

Universidad Autónoma de Baja California



Facultad de Ingeniería Ensenada

Maestría y Doctorado en Ciencias e Ingeniería

**DISEÑO DE PROTOTIPO Y PROPUESTA DE MESA
VIBRATORIA PARA EL ESTUDIO DE CONFIGURACIONES
ESTRUCTURALES**

TESIS

que para obtener el grado de

MAESTRO EN INGENIERÍA

Presenta:

Heidy Sánchez Lizárraga

Ensenada, B. C. a 25 Julio del 2007

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE BAJA CALIFORNIA

FACULTAD DE INGENIERÍA ENSENADA

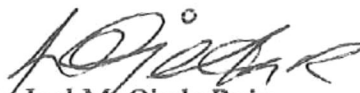
**DISEÑO DE PROTOTIPO Y PROPUESTA DE MESA VIBRATORIA
PARA EL ESTUDIO DE CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES**

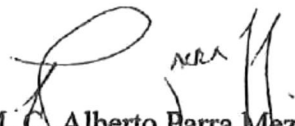
TESIS

Que para obtener el grado de maestría en ingeniería presenta:

Heidy Sánchez Lizárraga

Aprobada por:


M. I. Joel M. Ojeda Ruiz
Director de tesis


M. C. Alberto Parra Meza
Miembro del comité


Dr. Fortunato Espinoza Barreras
Miembro del comité

Ensenada, Baja California, México. Septiembre 2007.

AGRADECIMIENTOS.

En la preparación de esta tesis recibí ayuda y aliento de muchas personas. Unos con su apoyo técnico, permitieron vencer las dificultades que entorpecían el camino. Otros con su amistad, me dieron energía para poder continuar. A todos les quiero manifestar mi más profundo agradecimiento.

Sin lugar a duda el primer crédito se lo otorgo a la Facultad de Ingeniería Ensenada de la UABC y a la comunidad que la conforma y que de alguna manera contribuyó en mi formación.

De manera especial estoy agradecida con el Dr. Oscar R. López Bonilla y con el M. I. Pablo A. Rousseau Figueroa, Directivos de la Facultad de Ingeniería Ensenada por su apoyo y soporte institucional.

Agradezco a mi director de tesis M. I. Joel M. Ojeda Ruiz por su valiosa dirección, por su paciencia y por su generosidad al brindarme la oportunidad de recurrir a su capacidad y experiencia, fundamentales para la elaboración de este trabajo de tesis.

De manera particular manifiesto mi aprecio a los integrantes de mi comité tutorial. M. C. Alberto Parra Meza, gracias por su apoyo y colaboración para la elaboración de esta tesis y sobre todo gracias por su amistad. Dr. Fortunato Espinoza Barreras, gracias por sus valiosas sugerencias y acertados aportes durante el desarrollo de este trabajo y por su permanente disposición y desinteresada ayuda.

Desde luego al Dr. José Restrepo de la Universidad de California San Diego, le estoy igualmente agradecida por creer en mí y por su atenta disposición a proporcionar información que completara este trabajo.

Quisiera expresar mi agradecimiento a quienes estuvieron vinculados de alguna manera en este proyecto: al Dr. Horacio L. Martínez Reyes quien fuera coordinador del Posgrado cuando yo inicié y al Dr. Juan I. Nieto Hipólito quien coordina actualmente el Posgrado y me proporcionó todas las facilidades para llevar a término este trabajo.

Desde luego llego al final de este trabajo gracias al apoyo que me brindó mi Familia.

Mámi, Papito, gracias por brindarme un ejemplo de lucha y perseverancia, sus esfuerzos han permitido mi realización, todo se los debo a Ustedes. Gracias por creer en mi y apoyarme siempre, aun cuando esto signifique estar lejos de ustedes, los quiero mucho.

A mis Hermanos, Hanney, Edmos y Danhely, por todo lo que hemos vivido juntos, por que de cada uno he aprendido mucho, Hanney tu tenacidad, Edmos tu valentía, Danhely tu alegría por la vida, sin ustedes no seria lo que soy ahora. A mis Tías Artemisa y Arcelia por ser un ejemplo de tenacidad y entereza, las admiro mucho. A mi cuñado Jesús, a mi primo Jorge y sobre todo a mi sobrino por ser la luz y alegría de mi casa, Tato... Te amo.

También tengo siempre presente a mis amigos, que me han apoyado en los momentos difíciles y me han enseñado mucho, sobre todo a divertirme.... Plebes, ustedes saben quienes son, los admiro y los quiero mucho.

