



UNIVERSIDAD DE HOLGUÍN

Facultad de Ingeniería

CE CAD/CAM

TRABAJO DE DIPLOMA

**ANÁLISIS TENSIONAL – DEFORMACIONAL DE LOS
MIEMBROS ESTRUCTURALES TIPO VIGA DE LA
CABRIA MODELO JJ585/46-K BAJO LA ACCIÓN DE
CARGA SÍSMICA.**

Autor: Ernesto Julio Sánchez San Nicolás

Tutor: Ing. David Blanco Mendoza



Curso: 2013 – 2014

DEDICATORIA

Esta tesis se la dedico especialmente a mis padres Maritza y Julio, a mi hermano Rolando, a mi novia Mailiet, a mis abuelos y familia en general, también a todos mi amigos y compañeros que de una forma u otra han contribuido a mi formación como Ingeniero Mecánico.

PENSAMIENTO

Mejor es adquirir sabiduría que oro preciado; y adquirir inteligencia vale más que la plata.

Pr: 16-16

RESUMEN

Este proyecto surge a raíz de la necesidad que tiene la empresa productora de petróleo venezolana “PDVSA” de diseñar y fabricar el taladro de perforación modelo ZJ70DB, apostándose por la búsqueda de la independencia y soberanía tecnológica en el área del Diseño e Ingeniería Asistidos por Computadora (CAD-CAE). Esta investigación se centra en un componente del taladro, la torre de perforación o Cabria modelo JJ585/46-K, de la que solo se analizarán los miembros estructurales tipo viga que la componen. El modelo geométrico de la Cabria se obtuvo utilizando la herramienta de generación de multicuerpo del software de diseño en 3D SolidWork, para facilitar los análisis numéricos. Al modelo se le realizó un estudio dinámico, al cual se trató con una carga producida por la acción de un sismo, cargas externas propiamente de la estructura, y restricciones; con el objetivo de comprobar si el material de las vigas contaba o no con alguna reserva de resistencia. Como resultado de esta tesis, se pudo realizar el análisis con elementos tipo viga a una estructura compleja; y se aportaron valiosos resultados tensionales – deformacionales, importantes para el correcto diseño y fabricación de la Cabria.

SUMMARY

This project is carried out as a result of the necessity that has the Venezuelan petroleum-producing company "PDVSA" to design and come up with the perforation drill, model ZJ70DB, betting on the search of technological independence and sovereignty in the area of Computer-Assisted Design and Engineering (CAD-CAE by its initials in English). This investigation is centered in a component of the drill, the drilling rig or Cabria, model JJ585/46-K, from which it is intended to analyze only the structural beam-typed members that composes it. The geometric model of the Cabria was obtained using the tool multibody generation of the software of design in 3D SolidWork, to facilitate the numerical analyses. A dynamic study was made to the model, and it was treated with a load produced by the action of an earthquake, external loads proper of the structure, and restrictions, all this with the objective of verifying if the material of the beams counted or not with some reserve of resistance. As a result of this thesis, the analysis with type beam elements to a complex structure could be made. Besides, it contributed with several and valuable tensional – deformational results, deformacionales, important factors for the correct design and fabrication of the Cabria.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I: MARCO TEÓRICO	5
1.1 Evolución histórica de los taladros de perforación de pozos de petróleo.....	5
1.2 Estructura y función del Cuerpo Principal de la Cabria modelo JJ585/46-K.....	10
1.3 Destino de servicio de la Cabria JJ585/46-K	10
1.4 Cuerpo principal de la Cabria JJ585/46-K y subconjuntos	11
1.5 Fundamentos de la mecánica estructural.....	12
1.5.1 El análisis dinámico	12
1.5.1.1 El modelo matemático y la respuesta dinámica de sistemas estructurales.....	12
1.5.1.2 La ecuación fundamental del equilibrio dinámico	14
1.5.1.3 La respuesta modal de sistemas estructurales.....	17
1.5.2 El análisis sísmico.....	21
1.5.2.1 Definición de carga sísmica y desarrollo del análisis sísmico.....	21
1.5.2.2 El análisis espectral de la respuesta sísmica.....	22
1.5.2.3 Comentarios de la Norma Cubana 46: 1999 Construcciones Sismo Resistentes. Requisitos Básicos para el Diseño y Construcción.....	25
1.6 El método de los Elementos Finitos aplicado al análisis estructural.....	33
1.7 Aplicaciones del análisis sísmico a estructuras	34
CAPÍTULO II: Análisis numérico de la Cabria modelo JJ585/46-K	36

2.1 Realización del modelo geométrico de la Cabria.....	36
2.2 Materiales y perfiles estructurales empleados	38
2.3 Aplicación del mallado y restricciones del modelo	39
2.4 Cálculo y asignación al modelo de las cargas de trabajo	41
CAPÍTULO III. Análisis de los resultados	48
3.1 Estudios dinámicos	48
3.1.1 Estudio dinámico con máxima carga de trabajo y carga producida por la acción de un sismo en el sentido del eje Z	48
3.1.2 Estudio dinámico con máxima carga de trabajo y carga producida por la acción de un sismo en el sentido del eje X	51
CONCLUSIONES	54
RECOMENDACIONES	55
BIBLIOGRAFÍA	56

INTRODUCCIÓN

El abrir pozos de agua, con implementos rudimentarios manuales, se remonta a tiempos inmemoriales. En ocasiones, la búsqueda de aguas subterráneas tropezaba con la inconveniencia de hallar acumulaciones petrolíferas someras que trastornaban los deseos de los interesados; el petróleo carecía entonces de valor. Con la iniciación en 1859 de la industria petrolera en los Estados Unidos de América, para utilizar el petróleo como fuente de energía, el abrir pozos petrolíferos se tornó en tecnología que, desde entonces hasta hoy, se han venido marcando logros y adelantos en la diversidad de tareas que constituyen esta rama de la industria.

En Venezuela el interés por el petróleo nació como consecuencia del terremoto del 18 de mayo de 1875 que sacudió la cordillera andina en la frontera colombo-venezolana, sector Cúcuta-San Antonio del Táchira, y ocasionó la aparición de menes (sumideros) en la hacienda La Alquitrana, ubicada a unos 15 kilómetros al oeste de San Cristóbal. Esto condujo a que un grupo de hacendados unieran sus esfuerzos y recursos para formar la primera empresa petrolera en Venezuela, la Petrolia del Táchira, creada privadamente el 12 de octubre de 1878 y registrada formalmente el 31 de julio de 1882 en San Cristóbal.

El hacendado Pedro Rafael Rincones el iniciador de la transferencia de la tecnología petrolera al país, fue el encargado de obtener la maquinaria petrolera requerida por la empresa, y con tales fines viajó a Estados Unidos en enero de 1879 donde pasó un año en Nueva York y en los centros petroleros de Pennsylvania para familiarizarse con el equipo y las técnicas de las operaciones, especialmente perforación, producción y refinación; trayéndose luego al país lecciones y experiencias aprendidas por aquellos arrojados exploradores, perforadores y refinadores de Pennsylvania, así como también el equipo adquirido. Así se convirtió EE.UU para esa época, en el principal proveedor de tecnología de exploración, perforación y refinamiento de petróleo para Venezuela.

Petróleos de Venezuela S.A. (PDVSA) fue creada el 30 de agosto de 1975 para ejercer funciones de planificación, coordinación y supervisión de la industria petrolera nacional.

De entonces acá, el progreso, el fortalecimiento empresarial, la magnitud de las actividades de la corporación y sus filiales han sido sobresalientes y reconocidas por la comunidad petrolera mundial. Los resultados avalan los beneficios que para Venezuela han significado las relaciones comerciales internacionales directas de PDVSA y sus filiales en los mercados de hidrocarburos del mundo.

En el año 2002 el presidente Chávez nacionaliza la industria de petróleo de Venezuela, con lo que Estados Unidos deja de ser el primer socio comercial de PDVSA dejándose de suministrarle tecnología. Los venezolanos ante esta situación encuentran como salida la adquisición de tecnología desde China y comienzan a comprar equipos de exploración, perforación y extracción.

Este trabajo está dirigido hacia uno de esos equipos de perforación adquiridos en China, la torre de perforación o Cabria modelo JJ585/46-K perteneciente al taladro modelo ZJ70DB. La Cabria tiene una altura máxima de 46,5 m, se clasifica como una estructura de acero continua tipo armadura rígida con forma piramidal y abertura frontal, y se extiende desde la subestructura a 10,5 m del suelo hasta el Bloque Corona. Su función es ofrecer orientación y sostén a las sartas de perforación como a las de revestimiento, así como también fijar la posición del Encuelladero y el Bloque Corona en el taladro. La estructura geométrica de la Cabria ha sido ya modelada como una única pieza multicuerpo en el software de diseño en 3D SolidWork, donde se obtuvo un modelo que se puede calcular con elementos tipo sólido y tipo viga, lo que ha posibilitado una considerable disminución en cuanto a gasto computacional.

Esta investigación es un proyecto que apuesta por la búsqueda de la independencia y soberanía tecnológica en el área del Diseño e Ingeniería Asistidos por Computadora (CAD-CAE), en cuanto al diseño y fabricación de los miembros estructurales tipo viga de la Cabria. Los venezolanos cuentan con la materia prima nacional para fabricar esta torre, pero los empresarios chinos no han hecho ninguna transferencia tecnológica por lo que se desconocen los parámetros técnicos que dan pasó a un correcto diseño para la fabricación final.

A partir del análisis realizado, se tiene la **situación problemática** siguiente: para la industria petrolera venezolana “PDVSA“, es muy importante lograr la soberanía tecnológica en cuanto a la fabricación de la torre de perforación (Cabria) modelo JJ585/46-K de un taladro de fabricación china modelo ZJ70DB, por lo que es indispensable investigar los parámetros técnicos de éste, para comprobar el estado tensional - deformacional de las barras del mismo.

De esta forma surge como **problema de investigación**: ¿Cómo comprobar el estado tensional - deformacional en los miembros estructurales tipo viga de la Cabria modelo JJ585/46-K que permitan determinar la existencia o no de reserva de resistencia en los materiales de la Cabria?

Considerándose el **objeto** de investigación: La Torre de Perforación de pozos de petróleo modelo JJ585/46-K.

Definiéndose el **campo de acción** de la investigación como: Las tensiones y deformaciones en los miembros estructurales tipo viga de la Cabria modelo JJ585/46-K.

Como **hipótesis** de la investigación se plantea que: Si se obtiene el estado tensional - deformacional de las vigas que conforman la estructura de la Cabria, entonces se determinará la existencia de reservas de resistencia en la misma.

De esta manera el **objetivo general** de la investigación consiste en: Obtener el estado tensional - deformacional en los miembros estructurales tipo viga de la Cabria modelo JJ585/46-K bajo la acción de carga sísmica, utilizándose como herramienta, el Método de los Elementos Finitos.

Tareas de la investigación:

1. Recopilar la información sobre el tema a investigar.
2. Fundamentar teóricamente el desarrollo histórico de las torres de perforación y el análisis estructural.
3. Obtener el estado tensional – deformacional, bajo la acción de carga sísmica, utilizando el complemento Simulation del software de diseño en 3D SolidWorks 2013.

4. Analizar y comparar el estado tensional - deformacional obtenido.
5. Redactar el informe final.

Para desarrollar la ejecución del trabajo se utilizaron los siguientes **métodos de investigación:**

Métodos de investigación:

Empíricos:

Entrevistas a expertos: Se realizaron conversaciones reiteradas con profesores del departamento de ingeniería mecánica, y personal que trabajó directamente con estas estructuras, con vista a tener toda la información necesaria para realizar la investigación.

Observación: Se empleó este método en el análisis de videos del Taladro en funcionamiento.

Métodos Teóricos: El análisis y crítica de fuentes, tomándose como procedimientos los métodos del pensamiento lógico: inducción-deducción, análisis-síntesis y el histórico-lógico, en la valoración de las fuentes durante todo el proceso de la investigación. El hermenéutico, en el estudio interpretativo en torno al tema de investigación; y en la reconstrucción teórica y crítica de fuentes.

Resultados esperados:

La obtención de los puntos tensionales deformacionales máximos en los miembros estructurales tipo viga de la Cabria modelo JJ585/46-K, con lo que se proporcionarán parámetros técnicos esenciales para la fabricación en Venezuela de estas torres.

CAPÍTULO I: MARCO TEÓRICO

En este capítulo se muestra la evolución histórica que han tenido las torres de perforación petroleras así como la estructura, función, consideraciones operativas y principales exigencias dimensionales presentes en su modelo geométrico. Se aborda el análisis estructural dinámico a partir de los fundamentos teóricos y las ecuaciones que lo gobiernan, además de la aplicación del MEF como herramienta de análisis.

1.1 Evolución histórica de los taladros de perforación de pozos de petróleo

Desde tiempos inmemoriales se utilizaron los rezumaderos de hidrocarburos, como fuentes de aprovisionamiento para varios menesteres. El gas incendiado en el mismo sitio de su aparición sirvió para alumbrar en muchos lugares de la Tierra. El primer gasoducto, hecho de troncos huecos de madera para llevar gas a Fredonia, estado de Nueva York, se construyó en 1825 [Barberi Efraín E, 1998]. El petróleo se utilizó para alumbrado por antorchas; para calafatear embarcaciones; como impermeabilizante; como cemento o pega en las construcciones y hasta en aplicaciones medicinales. Sin embargo, es el 28 de agosto de 1959 que se dan por terminadas las perforaciones en el primer pozo de petróleo comercial del mundo, en el pueblo de Titusville, condado de Crawford, estado de Pennsylvania (figura 1.1), llegó a la profundidad de 21,2 metros y por bombeo produjo 25 barriles diarios [Barberi, Efraín E, 1998]. Para esa fecha el precio del crudo era de \$16 por barril. El método de perforación empleado en este primer pozo fue el de percusión. El mismo es simple, pero sólo es eficaz en los pozos someros. El avance de la obra es muy lento debido a la ineficiencia de la barrena y a la necesidad de retirar las herramientas con frecuencia para extraer los recortes, las torres de perforación utilizadas en estos primeros pozos eran de madera.



Figura 1.1 Primer pozo comercial de la historia, Pennsylvania Estados Unidos

(Fuente: Barberi, Efraín E, 1998)

En el año 1900 aparece la perforación rotatoria, en este método la barrena queda suspendida de la extremidad de una columna de perforación tubular (tubería de perforación) la que es movida por la mesa rotatoria y todo es sostenido por un sistema de cable/bloques que, a su vez, está sostenido por una torre de perforación [Barberi, Efraín E, 1998]. Algunos adelantos de la época como las máquinas de vapor se incorporan al sistema de rotación y elevación mecánica que permitieron llegar a mayores profundidades de perforación. Las torres de perforación eran de madera, fijas, sin seguridad y propensa a la ocurrencia de graves accidentes. Cuando finalizaba la construcción del pozo, la torre quedaba instalada para próximas intervenciones [Alvarado, F, 2011]. Se incorpora el trépano de arrastre tipo “fishtail” (Figura 1.2) con peso y rotación aplicada en forma discontinua y alternada, el transporte se hace en carros con tracción animal. Las piletas de circulación del lodo eran construidas en tierra, el tiro era simple, ocurrían incendios y otros daños ambientales con frecuencia [Córdoba, Mendoza A, 2010].

