

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL COMAHUE

FACULTAD DE INGENIERÍA

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS DE GRADO

**“EVALUACIÓN NUMÉRICA DE LA ESTABILIDAD DE UN TANQUE DE
ALMACENAMIENTO, SOMETIDO A PRESIONES DE VIENTO VARIABLES POR
INFLUENCIA DEL DIQUE DE CONTENCIÓN”**

Por

ALEJANDRO ANDRES MORENO

Tesis para obtener el grado de

INGENIERO CIVIL

Dirección de tesis:

Directora

Dra. Ing. Rossana Claudia Jaca.

Codirector

Ing. Horacio Daniel Calabro.

RESUMEN

Los tanques de almacenamiento de hidrocarburos en la Patagonia están sometidos a intensas ráfagas de viento que pueden afectar la estabilidad del tanque. Debido a las exigencias de las normas internacionales y nacionales es obligatorio construir diques de contención de los fluidos ante posibles derrames, los cuales generan perturbaciones en el flujo de viento que se ejerce sobre el tanque que no se tienen en cuenta en el diseño. Mediante ensayos realizados en túnel de viento, se logró calcular las presiones de viento que se producen sobre un modelo a escala de un tanque de almacenamiento, considerando distintas alturas de diques. El objetivo del trabajo es evaluar el efecto sobre la estabilidad del tanque debido a la perturbación del flujo de viento generado por el dique de contención, con respecto a un tanque aislado. Se modela un tanque con elementos de cáscara, sometido a presiones de viento con y sin los muros. El estudio se realiza en ABAQUS mediante el Análisis de Bifurcación Lineal (LBA) y Análisis No Lineal Geométrico (GNIA) con distintas imperfecciones iniciales. Las cargas máximas resistidas resultantes en todos los casos son mayores a las halladas sin el muro de contención lo que indica que su presencia favorece la resistencia del tanque, por lo cual el cálculo sin considerar su existencia es conservador pero adecuado para garantizar la seguridad de la estructura.

Palabras claves: Pandeo, elementos finitos, diques, viento, tanque.

ABSTRACT.

Oil storage tanks in Patagonia are subject to intense gusts of wind that can affect the stability of the tank. Due to the requirements of international and national standards, it is mandatory to build fluid containment dikes due to possible event of spills, these walls generate disturbances in the wind flow over the tank that are not taken into account in the design. By wind tunnel tests, wind pressures were calculated on a scale model of a tank, for different dike heights. The objective of the work is to evaluate the effect in the stability of the tank due to the wind flow disturbance generated by the containment wall, with respect to an isolated tank. A tank is modeled with shell elements, under wind pressures with and without the walls. The study is implemented in ABAQUS through Linear Bifurcation Analysis (LBA) and Geometrically Nonlinear Analysis with Imperfections (GNIA). The maximum loads are greater than those found without the wall, so the calculation without considering its existence is conservative.

Keywords: Buckling, finite element analysis, oil tanks, dikes, wind.

AGRADECIMIENTOS

A mis padres Elba y Carlos por todo el apoyo y el esfuerzo realizado para que pudiera lograr mis metas.

A la Dr. Rossana Jaca, por brindarme la oportunidad de poder realizar este proyecto, por su buena predisposición, por sus conocimientos y su apoyo para poder lograrlo.

Al Ing. Daniel Calabro por sus consejos y aliento.

A mi compañera de vida Dahiana por su apoyo y paciencia a lo largo de estos años.

Y a mis compañeros y amigos de la carrera por el camino recorrido.

TABLA INDICE

CAPÍTULO 1	1
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 MOTIVACIÓN	1
1.2 OBJETIVO GENERAL	3
1.3 OBJETIVO ESPECÍFICOS.....	3
1.4 METODOLOGÍA	3
1.5 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS.....	4
CAPÍTULO 2	5
2. MARCO TEORICO	5
2.1 TANQUES METÁLICOS DE ALMACENAMIENTO DE FLUIDOS.....	5
2.2 DIQUES DE CONTENCIÓN	8
2.2.1 Diques de suelo compactado	10
2.2.2 Diques de hormigón armado	10
2.3 DIMENSIONADO DE LOS DIQUES DE CONTENCIÓN	13
2.4 CÁSCARAS	15
2.5 ANALISIS DE INESTABILIDAD DEL EQUILIBRIO	17
2.5.1 Análisis de Bifurcación Lineal (LBA).....	18
2.5.2 Análisis No Lineal Geométrico (GNLA).....	21
2.5.3 Imperfecciones iniciales. Análisis No Lineal con imperfecciones (GNIA).....	22
CAPITULO 3	24
3. PRESIONES SOBRE TANQUES EN TUNEL DE VIENTO.....	24
3.1 ESTUDIO EXPERIMENTAL.....	24
3.2 MODELO FISICO	25
3.3 RESULTADOS DEL ENSAYO EN TÚNEL DE VIENTO.....	28
3.4 DISEÑO DEL MURO DE CONTENCIÓN.....	32
CAPITULO 4	35
4. MODELACIÓN NUMÉRICA	35
4.1 TANQUE. MODELO Y CONDICIONES DE BORDE.....	35
4.2 TIPOS DE ANALISIS	40

4.2.1 Análisis de Bifurcación Lineal.	40
4.2.2 Análisis No Lineal Geométrico con Imperfecciones.	40
4.3 DEFINICIÓN DE LAS CARGAS DE VIENTO	41
CAPITULO 5	46
5. RESULTADOS OBTENIDOS DE LAS MODELACIONES	46
5.1 ANÁLISIS DE BIFURCACIÓN LINEAL	46
5.2 ANÁLISIS NO LINEAL GEOMÉTRICO CON IMPERFECCIONES (GNLI)	48
5.2.1 Tanque sin Techo.....	48
5.2.2 Tanque con Techo.....	54
CAPÍTULO 6	59
6. CONCLUSIONES	59
6.1 SINTESIS DEL TRABAJO	59
6.2 PRINCIPALES CONCLUSIONES	59
6.3 COMENTARIOS	60
ANEXO I	61
A-1 CALCULO DEL MURO DE HORMIGON	61
A-2 DEFINICION DE LA GEOMETRIA.....	61
A-3 DETERMINACION DE LOS ESFUERZOS.....	62
A-4 ANALISIS DE ESTABILIDAD	65
A-4.1 Verificación al Vuelco.	65
A-4.2 Verificación a deslizamiento.....	68
A-5 MODELACION EN CYPECAD.....	70
BIBLIOGRAFÍA	75

CAPÍTULO 1

1. INTRODUCCIÓN

1.1 MOTIVACIÓN

La industria petroquímica presenta la necesidad de disponer de estructuras con la finalidad de manipular grandes volúmenes de fluidos. Los tanques de almacenamiento metálicos son estructuras laminares, con una relación de radio-espesor (R/t) del orden de 2000 destinadas al almacenamiento de hidrocarburos y sus derivados. En estas estructuras suelen aparecer problemas de inestabilidad del equilibrio por acción del viento de manera no esperada, llevando a la falla o colapso. La norma API 650 (2014) regula el diseño de estos tanques en base a la carga hidrostática del fluido, pero las cargas de viento son la condición de carga más crítica para los tanques vacíos con posibles fallas por inestabilidad del equilibrio.

El conocimiento de posibles modos de falla, su análisis y evaluación ayuda a reducir significativamente la frecuencia de estas fallas. Para llevar a cabo este análisis se realiza el estudio del comportamiento de la estructura como una cáscara delgada, sometida a la acción de viento, buscando determinar la condición de colapso por pandeo. Existen trabajos de investigación asociados al análisis de las cargas de viento, el comportamiento aerodinámico de estructuras cilíndricas circulares ha sido estudiado ampliamente mediante ensayos en túnel de viento (MacDonald et al. (1988), Holroyd (1983), Uematsu et al. (2008), Portela y Godoy (2005)) tanto para tanques aislados de techo cónico como de techo flotante. Por otro lado, también se puede encontrar en la bibliografía numerosos trabajos que se enfocan en analizar el pandeo de cáscaras mediante modelación por elementos finitos realizados en forma analítica o numérica. Resinger y Greiner (1982) consideraron la influencia de anillos rigidizadores sobre el pandeo de los tanques. Trabajos más recientes fueron realizados con modelación por elementos finitos por Flores y Godoy (1998, 2002) y otros sobre apantallamiento de tanques (Burgos et al. 2014, Portela and Godoy, 2007). Rotter and Schmidt (2008) realizan un análisis completo sobre pandeo de estructuras de cáscaras,

Con la necesidad de evitar posibles derrames en las instalaciones petroquímicas, los diques de contención formados por muros elevados, permiten generar un recinto estanco con el fin de evitar que el fluido llegue a fuentes de ignición o afecte al ambiente, además de facilitar la recuperación del producto. Pero la presencia de los muros altera el flujo de viento que incide en el tanque, este aspecto no es considerado en el diseño del tanque y ante vientos severos se pueden generar modificaciones que puedan afectar la estabilidad del tanque. Soria Castro et al. (2013) realizó una evaluación en CFD de presiones de viento para un tanque aislado con diques de contención de diferentes características geométricas.

Los diques de contención se disponen de tal manera que se rodee a uno o a un conjunto de tanques según el tipo de instalación, estas estructuras están construidas generalmente de un material impermeable y resistente para permita contener el fluido sin problema. Cuando varios tanques están dentro del mismo muro de contención, una opción es instalar paredes intermedias entre los tanques, para que pequeños derrames no afecten a los tanques cercanos.

La Patagonia Argentina es la región en la que mayor demanda de estas estructuras de tanque de almacenamiento presenta hoy en día asociado al incremento de la actividad de explotación no convencional y en donde se ha verificado fallas de tanques bajo las presiones de viento, por lo que se considera necesario contar con estudios que permitan contemplar los efectos que estas estructuras generan sobre los tanques metálicos y mejorar las cargas resistidas de manera eficiente.

La problemática en interés de este trabajo es evaluar cómo influye la presencia de diques de contención en la determinación de la carga crítica de falla por pandeo debida al viento. Se utilizan las presiones obtenidas a partir de un trabajo previo (Hernández et al., 2016), en el cual se realizó un ensayo en túnel de viento de un tanque tipo ubicado dentro de distintos muros de contención con diferentes geometrías para el cuál se midieron las presiones de viento para cada caso. Se analiza la respuesta estructural mediante las metodologías habituales de evaluación de pandeo comparando con el comportamiento del mismo tanque asilado sin muro de contención. En base a los resultados que se obtengan, se espera que el trabajo contribuya al conocimiento

más detallado del funcionamiento estructural, y establecer criterios que sirvan de recomendación al momento del diseño y cálculo.

1.2 OBJETIVO GENERAL

El objetivo general del trabajo es determinar la influencia que, la modificación de las presiones de viento por la presencia de los diques de contención, generan sobre las cargas de pandeo de tanques de almacenamiento de petróleo y derivados.

1.3 OBJETIVO ESPECÍFICOS

Los objetivos específicos contemplan:

- Analizar diferentes tipos de diques de contención para tanque de almacenamiento de petróleo y derivados.
- Estudiar la modificación de presiones de viento por la presencia de los muros de contención.
- Efectuar recomendaciones sobre la influencia de los diques de contención en el análisis de inestabilidad del equilibrio.

El desarrollo del trabajo es numérico, considerando como base los datos obtenidos de ensayos de viento realizados por Hernández et al. (2016). Se espera establecer, a partir de los datos obtenidos como resultados, los criterios a considerar en el diseño y cálculo de la estructura.

1.4 METODOLOGÍA

El análisis numérico se lleva a cabo mediante la utilización del código de propósitos múltiples para elementos finitos ABAQUS, el cual permite modelar estructuras conformadas por cáscaras y someterlas a solicitaciones. El análisis se realiza en dos etapas: en una primera etapa se determina la carga crítica mediante un análisis de Bifurcación lineal, y luego se desarrolla el análisis no lineal geométrico con imperfecciones geométricas mediante el método de Riks, para establecer la carga máxima proscritica.

1.5 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

Se dividió a la tesis en seis capítulos. En el capítulo 2 se presentan los conceptos necesarios para ejecutar el trabajo de análisis.

El capítulo 3 detalla los ensayos en túnel de viento y los resultados obtenidos de otro trabajo.

En el capítulo 4 se detallan los pasos realizados para generar el modelo y las consideraciones adoptadas.

El capítulo 5 se muestran los valores obtenidos para cada caso y las comparativas entre curvas.

Y por último, en el capítulo 6 se describen las conclusiones del presente trabajo.

CAPÍTULO 2

2. MARCO TEORICO

2.1 TANQUES METÁLICOS DE ALMACENAMIENTO DE FLUIDOS

Los tanques son estructuras destinadas al almacenamiento de fluidos resultantes de los procesos de las plantas petroquímicas. Son mayormente utilizados en conjunto con otros tanques formando “baterías de tanque”, debido a que permiten realizar el manejo y el tratamiento de estos fluidos de forma programada. Estas estructuras son consideradas de suma importancia para el proceso de producción de hidrocarburos, ya sea para almacenar crudo o sus derivados, teniendo como función adicional permitir el control de la variación del consumo para realizar la distribución de forma continua.

En función a la sustancia que será almacenada, la estructura del tanque puede presentar diversas formas por lo que se los pueden clasificar por su geometría. A partir de ello, se pueden encontrar tanques esféricos que están destinados al almacenamiento de fluidos bajo alta presión (Figura 2.1 a), tanques de forma cilíndrica-horizontal utilizados para volúmenes de líquido más reducidos (Figura 2.1 b), ambas formas de tanques son más utilizados para almacenamiento de gases. En el caso de la manipulación de líquidos, se usan tanques que presentan una geometría de cilindro vertical, son mayormente utilizados para almacenamiento de volúmenes de consideración, el tanque bajo estudio es de este tipo (Figura 2.2).



(a)



(b)

Figura 2.1: (a) Tanques esféricos, (b) Tanques cilíndricos horizontales.



Figura 2.2: Tanque Tipo Cilindro Vertical

Dentro de los tanques verticales se los pueden clasificar también por el tipo de techo, el cual se determina en función al tipo de fluido que contendrá la estructura. Los tanques de “*techo fijo*” son utilizados cuando los líquidos almacenados no son volátiles como ser petróleo crudo, agua, etc. Pueden presentar una forma cónica o esférica, con una estructura autoportante o soportada (Figura 2.3). Los tanques de “*techo flotante*” se usan para el almacenamiento de productos volátiles, permiten eliminar el vacío que se genera entre el fluido evitando la formación y acumulación de gases volátiles inflamables (Figura 2.4.a). Y por último los tanques “*sin techo*” que están destinados al almacenamiento de productos que no necesitan ser protegido del ambiente ni evitar su evaporación (Figura 2.4.b).



(a)



(b)

Figura 2.3: (a) Tanque Techo Curvo, (b) Tanque Techo Cónico.



Figura 2.4: Tanque: (a) de Techo Plano Flotante, (b) Sin techo.

El material empleado para la construcción de los tanques de almacenamiento es el acero, que dependiendo del caso podrá ser acero inoxidable o presentar acero al carbono con una imprimación para evitar la corrosión en el 100% de la superficie. Este material debe cumplir con la norma ASTM donde se especifican las características principales para su aplicación.

Las dimensiones del tanque de almacenamiento vertical se establecen a partir de las normativas y/o reglamentaciones disponibles nacionales y pliego de especificaciones técnicas de entidades privadas, en los cuales determinan que su diseño esté en función del volumen necesario que se desea almacenar y la disposición que tendrá dentro de la instalación de la planta. Es por ello que la relación de altura/diámetro oscila entre 0.15 a 1.50 (Figura 2.5). Otro parámetro de importante que se debe considerar es la presión interna ejercida por el fluido almacenado sobre las paredes y la base del tanque, dependiendo del fluido ya sea combustible refinado o petróleo crudo. Estas estructuras se basan en criterios de diseño y cálculo definidos en la norma más conocida en la industria que es la API 650-2011, en la cual se especifican los lineamientos de cálculo y los criterios mínimos de diseño y verificación de todos los elementos que hacen a la estructura. Un ejemplo de ello es el método aplicado para determinar el espesor de la envolvente o pared mediante el método de “1-pie”, el cual consiste en determinar el espesor de la pared en función de una expresión matemática que consideran la altura del tanque, el diámetro, la densidad del líquido almacenar, las tensiones de diseño y admisible del material. La norma presenta otra alternativa como ser la determinación de por el método de diseño variable, solo considerando la relación entre el diámetro y la altura del tanque. Además, los tanques se deben adecuar a las normas de seguridad determinadas por la NFPA (National Fire Protection Association).



Figura 2.5: Tanques de distintas alturas

Este trabajo se centra en el análisis realizado a un modelo de tanque de cilíndrico vertical con techo flotante plano en las condiciones que se encuentra lleno, y en la condición de sin techo cuando el tanque se encuentra vacío.

2.2 DIQUES DE CONTENCIÓN

Los diques o muros de contención son utilizados para generar recintos estancos con la finalidad de contener cualquier pérdida o derrame que ocurran debido a la falla o colapso del tanque de almacenamiento, el cual se encuentra en su interior como se muestra en la Figura 2.6. Estas estructuras pueden presentar generalmente una sección rectangular o romboédrica, generalmente son ejecutados de hormigón armado, pero en algunos casos pueden realizarse de suelo compactado o muros de mampostería convencional.



Figura 2.6: Tanque de Almacenamiento dentro del recinto estanco.

La normativa aplicada actualmente en la Argentina es Ley Nacional N°13660 del Decreto N° 10 - Artículo 329 donde se exige que el tanque de almacenamiento deberá estar dentro de un recinto estanco (dique) que sea capaz de contener el volumen que yace en su

interior más un 10%. Los recintos de contención pueden variar su volumen cuando se trata de agrupamiento de tanques, en tal caso el volumen se deberá calcular considerando el tanque de mayor capacidad y sumarle un 50%. Para el caso que el volumen almacenado sea igual o superior a 10,000 m³, se debe considerar a los tanques en recintos individuales.

En la actualidad no existe una normativa local estatal o privada que especifique las características técnicas que debe cumplir el dique en cuestiones de dimensiones mínimas y materiales a utilizar. Pero se puede encontrar como ejemplo la normativa desarrollada por la petrolera Mexicana PEMEX denominada NRF-015-PEMEX-2008. En este documento la empresa indica que los diques de contención deben ser solo de hormigón armado, con una altura mínima en el interior del recinto de 1.80 m como máximo, y de lado exterior el muro deberá tener como mínimo una altura de 1.20 m y 1.80 m máximo como puede observarse en la Figura 2.7.

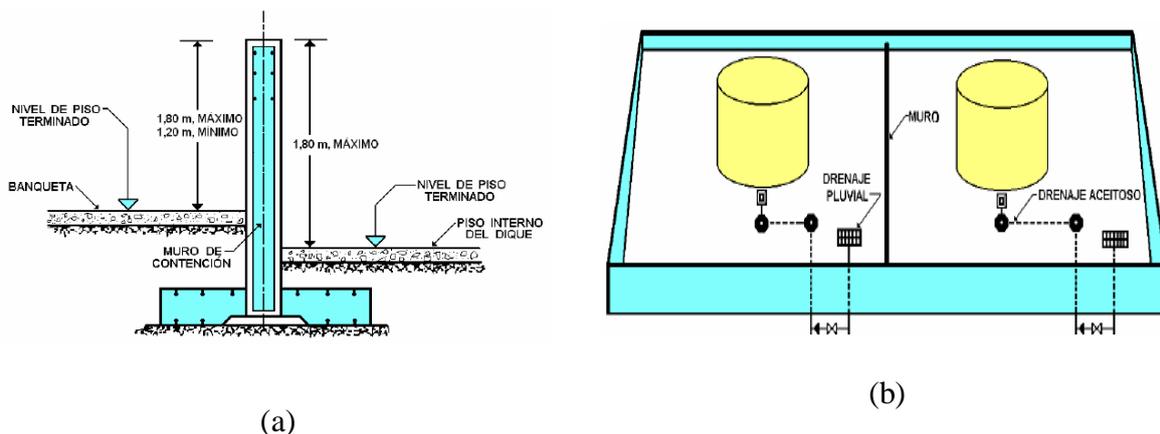


Figura 2.7: Dique de Contención: (a) Sección con dimensiones definidas, (b) Esquema instalación en batería de tanques.

En la industria se pueden identificar a dos tipos de diques de contención que se pueden distinguir por el material empleado, estos son los diques tipo terraplén ejecutados con suelo seleccionado compactado en capas según su grado de impermeabilidad, y los diques de hormigón armado los cuales son ampliamente utilizados en instalaciones actuales.

2.2.1 Diques de suelo compactado

Una opción son los diques de contención ejecutados con material granular seleccionado como se observa en la Figura 2.8, que presentan sección trapezoidal y de baja altura. Al no contar con mayor información disponible, se entiende que son ejecutados con material granular bien seleccionado para garantizar la estanqueidad, lo que evita que se produzca la infiltración del hidrocarburo por el cuerpo del terraplén. En algunos casos se observa la utilización de un polímero de color negro de alta densidad como es el “agropol” aplicado como revestimiento, cuya función es materializar una barrera impermeable sobre la cara interna del terraplén y evitar la erosión del mismo.



Figura 2.8: (a) Planta de Tratamiento Primario. Tanque con base elevada, (b) Dique Perimetral a la zona de tanques.

2.2.2 Diques de hormigón armado

En la actualidad los diques de contención son realizados de hormigón armado, logrando estructuras de sección rectangular esbeltas como se puede observar en la Figura 2.9. La altura que presentan estas estructuras por lo general no superan el 1,80 m, esto se debe a razones constructivas (técnica de hormigonado y sistemas de encofrado) y a las limitaciones impuestas por los sistemas de ductos e instalaciones complementarias que hacen al sistema de transporte y despacho de fluidos desde y hacia los tanques de almacenamiento. Los diques se diseñan principalmente para soportar las cargas hidrostáticas que se producen ante un eventual derrame y, además, como toda estructura de hormigón, deben cumplir con las verificaciones ante sollicitaciones asociadas a cargas ambientales y de uso, por lo cual estas estructuras deben satisfacer las reglamentaciones y normativas particulares aplicables por el tipo de uso.

Los diques de hormigón armado se pueden clasificar en dos grupos considerando la técnica constructiva implementada y los tiempos de ejecución requeridos. Por un lado, están los muros de hormigón ejecutados “in situ”, y por otro están los muros de hormigón “premoldeados”.



(a)



(b)

Figura 2.9: Diques Tipo, (a) Hormigonado “in situ”, (b) De Hormigón Premoldeado.

2.2.2.1 Muro de hormigón “in situ”

En función al requerimiento del proyecto y en caso que técnicamente sea posible, se ejecutan diques de contención en el sitio del proyecto, específicamente donde se emplazará el tanque de almacenamiento. Se caracterizan por presentar alturas no mayores a un metro debido a que el volumen que deben contener es mucho menor y las instalaciones que deben resguardar son reducidas como la que se observa en la Figura 2.10.



(a)



(b)

Figura 2.10: Muros Hormigonados in situ. (a) Tanque de Almacenamiento. (b) Detalle del paso de cañería y acceso peatonal.

2.2.2.2 Muro de Hormigón premoldeado

Se trata de muros de sección rectangular fabricados de forma modular o seccionada, generalmente son ejecutados en plantas u obradores donde se realiza la armadura, el control del proceso de hormigonado y la etapa de fraguado. La longitud que presentan estos muros puede ser variable en función a la geometría de la planta del recinto, y por otro, a la longitud máxima necesaria para permitir el transporte e izado en la obra. Como se puede observar en la Figura 2.11, los muros pueden formarse por paneles encastrados sobre una estructura soporte o ser auto portante.

