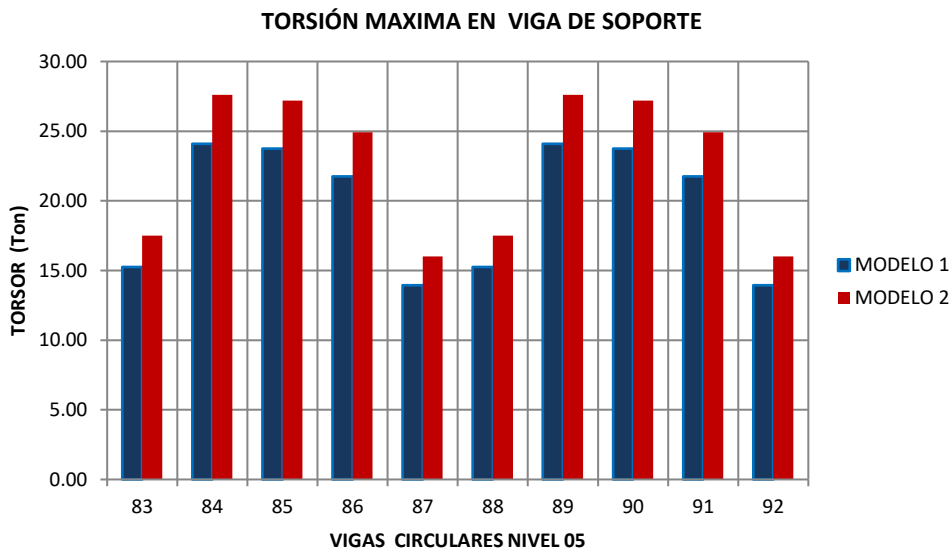


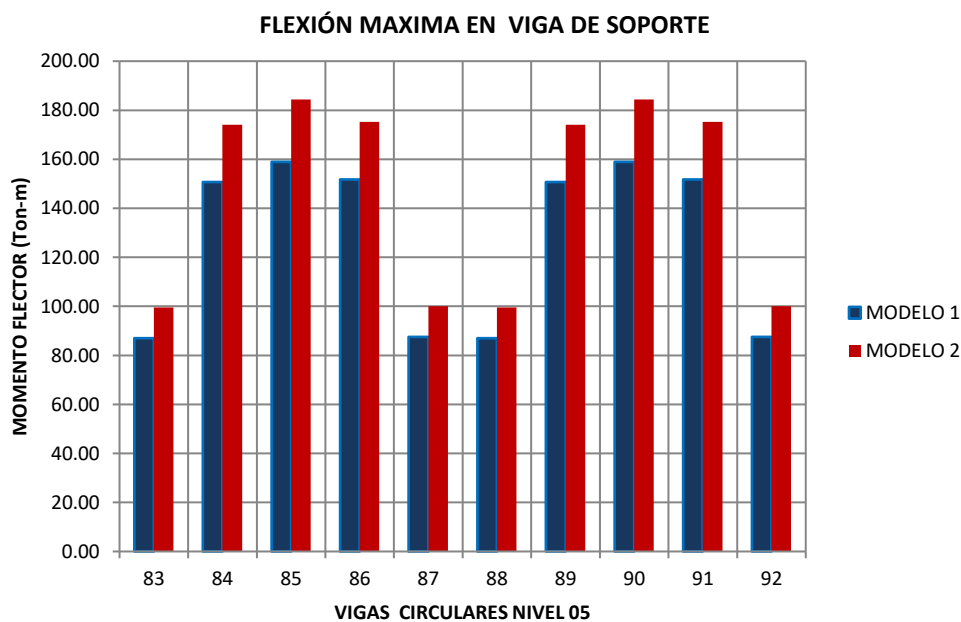
Figura 49. Cortante máximo en viga circular se soporte

**Torsión máxima en viga de soporte:**



**Figura 50.** Torsión máxima en viga circular se soporte

**Momento flector máximo en viga de soporte:**



**Figura 51.** Momento flector máximo en viga circular se soporte

#### 4.5.2. Vigas de arriostre:

##### Cortante máximo en vigas de arriostre:

El cortante máximo en la torre de soporte está en el nivel 2 para el modelo 2 y tomaremos la comparación para ese nivel

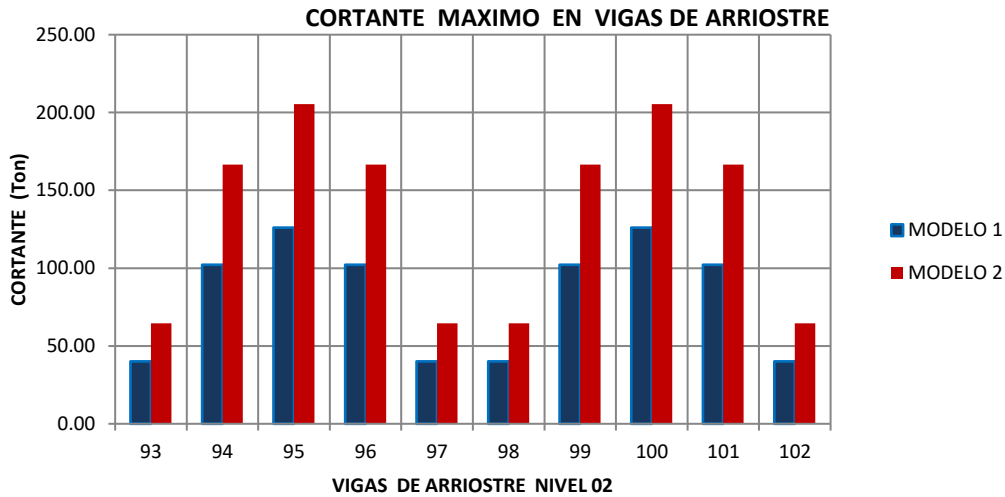


Figura 52. Cortante máximo en vigas de arriostre.

##### Torsión máxima en vigas de arriostre:

El cortante máximo en la torre de soporte está en el nivel 4 para el modelo 2 y tomaremos la comparación para ese nivel.

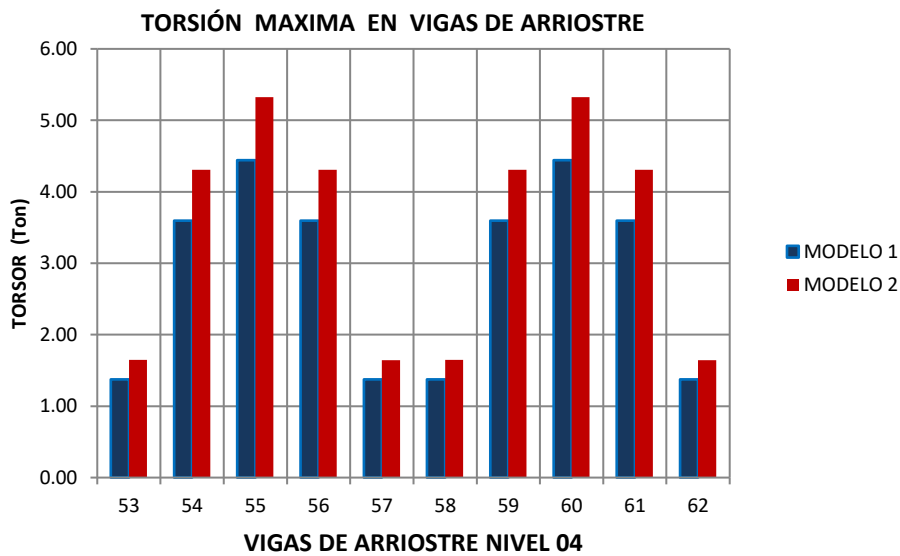


Figura 53. Torsión máxima en vigas de arriostre.

### Momento flector máximo en vigas de arriostre:

El cortante máximo en la torre de soporte está en el nivel 2 para el modelo 2 y tomaremos la comparación para ese nivel.

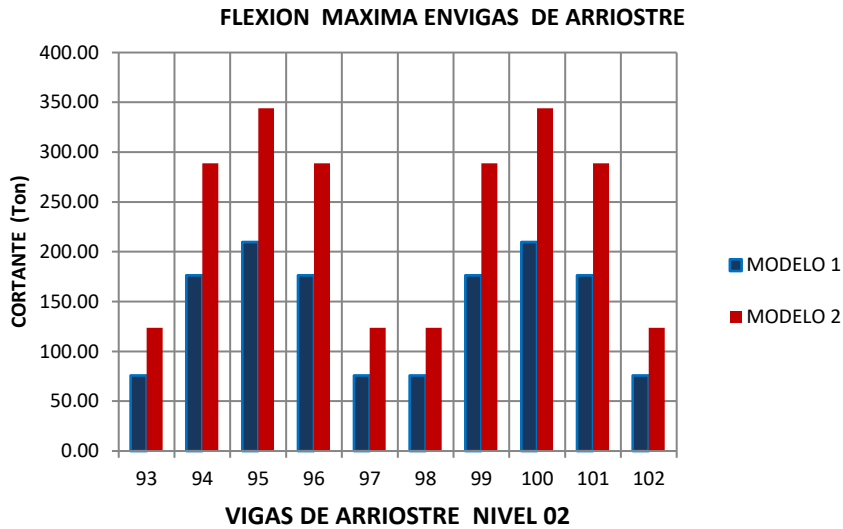


Figura 54. Momento flector máximo en vigas de arriostre.

### 4.5.3. Columnas:

#### Carga axial en columnas:

Se graficara la carga axial máxima versus la altura del el soporte.

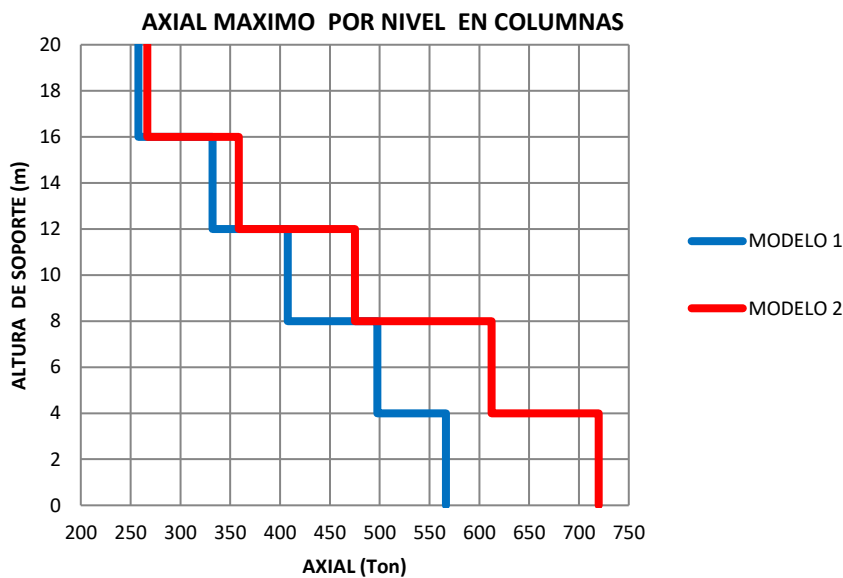


Figura 55. Carga axial máxima en columnas.

### Cortante en columnas:

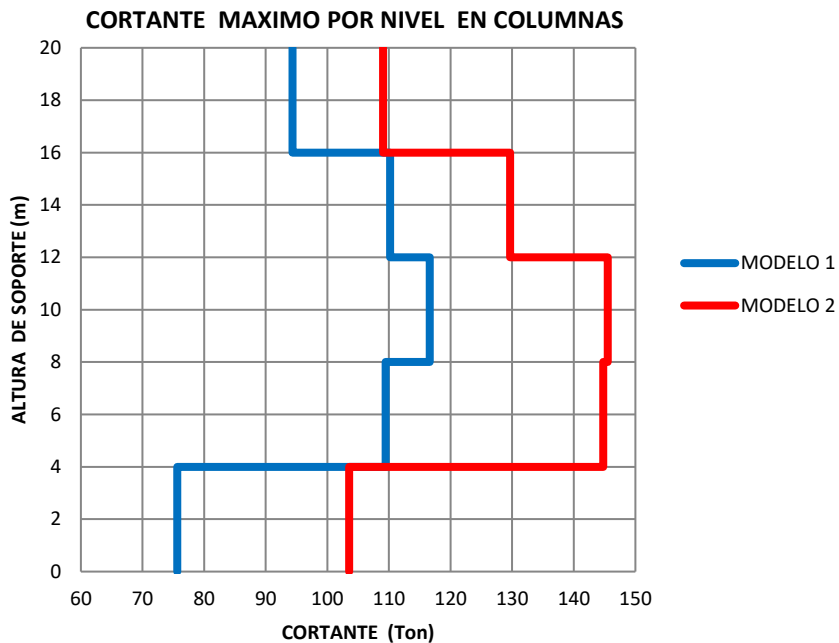


Figura 56. Cortante máximo en columnas.

### Torsión en columnas en columnas:

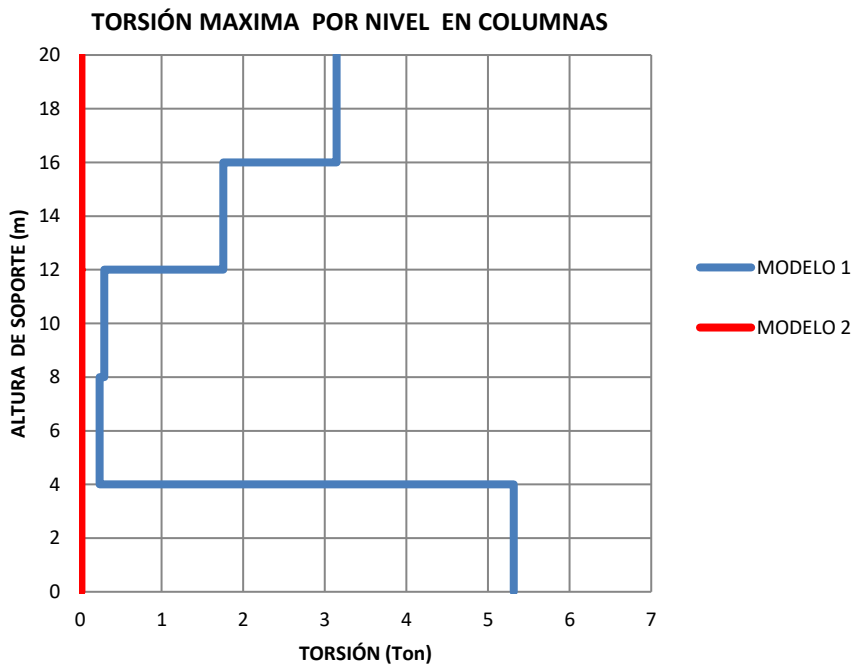
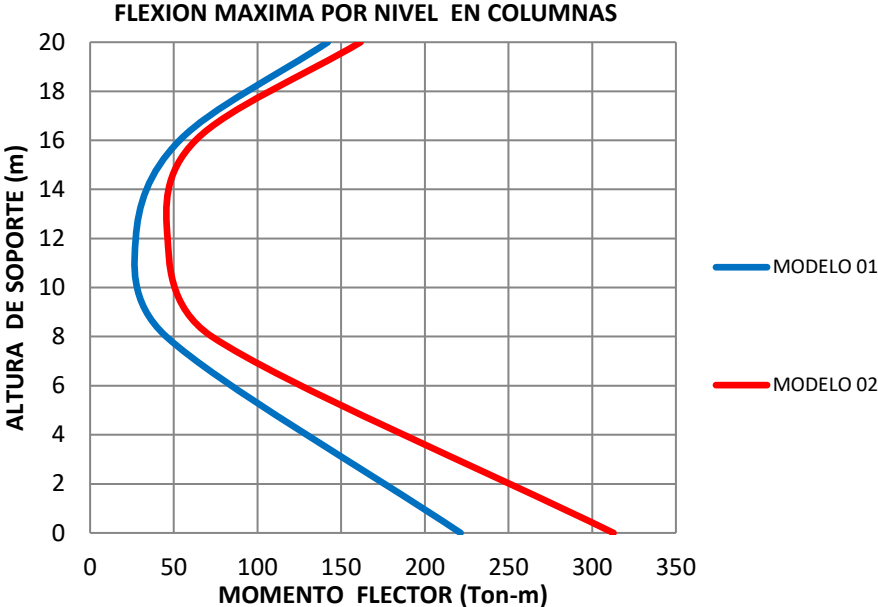


Figura 57. Torsión máxima en columnas.

**Momento flector en columnas en columnas:**



**Figura 58** .Momento flector máximo en columnas.

# CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

## 5.1. Conclusiones

- Los desplazamientos calculados para los sismo estático y dinámico, mostraron en ambos casos que el modelo 02 posee mayor desplazamiento en un 66.92% para sismo estático y 69.84% para sismo dinámico con respecto al modelo 01.
- Con respecto a las derivas máximas permisibles que indica la norma E-030, solamente el modelo 01 cumplió con lo indicado de no superar el 0.007 de distorsión.
- Esfuerzos en el tanque:
  - Fuerza anular es mayor en el modelo 02, siendo la viga circular inferior el elemento que asume la mayor fuerza anular, con una variación porcentual de 2.89% con respecto al modelo 01.
  - Fuerza meridional, también mayor en el modelo 02, siendo el fondo tronco cónico el que asume la mayor fuerza meridional, con una variación porcentual de 14.86% con respecto modelo 01.
  - Momento vertical, también mayor en el modelo 02, siendo el domo inferior el que asume mayor momento vertical, con una variación porcentual 3.87% con respecto al modelo 01.
  - Fuerza cortante, también mayor en el modelo 02 siendo el domo inferior el que asume mayor fuerza cortante, con una variación porcentual 65% con respecto al modelo 01.
- Esfuerzos en la torre de soporte:
  - En la viga circular de soporte el modelo 2 presenta mayores esfuerzos superando en: fuerzas anulares 12.86%, fuerzas cortantes 15.42%, Momentos torsores 14.84% y en mayor variación porcentual los momentos flectores con un 16% con respecto del modelo 01.