Armando, sono fortunata ad averti al mio fianco, soprattutto negli ultimi giorni di stesura della tesi, per me i più difficili. Ti ringrazio dal profondo dal cuore per l'aiuto ed il coraggio che hai diviso con me. Grazie per tutto quello che fai, grazie per il modo in cui mi sostieni e mi comprendi nei momenti difficili, grazie per quello che mi hai fatto provare anche se era tutto diverso a quello che io conoscevo, grazie per tutto quello che mi farai provare domani...e per tutti i domani che vorrai trascorrere insieme a me. Cucciolo, sei la mia felicità, ti amo.

A todos sinceramente ... Muchas Gracias

INDICE

Página

LISTA DE TABLAS	VI
------------------------------	----

LISTA DE FIGURAS	VII
-------------------------------	-----

CAPÍTULO 1

1.0 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	1
---	---

1.1 Resumen	2
-------------------	---

1.2 Introducción	3
------------------------	---

1.3 Justificación	5
-------------------------	---

1.4 Antecedentes.....	7
-----------------------	---

1.4.1 La Facultad de Ingeniería Ensenada (FIE).....	7
---	---

1.4.2 Recursos Didácticos en la FIE	8
---	---

1.5 Objetivo	9
--------------------	---

CAPÍTULO 2.

2.0 MARCO TEÓRICO	11
--------------------------------	----

2.1 Introducción	12
------------------------	----

2.2 Antecedentes	13
------------------------	----

2.3 Modelos	15
-------------------	----

2.3.1 Modelos Estructurales.....	16
----------------------------------	----

2.3.1.1 Modelo Elástico	16
-------------------------------	----

2.3.1.2 Modelo Indirecto.....	17
-------------------------------	----

2.3.1.3 Modelo Directo	17
2.3.1.4 Modelo de Resistencia.....	18
2.3.1.5 Modelo Dinámico	18
2.3.2 Modelos didácticos	19
2.3.3 Proceso del modelado	20
2.3.4 Configuración estructural	21
2.3.4.1 Importancia de la configuración estructural.....	22
2.3.5 Influencia de la configuración en el comportamiento sísmico	25
2.3.6 Problemas de configuración en planta	26
2.3.6.1 Longitud.....	26
2.3.6.2 Concentración de esfuerzos debido a plantas complejas	27
2.3.7 Irregularidad en altura.....	28
2.3.8 Concentración de masa	29
2.3.9 Columnas débiles.....	29
2.3.10 Pisos flexibles	30
2.3.11 Torsión.....	32
2.4 Mesas vibratorias	35
2.4.1 Aplicaciones Didácticas.....	37

CAPÍTULO 3

3.0 MARCO METODOLÓGICO	39
3.1 Nombre de la Metodología	40
3.2 Descripción de pasos seguidos en el procedimiento.....	40

3.2.1 Diagnóstico	40
3.2.2 Diseño	41
3.2.3 Acción.....	42

CAPÍTULO 4

4.0 ANÁLISIS Y DISEÑO	43
4.1 Introducción.....	44
4.2 Propiedades geométricas.....	45
4.3 Propiedades del material	47
4.4 Metodología para la determinación de las propiedades geométricas.....	48
4.4.1 Obtención de rigidez de entrapiso con fórmulas de Wilbur	51
4.4.2 Matriz de rigidez y matriz de masa.....	52
4.4.3 Frecuencias	53
4.4.4 Periodo	53
4.4.5 Análisis modal	56
4.5 Método de apoyo.....	58
4.5.1 Condensación estática de la matriz de rigidez	58
4.5.2 Rigidez de entrapiso.....	66
4.5.3 Frecuencias y periodos.....	66
4.6 Especificaciones de diseño para estructuras de aluminio	67
4.6.1 Antecedentes.....	67
4.6.2 Elementos a tensión	69
4.6.3 Elementos a compresión	71
4.6.4 Conexiones	72

4.7 Técnicas para cargar la estructura.....	77
4.7.1 Métodos de carga.....	77
4.8 Respuesta del prototipo.....	79
4.9 Revisión de esfuerzos	81
4.10 Propuesta de mesa vibratoria	83
4.11 Instrumentación	85