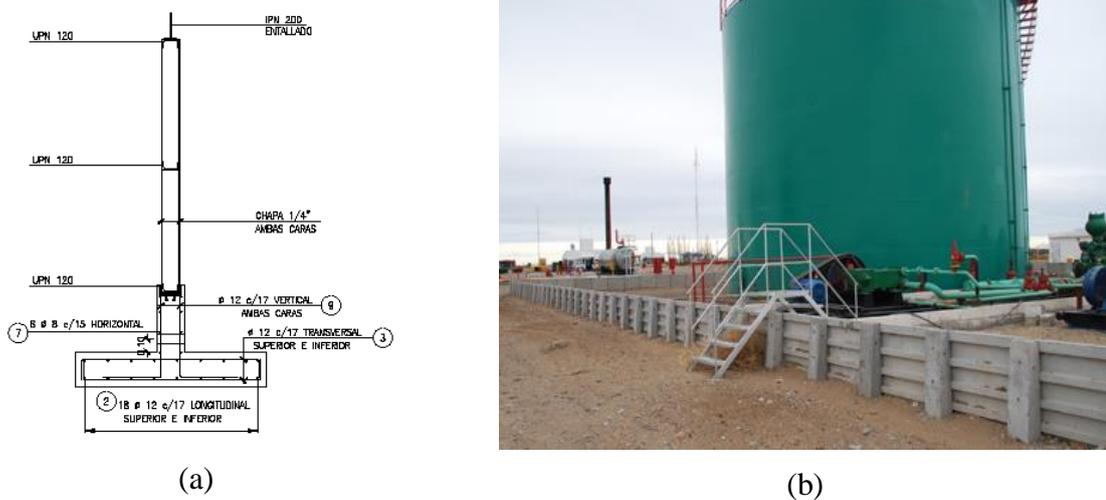


Figura 2.11: Tabiques premoldeado de hormigón, (a) Esquema estructural, (b) Encastre horizontal.

Esta técnica otorga la posibilidad de diseñar los segmentos que conformaran el dique de contención y realizar la colocación en la obra mediante el izado como se muestra en la Figura 2.12, logrando plazos de ejecución de obra más reducidos, y cumpliendo con las especificaciones establecidas por la empresa operadora.



Figura 2.12: Tabique premoldeado de hormigón, (a) Izado de los tabiques en obra, (b) Encastre vertical

2.3 DIMENSIONADO DE LOS DIQUES DE CONTENCIÓN

Las dimensiones del dique de contención se establecen a partir de un predimensionado inicial considerando el volumen del tanque o la batería de tanques que estarán dispuestos dentro del recinto. En función del diseño que tendrá la instalación de la planta y sus sistemas complementarios, se puede optar por disponer de dos o más tanques de almacenamiento separados por diques secundarios como se puede observar en la Figura 2.13.



Figura 2.13: Dique Interno

En una primera etapa, se debe establecer la superficie donde se emplazará el recinto de contención y el volumen almacenado en función del tipo de tanque. A partir de esto último, se condiciona la altura del dique mediante una relación volumétrica en la que se contempla la relación entre los parámetros geométricos tanque-dique y el factor de amplificación indicado por la normativa el cual puede variar entre 1.10 a 1.50. La Ec. 2.1 expresa los volúmenes del

tanque cilíndrico y del dique a considerar, donde H es la altura y ϕ el diámetro del tanque respectivamente, h es la altura del dique y L_d el lado del recinto en planta.

$$V_{cilindro} = \frac{\pi \phi^2}{4} H \quad , \quad V_{dique} = \left(L_d^2 - \frac{\pi \phi^2}{4} \right) h \quad [2.1]$$

Por ultimo con la geometría de la sección establecida, se realiza la verificación de la estabilidad global considerando los esfuerzos a los que estará sometido, esto permitirá definir la sección óptima.

Otro aspecto a tener en cuenta en el diseño del dique, es el tipo de proceso químico y la configuración de los sistemas de cañerías de la planta de tratamiento donde son emplazados los tanques de almacenamiento. Generalmente se disponen en agrupamientos de tanques denominados como “batería”, como se puede observar en la Figura 2.14, lo que limita su ubicación. En cuanto a las instalaciones complementarias como ser válvulas, accesos peatonales, sistemas de extinción de incendios, sistemas de ductos, etc., condicionan la ubicación del tanque dentro del recinto y la geometría del dique de contención, el cual deberá permitir el acceso.



Figura 2.14: Batería de Tanques en recintos subdivididos.

Para el caso en particular de los diques de hormigón descrito anteriormente, se debe realizar la verificación de las solicitaciones detalladas en los reglamentos denominados CIRSOC 101 (2005) que definen las cargas gravitatorias y sus magnitudes, CIRSOC 201 (2005) destinado para el proyecto, cálculo y ejecución de estructuras de hormigón armado y CIRSOC

102 (2005) para evaluar la carga del viento. Complementario a las verificaciones mencionadas, se debe realizar el análisis de las acciones sísmicas sobre la estructura, en función al reglamento vigente en la República Argentina denominado INPRES-CIRSOC 103 (2005), y la aplicación del reglamento para estimar las cargas de nieve establecidas en el CIRSOC 104 (2005).

Una particularidad de los diques premoldeados es que se deben tener en cuenta los esfuerzos que se generan en el proceso de izado en la etapa de diseño y así determinar los refuerzos necesarios para que la pieza no presente fisuración.

2.4 CÁSCARAS

Las cáscaras son estructuras laminares curvas que se caracterizan por distribuir las cargas a los apoyos mediante tensiones normales y tangenciales. Esto se debe a que presentan un espesor reducido respecto a sus otras dimensiones, evitando desarrollar tensiones de flexión, corte o torsión. Las principales formas que estas estructuras presentan son: (a) Cáscaras con curvatura simple como las superficies cilíndricas y cónicas (Figura 2.15), (b) Cáscaras de curvatura elíptica y esférica. (Figura 2.16) y (c) Cáscaras tipo doble curvatura negativa denominadas hiperbólicas e hiperboloide de revolución. (Figura 2.17). Las cáscaras son superficies curvas de espesor t , siendo éste el parámetro más pequeño respecto a las otras dos dimensiones.

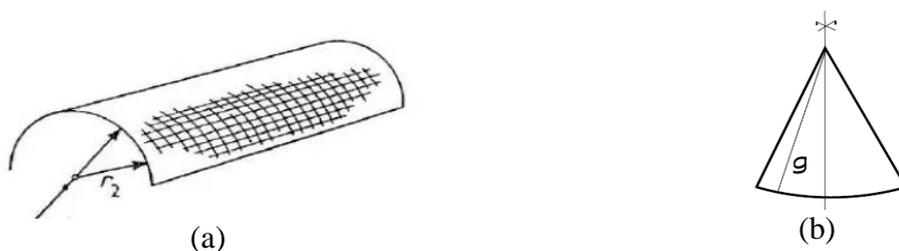


Figura 2.15: (a) Superficie Cilíndrica, (b) Superficie Cónica.

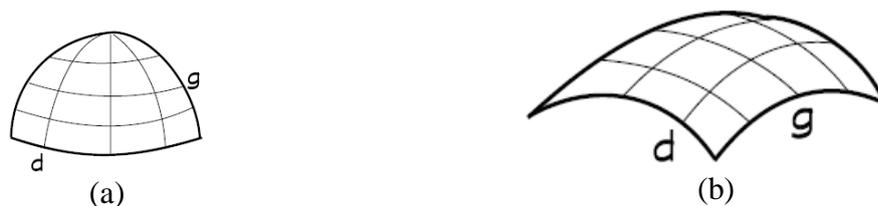


Figura 2.16: (a) Cáscara Esférica, (b) Cáscara elíptica.

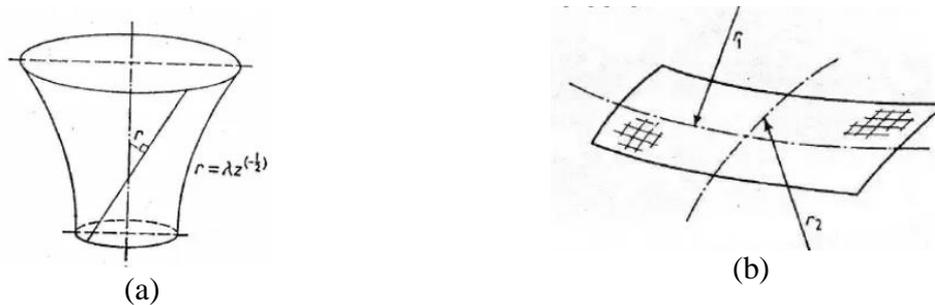


Figura 2.17: (a) Cáscara Hiperbólica, (b) Cáscara Hiperboloide.

Para representar la geometría de una cáscara de revolución, se define la posición r que ocupan en el espacio todos los puntos que conforman la superficie media y a la cual se la denominada “curva meridiana”. Esta superficie se puede representar en un sistema local y global, mediante coordenadas cilíndricas (z, θ, r) , con el meridiano ubicado en el plano denominado “z-r” (Figura 2.18 (a)), definiendo a r como la distancia del punto al eje vertical, z la distancia al plano base ($z=0$), y θ como el ángulo que existe entre el punto y un plano meridional de referencia, como se puede observar en la Figura 2.18 (b). También se puede representar mediante un sistema curvilíneo intrínseco que considera las direcciones principales de curvatura y se define como (x_1, x_2, x_3) . Se define a x_1 y x_2 como los vectores orientados según las principales direcciones de curvatura, siendo x_2 coincidente con la curvatura en θ variando ($0 \leq x_2 \leq 2\pi$), y x_3 es la distancia del punto a la superficie media en la dirección normal a la curvatura de la cáscara ($-t/2 \leq x_3 \leq t/2$).

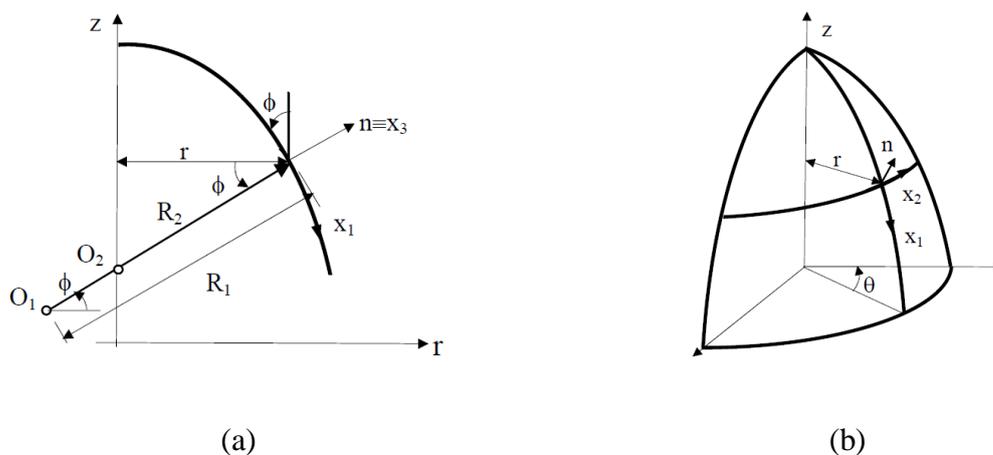


Figura 2.18: Cáscaras de revolución, (a) Meridiano, (b) Superficie de Revolución

Se define como ϕ al ángulo que se forma entre la tangente a la curvatura meridiana respecto a eje paralelo positivo del eje z , R_1 se denominara al valor del radio principal de curvatura de la superficie meridiana al punto O_1 , y R_2 es la longitud del radio medido desde el meridiano al punto O_2 . A partir de estos parámetros se pueden definir las relaciones cinemáticas, es decir las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y momentos.

2.5 ANALISIS DE INESTABILIDAD DEL EQUILIBRIO

La falla por colapso debido al efecto de pandeo se da en estructuras que alcanzan la carga máxima que pueden resistir con su forma original y posteriormente modifican su geometría con desplazamientos y giros para adoptar una nueva condición de equilibrio. Este fenómeno genera grandes desplazamientos o deformaciones geométricas sobre la estructura, lo que no es deseable, ya que, en algunas zonas de la estructura, el material llega a plastificarse antes de producirse el colapso.

Las teorías aplicadas al análisis de estabilidad plantean el conjunto formado por la estructura y las cargas externas como un sistema “conservativo”, lo que permite aplicar el criterio de energía potencial total. Bajo esta condición se considera que el material tendrá un comportamiento elástico en el proceso de pandeo y que la plasticidad se manifiesta en estados más avanzados luego de alcanzada la carga crítica. Esto permite realizar un análisis elástico considerando un único factor de amplificación de la carga, el cual contemple la variación de las cargas externas. En función a lo planteado anteriormente, se indica que la condición principal para que el sistema se encuentre en equilibrio es que la variación de energía potencial sea igual a cero. La expresión que representa esta condición es una ecuación que se caracteriza por ser no lineal, y por presentar como variables a los parámetros de desplazamiento (Q_i) y el factor de amplificación de carga (λ), siendo un problema de autovalores y sus autovectores asociados.

Al plantear la condición de equilibrio, se pueden establecer las trayectorias de equilibrio denominadas como trayectorias fundamentales, iniciando con la carga desde el valor cero. En los sistemas no lineales se generan en las etapas más avanzadas de carga, las trayectorias de equilibrio secundarias o poscríticas.

En este campo, Koiter (1945) realizó el principal aporte con su teoría de estabilidad en donde, mediante una aproximación asintótica de las trayectorias poscríticas, provee una

metodología que permite tratar los puntos críticos y además trazar diagramas de sensibilidad de las cargas críticas asociados a imperfecciones estructurales.

Godoy (2000) plantea que la energía que posee un cuerpo sometido a cargas externas, tiende a un estado de menor energía. Esto permite definir que, si el sistema presenta un estado de baja energía, se está en una condición de equilibrio; en cambio si presenta la máxima energía, el sistema estará en una condición de inestabilidad.

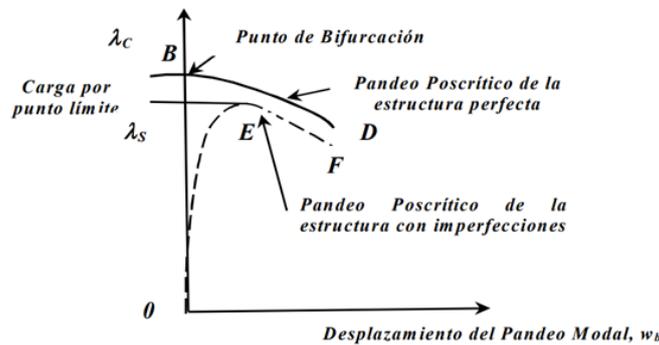


Figura 2.19: Trayectoria de Equilibrio

En el comportamiento se puede presentar un **punto límite** debido a la inestabilidad máxima alcanzada. Por otro lado, se puede producir un **punto de bifurcación**, en el caso que la trayectoria inicial intercepte una trayectoria secundaria, resultando está en una bifurcación simétrica si la tangente a la trayectoria es horizontal o asimétrica (Figura 2.20).

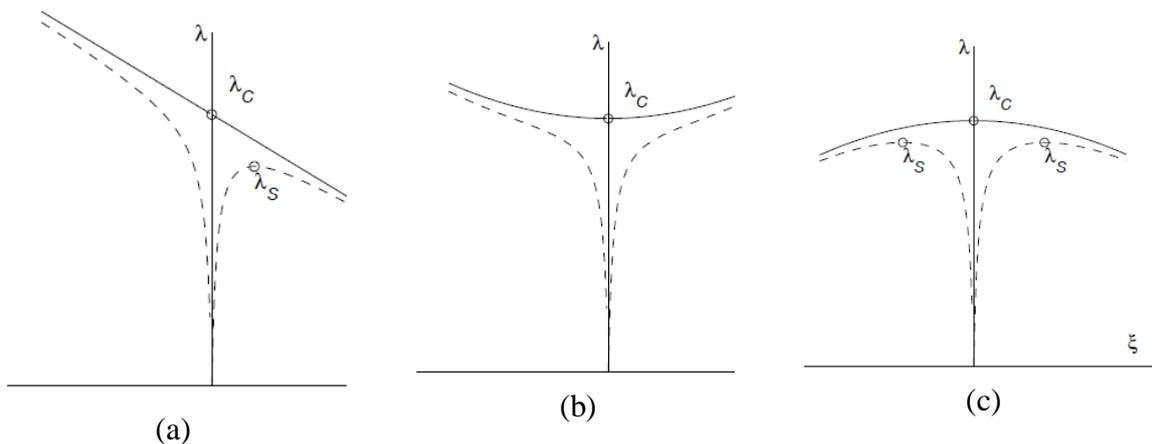


Figura 2.20: Trayectorias de Equilibrio: (a) Bifurcación Asimétrica , (b) Bifurcación Simétrica Estable, (c) Bifurcación Simétrica Inestable.

2.5.1 Análisis de Bifurcación Lineal (LBA)

El análisis de bifurcación lineal (LBA) desarrollado mediante autovalores y autovectores, permite la obtención de la carga crítica y su forma de modo asociada, por lo cual es aplicable para sistemas estructurales que presenten deformaciones poco significativas antes del estado crítico.

Este análisis se basa en un problema clásico de autovalores, por lo cual se deberá resolver la relación carga-desplazamiento en el estado pre-pandeo $\{P_0\}$ definido como:

$$\{P_0\} = [K_e] * \{u_0\} \quad [2.2]$$

Siendo $\{u_0\}$ el vector de los desplazamientos que se producen como resultado de aplicar una carga $\{P_0\}$ y la matriz de rigidez lineal del sistema se define como $[K_e]$. Las tensiones precríticas correspondientes al estado de cargas $\{P_0\}$ y se expresan en el vector de tensiones $\{\sigma_0\}$.

Si se considera que los desplazamientos precríticos son pequeños, se puede plantear la condición de equilibrio incrementada como:

$$\{\Delta P\} = [[K_e] + [K_\sigma(\sigma)]] * \{\Delta u\} \quad [2.3]$$

La matriz de carga-geométrica en el estado inicial para un estado tensional $\{\sigma\}$ se define como $[K_\sigma(\sigma)]$. Por lo cual asumiendo que el comportamiento pre-pandeo es una función lineal de la carga aplicada $\{P_0\}$, considerando el factor de proporcionalidad de carga (λ), y considerando que la matriz de rigidez inicial también presenta un incremento proporcional, se tienen:

$$\{P\} = \lambda * \{P_0\} \quad [2.4]$$

$$\{u\} = 1 * \{u_0\} \quad [2.5]$$

$$\{\sigma\} = \lambda * \{\sigma_0\} \quad [2.6]$$

$$[K_\sigma(\sigma)] = \lambda * [K_\sigma(\sigma_0)] \quad [2.7]$$

En función a este planteo, la ecuación de equilibrio se puede expresar como

$$\{\Delta P\} = [[K_e]] + \lambda * [K_\sigma(\sigma_0)] * \{\Delta u\} \quad [2.8]$$

Dado que los desplazamientos surgen de una inestabilidad generada por la aplicación de una carga crítica, el incremento de los desplazamientos se presenta sin un aumento significativo de la carga ($\{\Delta P\} \approx 0$).

$$[[K_e]] + \lambda * [K_\sigma(\sigma_0)] * \{\Delta u\} = 0 \quad [2.9]$$

Esta expresión representa el problema clásico de autovalores, por lo cual, para poder satisfacer la nulidad, resulta en:

$$\det[[K_e] + \lambda^{cr} * [K_\sigma(\sigma_0)]] = 0 \quad [2.10]$$

A partir de esta igualdad, el factor de proporcionalidad será el autovalor (λ^{cr}) que define el estado de carga crítica y la deformada o la forma de modo $\{\Delta u\}$, denominado como Φ^{cr} , será el autovector.

$$\{\mathbf{P}_{cr}\} = \lambda^{cr} * \{\mathbf{P}\} \quad [2.11]$$

Las estructuras de cáscaras delgadas poseen geometrías complejas, por lo cual es necesario el uso de métodos numéricos para realizar el análisis de su estabilidad. De esta manera, al plantear un modelo de elementos finitos con n grados de libertad, a partir de las ecuaciones anteriores se obtienen polinomios de orden n ésimo en λ , siendo estos los autovalores. Los autovectores $\{\Delta u\}_n$ representarán las deformaciones del sistema durante el proceso de pandeo y la carga crítica $\{\mathbf{P}_{cr}\}$ que será el valor más bajo resultante.

2.5.2 Análisis No Lineal Geométrico (GNLA)

El análisis realizado mediante autovalores y autovectores permite estimar la carga crítica de pandeo de las estructuras. Pero para realizar el análisis del estado poscrítico de forma numérica de una estructura, es necesario plantear un método iterativo como es el método de Riks, permitiendo exhibir el comportamiento no lineal de la estructura.

En este método se plantea que, en cada incremento, los grados de libertad y las cargas a las que es sometido el sólido, son variables, generando una trayectoria de equilibrio de forma suave sin presentar bifurcaciones ni pico. El método se puede dividir en dos fases: una fase predictiva en la que se determina el tamaño de la longitud de arco en cada incremento, trazando una tangente a la curva en el punto de equilibrio inicial. Al incrementar el factor de carga se llega al punto A^1 . Posteriormente en la fase correctora, como se puede observar en la Figura 2.21, la búsqueda del equilibrio es sobre un plano ortogonal a la última tangente, obteniendo el punto A^2 .

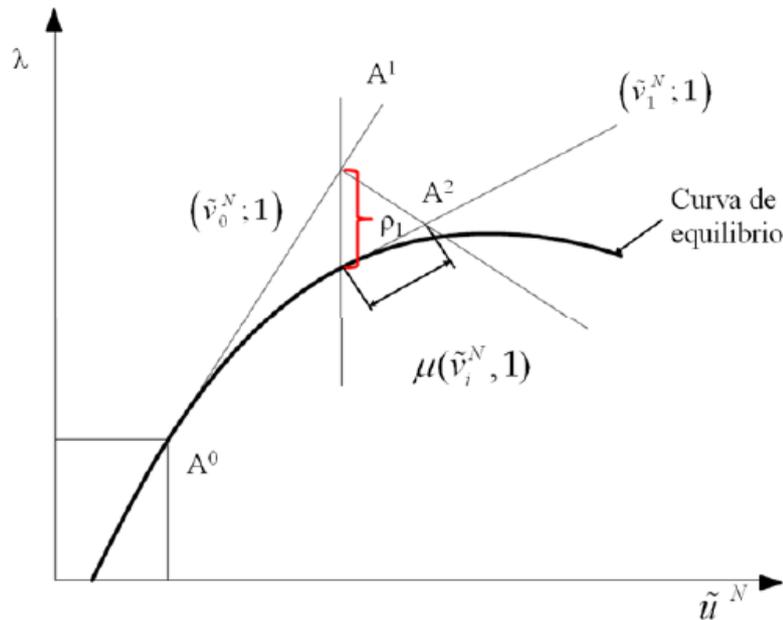


Figura 2.21: Algoritmo de Riks Modificado (ABAQUS, 2006).

El método define el estado de carga P^n para los N grados de libertad del modelo tomando el factor λ como magnitud de amplificación de la carga ($\lambda * P^n$) y u^N como los desplazamientos de los nodos. Se escala el espacio solución para garantizar que las dimensiones en cada eje

tengan el mismo orden de magnitud, para ello se debe medir el valor máximo de todas las variables de desplazamiento u al inicio de la iteración lineal. En función a lo descrito anteriormente se definen como $\lambda * \bar{P}^N = \frac{\lambda * P^N}{\bar{P}}$; con $\bar{P} = (P^N * P^N)^{1/2}$ para las cargas y los desplazamiento como $\tilde{u}^N = \frac{u^N}{\bar{u}}$.

A partir de lo definido, se puede determinar que la trayectoria de la solución será un conjunto de puntos de equilibrio definidos por el vector $(\tilde{u}^N; \lambda)$, siendo todos sus componentes iguales a 1. El algoritmo aplicado consiste en que la solución es conocida y definida como el punto A^0 con coordenadas $(\tilde{u}_0^N; \lambda_0)$, la matriz de rigidez tangente denominada K_0^{NM} es calculada para la configuración inicial y luego se resuelve la ecuación $K_0^{NM} * v_0^M = P^N$. Para avanzar del punto A^0 al punto A^1 se calcula el valor del incremento $\Delta\lambda$ mediante la relación $\tilde{v}_0^N = \tilde{v}_0^M / \bar{u}$. El tamaño de este incremento se elige en función de una longitud Δl de la trayectoria del espacio solución a partir de:

$$\Delta\lambda_0 = \pm \frac{\Delta l}{(\tilde{v}_0^N * \tilde{v}_0^N + 1)^{1/2}} \quad [2.12]$$

El valor de Δl es definido inicialmente y luego se ajusta automáticamente por el algoritmo, basándose en los incrementos de convergencia.

El método de Riks usa la magnitud de carga como una incógnita más, obteniendo desplazamientos y cargas de forma simultánea. Para poder medir el progreso de la solución, se aplica la técnica de longitud de arco a lo largo de la trayectoria de equilibrio lo que permite observar si la respuesta de la estructura es estable o inestable. Alcanzada la carga crítica, la estructura presenta un comportamiento inestable.