- En las vigas de arriostre el modelo 2 presenta mayores esfuerzos en una variación porcentual máxima para cortante en 84.07%, para torsión 87.83% y para flexión 62.77% con respecto al modelo 01.
- En las columnas el modelo 02 presenta una variación máxima para carga axial de 27.06%, para cortante 37.20% y para flexión 59.65%. Con respecto a la torsión, el modelo 02 no es capaz de transmitir torsión a sus columnas por lo tanto es asumida por sus vigas de arriostre en cambio el modelo 01 transmite torsión a las columnas uniformizando los esfuerzos.
- Se comparó los resultados obtenidos y se puede concluir que el reservorio elevado con estructura de soporte en pórticos con columnas inclinadas presenta mejor comportamiento estructural que el reservorio elevado con soporte en pórticos con columnas verticales, debido a su mejor distribución de esfuerzos.

## 5.2. Recomendaciones

- Realizar investigaciones evaluando el comportamiento estructural en el rango inelástico de reservorios elevados con soporte en pórticos con columnas inclinadas vs reservorios elevados con soporte en pórticos con columnas verticales considerando el análisis P- $\Delta$ .
- Realizar investigaciones evaluando el comportamiento estructural de reservorios elevados con soporte en pórticos con columnas inclinadas vs reservorios elevados con soporte en pórticos con columnas verticales considerando aisladores sísmicos en la base.
- Realizar investigaciones evaluando el comportamiento estructural de reservorios elevados con soporte en pórticos con columnas inclinadas vs reservorios elevados con soporte en pórticos con columnas verticales considerando la interacción suelo –estructura-fluido.

## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Alberto Cardona, Ph. Kohan, Ricardo D. Quinteros. 2012 “Análisis del comportamiento dinámico de tanques cilíndricos bajo excitación”.
- G.W.Housner.1954 “Earthquake pressures on fluid containers”. “Eighth technical report”.
- Mostafa Masoudi; Sassan Eshghi ;Moshen Ghafory-Ashtiany, M. 2012 . “Evaluation of response modification factor (R) of elevated concrete tanks”.
- American Society of Civil Engineers,Structural Engineering Institute; ASCE/SEI 7-10. 2010 “Minimum design loads for buildings and other structures”.
- American Concrete Institute.2008 “ACI371R-08.Guide for the analysis,desing ,and construction of elevated concrete and composite Steel-concrete water storage tanks ”.
- Livaoglu, R; Dogangun, A. 2006. “Simplified seismic analysis procedures for elevated tanks considering fluid-structure-soil interaction. Journal of Fluids and Structures”.
- Julca Varas, CA .2017. “Comparación del comportamiento dinámico de reservorios elevados con estructura de soporte tipo marco, evaluados con las normas norteamericana y neozelandesa”.
- New Zealand National Society for Earthquake Engineering.1986 “Recommendations for Seismic Design of Storage Tanks. New Zealand”.
- Huaranga Huamani, P G.2015. “Evaluación De La Respuesta Sísmica No Lineal De Reservorios Elevados Tipo INTZE”.
- Martos Salas, FA. 2013. “Evaluación de los esfuerzos de un reservorio circular entre el método estático y el método dinámico sismo resistente”.

- Nuñez Echaccaya, LW. 2011. “Propuesta tecnológica para el mejoramiento del comportamiento sísmico de reservorio elevado con estructura de soporte tipo marco”.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento ; El Peruano.2006 “NTE.030.Norma técnica peruana de diseño sismo resistente”
- Quispe Apaza, EB. 2014. “Análisis y diseño sísmico de un reservorio elevado tipo Intze de 600 m<sup>3</sup>”.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y saneamiento; El Peruano.2016 “E.030.Norma técnica peruana de diseño sismo resistente”
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento; El Peruano.2009 “E.060.Norma técnica peruana de concreto armado”
- American Concrete Institute.2006 “ACI350.03-06 .Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary”.
- American Concrete Institute.2001 “ACI 350-01.Code Requirements For Environmental Engineeringconcrete Structures”.
- Portland Cement Association (PCA) -1933. “Circular concrete tanks without prestressing”.
- OTTO INTZE ,1885. “Principio de tanque Intze”
- N.Krishna Raju.1986 “Advanced Reinforce Concrete Desing”.
- ING. M.HILAL. 1988 “Theory and Design of Reinforced Concrete Tanks”.
- G.W.Housner.1963. “Simplified housing model for elevated tanks”

## ANEXOS

### Pre dimensionamiento de elementos estructurales del tanque INTZE

- **Espesor De Domo Superior:**

Espesor generalmente varía en el rango de 75 a 100 mm según libro.

“ADVANCED REINFORCED CONCRETE DESIGN –KRISHNA RAJU”.

Escogemos un espesor de 7.5 cm y un ensanches de 15cm por lo tanto el espesor promedio de **11cm**

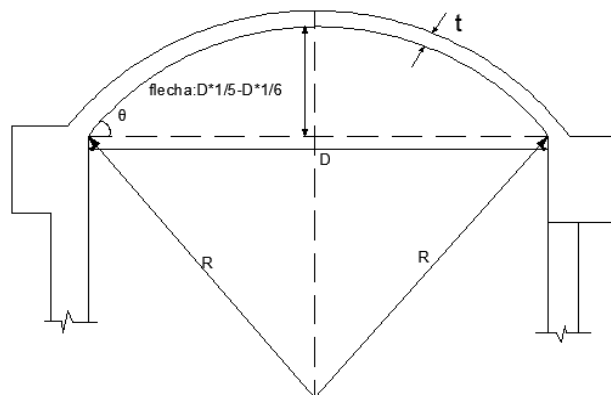
- **Dimensionamiento De Viga Anular Superior:**

Peso del domo superior/m<sup>2</sup>= 2400 kg/m<sup>3</sup> \* e<sub>Domo s</sub> = 264 kg/m<sup>2</sup>

Carga por acabados /m<sup>2</sup>= 100 kg/m<sup>2</sup>

Carga viva de techo/m<sup>2</sup>=50 kg/m<sup>2</sup>

Carga de servicio/m<sup>2</sup> Pu= 50+100+264=414kg/m<sup>2</sup>



- Calculo de la fuerza meridional en el domo superior:

Radio central del domo superior= 12.20 m

Radio del Tanque= 7.40 m

$$\text{Angulo } \theta = \arcseno\left(\frac{7.40}{12.20}\right) = 37.34^\circ$$

$$\text{Cos } (\theta) = 0.795$$

$$T_{DS} = \frac{P_u R}{1 + \cos \theta}$$

$$T_{DS} = \frac{414 \text{ kg/cm}^2 \times 12.20 \text{ m}}{1 + 0.795}$$

$$T_{DS} = 2813.75 \text{ kg/m}$$

- Calculo de fuerza anular viga circular superior :

$$F_T = \frac{D}{2} T \cos \theta$$

$$F_T = 7.40 * 2813.75 \frac{kg}{m} * 0.795$$

$$F_T = 16554.14 \text{ kg/m}$$

- Calculo de esfuerzo de tracción actuante en la viga circular superior:

$$f_c = \frac{F_t}{A_c + nA_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{F_t}{F_s}$$

Es: módulo de elasticidad del acero = 2000000 Kg/cm<sup>2</sup>

Ec: módulo de elasticidad del concreto = 280624.304Kg/cm<sup>2</sup>

n: relación modular= 7.13

F<sub>s</sub>: Esfuerzo a tracción directa del acero = 20000 psi

A<sub>ST</sub>: Área de acero requerida a tensión = 11.77cm<sup>2</sup>

f<sub>c</sub>: esfuerzo tensión del concreto se asume 10% del f'<sub>c</sub>= 35 Kg/cm<sup>2</sup>

**SECCIÓN ASUMIDA            h= 25 cm      b=30 cm**

AC=25 cm x30 cm= 1200 cm<sup>2</sup>

f'<sub>c</sub>=350kg/cm<sup>2</sup>

$$f_{c \text{ calculado}} = \frac{16554.14 \text{ kg/m}}{750 \text{ cm}^2 + 7.13 * 11.77 \text{ cm}^2}$$

f<sub>c</sub> calculado=19.85 Kg/cm<sup>2</sup>

Deberá cumplir: f<sub>c</sub> > f<sub>c</sub> calculado

35 Kg/cm<sup>2</sup> > 19.85 Kg/cm<sup>2</sup>

**•Espesor De Cuba Cilíndrica:**

Sera dimensionada de acuerdo con el libro (theory and desing of reinforced concrete tanks-M.HI.LAL-1972)

Diámetro interior =14.80m

f'<sub>c</sub>=350kg/cm<sup>2</sup>

Altura de líquido HL=6.70m

Y<sub>c</sub>=2400 kg/m<sup>3</sup>

Densidad de agua =1000 kg/m<sup>3</sup>

**Asumimos espesor del muro t=20cm**

- Calculo De La Tensión Anular En Muro

Coeficientes de tensión anular según PCA (Base articulada):

$$\frac{H^2}{Dt} = \frac{6.70^2}{14.80 \times 0.20} = 15.17$$

Mediante la interpolación de los valores de 14 y 16 cuyos coeficientes están en la tabla A-5 de la PCA.

Calculo de Coeficientes y tensiones anulares del muro para una relación de 9.20:

Punto	Coef. Tensión Anular	Tensión Anular (Kg/m)
0.0H	0.001170	58.01
0.1H	0.098340	4875.70
0.2H	0.197585	9796.26
0.3H	0.299000	14824.42
0.4H	0.405075	20083.62
0.5H	0.525150	26036.94
0.6H	0.653735	32412.18
0.7H	0.762755	37817.39
0.8H	0.766040	37980.26
0.9H	0.526455	26101.64
1.0H	0.000000	0.00

**Tensión anular máxima= 37980.26 kg/m**

Chequeo por tensión anular:

$$f_c = \frac{C \cdot E_s \cdot A_s + T}{A_c + n \cdot A_s}$$

C: coeficiente de contracción del concreto=0.0003

Es: módulo de elasticidad del acero = 2000000 Kg/cm<sup>2</sup>

Ec: módulo de elasticidad del concreto = 280624.304 Kg/cm<sup>2</sup>

n: relación modular= 7.13

Fs: Esfuerzo a tracción directa del acero = 20000 psi según ACI ver sección 9.2.6.2

Ac: Área horizontal del segmento de muro=2000 cm<sup>2</sup>

As: Área de acero en tensión =27.01 cm<sup>2</sup>

T: Tensión=37980.26 kg

fc: esfuerzo tensión del concreto se asume 10% del f'c=35 Kg/cm<sup>2</sup>

$$f_{c \text{ calculado}} = \frac{0.0003 \cdot 2 \times 10^6 \cdot 27.01 + 37980.26}{2000 + 7.13 \cdot 27.01}$$

$$f_c \text{ calculado} = 24.7144 \text{ Kg/cm}^2$$

Deberá cumplir:  $f_c' > f_c \text{ calculado}$

$$35 \text{ Kg/cm}^2 > 24.7144 \text{ Kg/cm}^2$$

### - Calculo Del Momento Flector Máximo Positivo

En recomendación del libro de "Theory and Design of Reinforced Concrete Tanks"-ING. M.HILAL DR. SC. TECHN.-1988" para el momento máximo positivo se usara el coeficiente y la formula de la tabla A-7 de la PCA (Muro con base articulada).

$$\frac{H^2}{Dt} = 15.17$$

$$\text{Coef} = 0.003066$$

$$M_{\max(+)} = \text{coef} \cdot (wH^3 + P \cdot H^2)$$

$$M_{\max+} = 988.20 \text{ kg-m}$$

### - Calculo Del Cortante Máximo En La Base

Se usaran los coeficientes de la PCA tabla A-12 (se considera base articulada).

$$\frac{H^2}{Dt} = 15.17$$

$$\text{Coef} = 0.070075$$

$$V = \text{coef} \cdot w \cdot H^2$$

$$V = 0.070075 \cdot 1000 \cdot 6.70^2$$

$$V = 3145.67 \text{ kg}$$

- Cortante resistente del concreto

$$V_c = 0.53 \cdot \emptyset \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$r_e = 4 \text{ cm}$$

$$d = 46 \text{ cm}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$V_c = 13683.24 \text{ kg}$$

Dicho cortante será resistido por viga circular inferior

**SECCIÓN: b=50cm h=70cm**

$$V_c \geq V \quad (\text{CUMPLE})$$

### - Calculo De Momentos Negativos

Usando la tabla A-2 de la PCA

$$\frac{H^2}{Dt} = 15.17$$

$$\text{Coef} = -0.0083565$$

$$M_{\max(-)} = \text{coef} * w * H^3$$

$$M_{\max(-)} = -2513.33 \text{ kg-m}$$

- Calculo de ensanche mínimo

Capitulo II.5 del libro Teoría Del Diseño Del Reforzamiento De Concreto Armado (HILHAL).

$$M_{\max(-)} = -3811.07 \text{ kg-m}$$

$$t = \sqrt{\frac{M_{(-)}}{3}} - 2 \text{ cm}$$

$$t = 26.94 \text{ cm}$$

El momento negativo es asumido por viga circular inferior por lo tanto:

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

### • Dimensionamiento de viga circular inferior

**Sección asumida: b=50cm h=40cm**

- Carga debido a la cúpula superior =  $2813.75 \text{ kg/m} \times \sin(37.34^\circ)$

Carga debido a la cúpula superior =  $1706.70 \text{ kg/m}$

- Carga debido a la viga anular superior =  $0.25 \text{ m} \times 0.3 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$

Carga debido a la viga anular superior =  $180.00 \text{ kg/m}$

- Carga debido al muro =  $0.20 \text{ m} \times 6.70 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$

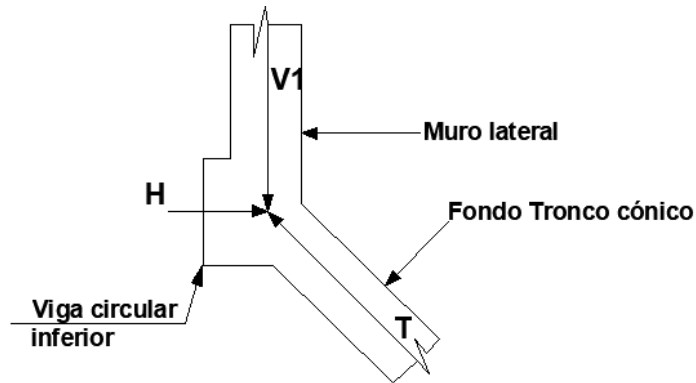
Carga debido al muro =  $3216.00 \text{ kg/m}$

- Peso propio Viga circular inferior =  $0.5 \text{ m} \times 0.40 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$

Peso propio Viga circular inferior =  $480 \text{ kg/m}^3$

**- Carga Vertical Total V1 = 5582.70 kg/m**

**- Calculo De Fuerza Horizontal (H)**



ES: módulo de elasticidad del acero =2000000 Kg/cm<sup>2</sup>

Ec: módulo de elasticidad del concreto =280624.304 Kg/cm<sup>2</sup>

n: relación modular=7.13

Fs: Esfuerzo a tracción directa del acero =20000 psi

$\theta=45.00^\circ$

$$H = \frac{V_1}{\tan \theta} \quad H = \frac{5582.70 \text{ kg}}{\tan 45^\circ} = 5582.70$$

**- Tensión Por Carga Vertical Hg**

$$H_g = \frac{14.80 * 5582.70}{2} \quad H_g = 41312.00 \text{ kg}$$

**- Tensión Por Presión De Agua Hw**

$$H_w = \frac{6.70 \text{ m} * 1000 \text{ kg/m}^3 * 0.40 \text{ m}}{2} * 14.80 \text{ m} \quad H_w = 19832.00 \text{ kg}$$

**- Tensión Total En Viga Anular Inferior**

$$T_{VCI} = H_g + H_w$$

$$T_{VCI} = 61144.00 \text{ kg}$$

**- Verificación Del Esfuerzo Tracción Del Concreto**

Calculo del  $f_c$  con la sección asumida:

$$f_c = \frac{T_{\text{total}}}{A_c + nA_{st}}$$

fc calculado=26.47034 Kg/cm<sup>2</sup>

Deberá cumplir:

$$\begin{array}{lcl} 10\% f'c & \geq & f_c \\ \mathbf{35 \text{ Kg/cm}^2} & \geq & \mathbf{26.470 \text{ Kg/cm}^2} \quad \mathbf{\text{Cumple}} \end{array}$$

### • Espesor De Fondo Tronco Cónico

Peso propio del fondo tronco cónico

Dimensiones de fondo tronco cónico:

Angulo de fondo cónico "θ": 45.00 °

Espesor asumido del fondo tronco cónico: e=25 cm

Radio mayor del fondo cónico: 7.40 m

Radio menor del fondo cónico: 5.45 m

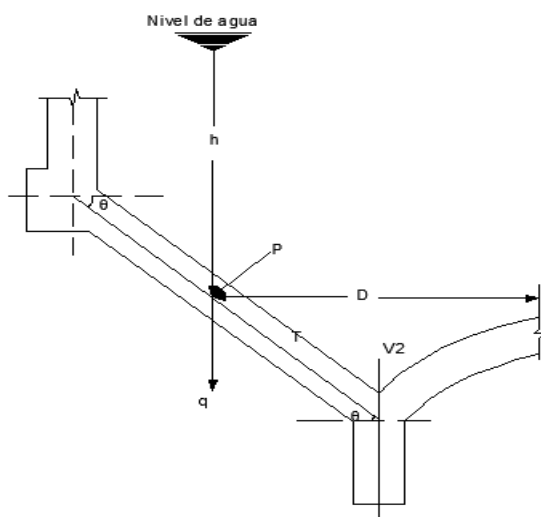
Radio promedio del fondo cónico: 12.85 m

Generatriz de tronco cónico: 2.76 m

Peso propio= $\pi \cdot 12.85 \cdot 2.76 \cdot 0.25 \cdot 2400 \text{ kg/m}^3$

**Peso propio=68096.07 kg/m**

**Peso domo superior, viga circular superior, cuba cilíndrica viga circular inferior =259570.97kg/m.**



Carga Debido A Domo Superior, Viga Circular Superior, Muro Cilíndrico, Viga Circular Inferior

$$P = V_1 \cdot 2 \cdot \pi \cdot D$$

$$P=5582.70\text{kg}\cdot 2\cdot\pi\cdot 7.40\text{m}$$

$$P=259570.97 \text{ kg}$$

- Carga Total En El Fondo Tronco Cónico P total

Peso del agua en el fondo cónico  $W_{H_2O}=501896.52 \text{ kg}$

$$P_{\text{total}}=P+P_{\text{PROPIO}}+W_{H_2O}$$

$$P_{\text{TOTAL}}=829563.56 \text{ kg}$$

- Carga distribuida en la circunferencia menor de fondo cónico

$$V_2=\frac{P_{\text{total}}}{2\cdot\pi\cdot D_{\text{menor}}}$$

$$V_2=24225.53 \text{ kg/m}$$

- Calculo fuerza meridional en fondo cónico

$$T_1=\frac{V_2}{\sin \beta}$$

$$T_1=\frac{24225.53 \text{ kg}}{\sin 45^\circ}$$

$$T_1=34260.07 \text{ kg/m}$$

- Esfuerzo Meridional

$$\sigma_{\text{meridional}}=\frac{T_{\text{meridional}}}{e_{\text{fondo cónico}}\cdot 1\text{m}}$$

$$\sigma_{\text{meridional}}=\frac{34260.07 \text{ kg}}{0.25\text{m}\cdot 1\text{m}}$$

$$\sigma_{\text{meridional}}=13.70 \text{ Kg/cm}^2$$

Calculo del esfuerzo admisible a compresión del concreto armado

$$A_c= 2500.00\text{cm}^2$$

$$A_s= 25.00\text{cm}^2$$

$$\phi P_n= 471135.00 \text{ kg}$$

$$\sigma_{cc}= 188.45\text{kg/cm}^2$$

Comprobación

$$\begin{array}{ccc} \sigma_{cc} & & \sigma_T \\ 188.454 \text{ Kg/cm} & \geq & 13.70 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (CUMPLE)} \end{array}$$

Calculo de fuerza anular en el fondo tronco cónico

$$p=5450 \text{ kg/m}^2 \quad q=600 \text{ kg/m}^2$$

$$H_T = (p * \operatorname{cosec} \theta + q \cot \theta) * \frac{D}{2}$$

$$H_T = 45275.68 \text{ kg/m}$$

- Calculo del esfuerzo anular

$$\sigma_{\text{anular}} = 18.11 \text{ Kg/cm}^2$$

fc: esfuerzo tensión del concreto se asume 10% del fc= 35kg/cm<sup>2</sup>

$$35 \text{ Kg/cm}^2 \geq 18.11 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{CUMPLE}$$

• **Espesor de cúpula inferior**

**Asumimos un espesor: e=30cm**

Peso de chimenea: 13260.66 kg

Flecha de domo inferior :2.30 m

Radio de domo inferior: 7.71m

Mitad de cuerda: 5.45 m

Peso propio de domo inferior: 80195.81 kg

Volumen de agua sobre la domo: 486.0465 m<sup>3</sup>

Peso del agua sobre la domo: 486046.53 kg

Angulo semicentral de domo ( $\theta$ ) =45.45 °

**Carga total en el domo=579503.01 kg**

- Carga por unidad de área (w)

$$w = \frac{579503.01}{2 * \pi * 5.45^2}$$

$$w = 6210.30 \text{ Kg/m}^2$$

- Calculo De Fuerza Meridional

$$T_2 = \frac{6210.30 * 7.71}{1 + \frac{5.4074}{7.71}}$$

$$T_2 = 28130.01 \text{ kg/m}$$

Calculo del esfuerzo meridional:

$$\sigma_{\text{meridional}} = 9.38 \text{ Kg/cm}^2$$

fc: esfuerzo tensión del concreto se asume 10% del f'c=35 Kg/cm<sup>2</sup>

$$35 \text{ Kg/cm}^2 \geq 9.38 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{CUMPLE}$$

Calculo del esfuerzo admisible a compresión del concreto armado

$$A_c = 3000.00 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 30.00 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = 565362.00 \text{ kg}$$

$$\sigma_{cc} = 188.45 \text{ kg/cm}^2$$

Comprobación

$$\begin{array}{ccc} \sigma_{cc} & & \sigma_T \\ 188.454 \text{ Kg/cm} & \geq & 9.38 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (CUMPLE)} \end{array}$$

Cálculo de la fuerza anular en domo inferior

$$H_{TD} = WR \left( \cos \theta - \frac{1}{1 + \cos \theta} \right) * \frac{D}{2}$$

$$H_{TD} = 5451.98 \text{ kg/m}$$

Cálculo de la esfuerzo anular en domo inferior

$$\sigma_T = 1.82 \text{ Kg/cm}^2$$

fc: esfuerzo tensión del concreto se asume 10% del f'c=35 Kg/cm<sup>2</sup>

$$35 \text{ Kg/cm}^2 \geq 1.82 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{CUMPLE}$$

• **Viga Circular De Soporte Del Tanque**

- Empuje del fondo tronco cónico:

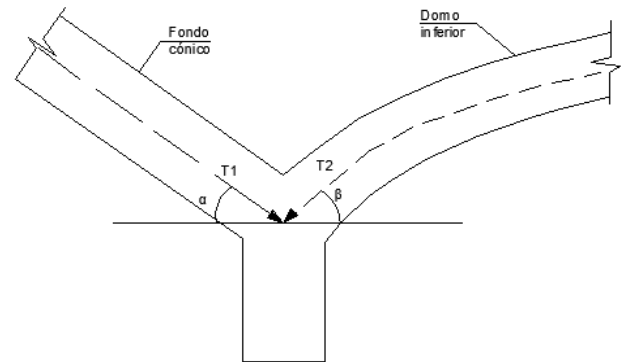
$$\alpha^\circ = 45^\circ$$

$$T_1 = 34260.07 \text{ kg/m}$$

- Empuje del fondo tronco cónico:

$$\beta^\circ = 45^\circ$$

$$T_2 = 28130.01 \text{ kg/m}$$



- **Resultante De Fuerza Vertical En La Viga**

Carga vertical transmitida del fondo cónico:  $T_1 \text{sen}(\alpha^\circ) = 34260.07 \text{ kg/m}$

Carga vertical transmitida de domo inferior:  $T_2 \text{sen}(\beta^\circ) = 28130.01 \text{ kg/m}$

$$F_V = 46679.14 \text{ kg/m}$$

- **Resultante De Fuerza Horizontal En La Viga**

Carga horizontal transmitida del fondo cónico:

$$T_1 \text{sen}(\alpha^\circ) = 24225.53 \text{ kg/m}$$

Carga horizontal transmitida del domo inferior:

$$T_2 \text{sen}(\beta^\circ) = 22453.61 \text{ kg/m}$$

$$F_H = 4334.61 \text{ kg/m}$$

- **Fuerza Axial en la viga**

$$F_A = F_H * r$$

$$F_A = 4334.61 \text{ kg/m} * 5.45 \text{ m}$$

$$F_A = 23623.62 \text{ kg}$$

Calculo del esfuerzo admisible a compresión del concreto armado

$$b = 60 \text{ cm} \quad h = 120 \text{ cm}$$

$$A_c = 7200.00 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 72.00 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing P_n = 1356868.80 \text{ kg}$$

$$\sigma_{cc} = 188.45 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo a compresión actuante

$$\sigma_1 = 3.28 \text{ kg/cm}^2$$

### COMPROBACION

$$\begin{array}{ccc} \sigma_c & & \sigma_1 \\ 188.454 \text{ Kg/cm} & \geq & 3.28 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (CUMPLE)} \end{array}$$

- **Peso propio de la viga**

Sección asumida:

$$P_{\text{viga soporte}} = 1728.00 \text{ kg/m}$$

Carga vertical total en la viga

$$P_{TV} = (P_{\text{viga soporte}} + F_V) 2 * \pi * r$$

$$P_{TV} = 1569868.09 \text{ kg}$$

- **Calculo de las cortantes y momentos actuantes en la viga**

Numero de soportes de viga 10 columnas por medio de las siguientes tablas serán calculados, consideramos para cortante 8 columnas

Máxima fuerza cortante

$$Q_{max} = \frac{P}{16}$$

$$Q_{max} = 98116.76 \text{ kg}$$

Máximo momento positivo flector en el centro de cada tramo

$$M_{\text{max}(+)} = 0.0023 * P * R$$

$$M_{\text{max}(+)} = 19678.30 \text{ kg-m}$$

Momento máximo negativo en cada soporte de la viga

$$M_{\text{max}(-)} = 0.0054 * P * R$$

$$M_{\text{max}(-)} = 46201.22 \text{ kg-m}$$

Máximo Momento Torsional Debido A Carga Vertical

$$M_{\text{torsional}} = 0.0003 * P * R$$

$$M_{\text{torsional}} = 2566.73 \text{ kg-m}$$

Momento Torsional A Momento Desequilibrado

$$M_{td} = h_{viga} * F_H$$

$$M_{td} = 5201.53 \text{ kg-m}$$

Momento Torsional Total

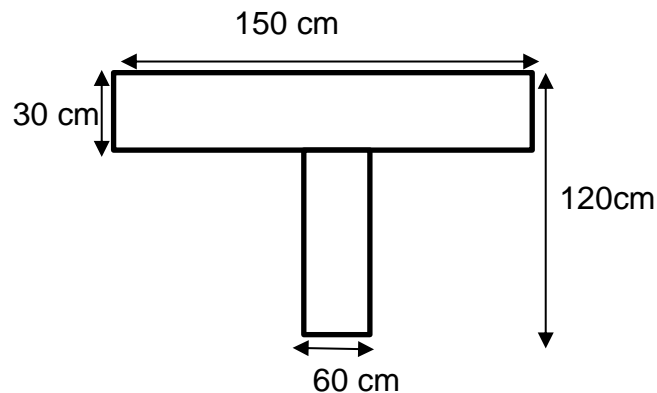
$$M_{T \text{ total}} = M_{torsional} + M_{td}$$

$$M_{T \text{ total}} = 7768.26 \text{ kg-m}$$

### - Chequeo Del Esfuerzo Tensión En El Concreto

La viga de soporte se asumirá como una viga de sección T acuerdo a la recomendación de libro “Teoría Del Diseño Del Reforzamiento De Concreto Armado (HILHAL)”.

Dimensiones de sección T:



Área De la sección T:

$$A_c = 9900.00 \text{ cm}^2$$

Ubicación de centro de gravedad de la sección

$$Y_G = 47.73 \text{ cm}$$

Momento de inercia de la sección

$$I = 12818863.64 \text{ cm}^4$$

Esfuerzo a tensión del concreto:

$$\sigma_t = -\frac{N}{A_c} + \frac{M y}{I}$$

$$\sigma_T = 14.82 \text{ Kg/cm}^2$$

$f_c$ : esfuerzo tensión del concreto se asume 10% del  $f'_c = 35 \text{ Kg/cm}^2$