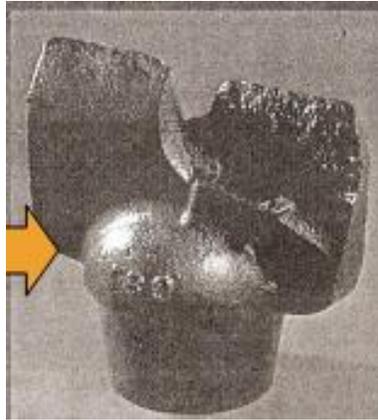


Figura 1.2 Trépano de arrastre tipo “fishtail”

(Fuente: Alvarado, F, 2011)

Ya en los primeros años del siglo XX se incorporaron al equipo de perforación las torres de perforación metálicas fijas, la extracción y estivación eran en tiros dobles. Las torres en esta época tenía gran calidad y alta resistencia pero su montaje traía grande riesgos, solo en los Estados Unidos murieron más de 6000 obreros en operaciones de perforación y montaje de los taladros [Alvarado, F, 2011].

En esta época ocurren importantes avances en los taladros de perforación, se incorporan cojinetes, cardans y el sistema operativo también sufre de cambios. Continúa el fuerte trabajo físico de los obreros con las sartas de perforación y revestimiento, se utilizan ganchos y sogas para maniobrar las tuberías. El trépano bicono es sustituido por el tricono, ambos con dientes de acero (figura 1.3). El avance en los taladros y con torres de mayor autonomía permite aplicar mayor peso y rotación sobre el trépano [Alvarado, F, 2011].



Figura1.3 Trépano bicono y tricono.

(Fuente: Alvarado, F, 2011)

El perforador continúa expuesto al riesgo y a las inclemencias climáticas, en el panel de perforación se visualiza emboladas presiones, rpm, torque, rotación y ajuste, solo se grafican circularmente el peso de la herramienta y el peso aplicado sobre el trépano. Se incorporan registradores de desviación TOTCO para realizar la medición del ángulo, se debía interrumpir la perforación para extraer la herramienta con el gráfico. La calidad de los fluidos de perforación había mejorado, al igual que los sistemas de ensayos de capas, pero el daño ambiental era muy grande, el lodo se empieza a tratar en piletas metálicas.

Los años finales del siglo XX son conocidos como la era de los equipos mecánicos más conocidos como convencionales, en esos años la industria de perforación de pozos de petróleo incorpora una gran variedad de equipos de perforación, las torres de perforación aparecen en diferentes tipos desarmables por tramos, enterizas sin desarmar, telescópicas rebatibles autopropulsadas (figura 1.4). Las torres de perforación incorporan un piso llamado encuelladero, ubicado a una altura correspondiente a la profundidad de perforación del taladro, en donde trabaja un operario que ubica la sarta de revestimiento y perforación en el pozo [Alvarado, F, 2011].



Figura1.4 Taladro de perforación modelo ZJ70DB

Las herramientas de contacto físico con los tubulares, son sustituidas por herramientas automáticas como el método llamado bandeja, que reemplaza al riesgoso método de elevación de caños por medios de sogas y ganchos; se incorpora el registrador cilíndrico GEOLOGRAPH que grafica parámetros instantáneos como peso de la herramienta, peso aplicado sobre el trépano, presión de bombas, torque de rotación y avance horario del trépano [Alvarado, F, 2011]. El lodo durante la perforación pasa por un proceso de purificación para extraerle las partículas que el mismo arrastra volviéndose a utilizar en el pozo, el lodo sobrante al terminar las perforaciones se acumula en piletas en tierra. En las últimas décadas del siglo el trépano tricono sufre modificaciones ya que se les incorporan a los dientes de acero, dientes insertos de carburos de tungsteno. Los trépanos de arrastre se incorporan paulatinamente pero con dientes de diamante artificial y natural.

A inicios del siglo XXI las torres sufren como principal modificación que desaparece el Encuelladero y el Bloque Corona pasa a ser móvil con sistema Top Drive, con elevador de posicionamiento y cierre automático sobre tubulares. La subestructura cuenta con un brazo robótico para manipular el sondeo, además de ser rebatible, telescópica y autopropulsada (figura 1.5). También poseen una serie de herramientas automáticas como llaves para efectuar enrosque y desenrosque de tubulares y cañas de tubulares automáticas. El perforador realiza su tarea por medio de JOYSTICKS de forma confortable segura y con menor esfuerzo físico. Además se eliminan las palancas de frenos; cuentan con pantallas que le permites visualizar gráficamente parámetros de la perforación como profundidad, niveles de lodo, presiones entre otros. Tanto el lodo circulante como el sobrante son tratados por los sistemas WATERING a través de productos químicos y equipos se separan los sólidos y se llevan a canteras [Alvarado, F, 2011].



Figura1.5 Taladro de inicios del siglo XXI

(Fuente: Alvarado, F, 2011)

1.2 Estructura y función del Cuerpo Principal de la Cabria modelo JJ585/46-K

La Cabria modelo JJ585/46K es una estructura de acero con abertura frontal, formado por el cuerpo principal, marco tipo A y componentes auxiliares. Está constituida por el encuelladero, la plataforma de revestidor, la plataforma de tubos verticales, el estabilizador de línea muerta, el peso de balance de llave hidráulica, la polea de llave, el dispositivo de escalar y el dispositivo anticaída. Véase la estructura de la torre en anexo 1.

1.3 Destino de servicio de la Cabria JJ585/46-K

Tiene la función de orientar y sostener los tubos de perforación y de revestimiento al introducirlos o extraerlos del pozo durante el proceso de perforación. Cumple esta función con la ayuda del Bloque Corona, el polipasto con el Gancho de Izaje y el Encuelladero, de quienes sirve de sostén en el Taladro fijándose la posición en el mismo del Bloque Corona y el Encuelladero [Manual de Operación de la Torre J550/45-K5, 2008].

1.4 Cuerpo principal de la Cabria JJ585/46-K y subconjuntos

La Cabria se divide estructuralmente en los subconjuntos, ya mencionados antes:

- a) Cuerpo principal
- b) Marco tipo A
- c) Componentes auxiliares

El cuerpo principal de la Cabria está compuesto por cuatro partes y ocho piezas: parte izquierda superior, parte derecha superior, parte izquierda media superior, parte derecha media superior, parte izquierda inferior y parte derecha inferior (ver figura 1.6) y la viga horizontal trasera, la barra de tracción inclinada, la viga de conexión, se adopta el eje de pasador para conectar las piezas y componer una estructura de marco de acero abierto delantero.

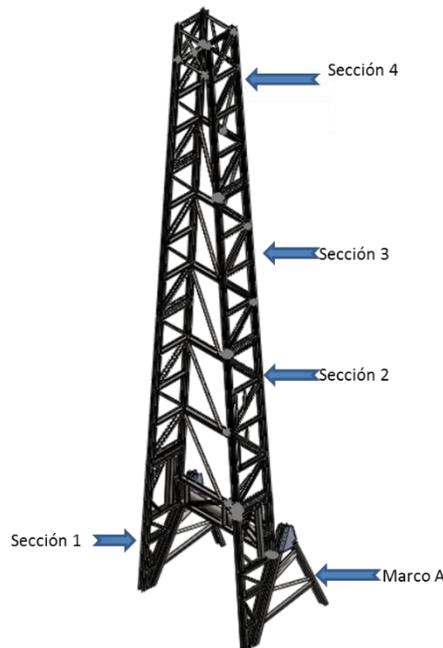


Figura 1.6 Cuerpo principal con marco A.

El marco tipo A y los componentes auxiliares antes mencionados, no resultan de interés en esta investigación.

1.5 Fundamentos de la mecánica estructural

La mecánica estructural, al igual que el resto de ciencias en ingeniería, se fundamenta en las leyes físicas. Además, se apoya en modelos matemáticos que idealizan los fenómenos en un contexto de estudio teórico. Los modelos son representados por ecuaciones denominadas gobernantes o fundamentales.

Existen dos tipos de análisis dentro de la mecánica estructural, el estático y el dinámico que dependen de los tipos de cargas actuantes sobre el sistema estructural [Herrera, Ricardo, M., 2007]. Así, las cargas constantes en el tiempo corresponden a un análisis estático mientras que las que varían en éste, a uno dinámico.

En este trabajo no resulta de interés el análisis estático, por lo que solo se abordará el análisis dinámico.

1.5.1 El análisis dinámico

Mientras que el análisis estático se limita a los tipos de cargas de constantes en el tiempo, el dinámico abarca mucho más cargas entre las cuales se puede citar la sísmica, las cargas de impacto, las dinámicas alternantes o pulsantes (en tracción o compresión) y otras como las cargas producto de la presión hidrodinámica de algún fluido. En esta parte del capítulo, se describirán y demostrarán, en síntesis, las hipótesis y ecuaciones de este análisis. Así también, de uno de los métodos de solución de la ecuación fundamental: el análisis modal.

1.5.1.1 El modelo matemático y la respuesta dinámica de sistemas estructurales

El sistema de la figura 1.8 es un pórtico que puede aproximarse a uno de un Grado de Libertad (1 GDL). Básicamente los sistemas de uno o varios GDL se representan en el modelo matemático Masa–Resorte–Amortiguador.

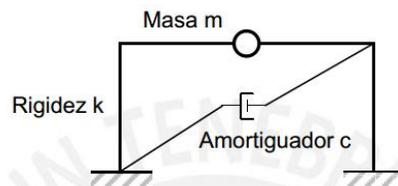


Figura 1.8. Modelo matemático Masa–Resorte–Amortiguador de un pórtico simple

Este sistema consiste de una masa concentrada m que representa la masa total del sistema. Los elementos estructurales tipo columnas (considerados de masa despreciable) proveen de rigidez al sistema (representada por la letra k). Por último, el amortiguador viscoso de constante c , disipa la energía vibracional del sistema, generada por la carga externa variable en el tiempo o de excitación $p_{(t)}$.

Este modelo se explica de la siguiente manera, cada elemento estructural del sistema por separado (columna, viga, arriostre, etc.) contribuye en las propiedades de inercia (masa), elasticidad (rigidez), y de disipación de energía vibracional (amortiguamiento), necesarias para la estabilidad y equilibrio dinámico del mismo. Cada una de estas propiedades ha sido separada definiendo las componentes de masa, de rigidez y de amortiguamiento.

En un sistema elástico–lineal se considera, que el desplazamiento lineal es proporcional a la fuerza en el punto donde se aplica ésta. En consecuencia, la constante de rigidez k se expresa en unidades de fuerza por unidad de longitud. Como se mencionó antes, el cálculo de esta constante depende de la geometría de la sección transversal y del material de los elementos del sistema.

Otra propiedad característica de las estructuras es el amortiguamiento, éste se define como un proceso mediante el cual se consigue disminuir en amplitud y de forma estable en el tiempo la vibración libre [Chopra, 2007]. Esto se logra mediante varios mecanismos que disipan esta energía liberada, producto de excitaciones externas. En realidad, estos mecanismos actúan simultáneamente, de manera que es muy complicado cuantificar sus efectos matemáticamente. Por lo tanto, son usualmente idealizados como un amortiguador viscoso en el rango elástico–lineal; lo que significa que, para un sistema excitado por una carga externa, se genera una reacción interna en éste, la cual es proporcional a la velocidad de desplazamiento del sistema (en los nodos).

El coeficiente de amortiguamiento viscoso c , tiene unidades de fuerza multiplicado por tiempo entre longitud. Por último, este coeficiente es difícil de calcular analíticamente y lo que se hace es una evaluación experimental de éste [Chopra, 2007].

1.5.1.2 La ecuación fundamental del equilibrio dinámico

Conociendo las componentes de masa, rigidez y amortiguamiento, la ecuación de movimiento o ecuación de equilibrio dinámico para sistemas de 1 GDL puede ser descrita usando la Segunda Ley de Newton o el Principio del Equilibrio Dinámico de D'Alembert.

En la figura 1.9, la carga externa variable en el tiempo $p_{(t)}$ excita el sistema constituido por la masa concentrada m , y se generan dos reacciones internas contrarias al sentido de $p_{(t)}$, que son f_s , la fuerza elástica y f_D , la fuerza de amortiguamiento (ambas observadas en la figura 1.10).

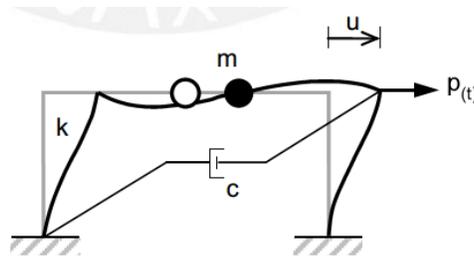


Figura 1.9. Comportamiento dinámico de un pórtico simple excitado por una carga externa variable en el tiempo

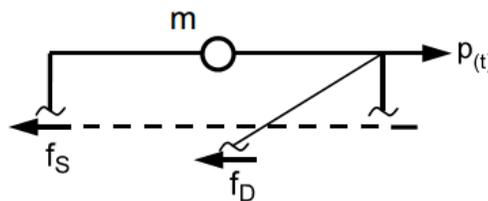


Figura 1.10. Diagrama de Cuerpo Libre en sección superior de pórtico

El desplazamiento $u_{(t)}$, la velocidad $\dot{u}_{(t)}$ y la aceleración $\ddot{u}_{(t)}$ del sistema estructural tienen el mismo sentido que $p_{(t)}$.

Por otro lado, Newton define la ecuación de movimiento en el rango elástico–lineal como una diferencial de segundo orden.

$$p_{(t)} - f_s - f_D = m \cdot \ddot{u} \quad (1.1)$$

Sin embargo, el Principio de D'Alembert sostiene que se genera una fuerza inercial ficticia f_I opuesta a la aceleración cuya magnitud es producto de la masa m y la aceleración \ddot{u} .

Por lo tanto, para el estado de equilibrio dinámico en el sistema, se cumple que la resultante de fuerzas es nula (de forma similar al principio del análisis estático). A esta ecuación se le interpreta de la siguiente forma, quedando expresada en el DCL de la figura 1.11.

$$f_I + f_D + f_S = p_{(t)} \quad (1.2)$$

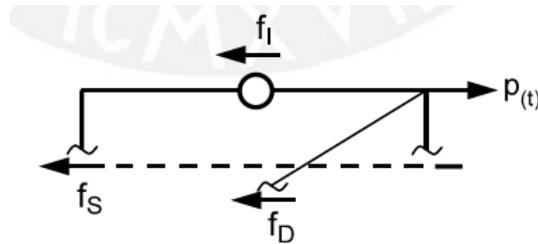


Figura 1.11. Equilibrio dinámico de fuerzas en sección superior de pórtico
Ambas ecuaciones pueden reescribirse en función de la rigidez y el factor de amortiguamiento del sistema:

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = p_{(t)} \quad (1.3)$$

Ahora, los sistemas de varios grados de libertad (n GDL) son el modelo más realista del fenómeno físico. En la figura siguiente, se esquematiza un sistema de 2 GDL, que al igual que en los sistemas de 1 GDL, la masa concentrada m_j se reparte en la parte superior de cada nivel, los mecanismos de amortiguamiento se consideran lineales y las cargas externas variable en el tiempo $p_{j(t)}$ actúan en los nodos.