2.5.3 Imperfecciones iniciales. Análisis No Lineal con imperfecciones (GNIA)

Normalmente todas las estructuras presentan pequeñas imperfecciones originadas por los procesos de fabricación de los materiales y los métodos constructivos empleados, esto incide en el comportamiento de la estructura, modificando la respuesta de la misma ante las sollicitaciones a las que son sometidas y generan en la estructura la pérdida de estabilidad. Dada una configuración de imperfecciones geométricas definidas, es posible incluirla como una modificación de la geometría original modificando su amplitud mediante el parámetro de

amplificación ξ . Esto genera una familia de curvas de trayectorias de equilibrio según la magnitud de la imperfección y sollicitación.

Estas imperfecciones producen alteraciones de importancia en sistemas que presentan bifurcaciones en sus trayectorias, pudiéndose generar grandes cambios en la forma de la respuesta como en los sistemas, con bifurcación asimétrica (Figura 2.22-a), donde la magnitud de la imperfección puede mejorar la estabilidad o producir su colapso. En los sistemas clasificados con bifurcaciones simétricas estables, como la que se observa en la Figura 2.22-b, las imperfecciones no tienen prácticamente ninguna incidencia debido a que presenta un único estado de baja energía. En cambio, para las trayectorias simétricas inestables, como muestra la Figura 2.22-c, las imperfecciones son determinantes debido a que se producen cambios abruptos en su comportamiento para distintas cargas.

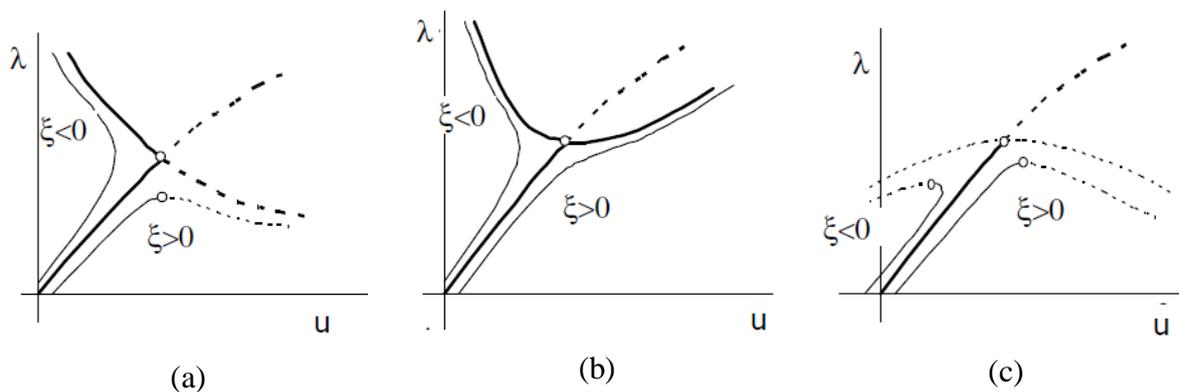


Figura 2.22 – Influencia de Imperfecciones en Bifurcación: (a) Asimétrica (b) Simétrica Estable, (c) Simétrica Inestable.

CAPITULO 3

3. PRESIONES SOBRE TANQUES EN TUNEL DE VIENTO

3.1 ESTUDIO EXPERIMENTAL

Los datos utilizados en este trabajo se basan en los ensayos realizados en el Laboratorio de Aerodinámica Jacek P. Gorecki perteneciente a la Universidad Nacional del Noreste (UNE) mediante túnel de viento tipo capa limite, realizado en el marco del trabajo de [Hernández et al. \(2016\)](#), el cual se muestra en la Figura 3.1.(a). Este se caracteriza por ser del tipo meteorológico y subsónico. Tiene 2.40 metros de ancho, 1.80 metros de altura y 22.40 metros de largo en la sección de trabajo como se puede observar en la Figura 3.1.(b). Se utilizaron bloques de madera de forma rectangular colocados sobre una plataforma de 17.10 metros de largo que representa la superficie rugosa que genera un terreno suburbano. El aire ingresa al túnel por una contracción a través de un panel de abejas para orientar el flujo y una pantalla antes alcanzar la sección de ensayo. Luego el aire pasa por un difusor antes de dejar el túnel.



Figura 3.1 – Túnel de viento de capa limite “Jacek P. Gorecki” – (a) Vista exterior, (b) Interior sector de ensayos.

Se realizaron los ensayos a dos tanques a escala equipados con instrumental para la medición de las presiones de viento, tanto externas como internas. Por un lado, se sometió a las pruebas en el túnel de viento a un tanque aislado y abierto en cual fue estudiado por [Hernández et al. \(2016\)](#). Por otro lado, se ensayó un tanque con techo plano rígido junto a distintos tipos de diques de contención. Este último consistió en un cilindro ubicado de forma centrada en un recinto de contención de geometría cuadrada como el que se puede observar en la Figura 3.2(a).

Esta configuración fue adoptada en el trabajo de [Soria Castro et al. \(2013\)](#), donde se realizó el análisis de las presiones de viento de un tanque (Figura 3.2.(b)) con la presencia de un dique mediante dinámica de fluidos computacional (CDF).

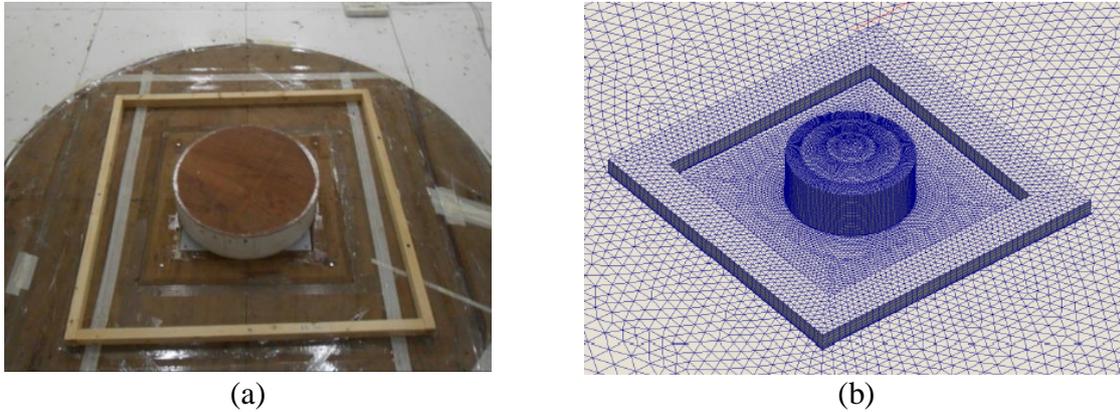


Figura 3.2- Tanques con recinto de contención: (a) Modelo en túnel de viento ([Hernández et al. 2016](#)), (b) Modelo numérico ([Soria Castro et al., 2013](#)).

3.2 MODELO FISICO

Para materializar la pared del tanque se utilizó un cilindro de PVC de 40cm de diámetro y de 5 mm de espesor, al cual se lo equipó con un sistema de tomas de presión distribuidos en dos posiciones de la pared del tanque, una al 70% y otro al 30% de la altura, las cuales consistían de 20 tomas cada una y ubicadas a distintos ángulos 0° , 11.25° , 22.5° , 33.75° , 45° , 56.25° , 67.5° , 78.75° , 90° , 101.25° , 123.75° , 135° , 146.25° , 157.5° , 168.75° , 180° , 225° , 270° y 315° ; estas tomas son construidas con sondas para alimentación nasogástrica. Las presiones fueron registradas mediante un multimanómetro el cual se conectaba al modelo por medio de las sondas que estaban vinculadas a las distintas tomas, como se pueden observar en la Figura 3.3.

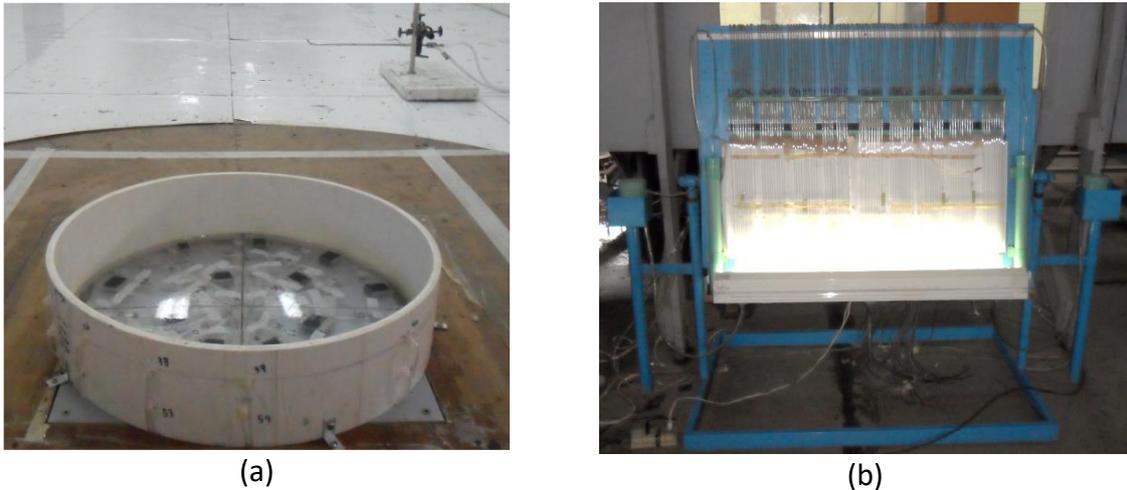


Figura 3.3 – Ensayo en túnel de viento (Hernández et al., 2016) - (a) Modelo Tanque Abierto - (b) Multimanómetros.

Para los ensayos del tanque con techo plano se adicionó al cilindro una cubierta plana rígida y se evaluaron las presiones externas en la pared del tanque, en el techo no se realizaron mediciones debido a que estas presiones no presentan una influencia significativa en la respuesta estructural asociada a la evaluación de inestabilidad del equilibrio. Se muestra en la Figura 3.4-(a) el modelo con techo y en la Figura 3.4-(b) se pueden observar las sondas internas del modelo ingresando a los orificios de donde se evalúan las presiones externas (tomas).



Figura 3.4 – Modelo Tanque con Techo. (a) – Vista Techo Plano. (b) – Vista de Tomas Exteriores de Presión.

Los diques de contención ensayados en el túnel de viento fueron dimensionados a partir de la principal condición de diseño que es contener un porcentaje mayor del volumen del tanque que yace en su interior. Se adoptó como condición que el recinto deberá contener 1.5 veces el volumen del tanque, este criterio fue utilizado en el trabajo de Soria et al. (2013). A partir de

igualar los volúmenes, se obtiene la altura del dique (h), quedando en función del diámetro del tanque (ϕ) y del ancho del recinto (L_d), esta expresión se muestra en la Ecuación 3.1. En esta expresión no se tiene en cuenta el espesor del dique debido a que es muy variable como se mencionó en el Capítulo 2, dejando el diseño y su verificación al momento de establecer su material de construcción.

$$V_{cilindro} = \frac{\pi \phi^2}{4} H \quad , \quad V_{dique} = \left(L_d^2 - \frac{\pi \phi^2}{4} \right) h \quad y \quad V_{dique} = 1.5 V_{cilindro} \quad [3.1]$$

$$\rightarrow h = 1.5 \left(\frac{\frac{\pi \phi^2}{4}}{\left(L_d^2 - \frac{\pi \phi^2}{4} \right)} \right) H.$$

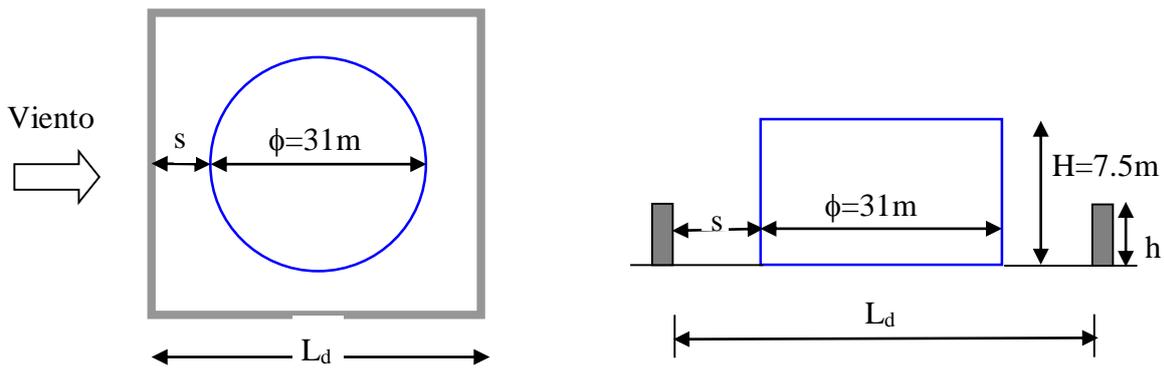


Figura 3.5 - Esquema del tanque de almacenamiento y dique de contención.

En base a la ecuación descrita anteriormente, se definieron cuatro tipos de diques para ser modelados al relacionar el lado del recinto (L_d) con el diámetro del tanque (ϕ). En la Tabla 3.1 se muestran las alturas resultantes.

Modelo de Muro	Diseños de muro de contención			
	M1 $L_d=2.00\phi$	M2 $L_d=2.25\phi$	M3 $L_d=2.5\phi$	M4 $L_d=2.8\phi$
Lado del Dique (L_d) [m]	62.00	69.75	77.50	86.80
Altura del dique(h) [m]	2.75	2.08	1.62	1.25

Tabla 3.1: Dimensiones de los diques ensayados.

El modelo del tanque de almacenamiento con techo plano fue ubicado en el centro del recinto y ensayado con los diferentes modelos de muro de contención (M1, M2, M3 y M4), como se puede apreciar en la Figura 3.6. Por razones de simetría, las tomas se dispusieron entre 0° y 180° en un lateral del tanque desde el meridiano a barlovento.

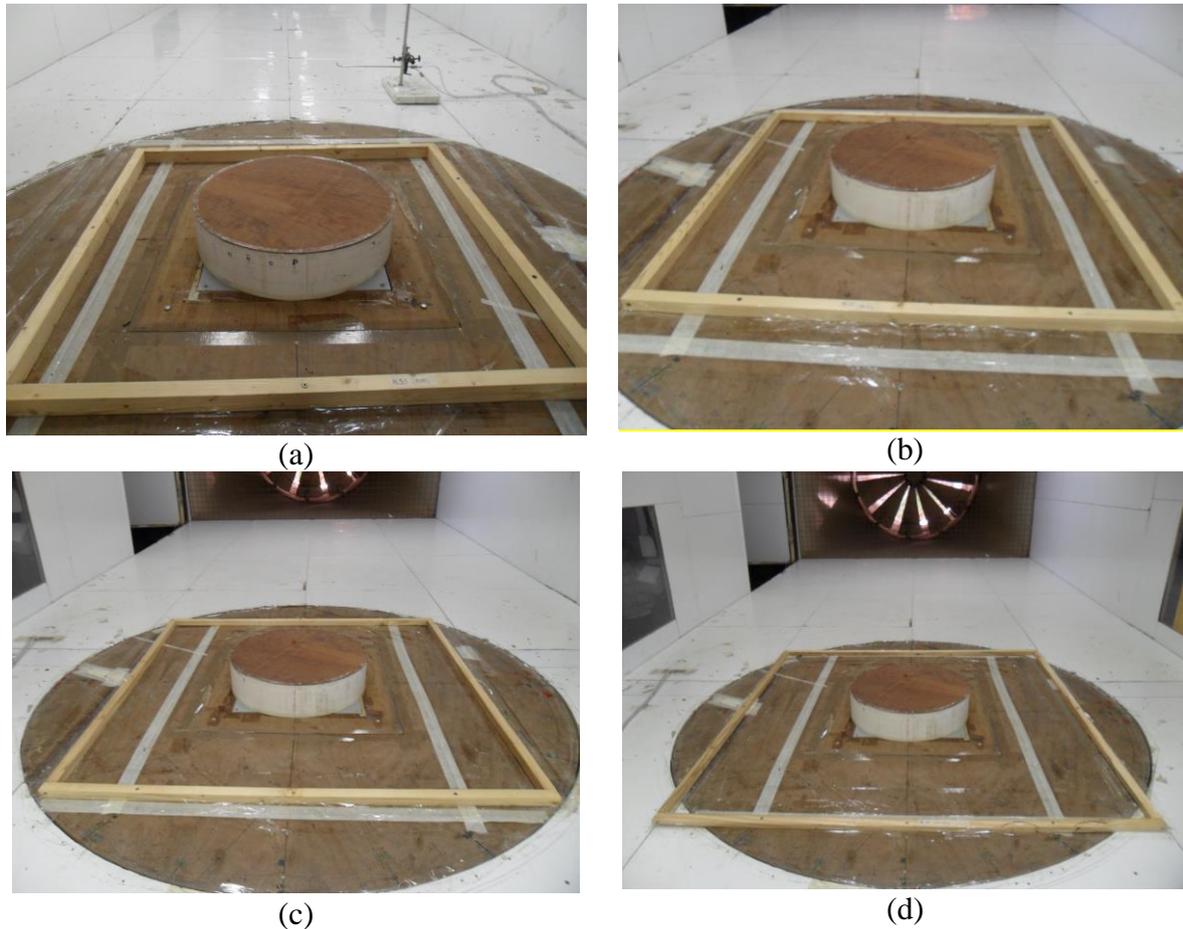


Figura 3.6: Ensayos en Túnel de Viento. (a) Dique tipo M1, (b) Dique tipo M2, (c) Dique Tipo M3, (d) Dique tipo M4.

3.3 RESULTADOS DEL ENSAYO EN TÚNEL DE VIENTO.

El presente trabajo se desarrolla en base a los valores del coeficiente de presión C_p que resultaron del procesamiento de los datos realizados en el trabajo de [Hernández et al. \(2016\)](#). Este coeficiente considera la relación de la presión estática con la presión dinámica del punto donde se realiza la medición y que está representada por la Ecuación 3.2.

$$C_p = \frac{\text{Presión Estática}}{\text{Presión Dinámica}} = \frac{P - P_\infty}{\frac{1}{2}\rho V^2} \quad [3.2]$$

La variación de dicho coeficiente medido en los ensayos, queda representado por las curvas que se pueden observar en las figuras 3.7 a la 3.10. En cada grafica se representan las curvas asociados a las mediciones realizadas al 30% y al 70% de la altura del tanque.

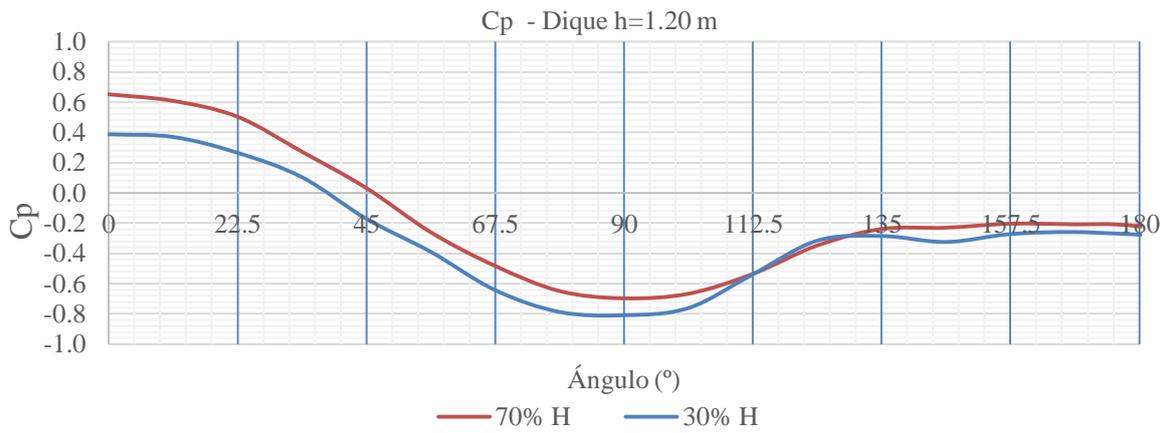


Figura 3.7: Coeficiente de presión exterior para Dique de 1.20 m

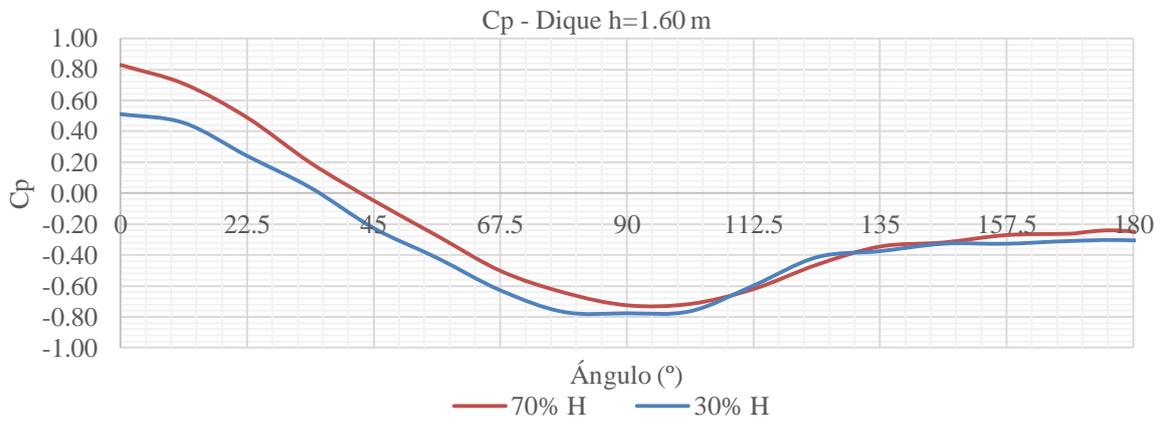


Figura 3.8: Coeficiente de presión exterior para Dique de 1.60 m

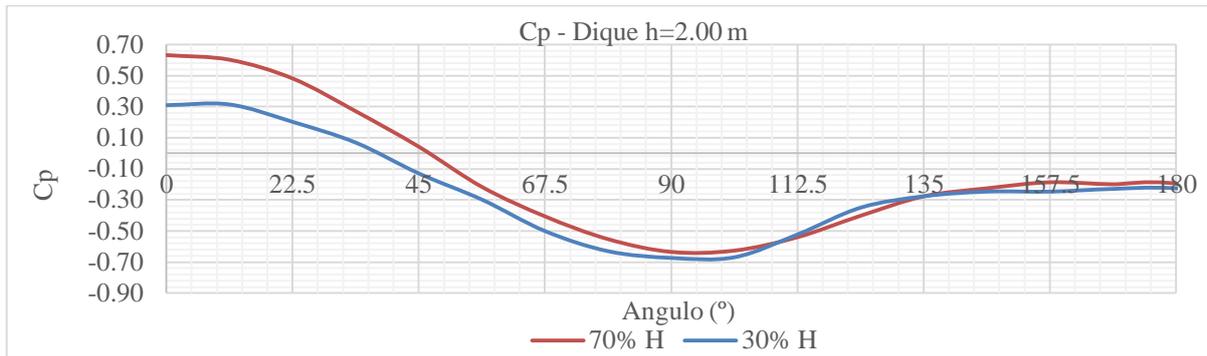


Figura 3.9: Coeficiente de presión exterior para Dique de 2.00 m

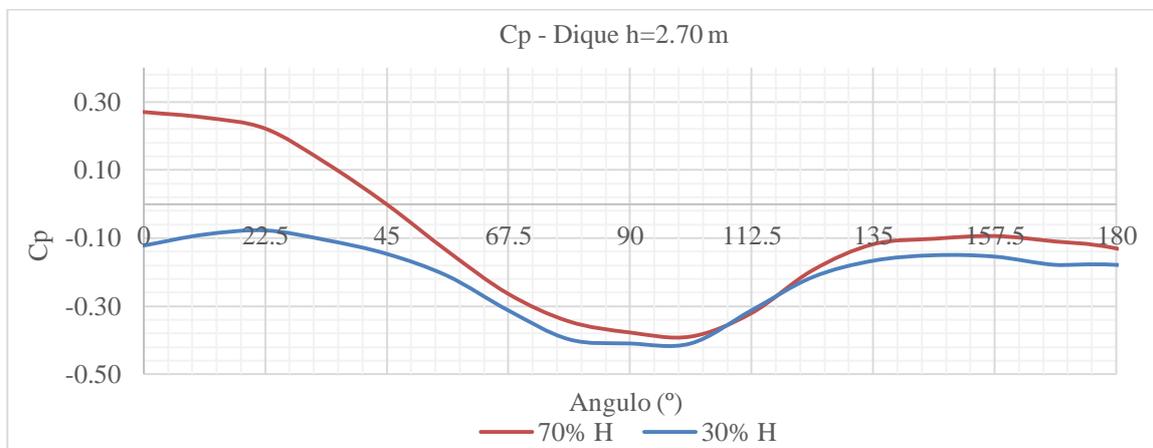


Figura 3.10: Coeficiente de presión exterior para Dique de 2.70 m

Al realizar un análisis preliminar de las curvas, en particular para los valores asociados al 70% de H, se puede observar que las presiones máximas se dan a barlovento, y que disminuyen con la altura de dique como, por ejemplo, para un dique de 1.20 metros de altura, el máximo valor de C_p es de 0.65 (Figura 3.8), mientras que para el caso de 2.00 metros el C_p disminuye a 0.63 (Figura 3.9) y a 0.28 para $h=2.80$ (Figura 3.10). Por otro lado, entre el caso de un dique de 1.20 m y 1.60 m de altura, se puede observar una singularidad, el segundo caso alcanza un C_p máximo de 0.83, que es mayor al valor observado para un dique de 1.20 m por lo que podría deberse a un efecto propio de la modelación realizada o un valor crítico que produce una modificación de la respuesta.