$$35 \text{ Kg/cm}^2 \geq 14.82 \text{ Kg/cm}^2 \text{ CUMPLE}$$

# Modelamiento en SAP2000V19

## Secciones de los reservorios elevados

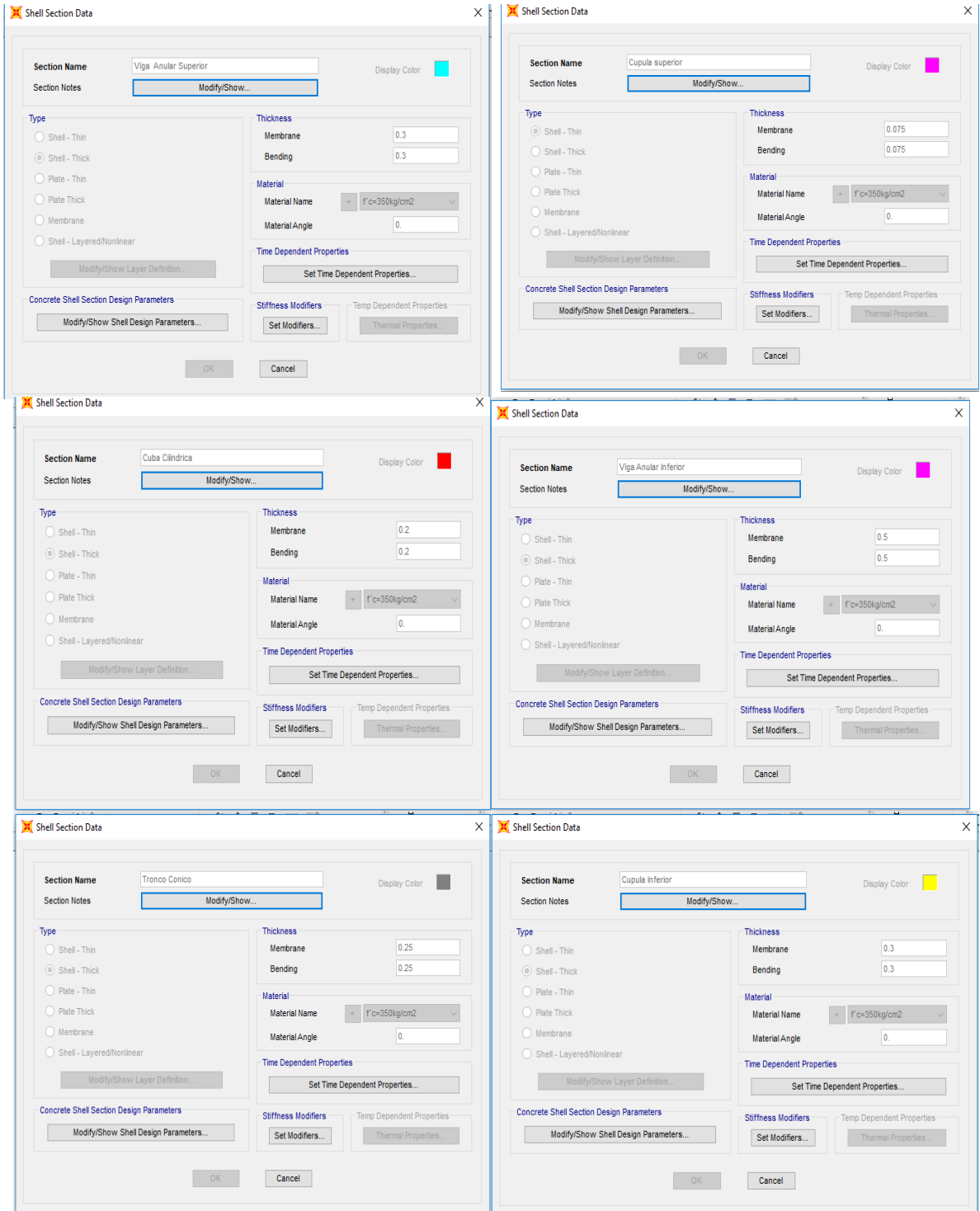


Figura 1. Definición de secciones del tanque INTZE

## Secciones de vigas y columnas del soporte:

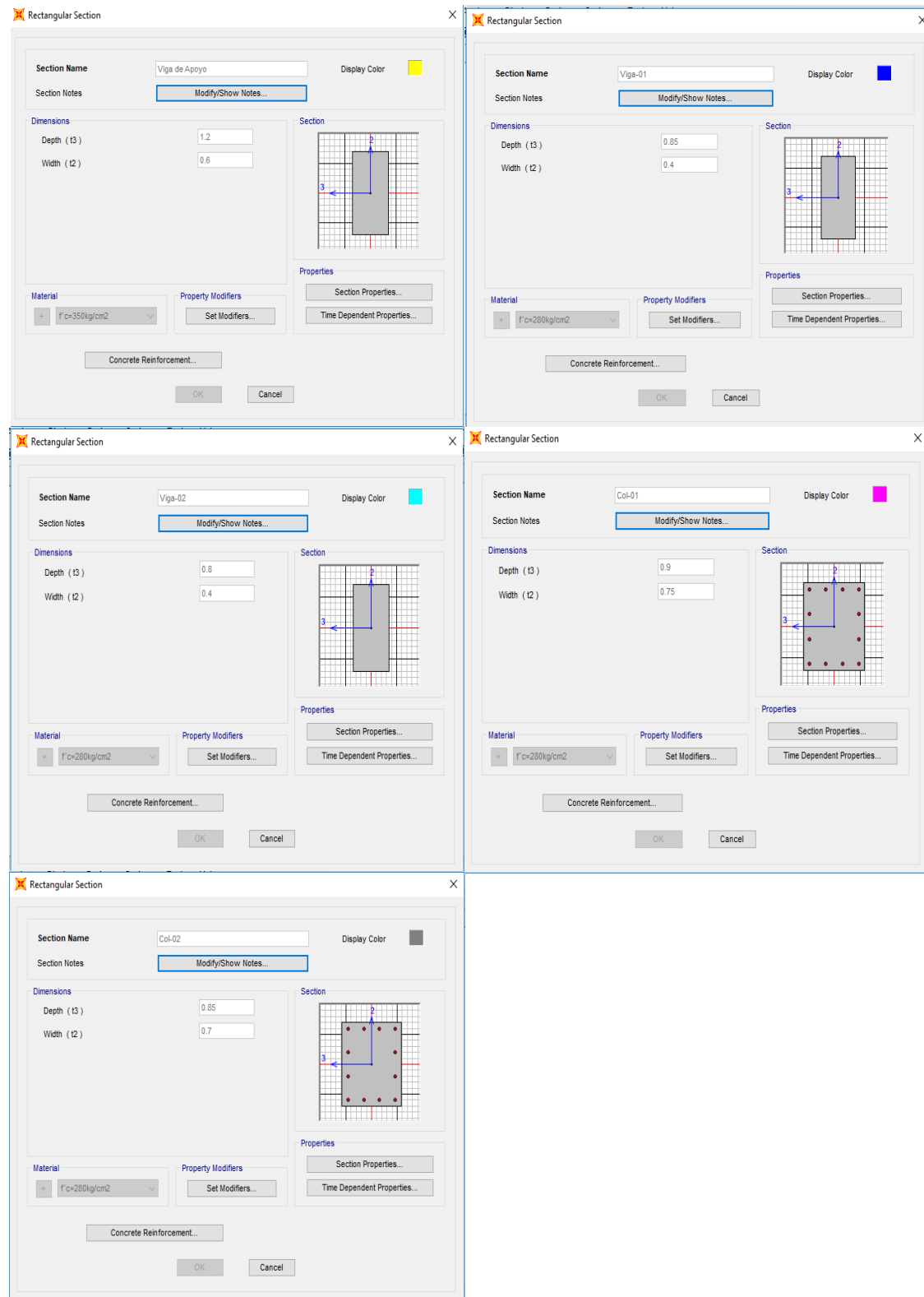
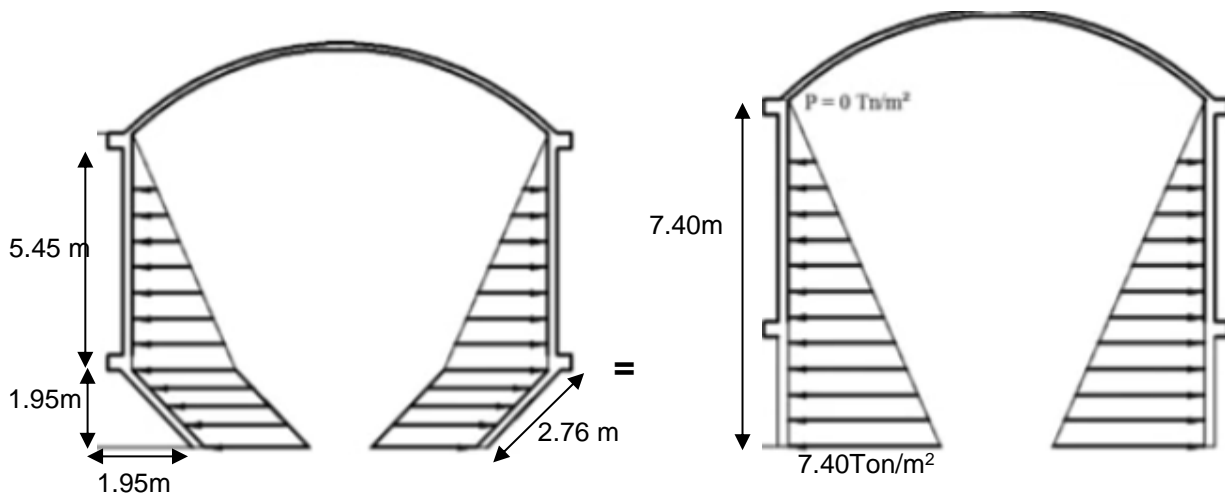


Figura 2. Definición de secciones del soporte.

**Asignación de la presión hidrostática en el tanque**  
**Presión de agua en el fondo cónico muro cilíndrico**



Generatriz=1.95m

Altura equivalente (He) =7.400m

De la ecuación

Elevación superior = 27.40m

Elevación inferior = 20.00 m

Calculo de C y D:

$$27.40 C + D = 0 \dots (1)$$

$$20.00C + D = 7.40 \dots (2)$$

C=-1

D=27.40

**Presión de agua en domo inferior**

Altura de agua sobre el domo

HAD=5.16m

Presión de agua en el punto A

PA=7.40m

Presión De agua en el punto B

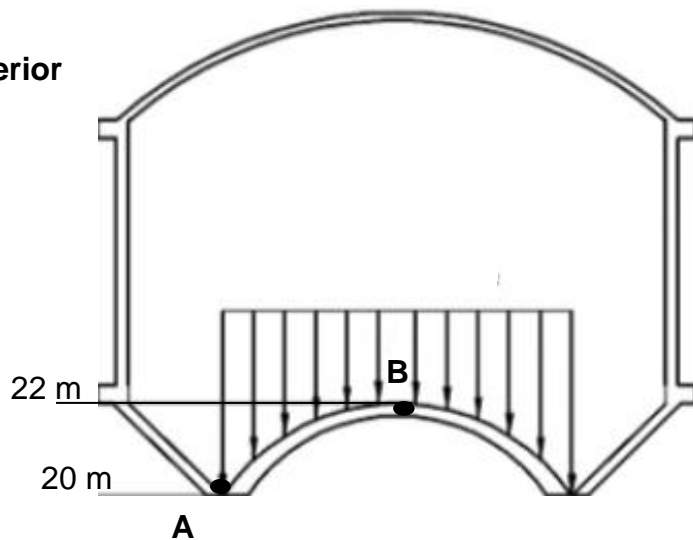
PB=5.05m

De la ecuación

$$22.24C + D = 5.16 \dots (4)$$

$$20.00C + D = 7.40 \dots (3)$$

C=- 1     D=27.40



## Asignación de presiones de agua en el programa sap2000

**Assign Joint Pattern Data** [Close]

**General**

Joint Pattern Name: P DOMO INFERIOR

**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: 27.4

**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

## Calculo De Centro De Gravedad Del Tanque

**Tabla 46.**Centro de gravedad de tanque INTZE

Descripcion	Peso del Elemento( $W_i$ )	Centroide ( $H_g$ )	$W_i \cdot H_g$
Cupula Superior e=11cm	50.59220809	10.91103295	552.01325
Viga circular Superior(30X25)cm <sup>2</sup>	8.708494836	9.7	84.4724
Muro Cilindrico e=20cm	138.672413	6.58	911.77112
Chimenea e=15cm	13.26066259	6.68	88.514923
Viga circular Inferior (50x40)cm <sup>2</sup>	23.82583868	3.35	79.81656
Fondo Tronco Conico e=25cm	68.09606679	2.272886742	154.77465
Cupula Inferior e=30cm	80.19581419	2.176150318	174.51815
Anillo de soporte h=1.20 m	65.68693248	0.6	39.412159
	<b>Suma total</b>		<b>2085.293</b>

**P tanque: 449.0384**

**$H_{gTanque}$ : 4.64390809**

## Análisis sísmico

### Sismo Estático

Para el análisis sísmico estático calcularemos los cortantes impulsivo convectivo de acuerdo a las norma ACI 350.3R-06 y la E-030 las cuales se modelaran tomando en consideración el modelo Simplificado de Housner para tanque es elevados

#### A. Modelo 01

Peso del tanque

**Tabla 47.** Peso del tanque INTZE

DESCRIPCION	PESO/ELEMENTO
Cúpula Superior $e_p=11\text{cm}$	50.592 Ton
Viga circular Superior(30X25)cm <sup>2</sup>	8.708 Ton
Muro Cilíndrico $e=20\text{cm}$	138.672 Ton
Chimenea $e=15\text{cm}$	13.261 Ton
Viga circular Inferior (50x40)cm <sup>2</sup>	23.826 Ton
Fondo Tronco Conuco $e=25\text{cm}$	68.096 Ton
Cúpula Inferior $e=30\text{cm}$	80.196 Ton
Anillo de soporte $h=1.20\text{ m}$	65.687 Ton
<b>TOTAL</b>	<b>449.038 Ton</b>

#### - Cálculo de Peso de la torre de soporte:

Numero de columna: 10

Altura de entre piso:4

Inclinación: 82.87 °

**Tabla 48.** Peso de la torre de soporte del modelo 01

NIVEL	DESCRIPCION	CANTIDAD	LONG. VIGA	LOG. COLUMNA	P.COL (Ton)	P.VIG (Ton)	P.NIVEL (Ton)
5	COLUMNA	10		4.031128874	57.56452032		87.57128832
	VIGAS EXTERNAS	10	3.6773			30.006768	
	VIGAS CENTRALES	10	0			0	
4	COLUMNA	10		4.031128874	57.56452032		88.17930432
	VIGAS EXTERNAS	10	3.9863			30.614784	
	VIGAS CENTRALES	10	0			0	
3	COLUMNA	10		4.031128874	65.30428776		100.3539358
	VIGAS EXTERNAS	10	4.2953			35.049648	
	VIGAS CENTRALES	10	0			0	
2	COLUMNA	10		4.031128874	65.30428776		100.6660798
	VIGAS EXTERNAS	10	4.6044			35.361792	
	VIGAS CENTRALES	10	0			0	
1	COLUMNA	10		4.031128874	65.30428776		65.30428776
<b>PESO TOTAL DEL SOPORTE</b>							<b>442.075 Ton</b>

**- Cálculo de las propiedades dinámicas del modelo 01:**

Altura Del tanque cilíndrico equivalente

Volumen De Almacenamiento=1000 m<sup>3</sup>

Diámetro de tanque equivalente (D)=14.80 m

Altura del agua en el tanque equivalente (HL)=5.85m

**Cálculo del peso impulsivo**

P<sub>H2O</sub>=WL=1000Ton

$$\frac{D}{H_L} = 2.53$$

$$\frac{W_i}{W_L} = \frac{\tanh\left[0.866\left(\frac{D}{H_L}\right)\right]}{0.866\left(\frac{D}{H_L}\right)}$$

**W<sub>i</sub>=445.15 ton**

### Cálculo de la altura impulsiva (EBP)

$$\frac{D}{H_L} \geq 1.333$$

$$\frac{h_i}{H_L} = 0.375$$

$$h_i = 2.194 \text{ m}$$

Cálculo coeficiente de masa impulsiva

$$\varepsilon = \left[ 0.0151 \left( \frac{D}{H_L} \right)^2 - 0.1908 \left( \frac{D}{H_L} \right) + 1.021 \right] \leq 1.0 \text{ (9-45)}$$

$$\xi = 0.634939367$$

### Cálculo del peso convectivo

$$\frac{W_c}{W_L} = 0.230 \left( \frac{D}{H_L} \right) \tanh \left[ 3.68 \left( \frac{H_L}{D} \right) \right]$$

$$W_c = 521.71 \text{ Ton}$$

### Cálculo de la altura convectiva (EBP)

$$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh \left[ 3.68 \left( \frac{H_L}{D} \right) \right] - 1}{3.68 \left( \frac{H_L}{D} \right) \sinh \left[ 3.68 \left( \frac{H_L}{D} \right) \right]}$$

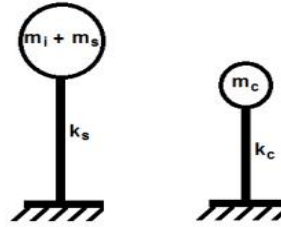
$$h_c = 3.35 \text{ m}$$

### Cálculo del periodo impulsivo

El cálculo del periodo impulsivo según el modelo simplificado Housner para tanques elevados, supone que las dos masas ( $m_1$  y  $m_2$ ) están desacopladas y las fuerzas sísmicas en el soporte son estimada considerando dos sistemas separados de un solo grado de libertad: La masa de  $m_2$  representa solo el chapoteo de la masa convectiva.



c) Modelo de 2 masas del depósito elevado



d) Sistema equivalente desacoplado

Considerando lo antes mencionado elaboramos un modelo en SAP2000V19 solo considerando la masa impulsiva, aplicada en el muro cilíndrico solo hasta la altura impulsiva ya calculada anteriormente.

Posteriormente definimos los parámetros para el análisis modal como se muestra a continuación.

Calculo de la masa impulsiva:

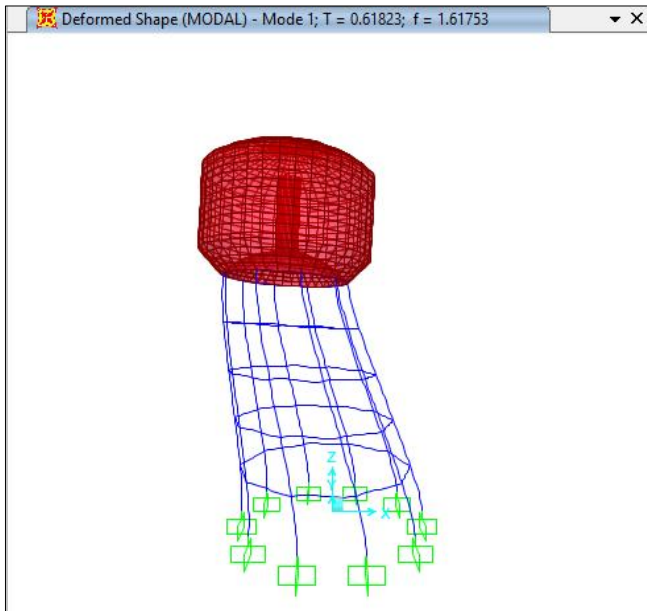
$$W_i = 547.54 \text{ ton}$$

$$m_i = \frac{W_i}{g}$$

$$m_i = 45.377 \text{ Ton-s}^2/\text{m}$$

Esta masa será distribuida en 40 nudo pertenecientes al muro cilíndrico.

$$m_{i/nudo} = 1.1344247 \text{ Ton-s}^2/\text{m}$$



**Figura 59.**Periodo impulsivo para el modelo01 calculado en SAP 2000v19

Por lo tanto  **$T_i=0.61823s$**   **$\omega_i=1.61753$  radian/s**

### **Calculo del periodo convectivo**

Calculo de la rigidez para la oscilación de la masa convectiva (rigidez del recorte):

$$\omega_c = \frac{\lambda}{\sqrt{D}}$$

$$\lambda = \sqrt{3.68g \tanh \left[ 3.68 \left( \frac{H_L}{D} \right) \right]}$$

$$T_c = \frac{2\pi}{\omega_c} = \left( \frac{2\pi}{\lambda} \right) \sqrt{D}$$

$$K_C = 0.836 \frac{W_L}{H} \tanh^2 \left( \sqrt{10} \frac{H}{D} \right)$$

$$\lambda = 10.305$$

$$\omega_c = 1.479 \text{ radian/s}$$

$$T_C = 4.249 \text{ seg}$$

$$k_c = 102.830 \text{ Ton/m}$$

- **Parámetros de sismicidad**

- **Parámetros para la componente impulsiva**

Se tomó R y el factor de importancia se tomaran acorde con la norma

ACI350.3R-06 debido a que la norma E-030 no presenta mucha información sobre este tipo de estructuras

### **Factor de zona "Z"**

La zona elegida fue la zona 3 a la cual le corresponde un factor

$$Z=0.35$$

### **Factor de uso "U"**

El ACI350.3r-06 especifica un factor de 1.25.

$$U=1.25$$

### **Factor de amplificación sísmica "Ci"**

El periodo impulsivo calculado con el programa SAP2000 es igual a:

$$Ti=0.61823s$$

Los periodos TP y TL se obtienen de la tabla de la norma E-30

$$TP=1$$

$$TL=1.6$$

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

$$T < T_P \quad C = 2,5$$

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

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

$$Ti=0.61823 < Tp=1s$$

$$C=2.5$$

### **Factor de suelo "S"**

Según la tabla 3 de la norma e-30 para una zona 3 y un suelo tipo S3 le corresponde un suelo de

$$S3=1.20$$

### **Factor de reducción de respuesta sísmica "R"**

el factor que más se asemeja a nuestra estructura en la E-030 es el de R=8, pero en la norma ACI350.3R-06 si especifica un r para tanques

elevados que es igual 2 por lo tanto el factor de reducción de respuesta sísmica se tomara de la norma ACI350.3R-06.