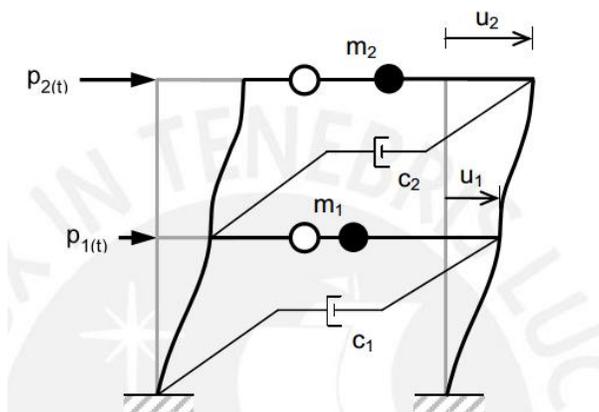


Figura 1.12. Sistema estructural de dos Grados de Libertad

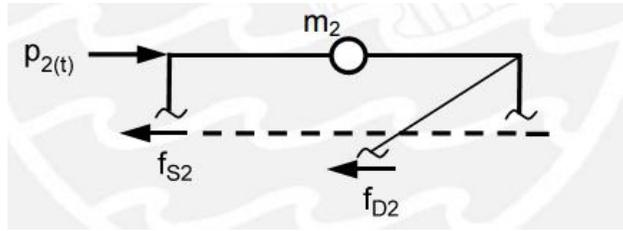


Figura 1.13. Diagrama de Cuerpo Libre en sección superior de pórtico

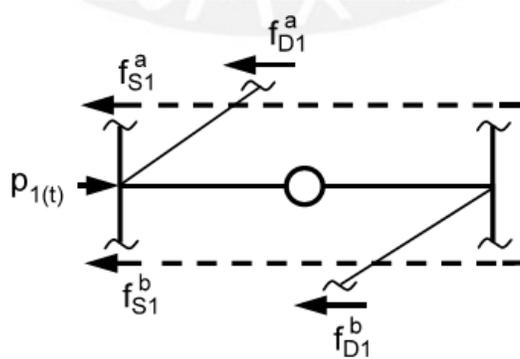


Figura 1.14. Diagrama de Cuerpo Libre en sección intermedia de pórtico

La ecuación de equilibrio dinámico para cada nivel está dada por la siguiente expresión:

$$m_j * \ddot{u}_j + f_{Dj} + f_{Sj} = p_{j(t)} \quad (1.4 a)$$

Generalizando para sistemas n GDL, la ecuación puede reescribirse matricialmente:

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & m_2 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \dots & 0 & m_j \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \\ \vdots \\ \ddot{u}_j \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} f_{D1} \\ f_{D2} \\ \vdots \\ f_{Dj} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} f_{S1} \\ f_{S2} \\ \vdots \\ f_{Sj} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} p_{1(t)} \\ p_{2(t)} \\ \vdots \\ p_{j(t)} \end{bmatrix} \quad (1.4 b)$$

Finalmente, al definir los vectores de desplazamiento u , de velocidad \dot{u} y aceleración \ddot{u} para los nodos del sistema estructural y las matrices de masa m , de rigidez k , de amortiguamiento c y de fuerzas p para sistemas de n GDL elástico–lineales, la ecuación de equilibrio generalizada es de la forma matricial:

$$m * \ddot{u} + c * \dot{u} + k * u = p \quad (1.5)$$

1.5.1.3 La respuesta modal de sistemas estructurales

Existen varios métodos de solución de la ecuación diferencial generalizada (de n GDL). Entre ellos se pueden distinguir, por ejemplo, el de los Valores Propios y los Vectores de Ritz, ambos aplicables tanto de forma analítica como numérica.

Por otro lado, el análisis por superposición modal o simplemente llamado análisis modal es uno de los métodos usado únicamente para sistemas lineales. El análisis modal determina los modos de vibración de un sistema para dos casos, el primero cuando el sistema estructural no está excitado con cargas variables en el tiempo (vibración libre) y el segundo, cuando sí lo está (vibración forzada). La investigación de este método ha determinado que el primer caso es ideal y por lo tanto poco práctico para un análisis preciso, mientras que el segundo es más próximo a la realidad. Por lo tanto se tratará de exponer el fundamento teórico de este último en particular.

Para entender la respuesta dinámica de sistemas de n GDL, se introducirá el análisis modal en sistemas excitados a partir de sus conceptos generales.

El análisis modal es un método numérico de solución de la ecuación de equilibrio dinámico de sistemas elástico–lineal. Éste consiste en desacoplar los componentes de la ecuación original (fuerza inercial, elástica y de amortiguamiento) y transformarlos convenientemente en función de variables modales (ecuaciones modales) para cuantificar los efectos absolutos de estos a la solución analítica [Chopra, 2007]. Luego, la combinación de estos efectos determina la dinámica del sistema estructural.

La ecuación modal representativa para sistemas elástico–lineales excitados por una carga externa variable en el tiempo (vector de fuerzas modales) es:

$$M * \ddot{y}_{(t)} + C * \dot{y}_{(t)} + K * y_{(t)} = P_{(t)} \quad (1.6)$$

El primer paso es determinar las matrices modales de masa M , de rigidez K y luego aproximar la matriz de amortiguamiento C , y para esto es preciso conocer la contribución del n -ésimo modo, expresada por las siguientes ecuaciones:

$$u_{(t)} = \phi_n * y_{(t)} \quad (1.7 a)$$

$$\dot{u}_{(t)} = \phi_n * \dot{y}_{(t)} \quad (1.7 b)$$

$$\ddot{u}_{(t)} = \phi_n * \ddot{y}_{(t)} \quad (1.7 c)$$

Donde ϕ_n representa el modo natural que corresponde a la frecuencia natural w_n independiente del tiempo y $y_{(t)}$ es la transformada modal en función del tiempo.

En segundo lugar, una de las suposiciones del método es la ortogonalidad de modos, lo cual implica que las matrices de masa modal M y rigidez modal K son diagonales [Wilson, 2004].

$$K = \phi^T * k * \phi \quad (1.8 a)$$

$$M = \phi^T * m * \phi \quad (1.8 b)$$

Por lo tanto, los elementos diagonales son:

$$K_n = \phi_n^T * k * \phi_n \quad (1.9 a)$$

$$M_n = \phi_n^T * m * \phi_n \quad (1.9 b)$$

Por otro lado, k_n y M_n se relacionan por la frecuencia natural al cuadrado:

$$K_n = w_n^2 * M_n \quad (1.9 c)$$

Además ϕ es la matriz modal:

$$\Phi = [\phi_{jn}] = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \dots & \phi_{1N} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \dots & \phi_{2N} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \phi_{N1} & \phi_{N2} & \dots & \phi_{NN} \end{bmatrix} \quad (1.10)$$

Luego, en el análisis se introduce el concepto de normalización de modos [Chopra, 2007], con lo cual se generan la matriz de identidad I , una matriz diagonal de valores unitarios y la matriz espectral Ω^2 , matriz diagonal compuesta por las frecuencias naturales elevadas al cuadrado.

Normalizando k_n y M_n se obtienen las siguientes expresiones, luego de las cuales se pueden hallar las matrices modales M y K :

$$M_n = \phi_n^T * m * \phi_n = 1 \rightarrow M \equiv \phi^T * m * \phi = I \quad (1.11 a)$$

$$K_n = \phi_n^T * k * \phi_n = w_n^2 * M_n = w_n^2 \rightarrow K \equiv \phi^T * k * \phi = \Omega^2 \quad (1.11 \text{ b})$$

El segundo paso es definir la ecuación modal equivalente. Si suponemos un sistema de amortiguamiento clásico, la ecuación modal se reduce a:

$$M_n * \ddot{y}_{(t)} + C_n * \dot{y}_{(t)} + K_n * y_{(t)} = P_{n(t)} \quad (1.12)$$

Donde M_n y k_n fueron definidos previamente y $C^n = \phi_n^T * c * \phi_n$, análogamente a los otros elementos diagonales. De esta ecuación se deduce el factor de amortiguamiento para cada modo (enésimo modo):

$$\xi_n = \frac{C_n}{2M_n * w_n} \quad (1.13)$$

Ahora, dividiendo la ecuación modal equivalente entre M_n obtenemos:

$$\ddot{y}_{(t)} + 2\xi_n * w_n * \dot{y}_{(t)} + w_n^2 * y_{(t)} = \frac{P_{n(t)}}{M_n} \quad (1.14)$$

El tercer paso es cuantificar el resultado de la contribución de todos los modos a la respuesta dinámica. La superposición modal cuantifica el desplazamiento nodal absoluto del sistema, cuya expresión es:

$$u_{(t)} = \sum_{n=1}^N u_{n(t)} = \sum_{n=1}^N \phi_n * y_{n(t)} \quad (1.15)$$

Además, se considera una distribución espacial de la carga aplicada, esta distribución tiene la misma variación de tiempo que $p_{(t)}$ y al espacio donde se aplica ésta, independiente del tiempo.

Se le simboliza con la letra s (en notación matricial). El objetivo ahora es simplificar el análisis al reemplazar la carga dinámica por una estática equivalente cuyos efectos sobre el sistema sean similares.

$$p_{(t)} = s * p_{(t)} \quad (1.16)$$

$$s = \sum_{r=1}^N s_r = \sum_{r=1}^N \Gamma_r * m * \phi_r \quad (1.17)$$

Por lo tanto la contribución del enésimo modo a s puede expresarse como:

$$s_n = \Gamma_n * m * \phi_n \quad (1.18)$$

Donde Γ_n , es el factor de participación o contribución modal. En consecuencia, se puede expresar esta ecuación en función de una carga generalizada $P_{n(t)}$:

$$P_{n(t)} = \Gamma_n * M_n * p_{(t)} \quad (1.19)$$

Reemplazando esta expresión en la ecuación 1.14, se obtiene:

$$\ddot{y}_{(t)} + 2\xi_n * w_n * \dot{y}_{(t)} + w_n^2 * y_{(t)} = \Gamma_n * P_{(t)} \quad (1.20)$$

Recordando la definición de un sistema n GDL, que es la resultante de n sistemas de 1 GDL [Chopra, 2007], es conveniente definir el término D_n en lugar de Γ_n , que relaciona mejor estos sistemas. Éste es denominado deformación del modo n y la ecuación 1.26 queda expresada mejor por:

$$\ddot{D}_n + 2\xi_n * w_n * \dot{D}_n + w_n^2 * D_n = P_{(t)} \quad (1.21)$$

Donde:

$$y_{n(t)} = \Gamma_n * D_{n(t)} \quad (1.22)$$

Por último, la contribución del enésimo modo a la respuesta dinámica del sistema (desplazamiento absoluto $u_{(t)}$) es:

$$u_{n(t)} = \Gamma_n * \phi_n * D_{n(t)} \quad (1.23)$$

El resultado de la contribución de todos los modos a la respuesta dinámica es:

$$r_{(t)} = \sum_{n=1}^N r_{n(t)} = \sum_{r=1}^N r_n^{st} [w_n^2 * D_{n(t)}] \quad (1.24)$$

1.5.2 El análisis sísmico

Este análisis forma parte del análisis dinámico, pero se decidió separarlo de éste por su trascendencia para el análisis estructural. La periodicidad y la espontaneidad son características de esta carga, razón por la cual los investigadores en el campo han desarrollado hipótesis de diseño sismorresistente, cuyo objetivo es modelar la carga sísmica real con precisión [Carrasco, Alfredo C, 2011]. Este modelo se basa en registros sismográficos, lográndose diseñar probables espectros de respuesta sísmica en función del tiempo o considerando los valores máximos absolutos de la respuesta, como se analizará más adelante.

Por otro lado, existen muchas normas en Ingeniería Sismorresistente alrededor del mundo que estipulan los factores, procedimientos y consideraciones a tomar en cuenta en el análisis y diseño estructural. En efecto, estas normas permiten que el diseñador logre comprender el marco conceptual de este análisis y aplicarlo convenientemente, sin necesidad de abarcar el campo de la sismología [Carrasco, Alfredo C, 2011].

En el año 1999 la Oficina Nacional de Normalización (NC) en Cuba, a través de los Comités Técnicos de Normalización, estableció la NC 46: 1999 "Construcciones Sismo Resistentes. Requisitos Básicos para el Diseño y Construcción". A continuación se explicarán brevemente en qué consisten las hipótesis del análisis y del diseño sismorresistente. Además, se comentarán algunos aspectos importantes de este último según la norma vigente, la NC 46: 1999.

1.5.2.1 Definición de carga sísmica y desarrollo del análisis sísmico

Un sismo es una sacudida de la superficie del terreno como consecuencia de fuerzas internas generadas por el movimiento de placas tectónicas o erupciones de volcanes en las profundidades de los océanos [Carrasco, Alfredo C, 2011].

No obstante, para su estudio en ingeniería es común interpretar este fenómeno como una aceleración del suelo, que generalmente está dada en dos componentes, una vertical y otra horizontal. La aceleración horizontal es intensa en comparación con la vertical, pero pocas veces es considerada insignificante.

Varias normas, incluyendo la cubana, consideran una aceleración vertical alrededor de dos tercios (66%) del efecto total [NC 46: 1999].

Con se mencionó en 1.5.1, se puede definir la ecuación de equilibrio dinámico para un sistema elástico–lineal excitado únicamente por la carga sísmica, que se diferencia de la carga externa puntual variable en el tiempo $p_{(t)}$ definida de forma general en 1.5.1.1 y 1.5.1.2. En consecuencia, la ecuación no variará en sus términos (masa, rigidez y amortiguamiento), pues este análisis pertenece al dinámico. La única diferencia es que aparece una aceleración del terreno producto del movimiento de éste, que se traduce en la siguiente ecuación (para sistemas de 1 GDL).

$$m * \ddot{u} + c * \dot{u} + k * u = -m * \ddot{u}_{g(t)} \quad (1.25)$$

Sin embargo, el análisis de sistemas de varios grados de libertad define la siguiente ecuación en general (en notación matricial):

$$m * \ddot{u} + c * \dot{u} + k * u = p_{eff(t)} \quad (1.26)$$

Donde:

$$p_{eff(t)} = -m_I * \ddot{u}_{g(t)} \quad (1.27)$$

La carga sísmica es reemplazada por una carga efectiva. Entonces, la solución a la ecuación de equilibrio puede ser resuelta analíticamente para determinar, que es el desplazamiento absoluto de cualquier nodo del sistema estructural. También se puede usar el análisis modal para cuantificar esta respuesta, de forma aproximada.

Finalmente, en esta tesis se hará uso enfático del análisis modal para cuantificar los efectos de las cargas dinámicas tanto así para las sísmicas.

1.5.2.2 El análisis espectral de la respuesta sísmica

El análisis modal permite evaluar la respuesta de la ecuación de equilibrio dinámico, producto de la carga sísmica, de los sistemas estructurales. Existen dos métodos dentro del análisis modal para cuantificar los efectos de un sismo.

Estos son el espectral o RSA (Response Spectrum Analysis), y el análisis tiempo–historia o RHA (Response History Analysis) [Carrasco, Alfredo C, 2011].