La distribución de la presión de viento que mejor se asemeja al comportamiento establecido en el reglamento CIRSOC 2005 son las presiones medidas al 70% de la altura del

tanque. Como se muestra en la Figura 3.11, que ejemplifica las distribuciones de presiones que definieron distintos autores como Rish (1967), Pircher (1998) y la norma ACI-ASCE (1991).

Los valores de C_p medidos al 30% de la altura del tanque son menores en todos los casos que los registrados al 70% de la altura, consistente con la variación en altura de la presión del viento. En el caso M4 ($h=2.8\text{m}$) se presentan succiones en todo el perímetro, que puede ser por el mayor apantallamiento que representa este muro de mayor altura produciendo vórtices próximos al apoyo del tanque.

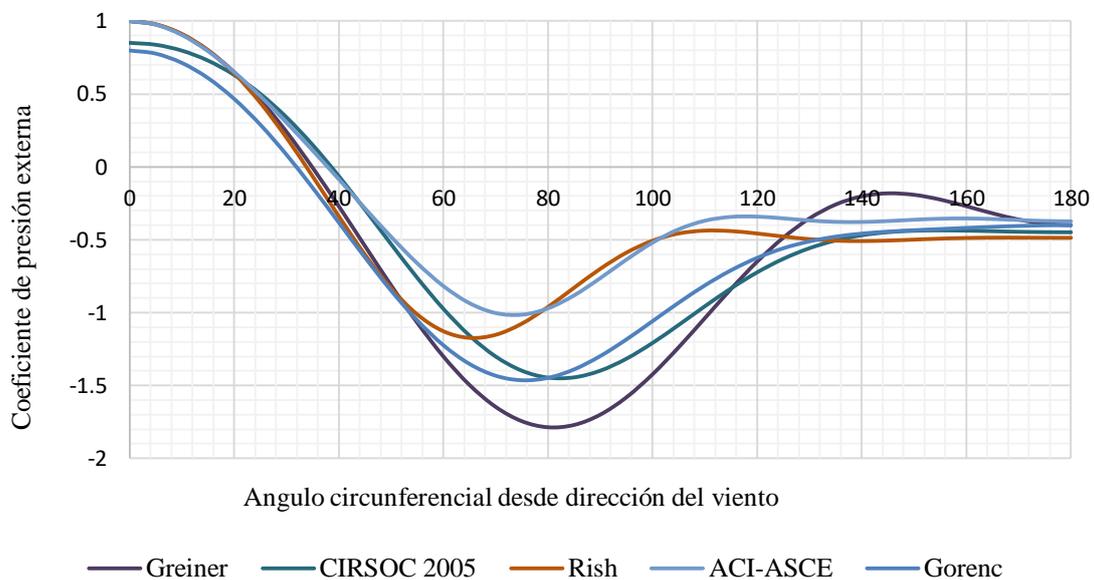


Figura 3.11: Variación Circunferencial de la presión, según distintos autores.

A los efectos de evaluar la modificación que representa la presencia del muro en el análisis de inestabilidad del equilibrio, se consideran también las curvas de presiones registradas en el trabajo de [Hernández et al. \(2016\)](#) sobre el modelo del mismo tanque en condición abierto en la parte superior y sin la presencia del dique. En este caso se registraron las presiones exteriores e interiores. Las figuras 3.12 y 3.13 muestran las curvas asociadas a las mediciones de las presiones externas e internas de la pared del tanque para el tanque sin techo ni muro de contención.

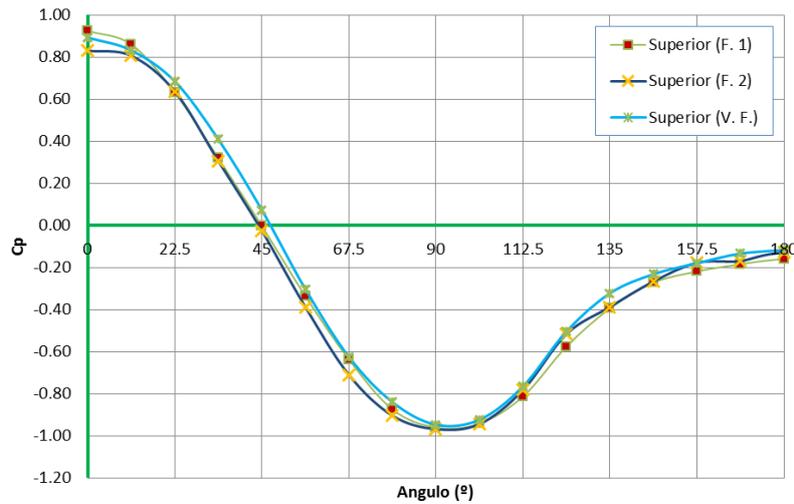


Figura 3.12: Coeficientes de presión exterior sin muro de contención medidos al 70% H, para el tanque abierto.

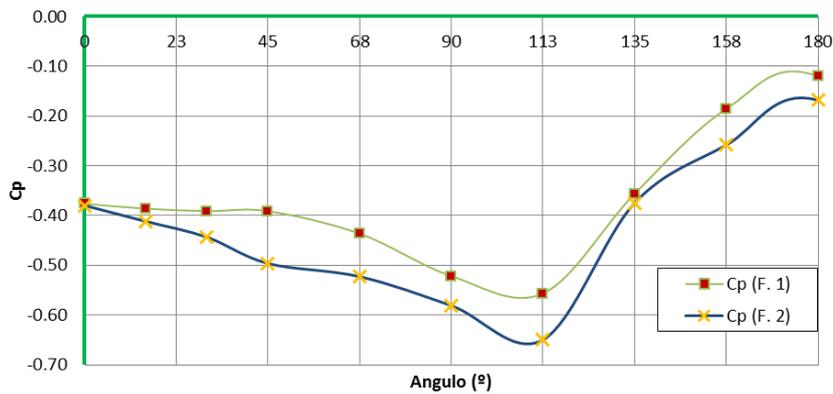


Figura 3.13: Coeficientes de presión interior muro de contención medidos al 70% H, para el tanque abierto.

3.4 DISEÑO DEL MURO DE CONTENCIÓN

Como se menciona en el capítulo 2, los muros o diques de contención son estructuras diseñadas para soportar cargas hidrostáticas, para nuestro caso, las asociadas a las generadas por el derrame de hidrocarburo. Además, estas estructuras deben cumplir con los requerimientos normativos de resistencia, relacionadas con las sollicitaciones asociadas a las acciones externas como: las acciones sísmicas, la interacción que surjan por el tipo de suelo, la acción de la nieve y el viento.

Si bien no se encuentra entre los objetivos planteados originalmente, se desarrolla en el Anexo 1, el cálculo estructural para un dique de contención de hormigón premoldeado mediante el programa Cypecad, complementado con un análisis de estabilidad y la verificación de las cargas para realizar su montaje. Este análisis permite completar el trabajo de tesis planteado con el diseño y cálculo de un muro de contención, como uno de los posibles tipos de muros usados para tal fin. Para el cálculo se adopta un muro de una altura de 1,80 metros (altura útil), siendo la altura máxima indicada en la normativa desarrollado por la petrolera mexicana PEMEX mencionada en el capítulo anterior.

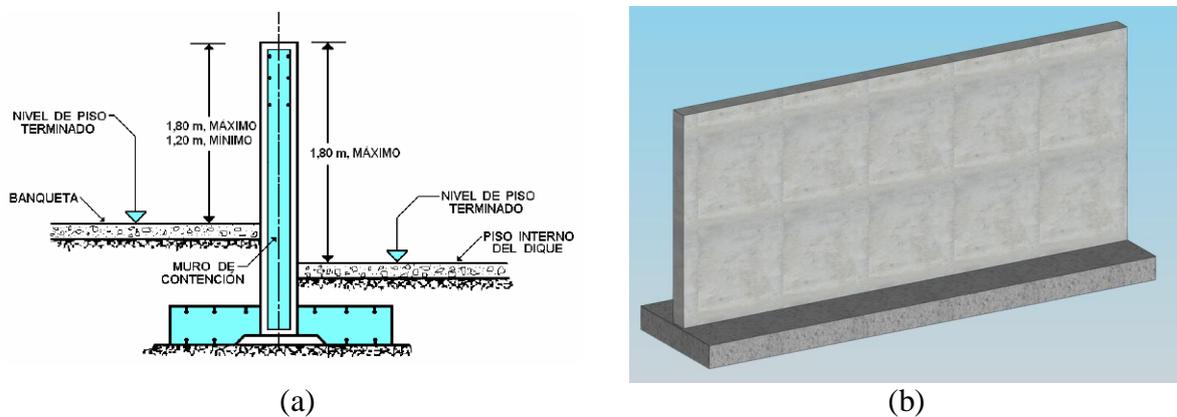


Figura 3.14: Dique de Contención: (a) Sección tipo propuesta. (b) Esquema Modular 3D.

Como resultado del modelado, se obtienen las armaduras de acero tanto longitudinal y transversal del dique como se puede observar en la Figura 3.15 y Figura 3.16.

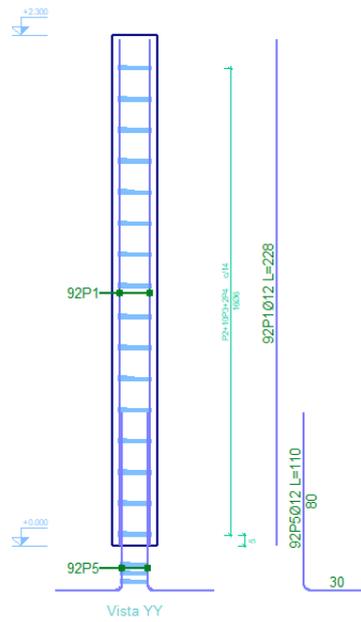


Figura 3.15: Esquema Armadura - lateral.

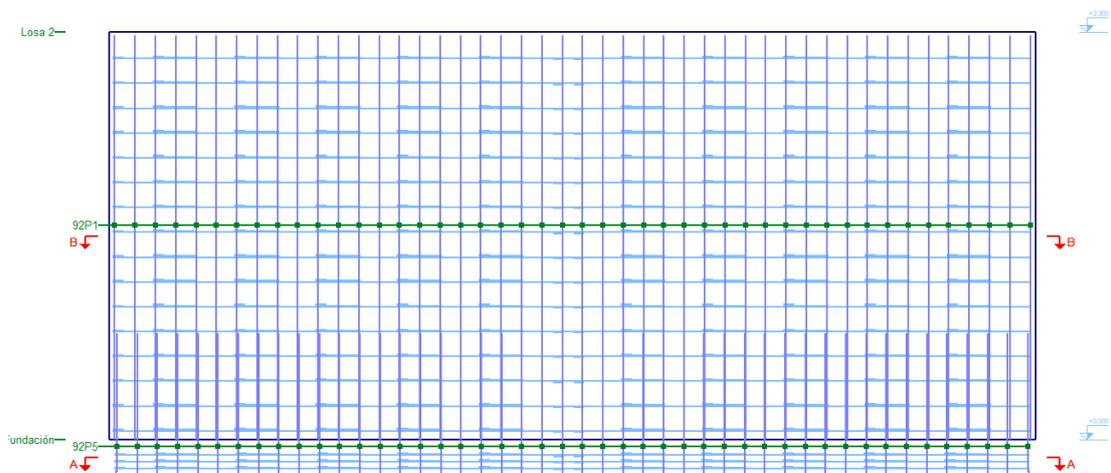


Figura 3.16: Esquema Armadura Dique– Vista de Frente.

CAPITULO 4

4. MODELACIÓN NUMÉRICA

4.1 TANQUE. MODELO Y CONDICIONES DE BORDE.

La modelación de los distintos casos de tanque con techo y sin techo, para los diferentes diques de contención, se realiza mediante la implementación de ABAQUS (2006), un programa de propósitos generales que permite trabajar con elementos tipo cascaras. Como se menciona en el Capítulo 3, el tanque a modelar tiene un diámetro de 31.00 m, una altura de 7.50 m, y un espesor de 0.00476 m. En la configuración del material se utiliza el acero tipo A36, con un módulo de elasticidad de 210 MPa y un módulo de Poisson de 0.3. El elemento utilizado para representar la pared del tanque es el tipo “Shell” homogéneo denominado S8R5, de 8 nodos y con 5 grados de libertad en cada uno (tres componentes de desplazamientos y dos componentes de giros sobre la cáscara) con integración reducida. Se modela solo la pared del tanque siendo que nos interesa observar el comportamiento al pandeo del mismo, por lo que se implementan condiciones de borde en la parte inferior de la pared para simular la restricción que genera el piso, a modo simplificativo como se puede apreciar en la Figura 4.1.

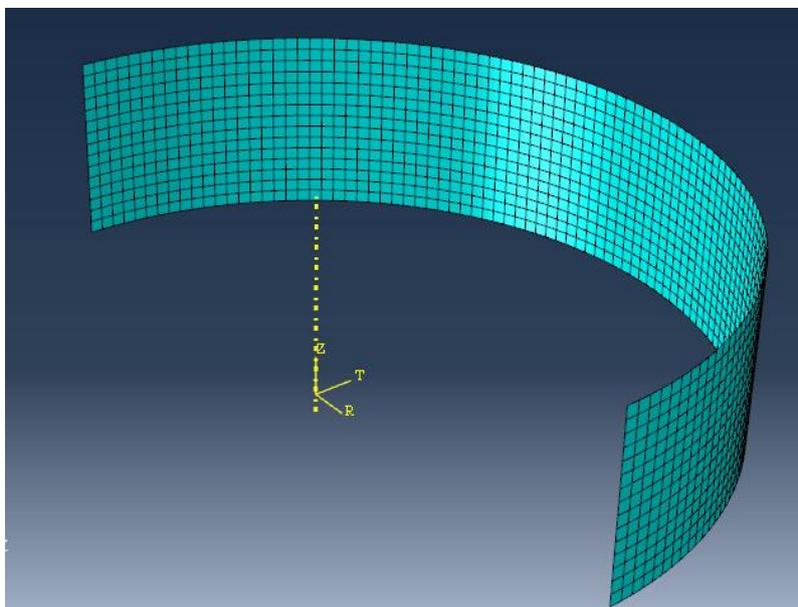


Figura 4.1: Mallado de la mitad de la pared del Tanque de Almacenamiento.

Al utilizar la teoría general de Reissner-Mindlin y por ser el material elástico, lineal e isótropo se pueden contemplar las relaciones constitutivas para el caso en la ecuación [4.1], [4.2] y [4.3]. Siendo σ las tensiones normales, τ las tensiones tangenciales, ε las deformaciones normales, γ las deformaciones tangenciales, D la matriz de materiales, E el módulo de Young, ν el módulo de Poisson y G el módulo de corte. α_1 es un coeficiente de distorsión lateral para hacer coincidir el problema de trabajos virtuales de la cáscara con el exacto.

$$\begin{bmatrix} \sigma_F \\ \sigma_C \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_F & 0 \\ 0 & D_C \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} \varepsilon_F \\ \varepsilon_C \end{bmatrix} \quad [4.1]$$

$$\sigma_F = \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \\ \tau_{xz} \\ \tau_{yz} \end{bmatrix} = \frac{E}{1 - \mu^2} * \begin{bmatrix} 1 & \mu & 0 & 0 & 0 \\ \mu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & (1 - \mu)/2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & (1 - \mu)/2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & (1 - \mu)/2 \end{bmatrix} * \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{bmatrix} = D_F * \varepsilon_F \quad [4.2]$$

$$\sigma_C = \begin{bmatrix} \alpha_1 * G & 0 \\ 0 & \alpha_1 * G \end{bmatrix} * \varepsilon_C = D_C * \varepsilon_C \quad [4.3]$$

Como esta teoría posee el problema de bloqueo de la solución en los elementos cuadrangulares (cuando el espesor de la placa tiende a 0 se sobreestima la rigidez a cortante), se implementa “Integración Reducida”; la cual consiste en sub-integrar la matriz de rigidez correspondiente al corte.

En una primera instancia, se le aplican al modelo del *tanque sin techo* las presiones de viento externas según los distintos casos de muros junto a la presión interna. Dadas las condiciones de simetría de la estructura, en cuanto a geometría, apoyos y material, y por la carga de viento respecto a un plano vertical que pasa por el meridiano a barlovento con mayor presión de viento, se modela solamente la mitad del tanque. En los meridianos a barlovento y sotavento, precisamente en la intersección con el plano de simetría, se incluyen las condiciones de borde para simular la continuidad de la pared, y finalmente, en los apoyos con el piso del tanque se asignan restricciones de desplazamiento en las tres direcciones coordenadas, como se puede

apreciar en la Figura 4.2 donde se aprecian además las presiones de viento interiores y exteriores.

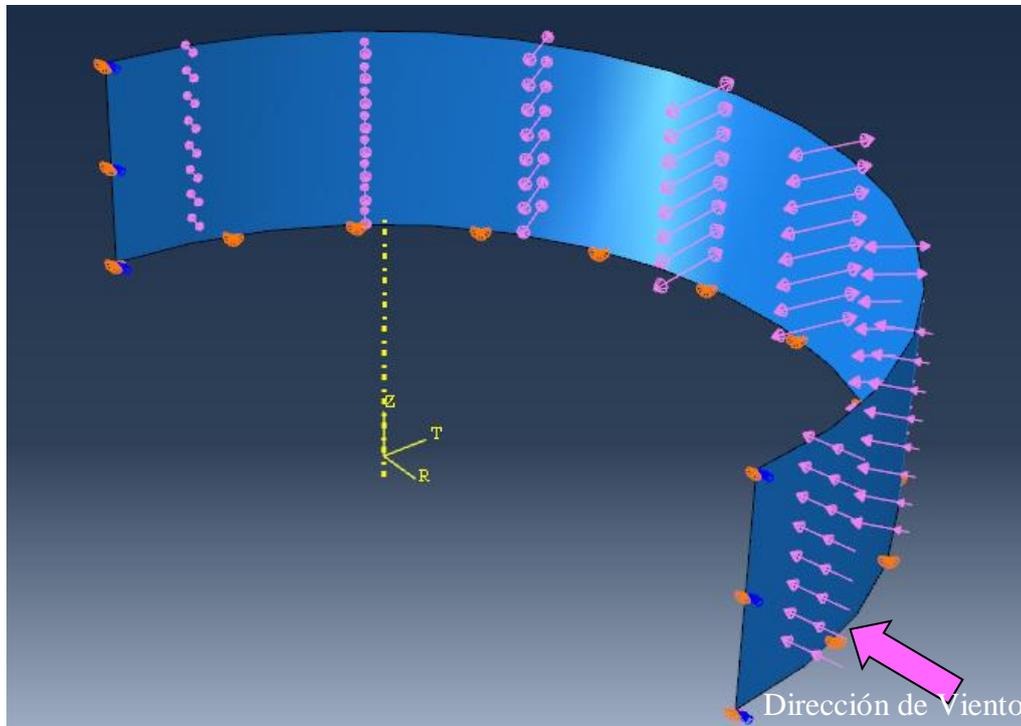


Figura 4.2: Modelo de Tanque de Almacenamiento Sin Techo.

Para representar el comportamiento simétrico se utilizó la condición de borde denominada “Symmetry” limitando los desplazamientos en Y, Z y el giro en el eje X, estas restricciones fueron implementadas sobre los contornos verticales de la pared como se puede observar en la Figura 4.3-a en color rojo. Para representar la unión entre la pared y el piso, se aplicó en el borde inferior de la pared la condición de restricción al desplazamiento y a la rotación denominado “Displacement/Rotation” (Figura 4.3-b), restringiendo los desplazamientos en los tres ejes principales.

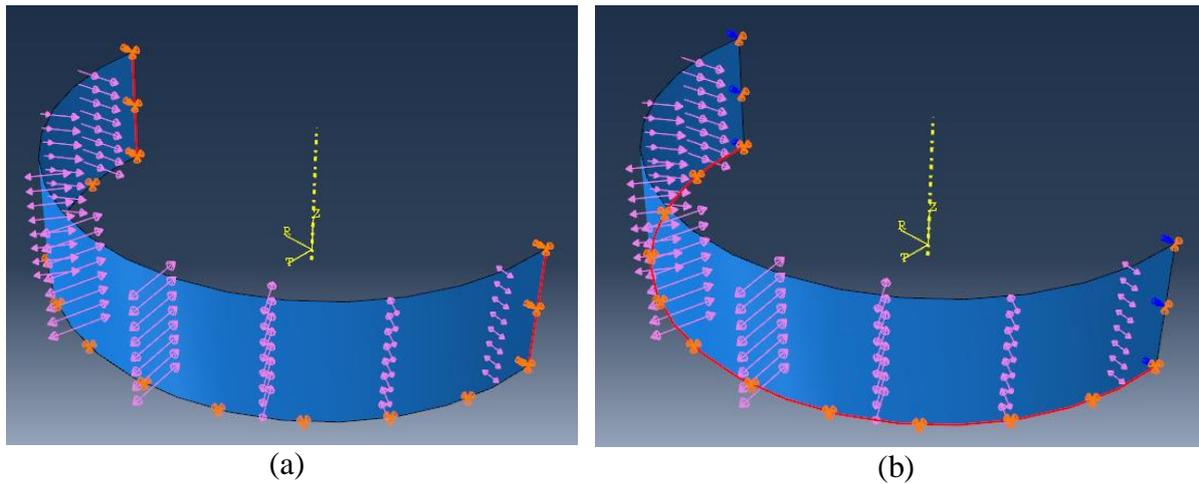


Figura 4.3: Restricciones de contorno – (a) Simetría – (b) Restricción desplazamientos

En cuanto a las presiones de viento, para el caso del tanque abierto, se asignan a la cara externa de la pared las presiones externas como se muestra en la figura 4.4-a en color naranja. Luego las presiones internas son aplicadas en el interior de la pared del tanque como se observa en la Figura 4.4-b. Todas las presiones son aplicadas como carga tipo “Pressure” considerando la ecuación de variación de la presión del viento.

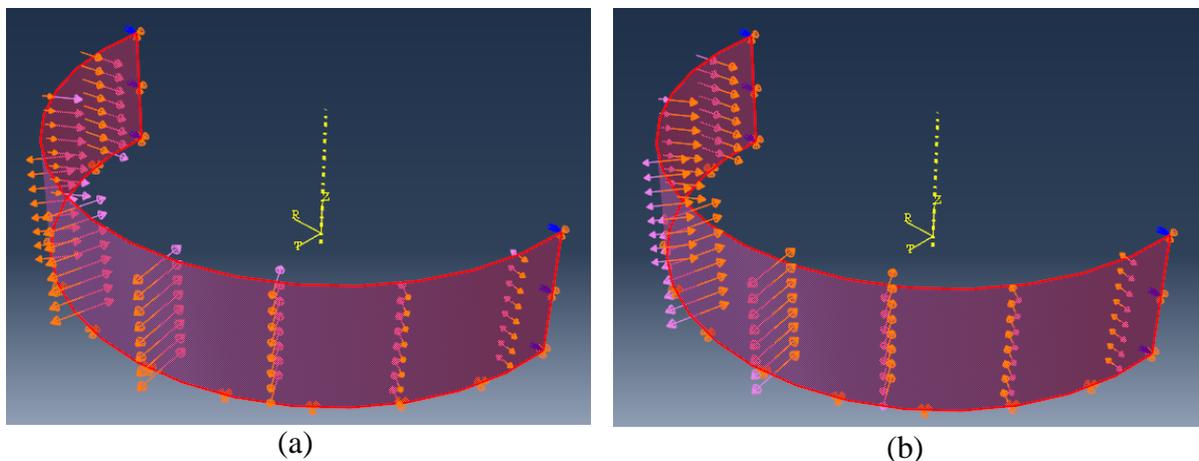


Figura 4.4: Asignación de cargas de presión – (a) Presiones externas – (b) Presiones internas

Para el modelo del *tanque con techo plano*, no se modela el techo y en su reemplazo se considera la presencia de la cubierta en el borde superior mediante la implementación de restricciones de desplazamiento para 2 grados de libertad en el plano en todo el borde superior.