**R=2**

**- Parámetros para la componente convectiva**

Los factores de zona, suelo y uso son los mismos pero el de amplificación sísmica y el de importancia se obtienen de la siguiente manera

**Factor de amplificación sísmica "Cc"**

El periodo convectivo

**Tc = 4.249 seg**

$$T < T_P \quad C = 2,5$$

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

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

**CC= 0.222**

**Factor de reducción de respuesta sísmica "RC"**

Se tomara de la norma ACI350.3R-06 la cual indica:

**RC=1**

**- Cálculo de cortante Impulsivo**

Para el cálculo de cortantes se usara la siguiente formula

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

Cortante impulsivo:

$$V_I = 292.126 \text{ Ton}$$

Cortante del domo superior:

$$V_{Ds} = 33.20 \text{ Ton}$$

Cortante muro cilíndrico:

$$M_{CILINDRICO} + V_{VCS} + V_{VCI} + V_{CHMN} = P_{(M+VCS+VCI)} \cdot \xi \cdot Z \cdot U \cdot C \cdot S / R_i = 75.418 \text{ Ton}$$

Cortante fondo cónico:

$$V_{FC} = 44.688 \text{ Ton}$$

Cortante domo inferior:

$$V_{Dinf} = 52.628 \text{ Ton}$$

Cortante torre de soporte:

$$V_{spt}=2/3*(P_{SPT}+P_{VSPT})*Z*U*C*S/R_i= 222.146\text{Ton}$$

**Cortante Impulsivo Total=720.21Ton**

**- Cálculo de cortante convectivo**

Considerando el  $CC=0.22159$  y  $R=1$

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

Cortante Convectivo:

$$V_c=60.694\text{Ton}$$

**- Cálculo de Cortante Total**

$$V_{TOTAL} = \sqrt{V_i^2 + V_c^2}$$

$$V_{Total}= 722.763\text{Ton}$$

**- Asignación de cargas al modelo**

**Asignación de Cortantes Impulsivos:**

Se asignó los cortantes pertenecientes al peso del tanque se asignara en su centro de gravedad , el cortante impulsivo se asignara en la altura impulsiva anteriormente calculada y con respecto al cortante que aporta la torre de soporte será distribuido en concordancia con la norma E-030.

Distribución del Cortante aportado por la torre de soporte.

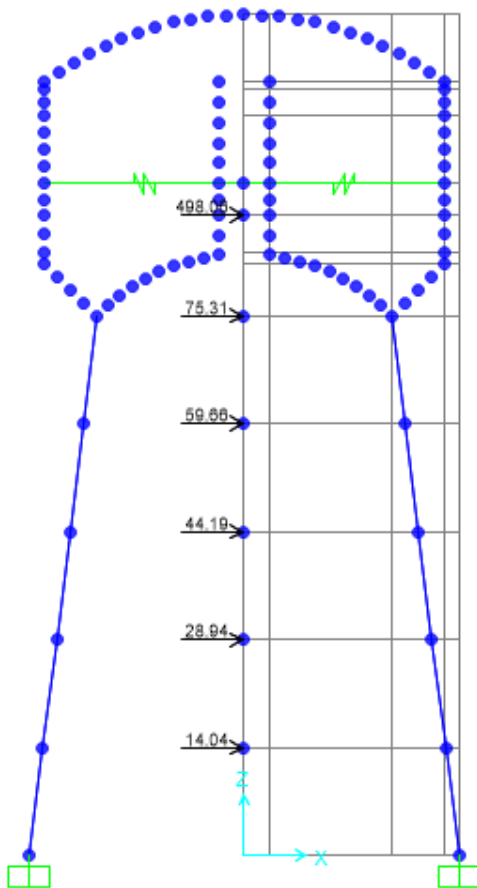
$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

$$V_{TORRE}=222.146\text{Ton} \quad k=1.043721$$

**Tabla 49.** Distribución de los cortantes inerciales del modelo 01

NIVEL	$h_i$	$P_i(h_i)^k$	$\alpha_i$	CORTANTE /NIVEL
5	20	1929.3	0.339	75.31172555
4	16	1528.5	0.2686	59.6644419
3	12	1132.0	0.1989	44.18902299
2	8	741.45	0.1303	28.94171447
1	4	359.65	0.0632	14.03889502
<b>TOTAL</b>		<b>5691.1</b>	<b><math>V_{TOTAL}</math></b>	<b>222.1457999</b>



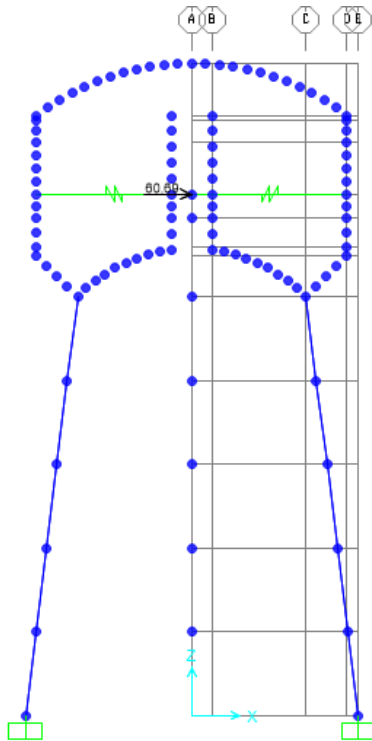
**Figura 60.** Distribución del cortante estático producido por los pesos impulso e inercial para el modelo 01.

**Asignación de Cortante convectivo:**

Se asignó como carga puntual en la dirección X a un nudo ubicado a la altura convectiva, así mismo dicho nudo está enlazado a las paredes del tanque por medio de resortes que representan la rigidez del agua en

oleaje que fue calculada anteriormente y al cual se dividió en 40 partes por la discretización del modelo en SAP 2000 v 19.

$K_c = 102.830 \text{ Ton/m}$      $K_c/\text{resorte} = 2.571 \text{ Ton/m}$



**Figura 61** .Asignación del cortante estático producido por los pesos impulso e inercial para el modelo 01.

## B. Modelo 02

Se sigue el mismo proceso que usamos para el Modelo 1, así mismo consideraremos las mismas secciones de vigas y columnas para esta torre de soportes con el objetivo de hacer la comparación entre los 2 modelos.

Peso del líquido contenido = 1000 Ton

Calculo de Peso de la torre de soporte:

**Tabla 50.** Peso de la torre de soporte modelo 02

NIVEL	DESCRIPCION	CANTIDAD	LONG. VIGA	LOG. COLUMNA	P.COL (Ton)	P.VIG (Ton)	P.NIVEL (Ton)
5	COLUMNA	10		4	57.12		84.605328
	VIGAS EXTERNAS	10	3.3683			27.485328	
	VIGAS CENTRALES	10	0			0	
4	COLUMNA	10		4	57.12		82.988544
	VIGAS EXTERNAS	10	3.3683			25.868544	
	VIGAS CENTRALES	10	0			0	
3	COLUMNA	10		4	64.8		92.285328
	VIGAS EXTERNAS	10	3.3683			27.485328	
	VIGAS CENTRALES	10	0			0	
2	COLUMNA	10		4	64.8		90.668544
	VIGAS EXTERNAS	10	3.3683			25.868544	
	VIGAS CENTRALES	10	0			0	
1	COLUMNA	10		4	64.8		64.8
PESO TOTAL DEL SOPORTE							415.348 Ton

**- Cálculo de las propiedades dinámicas del modelo 02:**

Ya que el tanque INTZE es el mismo para ambos modelos , lo correspondiente a pesos impulsivo y convectivo del agua almacenada y sus respectivas alturas de aplicación son las mismas.

**Cálculo del peso impulsivo.**

$W_i = 445.15$  Ton

**Cálculo de la altura impulsiva (EBP)**

$h_i = 2.194$  m

**Cálculo del peso convectivo**

$W_c = 521.71$  Ton

**Cálculo de la altura convectiva (EBP)**

$h_c = 3.351$  m

### Calculo del periodo impulsivo

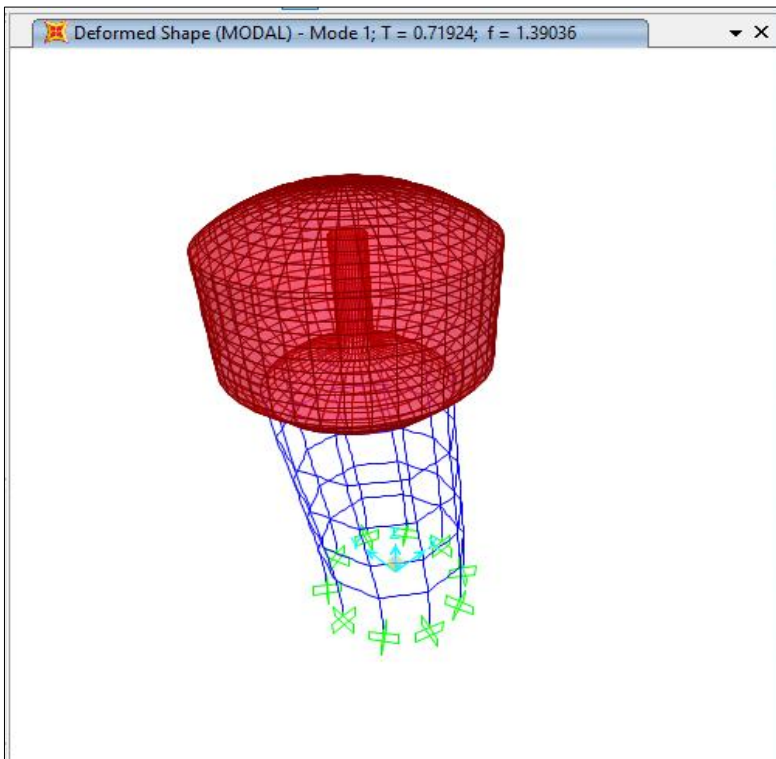
$W_i=445.15$  ton

Esta masa será distribuida en 40 nudo pertenecientes al muro cilíndrico.

$$m_i = \frac{W_i}{g}$$

$$m_i = 45.377 \text{ Ton-s}^2/\text{m}$$

$$m_{i/nudo} = 1.1344247 \text{ Ton-s}^2/\text{m}$$



**Figura 62.** Periodo impulsivo para el modelo02 calculado en SAP 2000v19

Por lo tanto  $T_i=0.71924\text{s}$        $\omega_i=1.39036$  radian/s

### - Calculo del periodo convectivo

Calculo de la rigidez para la oscilación de la masa convectiva (rigidez del recorte):

$$K_C = 0.836 \frac{WL}{H} \tanh^2 \left( \sqrt{10} \frac{H}{D} \right)$$

$$\lambda = 10.30504115$$

$$\omega_c = 1.479 \text{ radian/s}$$

**$k_c = 102.830 \text{ Ton/m}$**

**- Parámetros de sismicidad**

**- Parámetros para la componente impulsiva**

Se tomó R acorde con la norma ACI350.3R-06 debido a que la norma E-030 no presenta mucha información sobre este tipo de estructuras.

**Factor de zona "Z"**

La zona elegida fue la zona 3 a la cual le corresponde un factor  $Z=0.35$

**Factor de uso "U"**

$U=1.25$

**Factor de amplificación sísmica "Ci"**

El periodo impulsivo calculado con el programa SAP2000 es igual a:

**$T_i = 0.71924 \text{ s}$**

Los periodos TP y TL se obtienen de la tabla de la norma E-30

$T_P = 1$

$T_L = 1.6$

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

$$T < T_P \quad C = 2,5$$

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

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

$T_i = 0.71924 \text{ s} < T_P = 1 \text{ s}$

**$C_i = 2.5$**

**Factor de suelo "S"**

**$S_3 = 1.20$**

**Factor de reducción de respuesta sísmica "R"**

**$R = 2$**

**- Parámetros para la componente convectiva**

Los factores de zona, suelo y uso son los mismos pero el de amplificación sísmica y el de importancia se obtienen de la siguiente manera

### Factor de amplificación sísmica "Cc"

El periodo convectivo

$$T_c = 4.249s$$

$$C_c = 0.222$$

### Factor de reducción de respuesta sísmica "Rc"

Se tomara de la norma ACI350.3R-06 la cual indica:

$$R_c = 1$$

### - Cálculo de cortante Impulsivo

Para el cálculo de cortantes se usara la siguiente formula

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

Cortante impulsivo:

$$V_i = 292.129 \text{ Ton}$$

Cortante del domo superior:

$$V_{DI} = 33.201 \text{ Ton}$$

Cortante muro cilíndrico:

$$M_{CILINDRICO} + V_{VCS} + V_{VCI} + V_{CHMN} = P_{(M+VCS+CCI)} \cdot \xi \cdot Z \cdot U \cdot C \cdot S / R_i = 75.418 \text{ Ton}$$

Cortante fondo cónico:

$$V_{FC} = 44.688 \text{ Ton}$$

Cortante domo inferior:

$$V_{Dinf} = 52.628 \text{ Ton}$$

Cortante torre de soporte:

$$V_{spt} = 2/3 \cdot (P_{SPT} + P_{VSPT}) \cdot Z \cdot U \cdot C \cdot S / R_i = 210.453 \text{ Ton}$$

**Cortante Impulsivo Total= 708.517Ton**

### - Cálculo de cortante convectivo

Considerando el  $C_c = 0.222$  y  $R = 1$

**Cortante Convectivo:**

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

$$V_c = 60.694 \text{ Ton}$$

**- Cálculo de Cortante Total**

$$V_{TOTAL} = \sqrt{V_i^2 + V_c^2}$$

**V<sub>Total</sub>= 711.112 Ton**

**- Asignación De Cargas Al Modelo**

**Asignación de Cortantes Impulsivo:**

Se asignó los cortantes pertenecientes al peso del tanque se asignara en su centro de gravedad ,el cortante impulsivo se asignara en la altura impulsiva anteriormente calculada y con respecto al cortante que aporta la torre de soporte será distribuido en concordancia con la norma E-030.

Distribución del Cortante aportado por la torre de soporte.

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

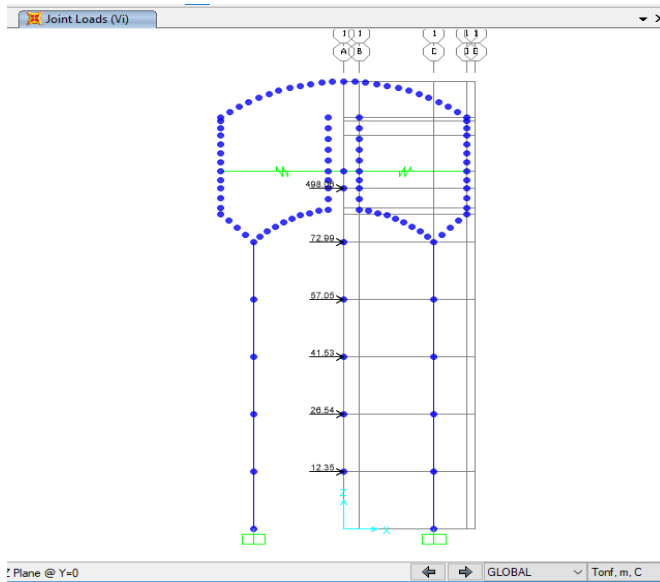
$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

**V<sub>TORRE</sub>=210.453 Ton**

**k=1.104046**

**Tabla 51.** Distribución de los cortantes inerciales del modelo 02

NIVEL	h <sub>i</sub>	P <sub>i</sub> (h <sub>i</sub> ) <sup>k</sup>	α <sub>i</sub>	CORTANTE /NIVEL
5	20	2189.89	0.3468	72.98836417
4	16	1711.71	0.2711	57.05063965
3	12	1245.92	0.1973	41.5262205
2	8	796.302	0.1261	26.54052781
1	4	370.448	0.0587	12.34691882
<b>TOTAL</b>		<b>6314.27</b>	<b>V<sub>TOTAL</sub></b>	<b>210.452671</b>

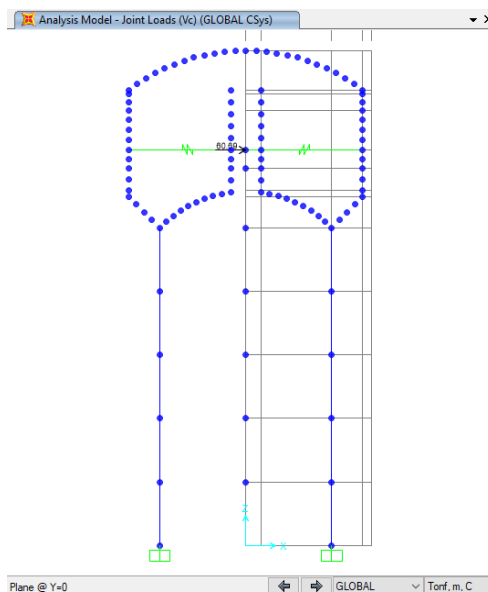


**Figura 63.** Distribución del cortante estático producido por los pesos impulso e inercial para el modelo 02.

**Asignación de Cortante convectivo:**

Se asignó como carga puntual en la dirección X a un nudo ubicado a la altura convectiva, así mismo dicho nudo esta enlazado a las paredes del tanque por medio de resortes que representan la rigidez del agua en oleaje que fue calculada anteriormente y al cual se dividió en 40 partes por la discretización del modelo en SAP 2000 v 19.

$K_c = 102.830 \text{Ton/m}$      $K_c/\text{resorte} = 2.571 \text{Ton/m}$



**Figura 64.** Asignación del cortante estático producido por los pesos

impulso e inercial para el modelo 02.