El análisis espectral, aproxima la solución de las ecuaciones a sus valores representativos que son los máximos absolutos o valores pico. En resumen, la respuesta espectral para el n ésimo modo es:

$$r_{no} = \max_t |r_{n(t)}| = r_n^{st} * A_n \quad (1.28)$$

Donde $r_{n(t)}$ es la respuesta en el tiempo, A_n es la pseudoaceleración que depende del periodo natural del sistema $T_n = \left(\frac{2\pi}{\omega_n} \right)$ y el factor de amortiguamiento ξ_n del n ésimo modo. Además, el signo r_{no} depende de r_n^{st} pues A_n es positivo, por definición.

La respuesta espectral se genera a partir de reglas o criterios de combinación modal espectral que permiten aproximar los valores máximos absolutos de $r_{n(t)}$, pues estos no van a ser precisamente iguales a los generados con el análisis tiempo–historia (RHA). En consecuencia, el interés es encontrar el valor máximo absoluto resultante de $r_{n(t)}$. Los modos tienen una respuesta independiente, pero es la combinación de estos la que determina el comportamiento dinámico del sistema. En efecto, el valor máximo absoluto de la combinación modal se determina ignorando el signo algebraico de éste.

Las tres reglas de combinación modal son usadas para obtener la respuesta dinámica total, entre éstas la sísmica, sobre un sistema estructural. Éstas son la suma absoluta o ABS (Absolute Sum), la raíz cuadrada de la suma de cuadrados o SRSS (Square Root of Sum of Squares) y la combinación cuadrática completa o CQC (Complete Quadratic Combination).

La ABS es conservadora en su estimación de la respuesta dinámica total porque asume que todos los valores máximos absolutos de las respuestas independientes de los n modos ocurren en el mismo instante [Chopra, 2007]. Sin embargo, se hace

referencia de ésta dado que muchos diseñadores aún la consideran. La expresión general de la respuesta dinámica total está dada por la expresión:

$$r_o \leq \sum_{n=1}^N |r_{no}| \quad (1.29)$$

Por otro lado, la SRSS es aplicable para sistemas estructurales cuya frecuencia natural de vibración tiene un amplio periodo [Chopra, 2007]. Esta regla asume, además, que todos los valores máximos absolutos de la respuesta dinámica total son estadísticamente independientes [Wilson, 2004] ésta última según la expresión:

$$r_o \approx \left(\sum_{n=1}^N r_{no}^2 \right)^{1/2} \quad (1.30)$$

Finalmente, la CQC es una regla de combinación formulada por Wilson, Der Kiureghian y Bayo en 1981 y está basada en teorías de vibraciones avanzadas. Ésta engloba algunos conceptos de la SRSS y abarca aquellos sistemas estructurales cuya frecuencia natural de vibración es más pequeña [Chopra, 2007].

La expresión general de la respuesta dinámica total es:

$$r_o \approx \left(\sum_{n=1}^N r_{no}^2 + \sum_{i=1}^N \sum_{n=1}^N \rho_{in} * r_{io} * r_{no} \right)^{1/2} \quad (1.31)$$

En todos los casos, r_o es la media de los valores máximos absolutos de la respuesta dinámica total.

El análisis de dominio del tiempo (time history) es un análisis paso a paso (step-by-step) de la respuesta dinámica de una estructura para una carga específica que varía en el tiempo. El análisis de Time History puede ser lineal o no lineal. Las soluciones numéricas de la ecuación de movimiento de las estructuras son divididas en dos métodos: método de integración directa y método de superposición modal [Martín, Patricia; Parnás, Elena. V, 2012].

Por otro lado, el análisis tiempo–historia permite determinar analíticamente las soluciones a las ecuaciones de equilibrio dinámico $u_{(t)}$, $\dot{u}_{(t)}$, o $\ddot{u}_{(t)}$ [Carrasco, Alfredo C, 2011], además de que este proceso demandará un poco más de tiempo de cálculo puesto que las soluciones depende de éste, es éste método el que se empleará en esta tesis.

Como se concluyó anteriormente, el método espectral es suficiente para el análisis dinámico en estructuras, pero se puede optar por una tiempo–historia si se conocen las variables de entrada de éste análisis [Carrasco, Alfredo C, 2011]

1.5.2.3 Comentarios de la Norma Cubana 46: 1999 Construcciones Sismo Resistentes. Requisitos Básicos para el Diseño y Construcción

Esta norma establece los requisitos básicos para el diseño y construcción de obras sismorresistentes ubicados en zonas de peligro sísmico, incluye tanto las edificaciones como las obras civiles con el propósito de disminuir o mitigar su grado de vulnerabilidad, excepto estructuras especiales tales como plantas nucleares, eléctricas, mecánicas y similares; para tales casos se requieren consideraciones específicas para ellas que estén acordes con lo establecido en esta norma [NC 46: 1999]. A continuación se mencionarán los factores que esta norma considera importantes.

Para comenzar, es importante definir los parámetros de sitio que básicamente son dos, el de zonificación y el de condiciones geotécnicas. El primero depende de la ubicación geográfica donde se vaya a edificar la estructura, puesto que en Cuba existen zonas de mayor movimiento telúrico que otras. El territorio nacional para fines de aplicación de esta norma se ha dividido en 4 zonas las cuales se indican en los Mapas de Zonificación Sísmica con Fines de Ingeniería según la figura 1.15.

Dichas zonas se describen a continuación, y se le asignan valores de aceleración en fracciones de la gravedad [NC 46: 1999]. En la tabla 1.1 se muestran los valores de la aceleración horizontal máxima del terreno expresado como una fracción de la gravedad por zonas sísmicas.

El mapa presentado es el resultado de una evaluación cualitativa del peligro sísmico con criterios probabilísticos con la información disponible hasta la fecha.

Descripción de las zonas sísmicas del territorio nacional

Zona 0

De riesgo sísmico muy bajo sin efectos dañinos para las construcciones donde no es necesario tomar medidas sismorresistentes en estructuras y obras. No obstante desde el punto de vista sismológico, no puede decirse que existe sismicidad nula.

Zona 1

De riesgo sísmico bajo que puede ocasionar daños en las construcciones debiéndose tomar medidas sismorresistentes en todas las estructuras y obras en función de la importancia de las mismas. Esta zona se subdivide a la vez en dos zonas: 1A y 1B. Los valores de la aceleración horizontal máxima del terreno para el cálculo **A** serán de 0,075 g para la Zona 1A y de 0,1 g para la zona 1B

Zona 2

De riesgo sísmico moderado que puede ocasionar daños en las construcciones debiéndose tomar medidas sismorresistentes en todas las estructuras y obras en función de la importancia de las mismas. Esta zona se subdivide a la vez en dos zonas: 2A y 2b. Los valores de la aceleración horizontal máxima del terreno para el cálculo **A** serán 0,15 g para la Zona 2A y de 0,20 g para la zona 2B

Zona 3

De riesgo sísmico alto que puede ocasionar daños graves en las construcciones debiéndose tomar medidas sismorresistentes en las estructuras y obras en función de la importancia de las mismas. La aceleración horizontal máxima del terreno para el cálculo **A** será de 0,30 g.

Movimientos de diseño

Los movimientos de diseño se definen en función de la aceleración máxima de la componente horizontal obtenida para roca a partir de los estimados de peligrosidad sísmica, los valores de aceleración (líneas de isoaceleraciones) se obtuvieron para

una probabilidad del 15 % a 10 % de excedencia y 50 años de vida útil correspondiente período de retorno de 475 años [NC 46: 1999].

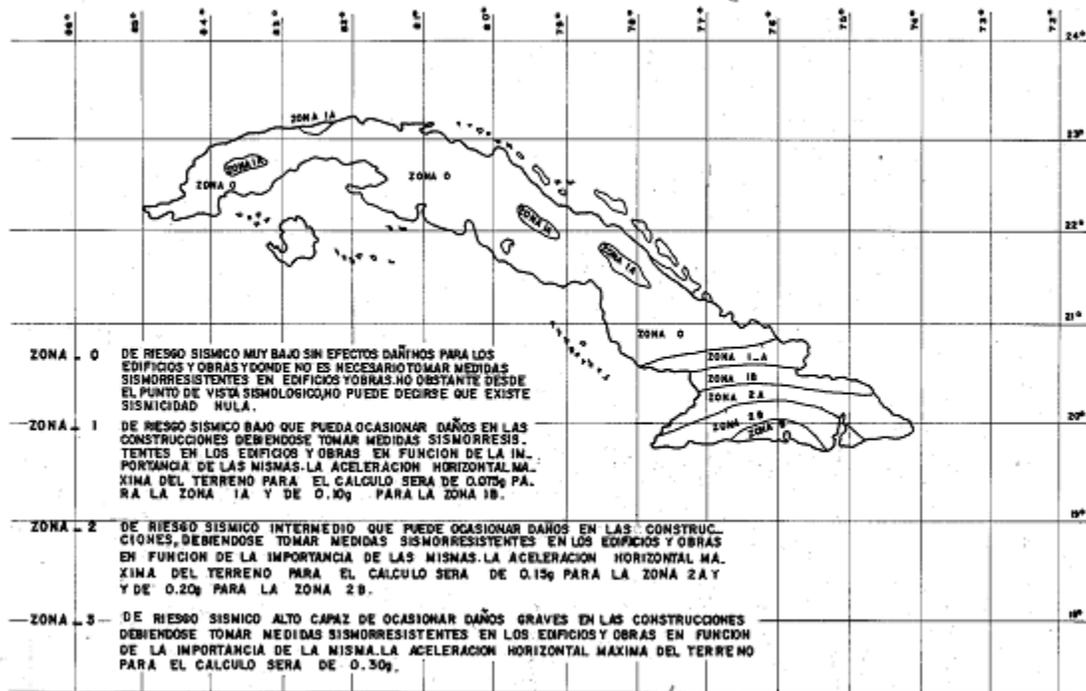


Figura 1.15. Mapa de Zonificación Sísmica con Fines de Ingeniería.

(Fuente: NC 46: 1999, p. 8, adaptado)

Tabla 1.1 Valores de la aceleración horizontal máxima del terreno expresada como una fracción de la gravedad por zonas sísmicas

ZONA	1A	1B	2A	2B	3
A	0,075	0,10	0,15	0,20	0,3

(Fuente: NC 46: 1999, p. 20, adaptado)

Por otro lado, existen dos factores a tomar en cuenta dentro del segundo parámetro, el de condiciones geotécnicas. Éste se refiere a los perfiles o tipos de suelo, que se clasifican según las propiedades mecánicas, la velocidad de propagación de las ondas de corte y el periodo de vibración de estos.

En consecuencia, quedan definidos los suelos rígidos (roca) con el símbolo **S₁**; los suelos intermedios **S₂**; y los flexibles **S₃**. Así como una cuarta categoría de estos, que considera alguno en especial (diferente tipo a los mencionados) simbolizado por **S₄**.

En aquellas ubicaciones donde la clasificación del perfil del suelo entre dos perfiles tipificados sea dudosa, se utilizará aquel que conduzca a las acciones sísmicas más desfavorables para la estructura [NC 46: 1999].

Finalmente, el factor de tipos de suelos brinda el periodo esperado para cada tipo de suelo **T_p** (mayor al periodo fundamental del perfil del suelo).

Por último, este factor puede interpretarse como la aceleración esperada de una estructura en un suelo rígido, que se modifica al pasar por los distintos estratos del suelo hasta llegar a la cimentación de ésta. En consecuencia, este factor estima la amplificación de las solicitaciones sísmicas respecto al perfil del suelo cuya aceleración máxima esperada en la cimentación de una estructura queda expresada por el producto de **ZS**.

Tabla 1.2. Factores de tipos de suelos

Tipo	Descripción	T_p (s)	S
S ₁	Roca o suelo muy rígidos	0,4	1,0
S ₂	Suelos intermedios	0,6	1,2
S ₃	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	1,0	1,4
S ₄	Condiciones excepcionales	-	-

(Fuente: NC 46: 1999, p. 19, adaptado)

El segundo factor es el de amplificación sísmica **C** (de la aceleración como respuesta estructural respecto a la aceleración máxima esperada en la cimentación de ésta). La NC 46: 1999 permite estimar este factor por diferentes expresiones:

$$C = 1 + (Fa - 1) \frac{T}{T_p} \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_1 \quad (1.32)$$

$$C = Fa \quad \text{para } T_1 \leq T \leq T_p \quad (1.33)$$

$$C = Fa \left(\frac{T_p}{T} \right)^p \quad \text{para } T > T_p \quad (1.34)$$

Donde:

F_a es el coeficiente de amplificación que depende del perfil del suelo, adimensional.

T_1 , T_p son los períodos de esquina del espectro correspondiente en segundos (véase la tabla 1.3).

T es el período de la estructura en segundos.

p es el exponente que define la rama descendente del espectro en función del perfil del suelo que aparece en la tabla 1.3.

Tabla 1.3. Exponente de la rama descendente del espectro

Perfil del suelo	F_a	T_1	T_p	p
S1	2,5	0,15	0,4	0,8
S2	2,5	0,15	0,6	0,7
S3	2,0	0,2	1,0	0,6
S4	2,0	0,2	1,5	0,5

(Fuente: NC 46: 1999, p. 19, adaptado)

Por último, el producto ZS es amplificado por este factor, en función del periodo fundamental T de la propia estructura. Por lo tanto, la aceleración como respuesta estructural queda definida por el producto de ZSC .

De la ecuación 1.35, T es el periodo fundamental de la estructura, que se estima mediante dos análisis, el estático, que por lo general se realiza inicialmente pues se desconocen los parámetros del otro tipo de análisis, el dinámico. Del análisis estático, se deduce la expresión [Carrasco, Alfredo C, 2011]:

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad (1.35)$$

Donde h_n es la altura total de la estructura en metros y C_T es una constante que depende del tipo de estructura: para las aporticadas, $C_T=35$; para estructuras de concreto armado, $C_T=45$ para estructuras de mampostería y muros de corte, $C_T=60$ [Carrasco, Alfredo C, 2011].

Por otro lado, el periodo fundamental que se obtiene por el análisis dinámico, considera las características de rigidez y distribución de masas de la estructura. Éste se genera a partir de la expresión:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n P_i * D_i^2}{g * \sum_{i=1}^n F_i * D_i}} \quad (1.36)$$

Donde P_i es el peso del i ésimo nivel, D_i es el desplazamiento lateral relativo al suelo, F_i es la fuerza horizontal referidos al i ésimo nivel y g es la aceleración de la gravedad.

Algunas normas, como la peruana, aclara que si el periodo fundamental es mayor a 0,7 s, una fracción de la fuerza cortante basal (V) o carga sísmica, se deberá aplicar como carga concentrada en la parte superior de la estructura (F_a) [Carrasco, Alfredo C, 2011]. Mientras que la diferencia, es decir, $V - F_a$, deberá ser distribuida a todos los niveles de la estructura. Las expresiones asociadas son:

$$F_a = 0.07 * T * V \quad F_a \leq 0.15 * V \quad (1.37a)$$

$$F_i = \frac{P_i * h_i}{\sum_{j=1}^n P_j * h_j} (V - F_a) \quad (1.37b)$$

En la tabla 1.4 se muestran los cinco primeros valores de las frecuencias naturales de vibración, y sus valores correspondientes de periodo, por ser estas las de mayores desplazamientos, del análisis de frecuencia realizado a la Cabria en estudios anteriores.

Tabla 1.4. Frecuencias naturales de la estructura.