Estas restricciones de dos grados de libertad, se realizó en los ejes X e Y mediante la opción “Displacement/Rotation” como se puede observar en la Figura 4.5.

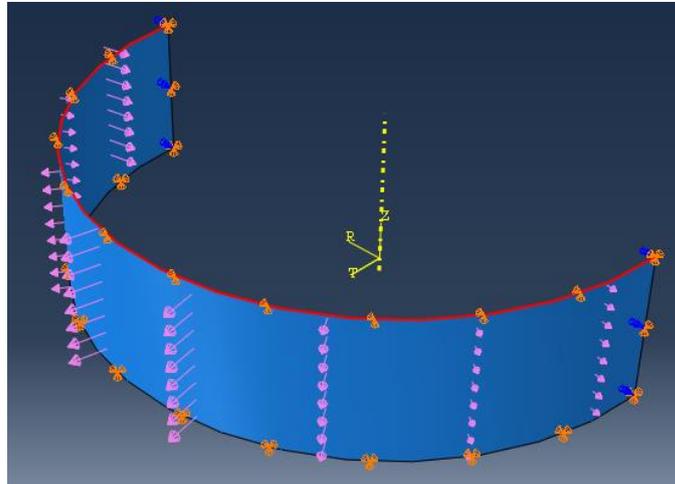


Figura 4.5: Restricción Borde superior - Modelo de Tanque de Almacenamiento Con Techo.

Además, en este caso, solamente se aplican las presiones exteriores asociadas al viento como se muestra en dicha Figura 4.6.

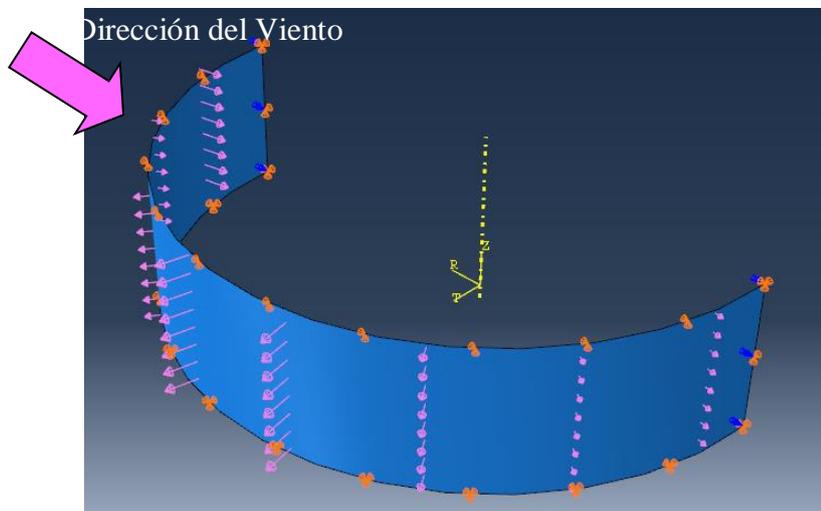


Figura 4.6: Modelo de Tanque de Almacenamiento Con Techo.

4.2 TIPOS DE ANALISIS

Para estudiar y determinar el tipo de comportamiento que presenta la estructura metálica del tanque ante la inestabilidad generada por las presiones de viento, se realizan dos análisis: en una primera etapa se determinan las cargas críticas y las formas de modo que tendrá la estructura en el estado crítico mediante un análisis de autovalores y autovectores denominado Análisis de Bifurcación Lineal (LBA), y en una segunda etapa se realiza un Análisis de No Lineal Geométrico con Imperfecciones (GNIA), en donde se le introducen imperfecciones geométricas a la estructura original.

4.2.1 Análisis de Bifurcación Lineal.

Con el objeto de encontrar el valor de la carga crítica (λ^C) y la forma del primer modo de la estructura, ABAQUS incluye la opción BUCKLE que permite realizar un análisis de bifurcación lineal mediante el cálculo de los autovalores y autovectores. Esta metodología es una primera aproximación en el análisis siempre que el problema a estudiar presente un comportamiento lineal geométrico al inicio de la trayectoria fundamental.

4.2.2 Análisis No Lineal Geométrico con Imperfecciones.

En esta etapa se realiza un Análisis No lineal Geométrico con la finalidad de estudiar el comportamiento de la estructura en el estado post-crítico avanzado. La metodología consiste en aplicarle a la estructura perfecta del tanque un estado de deformaciones o imperfecciones iniciales (ξ_0) las cuales están asociados al primer modo crítico hallado en el Análisis de Bifurcación Lineal. El método de RISK Modificado es una técnica de aproximación que converge a la solución de manera suave y sin bifurcación, esto se debe a que el método se basa en el cálculo de la longitud de arco en cada iteración como se describe en el apartado 2.5.2. El resultado del análisis es una familia de curvas que representan las trayectorias de equilibrio y que describen como varía la rigidez membranal de la pared del tanque ante el aumento de las deformaciones por cada incremento de carga. Este es el método empleado para implementar el Análisis No Lineal Geométrico con Imperfecciones (GNLI).

Las imperfecciones (ξ_0) utilizadas en el análisis surgen como resultado de aplicar un coeficiente de amplificación a la forma del primer modo obtenida con el paso de Buckle. Este coeficiente o incremento está asociado a un porcentaje del espesor de la pared del tanque (t) y para este trabajo, se adoptaron tres magnitudes de imperfecciones: $\xi=0.25*t$, $\xi=0.50*t$ y $\xi=0.75*t$.

Lo que se busca con este análisis es relacionar las cargas de colapso obtenidas en cada uno de los casos con la velocidad del viento y determinar si es necesario modificar las consideraciones de diseño estructurales para un tanque de almacenamiento de acero.

4.3 DEFINICIÓN DE LAS CARGAS DE VIENTO

Las cargas utilizadas en las modelaciones se obtienen a partir de procesar los resultados de los ensayos que se llevaron a cabo en el túnel de viento y los cuales fueron descritos en el Capítulo 3, en el marco del trabajo de [Hernández et al. \(2016\)](#). Para ser implementados en el modelo, se realizó un ajuste de las cargas de viento mediante una serie de cosenos para obtener una expresión matemática que describa la variación de los coeficientes de presión sobre la superficie del tanque en función del sistema de coordenadas cilíndricas. Los datos utilizados están asociados a las mediciones realizadas con las tomas ubicadas al 70% de la altura de la pared del tanque. Esto se debe a que los valores presentan muy poca diferencia en comparación a las presiones medidas al 30%H en la zona a sotavento, donde se presentan succiones, y los registros al 70%H en la zona a barlovento son mayores para las presiones positivas por lo que esta alternativa es más desfavorable. En el modelo numérico las presiones de viento se consideran constantes en altura, esta consideración es usada por muchos autores.

Las expresiones resultantes para las presiones exteriores en las diferentes configuraciones de muro de contención se muestran a continuación.

Dique $h=1.20$ m

$$C_p^{\text{Ext}} = (-0.22003571) + 0.3479567 * \cos(\theta) + 0.52599243 * \cos(2 * \theta) \quad [4.1]$$

$$+ 0.1278133 * \cos(3 * \theta) - 0.04708699 * \cos(4 * \theta) - 0.00381028$$

$$* \cos(5 * \theta) + 0.00153736 * \cos(6 * \theta) - 0.00071662 * \cos(7 * \theta)$$

$$- 0.01632142 * \cos(8 * \theta)$$

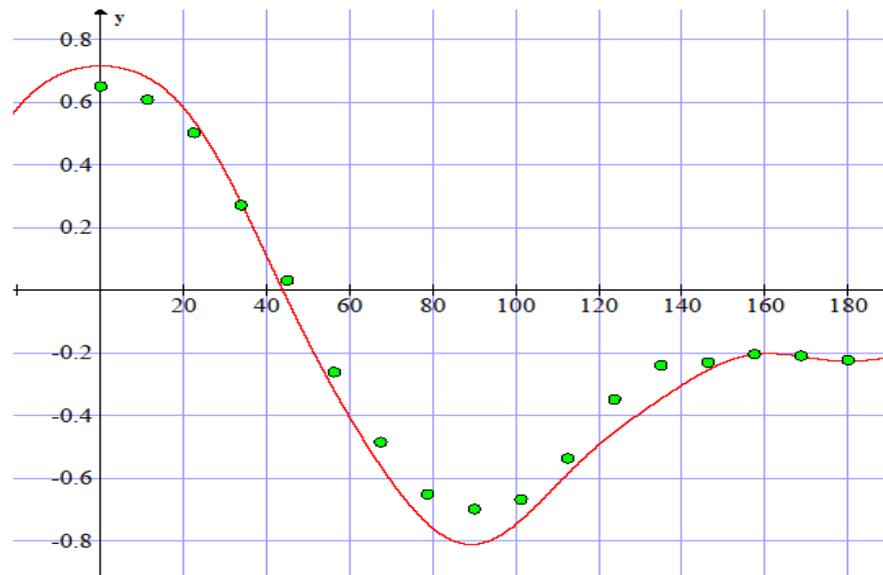


Figura 4.7: Curva de aproximación – Coeficientes $h=1.20$ m – $R^2=0.9917$

Dique $h=1.60$ m

$$C_p^{Ext} = (-0.22958482) + 0.38026587 * \cos(\theta) + 0.4883889 * \cos(2 * \theta) + 0.11923026 * \cos(3 * \theta) + 0.00528516 * \cos(4 * \theta) + 0.03020041 * \cos(5 * \theta) + 0.02883433 * \cos(6 * \theta) + 0.00449509 * \cos(7 * \theta) - 0.01154049 * \cos(8 * \theta) \quad [4.2]$$

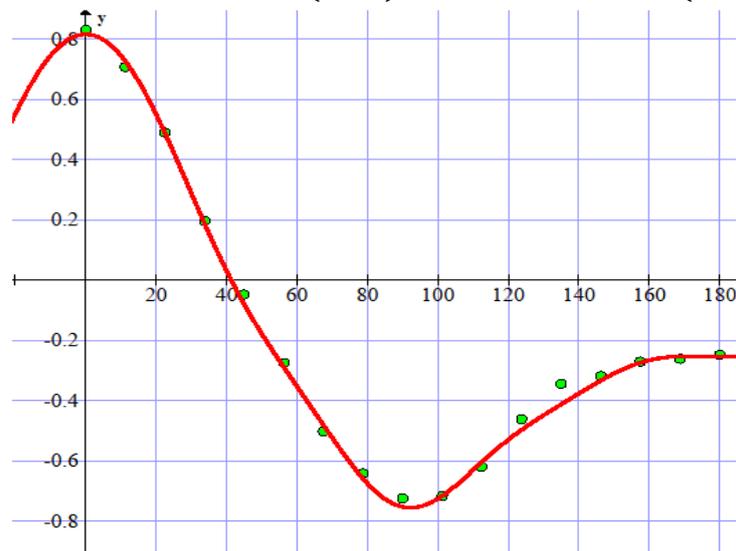


Figura 4.8: Curva de aproximación – Coeficientes $h=1.60$ m – $R^2=0.9943$

Dique h=2.00 m

$$C_p^{Ext} = (-0.17574556) + 0.32868837 * \cos(\theta) + 0.43298379 * \cos(2 * \theta) \quad [4.3]$$

$$+ 0.0821493 * \cos(3 * \theta) - 0.01947876 * \cos(4 * \theta) + 0.01271152$$

$$* \cos(5 * \theta) - 0.00188725 * \cos(6 * \theta) - 0.00746267 * \cos(7 * \theta)$$

$$- 0.02223959 * \cos(8 * \theta)$$

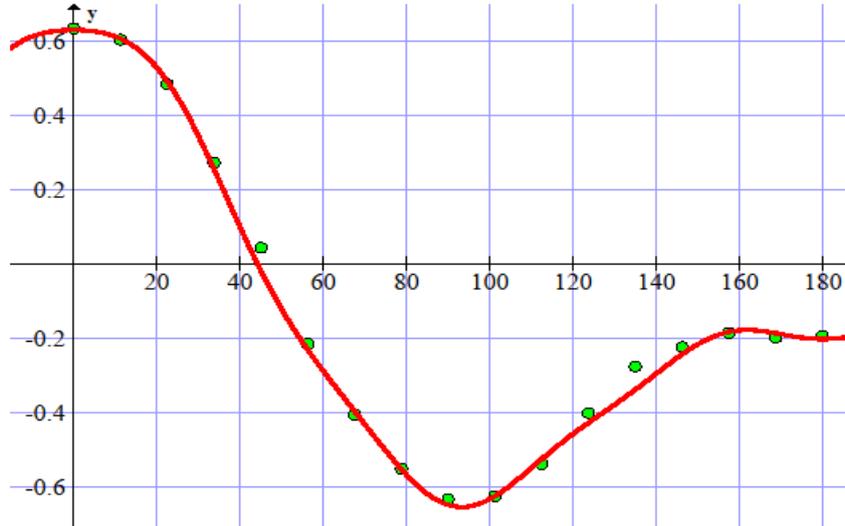


Figura 4.9: Curva de aproximación – Coeficientes h=2.00 m – R²=0.9917

Dique h=2.70 m

$$C_p^{Ext} = (-0.12332284) + 0.15267146 * \cos(\theta) + 0.24332592 * \cos(2 * \theta) \quad [4.4]$$

$$+ 0.04159021 * \cos(3 * \theta) - 0.03309089 * \cos(4 * \theta)$$

$$+ 0.0060806 * \cos(5 * \theta) + 0.0004128 * \cos(6 * \theta) - 0.00466951$$

$$* \cos(7 * \theta) - 0.02096967 * \cos(8 * \theta)$$

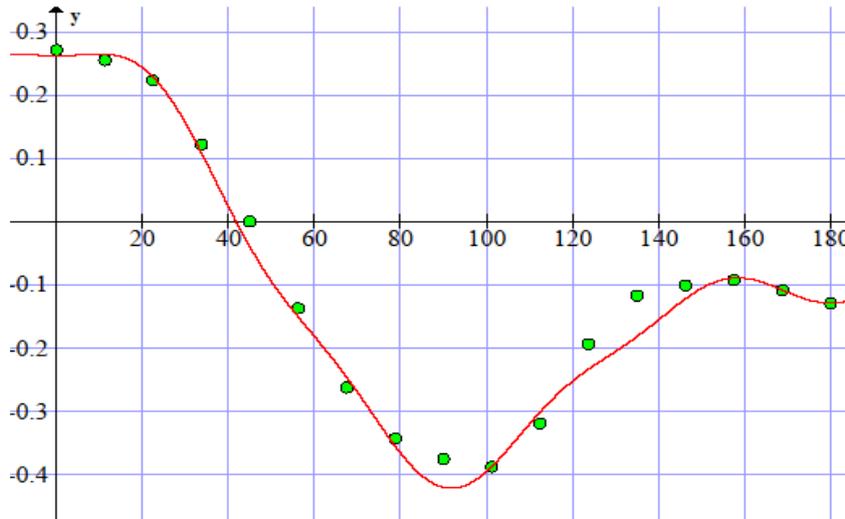


Figura 4.10: Curva de aproximación – Coeficientes h=2.70 m – R²=0.9897

Para la modelación del tanque abierto sin techo y sin la presencia del dique de contención, se adoptaron las ecuaciones de distribución de presión del trabajo de Hernández et al. (2016) descriptas a continuación.

Presión interna de tanque abierto:

$$C_p^{Int} = (-0.4486) + (-0.0703) * \cos(\theta) + 0.1603 * \cos(2 * \theta) + (-0.0523) * \cos(3 * \theta) + (0.0035) * \cos(4 * \theta) + (0.0339) * \cos(5 * \theta) \quad [4.5]$$

Presión Externa de la pared del tanque sin dique de contención:

$$C_p^{Ext} = (-0.25) + 0.42 * \cos(\theta) + 0.67 * \cos(2 * \theta) + 0.11 * \cos(3 * \theta) + (-0.04) * \cos(4 * \theta) + 0.03 * \cos(5 * \theta) + 0.008 * \cos(6 * \theta) + (-0.007) * \cos(7 * \theta) \quad [4.6]$$

A partir de las expresiones definidas en el “Reglamento Argentino de Acción del Viento sobre las Construcciones” (CIRSOC 102-05), se pueden obtener mediante distintos métodos las presiones de viento que se ejercen sobre una estructura en particular. En el Anexo IV del reglamento, se puede encontrar el método de cálculo de los coeficientes de presión externa (Cp) para depósitos, silos y tanques circulares, aunque limitado a ciertas geometrías y sin considerar tanques abiertos. En la figura 4.11 se puede observar la curva de variación de los coeficientes de (Cp) para estructuras con paredes circulares indicado en el reglamento.

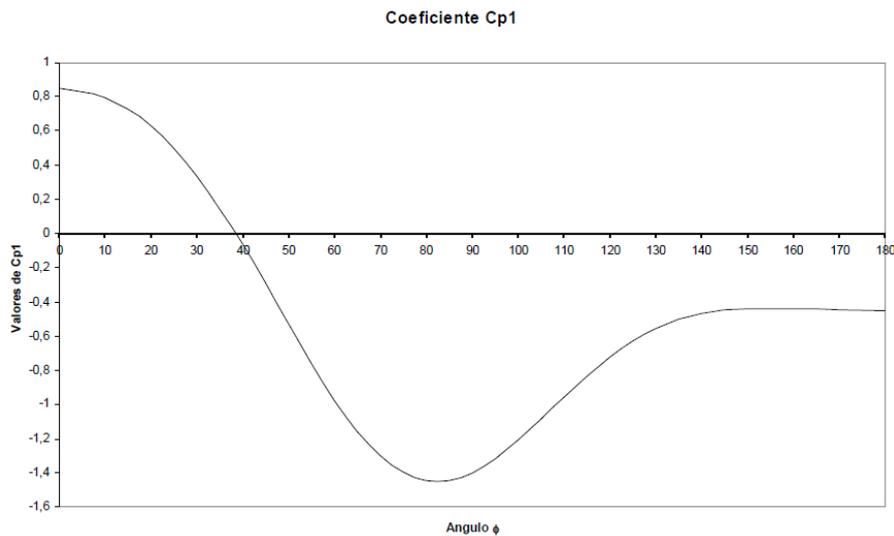


Figura 4.11: Curva de variación de Cp según el ángulo para superficies cilíndricas (CIRSOC 102. 2005).

Para relacionar las cargas críticas obtenidas con velocidades del viento, se recurre a las especificaciones del CIRSOC 102-05 (Acción del viento sobre las construcciones) donde se establece la expresión 4.7.

$$q = 0.613 \cdot K_z \cdot K_{zt} \cdot K_d \cdot I \cdot V^2 \quad [4.7]$$

Dicha expresión considera la velocidad básica del viento V expresada en [m/s] y q es la presión dinámica básica ejercida por el viento expresada en [N/m^2]. K_{zt} es el factor topográfico cuyo valor para terreno plano es $K_{zt}=1$, K_d es el factor de direccionalidad del viento, usado en combinación de cargas, adoptando en este caso el valor $K_d= 1$, I es el factor de importancia, que adopta para Categoría II el valor $I = 1$, y K_z es el factor de exposición a presión dinámica con valor $K_z=0.94$.

CAPITULO 5

5. RESULTADOS OBTENIDOS DE LAS MODELACIONES

5.1 ANÁLISIS DE BIFURCACIÓN LINEAL

El método de bifurcación lineal permite obtener las cargas de pandeo y la forma de la estructura deformada como el primer modo. En la Figura 5.1 se muestra la forma del primer modo resultante del análisis.

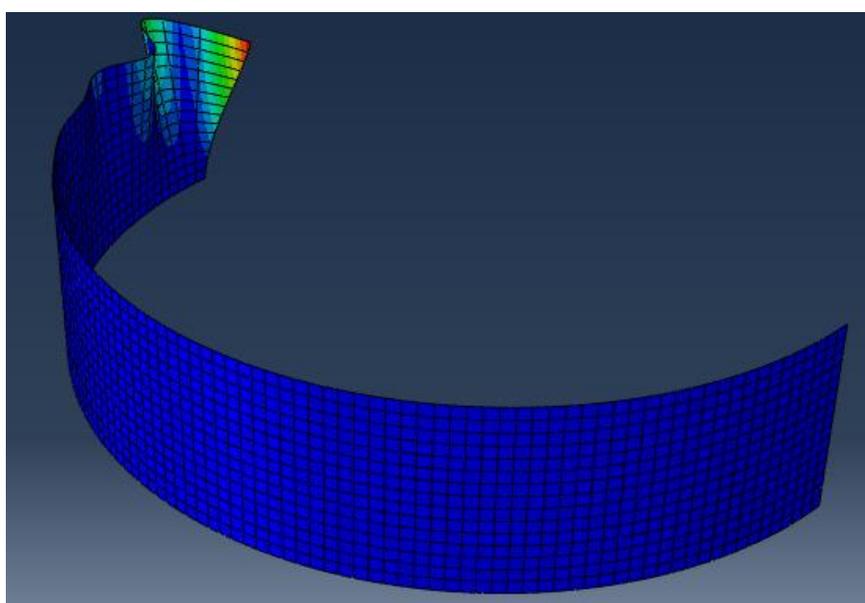


Figura 5.1: Forma de Modo Crítico – Tanque Sin Techo

En la Tabla 5.1 se presentan las cargas críticas resultantes del análisis para los casos con y sin la presencia del dique de contención. Al compararlas se puede observar que la carga crítica asociada a un tanque sin muro de contención es la menor de todas, siendo de 0.183 kN/m^2 , en cambio considerando la presencia del dique de menor altura (1.20 m), la carga se incrementa un 27% alcanzando un valor de 0.23 kN/m^2 . Este aumento de la carga crítica se da también para los diques de mayores alturas, por lo cual se puede inferir que la presencia del dique mejora la resistencia del tanque ante la influencia de las presiones de viento. Se puede observar que las cargas críticas aumentan al aumentar la altura del muro, salvo para la altura $h=1.60\text{m}$ donde se presenta una singularidad.

Altura Dique	λ^c (KN/m ²)	Viento (Km/h)
Sin Dique (h=0.00m)	0.183	50.26
H120 (h=1.20m)	0.234	56.88
H160 (h=1.60m)	0.201	52.66
H200 (h=2.00m)	0.237	57.2
H270 (h=2.70m)	0.372	71.71

Tabla 5.1: Velocidad del viento critico – Tanque Sin Techo

Para el caso del tanque de almacenamiento con techo plano se muestra en Figura 5.2 la forma de modo asociada al primer autovalor. Se puede observar una deformada diferente debido a la rigidez que aporta el techo o el anillo rigidizador en la parte superior del tanque.

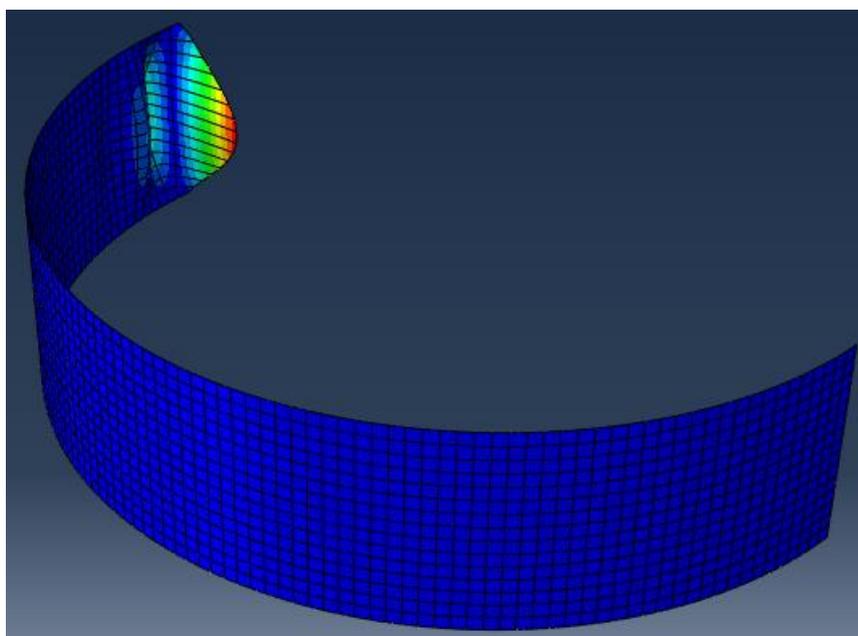


Figura 5.2: Forma de Modo Crítico Tanque con techo.