### Sismó Dinámico

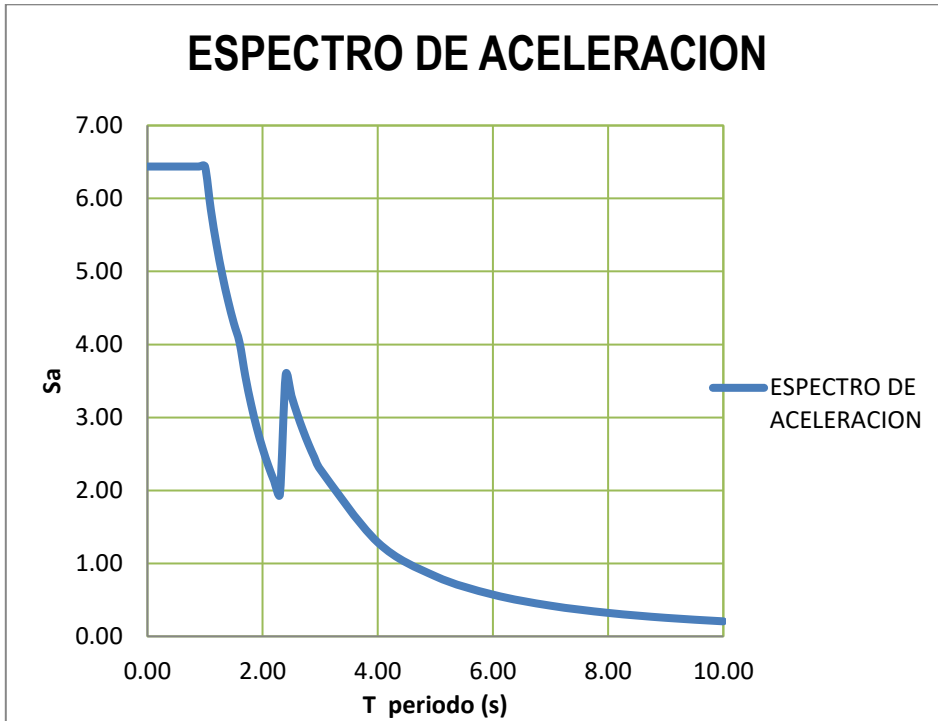
El análisis dinámico se realizara en el programa SAP2000V19, definiendo las fuentes de masa convectiva e impulsiva e ingresando el espectro de aceleraciones definido por la adaptación dela norma E-030 a la norma ACI 350.3R-06.

#### - Construcción Del Espectro De Diseño

S <sub>a</sub>	Z: 0.35	T <sub>P</sub> = 1
	U: 1.25	
	S: 1.2	
	g: 9.81 m/s <sup>2</sup>	
	<b>MASA CONVECTIVA</b>	
	C <sub>c</sub> : 0.221	
	R <sub>c</sub> : 1	
	<b>MASA IMPULSIVA</b>	
	C <sub>i</sub> : 2.5	
	R <sub>i</sub> : 2	
	$S_a = \frac{Z \times I \times S \times C(t_c)}{R_{wc}} \times g \dots (Z2) \rightarrow T \geq 2.4 \text{ s (Periodos largos)}$	
	$S_a = \frac{Z \times I \times S \times C(t_i)}{R_{wi}} \times g \dots (2) \rightarrow T \leq 2.4 \text{ s (Periodos cortos)}$	

**Tabla 52.** Espectro de aceleraciones

<b>T(s)</b>	<b>C</b>	<b>ZUSC/Rw</b>
0.00	2.50	6.44
0.10	2.50	6.44
0.20	2.50	6.44
0.30	2.50	6.44
0.40	2.50	6.44
0.50	2.50	6.44
0.60	2.50	6.44
0.70	2.50	6.44
0.80	2.50	6.44
0.90	2.50	6.44
1.00	2.50	6.44
1.10	2.27	5.85
1.20	2.08	5.36
1.30	1.92	4.95
1.40	1.79	4.60
1.50	1.67	4.29
1.60	1.56	4.02
1.70	1.38	3.56
1.80	1.23	3.18
1.90	1.11	2.85
2.00	1.00	2.58
2.10	0.91	2.34
2.20	0.83	2.13
2.30	0.76	1.95
2.40	0.69	3.58
2.50	0.64	3.30
2.60	0.59	3.05
2.70	0.55	2.83
2.80	0.51	2.63
2.90	0.48	2.45
3.00	0.44	2.29
4.00	0.25	1.29
5.00	0.16	0.82
6.00	0.11	0.57
7.00	0.08	0.42
8.00	0.06	0.32
9.00	0.05	0.25
10.00	0.04	0.21



**Figura 65.**Espectro de aceleraciones para reservorio elevado

#### **A. Modelo 01**

Una vez construido el espectro de diseño procederemos a la asignación de la carga dinámica del en el programa SAP2000V19 como ilustra a continuación.

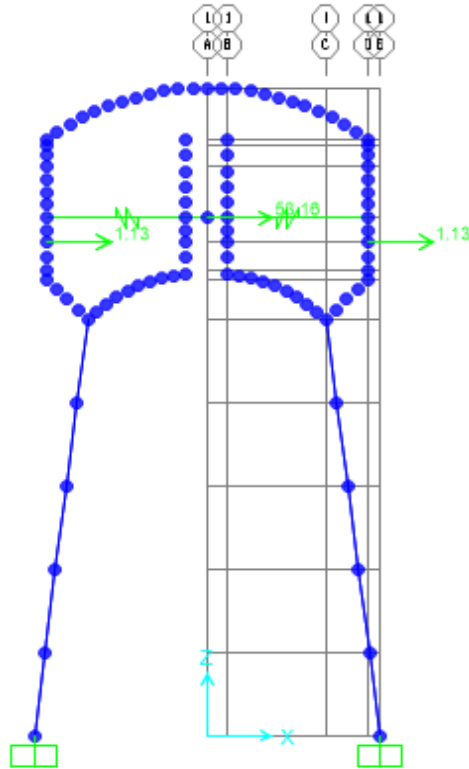
Asignación de masa impulsiva y convectiva

**$M_{IMPULSIVA} = 45.377 \text{ Ton-s}^2/\text{m}$**

**$N^{\circ} \text{ PUNTOS} = 40$** (Según discretización del modelo)

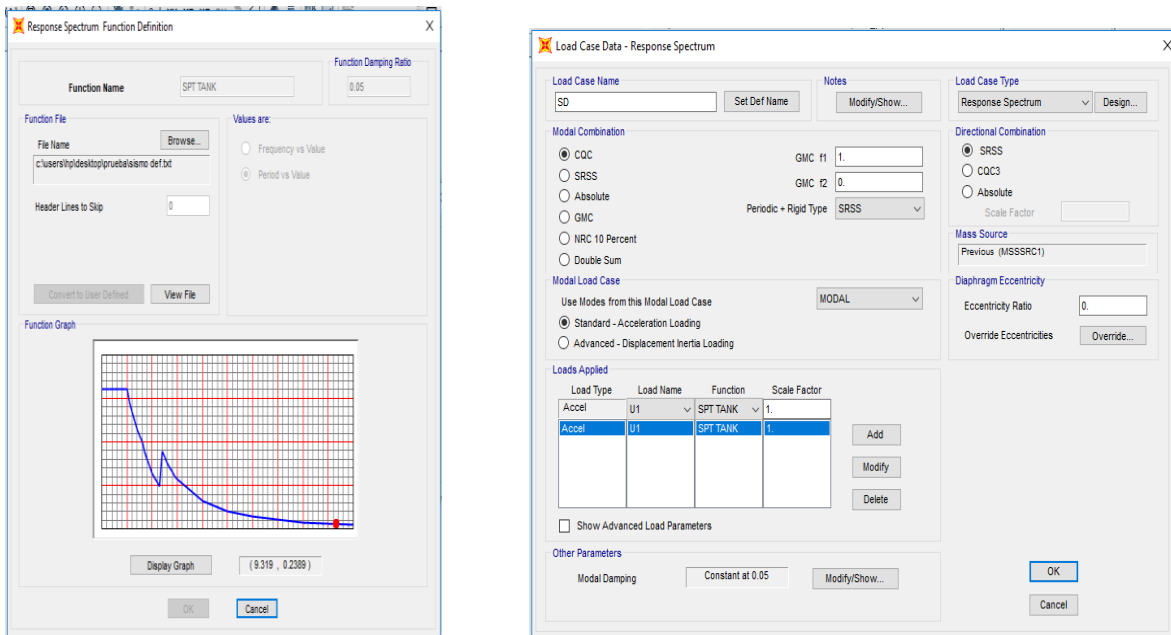
**$M_{IMPULSIVA} / \text{NUDO} = 1.1344247 \text{ Ton-s}^2/\text{m}$**

**$M_{CONVECTIVA} = 53.182 \text{ Ton-s}^2/\text{m}$**



**Figura 66.**Asignación de masas impulsiva y convectiva al modelo 01 en el programa sap2000v19

### Definición de la carga sísmica dinámica



**Figura 67.**Definición de la carga de sísmica dinámica

## B. Modelo 02

Una vez construido el espectro de diseño procederemos a la asignación de la carga dinámica del en el programa SAP2000V19 como ilustra a continuación.

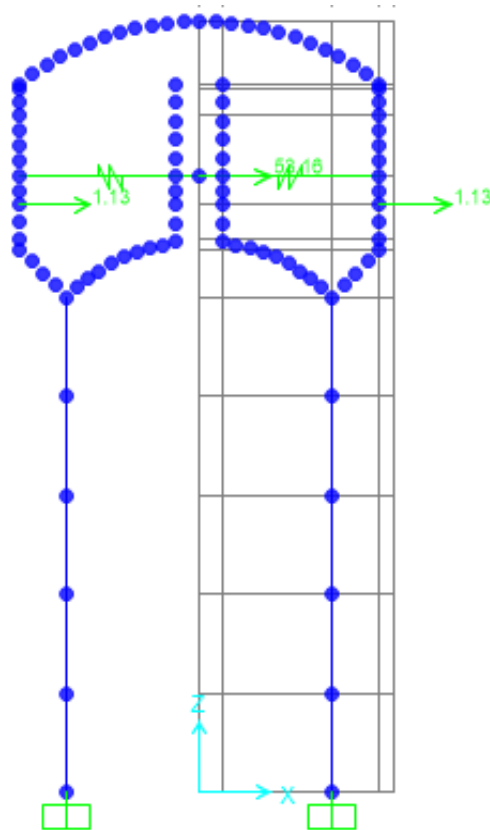
Asignación de masa impulsiva y convectiva

$$M_{\text{IMPULSIVA}} = 45.377 \text{ Ton-s}^2/\text{m}$$

Nº PUNTOS= 40 (Según discretización del modelo)

$$M_{\text{IMPULSIVA}} / \text{NUDO} = 1.1344247 \text{ Ton-s}^2/\text{m}$$

$$M_{\text{CONVECTIVA}} = 53.182 \text{ Ton-s}^2/\text{m}$$



**Figura 68.** Asignación de masas impulsiva y convectiva al modelo 01 en el programa sap2000v19

## Esfuerzos máximos en viga circular de soporte:

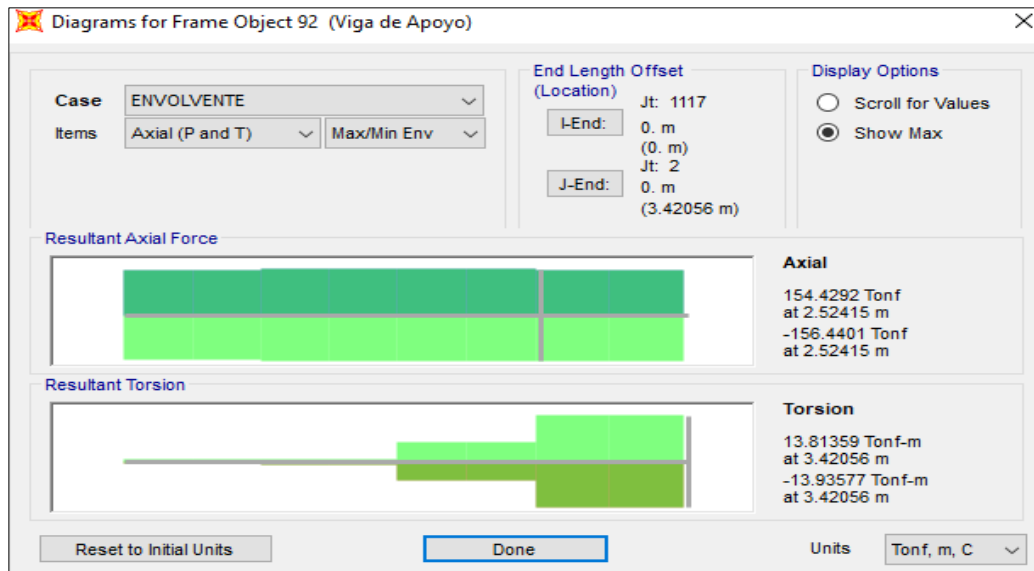


Figura 69. Viga circular de apoyo Axial-torsor máximo para el modelo 01.

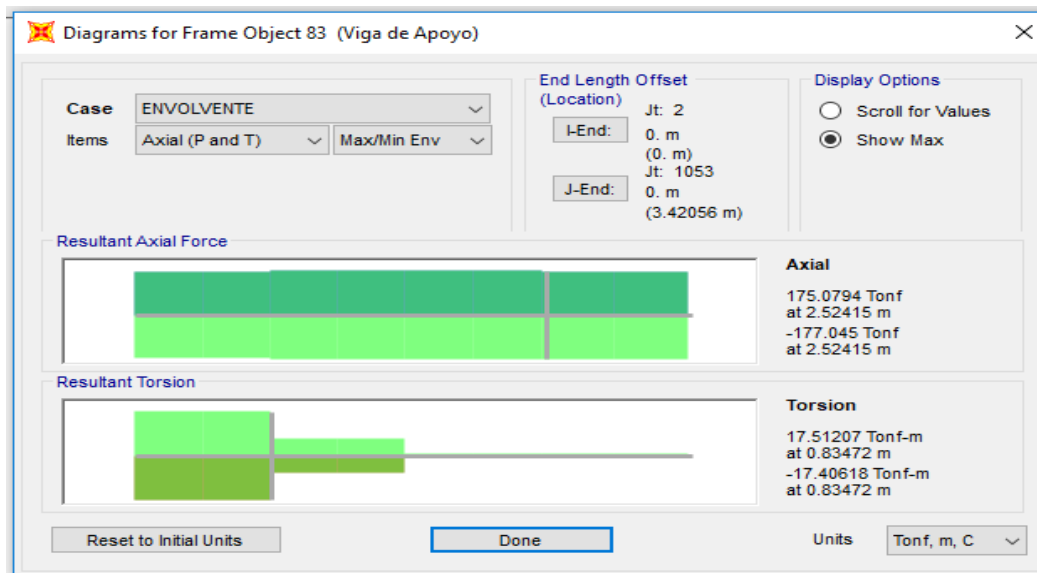
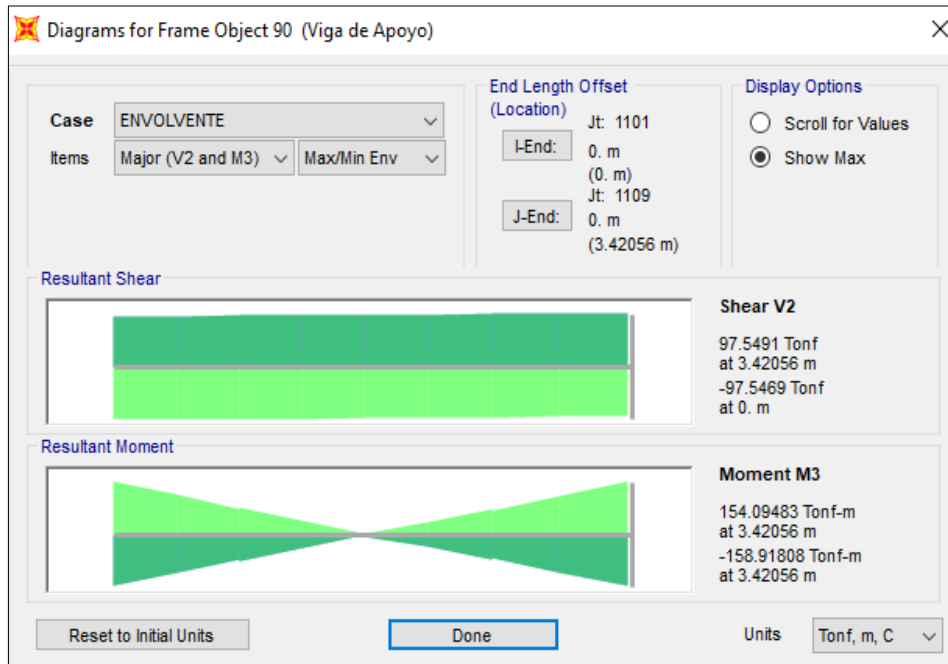
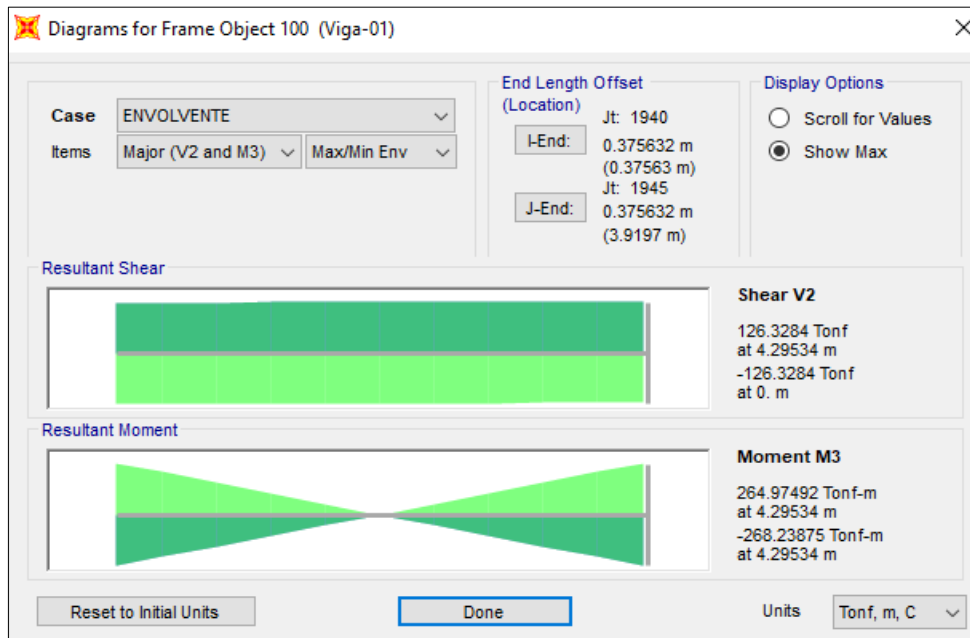


Figura 70. Viga circular de apoyo Axial-torsor máximo para el modelo 02.

