



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA MECÁNICA

ANÁLISIS DE INTEGRIDAD ESTRUCTURAL (IE) DE ESTANQUES
VERTICALES
EMPLEANDO EL PROCEDIMIENTO API 579 (FITNESS FOR SERVICE, FFS)

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL MECÁNICO

ALVARO ENRIQUE FALCONI RETAMALES

PROFESOR GUÍA:
LEONEL NÚÑEZ LAZO

MIEMBROS DE LA COMISIÒN:
ROGER BUSTAMANTE PLAZA
AQUILES SEPÚLVEDA OSSES

SANTIAGO DE CHILE
2018

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR AL
TÍTULO: INGENIERO CIVIL MECÁNICO
POR: ALVARO FALCONI RETAMALES
FECHA: 26/12/2017
PROFESOR GUIA: LEONEL NUÑEZ LAZO

ANÁLISIS DE INTEGRIDAD ESTRUCTURAL DE ESTANQUES VERTICALES EMPLEANDO EL PROCEDIMIENTO API 579 (FITNESS FOR SERVICE, FFS)

En Chile existe un gran inventario de estanques verticales de acero que se utilizan para el almacenamiento temporal o prolongado de líquidos, principalmente agua y combustibles. Como cualquier otro equipo o estructura los estanques envejecen y presentan defectos que influyen en su comportamiento mecánico estructural. Con tal de evitar que los defectos induzcan fallas estructurales se debe asegurar la integridad estructural (IE) del equipo. Esto se realiza a través del análisis de aptitud para el servicio o *fitness-for-service* (FFS), el cual se define como un análisis cuantitativo y estandarizado para determinar si un equipo es confiable y seguro para operar bajo condiciones específicas en un periodo de tiempo determinado.

El objetivo general de este trabajo es desarrollar un procedimiento de análisis de IE de estanques verticales mediante análisis con elementos finitos (AEF), mientras que los objetivos específicos son: i) estudiar la tipología y defectología de estanques verticales de uso habitual en Chile, ii) preparar y adaptar una rutina para el análisis de integridad estructural (AIE) basada en el API 579, iii) analizar casos representativos aplicando la rutina para AIE, y iv) categorizar los resultados según la IE de los estanques verticales analizados.

Para lograr los objetivos se realiza un AEF de un estanque vertical de acero de 11,5 m de diámetro y 11,2 m de altura que presenta cuatro defectos geométricos inducidos por la fabricación. Luego se analiza la estructura *as-built*, pero se incorporan defectos planos arbitrarios con diferentes dimensiones en cada análisis. Los parámetros utilizados para controlar la geometría y dimensión de los defectos son el radio hidráulico y la profundidad. De esta manera se relaciona la respuesta estructural de los modelos con los parámetros del defecto.

En base a los análisis y estudios desarrollados se concluye que el análisis AEF permite una revisión muy detallada de los mecanismos de falla susceptibles de activarse, por lo que en general esta mirada es acertada para la revisión de estanques en uso que no están depreciados. La modelación de un estanque imperfecto conviene realizarla de forma directa al interpolar puntos de control con *splines*. Se reconoce que los defectos, destacando los altos y pequeños de gran profundidad, inducen esfuerzos secundarios que promueven plasticidad local, la cual no necesariamente induce inestabilidad o colapso de la estructura. Finalmente, las cargas que desarrollan mayor peligro de colapso son, para defectos en los anillos superiores del estanque, viento y presión interna; y, para los anillos inferiores, la presión interna y las cargas sísmicas.

A quien encuentre en esta memoria el conocimiento que buscaba
y
a todos quienes hicieron posible esto.
Gracias.

Agradecimientos

Son muchas las personas quienes contribuyeron y me apoyaron durante mi formación académica profesional. Todas ellas fueron responsables que el día de hoy culmine mi camino como estudiante de ingeniería y comience mi camino de ingeniero, muchas gracias a todos.

Agradezco a mis padres Elsa y Enrique, quienes me brindaron su amor y apoyo incondicional además de ser los mayores promotores de este logro. A mis tíos Marcela, Jaime y Christian por su preocupación y ayuda. A mi abuela y familiares porque, sin su afecto, este proceso habría sido muy difícil.

Agradezco a mi profesor guía Leonel por su ayuda, sus consejos, su gran preocupación, paciencia y disposición durante el desarrollo de la memoria. También agradezco a mis profesores por contribuir con sus conocimientos y sabiduría; y agradezco a la Sole por gran dedicación a los alumnos y por toda la ayuda provista.

Agradezco a mis amigos de toda la vida, del colegio y al hexágono porque siempre han estado presente. A los ázikáláoz y amigos de la universidad que hicieron que el paso por la universidad haya sido del corte. A Karina quien me brindó apoyo y aliento durante los momentos que más necesitaba.

¡Gracias a todos!

Tabla de contenido

Resumen	i
Agradecimientos	iii
Tabla de contenido	iv
Índice de tablas	vi
Índice de figuras	vii
1. Introducción	1
1.1 Antecedentes generales y motivación	1
1.2 Objetivos	3
1.2.1 General	3
1.2.2 Específicos.....	3
1.3 Alcances	3
2. Antecedentes y estado del arte	4
2.1 Estanques de almacenamiento	4
2.1.1 Estanques de techo fijo	4
2.1.2 Estanques de techo flotante externo.....	5
2.1.3 Estanques de techo flotante interno	6
2.1.4 Estanques de domo y techo flotante externo	6
2.1.5 Estanques horizontales	6
2.1.6 Estanques presurizados	7
2.1.7 Estanques de almacenamiento de gas natural licuado (GNL)	7
2.2 Defectología en estructuras de pared delgada	9
2.2.1 Criterio basado en la relación entre el defecto y el proceso de carga	9
2.2.2 Criterio basado en la distribución espacial de los defectos	9
2.2.3 Criterio basado en los parámetros afectados	10
2.3 Defectología y mecanismos de daño según API 579	12
2.4 Defectos geométricos en estanques verticales	14
2.5 Modelación de defectos geométricos	17
2.6 Esfuerzos en estructuras de pared delgada	21
2.7 Análisis de esfuerzos en estructuras imperfectas	26
2.7.1 Método de cargas equivalentes.....	27
2.7.2 Método de perturbación [1]	31
2.7.3 Método directo.....	32
2.8 Comportamiento plástico de materiales	35
2.9 Fallas estructurales en estanques verticales	37
2.10 Metodología FFS según API 579	42
2.11 Análisis FFS para defectos geométricos localizados según API 579	46
2.11.1 Método de análisis elasto-plástico	47
2.11.2 Protección contra el colapso plástico local.....	49
2.11.3 Protección contra el colapso por pandeo.....	49
3. Estudio del caso base	51
3.1 Introducción	51
3.2 Descripción del estanque	51
3.2.1 Códigos y documentos aplicados en el diseño del estanque	51

3.2.2	Características geométricas	52
3.2.3	Materiales constructivos.....	52
3.3	Cargas de diseño	52
3.4	Resumen de la inspección del estanque.....	54
3.5	Caracterización de defectos.....	56
4.	Metodología.....	57
4.1	Metodología general	57
4.1.1	Estudiar la tipología y defectología de estanques verticales de uso habitual en Chile	57
4.1.2	Preparar y adaptar una rutina para el análisis de integridad estructural (AIE) basada en el API 579.....	58
4.1.3	Analizar casos representativos aplicando la rutina para AIE	58
4.1.4	Categorizar los resultados según la IE de los estanques verticales analizados ..	58
4.2	Parametrización de defectos.....	59
4.3	Modelación geométrica del estanque	61
4.3.1	Modelación en Inventor	61
4.3.2	Modelación en Design Modeler.....	61
4.4	Modelación geométrica de los defectos	64
4.5	Restricciones y solicitaciones del estanque.....	67
4.6	Selección de malla	69
4.7	AEF de los modelos.....	70
5.	Resultados y discusión	71
5.1	Modelación geométrica.....	71
5.1.1	Caso base	71
5.1.2	Defectos parametrizados	72
5.2	Selección de malla	75
5.3	AEF	76
5.3.1	Caso Base	76
5.3.2	Defectos parametrizados	84
5.4	Trabajo futuro	95
6.	Conclusiones	96
	Bibliografía.....	99

Índice de tablas

Tabla 2.1: Cuadro comparativo de los métodos de modelación analizados.....	20
Tabla 2.2: Lista de algunos elementos utilizados para MEF [27].	33
Tabla 2.3: Resumen de las tolerancias de fabricación del API 650 [5].	46
Tabla 2.4: Combinaciones de cargas para el análisis elasto-plástico [5].	48
Tabla 4.1: Listado de vigas de la estructura del techo.	62
Tabla 4.2: Codificación de resultados.	70
Tabla 5.1: Dimensiones generales de los defectos del caso base.	71
Tabla 5.2: Parametrización de los defectos del caso base.	72
Tabla 5.3: Dimensiones generales de los defectos arbitrarios.....	72
Tabla 5.4: Parametrización de los defectos arbitrarios.	73
Tabla 5.5: Listado de mallas analizadas.	75
Tabla 5.6: Resultados del análisis contra el colapso plástico global.	77
Tabla 5.7: Resultados del estanque base para la combinación de cargas n°1.	80
Tabla 5.8: Resultados del estanque base para la combinación de cargas n°2.	80
Tabla 5.9: Resultados del estanque base para la combinación de cargas n°3.	80
Tabla 5.10: Resultados del estanque base para la combinación de cargas n°4.	81
Tabla 5.11: Resultados del estanque base para la combinación de cargas n°5.	81
Tabla 5.12: Resultados del análisis contra el colapso plástico local para el defecto N°1 para la combinación de cargas n°6.	82
Tabla 5.13: Resultados los defectos arbitrarios para la combinación de cargas n°1.	88

Índice de figuras

Figura 2.1: Esquema de un estanque vertical de techo fijo con sus componentes principales (PL: Plancha).....	5
Figura 2.2: Esquema de un estanque vertical de techo flotante externo [11].....	5
Figura 2.3: Esquema de un estanque vertical de techo flotante interno [11].	6
Figura 2.4: Esquema de un estanque vertical de techo flotante externo [12].....	6
Figura 2.5: Esquema de un estanque horizontal [13].....	7
Figura 2.6: Esquema de un estanque presurizado [14].	7
Figura 2.7: Esquema de un estanque de almacenamiento de GNL [15].	8
Figura 2.8: Área de la estructura afectada por (a) defecto con propiedades prismáticas; (b) defectos con patrón repetido; (c) defecto localizado; y (d) defecto globalizado [1].	10
Figura 2.9: Esquema de una abolladura. Donde ddp corresponde a la profundidad del defecto, rd es el radio de curvatura del defecto y tc es el espesor de cáscara [5].	15
Figura 2.10: Estanque de almacenamiento de hidrocarburos que presenta un defecto plano de alrededor de 3x3 m ² en los anillos superiores. (Fotografía tomada por GIE S.A., 2011 [17])	15
Figura 2.11: Abolladura en estanque vertical producida por vacío (Fotografía extraída desde el sitio de Walt Beattie [18]).	16
Figura 2.12: Modelo de los defectos, donde t es el espesor de la cáscara, r corresponde al radio de la circunferencia afectada por el defecto y f es la profundidad del defecto [15].	17
Figura 2.13: Modelamiento y notación de una estructura axisimétrica con defectos [1].	18
Figura 2.14: Modelo axisimétrico de una tubería de descarga indentada por una superficie rígida [20].	19
Figura 2.15: Esquema de fuerzas de membrana, momentos flectores y presiones de la cáscara cilíndrica [23].	23
Figura 2.16: Esquema de cilindro alargado sometido al momento flector M0 [24].	27
Figura 2.17: Esquema del método de cargas equivalentes para el análisis de un cilindro imperfecto bajo presión interna [22].	28
Figura 2.18: Curva esfuerzo-deformación del acero A36.	36
Figura 2.19: Pandeo global en estanque vertical (29)[32].	37
Figura 2.20: Pandeo local en estanque [33].	38
Figura 2.21: Pandeo global tipo pata de elefante [34].	39
Figura 2.22: Esquema de la trayectoria de equilibrio para: cilindro de pared delgada perfecto (línea continua), y cilindro imperfecto (línea discontinua) [36].	40
Figura 2.23: Aumento de factor de carga (LF) debido a la razón de amplitud del defecto α/L para domos de pared delgada. Donde LFO es el factor de carga de la estructura perfecta, α es la amplitud del defecto y L la longitud de la celda del domo [35].	41
Figura 3.1: Vista de elevación del estanque vertical TK-002.	51
Figura 4.1: Diagrama de la metodología.	57
Figura 4.2: Modelo del manto y fondo del estanque.	61
Figura 4.3: Extracto de plano del techo. Vista superior.	62
Figura 4.4: Extracto de plano del techo. Vista de corte en elevación.	62
Figura 4.5: Boceto del techo en ANSYS.	63
Figura 4.6: Estructura de techo del estanque.	63
Figura 4.7: Modelo terminado del estanque.	64

Figura 4.8: Vista isométrica del manto con los puntos importados (en verde) delimitados por bocetos en el manto.....	65
Figura 4.9: Boceto del perfil del defecto donde el perfil del boceto se representa con una línea azul continua; los puntos de interpolación se muestran con sus grados de libertad en rojo; y los puntos exportados se representan en verde.	66
Figura 4.10: Izquierda: Bocetos del perfil parametrizado. Derecha: Detalle del boceto horizontal.	66
Figura 4.11: Restricciones y cargas aplicadas a los modelos.	68
Figura 5.1: Identificación de defectos del caso del estanque base.	71
Figura 5.2: Estanque con diferentes defectos (área verde). Los defectos poseen distinta relación de aspecto. Primera fila, RA= 1:1; Segunda fila, RA=3:1 y 2:1; Tercera fila, RA=1:2 y 1:3.	74
Figura 5.3: Mallas evaluadas. De izquierda a derecha: Mallado por default (2); mallado con cuadriláteros automático (3); y mallado con cuadriláteros por zonas (5). Los números indican la correspondencia con la Tabla 5.5.	75
Figura 5.4: Inestabilidad presentada para las combinaciones de carga n°1-4.	77
Figura 5.5: Izquierda: Esfuerzo equivalente, y derecha: deformación plástica equivalente al momento de la falla para la combinación de cargas n°1. Etiquetas: Esfuerzo equivalente máximo para cada defecto.	78
Figura 5.6: Izquierda: Esfuerzo equivalente, y derecha: deformación plástica equivalente al momento de la falla para la combinación de cargas n°2.	78
Figura 5.7: Izquierda: Esfuerzo equivalente, y derecha: deformación plástica equivalente al momento de la falla para la combinación de cargas n°3.	79
Figura 5.8: Izquierda: Esfuerzo equivalente, y derecha: deformación plástica equivalente al momento de la falla para la combinación de cargas n°4.	79
Figura 5.9: Izquierda: Esfuerzo equivalente, y derecha: deformación plástica equivalente al momento de la falla para la combinación de cargas n°5.	80
Figura 5.10: Izquierda: Esfuerzo equivalente, y derecha: deformación plástica equivalente al momento de la falla para la combinación de cargas n°6.	82
Figura 5.11: Esfuerzo equivalente para defectos de RA = 1: 1 . De izquierda a derecha: $\epsilon = 30\text{ mm}; 90\text{ mm}; \text{ y } 150\text{ mm}$	84
Figura 5.12: Esfuerzo equivalente para defectos de RA = 2: 2 . De izquierda a derecha: $\epsilon = 30\text{ mm}; 90\text{ mm}; \text{ y } 150\text{ mm}$	85
Figura 5.13: Esfuerzo equivalente para defectos de RA = 3: 3 . De izquierda a derecha: $\epsilon = 30\text{ mm y } 150\text{ mm}$	85
Figura 5.14: Esfuerzo equivalente para defectos de RA = 1: 2 . De izquierda a derecha: $\epsilon = 30\text{ mm y } 150\text{ mm}$	86
Figura 5.15: Esfuerzo equivalente para defectos de RA = 1: 3 . De izquierda a derecha: $\epsilon = 30\text{ mm y } 150\text{ mm}$	86
Figura 5.16: Esfuerzo equivalente para defectos de RA = 2: 1 . De izquierda a derecha: $\epsilon = 30\text{ mm}; 90\text{ mm}; \text{ y } 150\text{ mm}$	87
Figura 5.17: Esfuerzo equivalente para defectos de RA = 3: 1 . De izquierda a derecha: $\epsilon = 30\text{ mm}; \text{ y } 150\text{ mm}$	87
Figura 5.18: Gráfico de factor de reducción de cargas vs razón de profundidad.	89
Figura 5.19: Gráfico de reducción de cargas vs masividad del defecto.	90
Figura 5.20: Gráfico de deformación plástica equivalente vs razón de profundidad.	91

Figura 5.21: Gráfico de factor de deformación plástica equivalente vs masividad del defecto....	91
Figura 5.22: Gráfico de factor de concentración de esfuerzos vs razón de profundidad.....	92
Figura 5.23: Gráfico de factor de concentración de esfuerzos vs masividad del defecto.	93
Figura 5.24: Acercamiento del análisis del esfuerzo equivalente para el defecto N°4 para la combinación de cargas n°1.....	94
Figura 5.25: Acercamiento del análisis del esfuerzo equivalente para el defecto N°1 para la combinación de cargas n°1.....	94

1. Introducción

1.1 Antecedentes generales y motivación

En Chile existe un gran inventario de estanques verticales de acero que se utilizan para el almacenamiento temporal o prolongado de líquidos, principalmente agua y combustibles. Los tamaños de los estanques se encuentran en volúmenes de 1 a 50 m³, correspondientes a estanques pequeños; hasta volúmenes mayores a 400 m³. Como cualquier otro equipo o estructura los estanques envejecen y presentan defectos que influyen en su comportamiento mecánico-estructural. Según Godoy [1] el estudio de los esfuerzos en estructuras imperfectas se motiva hacia finales de los 60's producto del colapso de la torre de enfriamiento B2 de la termoelectrica Fiddlers Ferry. El cambio en el estado de esfuerzos de la torre ocurrió debido a defectos producidos por errores durante la construcción. Con tal de evitar este tipo de desastre se debe asegurar la integridad estructural (IE) del equipo, a través del análisis de aptitud para el servicio o *fitness-for-service* (FFS).

El FFS se define como un análisis cuantitativo y estandarizado para determinar si un equipo es confiable y seguro para operar bajo condiciones específicas en un periodo de tiempo determinado. Esta evaluación es aplicable para la mayoría de los equipos de la industria de procesos como tuberías, estanques, calderas, columnas de fraccionamiento, etc. Las razones principales para llevar a cabo este tipo de evaluación son la seguridad del personal y el aumento de confiabilidad de los procesos [2].

El análisis no solamente es aplicable en un equipo dañado, sino también cuando se desconoce la información del origen del equipo, se cambian las condiciones de operación o las ambientales, o el equipo excede su vida útil. En Argentina, Buschiazzo, Torres y Corvalán [3], pertenecientes a la compañía estatal YPF, describen que las evaluaciones de FFS se pueden utilizar para la relocalización de equipos de unidades de procesos. Esto se debe a la creciente demanda energética y a la normativa ambiental, ya que la relocalización de equipos reduce la inversión inicial y los tiempos de ejecución de las plantas. Por otro lado, el análisis FFS es utilizado para optimizar inspecciones futuras, mantenimiento y reparaciones. Los lineamientos de un análisis FFS pueden ser usados para la toma de decisiones de reparación o de reemplazo. D. Bennett [2] expone que al menos un 10% de los costos de mantenimiento se ahorran al realizar evaluaciones FFS a los equipos antiguos, debido a que el FFS permite la detección, valoración y remediación temprana de defectos, y se evita que estos defectos ocasionen fallas en los equipos.

Los códigos FFS más utilizados a nivel industrial son API 579¹, ASME FFS-1², BS 7910³, R6⁴, SINTAP FITNET⁵. En esta memoria se trabaja con el código de *American Petroleum Institute* (API) debido a que gran parte de los estanques verticales son diseñados bajo las recomendaciones

¹*American Petroleum Institute*

²*American Society of Mechanical Engineers*

³*British Standards*

⁴*Central Electricity Generating Board: Assessment of the Integrity of Structures containing Defects*

⁵*Structural Integrity for Assessment Procedures for European Industry*

de dicha institución. El API 579 fue desarrollado para proveer lineamientos para realizar evaluaciones de Aptitud para el Servicio, normalmente encontrados en la industria petroquímica, los recipientes de presión, *piping* y tanques de almacenamiento. No obstante, las evaluaciones pueden ser utilizadas para equipos con defectos encontrados en otras industrias como plantas de celulosa, termoeléctricas de combustible fósiles o de energía nuclear [4].

Anderson y Osage [4] explican que el desarrollo de la evaluación FFS en Estados Unidos, tuvo su punto de partida en 1991. El primer esbozo de la metodología estuvo contenido en los códigos de inspección de API provistos por *Joint Industry Project* (JIP), los cuales cumplían la legislación de 1910 *Process Safety management* (PMS). La estandarización de la norma nace de los diferentes mecanismos de fallas encontrados en la industria petroquímica que no existían en los documentos API std. Además, la existencia de muchas empresas dedicadas a los métodos FFS, las cuales no poseían tecnología aceptada, hacía difícil la legislación local en Estados Unidos; por lo que en el 2000 se publican las recomendaciones API 579 [5]. La creación del API 579 en Estados Unidos genera la tendencia a estandarizar los procedimientos de evaluación FFS. Es así como Gutiérrez-Solana y Cicero [6] justifican la estandarización europea del procedimiento de evaluación para Aptitud para el Servicio por el *European Committee for Standardisation* (CEN) FFS en mayo del 2006. El producto de esta estandarización fue el llamado FITNET: *The European Fitness-For-Service Network*.

En el panorama nacional no se contemplan regulaciones para los análisis FFS para estanques verticales. La Superintendencia de Electricidad y Combustible (SEC) y el Ministerio de Salud (MINSAL), son los encargados de fiscalizar la construcción de estanques de almacenamiento de combustibles, agua y sustancias peligrosas. Los requerimientos mínimos del diseño y mantenimiento de estanques se legislan con los decretos n° 90 [7] y n° 43 [8]. En estos decretos exponen las disposiciones mínimas para la registro, instalación y mantención de estanques de almacenamiento. En ambos decretos se exige que se sigan los códigos internacionales y que se cuente con un proyecto o memoria de cálculo firmado por un profesional idóneo. Sin embargo, no se exigen ni regulan las aplicaciones de análisis FFS para la corroboración de IE para los estanques en operación o que pueden ser potencialmente reutilizados. Es por esto que resulta difícil el seguimiento de estanques y el aseguramiento de la aplicación correcta del análisis FFS.

1.2 Objetivos

1.2.1 General

Desarrollar un procedimiento de análisis de integridad estructural (IE) de estanques verticales mediante análisis con elementos finitos (AEF).

1.2.2 Específicos

- a) Estudiar la tipología y defectología de estanques verticales de uso habitual en Chile.
- b) Preparar y adaptar una rutina para el análisis de integridad estructural (AIE) basada en el API 579.
- c) Analizar casos representativos aplicando la rutina para AIE.
- d) Categorizar los resultados según la IE de los estanques verticales analizados.

1.3 Alcances

Esta memoria considera el análisis de integridad estructural de estanques verticales de acero soldado caracterizados por la normativa API 650. Se estudian solamente los estanques que presenten defectos geométricos de distorsión de cáscara planos.

2. Antecedentes y estado del arte

2.1 Estanques de almacenamiento

Los estanques de almacenamiento son estructuras de pared delgadas diseñadas para almacenar variadas sustancias. Se clasifican como estanques atmosféricos o presurizados, según si la sustancia almacenada se encuentra a presión atmosférica o no. Generalmente los estanques atmosféricos son utilizados para el almacenamiento de líquidos, mientras que los estanques presurizados se utilizan para el almacenamiento de gases.

Los códigos generalmente usados para el diseño y construcción de estanques son *API 650*⁶, *API 620*⁷, *ASME B31.3*⁸, *ASME VII & VIII*⁹, *BS 2654*¹⁰ y *DIN 18800*¹¹. En Chile, el código más utilizado en las industrias petroquímicas o mineras es el API 650 [9].

La estructura principal de los estanques comúnmente se compone del manto, piso y techo. El manto está formado de planchas de acero curvadas y unidas mediante soldaduras. Los estanques poseen válvulas de carga y descarga, escaleras de acceso y *manhole* (escotilla de acceso interno del operador). Además, según su tamaño y prestaciones, suelen poseer columnas interiores para sostener el techo, sistemas de anclaje, sistemas de venteo, sistemas de seguridad contra derrames y sistema de protección contra incendios. En la Figura 2.1 se muestra un esquema de un estanque con alguno de sus componentes más comunes.

Según la web de Werner Sölken [10], los estanques de almacenamiento de líquidos se pueden clasificar en cuanto a su estructura en siete tipos enlistados a continuación:

2.1.1 Estanques de techo fijo

En la Figura 2.1 se muestra el esquema de un estanque vertical de techo fijo. Este diseño es uno de los más baratos en cuanto a su construcción. Generalmente es considerado como el mínimo aceptable para el almacenamiento de líquidos. Consiste en un cilindro vertical de acero con techo cónico o de domo. En los estanques verticales las planchas soldadas forman anillos que se apilan para formar el manto. Los anillos están totalmente soldados entre ellos y el techo, y son diseñados para almacenar parte líquida y parte gaseosa.

⁶ *API Standard 650, Welded Tanks for Oil Storage.*

⁷ *API Standard 620, Design and Construction of Large, Welded, Low-Pressure Storage Tanks*

⁸ *ASME B31.3, Process Piping Guide*

⁹ *ASME Boiler and Pressure Vessel Code, Section VII & VIII*

¹⁰ *BS 2654 Specification for Manufacture of Vertical Steel Welded Nonrefrigerated Storage Tanks with Butt Welded Shells for the Petroleum Industry*

¹¹ *Deutsches Institut für Normung Std 18800, Structural Steelwork Design Construction*

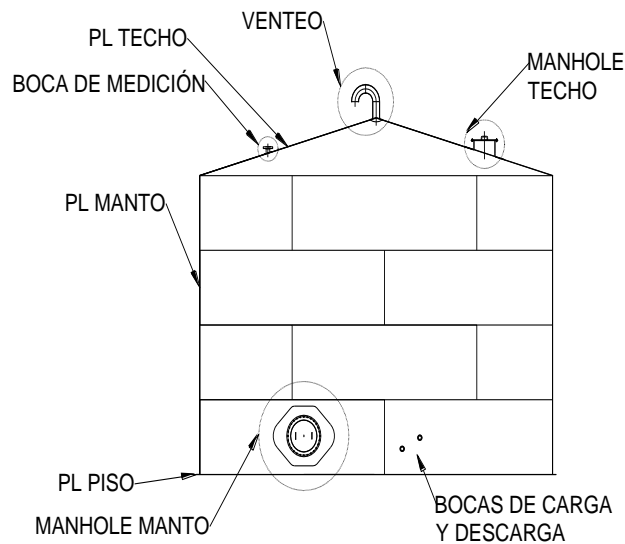


Figura 2.1: Esquema de un estanque vertical de techo fijo con sus componentes principales (PL: Plancha).

Comúnmente se instalan válvulas de venteo con el fin de permitir al estanque operar con leves diferencias de presión interna respecto del exterior.

2.1.2 Estanques de techo flotante externo

Son estanques verticales cilíndricos en los cuales el techo flota sobre la superficie del líquido almacenado (ver Figura 2.2). Al igual que el anterior, los anillos están soldados entre ellos, sin embargo, no se diseñan para almacenar la parte gaseosa. Se diseñan para que el techo se desplace junto con el nivel de líquido en el estanque. Esto permite operar con mayores diferencias de presión que en el caso anterior y ofrecer gran protección contra incendios.

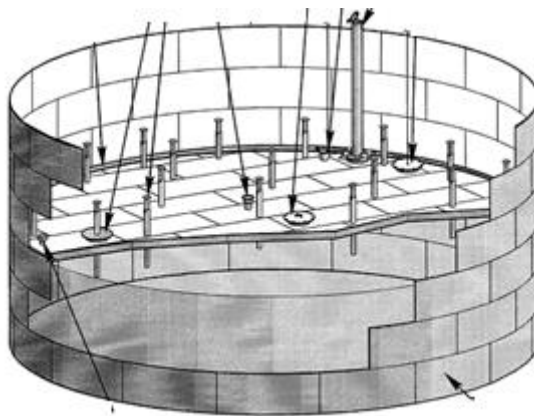


Figura 2.2: Esquema de un estanque vertical de techo flotante externo [11].

2.1.3 Estanques de techo flotante interno

Estos estanques poseen simultáneamente un techo fijo y un techo flotante interno (ver Figura 2.3). Estos poseen la desventaja que tienen baja mantenibilidad ya que su inspección es complicada. Por otro lado, poseen la ventaja de los estanques de techo flotantes. Además, el techo fijo provee protección contra lluvias y nieve, y permite almacenar cierta parte gaseosa.

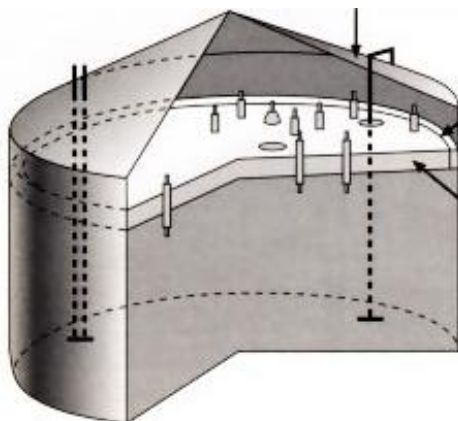


Figura 2.3: Esquema de un estanque vertical de techo flotante interno [11].

2.1.4 Estanques de domo y techo flotante externo

Estos estanques poseen dos techos, uno fijo y otro móvil. La diferencia con el estanque de techo flotante interno radica que el techo fijo no provee una barrera gaseosa (ver Figura 2.4). El techo de domo sirve solamente para la protección contra viento, lluvias y nieve.

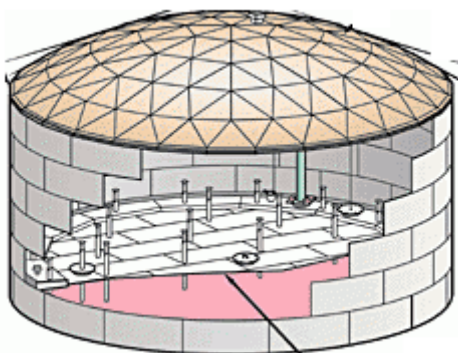


Figura 2.4: Esquema de un estanque vertical de techo flotante externo [12].

2.1.5 Estanques horizontales

A diferencia de los cuatro anteriores, estos estanques son construidos tanto para almacenamiento subterráneo como para almacenamiento sobre el terreno o para transporte (ver

Figura 2.5). Usualmente son construidos de acero con recubrimiento de fibra de vidrio. Corresponden generalmente a estanques pequeños, los cuales están equipados, usualmente, con válvulas de venteo y con sistemas de protección catódica (CP)¹².

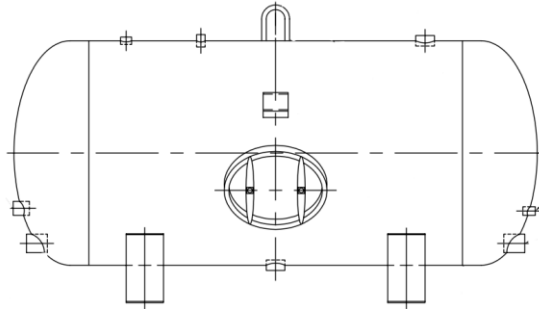


Figura 2.5: Esquema de un estanque horizontal [13].

2.1.6 Estanques presurizados

Los estanques presurizados corresponden a recipientes de presión, generalmente son usados para aplicaciones que requieran fuentes de calor externas que elevan la presión del líquido (ver Figura 2.6). Estos recipientes se encuentran principalmente en industrias ligadas al área de procesos, petroquímica y uso domésticos. La normativa estándar de estos recipientes corresponde al código *ASME VIII*.