En este caso los valores de cargas críticas se incrementan debido a la presencia del techo, resultando en un incremento de más del 100% mayor en comparación con los valores que se obtuvieron para un tanque aislado y sin techo. Esta diferencia se puede apreciar en la Tabla 5.2. Nuevamente el muro de altura h=1.60m presenta un comportamiento diferente, esto podría estar asociado a alguna singularidad en la evaluación de las cargas de viento durante en el ensayo o

bien que se trate de una altura para la cual se presenta un mínimo en las cargas que producen el pandeo de la cáscara.

Altura del Dique	Tanque sin techo	Tanque con techo
	λ^C (kN/m ²)	λ^C (kN/m ²)
Sin Dique (h=0m)	0.183	0.556
H120 (h=1.2m)	0.234	0.722
H160 (h=1.6m)	0.201	0.634
H200 (h=2.0m)	0.237	0.820
H270 (h=2.7m)	0.372	1.968

Tabla 5.2: Velocidad del viento critico – Tanque Con y Sin Techo

5.2 ANÁLISIS NO LINEAL GEOMÉTRICO CON IMPERFECCIONES (GNLI)

5.2.1 Tanque sin Techo

En este apartado se analizan los estados poscríticos que surgen de adicionar a la estructura perfecta una imperfección inicial igual al primer modo crítico para las siguientes amplitudes de imperfección $\xi=0.25*t$, $\xi=0.5*t$ y $\xi=0.75*t$ y que están representadas por las trayectorias de equilibrio. Se considera un punto en particular de la estructura para registrar los datos de desplazamiento y al cual se lo denominó como “nodo P” ubicado en el borde superior de la pared del tanque a barlovento, esta técnica fue utilizada en el trabajo de Hernández et al. (2016) y que se corresponde con el nodo de mayor desplazamiento.

En la Figura 5.3 se muestran las trayectorias de equilibrio obtenidas para el caso del dique de h=1.20m en donde se puede observar que para una imperfección de $\xi=0.25*t$, la estructura presenta un comportamiento elástico para pequeños desplazamientos, alcanzando una carga máxima de 0.16 kN/m² para un desplazamiento de 0.007 metros; luego la estructura comienza a deformarse a menores cargas hasta presentar un valor de 0.13 kN/m² para un desplazamiento de 0.04 metros. Para el caso de una imperfección de $\xi=0.50*t$, el tanque modifica su comportamiento debido a la mayor magnitud de la imperfección, por lo cual la

carga máxima alcanzada es de 0.14 kN/m^2 para un desplazamiento de 0.014 m , luego disminuye levemente para mayores deformaciones hasta un valor de 0.135 kN/m^2 y se mantiene constante. Por último, la curva asociada a una imperfección de $\xi=0.75*t$, describe un comportamiento inicial no lineal, lo que indica que la estructura presenta una mayor velocidad de deformación a medida que se incrementa la carga, alcanzando un valor máximo de 0.13 kN/m^2 el cual se mantiene constante.

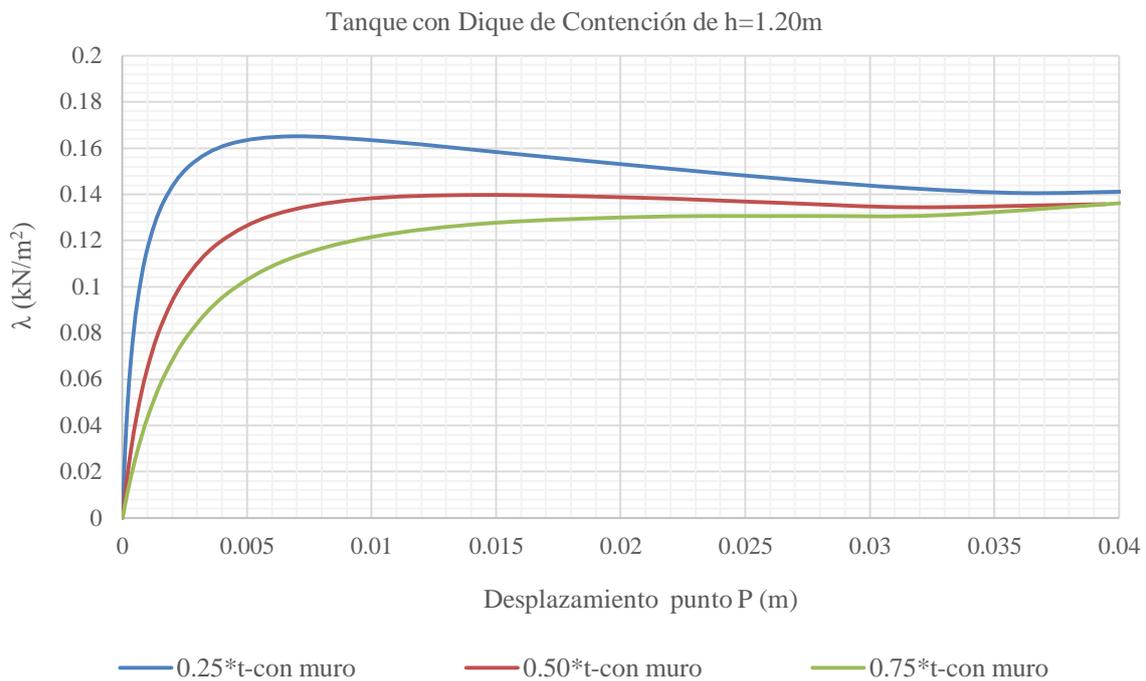


Figura 5.3: Trayectorias de Equilibrio con Dique de 1.20 m de altura.

Para el caso de un dique de 1.60 metros de altura se puede observar en la Figura 5.4 que las curvas presentan un comportamiento similar al caso anterior, siendo la carga máxima para una imperfección de $\xi=0.25*t$ de 0.154 kN/m^2 . Para $\xi=0.50*t$ de 0.128 kN/m^2 , y por ultimo con una imperfección de $\xi=0.75*t$ es de 0.12 kN/m^2 .

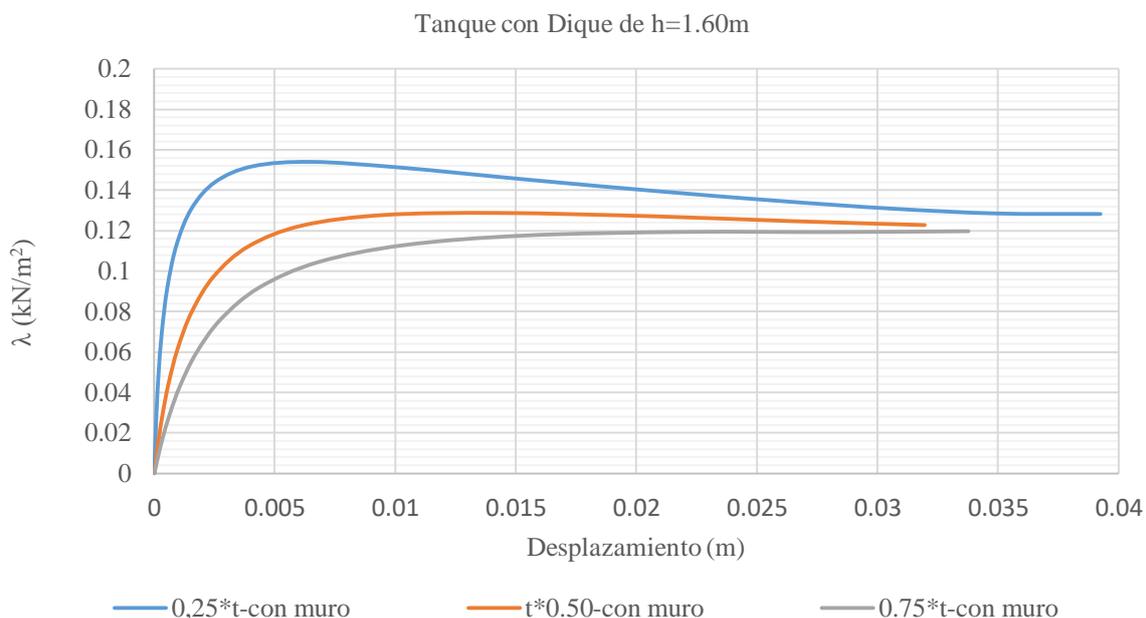


Figura 5.4: Trayectorias de Equilibrio con Dique de 1.60 m de altura.

En los casos de los Diques de 2.00 y 2.70 metros de altura, que se muestran en las Figura 5.5 y Figura 5.6, las curvas describen el mismo comportamiento que se presentan en los dos primeros. Se puede destacar que la carga máxima alcanzada para una imperfección de $\xi=0.25*t$ es de 0.18 kN/m² para h=2.00 metros y de 0.28 kN/m² para h=2.70 metros de altura, lo que demuestra que la presencia del muro mejora el comportamiento de la estructura y cuanto mayor su altura, mayor será la carga máxima soportada.

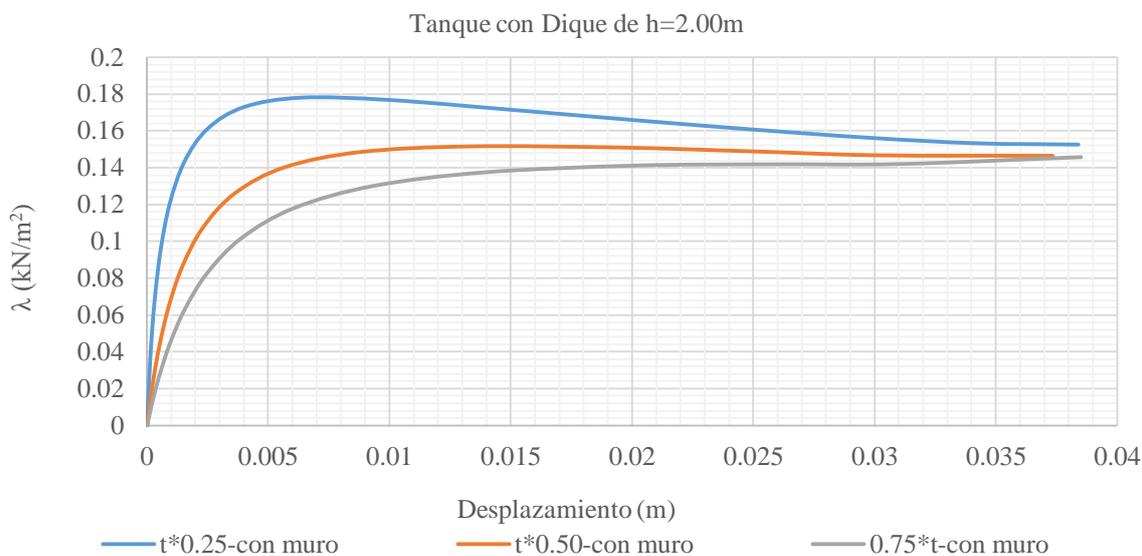


Figura 5.5: Trayectorias de Equilibrio con Dique de 2.00 m de altura.

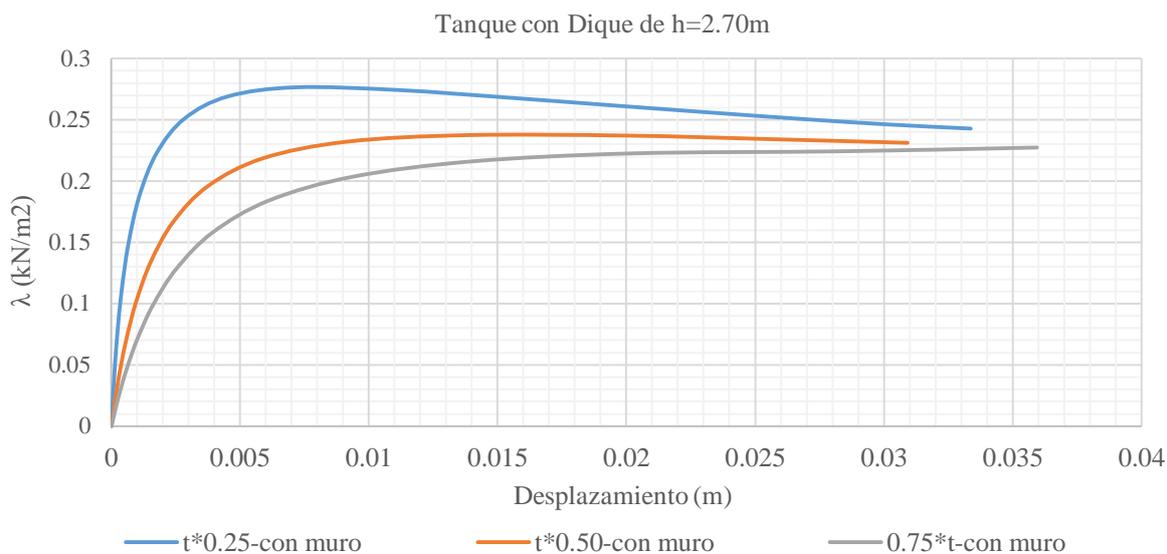


Figura 5.6: Trayectoria de Equilibrio con Dique de 2.70 m de altura.

Se presenta en la figura 5.7 las curvas de las trayectorias de equilibrio asociadas a la modelo de un tanque cilíndrico sin la presencia del dique de contención.

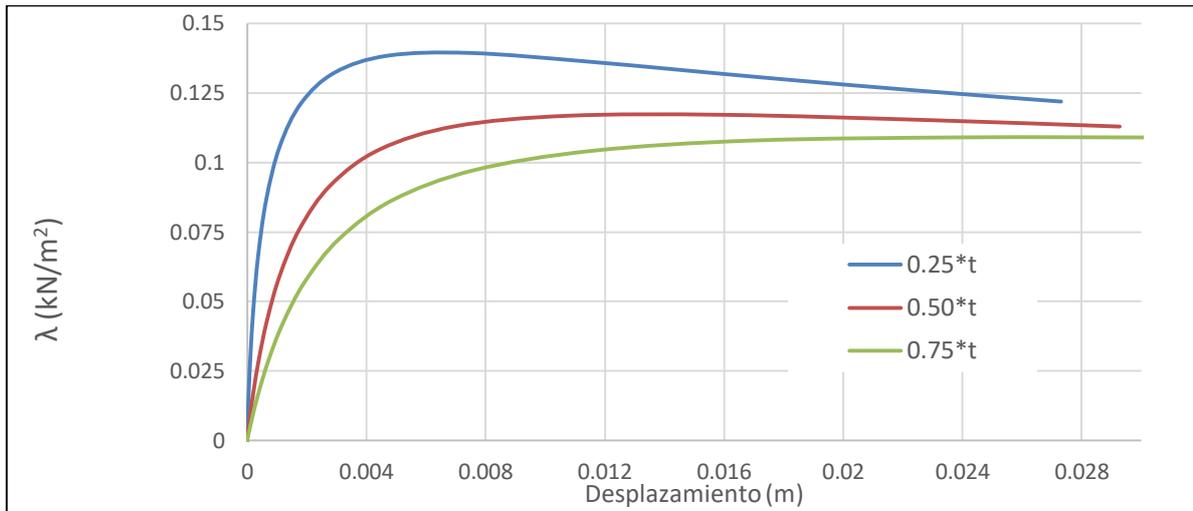


Figura 5.7: Trayectoria de Equilibrio Tanque Sin Dique

Al realizar la comparativa entre las trayectorias de equilibrio asociadas a las distintas alturas de dique, considerando además el caso del tanque aislado para una imperfección de $\xi=0.25*t$, se puede observar que la menor carga está asociada al tanque aislado (0.139 kN/m^2). Esto cambia con la presencia del dique de 1.20 metros de altura en donde la carga máxima es de 0.16 kN/m^2 . Al incrementar la altura del obstáculo, la carga resistida por el tanque mejora aún más, siendo para el caso del dique de 2.70 metros de altura, un 100% mayor a la carga resistida en el caso inicial. Esta mejora se sigue observando al comparar los casos con imperfecciones de $\xi=0.50*t$ y $\xi=0.75*t$, los cuales se pueden observar en la Figura 5.9 y Figura 5.10.

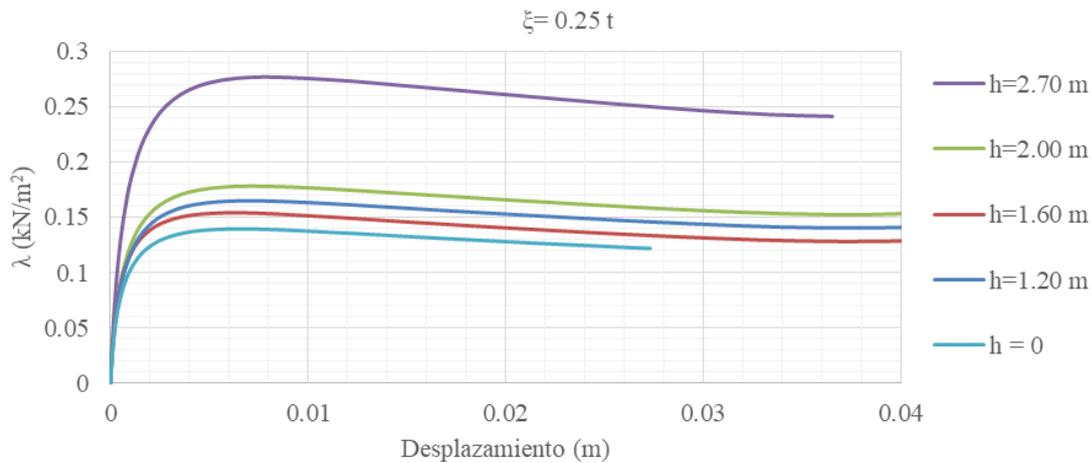


Figura 5.8: Comparativa Trayectoria Equilibrio

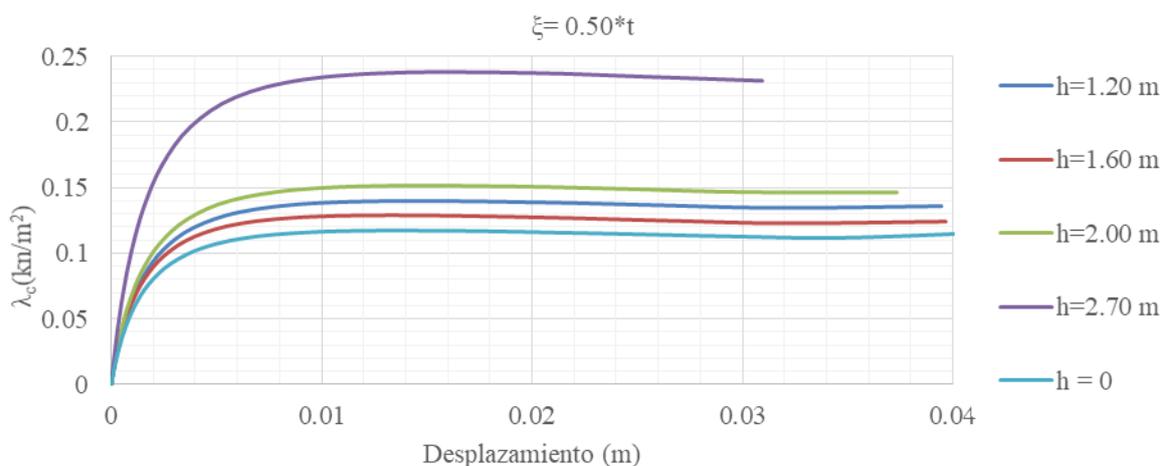


Figura 5.9: Comparativa Trayectorias de Equilibrios Imperfección de $\xi=0.50*t$

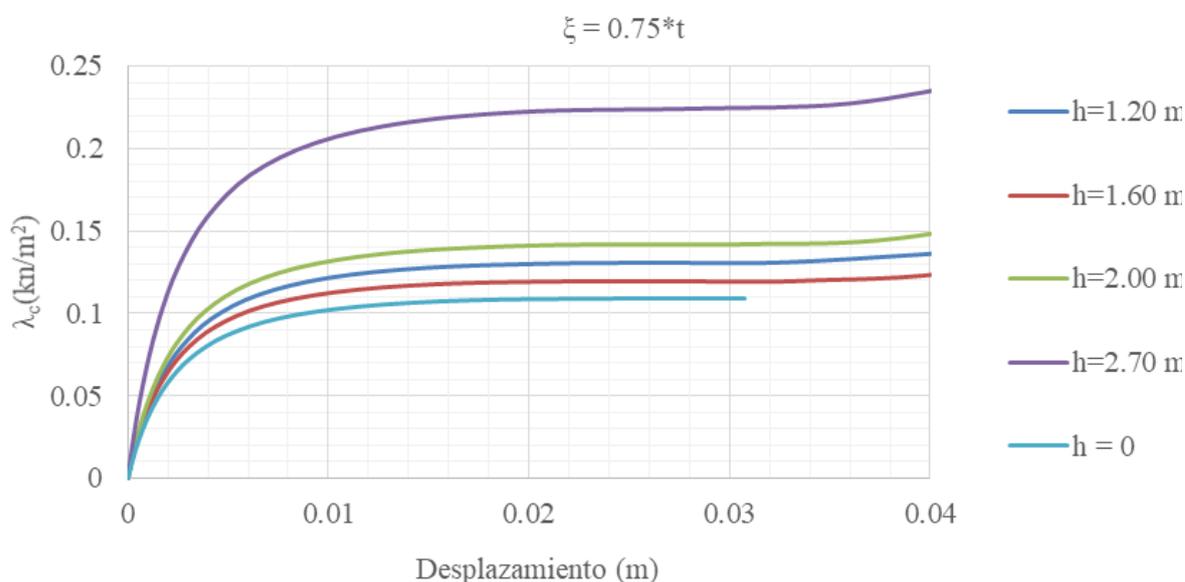


Figura 5.10: Comparativa Trayectorias de Equilibrios Imperfección de $\xi=0.75*t$

Se resume en la Tabla 5.3 las cargas máximas alcanzadas para los distintos casos, donde la influencia del incremento de la altura del dique, mejora la carga máxima resistida por la estructura del tanque.

Altura del Dique	$\xi=0.25*t$ λ^C (kN/m ²)	$\xi=0.50*t$ λ^C (kN/m ²)	$\xi=0.75*t$ λ^C (kN/m ²)
Sin Dique (h=0.00m)	0.14	0.12	0.10
H120 (h=1.20m)	0,16	0.14	0.13
H160 (h=1.60m)	0.154	0,128	0.12
H200 (h=2.00m)	0.18	0.15	0.14
H270 (h=2.70m)	0.28	0.24	0.22

Tabla 5.3: Carga Crítica – Tanque Sin Techo.

5.2.2 Tanque con Techo

En este apartado se presentan los resultados de los análisis no lineales para el caso del tanque con techo plano según el grado de imperfección. Se destaca que en la modelación de la estructura del tanque se considera la restricción que ejerce la presencia del techo en el borde superior y/o anillo rigidizador, limitando los desplazamientos en dos direcciones como se describió en el capítulo 4 (Burgos et al., 2014). Para determinar las curvas se considera en este caso un nodo P ubicado al 50% de la altura de la pared del tanque.

En la Figura 5.11, se presentan las trayectorias de equilibrio del caso de un tanque con techo dentro de un dique de contención de 1.20 metros de altura. Para una imperfección de $\xi=0.25*t$, la curva presenta una carga máxima de 0.43 kN/m², siendo en magnitud aproximadamente tres veces mayor que a la carga exhibida para un tanque sin techo. La respuesta exhibe un comportamiento elástico en la etapa inicial hasta alcanzar la carga máxima, manteniéndose constante hasta un desplazamiento de aproximadamente 0.015 m, a partir del cual, la estructura vuelve a tomar carga. En los casos con imperfecciones en $\xi=0.50*t$ y $\xi=0.75*t$, las trayectorias de equilibrio cambian completamente, a medida que se incrementan las cargas, los desplazamientos se incrementan, sin alcanzar un límite máximo.