N° de modo	Frecuencia (rad/s)	Frecuencia (Hertz)	Período (s)
1	9,827	1,564	0,63938

2	10,4	1,6552	0,60416
3	27,373	4,3566	0,22954
4	40,542	6,4525	0,15498
5	47,933	7,6288	0,13108

(Fuente: del Monte, Lisandro, 2013)

El tercer parámetro es el coeficiente (I) adimensional que tiene en cuenta el riesgo sísmico en función de la importancia de la obra. A continuación se muestran, en una tabla extraída de la norma, algunos aspectos técnicos para la determinación de este factor.

Tabla 1.5. Coeficiente de importancias características de los edificios y obras según su importancia

CARACTERÍSTICAS DE LOS EDIFICIOS Y OBRAS SEGÚN SU IMPORTANCIA	I
<p>1. Edificios y obras de excepcional importancia</p> <p>Las construcciones cuya rotura tengan consecuencias catastróficas tales como las instalaciones termoeléctrica Construcciones relacionadas con sustancias de gran. Toxicidad y similares.</p> <p>2. Edificios y obras de especial importancia.</p> <p>Los edificios cuyas roturas tienen gran trascendencia tales como edificios monumentales, edificios que guardan obras artístico culturales de gran valor y similares.</p> <p>Los edificios y obras cuya indestructibilidad e indispensable para garantizar las medidas mínimas destinadas a erradicar las consecuencias de terremotos intensos tales como hospitales policlínicos y obras relacionadas con la salud así como algunas obras energéticas y similares.</p> <p>Muros de contención grandes que soportan estructuras o obras importantes o instalaciones, donde la falla podría tener consecuencias desastrosas, tales como destruir instalaciones vitales de servicio o causar pérdidas de vida</p>	<p>Se fijarán por la autoridad competente</p> <p>Mínimo 1,25</p> <p>1,25</p>
<p>3. Edificios y obras de importancia secundaria.</p> <p>Edificios y obras residenciales, escolares, públicas e industriales.</p> <p>Construcciones agropecuarias de larga permanencia del personal.</p> <p>Muros de contención de por lo menos 6 m de altura no ubicados en localidades como las consideradas en el grupo 2, pero donde su reemplazo podría ser difícil o costoso, y donde otras consecuencias podrían ser serias</p>	1,0
<p>4. Edificios y obras de importancia secundaria.</p> <p>Los edificios y obras cuya rotura presente poco peligro para la vida y salud de las personas y ocasionen pequeños daños materiales</p> <p>Edificios industriales de una planta con un número de trabajadores no mayor de 50 y que no contengan instalaciones muy costosas, pequeños talleres y otros.</p> <p>Construcciones agropecuarias de corta permanencia del personal.</p>	0,6
<p>5. Edificios y obras no importantes</p> <p>Los edificios provisionales de bajo costo cuya rotura no presente peligrosidad para la vida y salud de las personas,</p> <p>Estructuras para abrigo provisional de animales.</p> <p>Muros de contención no incluidos en los grupos 2 y 3</p>	No se calculan por sismo

(Fuente: NC 46: 1999, p. 21, adaptado)

Al producto **ZISC** se le denomina como el coeficiente sísmico elástico que brinda una importante aclaración. Algunas normas, como la peruana, genera un coeficiente mayor (dos y media veces) a diferencia de otras, lo que a su vez, resulta en niveles muy altos para la carga sísmica (representada por la cortante basal); esto hace notar que es casi imposible diseñar una estructura de manera que se mantenga en el rango elástico durante un sismo [Muñoz, 2010].

En consecuencia, la norma cubana define un coeficiente de reducción por ductilidad “Rd” (capacidad de disipación de energía), cuya función es reducir la resistencia lateral de las estructuras a una fracción de la máxima sollicitación elástica, a cambio de garantizar un comportamiento inelástico adecuado, durante y posterior al sismo [NC 46: 1999].

Tabla 1.6. Valores del coeficiente Rd

Tipo	Sistema estructural	ND	Rd
I	Estructuras de hormigón armado cuyos pórticos dúctiles especiales en ambas direcciones (X,Y) resistan el 100 % de la fuerza horizontal considerándose que actúan independientemente de cualquier otro elemento rígido. Estructuras de pórticos de acero	3	6
		2	4,5
		1	2,5
II	Estructuras de hormigón armado con pórticos dúctiles especiales y diafragmas de rigidez espaciales en ambas direcciones (X,Y) diseñados según los siguientes criterios: a) Los pórticos y diafragmas de rigidez resistirán la fuerza considerando la interacción entre pórticos y diafragmas de rigidez. b) los pórticos tendrán una capacidad para resistir no menos del 25% de la fuerza horizontal, actuando independientemente.	3	5
		2	3,75
		1	2
III	Estructuras de hormigón armado constituidas por diafragmas de rigidez o pórticos diagonalizados que resisten el 100 % de la fuerza horizontal. Estructuras del tipo II cuyos pórticos no tienen capacidad para resistir el 25 % de la fuerza horizontal pero contribuyen a resistir las cargas gravitacionales. Estructuras de madera o acero no incluidos en otros casos	3	4
		2	3
		1	1,5
IV	Estructuras de grandes paneles.	3	4
		2	4
		1	4
V	Estructuras de muros de mampostería reforzada.	3	3,5
		2	3,5
		1	3,5
VI	Estructura de muros de mampostería confinada con refuerzo interior	3	2,5
		2	2,5
		1	2,5
VII	Estructura de muros de mampostería sin confinar, construcciones de adobe y otras no contempladas es esta clasificación. Estructuras que actúan esencialmente como voladizos aislados, libres o articulados en su extremo superior y empotrado en la base que resisten la fuerza lateral con una o varias columnas tales como tanques elevados chimeneas y silos Estructuras que actúan esencialmente como voladizos Estructuras que no posean diafragmas horizontales con la rigidez y resistencia necesarias para distribuir eficazmente las fuerzas sísmicas entre los diversos miembros verticales. Estructuras cuyo sistema sismo resistente consiste en pórticos rígidos formados por elementos prefabricados que no tengan secciones capaces de deformarse inelásticamente en ambas direcciones (X,Y) Otras estructuras no contempladas en esta clasificación.	3	1,5
		2	1,5
		1	1,5

(Fuente: NC 46: 1999, p. 22, adaptado)

Finalmente, la norma concluye que, para el diseño estructural, es común desarrollar en el análisis sísmico, el espectro de respuestas en función de los factores citados anteriormente. Por otro lado, este espectro generará la carga sísmica de diseño, conocida como la cortante basal. El espectro está dado por la siguiente expresión:

$$S_a = \frac{Z_{(g)} * I * S * C}{R_d} \quad (1.38)$$

La curva resultante tendrá la siguiente forma, dependiendo básicamente del tipo de suelo y el factor de reducción.

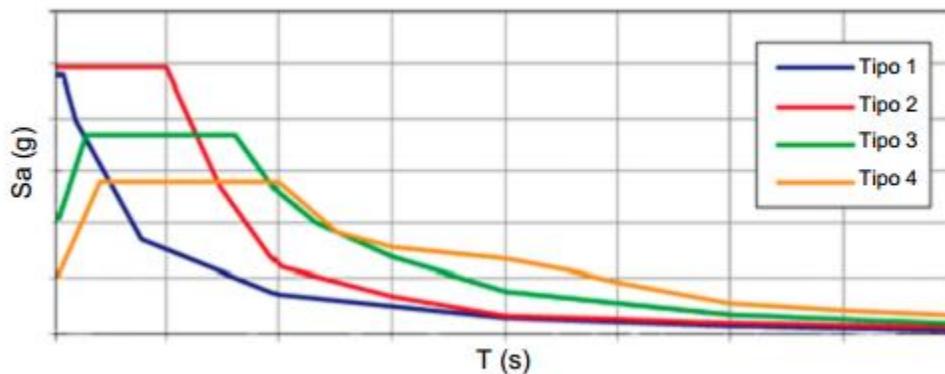


Figura 1.16. Diseño de espectros de aceleraciones

(Fuente: Carrasco, Alfredo C, 2011)

1.6 El método de los Elementos Finitos aplicado al análisis estructural

La ingeniería estudia muchos fenómenos físicos que pueden ser modelados matemáticamente con relativa precisión mediante el uso de ecuaciones diferenciales. Éstas, por lo general, son de difícil solución analítica mediante los métodos clásicos. El MEF permite una evaluación aproximada de las ecuaciones diferenciales que modelan cualquier fenómeno físico [Ottosen, Niels; Hans Petersson, 1992]. Algunos de los problemas que abarcan el método, están relacionados con el análisis de esfuerzos, flujos de materia, transferencia de calor y dinámica aplicada, entre otras áreas.

La solución de problemas de sistemas estructurales es la aplicación más común hoy en día, en el mercado existen varios software especializados íntegramente en este

campo. Con el uso de estos, el diseñador puede reducir significativamente el tiempo que invierte en el análisis, además de optimizar los resultados finales [McCormac, 2008].

La característica principal del MEF es que descompone la región de análisis (aquella donde se cumplen las ecuaciones diferenciales) en partes pequeñas de determinada geometría, denominadas elementos finitos, de manera que la precisión del método depende directamente del número de elementos. La agrupación de todos los elementos de una región es denominada 'malla'.

La aproximación de cada elemento es usualmente polinomial (lineal, cuadrática, cúbica, etc.), esto depende de cómo cambie la variable en estudio. Por ejemplo, para un problema de transferencia de calor, la variable es la temperatura. Por lo tanto, esta aproximación es un tipo de interpolación sobre cada elemento, donde se asume que la variable es conocida en determinados puntos de éste, denominados 'nodos', localizados en la periferia del elemento [Chandrupatla, Tirupathi, 1999; Carrasco, Alfredo C, 2011]. Finalmente, todos los fenómenos físicos son sistemas continuos, es decir, poseen un número infinito de soluciones, en contraste a uno discreto que tiene un número finito de soluciones. Precisamente, el objetivo del uso del método es llegar a conocer la respuesta o el comportamiento de un sistema continuo a partir de la discretización de éste, con cierta aproximación [Chandrupatla, Tirupathi, 1999]. Las tecnologías de simulación numéricas son hoy día un complemento indispensable ya que permiten minimizar actividades costosas en tiempo y dinero, disminuir el riesgo de las decisiones tempranas y explorar un amplio campo de posibles soluciones [González, Fernández, V.; Rodríguez, Madrigal, M.; Veliz, Marrero, L. M.; Delvía, Jiménez, C.; Delgado, Peña, Y, 2005]. A continuación abordamos algunas aplicaciones que ha tenido el análisis sísmico a estructuras metálicas similares a la Cabria de perforación.

1.7 Aplicaciones del análisis sísmico a estructuras

En Cuba se da la problemática, de que a pesar de ser una región eminentemente sísmica en casi toda su extensión, la recurrencia histórica de movimientos fuertes ha sido baja, aun existiendo zonas de gran actividad, como es el caso de la región

oriental; ésta ha sido la causa que ha imposibilitado un mayor refinamiento en la caracterización de nuestras fuentes generadoras y nuestros esquemas de clasificación de sitio, a partir de modelos que consideren los registros, como en otras partes del mundo.

Por estas razones, los estudios acerca de la influencia de parámetros del movimiento sísmico sobre nuestras estructuras, se realizan a partir de registros de movimientos reales de otras partes del mundo escalados a una PGA, que represente el nivel de amenaza sobre la región de estudio, que en dependencia de la importancia de la obra, pudiera ser una estimación de peligro puntual o el peligro uniforme definido por nuestra normativa de cálculo, para grandes zonas [Jiménez, Valdés, Víctor M.; Ordoño, Pupo, Dalia, 2007].

En el trabajo presentado por el MSc. Víctor M. Valdés Jiménez y la MSc. Dalia Pupo Ordoño en el IV Congreso Cubano de Geofísica, La Habana 2007. Ellos exponen una valoración acerca de la influencia de la duración de la fase fuerte del movimiento sísmico en las características de respuesta de un edificio de hormigón armado de seis pisos y de una pila de un puente ubicados en zona de alta sismicidad (Santiago de Cuba), sobre la base de una comparación de resultados obtenidos en modelos de análisis para dichas estructuras, de uno y varios grados de libertad dinámico, mediante análisis no lineal estático y no lineal dinámico [Valdés, Víctor M.; Pupo, Dalia, 2007].

Otro trabajo que hace referencia a la aplicación del análisis sísmico a estructuras, fue el artículo que presentaron Patricia Martín Rodríguez y Vivian Elena Parnás “Análisis sísmico de modelos cubanos de torres autosoportadas de telecomunicaciones”, en el cual exponen la necesidad de profundizar en el análisis sísmico de las torres autosoportadas y los diferentes métodos para realizarlo; pues las particularidades de estas estructuras no se encuentran tratadas en las normas de diseño sísmico, y no presentan el mismo comportamiento dinámico que los edificios frente a las cargas de sismo [Martín, Patricia; Parnás, Elena. V, 2012].

CAPÍTULO II: Análisis numérico de la Cabria modelo JJ585/46-K

En este capítulo se explica cómo se logró obtener el modelo geométrico de la Cabria con el software de diseño en 3D SolidWork 2013, así como las propiedades de los análisis dinámicos bajo la acción de carga sísmica que se le realizaron a la torre de perforación.

2.1 Realización del modelo geométrico de la Cabria

Para obtener una estructura compleja (200 barras) como la de la Cabria, la herramienta que se utilizó fue el complemento de SolidWork de piezas soldadas, por ser esta una herramienta de fácil aprendizaje, ofreciéndose como ventaja la generación de pieza multicuerpo que pueden contener a otras piezas y que no se necesitaba de relaciones de posición para mantener a las vigas en sus lugares [del Monte, Lisandro, 2013]. Lo primero que se debe hacer es construir los trayectos que servirán para realizar los barridos de los correspondientes perfiles, estos trayectos son los croquis 2D y croquis 3D. La torre de perforación cuenta con 62 perfiles I, 92 perfiles L, 30 perfiles circulares y 4 perfiles cuadrados. El complemento de piezas soldadas cuenta con perfiles personalizados, pero los perfiles de la Cabria no se encontraban en la biblioteca de SolidWork por lo que se personalizaron estos perfiles y se guardaron con extensión Sldlfp, copiándose en el directorio de instalación siguiendo una estructura específica de organización en: estándar, tipos y tamaños. En esta investigación las medidas se tomaron de la estructura de la Cabria que se había hecho en el software de diseño en 3D Autodesk Inventor y de los manuales de explotación de esta. Se utilizaron 3 croquis en 2D relacionados por un croquis en 3D (los croquis aparecen de color azul en la figura 2.1) dándole a estos los ángulos de inclinación de la estructura. Terminados los trayectos se obtiene la Cabria en forma alámbrica y se está listo para relacionar a cada perfil con su trayecto. Los perfiles que no están relacionados con croquis se hicieron utilizándose la operación de simetría de sólidos [del Monte, Lisandro, 2013].

Finalmente se obtuvo el ensamble de los miembros estructurales tipo viga de la Cabria (figura 2.2) que ahora conforman la torre, y forman parte de una sola pieza multicuerpo, que se integra a un ensamble final.