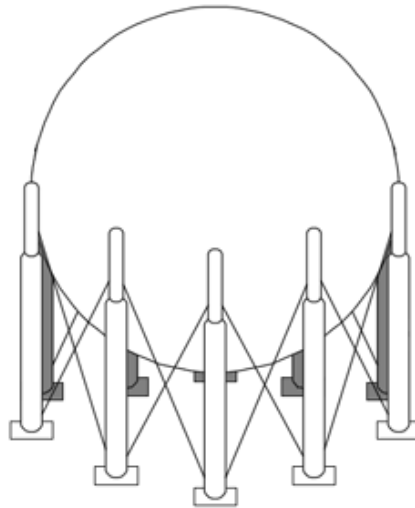


Figura 2.6: Esquema de un estanque presurizado [14].

2.1.7 Estanques de almacenamiento de gas natural licuado (GNL)

Son estanques especializados para el almacenamiento de gas natural licuado (ver Figura 2.7). Estos pueden ser sobre o bajo terreno o para transporte. La característica en común

¹² Técnica para controlar la corrosión de una superficie de metal, convirtiéndola en el cátodo de una celda electroquímica al incluir un ánodo de sacrificio.

de estos estanques es que poseen paredes reforzadas ya que deben ser aptos de operar a temperaturas inferiores a -160°C .

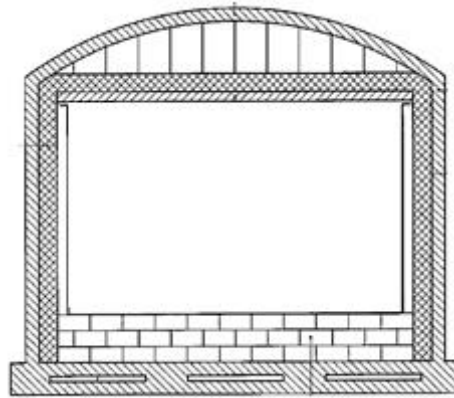


Figura 2.7: Esquema de un estanque de almacenamiento de GNL [15].

2.2 Defectología en estructuras de pared delgada

El diseño de una estructura involucra una idealización de lo que se debe construir. Esta idealización se refleja en la geometría, el material y en los procesos. En general la estructura se considera *as-designed*, perfecta o ideal. Sin embargo, en la práctica las estructuras reales o *as-built* difieren de las estructuras ideales. Estas diferencias son llamadas defectos o imperfecciones.

El libro *Thin-walled structures with structural imperfections* de Godoy [1] clasifica los defectos bajo tres criterios:

2.2.1 Criterio basado en la relación entre el defecto y el proceso de carga

Bajo este criterio, se distinguen tres tipos de defectos los cuales son:

- **Defectos inducidos antes de la carga de operación:** Estos defectos ocurren durante la fabricación, construcción y erección de la estructura, antes de aplicar las solicitaciones para las que fue diseñado el equipo. Estos defectos se pueden deber a errores constructivos, cambios inducidos durante la fabricación, falta de calidad en los materiales o por incidentes durante la faena. Este tipo de defectos tienen alta probabilidad de ocurrencia.
- **Defectos inducidos bajo carga de operación por acciones externas:** Los defectos son inducidos por un agente independiente de las solicitaciones a la cual la estructura fue diseñada. Se deben a daños ocasionados por colisiones, explosiones, corrosión y cualquier otro factor externo.
- **Defectos inducidos por la carga de operación:** Durante la operación, el sistema de carga produce defectos como grietas, fractura o plasticidad en la estructura.

2.2.2 Criterio basado en la distribución espacial de los defectos

Los tipos de defectos bajo este criterio son:

- **Defectos con propiedades prismáticas:** Son defectos que afectan las propiedades de la estructura en una dirección, pero preservando las características prismáticas de la estructura. Para estructuras delgadas de revolución, los defectos axisimétricos cumplen esta condición. Este tipo de defectos pueden ser modelados por métodos semi-analíticos.
- **Defectos con patrón repetido:** Corresponden a defectos que perturban las propiedades prismáticas de la estructura, pero siguen un patrón espacial simétrico. Este tipo de defectos debe ser analizado al aislar la zona de la estructura donde el patrón se presenta.
- **Defectos localizados:** Son defectos aislados de otros afectando una pequeña zona de la estructura. Ejemplos de este tipo de defectos son las abolladuras, las caras planas, las protuberancias y grietas. Este tipo de defectos se debe analizar con un modelo de la estructura completa, ya que no se pueden introducir simplificaciones prismáticas ni de simetría.

- **Defectos globalizados:** En este caso son defectos que afectan casi el área completa de la estructura. Si no existe algún patrón del defecto, se debe modelar la estructura completa.

En la Figura 2.8 se muestra un esquema del área afectada por los defectos bajo el criterio de distribución espacial.

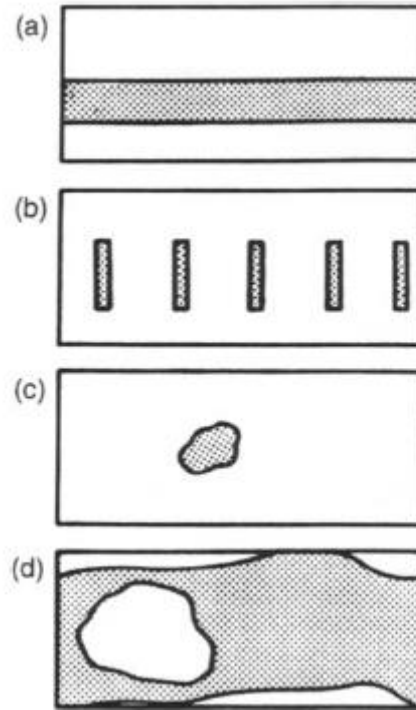


Figura 2.8: Área de la estructura afectada por (a) defecto con propiedades prismáticas; (b) defectos con patrón repetido; (c) defecto localizado; y (d) defecto globalizado [1].

2.2.3 Criterio basado en los parámetros afectados

Esta clasificación de los defectos es especialmente útil para el modelamiento de ellos. Se pueden distinguir dos tipos, los cuales son:

- **Defectos intrínsecos:** Son aquellos que se presentan explícitamente en las ecuaciones de equilibrio. Estos pueden afectar los parámetros constitutivos del material como el módulo elástico, coeficiente de Poisson, límite de fluencia, etc.; o pueden afectar el espesor de una estructura de pared delgada. Ejemplos de este tipo de defectos son: cambios locales de propiedades por acción de la temperatura, errores de material, reducción de espesor por corrosión, muescas e, incluso, grietas.
- **Defectos geométricos:** Corresponden a defectos que afectan la superficie media y los límites de una estructura delgada. Este tipo de defectos afectan el tamaño y la forma de la geometría original. Es importante señalar que la matriz de rigidez de estos defectos no es una función

explícita de ellos. Ejemplos de estos defectos son las abolladuras, caras planas y protuberancias, entre otros.

2.3 Defectología y mecanismos de daño según API 579

Las recomendaciones API 579 [5] clasifican los daños y defectos a equipos de procesos de acero en once categorías. El código abarca de forma individual los procedimientos y evaluaciones para cada una de estas categorías. La clasificación de los defectos o mecanismo de daño en equipos se describe a continuación:

- i. **Fractura Frágil:** Corresponde a un mecanismo de falla de carácter repentino y catastrófico. La intención de las evaluaciones es prevenir la iniciación de la fractura frágil en caso de no detectar evidencia visual de grietas.
- ii. **Pérdida generalizada de material:** Este corresponde a un defecto globalizado del equipo producto de la disminución de espesor de la cáscara por la corrosión.
- iii. **Pérdida localizada de metal:** Reducción de espesor en zonas localizadas de la cáscara por corrosión. La evaluación requiere de perfiles detallados de espesores en la cáscara, a diferencia de la evaluación para la corrosión general.
- iv. **Pitting:** Defecto extremadamente localizado caracterizado por pequeños agujeros generados por corrosión.
- v. **Blisters y daño por HIC/SOHIC:** El daño por hidrógeno se puede manifestar como defectos localizados que afectan las propiedades intrínsecas del material. Estos defectos ocurren debido a que el hidrógeno es absorbido por el metal y difunde hacia los defectos de la microestructura formando cúmulos de alta concentración. Se manifiestan como *blisters* (ampollas), HIC (grietas inducidas por hidrógeno) y SOHIC (grietas de hidrógeno orientadas por los esfuerzos).
- vi. **Desalineación de soldaduras y distorsiones de la cáscara:** Corresponden a los defectos producidos por errores en las uniones soldadas y a los defectos geométricos generales.
- vii. **Grietas:** Son defectos localizados que se caracterizan por la disminución de espesor en un área de ancho despreciable.
- viii. **Creep:** Mecanismo de daño producto de la operación a altas temperaturas que permite la difusión de partículas en la estructura. Este mecanismo puede causar defectos intrínsecos al cambiar las propiedades del material y facilitar el crecimiento de grietas.
- ix. **Daño por incendio:** Corresponde a los defectos generados por la exposición al calor generado por un incendio. Estos defectos pueden ser variados y deben evaluarse combinando los análisis de los defectos o mecanismos correspondientes.
- x. **Abolladuras y muescas:** Defectos producidos por el daño mecánico entre elementos como colisiones. Las abolladuras son defectos de distorsión de cáscara que también se pueden ocasionar por otras causas que no son el daño mecánico, por lo que el procedimiento para estas últimas también es aplicable. En cambio, las muescas son pérdidas localizadas de

espesor ocurridas por deformación plástica. La evaluación comprende también la combinación de estos defectos.

- xi. **Laminaciones:** Son defectos intrínsecos del material empleado. Corresponden a planos en el interior del material no fusionados durante el proceso de manufactura de las planchas de acero. Las laminaciones afectan las soldaduras interfiriendo las señales de ultrasonido. También debilitan la resistencia del material y actúan como trampas de hidrógeno facilitando la aparición de blisters y/o HIC/SOHIC.

2.4 Defectos geométricos en estanques verticales

Los defectos geométricos que se pueden encontrar en un estanque vertical de acero son variados. La forma y posición de los defectos depende de la manera en que fueron inducidos [1]. Los defectos inducidos antes de la carga de operación se generan aleatoriamente en el manto y su forma depende del error constructivo. Las caras planas y la pérdida de redondez a lo largo del manto son comunes en estanques de acero soldados. Estos defectos son debido a errores cometidos durante el cilindrado de las planchas de acero o la unión soldada entre ellas, las cuales no son del todo curvas. Los defectos producidos por acciones externas a las cargas operacionales generalmente se producen en los anillos inferiores, debido a que corresponden a abolladuras inducidas por colisiones. Finalmente, los defectos inducidos por las cargas de operación tienden a ser más masivos. Se posicionan en las zonas de mayor sollicitación de esfuerzos. Para esfuerzos de tracción correspondientes a los anillos inferiores de estanque, se forman protuberancias. Mientras que en las zonas de en los anillos superiores para los estanques bajo operación normal y en los anillos medios o inferiores para los ciclos de vacío [5].

Rasiulis [15] muestra una investigación de defectos en estanques de más de 20 años de servicio que han presentado alguna falla. En dicha investigación, se estudiaron 78 estanques construidos bajo distintos estándares. Se encontraron 286 defectos, de los cuales 106 exceden los parámetros de tolerancia de los códigos de diseño y son catalogados como distorsiones de cáscara suaves, tales como pérdidas de redondez, abolladuras, caras planas y protuberancias. Estos tres últimos se consideran defectos locales, mientras que la pérdida de redondez es constante a lo largo del cilindro. En particular, la pérdida de redondez global se denomina ovalización.

Los defectos locales se pueden caracterizar por tener un radio de curvatura local, r_d , y una profundidad, d_{dp} . La Figura 2.9 muestra un esquema de la caracterización de una abolladura. Utilizando dicha caracterización de defectos se pueden realizar las siguientes definiciones:

- **Abolladura:** Defecto con desviación de cáscara hacia el interior de la estructura y radio de curvatura pequeño.
- **Cara plana o faceta:** Defecto con desviación de cáscara hacia el interior de la estructura y radio de curvatura infinito o relativamente grande en comparación con su extensión.
- **Protuberancia:** Defecto con desviación radial de la cáscara hacia el exterior de la estructura y radio de curvatura pequeño.

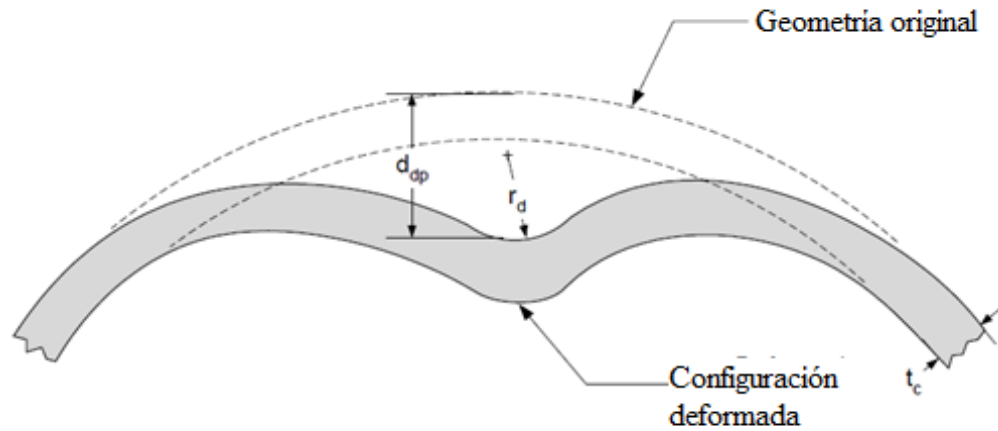


Figura 2.9: Esquema de una abolladura. Donde d_{dp} corresponde a la profundidad del defecto, r_d es el radio de curvatura del defecto y t_c es el espesor de cáscara [5].

En la práctica, la forma de los defectos tiende a ser irregular, sin embargo, es posible reconocer el defecto por sus características globales y por el método de inspección [16]. En las Figuras 2.10 y 2.11 se muestran ejemplos de defectos reales en estanques verticales. Se puede observar que, en general, el área que abarca el defecto en el estanque es irregular y alargada.

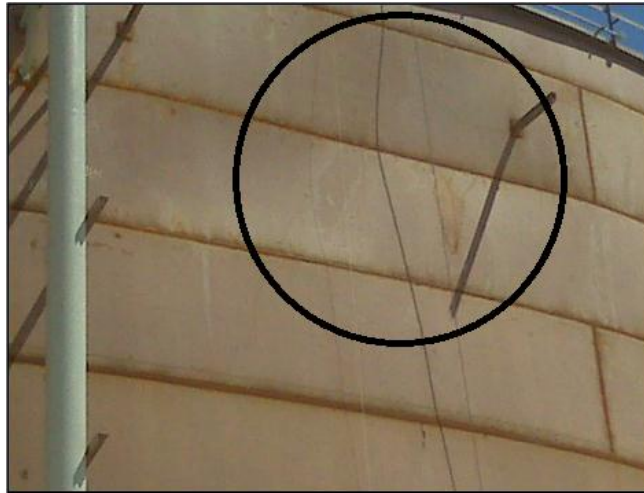


Figura 2.10: Estanque de almacenamiento de hidrocarburos que presenta un defecto plano de alrededor de $3 \times 3 \text{ m}^2$ en los anillos superiores. (Fotografía tomada por GIE S.A., 2011 [17])



Figura 2.11: Abolladura en estanque vertical producida por vacío (Fotografía extraída desde el sitio de Walt Beattie [18]).

2.5 Modelación de defectos geométricos

Debido a la complejidad geométrica de los defectos se deben incluir simplificaciones para la modelación de defectos. Rasiulis y Gurkšnys [15], representan una abolladura empleando dos parámetros un radio, r , y una profundidad, f ; en la Figura 2.12 se muestra dicho modelo.

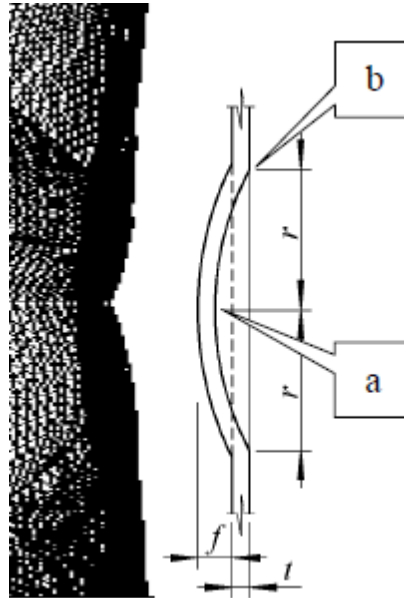


Figura 2.12: Modelo de los defectos, donde t es el espesor de la cáscara, r corresponde al radio de la circunferencia afectada por el defecto y f es la profundidad del defecto [15].

Godoy [1] muestra que, en general, una estructura axisimétrica de pared delgada imperfecta se representa por medio de la suma de la geometría perfecta y la geometría del defecto, como se muestra en la Figura 2.13. Si se denota la posición de cada punto de la estructura deformada como r y el mismo punto para una estructura perfecta como r_p , la geometría imperfecta se puede parametrizar como:

$$r = r_p + \xi \cdot F(r_i) \quad (2.1)$$

donde ξ es la amplitud del defecto y $F(r_i)$ es una función de distribución espacial del defecto que depende del radio del defecto en el punto descrito.

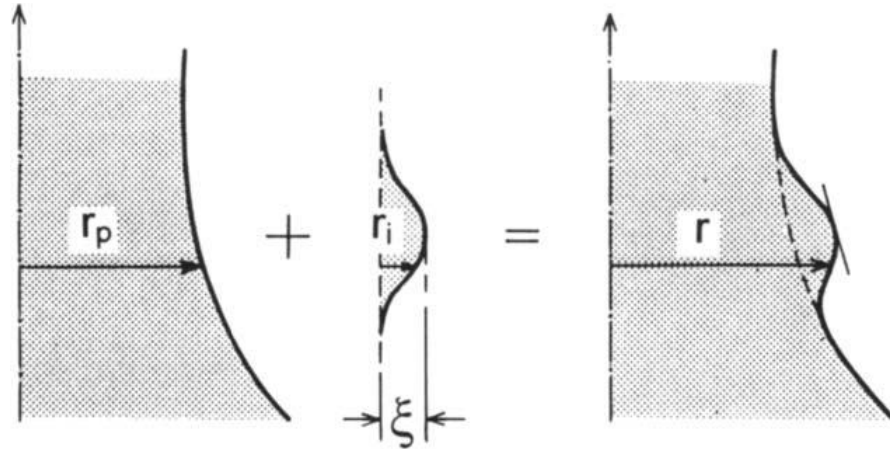


Figura 2.13: Modelamiento y notación de una estructura axisimétrica con defectos [1].

La ventaja de esta parametrización es que se puede incluir en modelos analíticos y semianalíticos. Además, se puede asegurar diferentes niveles de continuidad y cambios de curvatura del modelo ajustando la función F .

Otra forma de representar los defectos es mediante la modelación directa, la cual no posee referencias a la estructura ideal, y se realiza mediante la discretización de puntos de la estructura real los cuales son interpolados por computadora. Esta manera de modelar los defectos junto a técnicas como la inspección con escáner láser [17] permiten una representación fiel del defecto real. Para estanques API los métodos y protocolos de inspección de defectos se explican en el código API 653 [16]. Sin embargo, se debe tener en consideración que la interpolación no debe agregar defectos más grandes que los que se pretende modelar. Tampoco debe agregar cambios de curvatura abruptos en el centro o bordes del defecto ya que se generan concentraciones de esfuerzos severas en dichos puntos [1]. Para reducir estas concentraciones de esfuerzos producida por la modelación, investigadores como Perelmutter [19] suavizan el defecto utilizando polinomios de alto grado. En particular, el API 579 propone la utilización de *splines* cúbicos para realizar las interpolaciones y de esta manera reducir los sobreesfuerzos ficticios.

Algunos analistas [20, 21] modelan los defectos como cuerpos rígidos para luego indentarlos en la estructura mediante elementos finitos. Un ejemplo de este método se muestra en la Figura 2.14 donde la indentación se realiza previamente a la aplicación de cargas de diseño mediante un análisis no lineal de varias sucesiones. Para la indentación, es necesario definir la profundidad y tiempo de penetración del cuerpo rígido en la geometría deformable. Este paso permite una deformación plástica de la estructura como respuesta mecánica de la indentación por lo que no genera cambios de curvaturas abruptos. Otra ventaja de este método es la inclusión de endurecimiento por deformación plástica del material en la curvatura del defecto [5].

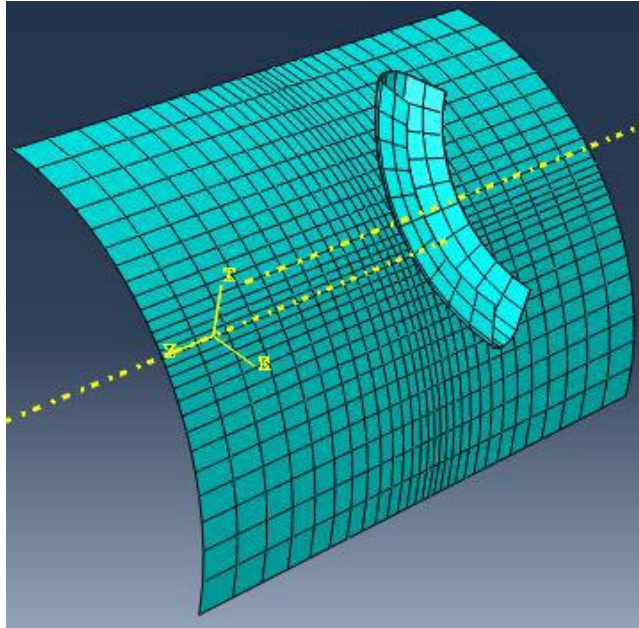


Figura 2.14: Modelo axisimétrico de una tubería de descarga indentada por una superficie rígida [20].

No obstante, la geometría de defecto generada por indentación tiende a diferir de la geometría original del defecto debido a la deformación elástica [21]. Otra desventaja de este método es el recurso computacional que implica debido a que debe llevarse a cabo un análisis no-lineal [20].

En conclusión es importante destacar los métodos de modelación de defectos en cuanto a sus ventajas y desventajas. En la Tabla 2.1 se muestra el resumen de esta sección al comparar los métodos de modelación descritos.

Tabla 2.1: Cuadro comparativo de los métodos de modelación analizados.

Método de Modelación	Ventajas	Desventajas
Paramétrico	<ul style="list-style-type: none"> -Facilita los análisis analíticos o semianalíticos. -Asegura continuidad en los cambios de curvatura del defecto. -Permite la variación directa de la respuesta en función de los parámetros. 	<ul style="list-style-type: none"> -No representa fielmente la geometría del defecto.
Directo	<ul style="list-style-type: none"> -Representa fielmente la geometría del defecto. -Permite el modelado directo tras la discretización del defecto en terreno. -Permite el análisis directo en programas FEM. 	<ul style="list-style-type: none"> -El análisis es limitado al uso de elementos finitos. -Se pueden inducir concentraciones de esfuerzos debido a cambios de curvatura abruptos, si no se realizan las correctas interpolaciones. -Los resultados son limitados al modelo específico, por lo que no permite su extrapolación.
Directo por indentación	<ul style="list-style-type: none"> -Mantiene las ventajas del método directo. -Se evitan concentraciones de esfuerzos inducidos por las interpolaciones. -Incluye el endurecimiento por deformación plástica del material. 	<ul style="list-style-type: none"> -La geometría modelada del defecto varía ligeramente de la real, debido a la deformación elástica. -Se deben considerar parámetros adicionales: profundidad y tiempo de indentación. -Mayor consumo de recurso computacional.

2.6 Esfuerzos en estructuras de pared delgada

Las estructuras de pared delgadas son estructuras eficientes para transportar cargas que actúan perpendicularmente a su superficie, con una mínima contribución de esfuerzos de flexión para satisfacer el equilibrio. A esta capacidad se le denomina mecanismo de membrana. En membranas los esfuerzos se pueden categorizar como primarios y secundarios. Se denomina esfuerzos primarios a aquellos causados directamente por la aplicación del sistema de cargas. Mientras que los esfuerzos secundarios son originados para satisfacer el equilibrio de la estructura al presentarse discontinuidades estructurales por algún defecto. Los defectos redistribuyen el estado de esfuerzos que genera altos esfuerzos de membrana y flexión [1].

El cálculo analítico de los esfuerzos en una estructura de pared delgada se basa en la teoría elástica de cáscara (*Shell theory*), formulada inicialmente por Love [1] y extendida por Novozhilov [22]. En esta teoría, la geometría de la cáscara se puede especificar por la posición de su superficie media y su espesor en cualquier punto. Los supuestos de esta teoría son los siguientes:

- El espesor de la cáscara es pequeño en comparación con sus dimensiones laterales.
- Las deflexiones son pequeñas.
- La sección transversal de la geometría deformada es perpendicular a su vector de posición en cualquier punto.

Para un sistema de coordenadas cilíndricas donde x representa la coordenada axial, ϕ la coordenada circunferencial y z la coordenada radial, Novozhilov [22] describe el campo de deformaciones de cualquier punto en términos del desplazamiento axial (u), circunferencial (v) y radial (w), como:

$$\epsilon_x = u' - zw'' \quad (2.2)$$

$$\epsilon_\phi = v' - \frac{Rz}{R+z}w'' + \frac{w}{R+z} \quad (2.3)$$

$$\gamma_{x\phi} = \frac{Ru'}{R+z} + \frac{R+z}{R}v' - w' \left(\frac{z}{R} + \frac{z}{R+z} \right) \quad (2.4)$$

donde R es el radio del cilindro y las operaciones $()'$ y $()\cdot$ se definen como:

$$\begin{aligned} ()' &= \frac{\partial ()}{\partial x} \\ ()\cdot &= \frac{1}{R} \frac{\partial ()}{\partial \phi} \end{aligned}$$

Las relaciones elásticas entre esfuerzo y deformación permiten escribir los esfuerzos como:

$$\sigma_x = \frac{E}{1 - \nu^2} (\epsilon_x + \nu \epsilon_\phi) \quad (2.5)$$

$$\tau_{x\phi} = \frac{E}{2(1 + \nu)} \gamma_{x\phi} \quad (2.7)$$

$$\sigma_\phi = \frac{E}{1 - \nu^2} (\epsilon_\phi + \nu \epsilon_x) \quad (2.6)$$

$$\tau_{\phi x} = \frac{E}{2(1 + \nu)} \gamma_{\phi x} \quad (2.8)$$

donde E es el módulo elástico y ν el coeficiente de Poisson. A partir de estos esfuerzos se pueden determinar las fuerzas de membrana y los momentos flectores, definidos en la Figura 2.15. Estas fuerzas y momentos se pueden deducir integrando los esfuerzos a través del espesor t de la cáscara como:

$$N_x = \int_{-\frac{t}{2}}^{\frac{t}{2}} \sigma_x \left(1 + \frac{z}{R}\right) dz \quad (2.9)$$

$$N_{x\phi} = \int_{-\frac{t}{2}}^{\frac{t}{2}} \tau_{x\phi} \left(1 + \frac{z}{R}\right) dz \quad (2.11)$$

$$N_\phi = \int_{-\frac{t}{2}}^{\frac{t}{2}} \sigma_\phi dz \quad (2.10)$$

$$N_{\phi x} = \int_{-\frac{t}{2}}^{\frac{t}{2}} \tau_{\phi x} dz \quad (2.12)$$

$$M_x = - \int_{-\frac{t}{2}}^{\frac{t}{2}} \sigma_x \left(1 + \frac{z}{R}\right) z dz \quad (2.13)$$

$$M_{x\phi} = - \int_{-\frac{t}{2}}^{\frac{t}{2}} \tau_{x\phi} \left(1 + \frac{z}{R}\right) z dz \quad (2.15)$$

$$M_\phi = - \int_{-\frac{t}{2}}^{\frac{t}{2}} \sigma_\phi z dz \quad (2.14)$$

$$M_{\phi x} = - \int_{-\frac{t}{2}}^{\frac{t}{2}} \tau_{\phi x} z dz \quad (2.16)$$

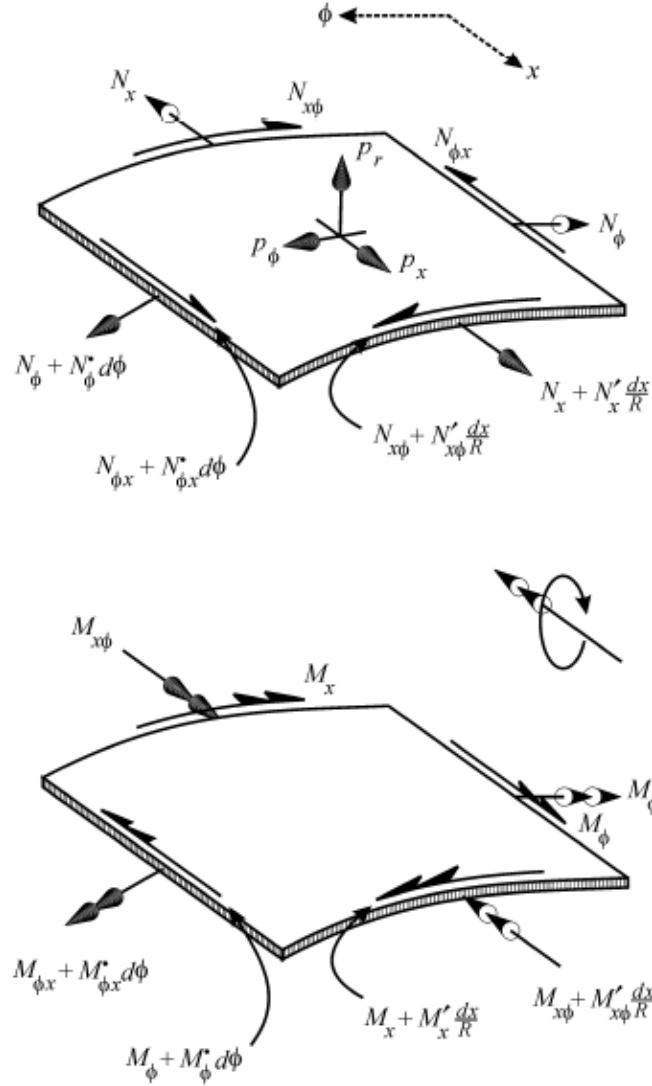


Figura 2.15: Esquema de fuerzas de membrana, momentos flectores y presiones de la cáscara cilíndrica [23].

Rinehart [23], al desarrollar el equilibrio de fuerzas internas y de presiones de la Figura 2.15, obtiene las siguientes ecuaciones:

$$RN'_x + N_{\phi x} + R^2 p_x = 0 \quad (2.17)$$

$$N'_\phi + R^2 N'_{x\phi} - M_\phi - RM'_{x\phi} + R^2 p_\phi = 0 \quad (2.18)$$

$$R^2 M''_\phi + R^2 M'_{x\phi} + RM_{\phi x} + R^2 M''_x + RN_\phi - R^2 p_r = 0 \quad (2.19)$$

Los resultados de Novozhilov [22] para las fuerzas y momentos internos en función de los desplazamientos son:

$$N_x = K(u' + \nu v' + \nu v' w) - \frac{D}{R} w'' \quad (2.20)$$

$$N_\phi = K\left(v' + \frac{w}{R} + \nu u'\right) + \frac{D}{R\left(\frac{w}{R^2} + w''\right)} \quad (2.21)$$

$$N_{\phi x} = K\left(\frac{1-\nu}{2}\right)(u' + v') + \frac{D}{R^2}\left(\frac{1-\nu}{2}\right)(u' + R w'') \quad (2.22)$$

$$N_{x\phi} = K\left(\frac{1-\nu}{2}\right)(u' + v') + \frac{D}{R^2}\left(\frac{1-\nu}{2}\right)(v' - R w'') \quad (2.23)$$

$$M_x = D(w'' + \nu w'' - \frac{1}{R}(u' - \nu v')) \quad (2.24)$$

$$M_\phi = D\left(\frac{w}{R^2} + w'' + \nu w''\right) \quad (2.25)$$

$$M_{\phi x} = D(1-\nu)\left(w' + \frac{1}{2R}(u' - v')\right) \quad (2.26)$$

$$M_{x\phi} = D(1-\nu)(w' - v') \quad (2.27)$$

donde K y D corresponden a la rigidez de membrana y de flexión respectivamente, y se definen como:

$$K = \frac{Et}{1-\nu^2} \quad (2.28)$$

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)} \quad (2.29)$$

Los esfuerzos se pueden escribir en términos de las fuerzas de membrana y momentos flectores como:

$$\sigma_x = \frac{N_x}{t} - \frac{12M_x}{t^3} z \quad (2.30) \quad \tau_{x\phi} = \frac{N_{x\phi}}{t} - \frac{12M_{x\phi}}{t^3} z \quad (2.32)$$

$$\sigma_\phi = \frac{N_\phi}{t} - \frac{12M_\phi}{t^3} z \quad (2.31) \quad \tau_{\phi x} = \frac{N_{\phi x}}{t} - \frac{12M_{\phi x}}{t^3} z \quad (2.33)$$

donde z representa la variable a través del espesor que toma valores entre $-t/2$ y $t/2$, el valor máximo de esfuerzo se desarrolla en los límites de la membrana. Así, se distingue el primer término de los esfuerzos normales como el esfuerzo membranal (N/t) y el segundo término como el esfuerzo flector ($12M \cdot z/t^3$).