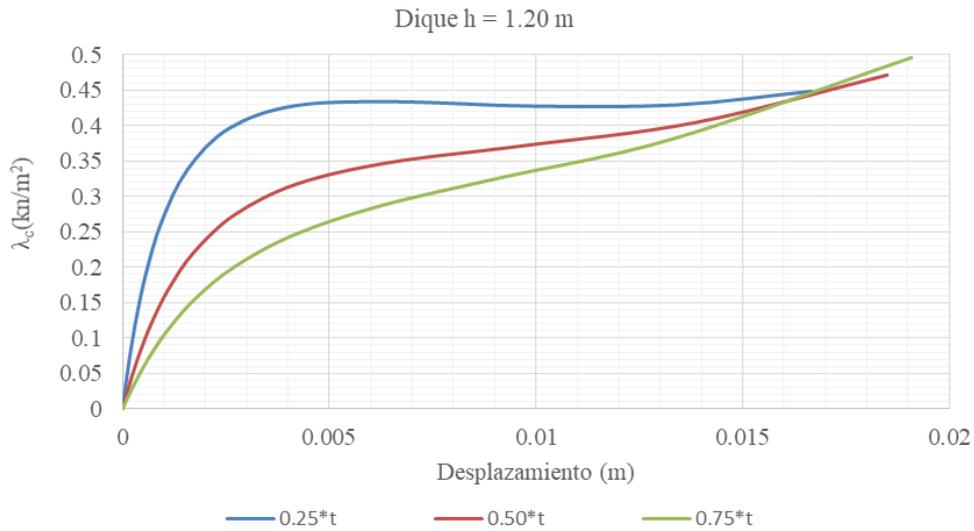


Figura 5.11: Trayectorias de Equilibrio – Tanque con Techo + Dique de 1.20 metros de altura.

Para una imperfección de $\xi=0,50*t$, se podría decir que la trayectoria describe un comportamiento diferente al de la estructura perfecta, presentando un incremento rápido de las cargas en la etapa inicial para pequeños desplazamientos hasta cierto punto, a partir del cual la carga se incrementa sin exhibir un máximo. Similar comportamiento presenta la trayectoria para una imperfección de $\xi=0,75*t$.

Este comportamiento se repite para los casos de dique de $h=1.60$ m, $h=2.00$ m y $h=2.50$ m como se muestra en la Figura 5.12, Figura 5.13 y Figura 5.14.

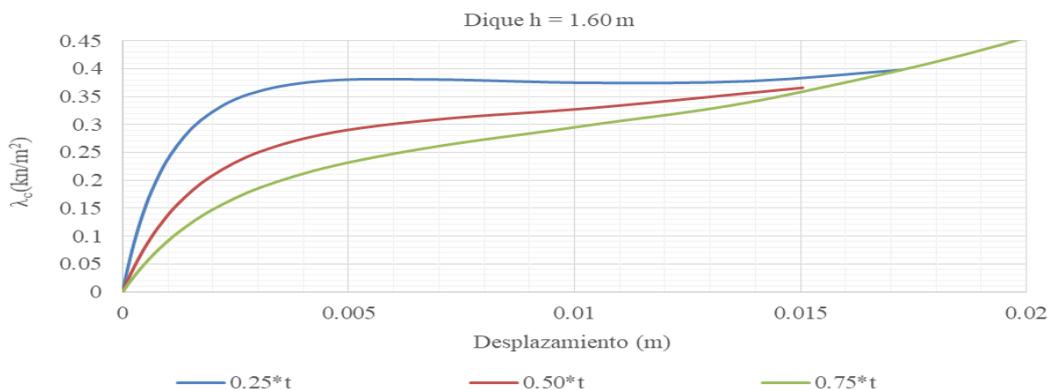


Figura 5.12: Trayectoria de Equilibrio Tanque Con Techo – Diques de 1.60 metros de altura

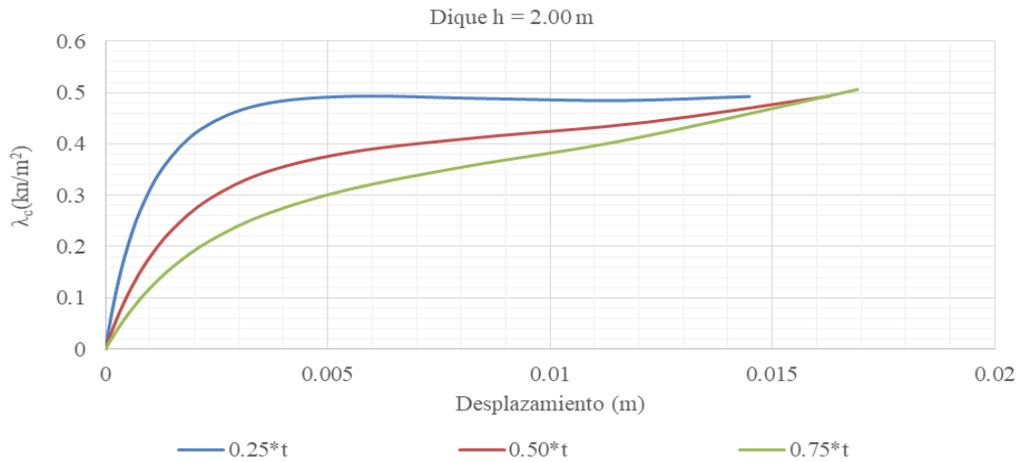


Figura 5.13: Trayectoria de Equilibrio Tanque Con Techo – Altura dique h=2m.

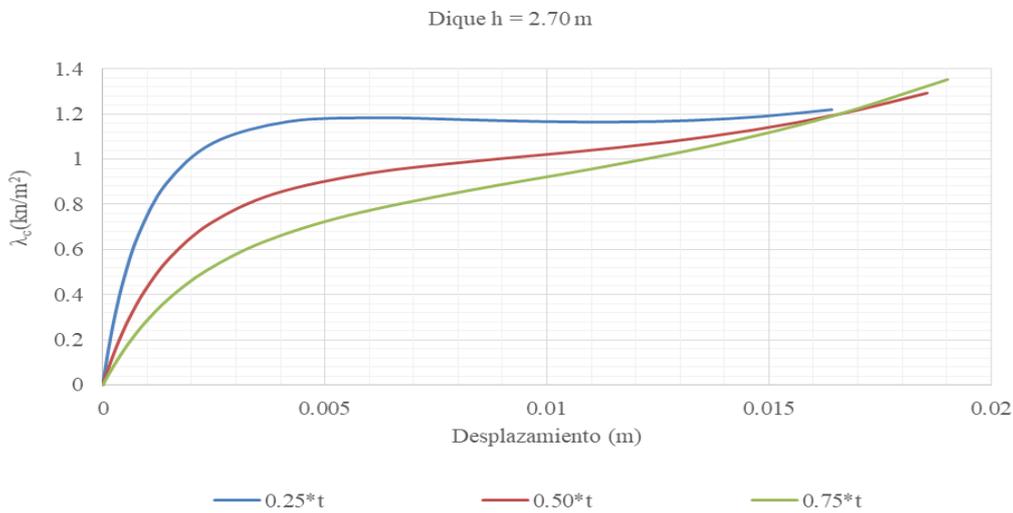


Figura 5.14: Trayectoria de Equilibrio Tanque Con Techo – Diques de 2.70 m de altura.

Al agrupar y comparar las trayectorias de equilibrio asociadas a una amplitud de imperfección de $\xi=0.25*t$ (Figura 5.15), se puede observar claramente que las cargas se incrementan en relación al aumento de la altura del dique. Para el caso del tanque “sin dique” la magnitud de la carga máxima es 0.33kN/m^2 , en cambio al considerar los efectos de un dique de $h=1.20\text{ m}$ la carga máxima aumenta a un valor de 0.44kN/m^2 , lo que representa un incremento del 30% aproximadamente de su resistencia. Al igual que el caso “sin techo” se demuestra que el dique tiene un efecto beneficioso en la resistencia de la estructura del tanque. Se hace más evidente en el caso del Dique de 2.70 metros, siendo la carga crítica máxima

alcanzada de 1.17kN/m^2 . Se detalla en la Tabla 5.4 las cargas máximas y las velocidades de viento asociadas para cada caso.

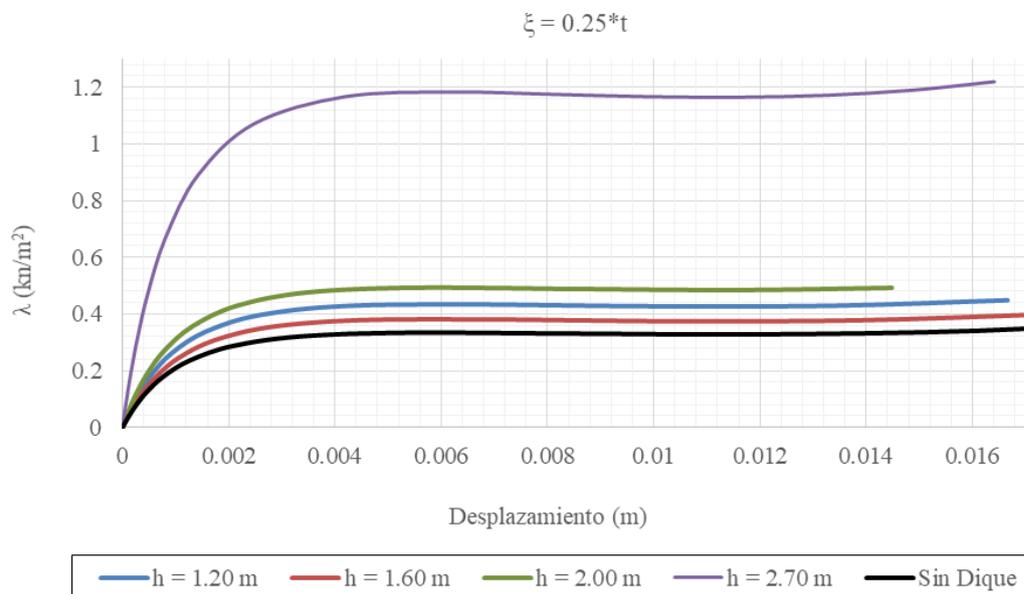


Figura 5.15: Trayectorias de Equilibrio Imperfección de $0.25*t$

Altura Dique	λ^c (kN/m ²)	Viento (Km/h)
Sin Dique (h=0.00m)	0.33	67.60
H120 (h=1.20m)	0.44	78.63
H160 (h=1.60m)	0.39	74.07
H200 (h=2.00m)	0.49	82.39
H270 (h=2.70m)	1.17	127.10

Tabla 5.4: Velocidad del viento crítico – Tanque Con Techo y una imperfección $\xi=0.25*t$

A modo ilustrativo se presentan las trayectorias de equilibrio para el caso de $\xi=0.50*t$, como se describió, las cargas soportadas para el caso de $h=1.20$ m son mayores a los demás casos.

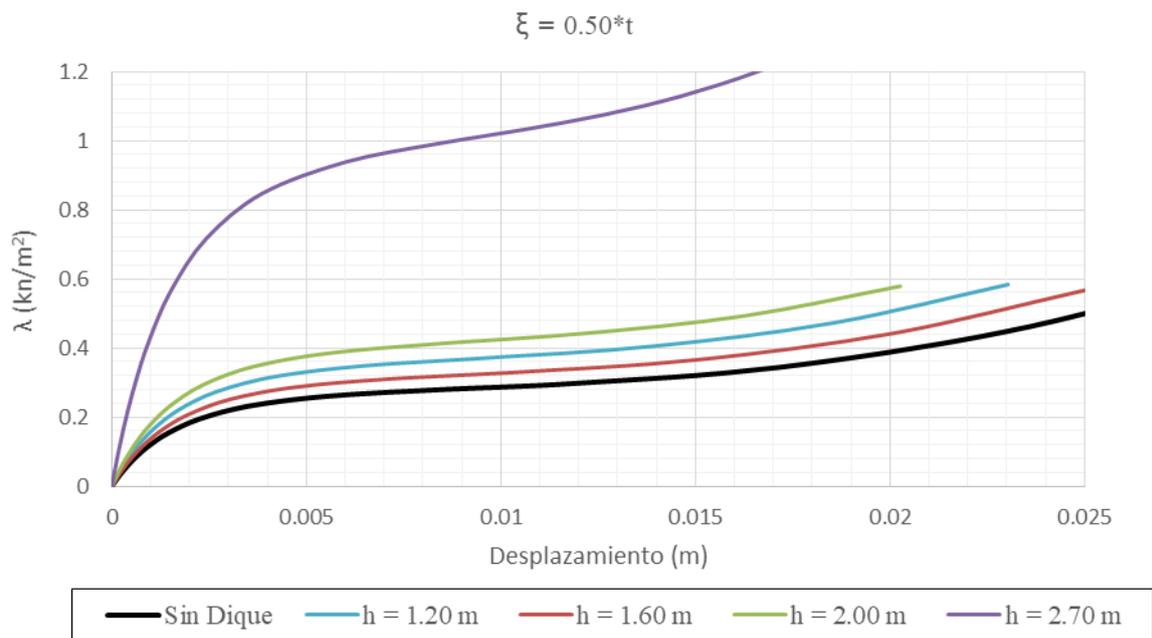


Figura 5.16: Trayectorias de Equilibrio Imperfeccion de $\xi=0.50*t$

Los datos utilizados para este trabajo consideran como hipótesis que, el dique de contención se ubica de forma centrado dentro del recinto de contención y solo se variaran las dimensiones en ancho y altura de los recintos de contención, lo que no es realmente así en la realidad. Los diques de contención se diseñan contemplando todo el sistema de tuberías que conectan al tanque con la misma batería lo que puede modificar la planta del dique y la ubicación del tanque en el mismo, por lo cual el trabajo apunta a ser orientativo en el planteo de criterios de diseño y cálculo de estas estructuras.

CAPÍTULO 6

6. CONCLUSIONES

Se realiza el análisis de pandeo a un tanque de almacenamiento tipo considerando las mediciones de presión de viento ejercidas realizado en túnel de viento.

Las normativas de seguridad solicitan la instalación de un recinto estanco que permita contener los derrames accidentales de hidrocarburos.

En el caso estudiado, la presencia de los diques de contención reduce las presiones de viento siendo beneficioso para el diseño y cálculo de la estructura del tanque.

6.1 SINTESIS DEL TRABAJO

A partir de los datos resultantes de los ensayos en túnel de viento, se procedió a analizar los valores de presión de viento.

Mediante un Análisis de Bifurcación Lineal (LBA) y No Lineal Geométrico (GNLA) se realizaron simulaciones para establecer la variación de las cargas de pandeo para distintas alturas de dique de contención.

6.2 PRINCIPALES CONCLUSIONES

En este trabajo se analiza la influencia de los diques de contención que rodean los tanques de almacenamiento de petróleo sobre las cargas de viento que actúan en los mismos y sobre las cargas máximas resistidas respecto a no incluir su existencia. Se consideraron cargas de viento evaluadas experimentalmente con muros de altura variable entre 16% y 36% de la altura del tanque, para un tanque de techo flotante en la condición de vacío y lleno de fluido.

La respuesta estructural fue evaluada por medio de Análisis de Bifurcación Lineal (LBA) y Análisis No Lineal Geométrico con Imperfecciones (GNLA).

La existencia del dique de contención genera una modificación de los coeficientes de

presión exteriores a lo largo de todo el perímetro del tanque, con una reducción de todos los valores tanto de succión como de presión. Esta reducción es mayor cuanto mayor es la altura del muro con excepción de la altura $h=1.6\text{m}$, que representa el 20% de la altura del tanque aproximadamente.

Al observar las trayectorias resultantes del análisis de no linealidad geométrica realizado para el caso del tanque sin techo, se puede observar que cuanto mayor es la altura del dique, la presión del viento que se ejerce sobre la estructura es menor, lo que favorece a la resistencia estructural, resultando en cargas máximas resistidas mejores. Esto permite determinar que la presencia del muro genera un efecto de apantallamiento beneficioso ante la influencia del viento.

En el caso del tanque con techo, se puede observar que la presencia del cerramiento superior mejora la resistencia al pandeo, logrando que las trayectorias de equilibrio presenten una tendencia a cargas de colapso 50% mayores que las obtenidas en el caso del tanque abierto.

Por razones constructivas y considerando la variabilidad de los diseños de instalaciones implementados en la industria petroquímica, en general los diques de contención no superan una altura de 1,80m salvo casos especiales. El considerar que la estructura estará completamente expuesta al viento como una condición de diseño, es conservador pero adecuado para su cálculo, esto se debe a que en la etapa constructiva la estructura se encuentra totalmente expuesta, presentando mayor probabilidad de sufrir algún tipo de daño que llegue a producir una falla que inutilice dicha estructura.

6.3 COMENTARIOS

Los datos utilizados en el análisis se basan en ensayar un tanque de almacenamiento tipo ubicado de manera centrada en un recinto de contención de planta cuadrada. Sería necesario realizar más ensayos para los casos en que el muro de una altura fija plantee para varias separaciones entre muro y dique, con el fin de establecer un coeficiente de reducción que considere la relación la altura del dique con la distancia en planta de separación a la pared del tanque de almacenamiento.

ANEXO I

A-1 CALCULO DEL MURO DE HORMIGON

Se realiza el diseño, cálculo y verificación de estabilidad de un dique tipo de hormigón.

A-2 DEFINICION DE LA GEOMETRIA

Para determinar la geometría del dique se cuenta inicialmente con el volumen del tanque de almacenamiento. El volumen considerado estará en función de un tanque de 5000 m³, que está destinado para el almacenamiento de agua y crudo.

En función a la ley 13.660, el volumen final de cálculo deberá ser el volumen útil del tanque más un 10%, lo que resulta en un volumen de 5500 m³.

Por otro lado, se adopta una superficie de 3149 m² y una altura de 1.80 metros, lo que resulta en un volumen de 5668.20 m³ para el recinto de contención.

Las dimensiones del muro y su base de fundación surgen del análisis de estabilidad y calculo. En este caso solo se desarrolla el cálculo del dique en función a dimensiones dato preestablecidas y que se ajustan al volumen previamente mencionado (Tabla 1).

Parámetro	Dimensión	
Altura útil (m)	2.70	
Altura total (m)	2,40	
Espesor muro (m)	0.20	
Espesor base(m)	0.25	
Ancho ala base (m)	0.60	
Ancho total base (m)	1.40	
Longitud muro (m)	5.80	
Peso del muro sin base (t/m)	2.00	

Tabla 1 - Parámetros de Calculo - Dique de Contención

A-3 DETERMINACION DE LOS ESFUERZOS

Calculo de los esfuerzos

- **Cargas permanentes**

- Muro = 1.15 t/m
- Suelo= 1.20 t/m

- **Carga de viento**

Para el cálculo de la carga de viento, se considerará el reglamento CIRSOC 102-2005. Se detallan en la Tabla 2 los parámetros seleccionados y el valor de la carga.

Velocidad básica del viento (m/s)	48.00
Categoría de exposición	C
Factor de direccionalidad de viento	Kd=0.90 Tipo de Estructura: Cuadrada
Clasificación del edificio	Tipo III
Factor de Importancia (I)	1.15
Coefficiente de exposición para la presión dinámica (Kz)	Kz=0.87
Factor topográfico	Kzt=1

Tabla 2 - Parámetros para cálculo presión de Viento

Definidos los parámetros, se procede a calcular la presión dinámica del viento mediante la siguiente expresión:

$$q_z = 0.613 * K_z * K_{zt} * K_d * V^2 * I = 1272.00 \text{ N/m}^2 \quad [A1.1]$$

Lo que resulta en una presión de 1272.00 N/m² o en 0.127 t/m².

Luego se procede a calcular la carga de viento de diseño, para ellos se debe determinar el factor de efecto de la ráfaga (G) y el coeficiente de fuerza (Cf).

Se adopta como factor de ráfaga G=0.85 y un Cf=0.81 asociado a la sección transversal cuadrada.

La carga puntual resultante será:

$$F = q_z * G * Cf * Af \quad [A1.2]$$

Donde (Af) es la superficie a barlovento del dique de contención según la dirección “y” para este caso, lo que resulta en:

$$F_x(t) = \frac{0.127t}{m^2} * 0.85 * 0.81 * 5.80 m * 1.80 m = 0.91 t \quad [A1.3]$$

Se considera para realizar el cálculo estructural la carga distribuida a lo ancho del dique (5,80 m), y en función a esta se calcula el momento respecto a la base (h=1,40 m).

$$M_{vx}(tm) = 0.91t * 1.40 m = 1.28 tm$$

$$F_x\left(\frac{t}{m}\right) = 0.91t/5.80m = \mathbf{0.156 \frac{t}{m}} \quad [A1.4]$$

es la carga a lo largo del muro

- Carga de Sismo

En base al reglamento CIRSOC 103-1991 se determinan los parámetros para establecer carga sísmica, mostrados en Tabla 3.

Zona Sísmica	1 : peligrosidad sísmica reducida
Factor de Riesgo	Grupo A $\gamma_d=1.40$
Suelo	Tipo II $\xi = 2.00\%$ $b = 0.27$
Factor de Amplificación	$f_A = (5/\xi)^{0.5}=1.58$ $S_a = b * f_A = 0.43$ $R = \mu = 3.5$
Coefficiente Sísmico	$C = (S_a * \gamma_d)/R = 0.24$

Tabla 3 - Parámetros calculo Sismo.

En función de los parámetros determinados anteriormente se calcula el valor de la fuerza ejercida sobre la estructura mediante la siguiente expresión:

$$F_{sis pp} = P (\text{peso del muro}) * C = 1.15 \frac{t}{m} * 0.24 = \mathbf{0.276 t} \quad [A1.5]$$

La carga se la considera puntual aplicada en el eje del muro y a la mitad de su altura.

Y el momento por el sismo, considerando la altura del muro sin la base será:

$$M_{sis\ Pp} = F_{sis\ Pp} * h_{cg} = 0.276\ t * 1.40\ m = 0.386tm \quad [A1.6]$$

- Empuje de Suelo

Considerando el espesor de la base y la porción del muro que está bajo suelo. (d+h₁)

$$h_a = \frac{(d + h_1)}{3} = \frac{(0,25 + 0,50)}{3} = 0.25\ m \quad [A1.7]$$

Empuje Activo:

$$k_a = \tan(45^\circ - \phi/2)^2 = 0.39$$

$$E_a = \left(\frac{\gamma_{suelo} * h_a^2}{2} \right) * k_a = 0.22\ t/m \quad [A1.8]$$

Empuje Pasivo:

$$k_p = 1/k_a = 2.56$$

$$E_p \left(\frac{t}{m} \right) = \left(\frac{\gamma_{suelo} * h_p^2}{2} \right) * k_p * 0,33 = 475.40 = 0.48\ t/m \quad [A1.9]$$

- Empuje de agua

Esta carga permite determinar la capacidad del dique para soportar el fluido derramado por el tanque de almacenamiento. Para este caso se determina que la altura de cálculo será la diferencia entre la altura efectiva del dique (1.80 m) menos 0.15 m, lo que determina que el empuje hidrostático.

$$h_{agua} = h_2 - 0.15\ m = 1.85\ m - 0.15m = 1.70\ m$$

$$E_h = \left(\frac{\gamma_{suelo} * h_{agua}^2}{2} \right) = 1.45 \frac{t}{m} \quad [A1.10]$$

En función al análisis de las cargas se resumen en las Tabla 4 los esfuerzos de cargas distribuidas a lo largo del dique de contención:

Carga permanente Muro	1.15 t/m
Carga permanente Suelo	1.20 t/m
Viento	0.156 t/m
Sismo	0.274 t
Carga de empuje de suelo pasivo	0.48 t/m
Carga de empuje de suelo activo	0.22 t/m
Empuje de agua	1.45 t/m

Tabla 4 - Resumen de Esfuerzos para el Calculo

A-4 ANALISIS DE ESTABILIDAD

En este apartado se realiza la verificación ante el vuelco y al deslizamiento del muro de hormigón.

A-4.1 Verificación al Vuelco.