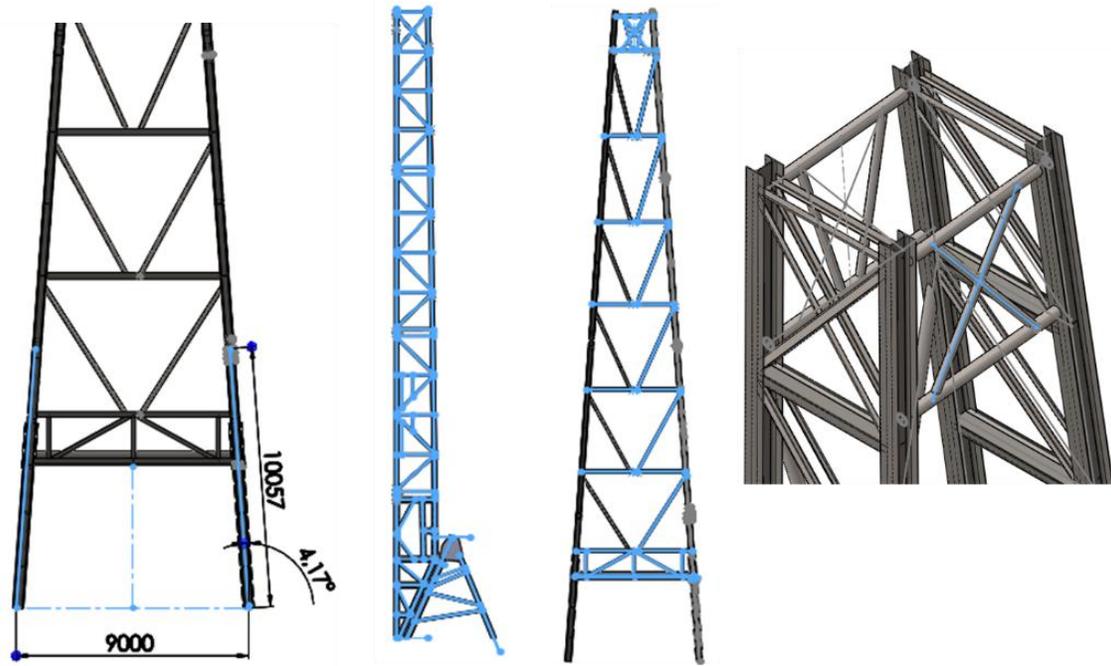


Figura 2.1. Croquis utilizados para obtener la estructura alámbrica de la Cabria.

(Fuente: del Monte, Lisandro, 2013)

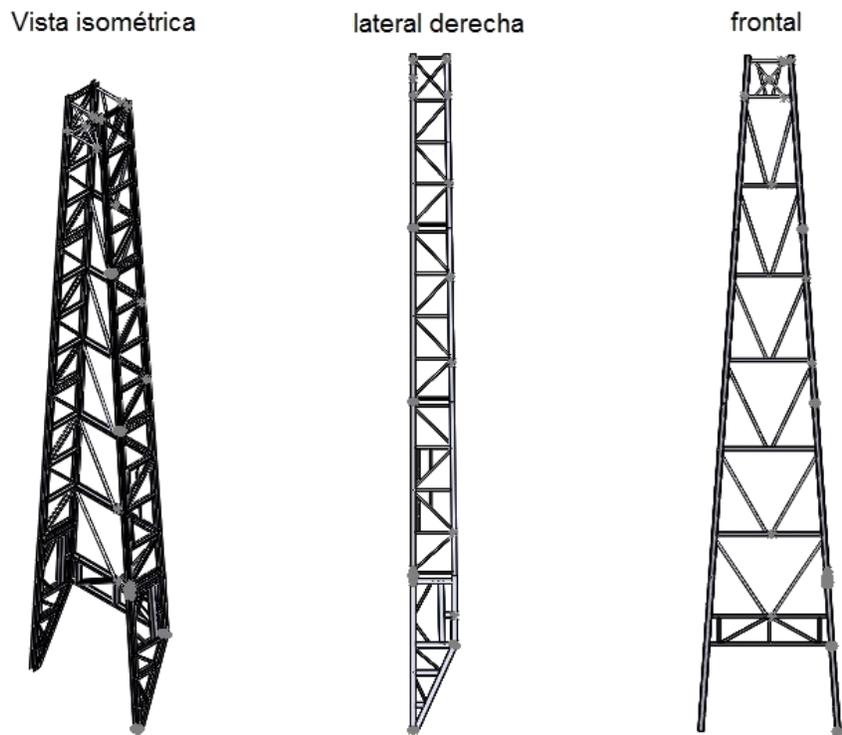


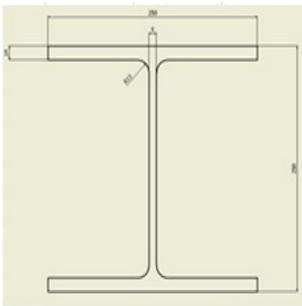
Figura 2.2. Diferentes vistas del modelo geométrico de la Cabria

(Fuente: del Monte, Lisandro, 2013)

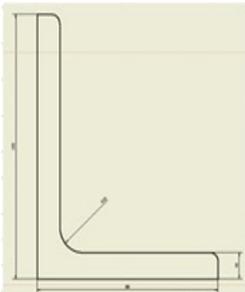
2.2 Materiales y perfiles estructurales empleados

El resultado de los elementos a analizar depende en una parte del material utilizado en las barras. En Venezuela se le hizo un estudio metalográfico a los perfiles de la Cabria, arrojándose sus propiedades químicas las que permitieron clasificar el material dentro de los aceros para estructuras, las propiedades se muestran en la tabla 2.1. Con los resultados de los estudios realizados y teniéndose en cuenta el límite de elasticidad, se buscó en la biblioteca de materiales del SolidWork un material con propiedades similares seleccionándose para los perfiles tipo I al AISI 1020 tabla 2.2 y para los perfiles tipo L el AISI 301 tabla 2.3. No se personaliza este material en SolidWork por desconocer de propiedades necesarias como el Coeficiente de Poisson y el Módulo Elástico indispensables para realizar el estudio estático [del Monte, Lisandro, 2013].

Tabla 2.1. Propiedades del material de las Barras de la Cabria.



PERFIL	VIGA H
TIPO DE ACERO	Q 345
COMPOSICIÓN QUÍMICA	C=0,21/Si=0,55/Mn=1,00/P<0,040/S<0,040
LÍMITE A LA FLUENCIA	345 MPa / 50,0038 LBS/PUL2
LOCALIZACIÓN	VIGAS PRINCIPAL CABRIA



PERFIL	VIGA L (ASIMÉTRICAS)
TIPO DE ACERO	Q 235
COMPOSICIÓN QUÍMICA	C=0,20/Si=0,55/Mn=1,00/P<0,040/S<0,040
LÍMITE A LA FLUENCIA	235 MPa
LOCALIZACIÓN	VIGAS SECUNDARIAS CABRIA

(Fuente: del Monte, Lisandro, 2013)

Tabla 2.2. Material seleccionado de la biblioteca de materiales del SolidWork para los perfiles tipo I.

Propiedades	Valor	Unidades
Módulo elástico	2,05e+011	N/m ²
Coeficiente de Poisson	0,29	
Módulo cortante	8e+010	N/m ²
Densidad	7870	kg/m ³
Límite de tracción	420000000	N/m ²
Límite elástico	350000000	N/m ²
Coeficiente de expansión térmica	1,17e-005	/K
Conductividad térmica	51,9	W/(m·K)
Calor específico	486	J/(kg·K)

(Fuente: del Monte, Lisandro, 2013)

Tabla 2.3. Material seleccionado para los perfiles tipo L.

Propiedades	Valor	Unidades
Módulo elástico	1,929999974e+011	N/m ²
Coeficiente de Poisson	0,27	
Densidad de masa	8000	kg/m ³
Límite de tracción	619999997,3	N/m ²
Límite elástico	234421748	N/m ²
Coeficiente de expansión térmica	1,7e-005	/K
Conductividad térmica	16,1	W/(m·K)
Calor específico	500	J/(kg·K)

(Fuente: del Monte, Lisandro, 2013)

2.3 Aplicación del mallado y restricciones del modelo

- **Mallado**

A los modelos analizados en esta investigación se les generó una malla del tipo "Malla de viga". Esto arroja un número total de nodos igual a 2188, así como un número total de elementos igual a 2171, ver figura 2.3.

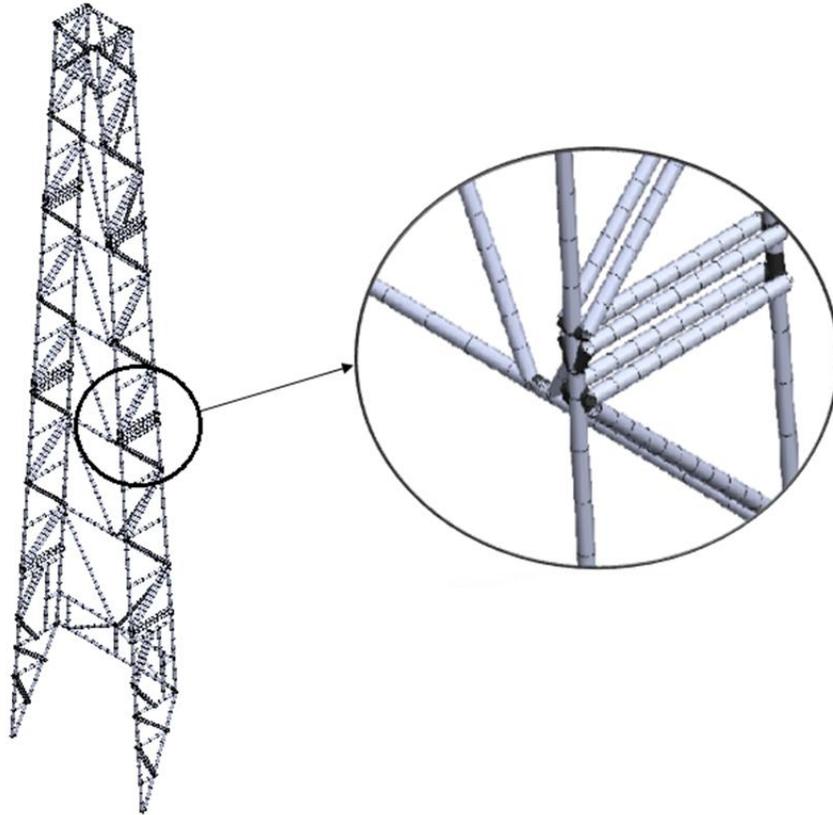


Figura 2.3. Mallado del tipo `` Malla de Viga``

- **Restricciones**

La estructura analizada se considera empotrada en la base; para lograr esto se le aplica una restricción del tipo ``Geometría Fija``, que elimina todos los grados de libertad en los puntos seleccionados, ver figura 2.4.



Figura 2.4. Restricciones del tipo `` Geometría Fija`` aplicadas en la base de la estructura

2.4 Cálculo y asignación al modelo de las cargas de trabajo

Los tipos de cargas de trabajo o cargas externas que se aplican sobre el sistema son: la carga muerta, la carga dinámica pulsante y la sísmica. Mientras que las dos primeras son calculadas analíticamente, la tercera es definida a partir de la norma correspondiente y generada a través del análisis del modelo. Lo cual quiere decir que sus efectos serán cuantificados a través del MEF (cortante basal y desplazamientos absolutos de nodos) [Carrasco, Alfredo C, 2011].

- **Cargas aplicadas a la Cabria cuando está en operación**

Se consideran como tensiones propias de la Cabria durante la operación, las generadas durante el funcionamiento del Taladro y sus valores son directamente proporcionales a la profundidad a la que se efectúa la perforación [Manual de Operación de la Torre J550/45-K5, 2008]. Estas están compuestas por las cargas, que se transmiten por los elementos del sistema de izaje a la estructura de la Cabria al soportar la carga más pesada, que represente la sarta de tubos requerida para revestir el hoyo a la mayor profundidad.

Para el caso de un pozo de 7 000 m (22 965,88 pies), que es la máxima profundidad por diseño que se alcanza con un taladro de 2000 HP, el peso máximo de los tubos de 9 5/8 pulgadas junto al lodo de perforación, que representan el 80% del total de la tubería, es equivalente a 1 263 123,4 lb (574 147 kg) [Manual de Operación del Taladro modelo ZJ70DB, 2010].

Además del peso de la sarta de perforación, la Cabria debe soportar el peso de los componentes del sistema de izaje (Bloque Corona, Bloque Viajero, Encuelladero, Cables). En la tabla 2.4 se muestran los pesos que soporta la Cabria durante las operaciones del taladro. Los componentes del sistema de izaje, sarta de perforación y lodo de perforación genera una carga equivalente a 604237,90 kg, la misma se distribuye, como cuatro cargas con un valor de 151059,475 kg en las caras superiores de las vigas de la sección 4 donde se apoya el Bloque Corona. Las cargas antes mencionadas se representan en la figura 2.5.

Por encima de estas consideraciones de funcionamiento que consumen parte de la potencia teórica suministrada por la planta de fuerza motriz del taladro, se consume una potencia adicional destinada a eliminar los atascos de la tubería de perforación o de revestimiento, durante su inserción en el pozo. Naturalmente, la torre o Cabria de perforación debe tener la capacidad de resistir las tensiones que se originan en estos momentos extremos, que siempre serán inferiores al límite de rotura del material de los tubos.

Tabla 2.4. Cargas aplicadas a la Cabria cuando está en operación.

Componentes	Peso (kg)
Bloque corona	11310,00
Bloque viajero	8556,00
Gancho	8100,00
Encuelladero (incluido peso de persona promedio 70 Kg)	657,00
Peso de la sarta y lodo de perforación	574147,00
Peso del cable de perforación	2124,90
Total	604237,90
Peso por elemento	151059,475

(Fuente: del Monte, Lisandro, 2013)

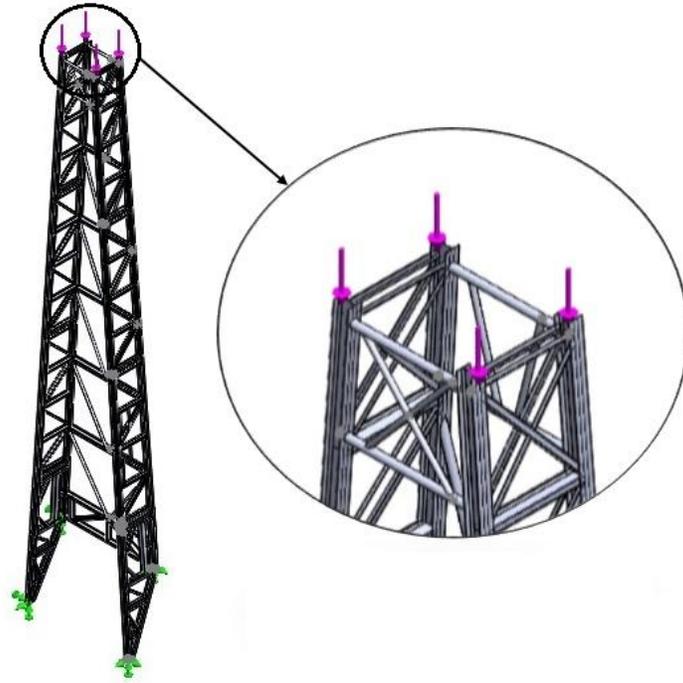


Figura 2.5. Cargas aplicadas a la Cabria cuando está en operación

- **Carga sísmica**

A continuación, se procederá a definir los factores asociados a los parámetros referidos en la norma NC 46:1999 para luego, diseñar la curva espectral de aceleraciones (como respuesta del sistema estructural ante un sismo espectral o simulado, en un tiempo de exposición apropiado). Los factores a definir fueron descritos en 1.5.2.3, estos son: el factor de zona **Z**, el factor de categoría de la estructura **I**, el factor de tipo de suelo **S**, el factor de amplificación sísmica **C** y finalmente, el factor de reducción **Rd**.

a. Factor de zona **Z**

La estructura se encuentra emplazada en la provincia de Matanzas, por lo que el Mapa de Zonificación Sísmica con Fines de Ingeniería (ver figura 1.18) representa que la misma está ubicada en la zona 0, pero como la zona antes mencionada es de riesgo sísmico muy bajo sin efectos dañinos para las construcciones donde no es necesario tomar medidas sismorresistentes en estructuras y obras; se tomó para el caso de estudio una ubicación que fuera más desfavorable para la estructura, por lo tanto, sería **Zona 1A**, donde **Z**= 0,075 g.

b. Factor de categoría (coeficiente de importancia) de la estructura **I**

Interpretando la tabla 1.4, la cabria se podría catalogar como un edificio u obra de excepcional importancia, pues la NC 46: 1999 especifica que las construcciones cuya rotura tenga consecuencias catastróficas tales como las instalaciones termoeléctricas, construcciones relacionadas con sustancias de gran toxicidad y similares, es apropiado definir el factor de categoría de la estructura como **I=1,25**.

c. Factor de tipo de suelo **S**

Para definir este factor, se asumirá que la estructura se encuentra emplazada en un suelo del tipo intermedios, por lo tanto, según la tabla 1.2, **S=1,2**. Por otro lado, el periodo esperado para este tipo de suelo es: **T_p=0,6**.

d. Factor de amplificación sísmica **C**

Para este factor, se necesita conocer primero el periodo fundamental **T** del sistema, que según el análisis de frecuencia es igual a 0,639385 s [del Monte, Lisandro, 2013].