Al reemplazar las fuerzas de membrana y momentos (2.20-2.27) en las ecuaciones de equilibrio (2.17-2.19) se obtiene una ecuación diferencial para el campo de desplazamientos. Si se considera un sistema con deformaciones no lineales, Godoy [1] escribe la ecuación de equilibrio como:

$$[\bar{K}_0 + \bar{K}_\xi(a)]a = [\bar{K}_0 + 2\bar{K}_1(a) + 4\bar{K}_2(a)]a = -p \quad (2.34)$$

con

$$\bar{K}_\xi(a) = 2\bar{K}_1(a) + 4\bar{K}_2(a) \quad (2.35)$$

donde a es el vector de desplazamientos, descrito como:

$$a = \begin{pmatrix} u \\ v \\ w \end{pmatrix} \quad (2.36)$$

donde p el vector de fuerzas externas, \bar{K}_0 la matriz de rigidez elástica, \bar{K}_ξ es la rigidez geométrica que depende del vector desplazamiento y \bar{K}_1 y \bar{K}_2 son las matrices de dependencia lineal y cuadrática, respectivamente.

Asimismo, para un sistema geométrico no lineal los esfuerzos pueden ser escritos como:

$$\sigma = \bar{D}\epsilon \quad (2.37)$$

donde

$$\bar{D} = Et \begin{pmatrix} \frac{1}{1-\nu^2} & \frac{\nu}{1-\nu^2} & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu^2} & \frac{1}{1-\nu^2} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{t^2}{12(1-\nu^2)} \end{pmatrix} \quad (2.38)$$

con el vector de deformación como

$$\epsilon = [B + B_L(a)]a \quad (2.39)$$

con Ba la deformación lineal y $B_L(a)$ la deformación no lineal.

2.7 Análisis de esfuerzos en estructuras imperfectas

Es deseable que la resolución del comportamiento de esfuerzos de una cáscara con defectos se realice de forma analítica. Esta solución proveería información directa sobre la relación de la geometría del defecto y de su comportamiento mecánico. En una primera aproximación, Jawad y Farr en su libro *Structural Analysis and Design of Process Equipment* [24] realizan un análisis de discontinuidad al presentarse un defecto axisimétrico en la dirección axial. Para este análisis se supone que las cargas son axisimétricas y que las fuerzas de corte y momentos en el plano son nulas. De esta manera, se obtiene la siguiente ecuación de equilibrio:

$$\frac{N_\phi}{R} + M_x'' = \frac{p_x}{R^2} = P(x) \quad (2.40)$$

donde $P(x)$ corresponde a la presión interior dependiente de x . Para calcular la fuerza y momento implicados, se desarrollan las ecuaciones 2.17-2.19 bajo la teoría de cáscaras y se obtiene:

$$N_\phi = -\frac{Et w}{R} \quad (2.41)$$

$$M_x = -D w'' \quad (2.42)$$

Si se define la variable β como:

$$\beta^4 = \frac{Et}{4R^2 D} = \frac{3(1-\nu^2)}{R^2 t^2} \quad (2.43)$$

la ecuación 2.40 se puede escribir como:

$$w'''' + 4\beta^4 w = -\frac{P(x)}{D} \quad (2.44)$$

Una aplicación importante de la ecuación anterior según Jawad y Farr [24], es aquella que permite evaluar cilindros largos empotrados sujetos a momento flector debido a discontinuidades como tapas, anillos de refuerzos, defectos, etc. Es decir, para el punto empotrado ($x = 0$), existe un momento M_0 como se muestra en la Figura 2.16. Tras resolver este problema, se obtiene que el momento flector producido por la discontinuidad decae rápidamente en un 94% de su magnitud en $x = 2\beta^{-1}$, donde:

$$\beta = \frac{c}{\sqrt{Rt}} \quad (2.45)$$

con

$$c = \sqrt[4]{3(1-\nu^2)} \quad (2.46)$$

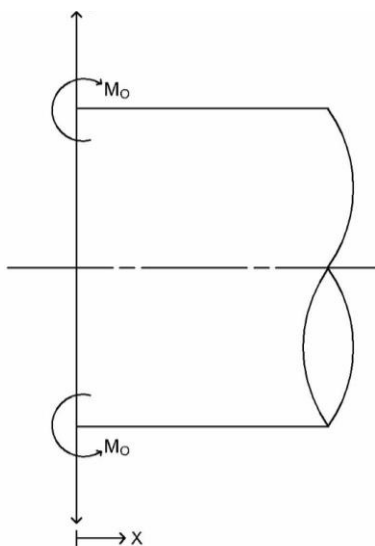


Figura 2.16: Esquema de cilindro alargado sometido al momento flector M_0 [24].

Para cilindros de acero el coeficiente ν es 0,3 por lo que $x = 1,56\sqrt{Rt}$. Este resultado significa que cualquier otra fuerza aplicada a dicha distancia de la discontinuidad puede ser analizada de manera independiente al momento aplicado M_0 . Calladine [25] define el valor de β^{-1} como el meridiano efectivo, el cual es una longitud característica del estanque. Además, define la longitud del defecto como λ y determina que el meridiano efectivo es insensible a los detalles del perfil de defectos para valores de $\lambda \leq 1,2\sqrt{RT}/c$, por lo que el comportamiento de defectos pequeños no puede ser predicho por un análisis analítico.

Este acercamiento analítico es difícil de obtener en otro tipo de defectos. El análisis anterior solo considera defectos axisimétricos, el análisis de otros defectos es más complejo por lo que la solución analítica puede ser imposible de encontrar. Godoy [1] propone tres métodos para determinar el comportamiento de la geometría deformada. Estas aproximaciones son: el método de cargas equivalentes, el método de perturbación y el método directo que se explican a continuación:

2.7.1 Método de cargas equivalentes

El método de cargas equivalentes es una aproximación que ha mostrado ser bastante precisa y se ha desarrollado específicamente para estudiar el comportamiento de esfuerzos en estructuras de pared delgada. Se basa en que los efectos de una geometría compleja son aproximadamente equivalentes a los efectos producidos por un patrón particular de fuerzas. Es decir, el comportamiento de esfuerzos de una estructura imperfecta se puede representar como la suma del comportamiento de dos geometrías perfectas, una sometida a las cargas de servicio y otra a al patrón de fuerzas producidas por el defecto. En la Figura 2.17 se muestra un esquema del método.

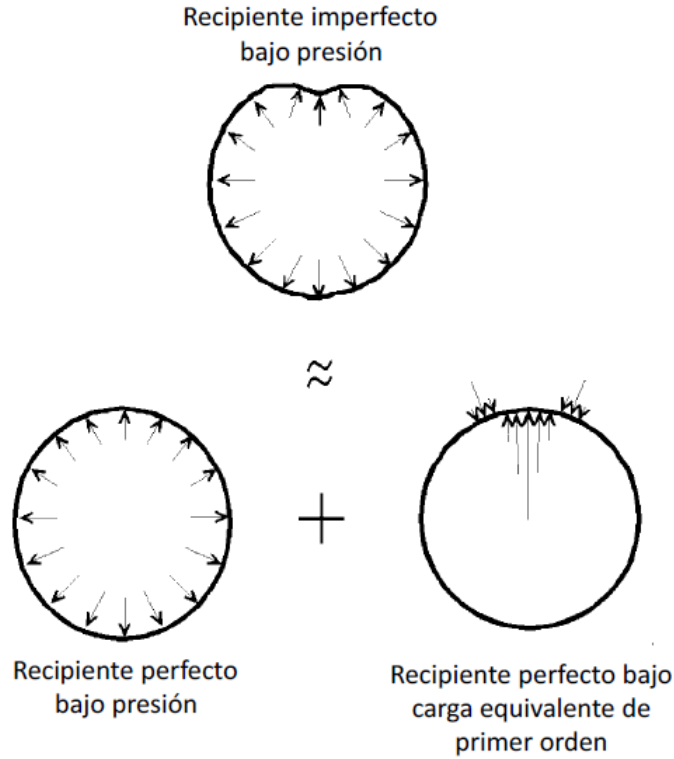


Figura 2.17: Esquema del método de cargas equivalentes para el análisis de un cilindro imperfecto bajo presión interna [22].

El método de cargas equivalentes no representa la forma exacta del defecto, pero sí produce efectos similares a los que el defecto habría producido. Este método se puede implementar en análisis semianalítico. De esta manera, se puede extraer información importante de la relación entre los defectos y esfuerzos de una forma no empírica [22]. La equivalencia entre la geometría del defecto y una distribución de fuerzas externas fue establecida por Calladine en 1972 [25]. Esta relación es válida para defectos y cargas internas axisimétricos con pequeños desplazamientos radiales. Las equivalencias de Calladine para un cilindro se describen en las siguientes ecuaciones:

$$N_x \approx N_x^P + RN_\phi \xi'' \quad (2.47)$$

$$N_\phi \approx N_\phi^P \quad (2.48)$$

donde la función $\xi(x)$ describe la magnitud del defecto en la dirección axial y los términos N y N^P son las fuerzas de membrana de una estructura imperfecta y perfecta, respectivamente. Al reemplazar las ecuaciones 2.47 y 2.48 en las ecuaciones 2.17-2.19 se obtiene la carga equivalente, p , descrita como:

$$p \approx N_\phi^P \xi'' \quad (2.49)$$

Según Rinehart, Croll [26] parece ser el primer investigador que adapta la expresión de Calladine para defectos localizados tridimensionales con pequeños desplazamientos. En este caso la carga equivalente, para coordenadas cilíndricas queda dada por:

$$p \approx N_x^P \chi_x + N_\phi^P \chi_\phi + 2N_{x\phi}^P \chi_{x\phi} \quad (2.50)$$

donde χ_x y χ_ϕ es el cambio de curvatura del defecto en la dirección axial y circunferencial y $\chi_{x\phi}$ representa el cambio de curvatura en el giro. Esta expresión permite el análisis de una gran cantidad de defectos. Sin embargo, el análisis se puede refinar considerablemente si se toman términos de mayor orden. Godoy [1] propone un modelo iterativo no lineal para resolver defectos con desplazamientos no lineales y mayores al espesor de la cáscara.

En el estudio de Rinehart [22] se consideran elementos solo de primer orden del modelo de Croll [26] con la finalidad de obtener una expresión semianalítica del problema. Para ello el estudio supone que el cilindro es infinitamente largo y propone expresar los desplazamientos como series de Fourier para un espacio bidimensional. De esta manera, al resolver los coeficientes de estas series se pueden determinar los esfuerzos de la cáscara. Así, se puede escribir el campo de desplazamientos como:

$$u = u_{mn} \cos(m\phi) \sin\left(\frac{\lambda x}{R}\right) \quad (2.51)$$

$$v = v_{mn} \cos(m\phi) \sin\left(\frac{\lambda x}{R}\right) \quad (2.52)$$

$$w = w_{mn} \cos(m\phi) \sin\left(\frac{\lambda x}{R}\right) \quad (2.53)$$

siendo λ el periodo de la serie para un índice n y periodo l .

$$\lambda = \frac{n\pi R}{L} \quad (2.54)$$

Análogamente las cargas se pueden expresar como una doble serie de Fourier de la forma:

$$p_x = p_{xmn} \cos(m\phi) \sin\left(\frac{\lambda x}{R}\right) \quad (2.55)$$

$$p_\phi = p_{\phi mn} \cos(m\phi) \sin\left(\frac{\lambda x}{R}\right) \quad (2.56)$$

$$p_\phi = p_{\phi mn} \cos(m\phi) \sin\left(\frac{\lambda x}{R}\right) \quad (2.57)$$

Al representar estos términos como series de Fourier, el sistema diferencial obtenido al reemplazar las ecuaciones 2.51-2.54 y 2.55-2.57 en 2.17-2.19 tiene solución de la forma:

$$\begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_{mn} \\ v_{mn} \\ w_{mn} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} p_{xmn} \\ p_{\phi mn} \\ p_{r mn} \end{pmatrix} \quad (2.58)$$

donde los coeficientes k_{ij} de la matriz son funciones de m , λ , R , t , E y ν .

Rinehart [22] escribe los esfuerzos en función de los coeficientes de Fourier de los desplazamientos como:

$$\sigma_x = \frac{K}{tR} \sum_{m=0}^M \sum_{n=0}^N \left[\left(\frac{Rn\pi}{L} \right) \left(1 \pm \frac{t}{2R} \right) u_{mn} + \nu m \left(1 \pm \frac{t}{2R} \right) v_{mn} + \nu \left(1 \pm \frac{t}{2R} m^2 \right) w_{mn} + \frac{R^2 n^2 \pi^2}{L^2} \left(\frac{t^2}{12R^2} \pm \frac{t}{2R} \right) w_{mn} \right] \cos(m\phi) \cos\left(\frac{n\pi x}{L}\right) \quad (2.59)$$

$$\sigma_\phi = \frac{K}{tR} \sum_{m=0}^M \sum_{n=0}^N \left[\left(\frac{Rn\pi}{L} \right) u_{mn} + \nu v_{mn} + \left(1 + \frac{t^2}{12R^2} (1 - m^2) \mp (1 - m^2) - \frac{\nu R^2 n^2 \pi^2}{L^2} \right) w_{mn} \right] \cos(m\phi) \cos\left(\frac{n\pi x}{L}\right) \quad (2.60)$$

Empleando esta aproximación se puede resolver el esfuerzo debido a una carga equivalente de la siguiente manera:

- Se calculan los coeficientes de Fourier de la carga equivalente en base al perfil del defecto y las fuerzas internas de la estructura perfecta.
- A partir de la ecuación 2.58 se obtienen los coeficientes de Fourier de desplazamiento.
- Se determinan los esfuerzos reemplazando dichos coeficientes en las ecuaciones 2.59 y 2.60.

Este método de cargas equivalentes es una herramienta útil para estudiar el comportamiento de defectos bidimensionales. Es por esto que algunos códigos de FFS como el API 579 lo adoptan para asegurar la integridad estructural del equipo. Sin embargo, pierde utilidad al analizar defectos localizados tridimensionales. Esta pérdida de utilidad se debe a que la desviación de la fuerza causada por el desplazamiento geométrico de cierto punto, no se aplica en dicho punto. Por esto, el método de Rinehart es aplicable en situaciones donde el perfil del defecto posee esencialmente la misma forma que el perfil de deformación [22].

2.7.2 Método de perturbación [1]

El método de perturbación es usado principalmente para resolver problemas no lineales de forma semianalítica o numérica. Este método se basa en el estudio de los efectos en la respuesta del sistema producidos por pequeñas modificaciones. Para la formulación del método se debe considerar un parámetro de control y otro de respuesta. Estos parámetros son incluidos por el parámetro de perturbación.

Las perturbaciones pueden ser regulares o singulares. La perturbación regular es aquella en que una variación pequeña en el sistema induce un pequeño cambio en la respuesta. En cambio, en las perturbaciones singulares la respuesta del sistema permanece constante.

Si se considera el parámetro de perturbación como la amplitud del defecto (ξ), se puede escribir el vector de desplazamiento como:

$$a = a_0 + \xi a_1 + \xi^2 a_2 + \dots \quad (2.61)$$

con

$$a_n = \frac{1}{n!} \frac{d^n a}{d\xi^n} \quad (2.62)$$

donde a es el campo de desplazamientos y ξ es la amplitud del defecto.

Cada término a_n satisface la ecuación de equilibrio no lineal 2.34, por lo que el término j -ésimo satisface la ecuación:

$$\bar{K}_0 (\xi^j a_j) + 2\bar{K}_1 (\xi^{j+1} a_j) + 4\bar{K}_2 (\xi^{j+2} a_j) + p = 0 \quad (2.63)$$

Al derivar la ecuación anterior respecto al parámetro de perturbación ξ se obtiene:

$$[\bar{K}_0 a_1 + 2\bar{K}_1 a_0] + \xi [\bar{K}_0 a_2 + 2\bar{K}_1 a_1 + 4\bar{K}_2 a_0] + \dots = 0 \quad (2.64)$$

Si se sigue derivando con respecto a ξ se puede resolver de forma secuencial el campo de desplazamiento como:

$$a_n = \bar{K}_0^{-1} [2\bar{K}_1 a_{n-1} + 4\bar{K}_2 a_{n-2}] \quad (2.65)$$

con

$$a_0 = -\bar{K}_0^{-1} p \quad (2.66)$$

y

$$a_1 = -2\bar{K}_0^{-1} \bar{K}_1 a_0 \quad (2.67)$$

Debido a que ningún término a_n depende de la amplitud del defecto ξ , el campo de desplazamiento descrito en 2.61 no es obtenido para un solo valor de ξ si no que para varios valores.

Análogamente, los esfuerzos resultantes se pueden escribir como:

$$\sigma = \sigma_0 + \xi\sigma_1 + \xi^2\sigma_2 + \dots \quad (2.68)$$

con

$$\sigma_n = \bar{D}Ba_n \quad (2.69)$$

donde la matriz constitutiva \bar{D} no depende de ξ . Se debe notar que para $n=0$ el campo de esfuerzos es el de una estructura perfecta, por lo que las contribuciones de las perturbaciones se superponen a la solución de la estructura perfecta.

2.7.3 Método directo

Los métodos directos corresponden a métodos numéricos en donde se realizan aproximaciones discretas para resolver las ecuaciones diferenciales gobernantes del sistema. Estos métodos son el de diferencias finitas (MDF) y el de elementos finitos (MEF), los cuales son aplicables a la modelación directa de la geometría donde no existe ninguna referencia a la geometría ideal. La diferencia de ambos métodos se basa en la discretización del dominio. En el MDF el dominio es un conjunto de puntos discretos, mientras que en el MEF el dominio se divide en pequeñas subestructuras interconectadas llamadas elementos los cuales forman una malla [27].

Los elementos del MEF se componen de nodos relacionados por operaciones matriciales que aseguran el comportamiento continuo de los elementos. Estos nodos son las entidades fundamentales de gobierno del elemento y establecen las relaciones de continuidad con otros elementos, condiciones de borde y fuerzas. Cada nodo posee un máximo de seis grados de libertad (*Degrees of Freedom, DoF's*) tres traslacionales y tres rotacionales.

Para verificar la integridad de una estructura se debe realiza un análisis con elementos finitos (AEF) estático, donde cada elemento debe satisfacer las ecuaciones de equilibrio y las ecuaciones constitutivas. Este análisis puede ser lineal elástico, no lineal elástico y elasto-plástico, dependiendo si se consideran las no linealidades del material y grandes desplazamientos [5].

Se utilizan variadas geometrías de elementos para distintas aplicaciones. La modelación para AEF del cuerpo completo generalmente combina distintos tipos de elementos. Los elementos se pueden clasificar en: elementos de línea, elementos de superficie, elementos sólidos y elementos de propósitos específicos. En la Tabla 2.2 se muestran algunos elementos junto a sus aplicaciones más comunes. Los elementos más adecuados para el análisis de una estructura de pared delgada son los elementos de superficie de cuadriláteros y los triángulos, de los cuales se debe dar prioridad a los primeros [27].






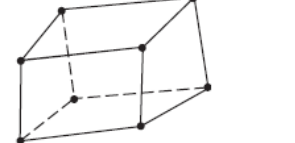
Por lo general, mientras más elementos posee el dominio los resultados son más precisos. Sin embargo, el aumento de la cantidad de elementos también aumenta la demanda computacional del modelo. Esta contrariedad implica que se deben encontrar mallas con el menor número de




elementos que representen mejor el problema. Rasiulis [28] encuentra el tamaño máximo que debe tener un elemento del borde de un defecto, según su investigación el tamaño óptimo de un elemento debe ser 0,059 la longitud del defecto.

Para Rinehart [22] el MEF para estructuras con defectos ha demostrado ser preciso para diferentes situaciones. No obstante, el comportamiento de esfuerzos debe ser inferida, por lo que cada caso requiere una nueva malla y análisis, lo que implica un gasto de tiempo importante. En cambio Rasiulis [15] sostiene que es posible predecir el comportamiento de una abolladura utilizando elementos finitos. Este autor muestra que las concentraciones de esfuerzos se presentan en el borde y centro de la abolladura, siendo el borde donde se encuentran las mayores concentraciones. Además, muestra que para un estanque con bajo combinaciones de cargas que incluyen la presión hidrostática, presión externa, cargas de viento (con diferentes direcciones) y cargas térmicas; es la presión hidrostática la que aporta los mayores esfuerzos en los puntos de concentración.

Conjuntamente con otras investigaciones del autor, Rasiulis [15, 28 y 29] puede predecir casos intermedios del comportamiento de una abolladura sin realizar nuevos análisis. Para ello grafica el factor de concentración de esfuerzos y el factor de carga de pandeo, o reducción de carga, en función de la profundidad y el radio del defecto normalizados.

Tabla 2.2: Lista de algunos elementos utilizados para MEF [27].

Clasificación	Tipo de elemento	Forma	N° de nodos	Aplicaciones
Línea	Puntual		2	Barra bajo tensión o compresión.
	Viga		2	Vigas bajo flexión
Superficie	Cuadrilátero de 4 nodos		4	Placa delgada en flexión o cáscara axisimétrica.
	Cuadrilátero de 8 nodos		8	Placa delgada o cáscara en flexión
	Triangular de 6 nodos		6	Usado para transiciones a cuadriláteros
Sólido	Hexagonal de 8 nodos		8	Sólido, placa gruesa

	Tetraedro de 4 nodos		4	Usado para transiciones a hexaedros
Propósito especial	Gancho		2	Desplazamientos para espacios preestablecidos
	Rígido		Variable	Restricción rígida entre nodos

2.8 Comportamiento plástico de materiales

El comportamiento plástico de los sólidos es caracterizado por la deformación irreversible que ocurre una vez se alcance cierto nivel de esfuerzos, llamado límite de fluencia (S_y). La deformación plástica se considera que se realiza independiente del tiempo, mientras la deformación por *creep* sea relativamente pequeña.

Las deformaciones plásticas son importantes en el análisis de estructuras, ya que pueden debilitar la integridad estructural al causar grandes deformaciones, esfuerzos residuales que se mantienen en el material luego del proceso de descarga, y afectar la resistencia del material a la fatiga o a la fractura. La caracterización del comportamiento plástico del material requiere analizar relaciones no lineales entre esfuerzos y desplazamientos [30].

En la Figura 2.18 se muestra el comportamiento elasto-plástico del acero ASTM A36 sujeto a tensión con el modelo de Ramberg-Osgood (curva azul) [5]. En un comienzo de la curva se distingue el comportamiento lineal elástico (curva roja), caracterizado por el módulo de Young (E) para deformaciones pequeñas, por lo general, menores al 0,2%. Cuando se alcanza un esfuerzo cercano al límite de fluencia (S_y), comienza la deformación plástica caracterizada por el cambio gradual de pendiente en la curva denominado módulo tangente (E_t). De esta manera, el material se sigue deformando hasta alcanzar el límite de fractura (S_{uts}) donde falla.

Debido a que la deformación plástica es permanente mientras que la deformación elástica no, el material responde ante nuevas cargas linealmente hasta un nuevo límite de fluencia mayor que al del estado de cargas previo. A este fenómeno se le denomina endurecimiento plástico [30].

La Figura 2.18 muestra tres modelos de material para el ASTM A36: modelo lineal elástico (curva roja), modelo bilineal (curva amarilla) y modelo de Ramberg-Osgood (curva azul), los cuales se describen a continuación:

- **Modelo lineal:** Permite deformaciones y esfuerzos suficientemente pequeños, no incluye efecto de endurecimiento del material ni deformación plástica. Se caracteriza por una función lineal de pendiente ($E = 200 \text{ GPa}$).
- **Modelo bilineal:** Modelo de endurecimiento elasto-plástico descrito por una función compuesta por dos rectas, la primera corresponde a la respuesta lineal del sistema limitada por la fluencia mientras que la segunda corresponde al endurecimiento del material que posee una pendiente equivalente al módulo tangente de la curva real ($E = 1,4 \text{ GPa}$) [31].
- **Modelo de Ramberg-Osgood [5]:** Modelo de endurecimiento elasto-plástico que se expresa con la siguiente ecuación:

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E} + \left(\frac{\sigma}{H}\right)^{\frac{1}{n}} \quad (2.70)$$

donde ϵ corresponde a la deformación total, σ corresponde al esfuerzo, H y n son constantes dependientes del material (722,25 MPa y 0,1711 respectivamente para ASTM A36). Además, cabe destacar que el primer término de la ecuación corresponde a la deformación elástica y el segundo a la deformación plástica.

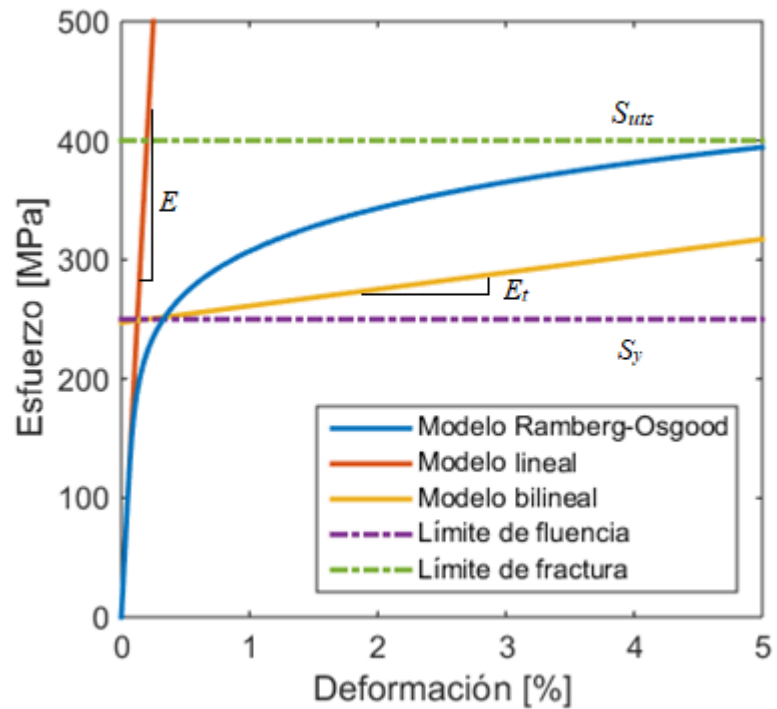


Figura 2.18: Curva esfuerzo-deformación del acero A36.

2.9 Fallas estructurales en estanques verticales

Los estanques son estructuras diseñadas para soportar grandes esfuerzos de membrana, mas no de flexión. La teoría de cáscaras refleja esta deficiencia en la rigidez de flexión (ecuación 2.29), la cual decrece rápidamente cuando el espesor disminuye. Esta rigidez permite la resistencia al pandeo cuando existen esfuerzos de membrana compresivos.

El pandeo es un proceso donde la estructura bajo cargas flexo-compresivas se vuelve inestable, provocando que la energía requerida para realizar una deformación disminuya abruptamente [32]. Esto induce a que la estructura cambie abruptamente su forma para llegar a nuevas configuraciones de equilibrio. En la Figura 2.19 se muestra la consecuencia del pandeo en un estanque vertical. Dependiendo de la distribución de tensiones máximas y deformaciones, se puede clasificar el pandeo como global o local. Si estas deformaciones se concentran en regiones en torno a una singularidad, el fenómeno se conoce como pandeo local o “punta de diamante” (Figura 2.20). En cambio, si las concentraciones se distribuyen en la circunferencia del manto; el pandeo es global.



Figura 2.19: Pandeo global en estanque vertical (1)[32].

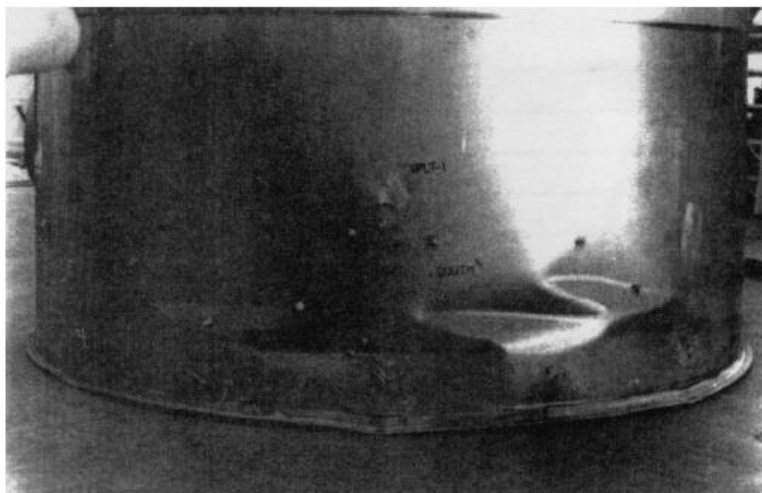


Figura 2.20: Pandeo local en estanque [33].

Matthews [34] describe tres tipos de pandeo en estanques verticales de techo fijo: por viento, de “pata de elefante” y por vacío.

El pandeo causado por ráfagas de viento es una de las formas más comunes de pandeo en estanques. Principalmente, ocurre en los anillos superiores y más delgados del estanque cuando el nivel de llenado del estanque es bajo.

La “pata de elefante” se produce en los anillos inferiores donde se forma una gran protuberancia en el perímetro del manto. Esta forma de pandeo se puede producir por la acción sísmica o por una sobrepresión causada por explosiones de gases en la parte gaseosa del estanque. Esta forma de pandeo se muestra en la Figura 2.21.

Finalmente, el pandeo por vacío se produce cuando la válvula de venteo de un estanque vertical falla mientras se descarga el contenido. La diferencia de presión genera esfuerzos de compresión, que producen que el techo y los anillos superiores del manto sean empujados hacia el interior del estanque.

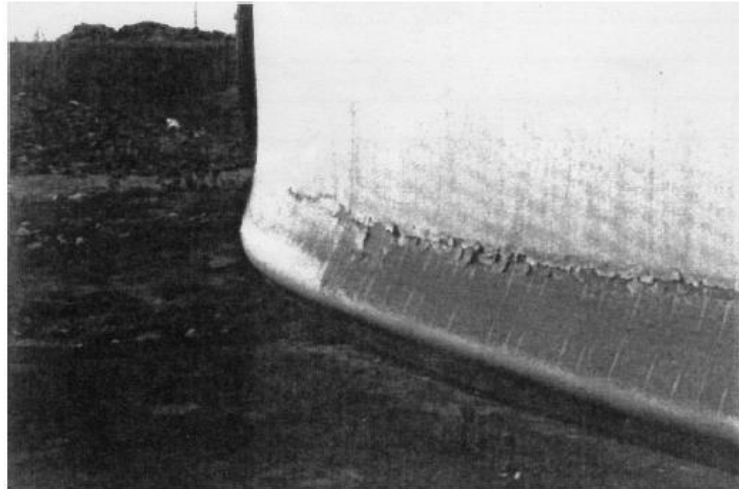


Figura 2.21: Pandeo global tipo pata de elefante [34].