- Momento estabilizante considerando el peso del muro y el suelo:

Se considera como punto para el cálculo de los momentos el extremo inferior de la base, sobre la cara exterior al recinto.

$$M_{estabilizante} = \left((\text{peso propio muro}) * \frac{B}{2} \right) + ((h_1 * (B - b)) * \left(\frac{\gamma_{suelo}}{1000} \right) * \frac{B}{2}) \quad [A1.11]$$

$$\begin{aligned}
 M_{estabilizante} &= \left((1.15 \text{ t/m}) * \frac{1.40\text{m}}{2} \right) \\
 &+ \left((0.50\text{m} * (1.40\text{m} - 0.25\text{m})) * \left(\frac{2000 \frac{\text{t}}{\text{m}^3}}{1000} \right) * \frac{1.40\text{m}}{2} \right) \\
 &= 2.485 \frac{\text{t}}{\text{m}} * m
 \end{aligned}$$

- **Momento estabilizante considerando el peso del muro el suelo y el agua.**

$$\begin{aligned}
 M_{estabilizante}(\text{efecto hidrostático}) &= \left((\text{peso propio muro}) * \frac{B}{2} \right) \\
 &+ \left((h_1 * (B - b)) * \left(\frac{\gamma_{suelo}}{1000} \right) * \frac{B}{2} \right) + \left(\left(\frac{B - b}{2} \right) * H_{\text{agua}} \right. \\
 &\quad \left. * \left(\frac{\gamma_{\text{agua}}}{1000} \right) * \left(B - \frac{(B - b)}{4} \right) \right) \quad [\text{A1.12}]
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{estabilizante}(\text{efecto hidrostático}) &= \left(\left(1.15 \frac{\text{t}}{\text{m}} \right) * \frac{1.40\text{m}}{2} \right) \\
 &+ \left((0.50\text{m} * (1.40\text{m} - 0.20\text{m})) * \left(\frac{2000 \text{ t/m}}{1000} \right) * \frac{1.40\text{m}}{2} \right) \\
 &+ \left(\left(\frac{1.40\text{m} - 0.20\text{m}}{2} \right) * 1.70\text{m} * \left(\frac{1000 \text{ t/m}^3}{1000} \right) \right. \\
 &\quad \left. * \left(1.40\text{m} - \frac{(1.40\text{m} - 0.20\text{m})}{4} \right) \right) \\
 &= 0.805 \frac{\text{t}}{\text{m}} * m + 0.84 \frac{\text{t}}{\text{m}} * m + 1.122 \frac{\text{t}}{\text{m}} * m = 2.865 \frac{\text{t}}{\text{m}} * m
 \end{aligned}$$

- **Momento desestabilizante considerando la fuerza del sismo, el empuje de suelo activo y el empuje del suelo pasivo.**

$$M_{vuelco}(Sismo) = \left(\left(\frac{F_{sis}}{1.75} \right) * \left(d + h_1 + \frac{h_2}{2} \right) \right) + (E_a * h_a) - (E_p * h_p) \quad [A1.13]$$

$$\begin{aligned} M_{vuelco}(Sismo) &= \left(\left(\frac{0.276 \text{ t}}{1.75} \right) * \left(0.20\text{m} + 0.50\text{m} + \frac{1.80\text{m}}{2} \right) \right) + \left(0.22 \frac{\text{t}}{\text{m}} * 0.25\text{m} \right) \\ &- \left(0.48 \frac{\text{t}}{\text{m}} * 0.25\text{m} \right) = 0.187 \frac{\text{t}}{\text{m}} * \text{m} \end{aligned}$$

- **Momento desestabilizante considerando la fuerza del viento, el empuje activo y el empuje pasivo.**

$$M_{vuelco}(Viento) = \left(F_{viento} * \left(d + h_1 + \frac{h_2}{2} \right) \right) + (E_a * h_a) - (E_p * h_p) \quad [A1.14]$$

$$\begin{aligned} M_{vuelco}(Viento) &= \left(0.156 \text{ t/m} * \left(0.20 \text{ m} + 0.50 \text{ m} + \frac{1.80 \text{ m}}{2} \right) \right) + \left(0.22 \frac{\text{t}}{\text{m}} * 0.25 \text{ m} \right) \\ &- \left(0.48 \frac{\text{t}}{\text{m}} * 0.25 \text{ m} \right) = 0.184 \frac{\text{t}}{\text{m}} * \text{m} \end{aligned}$$

- **Momento desestabilizante considerando la acción del empuje hidrostático, el empuje activo y el empuje pasivo.**

$$\begin{aligned} M_{vuelco}(Emp. Hidro.) &= \left(E_{hidro} * \left(d + h_1 + \frac{h_{agua}}{3} \right) \right) + (E_a * h_a) - (E_p * h_p) \quad [A1.15] \end{aligned}$$

$M_{vuelco}(Emp. Hidro.)$

$$= \left(1.45 \frac{t}{m} * \left(0.20 m + 0.50 m + \frac{1.70}{3} \right) \right) + \left(0.22 \frac{t}{m} * 0.25 m \right) \\ - \left(0.48 \frac{t}{m} * 0.25 m \right) = 1.83 \frac{t}{m} * m - 0.065 \frac{t}{m} * m = 1.765 \frac{t}{m} * m$$

Se presenta en la Tabla 5 el cuadro comparativo entre fuerzas estabilizantes y desestabilizantes.

	Sismo	Viento	Empuje Hidrostático
M est.	2.485	2.485	2.865
M desest.	0.187	0.184	1.765
FS	13.28	13.50	1.62
>1.5	VERIFICA	VERIFICA	VERIFICA

Tabla 5 - Verificación de Estabilidad

A-4.2 Verificación a deslizamiento.

Por último, se realiza la verificación al deslizamiento frente a las distintas solicitaciones.

- Resistencia asociado al empuje del sismo y el viento

$$F_{resist}(Sismo y Viento) = Peso_{(muro+base)} + h_1 * (B - b) * \left(\frac{\gamma_{suelo}}{1000} \right) \quad [A1.15]$$

$$F_{resist}(Sismo y Viento) = 2.00 \frac{t}{m} + 0.50 m * (1.40 m - 0.20 m) * \left(\frac{2000 \frac{t}{m^2}}{1000} \right) \\ = 3.20 t/m$$

- Resistencia al Deslizamiento asociado al empuje hidrostático

$$F_{resist}(E. Hi.) = Peso_{(muro+base)} + h_1 * (B - b) * \left(\frac{\gamma_{suelo}}{1000} \right) + \frac{(B - b)}{2} * h_1 \\ * \left(\frac{\gamma_{agua}}{1000} \right) \quad [A1.16]$$

$$= 2.00 \frac{t}{m} + 0.50 m * (1.40 m - 0.20 m) * \left(\frac{2000 \frac{t}{m^3}}{1000} \right) + \frac{(1.40 m - 0.20 m)}{2} * 1.70 m$$

$$* \left(\frac{1000 \frac{t}{m^3}}{1000} \right) = 4.22 t/m$$

- **Fuerza desestabilizante debido al Sismo**

$$F_{des.sismo} = \frac{F_{sismo}}{1.75} + E_a - E_p \quad [A1.17]$$

$$F_{des.sismo} = \frac{0.274 \frac{t}{m}}{1.75} + 0.22 \frac{t}{m} - 0.48 \frac{t}{m} = -0.103 \frac{t}{m}$$

- **Viento como fuerza deslizando**

$$F_{des.sismo} = F_{viento} + E_a - E_p \quad [A1.18]$$

$$F_{des.viento} = 0.156 \frac{t}{m} + 0.22 \frac{t}{m} - 0.48 \frac{t}{m} = -0.104 \frac{t}{m}$$

- **Empuje hidrostático como fuerza deslizando**

$$F_{des.E.H.} = E_{hidrostatico} + E_a - E_p \quad [A1.19]$$

$$F_{des.E.H.} = 1.45 \frac{t}{m} + 0.22 \frac{t}{m} - 0.48 \frac{t}{m} = 1.19 \frac{t}{m}$$

A-5 MODELACION EN CYPECAD

Para realizar la modelación en Cypecad, se opta por modelar el módulo del dique como una columna con un ancho de 5.80 metros y una altura de 2.30 metros (Figura A1). Se adopta esta configuración debido a que el programa permite establecer distintas leyes de carga en toda la altura de la misma. En cuanto a la interacción de la columna y el elemento de fundación, se adopta que el tabique será un elemento sin vinculación exterior con el objeto de modelar la fundación como una losa apoyada en el suelo (fundación flexible) como se puede observar en la Figura A2.

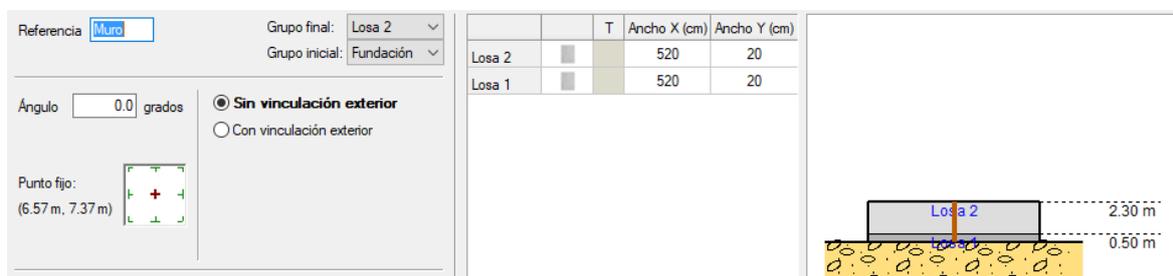


Figura A1: Configuración de dique.



Figura A2: Configuración Fundación.

En función a las cargas definidas y según la configuración realizada del muro en el programa, se obtuvieron los esfuerzos máximos y su armadura la cual se muestran en la Figura A3, Figura A4 y la Figura A5.

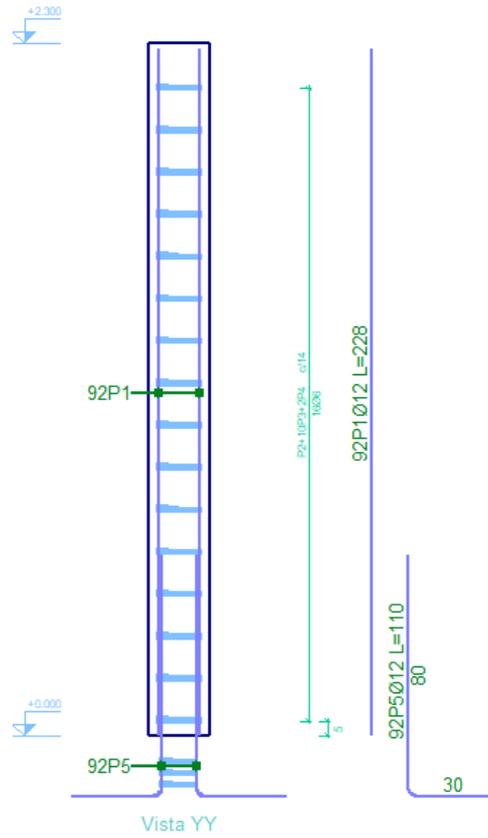


Figura A3: Esquema Armadura - lateral.

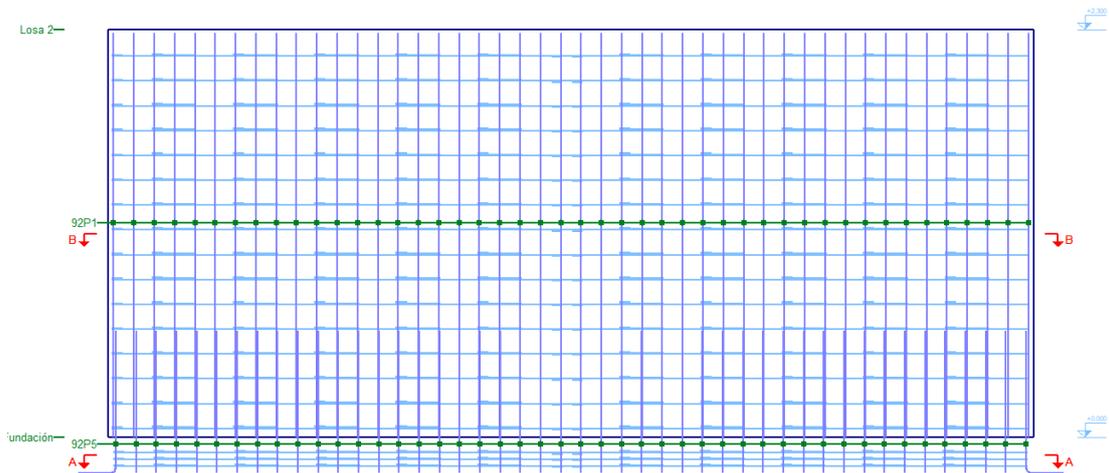


Figura A4: Esquema Armadura Dique- Vista de Frente.

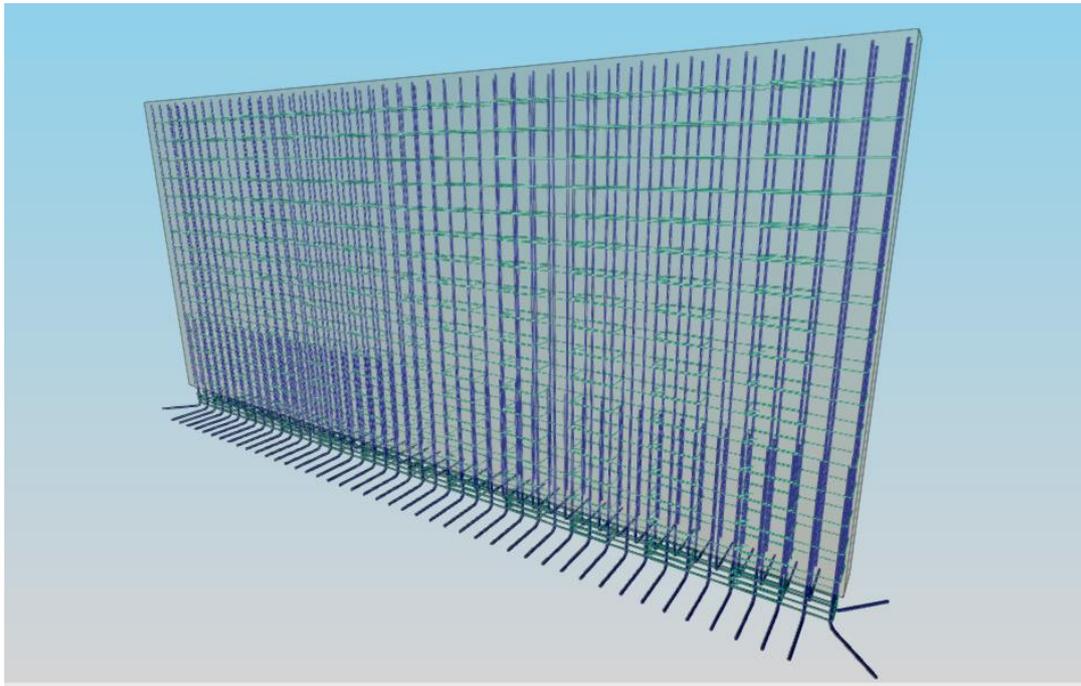


Figura A5: Vista de la armadura del dique sin su base.

Ademas, se puede obtener del progrma los esfuerzos que aplica la base flexible del muro sobre el suelos, el cual se muestra en la Figura A6.

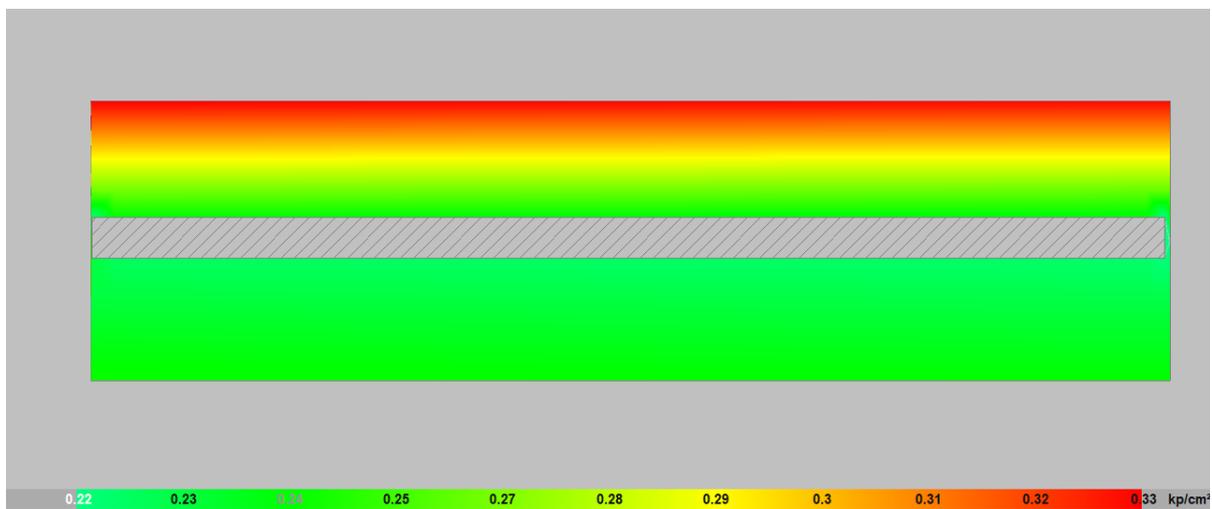


Figura A6: Diagrama de esfuerzos ejercido sobre el suelo.

A-6 COMPARATIVA – VERIFICACIÓN

A continuación, se realiza la comparación de fuerzas para la verificación al deslizamiento (Tabla 6).

	Sismo	Viento	Empuje Hidrostático
F resistente	3.20	3.20	4.22
F deslizante	-0.103	-0.104	1.19
FS	31.06	30.76	3.54
>1.5	VERIFICA	VERIFICA	VERIFICA

Tabla 6 – Verificación Esfuerzo.

Como se mencionó en el capítulo 4, para permitir su transporte e instalación en obra, los módulos de hormigón que forman el dique de contención, deben verificarse ante los esfuerzos generados por las maniobras de izaje del mismo.

Si se considera que el modulo estará construido de hormigón con una resistencia de 3000.00 t/m² a la compresión, se procede a estimar el esfuerzo de compresión.

El peso del módulo es de aproximadamente 11.75 t. Se considera que el modulo tendrá dos puntos de izaje a 1,30 metros de los extremos como puede observarse el al Figura A7.

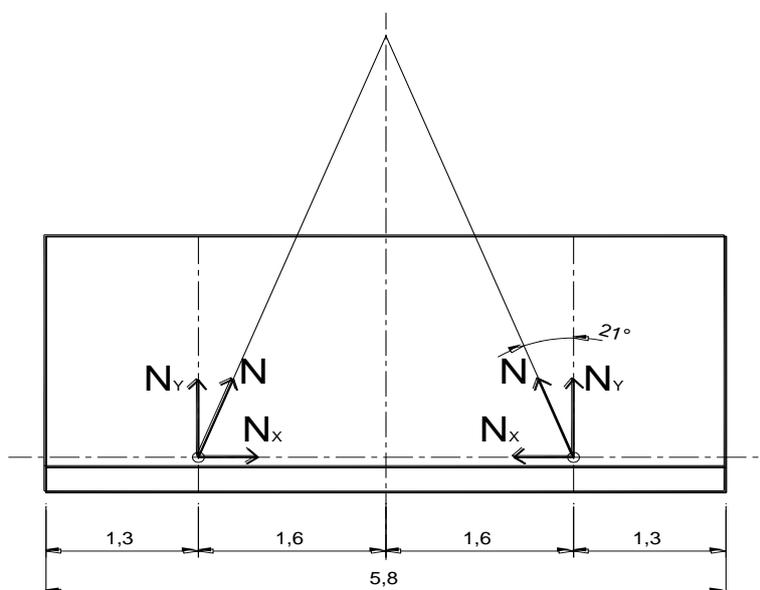


Figura A7: Esquema Izaje.

Además, si se considera que el ángulo entre la vertical y el cable de izaje es de 21° o 0.37 rad, se podrá determinar los esfuerzos.

$$N_Y = \frac{1}{2} * Peso_{Modulo} \quad [A1.20]$$

$$N_Y = \frac{1}{2} * 11.75 t = 5.872 t$$

$$N = \frac{N_Y}{\cos(21^\circ)} \quad [A1.21]$$

$$N = \frac{5.872 t}{\cos(21)} = 6.289 t$$

$$N_X = N * \text{sen}(21^\circ) \quad [A1.22]$$

$$N_X = 6.289 t * \text{sen}(21^\circ) = 2.25 t$$

Se verifica el esfuerzo de compresión que ejerce la componente horizontal del izaje, por lo cual se determina el área efectiva del módulo que resistirá dicha carga que se muestra en la Figura A6.2. Esta área será la sección vertical comprendida entre el borde superior y la cara inferior del orificio de izaje.

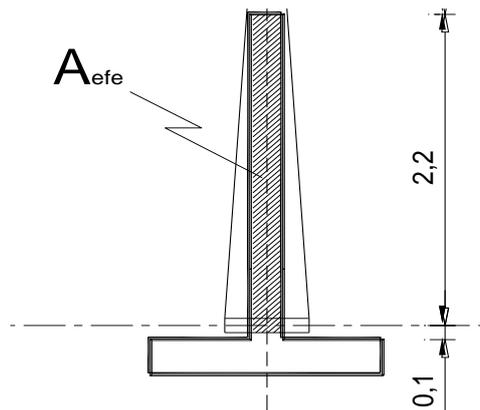


Figura A8: Esquema Sección de Hormigón actuante en el Izaje.

El área efectiva sometida a compresión se estima en 0.38 m^2 .

$$\frac{N_Y}{A_{efe}} = \frac{2,25t}{0.38 \text{ m}^2} = 5.92 \frac{t}{\text{m}^2} \ll 3000 \frac{t}{\text{m}^2} \rightarrow \text{Verifica}$$

BIBLIOGRAFÍA

ABAQUS User's Manuals Version 6.3, (2006). Hibbitt, Karlsson and Sorensen Inc. Rhode Island.

API 650, Welded Steel Tanks for Oil Storage, (2011). American Petroleum Institute.

ASCE-7-02. Minimum design loads for building and other structures, (2002). Reston, VA.

CIRSOC 102. Acción del viento sobre las construcciones, (2005). Buenos Aires.

Delatte, Norbert J. (2009). Beyond Failure: Forensic Case Studies for Civil Engineers, ASCE Press.

Flores, F.G. and Godoy, L.A. (1998). Buckling of short tanks due to hurricanes. J. Engineering Structures, vol. 20(8), pp. 752-760

Godoy, L.A. and Flores, F.G. (2002). Imperfection-sensitivity to elastic buckling of wind loaded open cylindrical tanks, J. Structural Engineering and Mechanics, vol. 13(5), pp. 533-542.

Greiner, R. (1998). Cylindrical shells: wind loading, Chapter 17 in Silos. Ed.C.J. Brown& L.Nielsen, EFN Spon, pp. 378-398.

Hernández, F., Jaca, R.C., Natalini, B, y Godoy, L.A., (2016), Cargas de Viento en Tanques de Almacenamiento, 24 Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural 24 JAIE, Septiembre 2016, Buenos Aires.

Jaca, R.C. y Godoy, L.A. (2003), Colapso de un tanque metálico en construcción bajo la acción del viento. Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil. vol.3(1), pp. 73-83.

Jaca, R.C. y Godoy, L.A. (2010), Wind buckling of metal tanks during their construction. Thin Walled Structures, vol. 48, pp. 453-459.

Holroyd, R.J. (1983). On the behaviour of open-topped oil storage tanks in high winds (Part 1).
Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, vol. 12, pp 329-352.

Kundurpi, P.S., Samavedam, G., y Johns, D.J. (1975), Stability of cantilever shells under wind loads. ASCE J. Engineering Mechanics Division. vol. 101(5), pp. 517-531.

MacDonald, P.A, Kwok, K.C.S. and Holmes, J.D. (1988). Wind loads on circular storage bins, silos and tanks: I. Point pressure measurements on isolated structures. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, vol. 31, pp 165-187.

Portela, G., Godoy, L.A. (2005). Wind pressures and buckling of cylindrical steel tanks with conical roof. J. Construction Steel Research, vol.61(6), pp. 786-807.

Uematsu, Y., Koo, Ch., and Kondo, K. (2008). Wind loads on open-topped oil storage tanks. Bluff Bodies Aerodynamics & Applications, pp. 20-24.

Muros de contencion premoldeados EL FORTIN

<http://www.fortincp.com.ar/petroleoygas.html>