Reemplazando este valor en la ecuación 1.34, resulta:

$$C = Fa \left(\frac{T_p}{T} \right)^p \quad \text{para } T > T_p$$

Donde:

F_a = 2,5 (según tabla 1.3).

T_p = 0,6 (según tabla 1.3).

T = 0,639385 s (según tabla 1.4 (primer modo de vibración)).

p = 0,7 (en la tabla 1.3).

$$C = 2,5 \left(\frac{0,6}{0,6} \right)^{0,7} = 2,5$$

e. Factor de Reducción **Rd**

La estructura es de acero, aporricada, con conexiones típicas resistentes a esfuerzo cortante mas no a momentos; también presenta un tercer nivel de ductilidad (ND = 3 (ver tabla 1.5)), por consiguiente, conviene asignar un factor **Rd=6** (según la tabla 1.5).

El último paso es diseñar el espectro de aceleraciones, es decir, la respuesta dinámica esperada del sistema estructural, dependiente del efecto local de sismos frecuentes (según lo especifica la norma). Este espectro es una gráfica de S_a vs T, cuya ecuación de la curva, habiendo definido todos los factores, es:

$$S_a = \frac{Z_{(g)} * I * S * C}{R_d} = \frac{\left(Z_{(g)} * I * S * \left(\frac{T_p}{T} \right)^p \right)}{R_d} \quad (1.39)$$

Reemplazando los factores definidos antes, se obtiene la siguiente expresión:

$$S_a = \frac{1,28640037}{T} \quad (1.40)$$

Para obtener esta gráfica, se asignarán valores para el periodo fundamental T que varíen proporcionalmente en un intervalo de tiempo (procurando que estos no sean pocos ni demasiados). En consecuencia, se supondrá que T variará desde cero hasta cinco segundos, con un intervalo de una décima de segundo (ver figura 2.6).

Tabla 2.4. Tabulación de algunos de los valores de T y S_a

T (s)	Sa (m/s ²)
0	0
0,1	6,447274404
0,2	3,968762932
0,3	2,988073503
0,4	2,443060156
0,5	2,089763559
0,6	1,839375

0,7	1,651229834
0,8	1,503879931
0,9	1,38486168
1	1,286400365
1,5	0,968528207
2	0,791872311
2,5	0,677357819
3	0,596199046
3,5	0,535215305
4	0,487454586
4,5	0,448877043
5	0,416962648

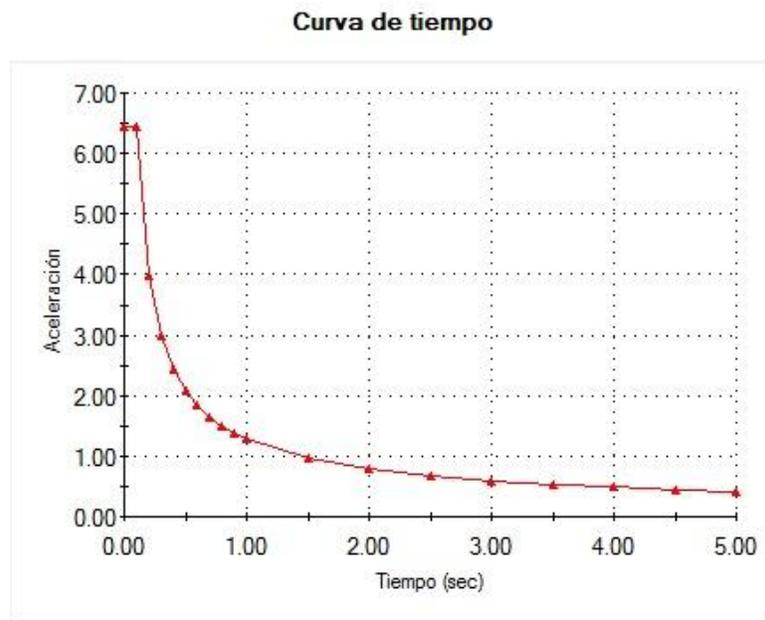


Figura 2.6. Diseño del espectro de aceleraciones

La carga producto la acción de un sismo se simula como una carga externa en la base de la estructura (excitación en la base), en la cual se selecciona una arista en el sentido del eje Z y otra arista en el sentido del eje X, para darle la dirección a la misma (ver figura 2.7a y 2.7b).

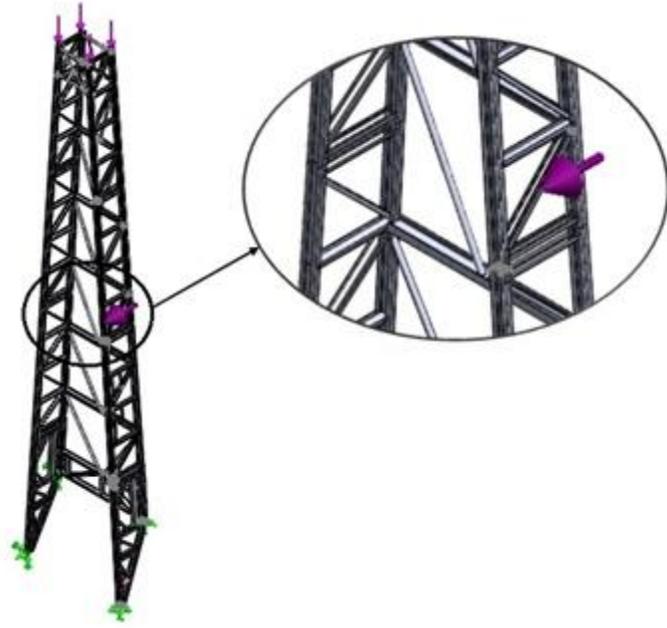


Figura 2.7a. Carga producto la acción de un sismo en el sentido del eje Z.

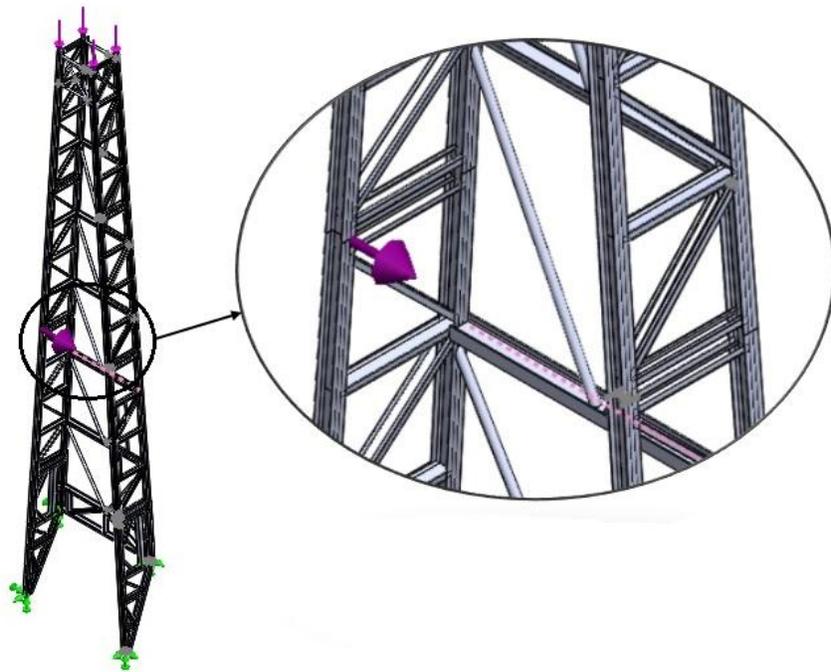


Figura 2.7b. Carga producto la acción de un sismo en el sentido del eje X.

CAPÍTULO III. Análisis de los resultados

Este capítulo tiene como objetivo realizar un análisis comparativo de los resultados obtenidos en los estudios realizados a la estructura de la Cabria.

3.1 Estudios dinámicos

3.1.1 Estudio dinámico con máxima carga de trabajo y carga producida por la acción de un sismo en el sentido del eje Z

- **Detalles del estudio**

Los parámetros del modelo para el estudio dinámico de las barras de la Cabria cuando esta se encuentra sometida a las máximas cargas de trabajo correspondiente a la máxima profundidad de perforación (7000 m), y a la carga producida por la acción de un sismo, se muestran a continuación:

Tabla 3.1. Propiedades del estudio.

Nombre de estudio	Estudio 4
Tipo de análisis	Análisis dinámico lineal (Gráfico de historia-tiempo)
Tipo de malla	Malla de viga
Número de frecuencias	5
Tipo de solver	Direct sparse solver
Muelle blando:	Desactivar
Opciones de unión rígida incompatibles	Automática
Opción térmica	Incluir cargas térmicas
Temperatura a tensión cero	298 Kelvin
Incluir los efectos de la presión de fluidos desde SolidWorks Flow Simulation	Desactivar
Hora de inicio	0 Segundos
Fin	5 Segundos

Incremento de tiempo	0.01 Segundos
Efectos de la carga muerta	Desactivar

- Tensiones de Von Mises**

En la figura 3.1 se muestra donde se encuentra localizada la máxima tensión, que surge bajo la acción de una carga sísmica, cuando esta ya se ha amortiguado (sección 1). Esta tensión se encuentra en uno de los perfiles tipo I (elemento 239), y tienen un valor de 67,7 MPa, el que pueden soportar tensiones de hasta 350 MPa sin sufrir deformaciones plásticas permanentes. Como la tensión máxima se encuentra por debajo de la tensión límite del material, este cuenta con reserva de resistencia.

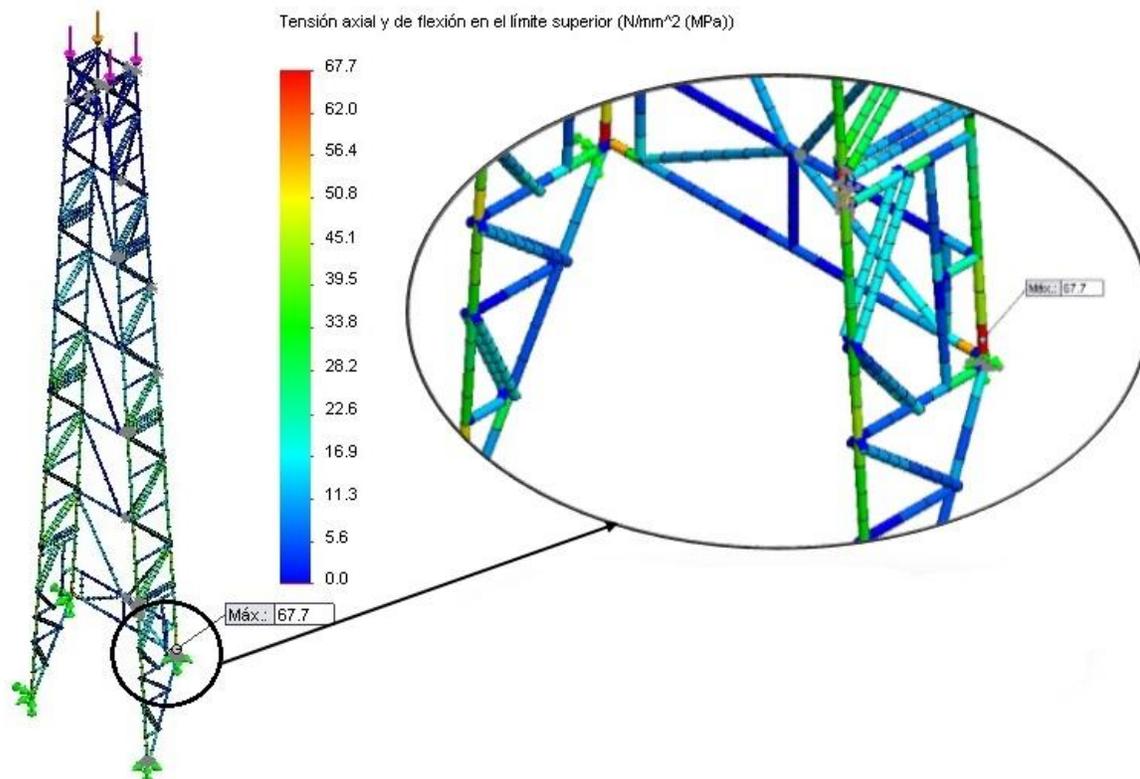


Figura 3.1. Tensiones de Von Mises en las barras de la Cabria.

- **Desplazamiento**

El desplazamiento máximo de la Cabria se encuentra en la parte superior de la sección 4 y tiene un valor de 71,21 mm (0,07121 m) figura 3.2.