Bruno [35] explica que para el diseño de estructuras de pared delgada se lleva a cabo un análisis de pandeo lineal o de bifurcación para la estructura perfecta. Este análisis consiste en la determinación de valores propios de la matriz de equilibrio, los cuales satisfacen dos situaciones de equilibrio, uno puramente compresivo y otro con deformación lateral. De esta manera, el análisis lineal de pandeo resuelve el problema de valores y vectores propios de la siguiente ecuación:

$$[K_e + \lambda K_g(\sigma)]\Phi = 0 \quad (2.71)$$

donde K_e corresponde a la matriz de rigidez elástica, K_g la rigidez geométrica en función del campo de esfuerzos, σ ; λ corresponde al vector de valores propios y Φ corresponde a la matriz de vectores propios (modos de pandeo). Siendo el menor valor de λ correspondiente al factor de carga de pandeo LF .

Sin embargo, Ning [36] muestra que los defectos provocan que el pandeo ocurra con cargas menores a las predichas por el modelo teórico de valores propios de la ecuación 2.71. En la Figura 2.22 se muestra la influencia de los defectos en la carga crítica de pandeo para un cilindro sometido a compresión, donde P_{cl} es la carga crítica de una estructura ideal y P_{cr} es la carga crítica de una estructura con defectos. La carga P_{cl} se calcula por el método de valores propios y P_{cr} se desprende de un análisis elasto-plástico.

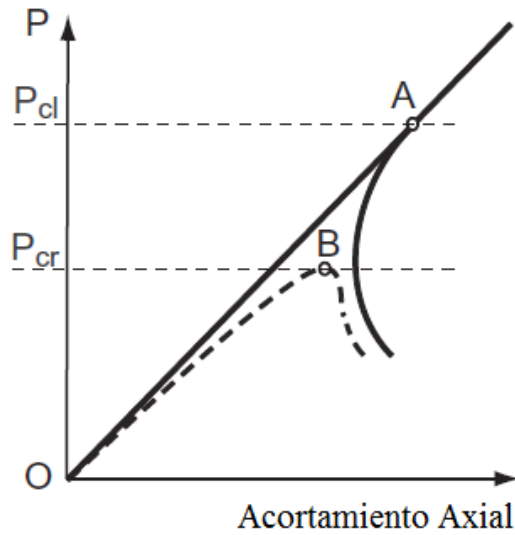


Figura 2.22: Esquema de la trayectoria de equilibrio para: cilindro de pared delgada perfecto (línea continua), y cilindro imperfecto (línea discontinua) [36].

Según Bruno [35] se reconoce una gran variabilidad de tamaños de defectos que afectan la carga de pandeo. Por esta razón resulta conveniente definir una relación de escalabilidad del defecto como α/L , donde α corresponde a la amplitud del defecto y L a la longitud de la celda del domo o a alguna dimensión característica de la estructura i.e espesor de la carcasa. De esta manera, es posible comparar el factor de carga de pandeo (LF) y a la escalabilidad del defecto con tal de obtener información importante de la sensibilidad de la estructura al defecto. En la Figura 2.23 se muestra la reducción de carga de pandeo debido a los defectos en domos y bóvedas de cañón (*barrel vault*), donde Bruno concluye que el crecimiento de la amplitud de un defecto no implica necesariamente en una reducción del factor de cargas por lo que no se puede asumir que una gran imperfección entrega una carga crítica de pandeo conservativa.

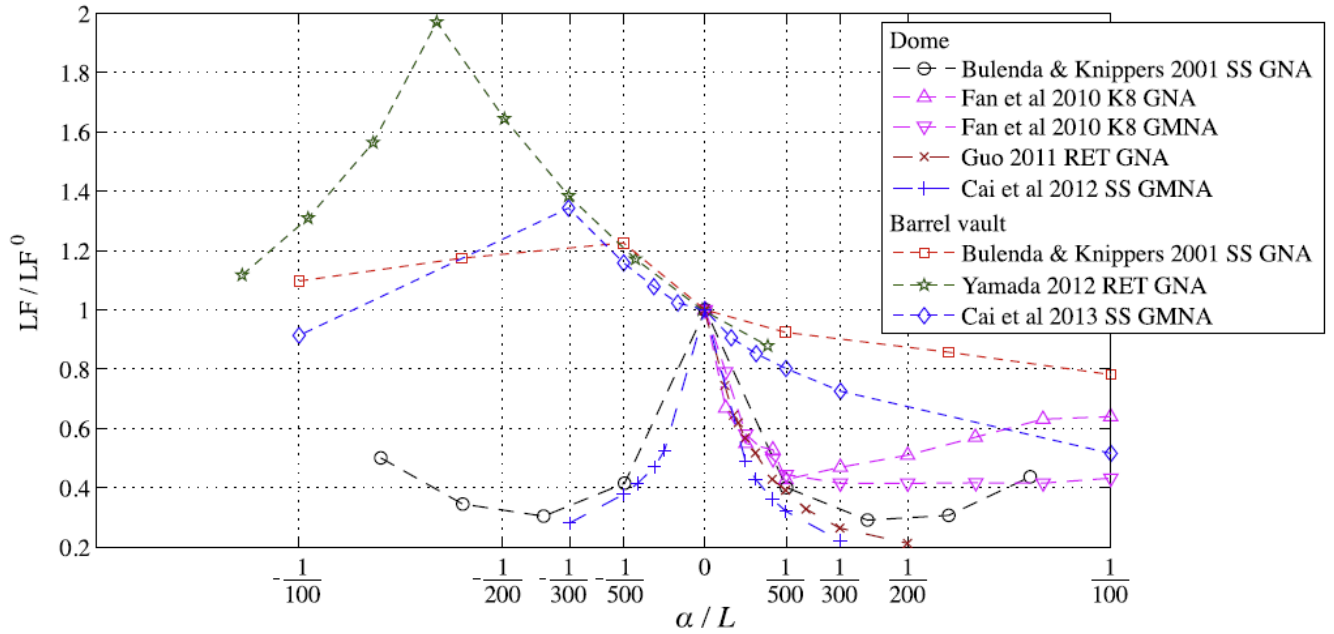


Figura 2.23: Aumento de factor de carga (LF) debido a la razón de amplitud del defecto α/L para domos de pared delgada. Donde LF^0 es el factor de carga de la estructura perfecta, α es la amplitud del defecto y L la longitud de la celda del domo [35].

2.10 Metodología FFS según API 579

La metodología de Aptitud para el Servicio o FFS se explica en la segunda parte del API 579 [5]. Las evaluaciones FFS pueden ser usadas para analizar componentes que contienen algún tipo de daño o defecto enunciado en la sección 2.3. La evaluación FFS indica si el equipo es apto para su operación actual bajo programas de monitoreo e inspección adecuadas. En caso de no ser apto el equipo se realiza un *rerating* del equipo, es decir, se busca su nuevo nivel de operación. El método de *rerating* para estanques, radica en determinar la Altura Máxima de Llenado o *Maximum Fill Height* (MFH).

Sanzi y Asta [37] muestran la aplicación metódica del procedimiento del API 579 para verificar la integridad estructural de una columna de presión. En su trabajo, se evalúa la aptitud para el servicio del equipo con el fin obtener un *rerating* del mismo. En general el procedimiento de análisis para todos los mecanismos de fallas o defectos consta de ocho pasos, los cuales son:

Paso 1: Identificación del mecanismo de falla y defectos

Se identifica el tipo de defecto y la causa del daño. Para ello se indaga en las prácticas del diseño y fabricación, materiales de construcción, historia de servicio y condiciones ambientales, con el fin de facilitar la identificación de defectos.

Paso 2: Aplicabilidad y limitaciones del FFS

El API 579 para cada categoría de defectos establece los alcances pertinentes. No obstante, para estanques de techo flotante o fijo, el código API 653 [16] dicta la aplicabilidad y limitaciones del procedimiento FFS.

Paso 3: Información requerida

El tipo de datos requeridos para el análisis depende de los defectos y mecanismo de daño detectado. Los requerimientos de datos dependen del nivel de evaluación de FFS y, en el caso de los estanques, incluyen:

Especificaciones técnicas:

- La ficha técnica original (Basada en el API 650)
- Memoria de cálculo de la capacidad máxima permitida (MFH) del estanque, al momento de fabricación.
- Memoria de cálculo estructural con las cargas de diseño.
- Archivos de inspección de fabricación.
- Reportes de ensayos de materiales.
- Archivos del último ensayo hidroestático (*hydrotest*), ensayos de presión y temperatura del metal.

Historial de mantenimiento y operación:

- Condiciones de operación de presión y temperatura.
- Documentación de cambios significativos en la carga de servicio referente a su presión, temperatura o fluido de trabajo.
- Historial de cualquier alteración y reparación incluyendo sus respectivos cálculos.
- Archivos de todos los test hidrostáticos realizados después de cualquier reparación significativa.
- Resultados de inspecciones durante el servicio incluyendo las mediciones de espesor de pared, o cualquier otro ensayo no destructivo (NDT).
- Archivos de todas las reparaciones internas.
- Archivos de lecturas “*out-of-plumb*”, es decir, de pérdida de verticalidad.
- Evaluación de las fundaciones del estanque.

Mediciones para la evaluación de FFS

De forma genérica, para todas las categorías de defectos se requiere el cálculo de Corrosión Futura Permitida o *Future Corrosion Allowance* (FCA). Este término se calcula en cada inspección utilizando el historial de inspecciones o la tasa de corrosión del material del estanque en condiciones ambientales similares.

Paso 4: Técnicas de evaluación y criterios de aceptación

Se establecen tres niveles de evaluación para cada una de las categorías de defectos. Cada nivel requiere una cierta cantidad de información y ofrece resultados más o menos conservadores. Es así como en el primer nivel se requiere información básica del componente, sin embargo es el cálculo de FFS más conservador. Asimismo, a mayor nivel de evaluación se requiere un profesional más capacitado.

Nivel 1

Otorga un criterio conservador de la Aptitud para el Servicio. No obstante requiere un nivel mínimo de inspección y cantidad de información. Por lo general, basta comparar los parámetros encontrados durante la inspección con las tolerancias constructivas. El Nivel 1 puede ser realizado por un inspector de planta.

Nivel 2

Provee una evaluación más detallada que la del Nivel 1 requiriendo una inspección similar a la del nivel anterior. Sin embargo, se utilizan cálculos más detallados mediante modelos analíticos de esfuerzos. El Nivel 2 puede ser realizado por ingenieros de planta o ingenieros especialistas.

Nivel 3

Incluye una evaluación detallada para proveer resultados más precisos que los obtenidos en el Nivel 2. Se requiere mayor precisión en la información de componentes y el análisis se basa en

métodos numéricos como la modelación con elementos finitos (FEM) o modelos experimentales. Los procedimientos del Nivel 3 son realizados por ingenieros especialistas experimentados en la realización de análisis FFS.

Cada Nivel de Evaluación, sugiere en sus metodologías uno o más de los siguientes criterios de aceptación:

- **Esfuerzo Permitido:** Consiste en la aceptación elástica de la resistencia del material al comparar el esfuerzo obtenido de las diferentes evaluaciones con el esfuerzo permitido del material.
- **Factor de Resistencia Remanente (RSF):** Consiste en la aceptación bajo el comportamiento plástico del material. Para esto se relacionan las cargas límites, las cargas de colapso plástico y la evaluación características de deformación del componente; obteniendo el *RSF*. Finalmente se compara con el *RSF* permitido (RSF_a). En esta memoria, el factor de reducción de carga (*RC*) se utiliza indistintamente al *RSF*.
- **Diagrama de Valoración de Fallas (FAD):** Es usado para la aceptación de defectos tipo grieta. Provee la aceptabilidad de un componente bajo el riesgo de colapso plástico y de fractura frágil, mediante un diagrama que compara la razón de tenacidad del componente con la razón de carga.

Paso 5: Evaluaciones de Vida Remanente

Una vez se establece que un componente posee un defecto aceptable durante el tiempo de evaluación, se debe determinar la vida remanente del componente. Esta vida remanente es usada para establecer un intervalo apropiado de inspección, monitoreo o si existe la necesidad de remediarlo. En general, el cálculo de la vida remanente no pretende otorgar el tiempo a falla del componente, sino el nivel de operación segura del componente hasta su próxima inspección. Para estanques verticales, el nivel de operación seguro es la Altura Máxima de Llenado o *Maximum Fill Height* (MFH).

Paso 6: Remediación

En caso de que el componente no posea vida remanente, el defecto no es aceptable, o el análisis es insuficiente debe ser remediado. La remediación se estipula en las recomendaciones API 653 en el cual se estipulan las metodologías de reparación, alteración y reconstrucción para los estanques verticales.

Paso 7: Monitoreo en servicio

Si la vida remanente es corta o la degradación futura no puede ser determinada, el monitoreo durante el servicio permite prever un daño futuro erradicando las condiciones desfavorables para la correcta operación del componente. El monitoreo durante el servicio permite aumentar la vida remanente de los componentes al analizar en tiempo real las evidencias de mecanismos de falla.

Paso 8: Documentación

El análisis de integridad estructural a través de FFS debe ser documentado para cerciorar la repetitividad del mismo en inspecciones futuras. Los ítems que deben ser incluidos en la documentación son:

- Ficha técnica de los equipos y su historial de mantención y operación.
- Datos de inspección realizados para la evaluación de FFS.
- Consideraciones y resultados de los análisis.

2.11 Análisis FFS para defectos geométricos localizados según API 579

Las evaluaciones para estructuras presurizadas con defectos geométricos se exponen en la parte 8 del API 579 [5]. En general, el procedimiento se puede aplicar para equipos con desalineaciones de soldadura o distorsiones de cáscara. A continuación, se describe el procedimiento de los distintos niveles de evaluación (8.4 API 579).

Nivel 1

Los procedimientos de nivel 1 están basados en las tolerancias de fabricación provistas en el código de construcción del equipo. En el caso de estanques, el código constructivo es el API 650. La Tabla 2.3 muestra las tolerancias específicas para la evaluación de nivel 1 de un estanque diseñado bajo el API 650.

Tabla 2.3: Resumen de las tolerancias de fabricación del API 650 [5].

Defecto	Requerimiento	Código
Fuera de plomo	La pérdida de verticalidad del manto no debe exceder 1/200 de la altura total del estanque.	5.5.2
Pérdida de circunferencia (<i>Out-of-Roundness</i>)	Las mediciones de los radios no deben exceder las siguientes tolerancias que dependen del diámetro D . $D < 12$ m $Tol=13$ mm $12 \text{ m} \leq D < 46$ m $Tol=19$ mm $46 \text{ m} \leq D < 76$ m $Tol=25$ mm $D > 76$ m $Tol=32$ mm	5.5.3

Si el equipo no cumple con los requisitos del nivel 1, se puede realizar un análisis de nivel 2 o 3 para asegurar su IE.

Nivel 2

Los procedimientos de nivel 2 son métodos de evaluación computacionales aplicables a defectos que alteran la circunferencia, ya sean globales o locales en la dirección circunferencial.

El análisis se basa en el método de cargas equivalentes. De esta manera, mide el radio y el espesor en varios ángulos alrededor de la circunferencia. Estos datos permiten la representación del defecto en una serie de Fourier simple a través de un procedimiento computacional. Posteriormente se calculan los términos de la serie dependientes de la carga y se introducen en una nueva función que describe el radio de la circunferencia. Luego, se calcula el factor de esfuerzo remanente (RSF) en función del radio encontrado y los esfuerzos de membrana de la circunferencia perfecta y se compara este factor con el factor admisible (RSF_a). Si $RSF > RSF_a$ entonces el componente es apto para el servicio. En caso contrario se debe considerar: realizar un análisis de nivel 3, realizar un *rerate* o aplicar técnicas de remediación.

Debido a que la evaluación de nivel 2 se aplica específicamente para un defecto bidimensional extendido a lo largo del cilindro, los defectos localizados generales no pueden ser analizados en el nivel 2 y se requiere directamente un análisis de nivel 3.

Nivel 3

La evaluación nivel 3 se basa en la simulación numérica. Para analizar defectos geométricos localizados generales, se debe llevar a cabo un análisis no lineal del sistema. El nivel 3 de evaluación se debe utilizar cuando los niveles 1 y 2 no aplican o no se satisfacen.

El código sugiere realizar dos análisis adicionales, la protección contra el colapso plástico local y la protección contra el colapso por pandeo. La aplicabilidad de estos análisis depende de las sollicitaciones del equipo.

2.11.1 Método de análisis elasto-plástico

El método de análisis elasto-plástico corresponde a un análisis numérico que incluye las no linealidades del material. En este análisis estático se determina el estado de tensiones, deformaciones y la carga límite del colapso plástico siempre que el sistema sea inestable.

La aproximación de la respuesta del método consiste en la adaptación de la matriz de rigidez al aplicar una serie de incrementos graduales de las cargas, para determinar el equilibrio utilizando un set de ecuaciones lineales. En ANSYS [31] estos incrementos graduales se les denomina subpasos.

Este método causa que los errores se acumulen en cada subpaso lo que ocasiona que el resultado pueda estar fuera de equilibrio. Para evitar este problema el programa ANSYS utiliza el algoritmo Newton-Raphson para la convergencia de cada subpaso. Sin embargo, de igual manera se pueden encontrar dificultades de convergencia por diferentes razones, como: problemas de contacto, movimiento de cuerpos rígidos, divergencias causadas por grandes incrementos de carga, distorsiones de mallado que causan errores de forma o inestabilidad de la estructura [31]. Es de interés, para determinar la carga de colapso plástico, que el análisis diverja debido a inestabilidad de la estructura.

Los pasos de este método sugeridos en el ítem B1.2.4.4 del API 579 son:

Paso 1:

Desarrollar un modelo geométrico del componente incluyendo todas las características geométricas relevantes.

Paso 2:

Definir las cargas que se deben considerar en el análisis. Las cargas relevantes se enlistan a continuación:

P: Presión de trabajo
P_s: Presión hidrostática
D: Peso muerto de la estructura
L: Cargas vivas
E: Cargas sísmicas
W: Cargas por viento
S_s: Cargas por nieve
T: Cargas térmicas

Paso 3:

Incluir el comportamiento elasto-plástico del material. Se pueden utilizar modelos que incluyan endurecimiento del material y modelos perfectamente plásticos.

Paso 4:

Determinar y evaluar en el modelo cada combinación de cargas utilizando la información del Paso 2 y la Tabla 2.4.

Paso 5:

Realizar el análisis elasto-plástico para cada una de las combinaciones de cargas del Paso 4. Si se logra la convergencia en el análisis, el componente se considera estable bajo las cargas de cada caso. En caso contrario, se calcula el factor de reducción de cargas (o *RSF*), *RC*, como:

$$Q_c = RC \cdot \sum \beta \gamma_i Q_i \quad (2.72)$$

donde Q_c corresponde a la carga de colapso y $\sum \beta \gamma_i Q_i$ corresponde a la combinación de cargas, siendo β coeficiente de incertidumbre y γ_i el factor de carga de la carga Q_i . Otra forma de calcular la reducción de cargas, es determinar el número de subpasos acumulados y dividirlo por los subpasos totales.

Tabla 2.4: Combinaciones de cargas para el análisis elasto-plástico [5].

Combinaciones de Cargas
1) $\beta(P + P_s + D)$
2) $0,86\beta(P + P_s + D + T) + 1,1\beta L + 0,36\beta S_s$
3) $0,86\beta(P + P_s + D) + 1,1\beta S_s + (0,71\beta L \text{ o } 0,57\beta W)$
4) $0,86\beta(P + P_s + D) + 1,1\beta W + 0,71\beta L + 0,36\beta S_s$
5) $0,86\beta(P + P_s + D) + 0,71\beta E + 0,71\beta L + 0,14\beta S_s$
Nota: β corresponde al coeficiente de incertidumbre del factor de cargas. Para estanques atmosféricos $\beta = 3,5 \cdot RSF_a$ según el código ASME Sección VIII, división 1, con $RSF_a = 0,9$ (API 579)

2.11.2 Protección contra el colapso plástico local

Además de demostrar la protección contra el colapso plástico global, se debe satisfacer el criterio de falla local del componente, el cual se basa en el límite de deformación antes de la estricción del material. Este análisis se debe proceder cuando existen concentraciones de deformación considerables o si no se obtiene información de éstas. Los pasos a seguir del análisis (ítem B1.3.3 del API 579 [5]) son:

Paso 1:

Realizar un análisis elasto-plástico considerando la siguiente combinación de cargas

$$1,7RSF_a(P + P_s + D) \quad (2.73)$$

Paso 2:

Determinar los esfuerzos principales del punto de interés, $\sigma_{1,2,3}$, el esfuerzo equivalente, σ_e , y la deformación plástica equivalente, ϵ_{peq} .

Paso 3:

Determinar el límite triaxial de deformación, ϵ_L , a partir de la siguiente ecuación:

$$\epsilon_L = \epsilon_{Lu} \exp \left[- \left(\frac{\alpha_{sl}}{m_2 + 1} \right) \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3\sigma_e} - \frac{1}{3} \right) \right] \quad (2.74)$$

donde ϵ_{Lu} es el límite uniaxial de deformación, m_2 corresponde al exponente de endurecimiento del material, y α_{sl} es el factor de endurecimiento triaxial ($\alpha_{sl} = 2,2$). Si no se especifica la reducción del área en el análisis entonces $\epsilon_{Lu} = m_2$.

Paso 4:

Determinar la deformación de formación (*forming strain*), ϵ_{cf} , según el código de construcción.

Paso 5:

Determinar si el criterio de deformación es satisfecho. El punto de interés del componente es aceptable si se satisface la siguiente inecuación

$$\epsilon_{peq} + \epsilon_{cf} \leq \epsilon_L \quad (2.75)$$

2.11.3 Protección contra el colapso por pandeo

Si el componente está sometido a esfuerzos de compresión, entonces se debe verificar si el componente puede colapsar por pandeo. El mínimo factor de pandeo necesario para asegurar la

estabilidad del componente depende del tipo de análisis de pandeo que se realice. Según el API 579 [5] los tipos de análisis para la protección contra el pandeo son:

- **Tipo 1:** Si se realiza un análisis de pandeo mediante un análisis elástico, entonces el factor de pandeo mínimo se calcula como $\Phi_B = 2/\beta_{cr}$, donde β_{cr} es el factor de reducción de la capacidad.
- **Tipo 2:** Si se realiza un análisis de pandeo mediante un análisis elástico, entonces el factor de pandeo mínimo se calcula como $\Phi_B = 1,667/\beta_{cr}$.

El valor de β_{cr} para estanques bajo compresión axial depende de su diámetro, D , y espesor, t . Si $D/t \geq 1.247$, entonces $\beta_{cr} = 0,207$; en cambio, para $D/t < 1.247$, β_{cr} se calcula como:

$$\beta_{cr} = \frac{338}{389 + \frac{D}{t}} \quad (2.76)$$

Si el factor de pandeo encontrado es mayor que el mínimo, la estructura se considera estable ante el pandeo.

- **Tipo 3:** Si se realiza un análisis elasto-plástico donde los defectos están explícitamente considerados, entonces el factor de pandeo mínimo debe ser encontrado para las combinaciones de carga de la Tabla 2.4. La carga de pandeo es equivalente a la carga de colapso plástico del componente.

3. Estudio del caso base

3.1 Introducción

El caso base consiste en un estanque vertical de almacenamiento de agua, que presenta defectos geométricos (ver Figura 3.1). Por lo que se debe asegurar su capacidad para operar en las condiciones de servicio.

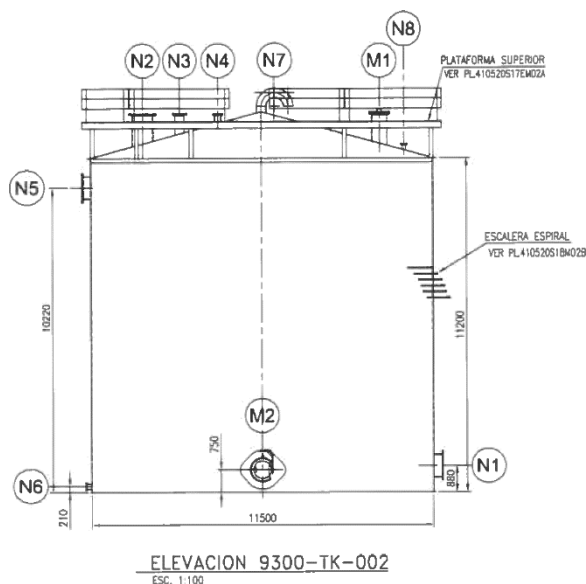


Figura 3.1: Vista de elevación del estanque vertical TK-002.

3.2 Descripción del estanque

El estanque consiste en una unidad para traspaso de agua fresca, con un volumen máximo de 1.022 m^3 , 11.500 mm de diámetro interior y 11.200 mm de altura, ubicado a 1.479 msnm. El techo cónico no es autoportable, dada la magnitud de la carga de nieve y el diámetro del estanque, por lo cual es estructurado en base a perfiles tipo IN e IE soldados y canales plegadas, en los cuales se apoya la plancha de techo. Además, se considera una plataforma sobre el techo de 2 m de ancho y de forma circular, que cubre un ángulo de 252° . Esta plataforma permite el acceso a todas las boquillas y al *manhole* de techo. El estanque se encuentra sometido a presión atmosférica y condiciones ambientales propias de la zona de emplazamiento.

Debido a las solicitaciones sísmicas, el estanque está anclado por medio de 30 pernos distribuidos en un anillo rigidizador ubicado a 300 mm del fondo. A su vez, el techo está soldado a un anillo de coronamiento de perfil L que favorece su estabilidad y constructabilidad.

3.2.1 Códigos y documentos aplicados en el diseño del estanque

- API 650 – Décima edición adendum 4 2005
- API 620 – Décima Edición
- NCh 2369 Of.2003 “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales”

- AISC: Manual of Steel Construction, Allowable, Stress Design Ninth Edition.
- ASCE 7-05 “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures”
- NCh 432 Of.1971 “Cálculo de la acción del viento sobre las construcciones”

3.2.2 Características geométricas

Las principales características geométricas del estanque se muestran en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1: Datos geométricos del estanque según la memoria de cálculo.

Descripción	Notación	Dimensión (mm)
Diámetro del estanque	D	11.500
Altura del estanque	H	11.200
Altura del líquido	H_L	10.220
Espesor del manto	t	6
Espesor del techo	t_r	6
Espesor de fondo	t_f	8
Ángulo del techo	θ	15°

3.2.3 Materiales constructivos

Toda la estructura del estanque es de acero estructural ASTM A36. Las propiedades de este acero se detallan en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2: Propiedades del acero ASTM A36 provistas por la biblioteca de Ansys [31].

Propiedad	Notación	Valor	Unidad
Límite de fluencia	S_y	250 (2.530)	MPa (kg/cm ²)
Límite de fractura	S_{uts}	460 (4.680)	MPa (kg/cm ²)
Módulo de elasticidad	E	200 (2.100.000)	GPa (kg/cm ²)
Coefficiente de Poisson	ν	0,3	s.u.
Módulo tangente	E_{tan}	1,4 (14.700)	GPa (kg/cm ²)
Exponente de endurecimiento	m_2	0,26	s.u.
Densidad	ρ	7.850	(kg/m ²)

3.3 Cargas de diseño

Las cargas de diseño y los códigos aplicables se muestran en la Tabla 3.3.

Tabla 3.3: Resumen de las cargas de diseño del estanque del caso base.

Carga	Valor	Unidad	Código
Cargas muertas (D)			
Peso específico del acero	7.850	kg/m ³	
Presión hidrostática (P_s)			
Peso específico del fluido	1.000	kg/m ³	

Altura de llenado	10,22	m	
Cargas de nieve (S)	21	kg/m ²	API 650 5.2.1 h.
Cargas vivas (L)			API 650 5.2.1 f.
Uso del techo	102	kg/m ²	
Uso de plataformas	250	kg/m ²	
Temperatura (T)	15	°C	
Viento (W)	190	km/h	API 650 5.2.1 k.
En el manto	870	kg/m ²	
En el cono	1460	kg/m ²	
Presión externa (P_e)	25,5	kg/m ²	API 650 5.2.1 b.
Sismo (E)			NCh 2369 Of.2003.
Coef. Impulsivo (C_i)	0,24	m/s ²	
Coef. convectivo (C_c)	0,03	m/s ²	
Peso efectivo del contenido (W_p)	1.061.540	kg	
Peso efectivo impulsivo (W_i)	801.140	kg	
Peso efectivo convectivo (W_c)	273.927	kg	
Centroide impulsivo (X_i)	4,03	m	
Centroide convectivo (X_c)	7,32	m	

3.4 Resumen de la inspección del estanque

Se realizó un levantamiento topográfico de las zonas del estanque que presentan deformación visible denominadas 1, 2, 3 y 4. Las mediciones se realizaron con una estación total TopCon ES-05 (sensibilidad de lectura de ± 1 mm), empleando una cuadrícula de coordenadas cartesianas (x, y) sobre el manto del estanque, con una celda base de aproximadamente $100 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$. En la Figura 3.2 se muestran las zonas afectadas.

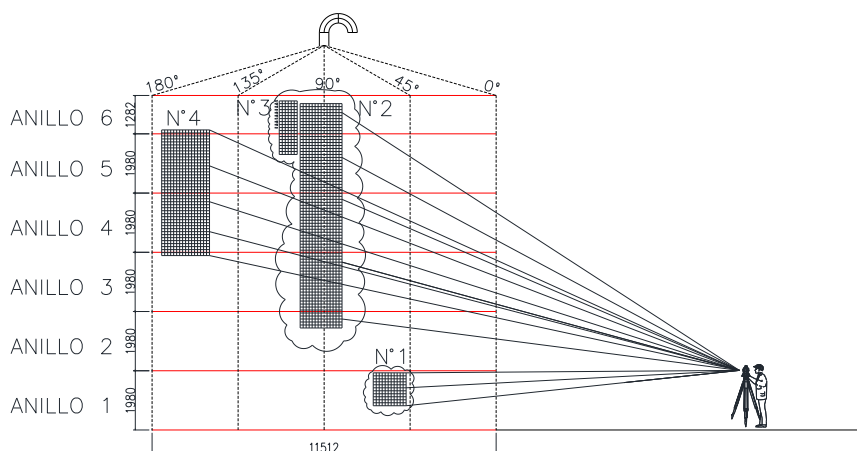


Figura 3.2: Diagrama de la caracterización metrológica de los principales defectos del estanque.

El levantamiento topográfico recopiló las siguientes coordenadas Norte, Este, Cota (altura, m) de la superficie para las grillas de las áreas N°1 – N°4 de la Figura 3.2. A partir de estos puntos se determina el radio de la imperfección medido desde el eje axial. Finalmente, se compara el radio imperfecto con el radio nominal del estanque y se representan en los gráficos de la Figura 3.3.

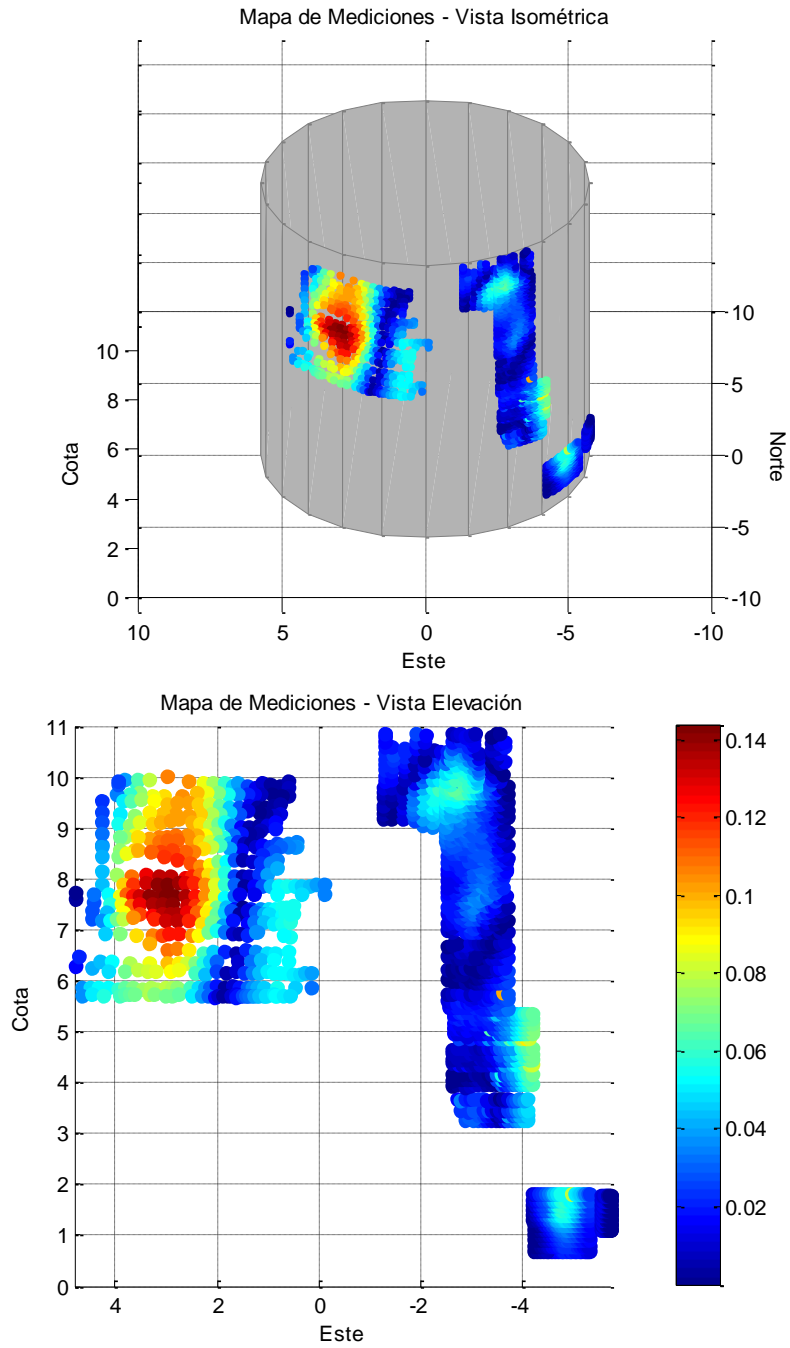


Figura 3.3: Visualización de deformación en el TK 002, vistas isométricas y elevación.