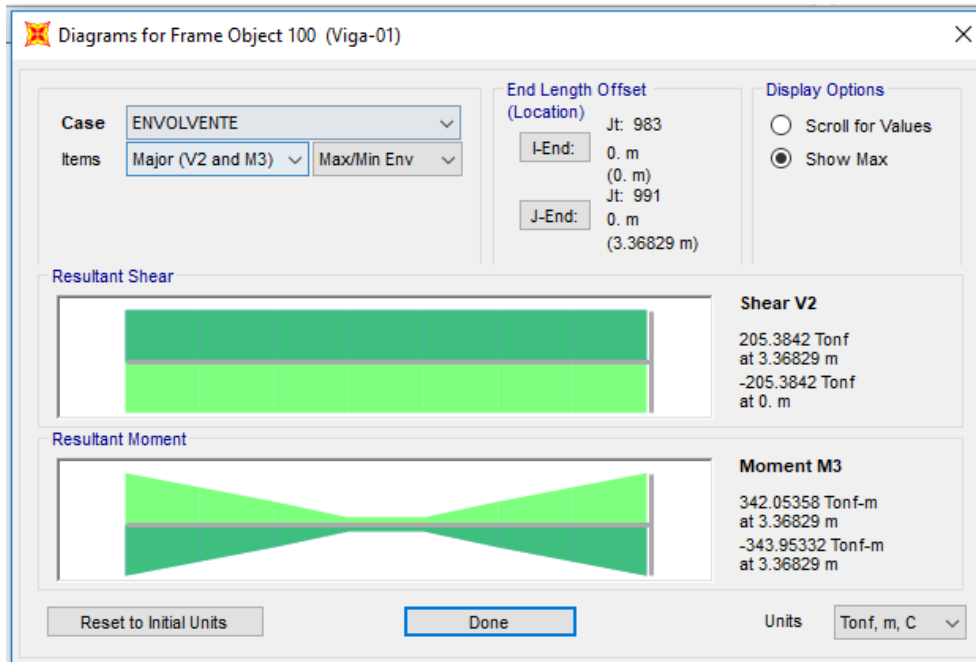


**Figura 71.** Viga circular de apoyo flexión-cortante máximo para el modelo 01

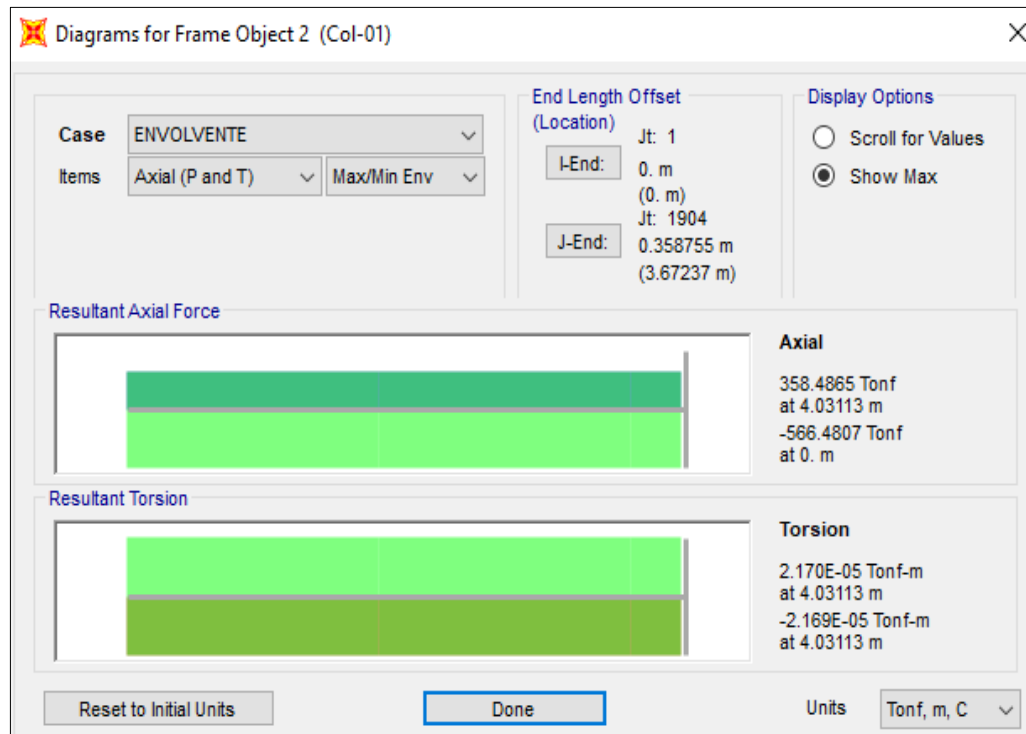
**Esfuerzos máximos en viga de arrioste:**



**Figura 72.** Vigas de arrioste flexión-cortante máximo para el modelo 01.



**Figura 73.** Vigas de arrioste flexión-cortante máximo para el modelo 02  
**Esfuerzos máximos en columnas:**



**Figura 74.** Columnas axial máximo para el modelo 01

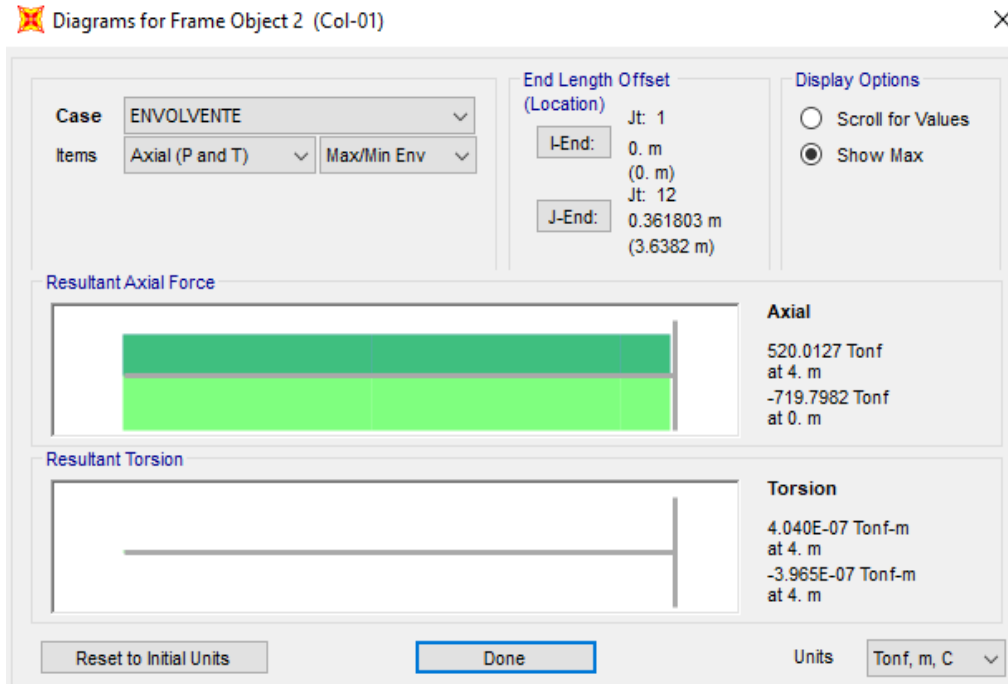


Figura 75. Columnas axial máximo para el modelo 02

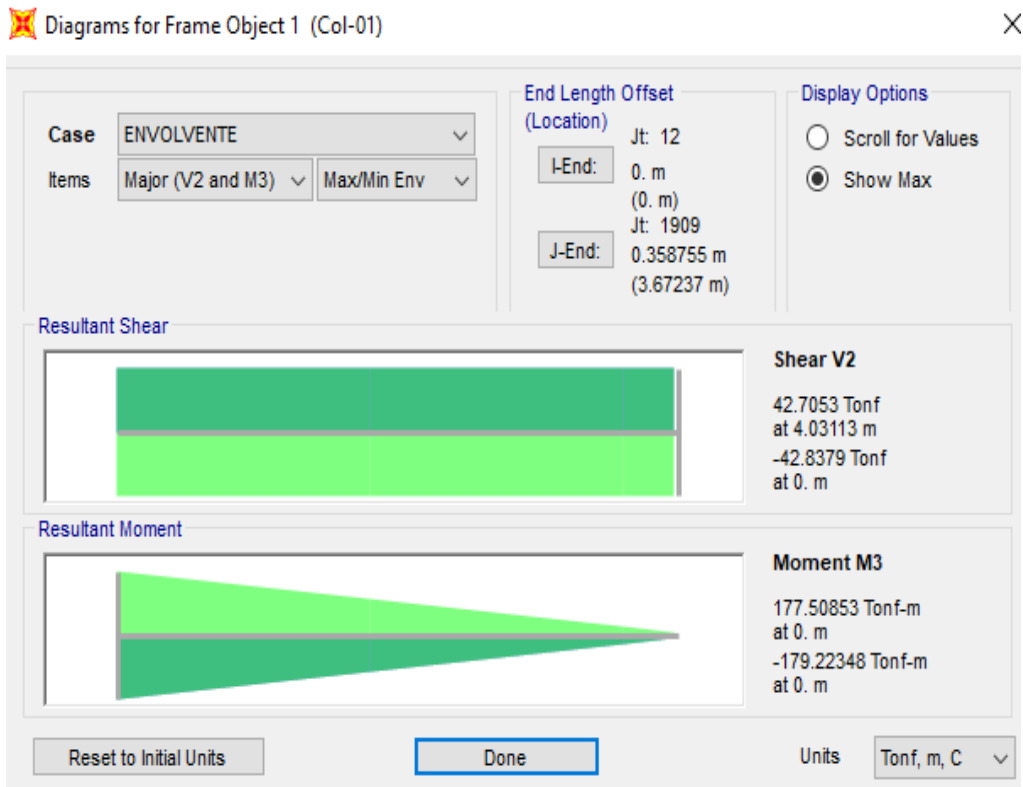
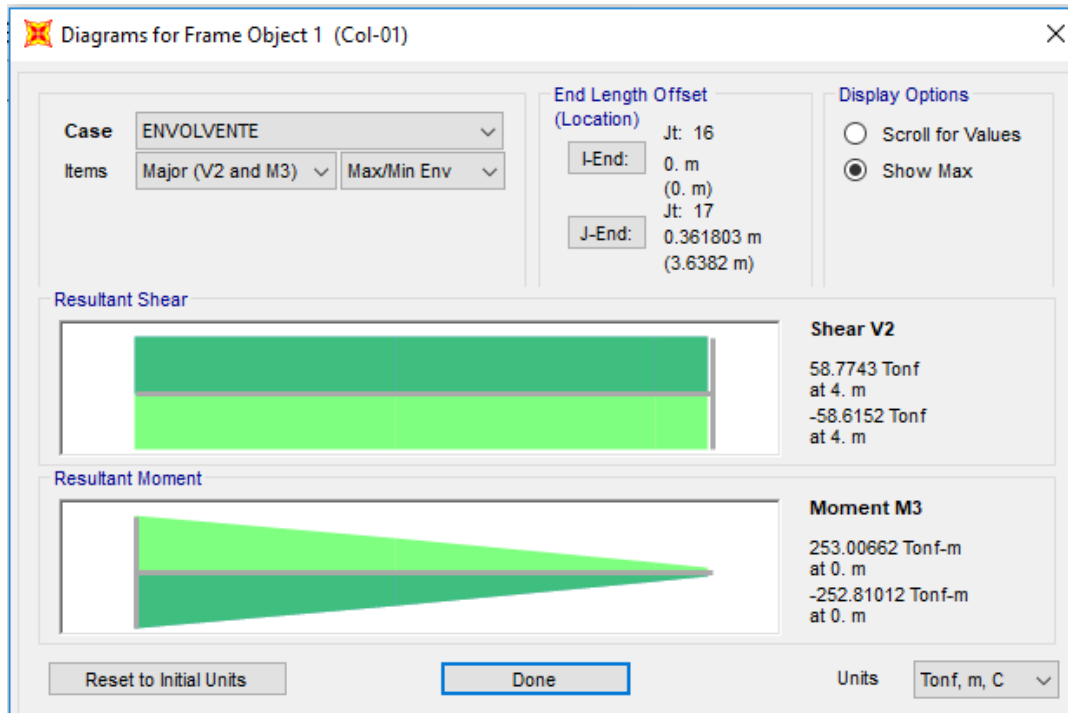
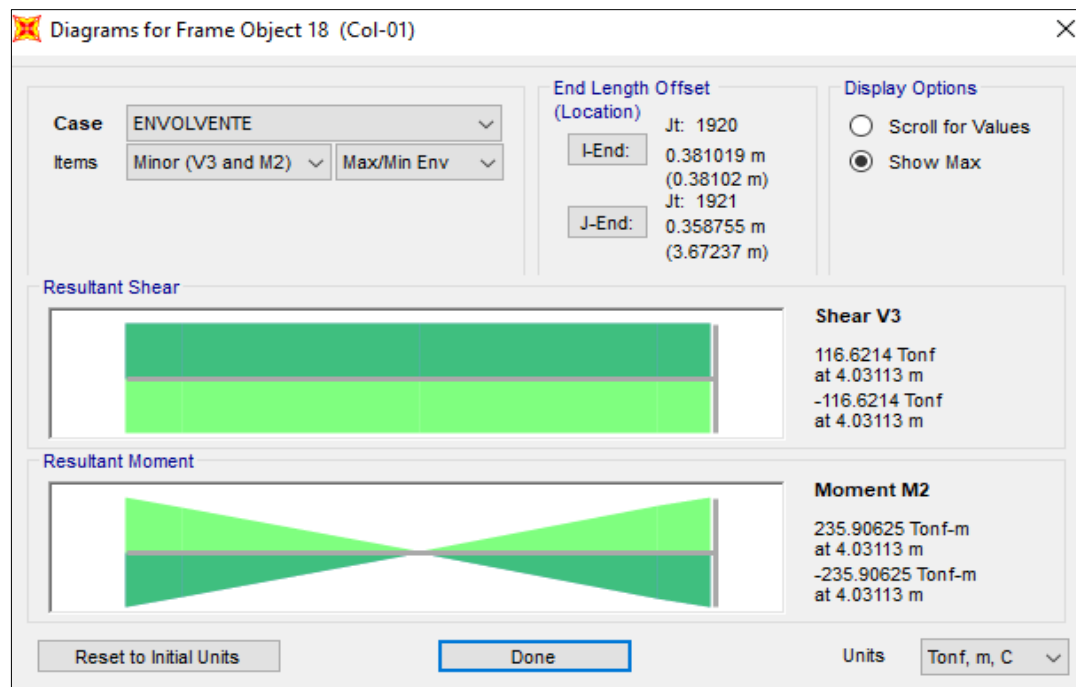


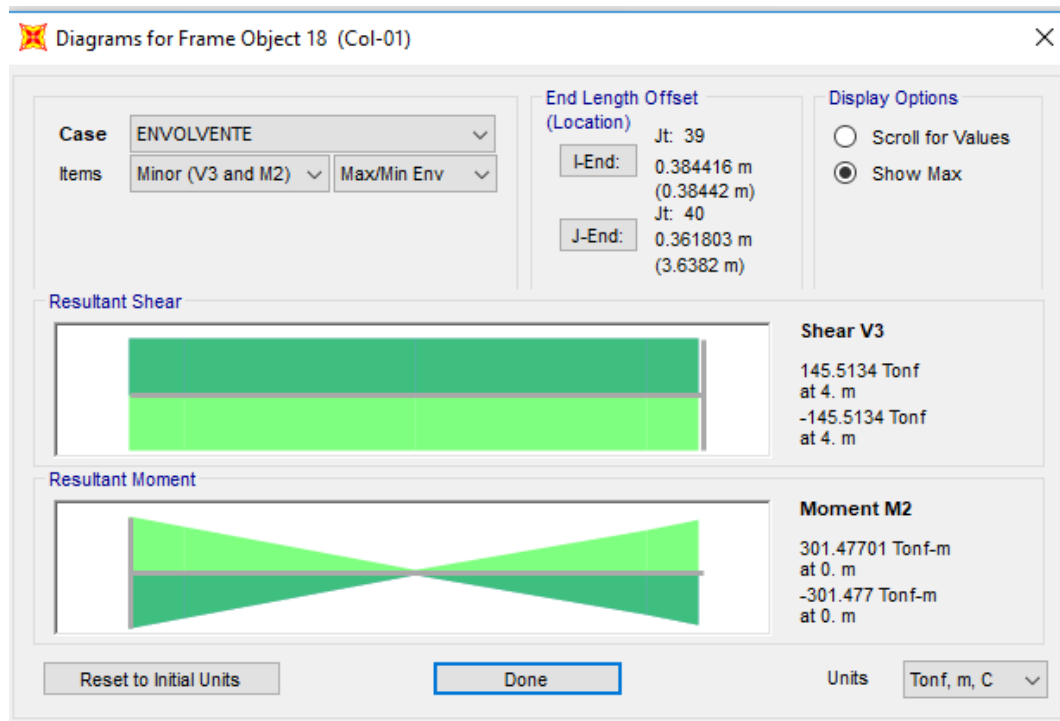
Figura 76. Columnas cortante máximo en la dirección 2 para el modelo 01.