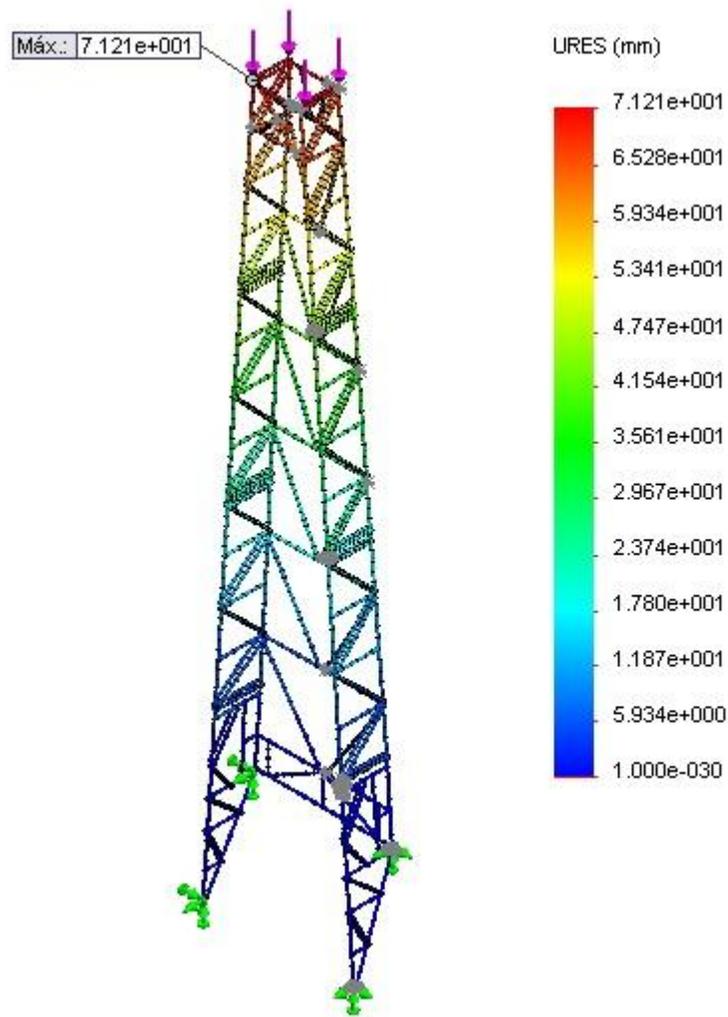


Figura 3.2. Desplazamiento máximo de la Cabria.

- **Respuesta**

En la siguiente gráfica se muestra el comportamiento tensional del elemento 239, como punto crítico de la estructura, pues en el intervalo de tiempo de cinco segundos que se analiza la estructura con la carga sísmica como excitación en la base, el mismo muestra un pico de tensión máxima de 109,456 MPa en el instante de 0,215 s, y luego se va amortiguando hasta 67,7 MPa en el tiempo de 4,952 s.

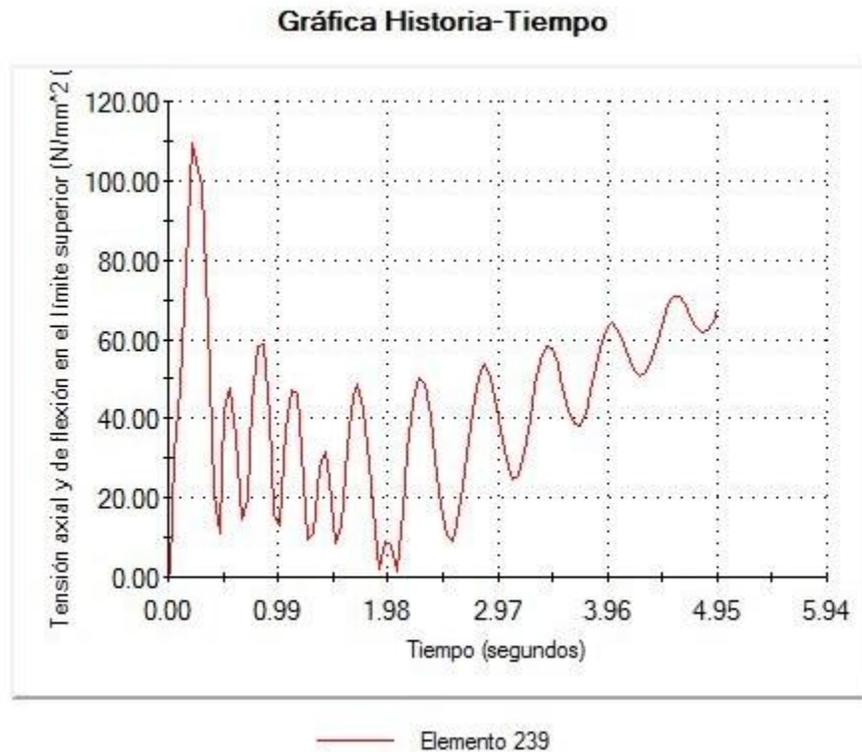


Figura 3.3. Respuesta de la Cabria bajo la acción de una carga sísmica.

3.1.2 Estudio dinámico con máxima carga de trabajo y carga producida por la acción de un sismo en el sentido del eje X

En este estudio la carga sísmica como excitación en la base, es aplicada en el sentido del eje X. La tensión de Von Mises máxima se presenta en la sección 1 en un perfil del tipo I (elemento 239), y tiene un valor de 75,5 MPa, cuando la carga sísmica se ha amortiguado; encontrándose este valor de tensión por debajo del límite de elasticidad del material que es de 350 MPa, ver en la figura 3.4.

El desplazamiento máximo ocurre en la sección 4 (Nodo: 412) y tiene un valor de 79,08 mm (0,07908 m) figura 3.5. Además el gráfico de respuesta ``Tiempo-Historia`` (figura 3.6) muestra el comportamiento tensional del elemento 239, como punto crítico de la estructura, pues en este se muestra un pico de tensión máxima de 76,318 MPa en el instante de 4,815 s, y luego se amortigua hasta 75,5 MPa en el tiempo de 4,955 s, que muestra el software como tensión máxima.

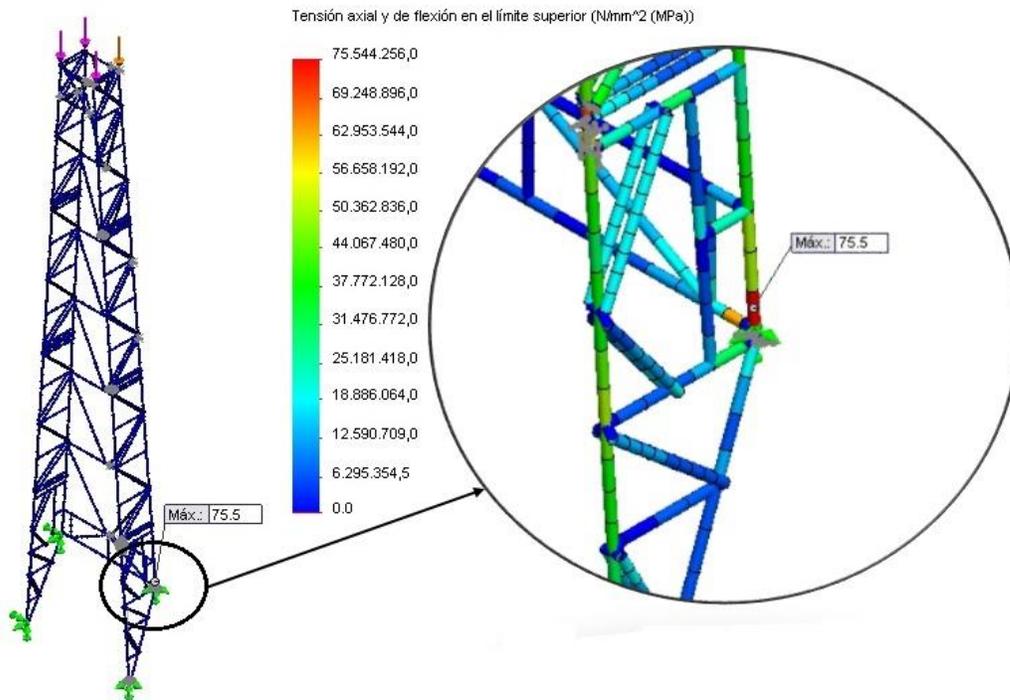


Figura 3.4. Tensiones de Von Mises en las barras de la Cabria (sentido del eje X).

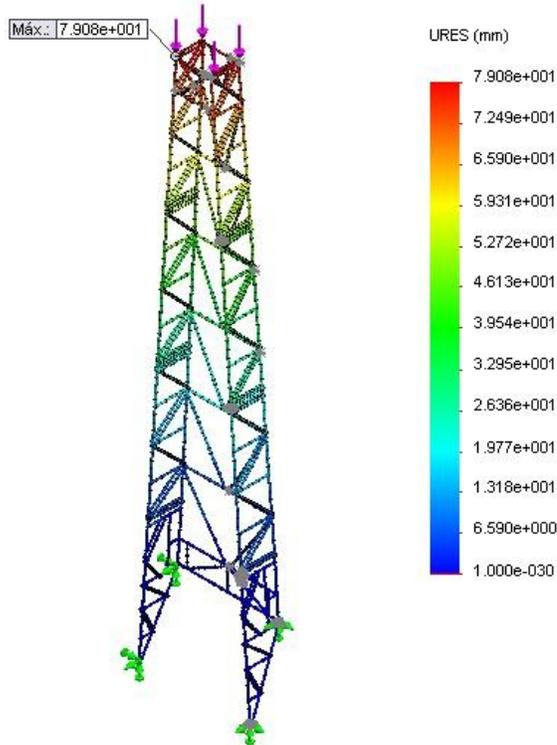


Figura 3.5. Desplazamiento máximo de la Cabria (sentido del eje X).

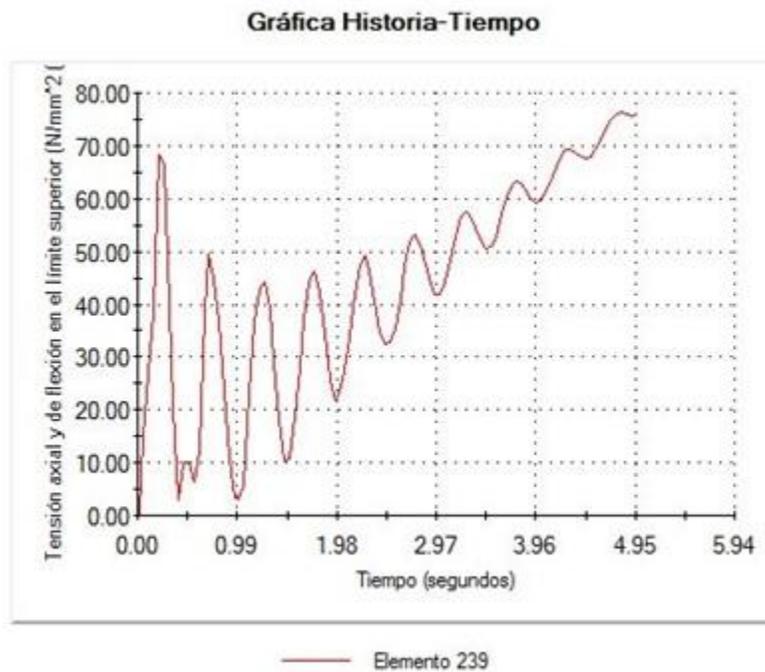


Figura 3.6. Respuesta de la Cabria bajo la acción de una carga sísmica (sentido eje X).

CONCLUSIONES

1. Se fundamentó teóricamente el desarrollo histórico de las torres de perforación y el análisis estructural.
2. Se obtuvo el estado tensional – deformacional, bajo la acción de carga sísmica, utilizando el complemento Simulation del software de diseño en 3D SolidWorks 2013.
3. Se analizó y comparó el estado tensional - deformacional obtenido, con las características de los materiales utilizados, y se comprobó que los miembros estructurales tipo viga de la Cabria modelo JJ585/46-K, cuentan con reserva de resistencia, bajo la acción de carga sísmica.

RECOMENDACIONES

1. Analizar los elementos de unión de la estructura, los cuales no han sido considerados en este trabajo.
2. Realizar un estudio a la estructura de la Cabria, bajo la acción de carga sísmica, con la aplicación del método de análisis modal planteado en la Norma Cubana de Sismo (NC-46:1999).

BIBLIOGRAFÍA

1. Alvarado, F.: *Uso de la información por profesores y estudiantes del petróleo*, 48pp., Argentina, DF, Asociación de Escuelas del Petróleo en Argentina (monografía), 2011.
2. Barberi, Efraín E.: *El Pozo Ilustrado*, Cuarta edición, Ediciones FONCIED, Caracas, 1998.
3. Calzadilla, D, H.: “*Optimización del bastidor principal de un alisador agrícola para el cultivo del arroz*”, Tesis en opción al título académico de master en CAD-CAM, Universidad de Holguín, Cuba, 2005.
4. Carrasco, Alfredo C.: “*Metodología para el Análisis Estático y Dinámico de Estructuras Metálicas Aplicando el Método de los Elementos Finitos*”, 101pp., Trabajo de Diploma en opción al Título de Ingeniero Mecánico, Universidad Católica de Lima, Perú. 2011.
5. Chandrupatla, Tirupathi.: “*Introducción al estudio del Elemento Finito en Ingeniería*”, Tesis en opción al grado de doctor en Ciencias Técnicas Universidad Central de Ciudad México, México, 1999.
6. Chopra, Anil.: “*Dynamics of Structures*”. Theory and Applications to Earthquake Engineering. New Jersey: Prentice Hall, 2007.
7. Córdoba, Mendoza, A.: “*Pruebas y Medidas Básicas para los Fluidos de Perforación*”, Perforación y Extracción de Petróleo, pp. 124-168, Ed. Impr. de Perú, 2010.
8. del Monte, Lisandro.: “*Análisis Tensional – Deformacional de los Miembros Estructurales Tipo Viga de la Cabria Modelo JJ585/46-K Perteneciente a un Taladro de Perforación Petrolera Modelo ZJ70DB*”, Trabajo de Diploma en opción al Título de Ingeniero Mecánico, Universidad de Holguín, Cuba, 2013.
9. González, Fernández, V., Rodríguez Madrigal M., Veliz Marrero L. M., Delv Jiménez C., Delgado Peña Y.: “*Aplicación del MEF al Análisis de Vulnerabilidad Estructural de Torres de Telecomunicaciones*”, En: 7 Congreso Iberoamericano de Ingeniería Mecánica, pp. 2-8, México D.F, 2005.
10. Herrera, Ricardo, M.: “*Modelación de Estructuras de Acero*”, Estructuras de Acero tomo I, pp. 42-106 Universidad de Chile, 2007.

11. Manual de Operación de la Torre J550/45-K5 del taladro de 2000 HP, 2008.
12. Manual de Operación del Taladro modelo ZJ70DB de 2000 HP, 2010.
13. Martín, Patricia; Parnás, Elena. V.: “*Análisis sísmico de modelos cubanos de torres autosoportadas de telecomunicaciones*”, Artículo Original, Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría, Cujae, La Habana, Cuba, 2012.
14. MC Cormac, Jack.: “*Structural Steel Design*”, Prentice Hall, New Jersey 2008.
15. Muñoz, Alejandro.: “*Ingeniería Sismorresistente*”, Fondo Editorial PUCP, Lima, 2010.
16. NC 46: 1999 Construcciones Sismorresistente, Requisitos Básicos para el Diseño y Construcción, 1999.
17. Ottosen, Niels; Hans Petersson.: “*Introduction to the Finite Element Method*”, Hertfordshire, Prentice Hall, 1992.
18. Valdés, Víctor M.; Pupo, Dalia.: “*Influencia de la Duración de los Movimientos Sísmicos sobre las Construcciones*”, Memorias: Trabajos y Resúmenes, IV Congreso Cubano de Geofísica, ISBN: 978-959-7117-16-2, La Habana, 2007.
19. WILSON, Edward.: “*Static and Dynamic Analysis of Structures*”. California: Computers and Structures, Inc, 2004.

ANEXOS

Anexo1: Plano general de la Cabria JJ585/46-K.