3.5 Caracterización de defectos

Para caracterizar los defectos recopilados por el levantamiento topográfico se define como deflexión positiva la desviación del manto hacia el exterior, mientras que la deflexión negativa corresponde a la desviación contraria. Así, se describen los defectos a continuación:

Defecto N°1

Corresponde a una zona de aproximadamente $1,8 \times 0,7 \text{ m}^2$, ubicado en primer anillo del estanque en el sector $45^\circ - 90^\circ$. La deflexión máxima positiva es +2 mm y la deflexión máxima negativa es -80 mm. Por lo tanto, se caracteriza como una zona plana con una deflexión máxima de -80 mm con respecto al radio nominal.

Defecto N°2

Corresponde a un defecto extendido de aproximadamente $2,3 \times 7,9 \text{ m}^2$, ubicado entre los anillos 2 y 6 del estanque en el sector $45^\circ - 135^\circ$. La deflexión máxima positiva es +99 mm y la deflexión máxima negativa es -66 mm. Por lo tanto, tiene una zona englobada y otra aplanada. La zona traccionada/englobada compromete principalmente al anillo 3 mientras que la zona aplanada compromete principalmente a los anillos 5 y 6.

Defecto N°3

Corresponde a una zona de aproximadamente $2,0 \times 1,0 \text{ m}^2$, ubicado en los anillos 5 y 6 del estanque y adyacente al defecto N°2, en el sector $90^\circ - 135^\circ$. La deflexión máxima positiva es +26 mm y la deflexión máxima negativa es -61 mm. Dada la proximidad del defecto N°3 con el defecto N°2 y la similitud de la deflexión negativa de ambos, se concluye que corresponden a un mismo defecto.

Defecto N°4

Involucra una región de aproximadamente $3,0 \times 4,0 \text{ m}^2$, ubicado entre los anillos 4 y 6 del estanque, en el sector $135^\circ - 180^\circ$. La deflexión máxima positiva es +56 mm y la deflexión máxima negativa es -144 mm. Por lo tanto, se caracteriza como una zona aplanada con una deflexión máxima de -144 mm con respecto al radio nominal. Es el defecto de mayor deflexión de todos los revisados metrológicamente.

4. Metodología

4.1 Metodología general

La metodología para desarrollar los objetivos propuestos se resume en el diagrama de la Figura 4.1.

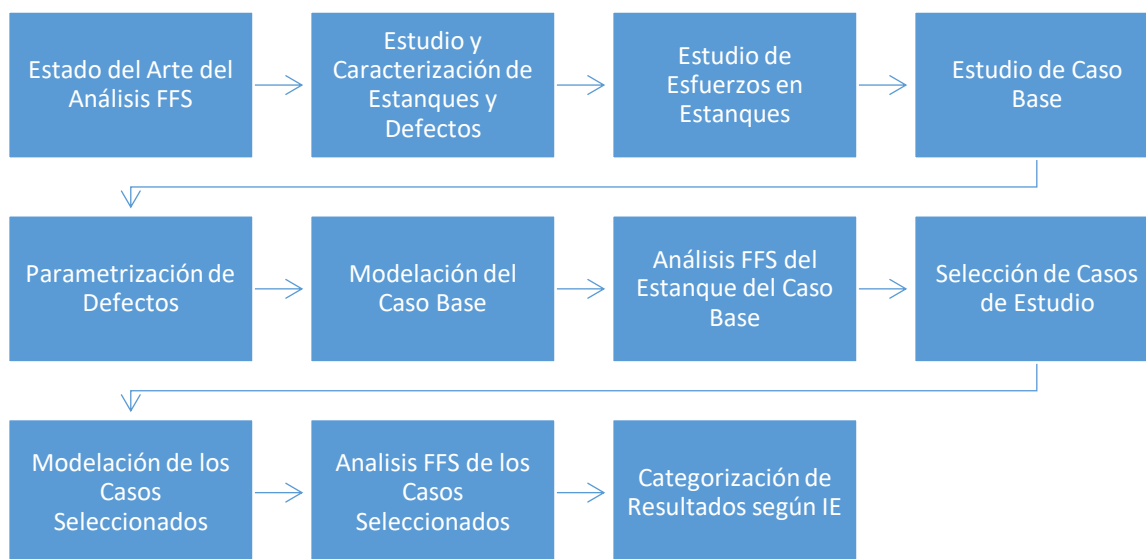


Figura 4.1: Diagrama de la metodología.

4.1.1 Estudiar la tipología y defectología de estanques verticales de uso habitual en Chile

La metodología se inicia entendiendo la necesidad del análisis de aptitud para el servicio tanto a nivel mundial como nacional. Se estudia la historia tras la creación de las metodologías de FFS, su necesidad de estandarización y el código API 579. Finalmente, se indaga sobre los decretos, normativas y organismos chilenos relativos a la ingeniería a fin de comprender los lineamientos nacionales.

Además, se busca recopilar la información necesaria para comprender la importancia de los defectos en la integridad estructural de un estanque de almacenamiento. Para ello se estudia la tipología de estanques de la industria y se reconocen los tipos de defectos y mecanismos de daño a los que están expuestos.

Luego, se pretende investigar sobre el comportamiento de esfuerzos en una estructura con y sin defectos. Para ello se indaga en la teoría de cáscaras y se obtienen las ecuaciones de gobierno del estado de esfuerzo en estructura de pared delgada. Además, se estudian diferentes métodos de aproximaciones de solución de dichos esfuerzos para luego contrastar su utilidad.

4.1.2 Preparar y adaptar una rutina para el análisis de integridad estructural (AIE) basada en el API 579

Se selecciona un caso real provisto por el profesor guía. De este caso se recopilan las especificaciones de diseño, condiciones de operación y las cargas de diseño. Además, se estudia el levantamiento de defectos entregado por el profesor guía. Se comprueba la memoria de cálculo del caso base con tal de aplicar la normativa vigente en la determinación de cargas de diseño.

Se modela el estanque para su posterior análisis con elementos finitos según la información recopilada en el estudio del caso base. El modelo se realiza utilizando los programas CAD: *Inventor* de *Autodesk* y el *DesignModeler* de *Ansys*. En el programa de *Autodesk* se modela el manto con defectos como una superficie continua, mientras que en el programa de *Ansys* se modelan el techo y los anillos de anclaje y coronamiento.

Para asegurar la integridad estructural del estanque base se siguen los cuatro primeros pasos del API 579. Utilizando un estanque base anteriormente modelado. Los pasos a seguir son:

- Clasificar los defectos del estanque.
- Verificar aplicabilidad del método para los defectos seleccionados.
- Ingresar la información obtenida en el estudio del caso real.

Se aplica el nivel tres de evaluación FFS con tal de obtener la respuesta estructural del estanque estudiado debido a las cargas y defectos aplicados, concluyendo con su aptitud para el servicio.

Con esto se obtiene un procedimiento bastante automatizado de la evaluación FFS para estanques verticales que presentan defectos geométricos.

4.1.3 Analizar casos representativos aplicando la rutina para AIE

A partir del estudio de antecedentes se caracterizan los defectos planos por medio de parámetros independientes, como la profundidad y superficie. Así, se modelan diferentes defectos en el estanque con el fin de obtener una serie de casos representativos, los cuales se evalúan con el procedimiento FFS de elementos finitos. La selección de defectos se realiza variando los parámetros progresivamente hasta el colapso de la estructura. De esta manera, se obtienen respuestas estructurales para distintos tamaños de defectos.

4.1.4 Categorizar los resultados según la IE de los estanques verticales analizados

Los resultados obtenidos de las evaluaciones FFS se relacionan con los parámetros del defecto, con tal de obtener una variación de integridad estructural dependiente del tamaño defecto.

De este modo se deducen rangos de parámetros que aseguren la integridad estructural del estanque a fin de facilitar futuras decisiones.

4.2 Parametrización de defectos

Además del caso base, en esta memoria se pretende analizar el comportamiento de defectos planos arbitrarios en el manto. Parametrizar geoméricamente estos defectos permite relacionar la respuesta del defecto ante cargas con su aspecto y profundidad.

Una forma de parametrizar los defectos la propone Rasilius [15] donde calcula un radio, β_R , y profundidad, γ_R , relativos de la forma:

$$\beta_R = \frac{r}{\sqrt{Rt}} \quad (4.1)$$

y

$$\gamma_R = \frac{|\xi|}{t} \quad (4.2)$$

donde r es el radio de la abolladura, \sqrt{Rt} es la dimensión característica calculada con el radio, R , y espesor, t , del manto del estanque ($\sqrt{Rt} = 186$ mm para el estanque estudiado) y ξ la deflexión del defecto. Con tal de facilitar la visualización de resultados, en esta memoria se define la profundidad relativa, γ , como:

$$\gamma = \frac{|\xi|}{\sqrt{Rt}} \quad (4.3)$$

Esta forma de parametrizar el defecto supone que el mismo tiene forma semiesférica. En esta memoria se estudian defectos con diferente relación de aspecto, que poseen dimensiones de altura y anchura independientes. Se define la altura relativa, a , y la anchura relativa, b , como:

$$a = \frac{h}{\sqrt{Rt}} \quad (4.4)$$

$$b = \frac{R\phi}{\sqrt{Rt}} \quad (4.5)$$

donde h es la altura y ϕ corresponde al ángulo que describe el arco del defecto. Con estos parámetros se puede describir la relación de aspecto como:

$$RA = \frac{a}{b} \quad (4.6)$$

y un radio hidráulico como:

$$r_h = \frac{ab}{2a + b} \quad (4.7)$$

Se define entonces el radio hidráulico relativo como:

$$\beta = \frac{r_h}{\sqrt{Rt}} \quad (4.8)$$

Con los parámetros definidos, es de interés comparar la superficie del defecto entre los distintos casos. Para ello se define la masividad del defecto como la superficie curva que describe el radio relativo y la profundidad relativa, de la forma:

$$A_M = \pi(\beta^2 + \gamma^2) \quad (4.9)$$

Además, se define la razón de profundidad, R , para representar la profundidad de un defecto en cuanto a su área como:

$$R = \frac{\gamma}{\beta} \quad (4.10)$$

4.3 Modelación geométrica del estanque

La modelación geométrica del estanque se realiza siguiendo las indicaciones de diseño del estanque del caso base. Para ello se utilizan los programas: *Autodesk Inventor* y *Design Modeler* de ANSYS, donde se utiliza el primer programa para la modelación de las planchas del estanque y el segundo programa se utiliza para la incorporación de los elementos estructurales del techo, las planchas del techo y los anillos rigidizadores. Con tal de simplificar el modelo, se decide no modelar los accesorios del estanque como plataformas, escaleras, válvulas y *manholes*.

4.3.1 Modelación en Inventor

Las planchas del estanque se generan en Inventor para facilitar la posterior incorporación de defectos. Éstas se modelan como una superficie continua que incluye el manto y el fondo (ver Figura 4.2). Para ello se genera un boceto de una circunferencia en el plano base; el manto como una superficie de extrusión del boceto de largo correspondiente a la altura del estanque; mientras que el fondo del estanque se genera como una superficie de contorno del boceto.

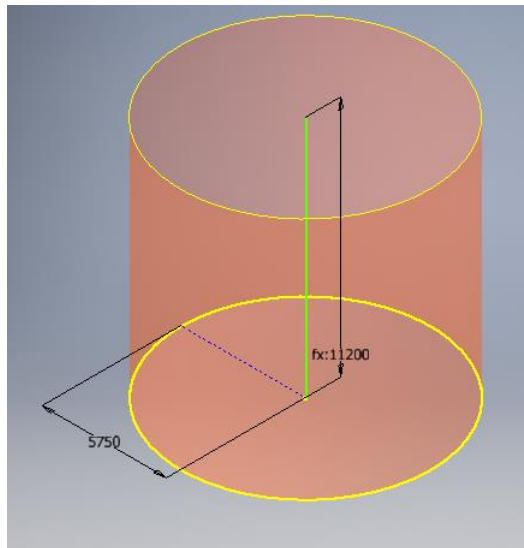


Figura 4.2: Modelo del manto y fondo del estanque.

4.3.2 Modelación en Design Modeler

El modelo del techo y los anillos se realiza en ANSYS debido a que en este programa se pueden incorporar atributos de elementos finitos directamente durante la modelación.

El techo del estanque, corresponde a un techo cónico no autosoportable que se compone por una estructura de vigas y planchas de acero. En la Figura 4.3 se observa un extracto del plano de la estructura del techo, mientras que en la Figura 4.4 se muestran las dimensiones del techo.

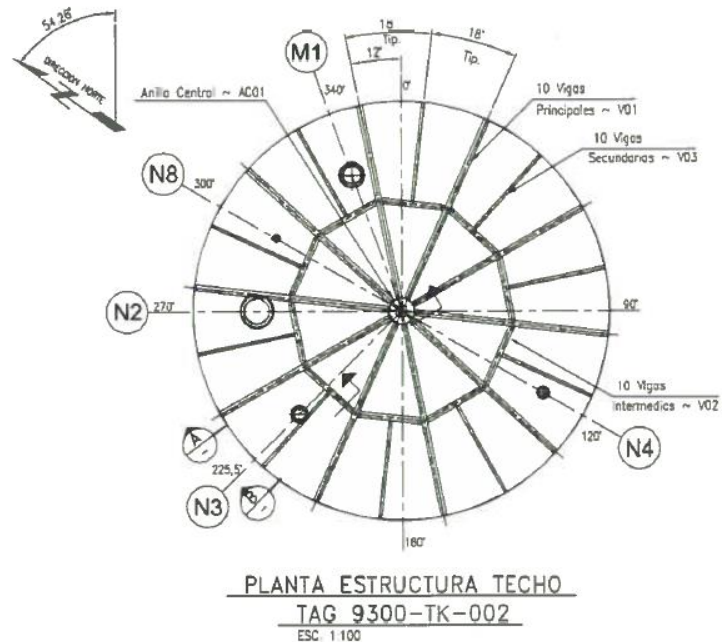


Figura 4.3: Extracto de plano del techo. Vista superior.

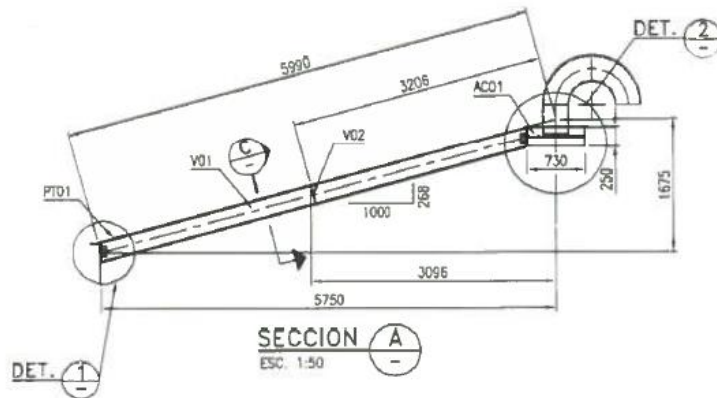


Figura 4.4: Extracto de plano del techo. Vista de corte en elevación.

Como se observa en la Figura 4.1, la estructura del techo se compone de vigas primarias, secundarias, intermedias y el anillo central, las cuales se describen en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1: Listado de vigas de la estructura del techo.

Elemento estructural	Denotación	Cantidad
Viga Primaria	IN 25x32,6	10
Viga Secundaria	C 250x75x6	10
Vigas Intermedias	IN 25x32,6	10
Anillo Central	T 200x250x12x12	10
Anillo Base	PI 200x20	1

Anillo Techo	L 125x125x8	1
---------------------	-------------	---

En el programa, las vigas se dibujan como un patrón circular de líneas como se indica en las Figuras 4.3 y 4.4. De esta forma, se obtiene el boceto de la Figura 4.5.

Posteriormente, a cada línea del boceto se le brinda el atributo de viga y se le asigna la sección transversal correspondiente descrita en la Tabla 4.1. Análogamente, los anillos se modelan a partir de bocetos de circunferencias a los que se les asigna atributos de viga con sección transversal descrita en la Tabla 4.1.

Las planchas del techo se generan como una superficie de revolución, la cual se une a las vigas mediante uniones rígidas provistas por el programa. La estructura del techo se muestra en la Figura 4.6.

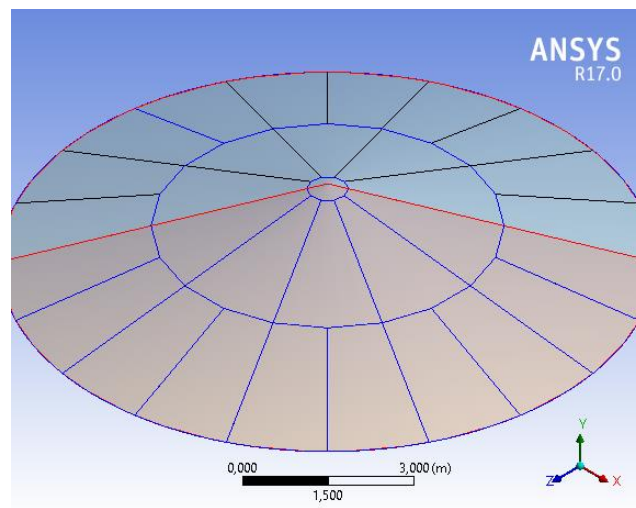


Figura 4.5: Boceto del techo en ANSYS.

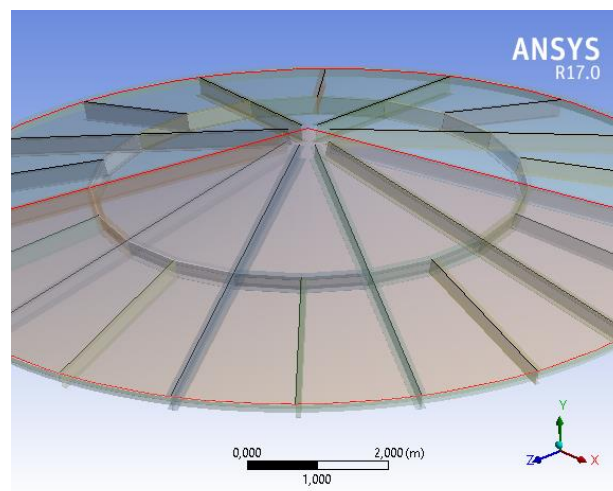


Figura 4.6: Estructura de techo del estanque.

Finalmente, se importa el modelo generado en *Inventor*, se asignan los espesores correspondientes a las superficies, y se une al resto de la estructura mediante enlace rígido (ver Figura 4.7).

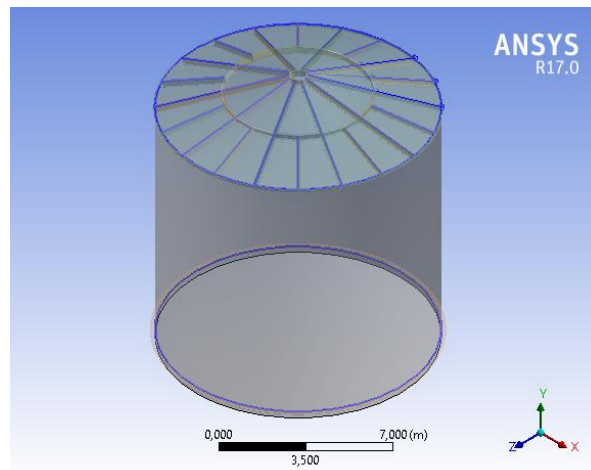


Figura 4.7: Modelo terminado del estanque.

4.4 Modelación geométrica de los defectos

La modelación de defectos se realiza en *Inventor* debido a las facilidades del programa para trabajar con nubes de puntos y operaciones de superficies. La metodología de modelación, tanto para de los defectos del caso base como para los defectos arbitrarios, se detalla a continuación:

Paso 1:

- **Caso base:** Se importan los puntos del levantamiento en el programa como se ve en la Figura 4.8. Los puntos deben ser procesados anteriormente de manera que el origen de ellos coincida con el origen de la superficie perfecta.
- **Defecto parametrizado:** Para este análisis todos los defectos arbitrarios se ubican 600 mm sobre el fondo del estanque. Esta distancia se selecciona debido a lo demostrado por Jawad y Farr [24] donde el efecto en el estado de esfuerzos producto de una discontinuidad, como lo es el anillo base, afecta a una distancia de $1,56\sqrt{Rt}$ de esta (290 mm).

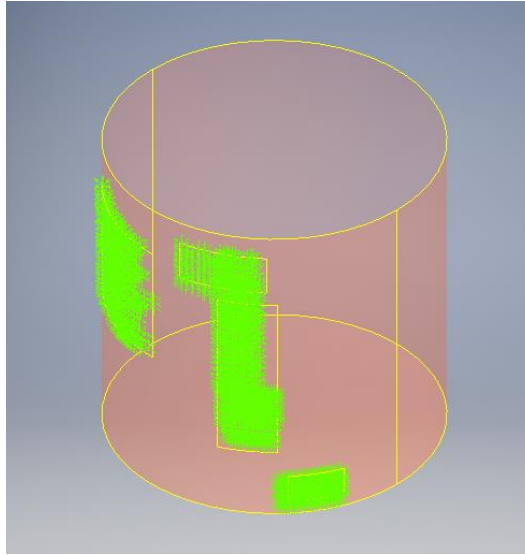


Figura 4.8: Vista isométrica del manto con los puntos importados (en verde) delimitados por bocetos en el manto.

Paso 2:

- **Caso base:** Se realiza un boceto en la superficie del manto delimitando el área del defecto. Esto permite crear una superficie contenida por los bordes sin generar problemas de contacto (ver Figura 4.8).
- **Defecto parametrizado:** Se controlan las dimensiones del área delimitante por medio de la altura y ángulo del defecto. Siendo este último el ángulo que describe el arco del defecto.

Paso 3:

- **Caso base:** Se crean bocetos transversales al cilindro en la superficie delimitada por el área del defecto. Los bocetos se generan en distintos planos transversales equidistantes y paralelos entre sí. Éstos deben contener el perfil del defecto como se muestra en la Figura 4.9. Para ello se realiza una interpolación de puntos con *B-splines*. Los puntos son asignados visualmente en base a la cercanía con el plano del boceto, la cual se determina por cambios de grosor en la simbolización de los puntos. Además, para evitar secciones agudas se imponen condiciones de suavidad con el borde de la circunferencia. Finalmente, se verifica el valor de las deflexiones máximas debido a que las interpolaciones pueden ocasionar grandes deflexiones.
- **Defecto parametrizado:** se realizan dos bocetos en los planos medios perpendiculares del área del Paso 2. Los *splines* de estos bocetos se controlan con un punto medio y dos puntos auxiliares. El punto medio define la profundidad del defecto, mientras que los puntos auxiliares, definen la extensión de la cara plana. Se dibujan líneas guías para que los puntos auxiliares estén equidistantes del punto medio. En la Figuras 4.10 se muestran los bocetos generados por este paso.

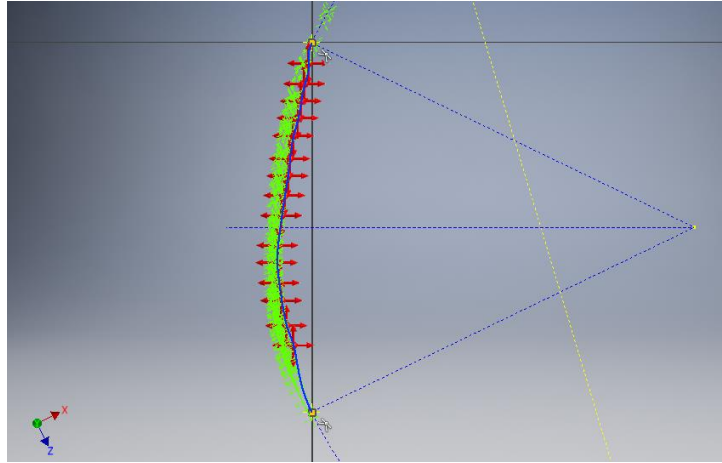


Figura 4.9: Boceto del perfil del defecto donde el perfil del boceto se representa con una línea azul continua; los puntos de interpolación se muestran con sus grados de libertad en rojo; y los puntos exportados se representan en verde.

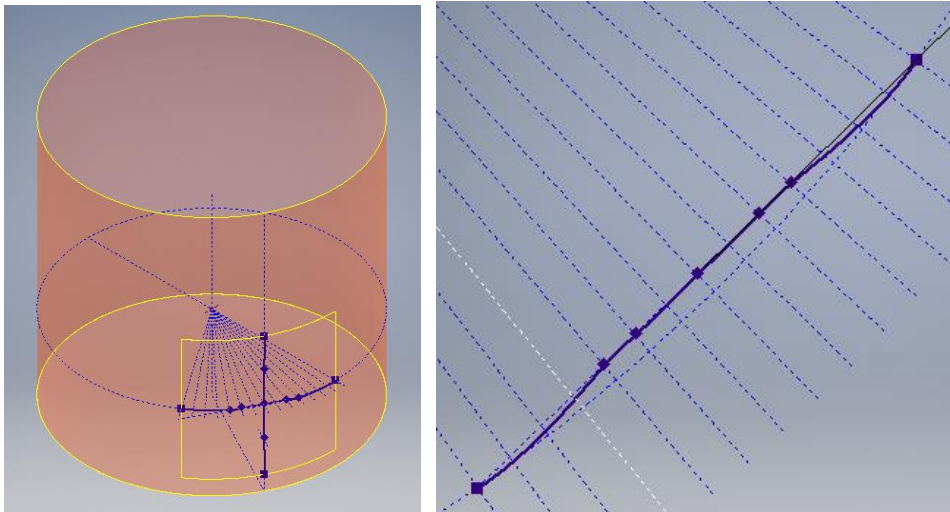


Figura 4.10: Izquierda: Bocetos del perfil parametrizado. Derecha: Detalle del boceto horizontal.

Paso 4:

Se genera una superficie de elevación (construida desde un boceto) que sigue los perfiles creados en los bocetos. Luego se reemplazan las superficies demarcadas por el área creada en el Paso 2 con las superficies del defecto y se verifica que no exista superposición entre ellas.

Paso 5:

Se importa el manto con los defectos desde *Inventor* a ANSYS para completar el modelo con el resto de la estructura.

4.5 Restricciones y solicitaciones del estanque

Las restricciones y cargas de las simulaciones son comunes a todos los modelos para facilitar los análisis. Sin embargo, entre cada análisis puede variar la magnitud y dirección de las fuerzas.

Se colocan dos restricciones al modelo, una al anillo base y otra al fondo. La restricción del anillo base corresponde a un apoyo libre con tal de representar el efecto de los pernos de anclaje, mientras que para el fondo se restringe su movimiento vertical para evitar que se desfonde.

Las cargas que actúan en el estanque se definen en la sección 3.3, las cuales se ingresan en el modelo como se indica a continuación (ver Figura 4.11):

- **Peso propio (D):** Se define como una fuerza inercial producida por una aceleración en la dirección vertical del cuerpo. En el programa ANSYS esta carga se ingresa como una fuerza inercial en todo el modelo.
- **Presión de trabajo (P_e):** Se define como una presión que actúa normal a las caras externas de la estructura.
- **Presión hidrostática (P_s):** Se define con la densidad del fluido, ρ , la aceleración de gravedad, g , y la altura de llenado, H_L (ecuación 4.11, z coordenada de altura); esta presión actúa en la superficie interior del manto.

$$P_s = \rho g(H_L - z) \quad (4.11)$$

- **Cargas térmicas (T):** No se incluye en el modelo.
- **Cargas vivas (L) y carga de nieve (S_s):** Se definen como una fuerza distribuida en superficie que actúa de forma vertical en el techo de la estructura.
- **Viento (W):** Se define como una fuerza distribuida en superficie que actúa en media cara del manto y del techo. La dirección de la fuerza es perpendicular a la cara del defecto para maximizar la fuerza compresiva en el defecto.
- **Sismo (E):** Se define el sismo como una fuerza inercial y dos fuerzas remotas. La fuerza inercial representa la carga impulsiva de la estructura en la dirección del sismo, las fuerzas remotas representan la carga impulsiva, E_{pi} , y convectiva del contenido, E_{pc} . Tal como se muestra en la Figura 4.11, las fuerzas se ubican a una altura X_i y X_c del centro del fondo del estanque. Las fuerzas remotas se calculan como:

$$E_i = C_i W_i \quad (4.12)$$

$$E_c = C_c W_c \quad (4.13)$$

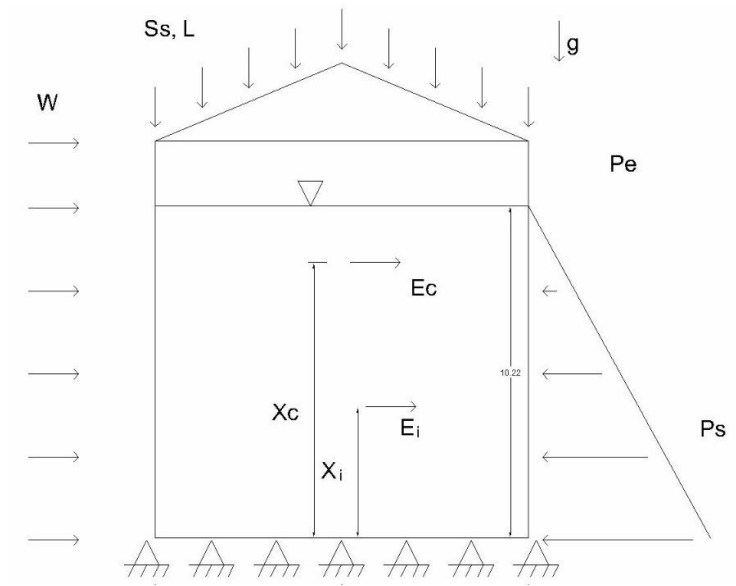


Figura 4.11: Restricciones y cargas aplicadas a los modelos.

4.6 Selección de malla

Como se expresa en la sección 2.7 la malla de un modelo debe ser del tamaño adecuado para captar los resultados del análisis sin mermar la capacidad del hardware. Bajo este criterio se evaluaron distintas mallas con diferentes tipos y tamaños de elementos. En el módulo *Mechanical* del *Workbench* de ANSYS, la elección del tipo de elemento se realiza de forma automática según el algoritmo que se le exija al programa. La forma de los elementos se puede modificar mediante órdenes directas del usuario, sin embargo, algunas geometrías provocan que el programa ignore las instrucciones del usuario. El tamaño de los elementos, se determina usando las recomendaciones de Raisilius [28] en donde el elemento no debe ser mayor que 0,059 veces la longitud del defecto.