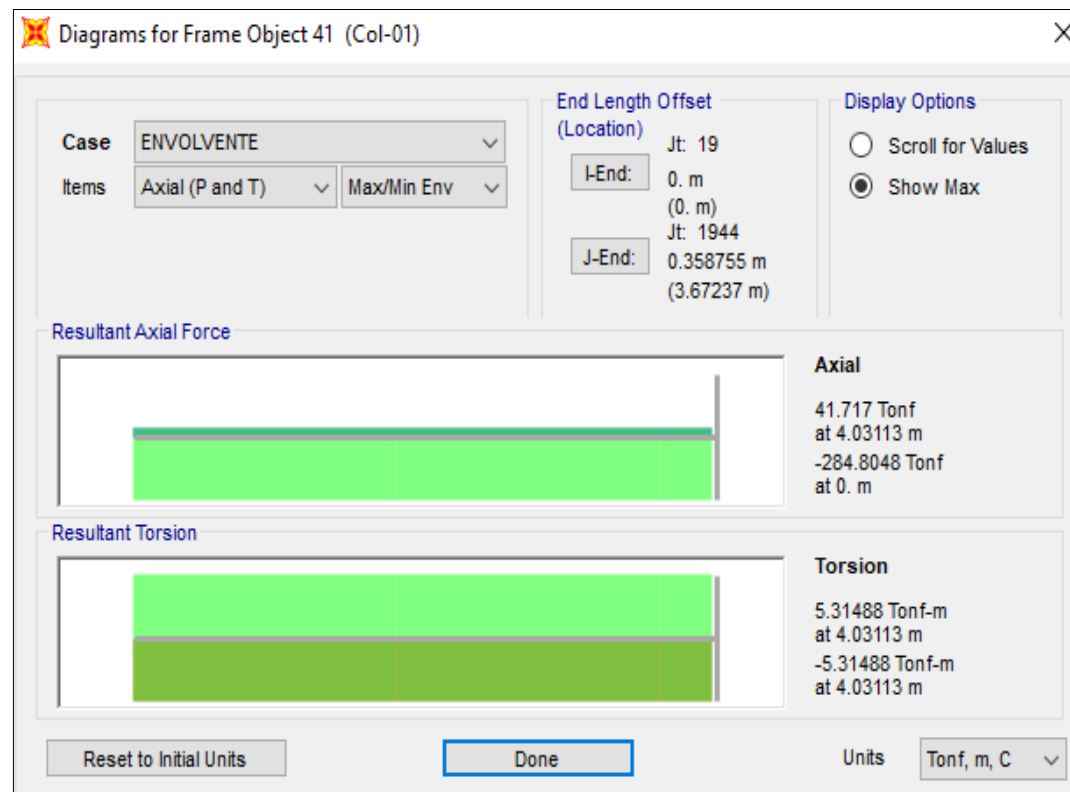
**Figura 77.** Columnas cortante máximo en la dirección 2 para el modelo 02.



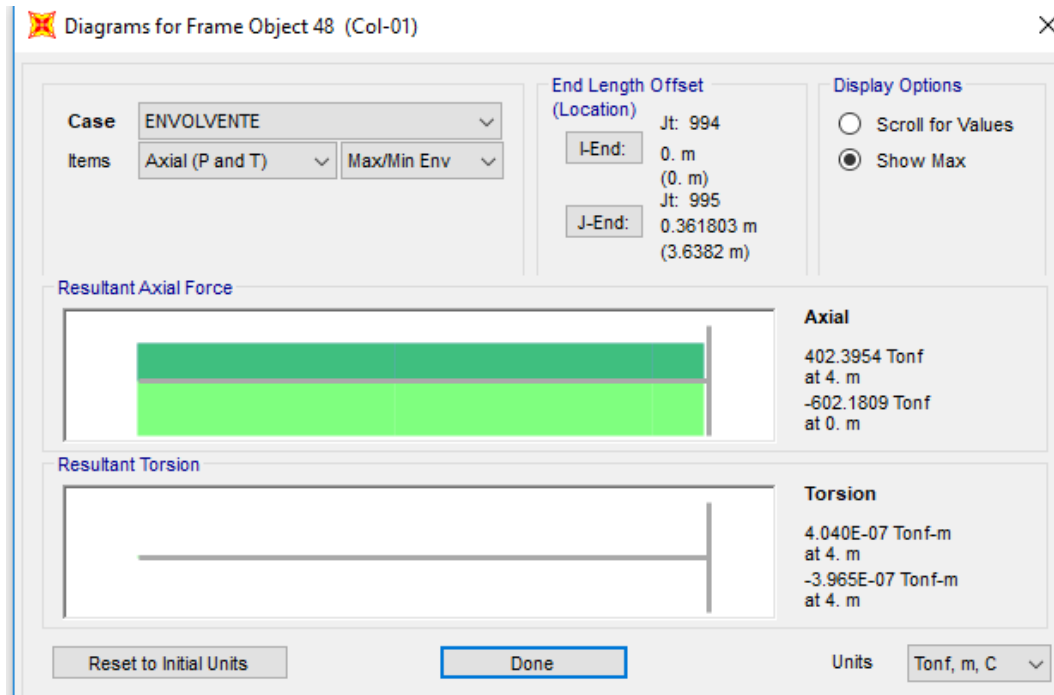
**Figura 78.** Columnas cortante máximo en la dirección 3 para el modelo 01.



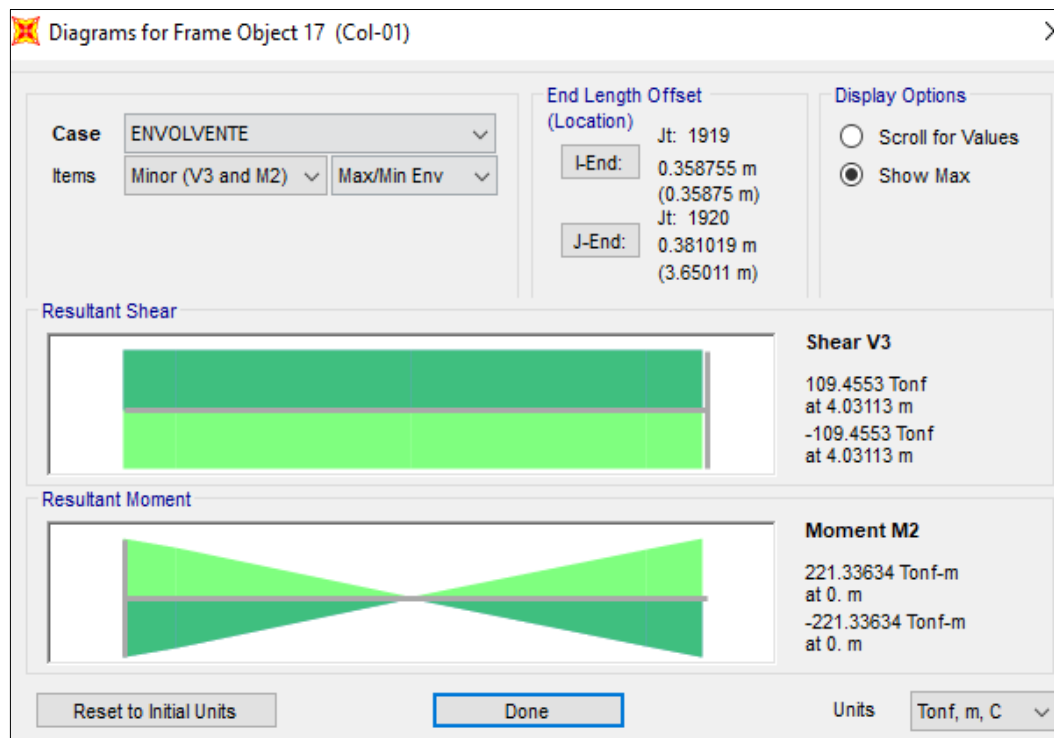
**Figura 79.** Columnas cortante máximo en la dirección 3 para el modelo 02.



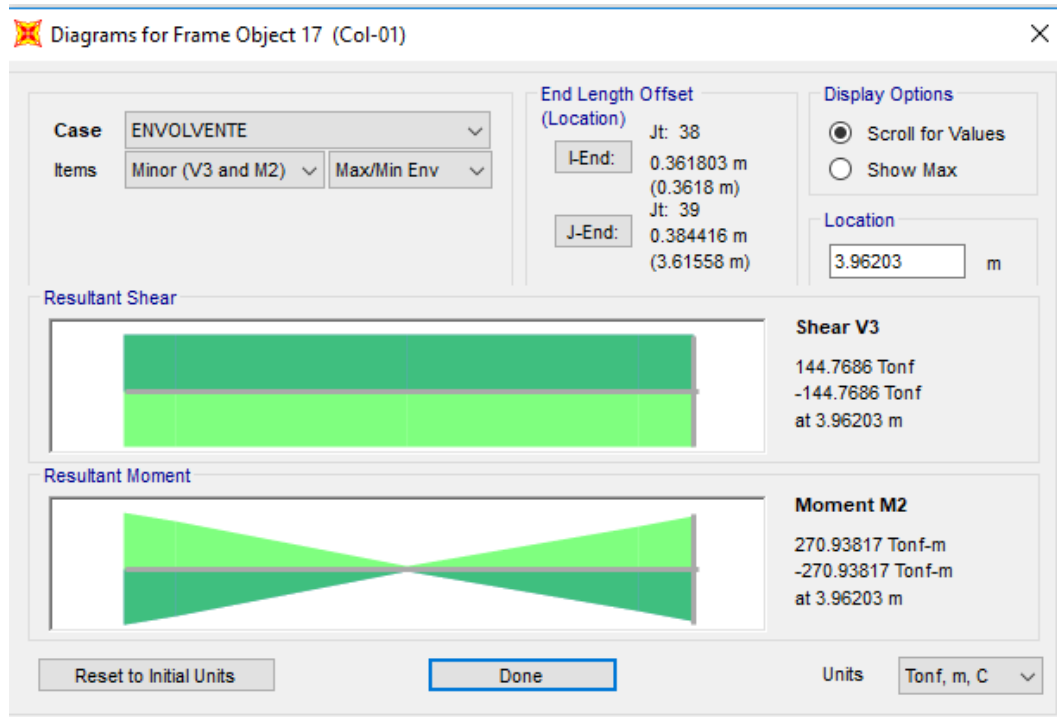
**Figura 80.** Columnas Torsor máximo para el modelo 01.



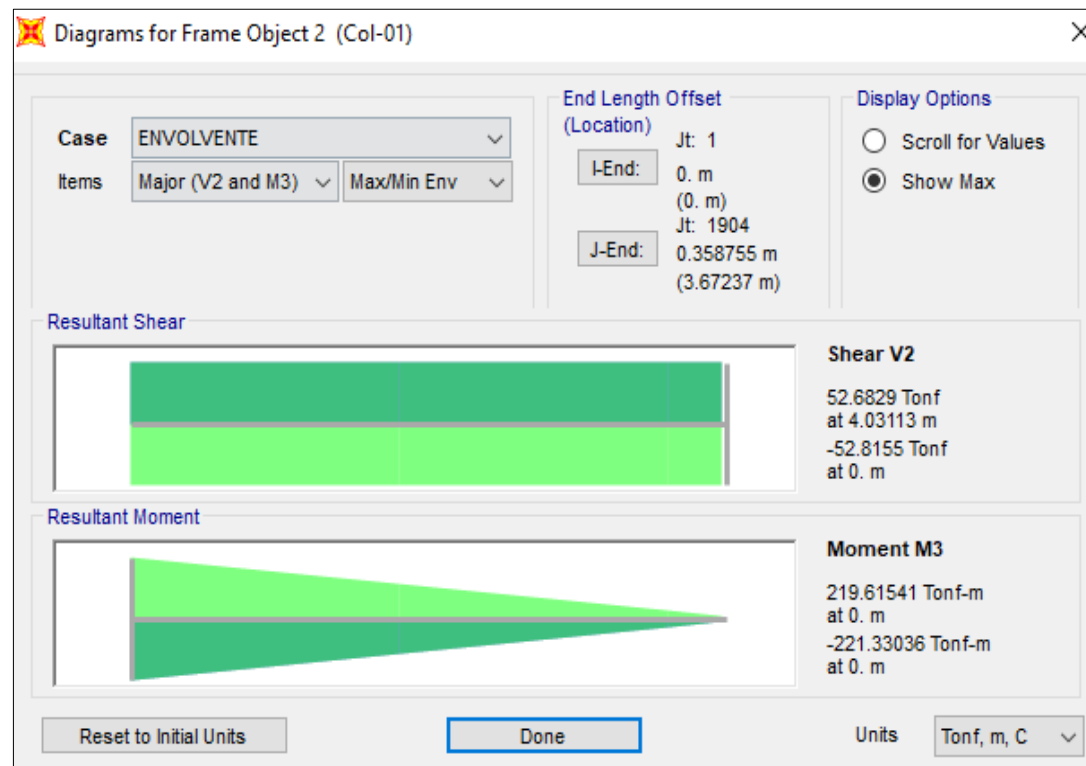
**Figura 81.** Columnas Torsor máximo para el modelo 02.



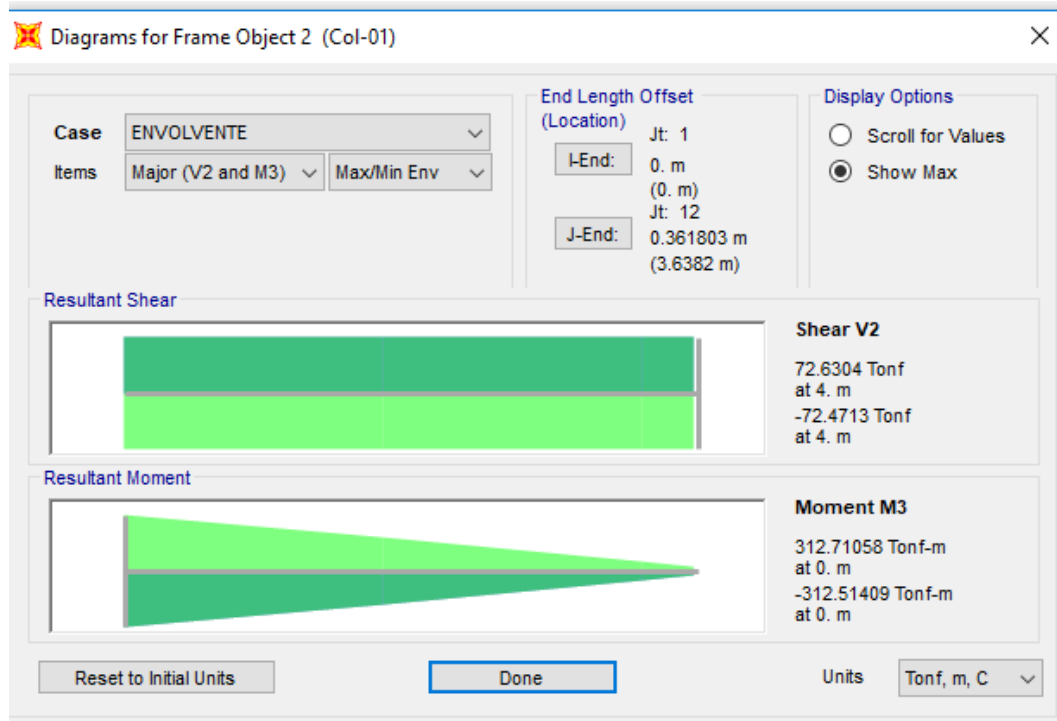
**Figura 82.** Columnas Flexión máxima en la dirección 2 para el modelo 01.



**Figura 83.** Columnas Flexión máxima en la dirección 2 para el modelo 02.



**Figura 84.** Columnas Flexión máxima en la dirección 3 para el modelo 01.



**Figura 85.** Columnas Flexión máxima en la dirección 3 para el modelo 02.