Con tal de seleccionar la malla adecuada se realiza un análisis de sensibilidad a partir de los resultados del modelo con distintos mallados. El modelo corresponde al estanque con los defectos del caso base, el cual se somete a la combinación de cargas n°1 de la Tabla 2.4. Se seleccionan 6 mallados distintos para el modelo, de los cuales la mitad posee, en la zona del defecto, el tamaño del elemento descrito por Raisilius [28] y la otra mitad el 50% de este tamaño. Las mallas a analizar son:

- **Mallado por default:** Mallado automático del programa, el cual se caracteriza por optimizar el tiempo de mallado en desmedro de la calidad del elemento [31].
- **Mallado con cuadriláteros:** Tras las órdenes del usuario, el programa prioriza el elemento antes que el tiempo de mallado y el costo computacional. No obstante, dependiendo de la geometría no se garantiza que sea el único elemento en la malla.
- **Mallado por zonas con cuadriláteros:** El usuario puede dividir la geometría en zonas en donde predomine un elemento. En este caso se asegura que las áreas de interés contengan el elemento deseado y las áreas de poco interés posean una malla de menor calidad.

4.7 AEF de los modelos

Los AEF aplicados en los modelos, se realizan en el módulo *Mechanical* de ANSYS. Corresponden a análisis elasto-plástico por lo que se debe permitir las grandes deformaciones geométricas e incluir las características no lineales del material. Para esto último, se considera el modelo bilineal de la plasticidad del material de la sección 2.9, descrito por el módulo de Young (E), el módulo tangencial (E_{tan}), el límite de fluencia (S_y) y de tracción (S_{uts}).

En el análisis elásto-plástico las cargas se aplican de forma cuasiestática y con incrementos lineales, por ello se debe determinar el número de subpasos con tal de no provocar una inestabilidad prematura de la estructura. De esta manera se realiza el análisis con el número de subpasos sugeridos por el programa y se aumentan los subpasos en caso de sospechar una inestabilidad prematura.

En este estudio el modelo del caso base se evalúa para las seis combinaciones de carga de la Tabla 2.4, mientras que los modelos de los defectos parametrizados se evalúan para la primera combinación de cargas. La codificación de los resultados para el parámetro principal indicado se muestra en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2: Codificación de resultados.

Respuesta principal	Símbolo	Modelo	Combinación de carga
Esfuerzo equivalente	σ_e	CB, DP	Todas
Esfuerzo principal máximo	σ_1	CB, DP	Todas
Esfuerzo principal medio	σ_2	CB	6
Esfuerzo principal mínimo	σ_3	CB	6
Deformación equivalente total	ϵ_t	CB, DP	Todas
Deformación plástica equivalente	ϵ_p	CB, DP	Todas
Esfuerzo nominal	σ_{nom}	CB, DP	1
Factor de concentración de esfuerzos	K_t	CB, DP	1
Factor de reducción de cargas*	RC	CB, DP	Todas

CB: caso base; DP: defecto parametrizado.

*Equivalente al **RSF**.

El factor de concentración de esfuerzos se calcula como:

$$K_t = \frac{\sigma_e}{\sigma_{nom}} \quad (4.14)$$

donde σ_{nom} corresponde al valor del esfuerzo equivalente en la cota de la concentración de esfuerzos del estanque sin defectos.

5. Resultados y discusión

5.1 Modelación geométrica

La modelación geométrica del estanque y sus defectos se consigue tras seguir la metodología de las secciones 4.3 y 4.4. A continuación, se muestran los modelos generados:

5.1.1 Caso base

En la Figura 5.1 se muestra el modelo computacional del caso del estanque base con sus zonas de defectos identificadas. Además, tras la caracterización de los defectos del estanque base de la sección 3.5, se pueden obtener las dimensiones y relaciones descritas en la sección 4.2 para los defectos obtenidos del levantamiento. Las dimensiones y relaciones de los defectos se muestran en las Tablas 5.1 y 5.2.

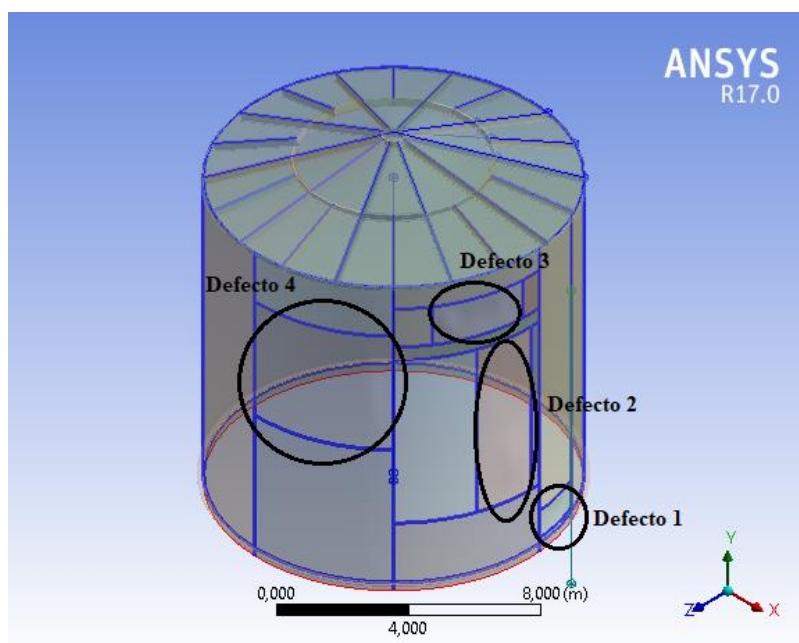


Figura 5.1: Identificación de defectos del caso del estanque base.

Tabla 5.1: Dimensiones generales de los defectos del caso base.

Defecto	Altura (h) mm	Anchura (l) mm	Deflexión (ξ) mm	Radio hidráulico (R_h) mm	Relación de Aspecto (RA)
N°1	700,0	1.800,0	80	393,8	0,39
N°2	7.900,0	2.300,0	66	1.003,9	3,43
N°3	1.000,0	2.000,0	61	500,0	0,50
N°4	4.000,0	3.000,0	144	1.090,9	1,33

Tabla 5.2: Parametrización de los defectos del caso base.

Defecto	Altura relativa (a)	Anchura relativa (b)	Radio relativo (β)	Deflexión relativa (γ)	Razón (R) %	Masividad (A_M)
N°1	3,8	9,7	2	0,43	20,3	14,7
N°2	42,5	12,4	5	0,36	6,6	92,2
N°3	5,4	10,8	3	0,33	12,2	23,1
N°4	21,5	16,2	6	0,78	13,2	110,3

5.1.2 Defectos parametrizados

Se desarrollan 21 modelos de defectos arbitrarios a partir de diferentes combinaciones de parámetros descritos en la sección 4.2. Los parámetros seleccionados describen cinco relaciones de aspecto (1:1, 1:2, 1:3, 2:1 y 3:1) para tres profundidades de defectos (30, 90 y 150 mm); cabe destacar que para la relación de aspecto 1:1 se describen tres tamaños representados como: 1:1, 2:2 y 3:3. Las dimensiones de los modelos seleccionados se muestran en las Tablas 5.3 y 5.4, mientras que en la Figura 5.2 se muestra el modelado geométrico de alguno de estos.

Tabla 5.3: Dimensiones generales de los defectos arbitrarios.

Defecto	Altura (h) mm	Anchura (l) mm	Deflexión (ξ) mm	Radio hidráulico (R_h) mm	Relación de Aspecto (RA)
1	1.857,4	1.857,4	30	619,1	1:1
2	3.714,8	1.857,4	30	743,0	2:1
3	3.714,8	3.714,8	30	1.238,3	2:2
4	1.857,4	5.572,3	30	1.114,5	1:3
5	5.572,3	1.857,4	30	796,0	3:1
6	5.572,3	5.572,3	30	1.857,4	3:3
7	1.857,4	3.714,8	30	928,7	1:2
8	1.857,4	1.857,4	90	619,1	1:1
9	1.857,4	3.714,8	90	928,7	1:2
10	3.714,8	1.857,4	90	743,0	2:1
11	3.714,8	3.714,8	90	1.238,3	2:2
12	1.857,4	5.572,3	90	1.114,5	1:3
13	5.572,3	1.857,4	90	796,0	3:1
14	5.572,3	5.572,3	90	1.857,4	3:3
15	1.857,4	1.857,4	150	619,1	1:1
16	3.714,8	1.857,4	150	743,0	2:1
17	3.714,8	3.714,8	150	1.238,3	2:2
18	1.857,4	5.572,3	150	1.114,5	1:3
19	5.572,3	1.857,4	150	796,0	3:1
20	5.572,3	5.572,3	150	1.857,4	3:3
21	1.857,4	3.714,8	150	928,7	1:2

Tabla 5.4: Parametrización de los defectos arbitrarios.

Defecto	Altura relativa (a)	Anchura relativa (b)	Radio relativo (β)	Deflexión relativa (γ)	Razón (R) %	Masividad (A_M)
1	10	10	3	0,16	4,8	35,0
2	20	10	4	0,16	4,0	50,3
3	20	20	7	0,16	2,4	139,7
4	10	30	6	0,16	2,7	113,2
5	30	10	4	0,16	3,8	57,8
6	30	30	10	0,16	1,6	314,2
7	10	20	5	0,16	3,2	78,6
8	10	10	3	0,48	14,5	35,6
9	10	20	5	0,48	9,7	79,3
10	20	10	4	0,48	12,1	51,0
11	20	20	7	0,48	7,3	140,4
12	10	30	6	0,48	8,1	113,8
13	30	10	4	0,48	11,3	58,4
14	30	30	10	0,48	4,8	314,9
15	10	10	3	0,81	24,2	37,0
16	20	10	4	0,81	20,2	52,3
17	20	20	7	0,81	12,1	141,7
18	10	30	6	0,81	13,5	115,1
19	30	10	4	0,81	18,8	59,8
20	30	30	10	0,81	8,1	316,2
21	10	20	5	0,81	16,2	80,6

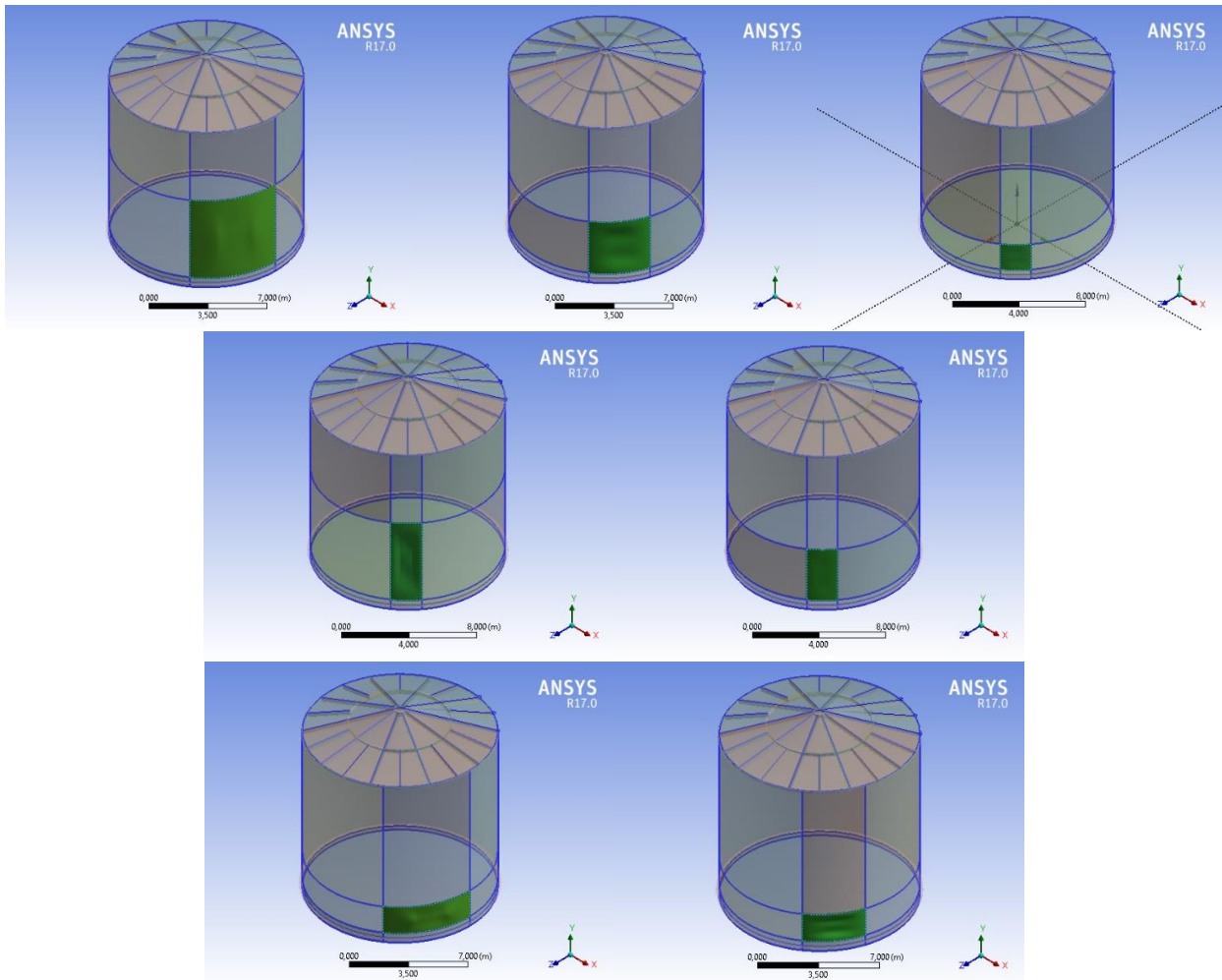


Figura 5.2: Estanque con diferentes defectos (área verde). Los defectos poseen distinta relación de aspecto. Primera fila, $RA= 1:1$; Segunda fila, $RA=3:1$ y $2:1$; Tercera fila, $RA=1:2$ y $1:3$.

5.2 Selección de malla

La selección de malla se realiza siguiendo la metodología de la sección 4.6. En la Figura 5.3 se muestran los tres mallados generales analizados y en la Tabla 5.5 se muestra el detalle las diferentes mallas analizadas, en las que se indica el número de nodos y elementos, el tiempo computacional del análisis y el factor de reducción de cargas (RC). De esta tabla se puede extraer que los resultados más similares se obtienen en los mallados que priorizan los elementos cuadriláteros, dentro los cuales el mallado por zonas, a pesar de tener mayor cantidad de elementos y nodos, supone los menores tiempos computacionales. Por esta última razón, se opta por utilizar un mallado por zonas sin refinamiento de los modelos.

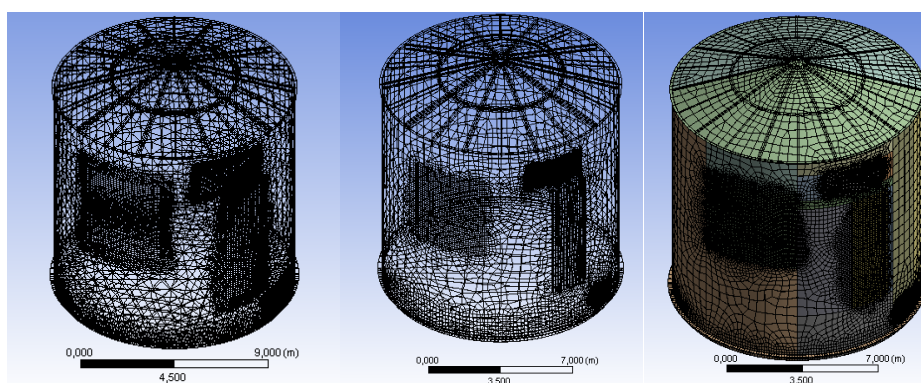


Figura 5.3: Mallas evaluadas. De izquierda a derecha: Mallado por default (2); mallado con cuadriláteros automático (3); y mallado con cuadriláteros por zonas (5). Los números indican la correspondencia con la Tabla 5.5.

Tabla 5.5: Listado de mallas analizadas.

Nº	Descripción	Tipo de Elemento	NºNodos	NºElementos	Tiempo (s)	RC
1	Mallado por default	Mayormente triangular	6.789	6.569	663	0,50
2	Mallado por default con refinamiento en defectos	Mayormente triangular	7.236	7.094	934	0,52
3	Mallado general con cuadriláteros	Mayormente cuadrilátero	8.486	8.590	2.788	0,69
4	Mallado general con cuadriláteros con refinamiento	Mayormente cuadrilátero	17.576	17.485	9.361	0,70
5	Mallado por zonas	Mayormente cuadrilátero	16.611	16.085	1.519	0,70
6	Mallado por zonas con refinamiento	Mayormente cuadrilátero	36.300	35.781	5.524	0,71

5.3 AEF

En esta sección se muestran los resultados del análisis con elementos finitos (AEF) para los modelos obtenidos: el caso base y los defectos arbitrarios.

5.3.1 Caso Base

A continuación, se muestran los resultados del AEF para el caso base estudiado en la sección 3. Para este modelo se analizan las seis combinaciones de cargas de la Tabla 2.4, donde las cinco primeras corresponden a un análisis de protección contra plasticidad global o pandeo y la última concierne al análisis plástico local.

a) Análisis elasto-plástico y protección contra pandeo

Los resultados del análisis FFS del estanque, para metodología de la sección 2.11.1, se muestran en la Tabla 5.6. En ella se aprecia que la estructura no cumple con el nivel 3 del FFS para ninguna combinación de cargas, y que la reducción de cargas máxima es del 70%, por se debe realizar un *rerate*, reparar o reemplazar. Como se desprende del método API 579, si se realiza un *rerate* del equipo, se debe calcular la altura máxima de llenado (MFH) como la altura de nivel del contenido multiplicado por la reducción de cargas; en este caso equivale a:

$$MFH = RC \cdot H_L \quad (5.1)$$

con $RC = 0,7$ y $H_L = 10,22 \text{ m}$, por lo que:

$$MFH = 0,7 \cdot 10,22 = 7,15 \text{ m} \quad (5.2)$$

Lo cual significa que, para operar el estanque con defectos, solo se permite el llenado hasta la cota 7,15 m.

Por otro lado, del análisis se desprende que el defecto más susceptible a la inestabilidad corresponde al N°4 que está ubicado entre los anillos 4 y 6 del estanque, en el sector $135^\circ - 180^\circ$. Esto se muestra en la Figura 5.4 donde, para las primeras cuatro combinaciones de cargas, la inestabilidad del estanque presenta aproximadamente la misma respuesta. En cambio, para la combinación de cargas n°5 no se obtiene una respuesta donde se vislumbre la ubicación de la inestabilidad.

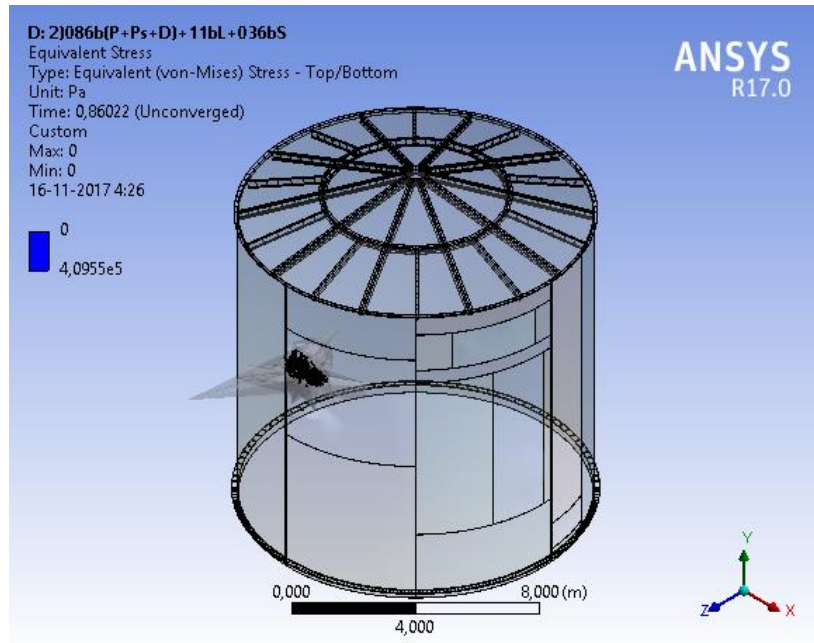


Figura 5.4: Inestabilidad presentada para las combinaciones de carga n°1-4.

Tabla 5.6: Resultados del análisis contra el colapso plástico global.

Combinación de carga	Reducción de Cargas (RC)	Cumple API 579	Tipo de Falla	Defecto
1	0,70	No	Pandeo local	N°4
2	0,82	No	Pandeo local	N°4
3	0,84	No	Pandeo local	N°4
4	0,87	No	Pandeo local	N°4
5	0,90	No	Fluencia localizada	-

Los detalles de los análisis se muestran en las Tablas 5.7 a 5.11. Mientras que en las Figuras 5.5 a 5.9 se muestran los esfuerzos equivalentes y la deformación plástica equivalente para cada combinación de carga. Se destaca que solo para la primera combinación de cargas se calcula el factor de concentración de esfuerzos a fin de incluir estos resultados en los análisis de los defectos arbitrarios, debido a que los modelos restantes se someten a la misma combinación de cargas.

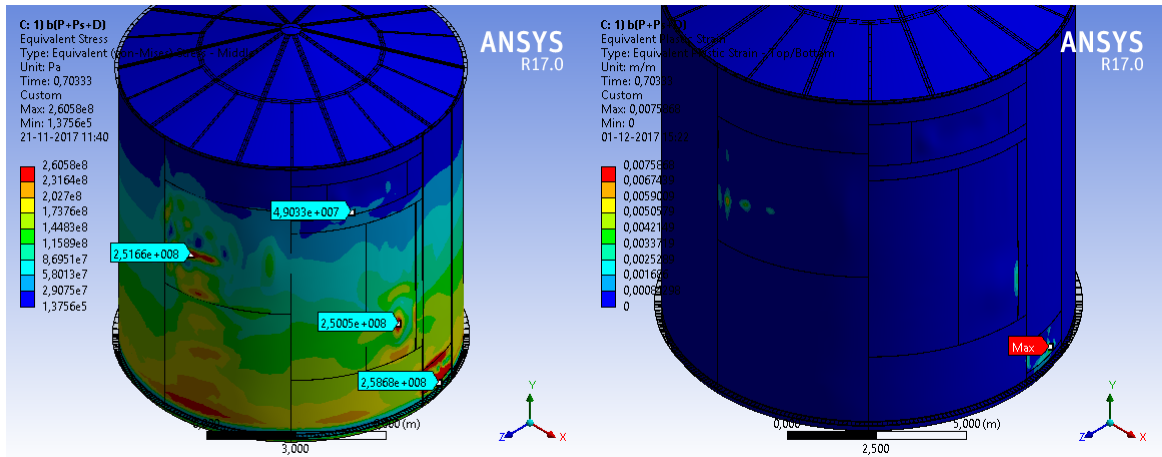


Figura 5.5: Izquierda: Esfuerzo equivalente, y derecha: deformación plástica equivalente al momento de la falla para la combinación de cargas n°1. Etiquetas: Esfuerzo equivalente máximo para cada defecto.

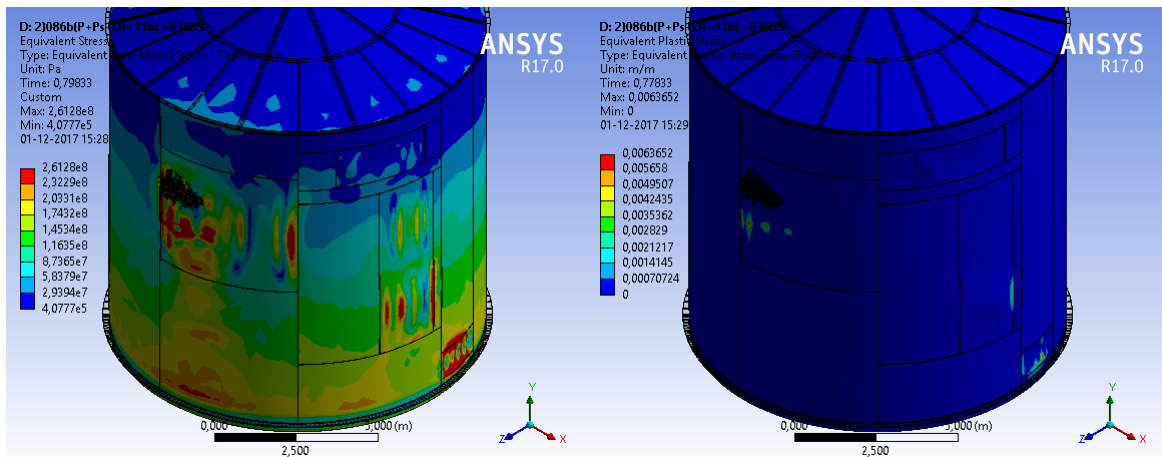


Figura 5.6: Izquierda: Esfuerzo equivalente, y derecha: deformación plástica equivalente al momento de la falla para la combinación de cargas n°2.

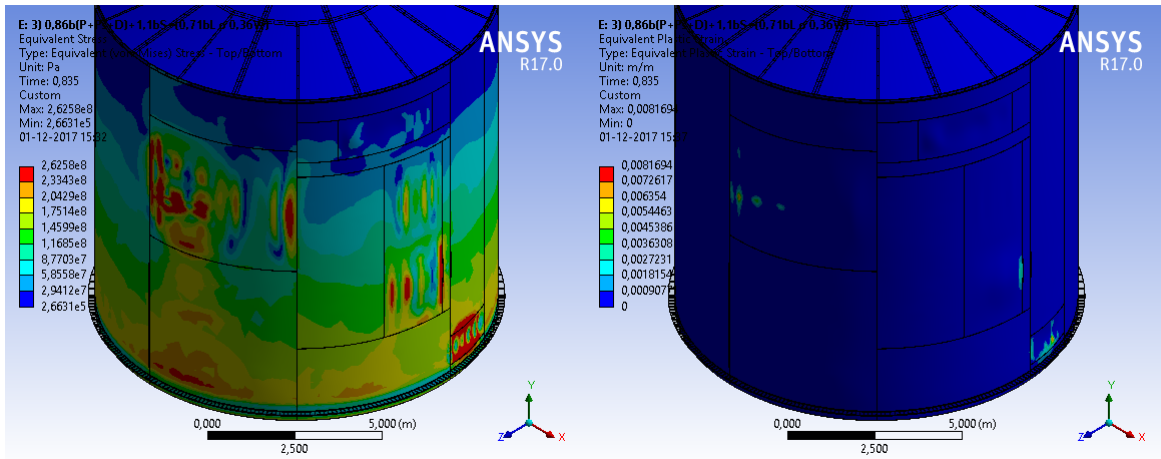


Figura 5.7: Izquierda: Esfuerzo equivalente, y derecha: deformación plástica equivalente al momento de la falla para la combinación de cargas n^o3.

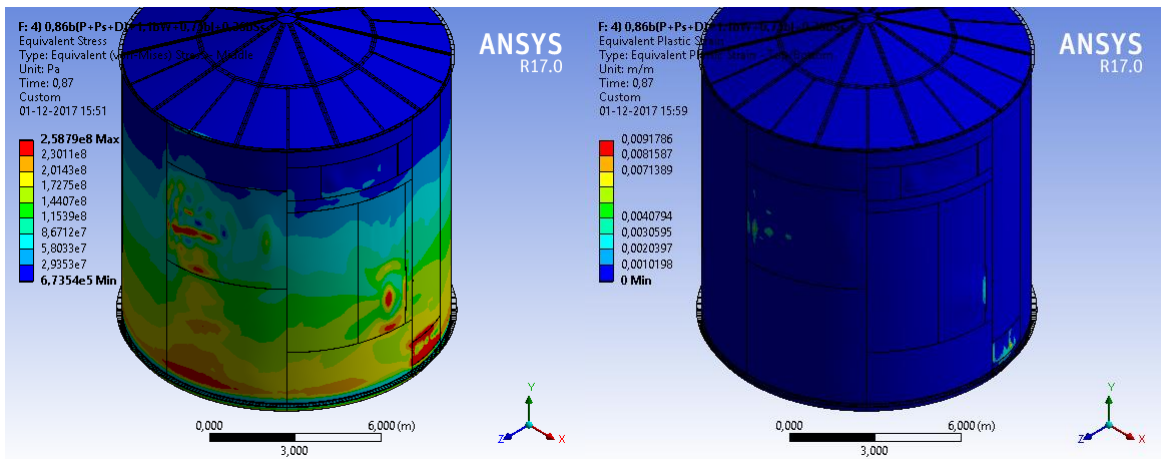


Figura 5.8: Izquierda: Esfuerzo equivalente, y derecha: deformación plástica equivalente al momento de la falla para la combinación de cargas n^o4.

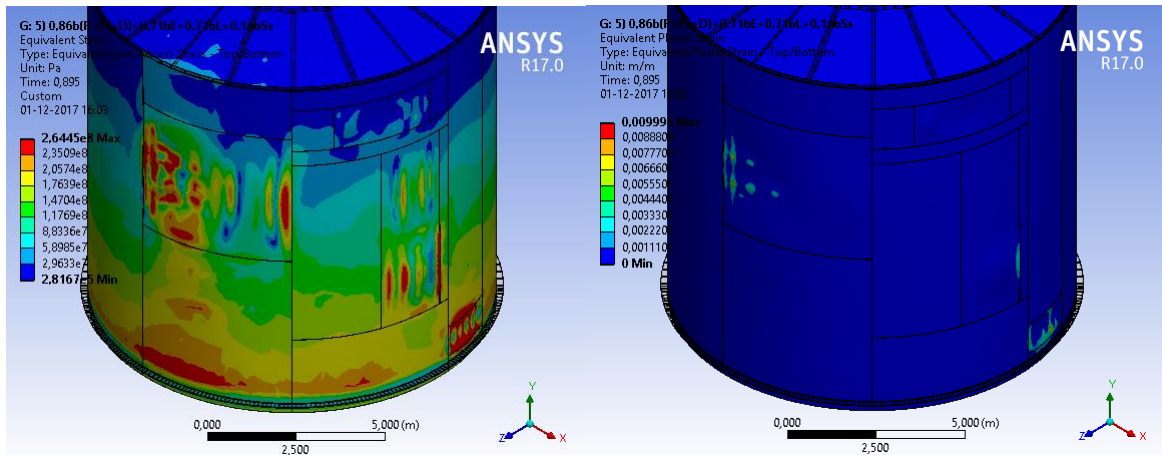


Figura 5.9: Izquierda: Esfuerzo equivalente, y derecha: deformación plástica equivalente al momento de la falla para la combinación de cargas n°5.

Tabla 5.7: Resultados del estanque base para la combinación de cargas n°1.

Defecto	σ_e (MPa)	σ_1 (MPa)	ϵ_t (%)	ϵ_P (%)	σ_{nom} (MPa)	K_t
N°1	2,58	2,99	0,88	0,34	1,07	2,41
N°2	2,50	2,88	0,43	0,27	1,28	1,96
N°3	0,49	0,67	0,03	0,00	0,29	1,71
N°4	2,52	2,88	1,71	0,85	0,66	3,81

Tabla 5.8: Resultados del estanque base para la combinación de cargas n°2.

Defecto	σ_e (MPa)	σ_1 (MPa)	ϵ_t (%)	ϵ_P (%)
N°1	2,60	2,99	0,83	0,63
N°2	2,53	2,88	1,39	0,57
N°3	0,57	0,65	0,02	0,00
N°4	2,51	2,87	1,20	0,62

Tabla 5.9: Resultados del estanque base para la combinación de cargas n°3.

Defecto	σ_e (MPa)	σ_1 (MPa)	ϵ_t (%)	ϵ_P (%)
N°1	2,60	2,99	0,94	0,82
N°2	2,53	2,88	0,42	0,33
N°3	0,57	0,65	0,03	0,00
N°4	2,53	2,88	0,78	0,63

Tabla 5.10: Resultados del estanque base para la combinación de cargas n°4.

Defecto	σ_e (MPa)	σ_1 (MPa)	ϵ_t (%)	ϵ_p (%)
N°1	2,58	3,03	0,92	0,67
N°2	2,51	2,92	0,32	0,16
N°3	0,47	0,63	0,02	0,00
N°4	2,50	2,86	0,68	0,26

Tabla 5.11: Resultados del estanque base para la combinación de cargas n°5.

Defecto	σ_e (MPa)	σ_1 (MPa)	ϵ_t (%)	ϵ_p (%)
N°1	2,64	3,05	1,13	1,00
N°2	2,53	2,94	0,46	0,30
N°3	0,63	0,71	0,03	0,00
N°4	2,51	2,90	0,99	0,86

De las Tablas 5.7 a 5.11 y en las Figuras 5.5 a 5.9 se observan las zonas donde los defectos alcanzan plasticidad, las que coinciden con las zonas donde el esfuerzo equivalente supera el límite de fluencia. Sin embargo, tal como se explica en la sección 2.9, la plasticidad no necesariamente implica inestabilidad de la estructura, de esta manera se reafirma la idea de Godoy [1] en la que no se puede predecir el comportamiento plástico de la estructura sin llevar a cabo un análisis directo. Otra observación importante que se desprende de estos resultados es que los esfuerzos máximos alcanzan valores similares para cada combinación de carga, no así la distribución de ellos. Esto se debe a que la distribución de los esfuerzos depende de las cargas presentes y la inestabilidad se alcanza a una cierta magnitud de cargas debido a la concentración de esfuerzos.

Es de interés analizar el defecto N°4 ya que, como se muestra en la Figura 5.4, es aquél que causa la inestabilidad de la estructura al no incluir la combinación de cargas n°5. Este defecto se caracteriza por poseer una profundidad de 144 mm (1,2% del diámetro del estanque) y un englobamiento de 99 mm (0,8% del diámetro) y se ubica en los anillos superiores del estanque. Esto último se traduce en que el defecto N°4 se encuentra mayormente bajo compresión en contraste con el defecto N°1 que, pese a que alcanza mayores esfuerzos que el defecto N°4, se encuentra mayormente bajo tracción. Así, es esperable que el defecto N°4 induzca pandeo localizado antes que cualquier otro.

Otro factor que explica que defecto N°4 causa inestabilidad para las combinaciones de carga n°s 1-4 es que posee la mayor concentración de esfuerzos, ya que, como describe Godoy [1], induce los mayores esfuerzos secundarios en la estructura (ver Tabla 5.7). Las cargas que actúan en este defecto son mayormente compresivas, siendo para las combinaciones de carga n°1 y 2 la presión externa y para la combinación n°3 y 4 la carga de viento. En cambio, para el defecto N°1, las cargas de compresión son contrarrestadas por la alta presión interna, sin embargo, se desprende que el defecto induce zonas de compresión en este defecto producto del momento flector.

Por otro lado, la combinación de cargas n°5 considera el efecto del sismo; el que genera una fuerza de corte basal que se traduce en esfuerzos en el eje perpendicular a donde actúa. En esta

simulación, estos esfuerzos de corte se concentran en el defecto N° 1 por lo que se espera que falle antes que el defecto N° 4, debido a que se alcanzan valores de esfuerzos similares a los anteriores. Sin embargo, el AEF realizada no arroja que la estructura se vuelva inestable para ningún defecto en particular.

b) Protección contra el colapso plástico local

La aceptabilidad de FFS para el colapso plástico local se obtiene a partir de la metodología expuesta en la sección 2.10.2. Para ello se realiza un análisis elasto-plástico para el caso de combinación de cargas n° 6 de la Tabla 2.4, donde en la Figura 5.15 se muestra la distribución de esfuerzos equivalentes y en la Figura 5.6 se muestra la deformación plástica equivalente. Ambas figuras muestran que la deformación plástica ocurre en la zona inferior del defecto N°1 donde el esfuerzo equivalente es mayor al límite de fluencia del material (S_y), por lo que se realiza el análisis para dicho punto.

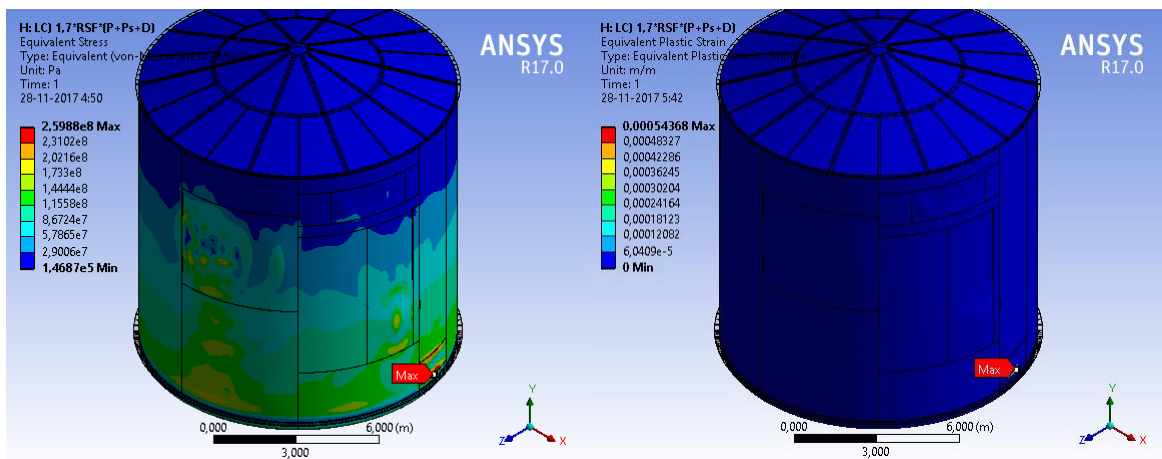


Figura 5.10: Izquierda: Esfuerzo equivalente, y derecha: deformación plástica equivalente al momento de la falla para la combinación de cargas n°6.

Los resultados del análisis se muestran en la Tabla 5.12, en la cual se muestran el esfuerzo equivalente, los esfuerzos principales y la deformación plástica equivalente.

Tabla 5.12: Resultados del análisis contra el colapso plástico local para el defecto N°1 para la combinación de cargas n°6.

Protección contra el colapso local	Símbolo	Valor	Unidad
Esfuerzo equivalente	σ_e	259,88	MPa
Esfuerzo principal máximo	σ_1	281,24	MPa
Esfuerzo principal medio	σ_2	90,86	MPa
Esfuerzo principal mínimo	σ_3	2,81e-2	MPa
Deformación plástica equivalente	ϵ_p	5,44e-4	s.u.

Al reemplazar los valores de la Tabla 5.12 en la Ecuación 2.74 se obtiene que el límite de deformación triaxial, ϵ_L , se escribe como:

$$\epsilon_L = \epsilon_{Lu} \exp \left[- \left(\frac{\alpha_{sl}}{m_2 + 1} \right) \left(\frac{281,24 + 90,86 + 2,81 \cdot 10^{-2}}{3 \cdot 258,99} - \frac{1}{3} \right) \right] \quad (5.3)$$

donde los valores del límite de deformación uniaxial, ϵ_{Lu} , el coeficiente de endurecimiento del material, m^2 , y el factor de endurecimiento triaxial, α_{sl} , son: $\epsilon_{Lu} = m_2 = 0,26$ y $\alpha_{sl} = 2,2^{13}$. Por lo que la Ecuación 5.1 se resuelve como:

$$\epsilon_L = 0,26 \exp \left[- \left(\frac{2,2}{0,26 + 1} \right) \left(\frac{281,24 + 90,86 + 2,81 \cdot 10^{-2}}{3 \cdot 259,88} - \frac{1}{3} \right) \right] = 0,2024 \quad (5.4)$$

Finalmente, para asegurar la aceptabilidad local del FFS se debe satisfacer la inecuación 2.75, donde la deformación de formación, ϵ_{cf} , es $0,0522^{14}$. De esta manera se obtiene que:

$$0,54 \cdot 10^{-3} + 5,22 \cdot 10^{-3} = 5,76 \cdot 10^{-3} \leq 20,24 \cdot 10^{-3} \quad (5.5)$$

por lo que se satisface la inecuación y la aceptabilidad local del defecto N°1 del caso del estanque base, ya que la estructura cumple con el criterio de límite de deformación propuesto por el API 579. Lo que implica que la estructura en el defecto N°1 es estable localmente y no falla por plasticidad.

En la actualidad el estanque del caso base sigue operativo sin haber recibido ningún tipo de intervención. El hecho de que siga operando sugiere la importancia del factor de incertidumbre β , ya que triplica las cargas de diseño para evaluar FFS en un régimen plástico.

¹³ API 579. Anexo B1, Tabla B1.6

¹⁴ ASME Code Section VIII- Division 1, Table UG-79-1

5.3.2 Defectos parametrizados

A continuación se muestran los resultados para los modelos seleccionados en la sección 5.1.2. Estos resultados se detallan en la Tabla 5.13 y se muestra el esfuerzo equivalente en las Figuras 5.11 a 5.17.

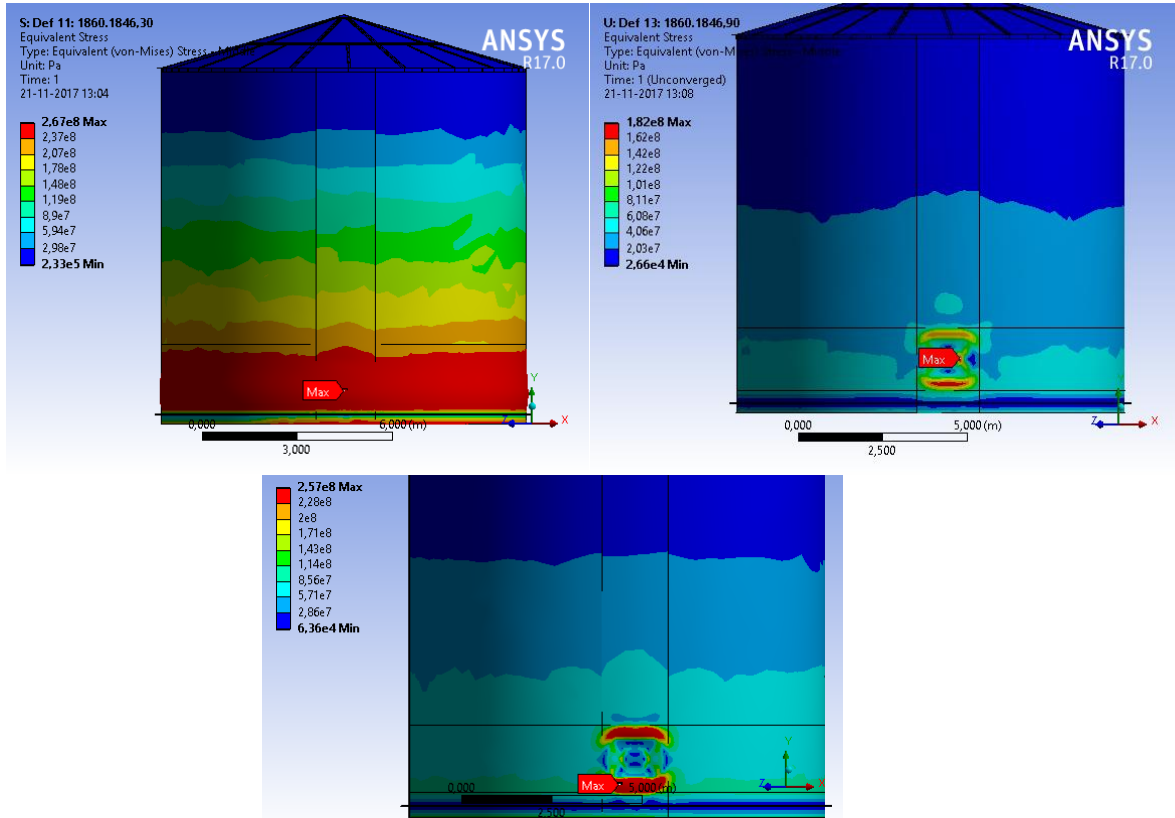


Figura 5.11: Esfuerzo equivalente para defectos de $RA = 1:1$. De izquierda a derecha: $\epsilon = 30\text{ mm}$; 90 mm ; y 150 mm .

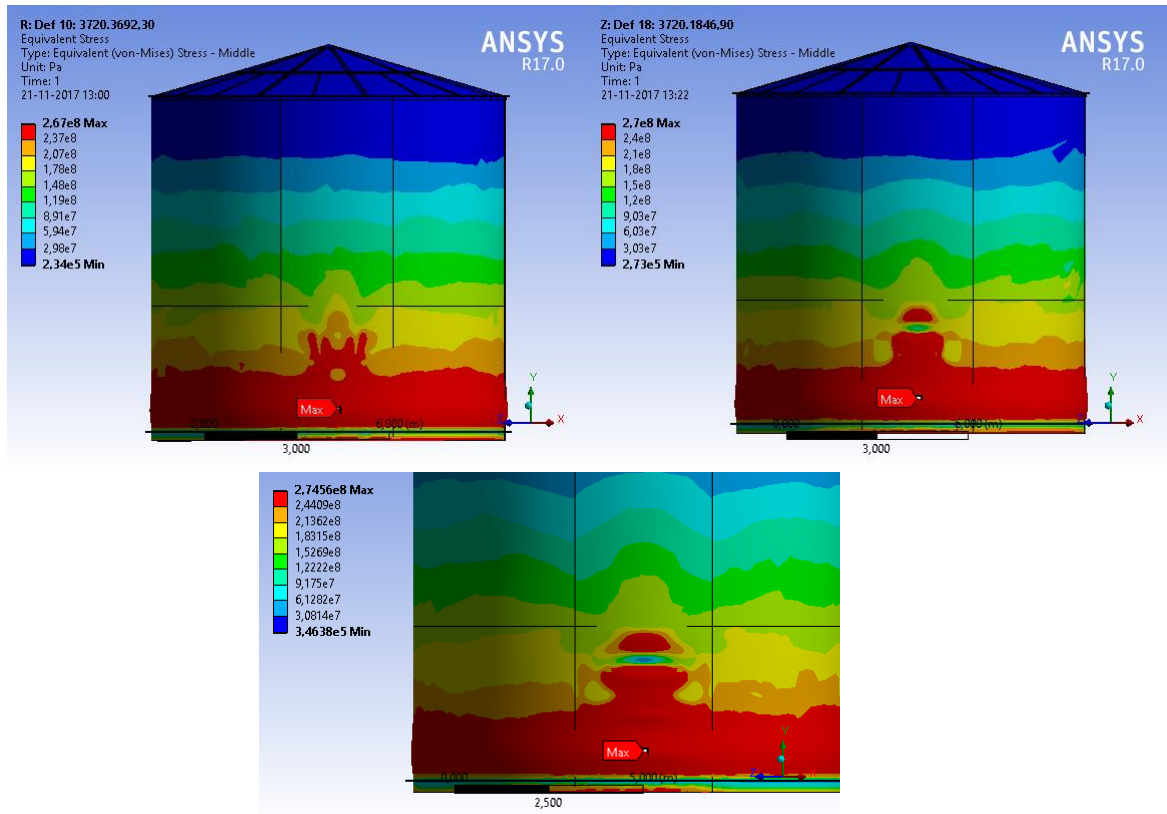


Figura 5.12: Esfuerzo equivalente para defectos de $RA = 2:2$. De izquierda a derecha: $= 30\text{ mm}$; 90 mm ; y 150 mm .

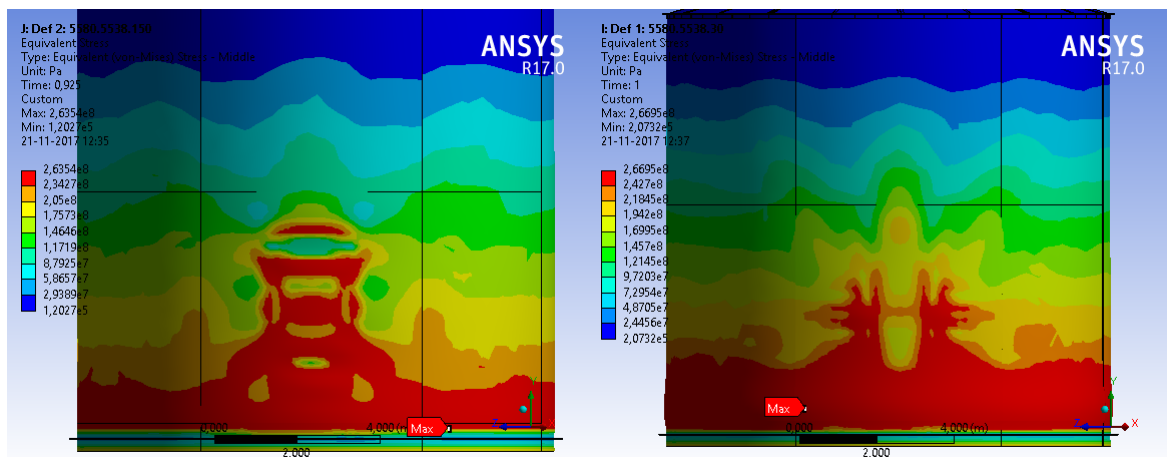


Figura 5.13: Esfuerzo equivalente para defectos de $RA = 3:3$. De izquierda a derecha: $\epsilon = 30\text{ mm}$ y 150 mm .

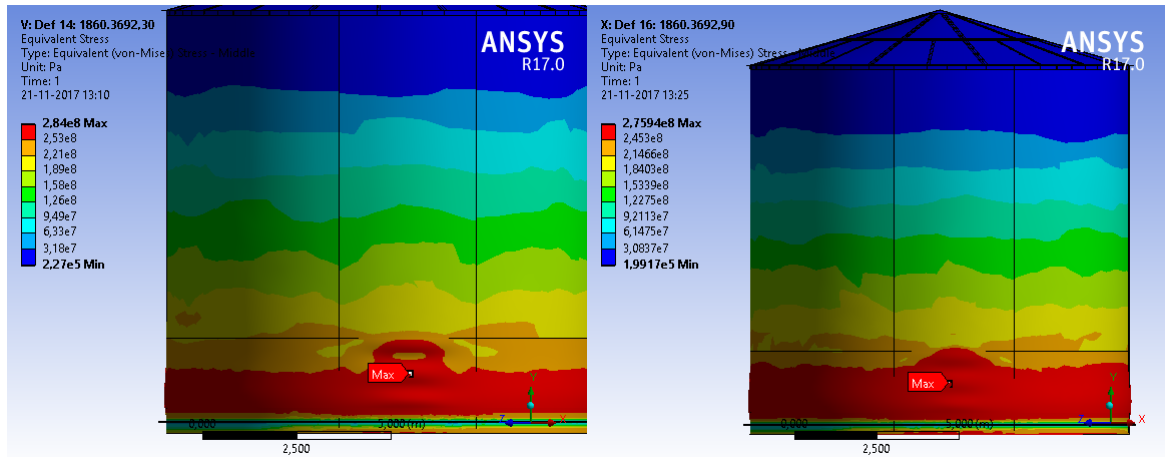


Figura 5.14: Esfuerzo equivalente para defectos de $RA = 1:2$. De izquierda a derecha: $\epsilon = 30 \text{ mm}$ y 150 mm .

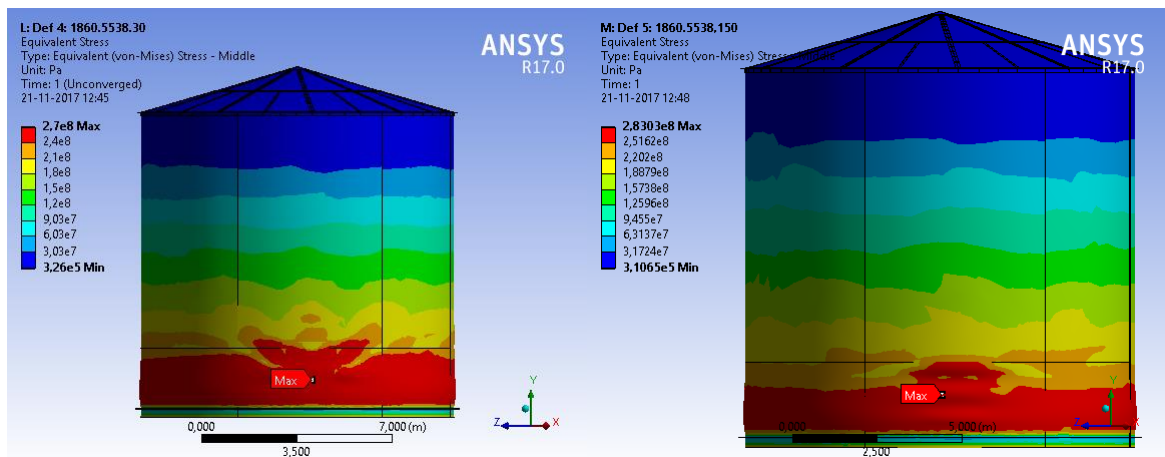


Figura 5.15: Esfuerzo equivalente para defectos de $RA = 1:3$. De izquierda a derecha: $\epsilon = 30 \text{ mm}$ y 150 mm .

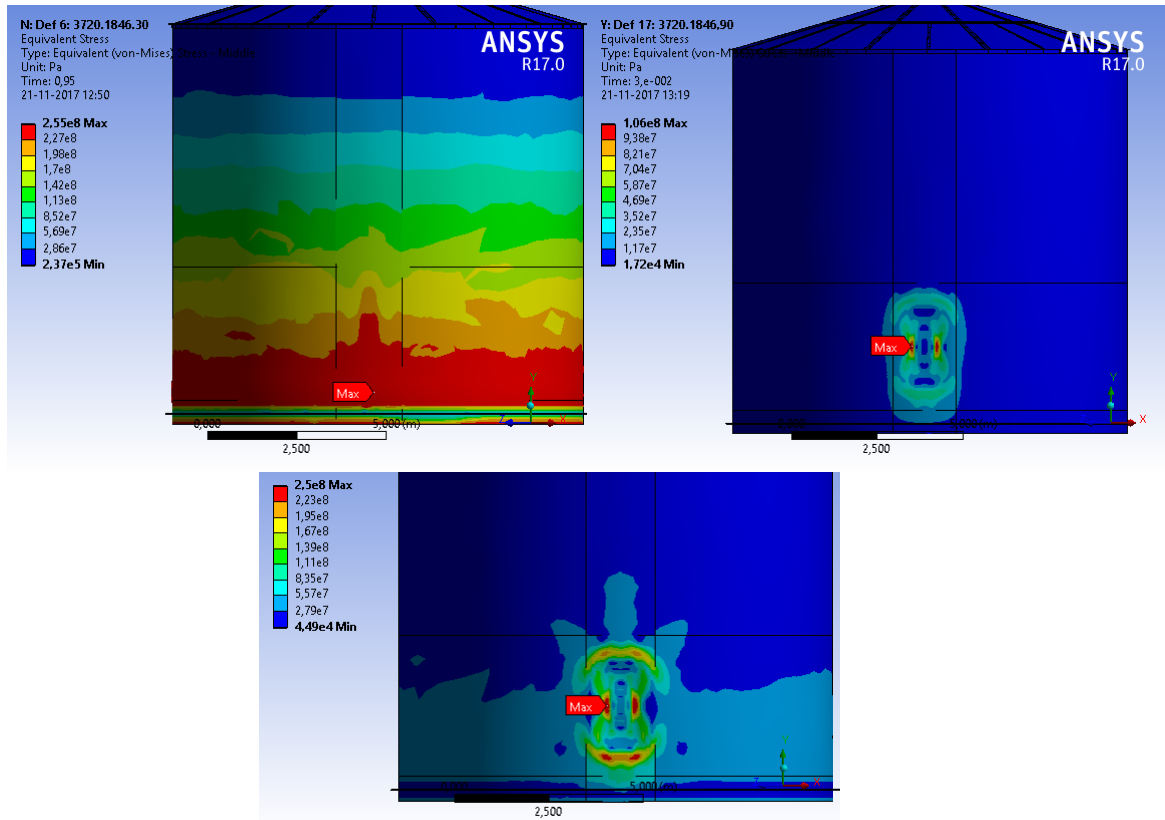


Figura 5.16: Esfuerzo equivalente para defectos de $RA = 2:1$. De izquierda a derecha: $\epsilon = 30\text{ mm}$; 90 mm ; y 150 mm .

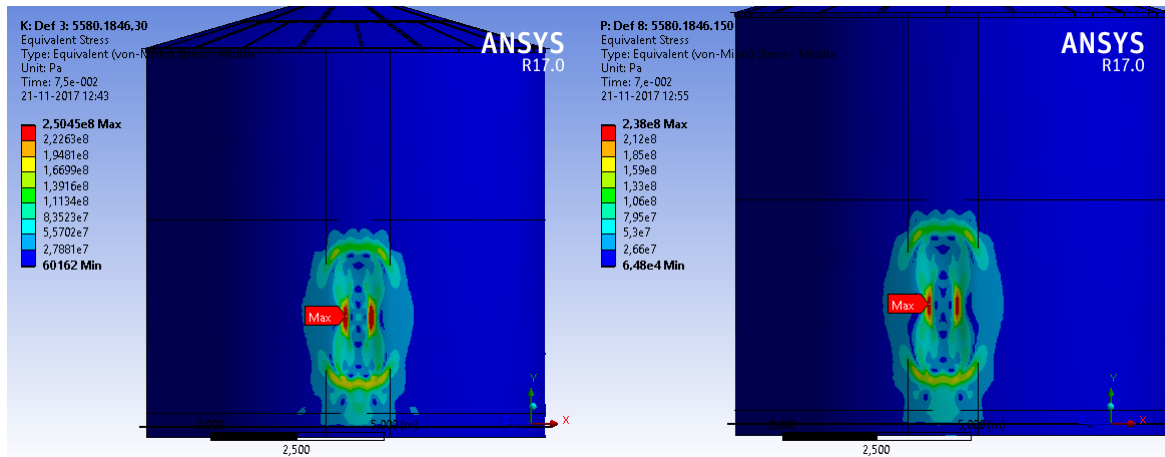


Figura 5.17: Esfuerzo equivalente para defectos de $RA = 3:1$. De izquierda a derecha: $\epsilon = 30\text{ mm}$; y 150 mm .

Tabla 5.13: Resultados los defectos arbitrarios para la combinación de cargas n°1.

Defecto	RA	R	Cumple API 579	RC	σ_e (MPa)	σ_1 (MPa)	ϵ_t (%)	ϵ_p (%)	σ_{nom} (MPa)	K_t
1	1:1	4,8	Sí	1,00	267	301	1,31	1,18	263	1,02
2	2:1	4,0	No	0,95	255	301	0,49	0,36	255	1,00
3	2:2	2,4	Sí	1,00	267	294	1,29	1,15	263	1,02
4	1:3	2,7	No	0,95	271	309	1,55	1,42	250	1,08
5	3:1	3,8	No	0,07	251	281	0,41	0,28	16	16,16
6	3:3	1,6	Sí	1,00	267	295	1,31	1,17	264	1,01
7	1:2	3,2	Sí	1,00	284	301	2,61	2,46	256	1,11
8	1:1	14,5	No	0,14	182	233	0,15	0,02	35	5,17
9	1:2	9,7	No	1,00	276	297	1,85	2,12	257	1,07
10	2:1	12,1	No	0,14	106	89	0,07	0,00	32	3,31
11	2:2	7,3	Sí	1,00	271	292	1,56	1,42	263	1,03
12	1:3	8,1	No	0,92	274	294	2,12	1,95	248	1,10
13	3:1	11,3	No	0,02	126	222	0,11	0,00	8	15,95
14	3:3	4,8	Sí	1,00	267	295	1,31	1,17	244	1,09
15	1:1	24,2	No	0,32	257	294	0,77	0,65	100	2,56
16	2:1	20,2	No	0,14	252	288	0,24	0,11	32	7,96
17	2:2	12,1	Sí	1,00	274	295	1,87	1,73	264	1,04
18	1:3	13,5	No	0,92	274	294	2,52	2,37	234	1,17
19	3:1	18,8	No	0,07	251	288	0,27	0,14	15	16,52
20	3:3	8,1	No	0,92	265	293	1,26	1,12	250	1,06
21	1:2	16,2	Sí	1,00	284	300	2,60	2,46	258	1,10

Al observar las Figuras 5.17 a 5.23 se puede determinar que las concentraciones de esfuerzos de un defecto plano se ubican en los bordes de éste, que coincide con lo descrito por Rasiulis [15] para el comportamiento de abolladuras. En general, el esfuerzo máximo del defecto se encuentra al centro de la altura de éste para defectos altos (Figuras 5.22 y 5.23), mientras que, para defectos anchos, el esfuerzo máximo se encuentra en el centro del borde inferior (Figuras 5.20 y 5.21).

Además, se observa que para los modelos con los defectos que cumplen con el nivel 3 de FFS o poseen una reducción de cargas mayor al 90% (ver Tabla 5.13) existen zonas de plastificación a lo largo de la circunferencia del manto. En estos casos, se puede indagar que la estructura es insensible al defecto. En general estos defectos poseen forma cuadrada ($RA = 1: 1, 2: 2, 3: 3$) o alargada circunferencialmente ($RA = 2: 1, 3: 1$), en cambio los defectos alargados meridionalmente ($RA = 1: 2, 1: 3$) poseen reducciones de cargas menores al 90%. Sin embargo, como se aprecia en las Figuras 5.17 y 5.22 no siempre se puede afirmar los estamentos anteriores, por lo que resulta de interés comparar los resultados de la Tabla 5.13 con los parámetros que describen el defecto: razón de profundidad (R) y masividad (A_M).

En los gráficos de las Figuras 5.18 y 5.19 se muestra la reducción de cargas en comparación con la razón de profundidad y la masividad. Los modelos que poseen defectos aceptables bajo el criterio del API 579 son los que no muestran reducción de cargas de diseño, los modelos que cumplen poseen relaciones de aspecto alargadas circunferencialmente o cuadradas, sin embargo, según la Figura 5.18, los modelos de relación de aspecto 2:2 y 3:3 muestran una disminución del RC para su valor medio de razón de profundidad, es decir, cuando la profundidad del defecto es de 90 mm . Esta variación se observa de manera inversa para los defectos con relación de aspecto 1:3, se aprecia en los defectos con RA 3:1 y notablemente en los defectos con RA 1:1. Presumiblemente se puede dar cuenta de un error sistemático en el análisis, sin embargo, al apoyarse en la investigación de Bruno [35], el crecimiento de la amplitud de un defecto no implica necesariamente en una disminución del RC , por lo que es posible descartar dicho error. En la Figura 5.19 se compara RC con la masividad del defecto, del gráfico se puede extraer que los defectos más masivos tienden a poseer menor variabilidad entre las profundidades de estudio del defecto, así, los defectos con RA de 1:1 y 2:1, siendo los menos masivos, presentan mayor inestabilidad al variar el parámetro de profundidad. Cabe destacar que la masividad está definida por el radio hidráulico el cual es diferente al intercambiar los parámetros de altura y anchura, por lo que no representa la medida de superficie de los defectos de forma fidedigna. La medida de masividad otorga mayor valor a los defectos anchos que a los altos, aunque comparta la misma superficie.

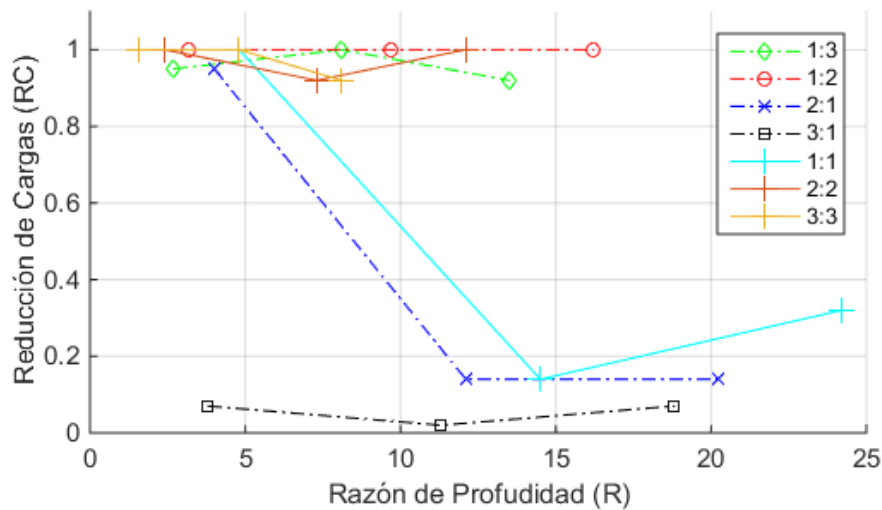


Figura 5.18: Gráfico de factor de reducción de cargas vs razón de profundidad.

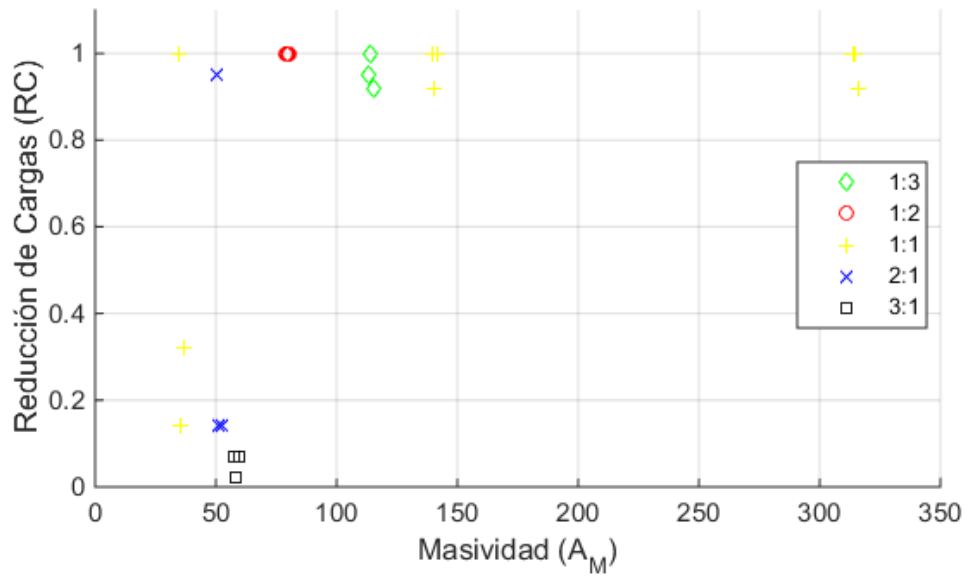


Figura 5.19: Gráfico de reducción de cargas vs masividad del defecto.

En los gráficos de las Figura 5.20 y 5.21 se muestra la deformación plástica equivalente obtenida en los modelos contra la razón de profundidad y masividad del defecto, respectivamente. En estos gráficos se incluyen los resultados del caso del estanque base. En ambos gráficos se observa que los defectos anchos son aquellos que permiten mayor deformación plástica antes del colapso. Al contrastar la deformación plástica equivalente con el factor de reducción de cargas de las Figuras 5.18 y 5.19 se aprecia que los modelos con defectos que permiten mayor deformación plástica son aquellos que poseen RC mayor a 90% por lo que se consideran estables. En cuanto a los defectos del caso base, esta aseveración es contraria ya que el defecto que causa la inestabilidad (N°4) es aquel que presenta mayor deformación plástica antes del colapso.

La razón por la que la deformación plástica es mayor para estructuras con defectos estables puede deberse al funcionamiento del software (ANSYS), ya que, para una estructura inestable, un incremento pequeño de fuerzas puede provocar que la deformación aumente exponencialmente causando que el análisis diverja. Por lo que, al no converger la solución, el software entrega los resultados del incremento anterior al que provoca la divergencia.

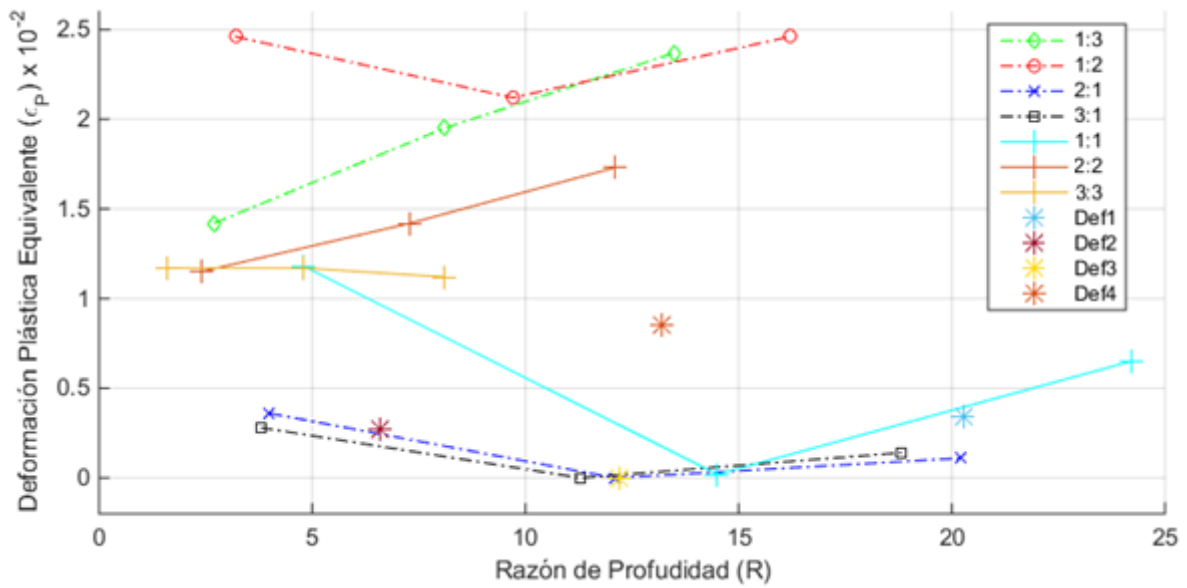


Figura 5.20: Gráfico de deformación plástica equivalente vs razón de profundidad.

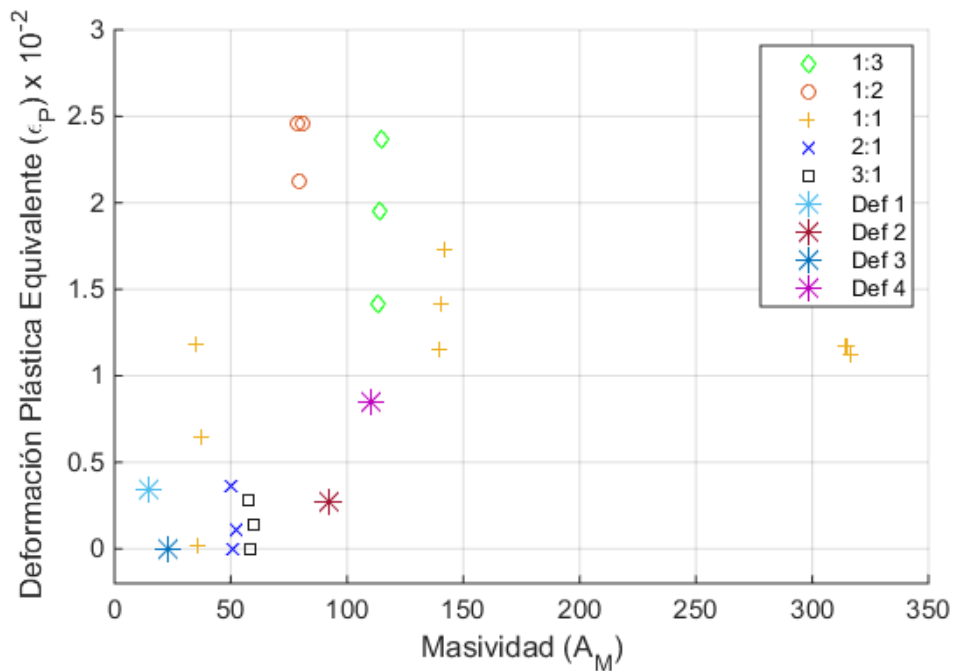


Figura 5.21: Gráfico de factor de deformación plástica equivalente vs masividad del defecto.

Finalmente, las Figuras 5.22 y 5.23 muestran los gráficos del factor de concentración de esfuerzos contra la razón de profundidad y masividad. Se aprecia que los defectos que generan mayor concentración de esfuerzos son los altos, además, coinciden con los defectos que permiten

menor deformación plástica. De la Figura 5.22 se extrae que para la concentración de esfuerzos es sensible a la razón de profundidad para defectos pequeños ($RA = 1:1$ y $2:1$), en cambio, para defectos de mayor tamaño, la razón de profundidad no implica mayores diferencias. En cuanto a la masividad, como se muestra en la Figura 5.23, son los modelos con defectos menos masivos los que presentan mayor variación en la concentración de esfuerzos. Al incluir los defectos del caso base, se puede observar que es el defecto más masivo ($N^{\circ}4$) el que genera mayores concentraciones de esfuerzos, por lo que nuevamente no se cumple lo esperado por los resultados de los modelos de los defectos arbitrarios.

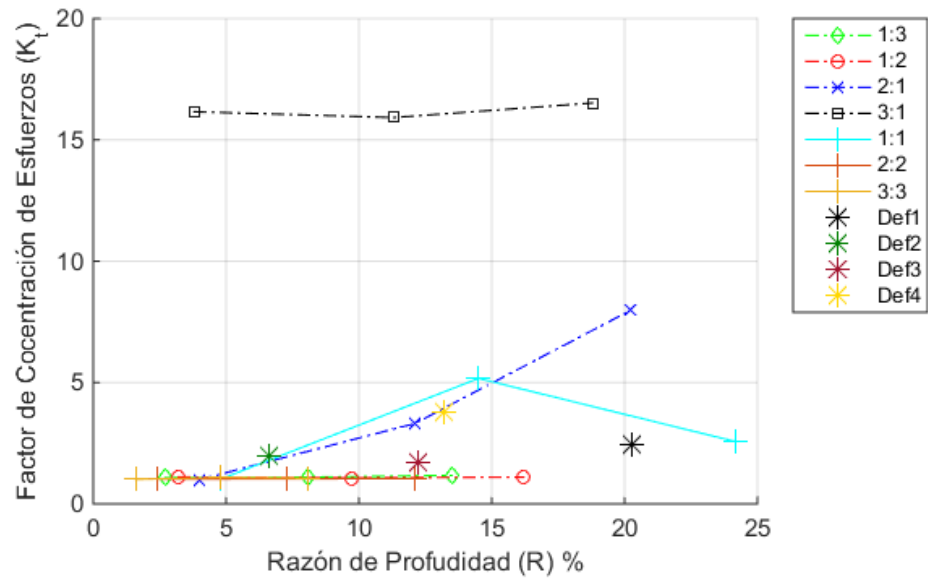


Figura 5.22: Gráfico de factor de concentración de esfuerzos vs razón de profundidad.

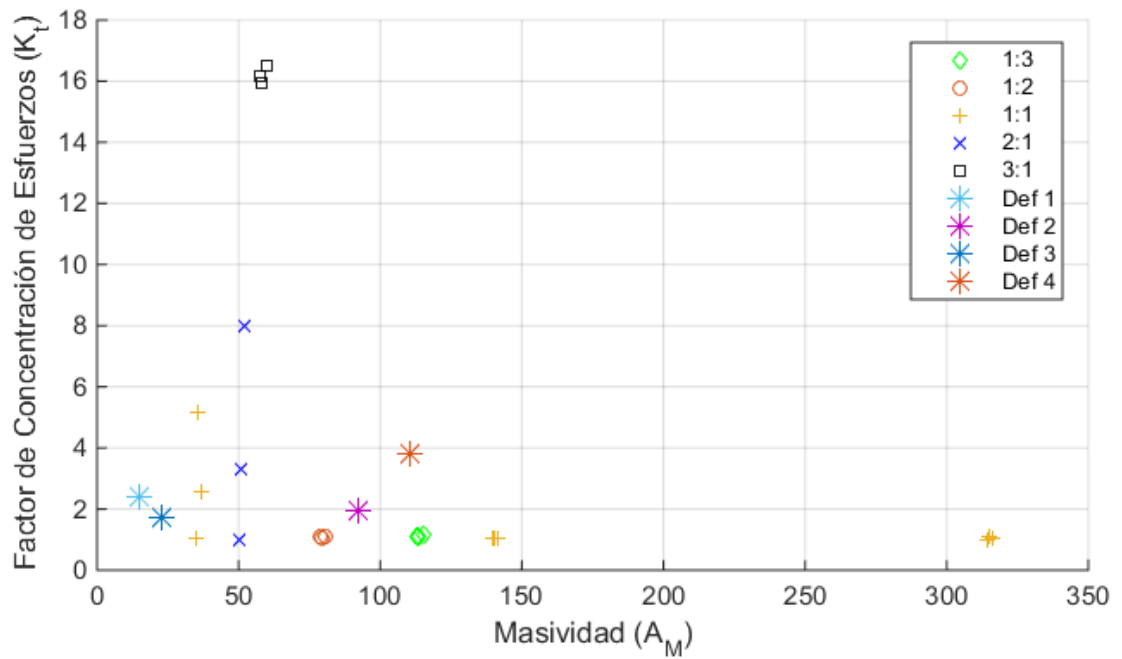


Figura 5.23: Gráfico de factor de concentración de esfuerzos vs masividad del defecto.

Cabe destacar que ningún defecto del caso base corresponde a un defecto plano, los defectos del modelo base presentan morfologías irregulares tanto con englobamientos y hundimientos del manto por lo que la distribución de tensiones no se comporta como la de los defectos arbitrarios regulares. En la Figura 5.24 se muestra la distribución de esfuerzo equivalente para el defecto N°4, en ella se observa que, los esfuerzos se concentran al centro del defecto en la zona de hundimiento (izquierda del defecto), no así en la zona de englobamiento (derecha del defecto), lo que produce un comportamiento similar a los defectos con relación de aspecto alta. En contraste las concentraciones de esfuerzos en el defecto N°1 se ubican en los bordes superiores e inferiores lo que se observa también en defectos anchos (ver Figura 5.25). Ya que los defectos son irregulares, es complejo predecir el comportamiento estructural de éstos sin realizar un análisis de integridad estructural.

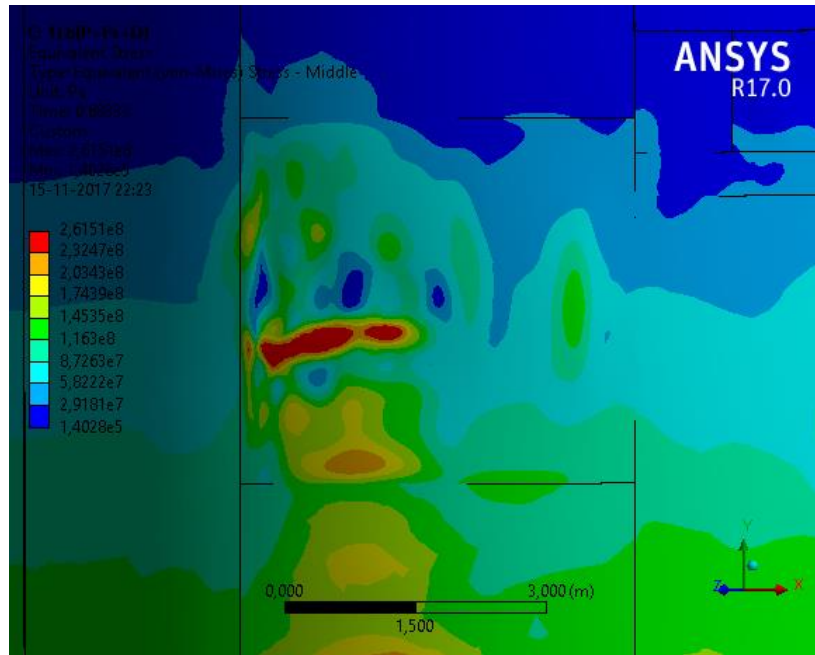


Figura 5.24: Acercamiento del análisis del esfuerzo equivalente para el defecto N°4 para la combinación de cargas n°1.

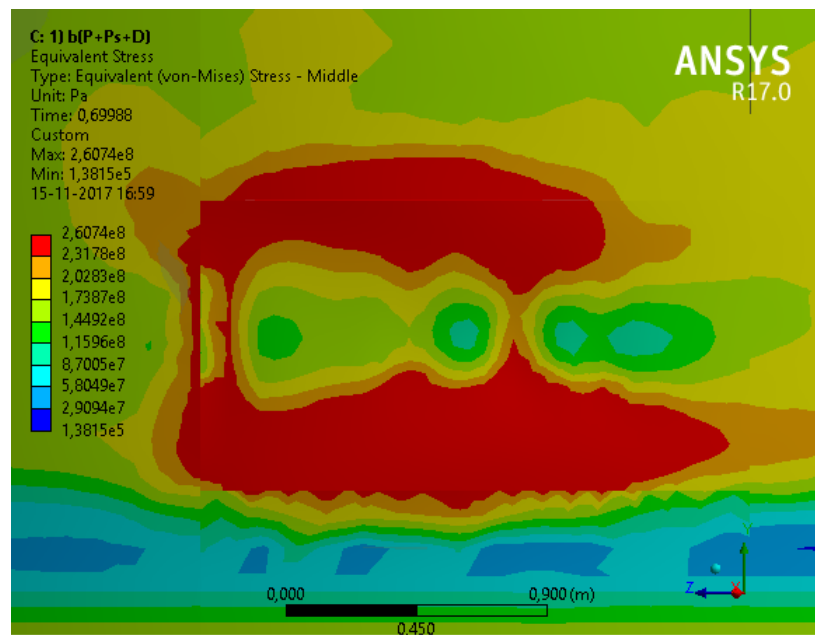


Figura 5.25: Acercamiento del análisis del esfuerzo equivalente para el defecto N°1 para la combinación de cargas n°1.

Tras el análisis de los gráficos, es posible extraer que:

- Es complejo predecir la integridad estructural de un estanque con presencia de defectos, sin embargo, es posible extraer tendencias de acuerdo a la morfología del

defecto plano. Para defectos altos ($RA > 1$) los defectos tienden a provocar mayor inestabilidad en la estructura que los defectos anchos ($RA < 1$).

- La razón de profundidad del defecto es más influyente en el estado de esfuerzos cuando se analizan defectos menos masivos. Sin embargo, no es posible determinar alguna relación entre el crecimiento de la razón de profundidad con la aceptabilidad FFS.
- La masividad del defecto no compara área superficial del defecto parametrizado y otorga mayor valor a los defectos anchos que a los altos. Por esta razón este parámetro permite la diferenciación entre los defectos de distinta relación de aspecto e igual área. Análogamente, la razón de profundidad implica menores valores para defectos anchos que altos.
- La deformación plástica que muestran los modelos puede no ser representativa producto de la naturaleza del análisis elasto-plástico y la entrega de resultados de ANSYS.
- Los defectos geométricos reales son irregulares y no se comportan como los defectos analizados, sin embargo, es posible reconocer algunas respuestas y relacionarlas a lo estudiado.

5.4 Trabajo futuro

Siguiendo la línea de investigación de esta memoria se deben analizar más casos intermedios de los analizados con tal de obtener relaciones más robustas. Además, se debe estudiar el efecto de los defectos para distintos tamaños de estanques, el efecto de la interacción entre defectos geométricos, la posición del defecto y otras morfologías de defectos, como las protuberancias.

Otra línea que se puede seguir, a partir de este trabajo, es el estudio de otros defectos (corrosiones, grietas, desalineaciones de soldadura, *blisters*, degradación del material) con tal de lograr una evaluación FFS completa.

6. Conclusiones

En base a los análisis y estudios desarrollados en esta memoria se concluye que:

a) **Respecto de la tipología y defectología de estanques verticales de uso habitual en Chile.**

Al estudiar la legislación chilena dictada por el SEC y el MINSAL se concluye que los estanques en Chile se construyen según las normas internacionales de diseño, en particular el API 650, no obstante, la legislación chilena no promueve el uso de procedimientos FFS en la industria. Los estanques encontrados en Chile son utilizados para el almacenamiento de combustibles y agua, principalmente en la industria petroquímica y minera.

Los defectos comunes que presentan los estanques verticales son defectos suaves como: pérdida de redondez, abolladuras, caras planas o protuberancias; de los cuales los últimos tres son defectos locales. La modelación de estos defectos puede ser paramétrica o directa, siendo esta última la más fidedigna a la geometría del defecto y útil para el AEF, sin embargo, es la más costosa en recursos y es difícil extrapolar la información de su respuesta.

De acuerdo la clasificación de defectos descrita por Godoy [1] y la norma API 579 [5] resulta conveniente clasificar los defectos según su relación con el proceso de cargas, que se inducen durante la construcción y la operación, para la inspección y reconocimiento éstos; y clasificarlos en geométricos e intrínsecos para el estudio de AEF.

b) **Respecto de adaptación y preparación de una rutina para el análisis de integridad estructural (AIE) basada en el API 579.**

Para analizar la integridad estructural (IE) de una estructura con defectos se dispone del método de cargas equivalentes, el método de perturbación y el método directo; los cuales son la base de la evaluación FFS. Se reconoce que los primeros métodos otorgan gran flexibilidad en los análisis analíticos lo que permite, como expone Rinehart [23], encontrar relaciones directas entre la respuesta de la estructura y las características del defecto; mientras que el método directo permite obtener una respuesta fidedigna para un caso particular.

El análisis de IE de un estanque con defectos geométricos en base al método directo con elementos finitos, reconoce sus características de diseño, sus solicitaciones y la geometría de los defectos. La modelación directa considera la utilización de los datos de un levantamiento a través de una nube de puntos. Para evitar la inducción de esfuerzos ficticios en el modelado, se utilizan *splines* para suavizar la superficie y, para el mallado, se selecciona el tamaño óptimo del elemento como 0,059 el radio del defecto [28].

La modelación independiente de los defectos permite reemplazarlos de manera directa sin interferir con el *set-up* del análisis, por lo que se obtiene un procedimiento semiautomático del AEF para una evaluación FFS de un estanque para diferentes defectos.

El caso base de estudio es un estanque vertical de acero diseñado con el código API 650 para almacenamiento de agua, que posee un diámetro de 11,5 m y una altura de 11,2 m. Este estanque presenta cuatro zonas con defectos las cuales se caracterizan por una profundidad y un

englobamiento. Al realizar el AEF se obtiene que el caso base no es apto para el servicio por lo que se deben reducir sus solicitaciones a un 70%. Sin embargo, en la actualidad, el estanque sigue operativo sin haber recibido ningún tipo de intervención, por lo que se reafirma que el análisis FFS del API 579 proporciona recomendaciones muy prudentes. Los esfuerzos máximos alcanzan valores similares para cada combinación de carga, no así la distribución de ellos. Esto se debe a que la distribución de los esfuerzos depende de las cargas presentes y la inestabilidad se alcanza a una cierta magnitud de cargas debido a la concentración de esfuerzos. Pese a que algunas zonas de la estructura alcanzan el régimen plástico, la plasticidad no necesariamente induce el colapso o el pandeo. Además, las cargas que desarrollan mayor peligro de colapso son, para defectos en los anillos superiores del estanque, viento y presión interna; y, para los anillos inferiores, la presión interna y las cargas sísmicas.

c) Respetto del análisis de casos representativos aplicando la rutina para AIE.

Para el análisis directo de una estructura imperfecta Rasuilis [15] muestra que es posible encontrar relaciones entre la respuesta estructural y la geometría del defecto al analizar un espectro geométrico construido por parámetros. Es así como se propone el uso de dos parámetros para la caracterización de los defectos planos: el radio equivalente y la profundidad relativa del defecto. Con ellos se construyen 21 modelos de geometrías de defectos cuadrados planos que representan tres relaciones de aspecto para tres profundidades y diferentes tamaños.

Se definen dos dimensiones a partir de los parámetros descritos: la masividad y la razón de profundidad. La primera representa el área descrita por el defecto para una porción esférica descrita por el radio equivalente y profundidad relativa, mientras que la segunda representa la razón entre ambos parámetros. Debido a la definición del radio específico como el radio hidráulico de un rectángulo, la masividad del defecto no compara área superficial del defecto parametrizado y otorga mayor valor a los defectos anchos que a los altos. Análogamente, la razón de profundidad implica menores valores para defectos anchos que altos. Esto permite la diferenciación de defectos con igual área, pero diferente relación de aspecto.

Tras el AEF se obtiene la aptitud para el servicio de cada modelo, el factor de reducción de cargas, la deformación plástica equivalente y la concentración de esfuerzos. Así, los defectos planos provocan que las concentraciones de esfuerzos se ubiquen en los bordes de ellos debido al aumento de esfuerzos secundarios y, por lo tanto, provocan plasticidad local. Los modelos que alcanzan a desarrollar plasticidad global antes del colapso son aquellos que poseen un RC mayor al 90%, estos estanques no son sensibles al defecto correspondiente.

d) Respetto a la categorización de resultados según la IE de los estanques verticales analizados.

Es complejo predecir la integridad estructural de un estanque con defectos, sin embargo, se extraen tendencias de acuerdo a la morfología del defecto plano. Para defectos altos ($RA > 1$) los defectos tienden a provocar mayor inestabilidad en la estructura que los defectos anchos ($RA < 1$). En cuanto la razón de profundidad, ésta es más influyente en el estado de esfuerzos cuando se analizan defectos menos masivos.

No se determina una relación directa entre el crecimiento de la razón de profundidad o masividad con la aceptabilidad FFS. Además, los defectos geométricos reales son irregulares y no

se comportan como los defectos analizados por lo que no se recomienda la utilización de estos resultados para la predicción de la respuesta de una estructura con defectos.

Para obtener una mejor categorización de IE, se recomienda el análisis de:

- un mayor número de modelos de defectos planos para cada relación de aspecto con tal de obtener una visión más clara de la respuesta estructural de una estructura imperfecta.
- La posición e interacción entre defectos geométricos, así como también, el estudio de defectos con distinta geometría o naturaleza como la corrosión o grietas.

Finalmente, los procedimientos FFS son efectivos para asegurar la IE de una estructura imperfecta, sin embargo, para la obtención de resultados robustos, es necesaria la aplicación del AEF en cada caso, ya que no es posible determinar relaciones directas entre la geometría del defecto con la respuesta estructural.

Bibliografía

- [1] Godoy L. A. (1996). Thin-walled structures with structural imperfections. Puerto Rico: PERGAMON.
- [2] Bennett D. C. (2011). API 579-1/ASME FFS-1 Fitness for Service - Post-construction Code for Pressure Equipment with Flaws and Corrosion Damage. PEERS: 997-1002.
- [3] Buschiazzo A., Torres C. y Corvalán G. (2014). Relocalización de unidades de Procesos. Petrotecnia. (7): 74-80.
- [4] Anderson, T. L. y Osage D. A. (2000). API 579: a comprehensive fitness-for-service guide. International Journal of Pressure Vessels and Piping, 953-963.
- [5] API. (2007). API 579: Recommended practice for Fitness-for-service. . Washington DC.
- [6] Gutiérrez-Solana F. y Cicero S. (2009). FITNET FFS procedure: A unified European procedure for structural integrity assessment. Engineering Failure Analysis 16 (19): 559–577.
- [7] Superintendencia de Electricidad y Combustible. (1996, Julio). Decreto N°90: Reglamento de seguridad para el almacenamiento, refinación, transporte y expendio al público de combustibles líquidos derivados del petróleo. Santiago, Chile.
- [8] Ministerio de Salud. (2015, Febrero). Decreto N°43. Reglamento de almacenamiento de sustancias peligrosas. Santiago, Chile.
- [9] API. (2007). API 650: Recommended practice for design and construction of Welded Steel Tanks for Oil Storage. . Washington DC.
- [10] Werner Sölken. Introduction to Storage Tanks [en línea] <http://www.wermac.org/equipment/storage_tanks_vessels_general.html> [consulta: 8 de Julio 2017]
- [11] The Saharian [en línea] <<http://www.thesaharian.com/education/fixed-and-floating-roof-storage-tanks/>> [consulta: 15 de Octubre 2017]
- [12] MissRifka. Learning Chemical Engineering [en línea] <<https://missrifka.com/equipments/storage-tank-selection.html>> [consulta: 15 de Octubre 2017]
- [13] IGEUS [en línea] <<https://igeus.biz/products/pressure-vessels/hot-water-tanks/cement-lined/horizontal/>> [consulta: 15 de Octubre 2017]
- [14] Jansen, C. M. (2012, Febrero 14). Sittard Patent No. EP 2487400 A1.

- [15] Rasiulis K. y Gurkšnys K. (2010). Analyses of the stress intensity of the cylindrical tank wall at the place of the geometrical defect. *Journal of Civil Engineering and Management*, 16(2): 209–215.
- [16] API. (2001). *API 653: Tank Inspection, Repair, Alteration, and Reconstruction*. Washington DC.
- [17] Rubertism E., San Martín M., Elosegui B. y Kunert H. (2011). Evaluación de aptitud para el servicio de tanque de almacenamiento de hidrocarburos. *INGEPET VII*.
- [18] Beattie, W. S.. Beattie Fire Protection & Risk Consulting, LLC. [en línea] <<https://waltbeattie.com/tag/dented-storage-tank/>> [consulta: 9 de septiembre 2017]
- [19] Perelmuter A., Fialko S., Karpilovsky V. y Kryksunov E. (2003). Analysis of the Stressed State of Cylindrical Tanks with Defects of Geometrical Shape. (CMM-2003).
- [20] Samigullin G., Lyagova A. y Dmitriyeva A. (2017). Evaluation of Stress-strain State of Steel Cylindrical Tank with Dent Defect. St. Petersburg. *International Journal of Applied Engineering Research*. 12(5): 761-764.
- [21] Alloutti M. , Schmitt C., Pluvinage G. y Lebienvenu M. (2010). Evaluation of the nocivity of dent and combination of dent and gouge on burst pressure of steel pipe. *New Trends in Fatigue and Fracture-10th Meeting*, (pp. 101-107). Metz.
- [22] Novozhilov. (1964). *Thin Shells Theory-2nd edition*. Groningen, The Netherlands: P. Noordhoff Ltd.
- [23] Rinehart, A. J. (2003). *Effects of Localized Geometric Imperfections on the Stress Behavior of Pressurized Cylindrical Shells*. M.S.: Texas A&M University.
- [24] Jawad M. H. y Farr J. R. (1989). *Structural analysis and design of process equipment-2nd edition*. JOHN WILEY & SONS.
- [25] Calladine, C. (1972). Structural consequences of small imperfections in elastic thin shells of revolution. *Int. J. Solids Structures*, 8, 679-697.
- [26] Croll J., Kaleli F., Kemp K. y Munro J. (1978). A simplified approach to the analysis of geometrically the analysis of geometrically shells. *Engineering*, 1(1), 92-98.
- [27] Budynas R.G. y Nisbett J. K. (2012). *Diseño en ingeniería mecánica de Shigley - 9a edición*. Mc Graw Hill.

- [28] Rasiulis K., Smafalov M. y Šapalas A. (2006). Application of the non-linear fe models to estimate effect of soft defects on thin walls of steel cylindrical tanks. XII(2), 169–179.
- [29] Rasiulis K., Smafalov M. y Šapalas A. (2006). Stress and strain state investigation of soft defects on thin steel plate using experimental and numerical methods. 3(59), 19-27.
- [30] Basan R. y Marohnić T. (2016). Constitutive modeling and material behavior ~work in progress~. Rijeka: University of Rijeka.
- [31] ANSYS® Academic Research Mechanical, Release 17.1. (n.d.).
- [32] Godoy L. A. (2000). Theory of Elastic Stability: Analysis and Sensitivity. Philadelphia, PA: Taylor & Francis.
- [33] Ruiz S. M. (2016). Estudio de los modos de falla en estanques de acero mediante análisis de elementos finitos. Santiago: Memoria para optar al título de Ingeniero Civil.
- [34] Mattews C. (2004). Handbook of mechanical in-service inspection: Pressure systems and mechanical plant. Bury St. Edmunds: Professional Engineering.
- [35] Bruno L. , Sassone M. y Venuti F. (2016). Effects of the Equivalent Geometric Nodal Imperfections on the stability of single layer grid shells. Engineering Structures (112): 184–199.
- [36] Ning X. y Pellegrino S. (2015). Imperfection-insensitive axially loaded thin cylindrical shell. International Journal of Solids and Structures (62): 39-51.
- [37] Sanzi H. y Asta E. (2011). Procedimiento de Evaluación para Verificar la Integridad Estructural de una Columna Presión durante el Servicio. 8vo Congreso Regional de ENDE (p. 12). Campana, Argntina: AAENDE.