CAPÍTULO 5

5.0 GUÍA DE PRÁCTICAS	88
5.1 Aplicaciones del prototipo en el laboratorio.....	89
5.2 Estructura de la práctica de laboratorio	90
5.3 Prácticas de laboratorio.....	91
5.3.1 PRÁCTICA 1 <i>Propiedades Dinámicas de un sistema de varios</i> <i>grados de libertad.....</i>	91
5.3.2 PRÁCTICA 2 <i>Análisis Modal</i>	95
5.3.3 PRÁCTICA 3 <i>Respuesta de vibración libre y determinación de</i> <i>amortiguamiento.....</i>	99
5.3.4 PRÁCTICA 4 <i>Degradación Estructural</i>	102
5.3.5 PRÁCTICA 5 <i>Irregularidad en elevación.....</i>	105
5.3.6 PRÁCTICA 6 <i>Irregularidades de configuración en planta</i>	109
5.3.7 PRÁCTICA 7 <i>Discontinuidad de rigidez</i>	113

CAPÍTULO 6

6.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	117
6.1 Conclusiones	118
6.2 Recomendaciones	119
 ANEXOS	 120
REFERENCIAS.....	150
GLOSARIO DE TÉRMINOS Y ABREVIATURAS.....	153

LISTA DE TABLAS

Tabla	Página
TABLA 1: PROPIEDADES DEL MATERIAL.....	47
TABLA 2: RIGIDEZ DE ENTREPISO.	50
TABLA 3: RIGIDEZ DE ENTREPISO DETERMINADA CON FÓRMULAS DE WILBUR.....	51
TABLA 4: FRECUENCIAS OBTENIDAS CON DIFERENTES MÉTODOS.....	53
TABLA 5: PERIODOS.DE VIBRAR OBTENIDOS CON DIFERENTES MÉETODOS.....	53
TABLA 6: PERIODOS OBTENIDOS CON SAP2000.	54
TABLA 7: PROPIEDADES Y MATRIZ DE RIGIDEZ ENSAMBLADA PARA LA COLUMNA 1	61
TABLA 8: PROPIEDADES Y MATRIZ DE RIGIDEZ ENSAMBLADA PARA LA TRABE 1	61
TABLA 9: MATIZ GLOBAL ENSAMBLADA.....	62
TABLA 10: PROPIEDADES DE LA ALEACIÓN 6061-T6	68
TABLA 11: ESPECIFICACIONES DE ESPACIAMIENTO MÍNIMO PARA TONILLOS	76

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
FIGURA 1: MAPA DE RIESGO SÍSMICO	4
FIGURA 2: CONFIGURACION ESTRUCTURAL	21
FIGURA 3: DIFERENTES CONFIGURACIONES EN PLANTA	26
FIGURA 4: IRREGULARIDAD EN LA CONFIGURACIÓN EN PLANTA.....	27
FIGURA 5: IRREGULARIDADES EN ALTURA.....	28
FIGURA 6: PISOS FLEXIBLES.....	31
FIGURA 7: TORSIÓN POR ASIMETRÍA EN PLANTA.....	32
FIGURA 8: TORSIÓN POR MUROS EXCÉNTRICOS.....	34
FIGURA 9: EJEMPLO MESA VIBRATORIA	36
FIGURA 10: MESA VIBRATORIA IPN-ESIME	37
FIGURA 11: MESA VIBRATORIA UCIST	38
FIGURA 12: DESCRIPCIÓN GRÁFICA DEL PROCESO METODOLÓGICO	40
FIGURA 13: ISOMÉTRICO DEL PROTOTIPO.....	45
FIGURA 14: PROPIEDADES EN ELEVACIÓN	46
FIGURA 15: SECCIÓN PARA VIGAS Y COLUMNAS	46
FIGURA 16: PROCEDIMIENTO A SEGUIR PARA DETERMINAR PROPIEDADES DINÁMICAS.....	48
FIGURA 17: CÁLCULO DE RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA.....	49
FIGURA 18: CARGAS PARA EL ANÁLISIS.....	50
FIGURA 19:DESPLAZAMIENTOS Y ROTACIONES EN EL MARCO.....	58

FIGURA 20: FUERZAS UTILIZADAS PARA CALCULAR DESPLAZAMIENTOS	64
FIGURA 21: DESPLAZAMIENTO LATERAL DEL MARCO	65
FIGURA 22: FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA.....	71
FIGURA 23: TIPO DE CONEXIONES	72
FIGURA 24: CONEXIÓN DE ESQUINA.....	73
FIGURA 25: CONEXIÓN DE ESQUINAS PARA PISOS INTERMEDIOS	73
FIGURA 26: CORTE TRANSVERSAL DE CONEXIÓN.....	73
FIGURA 27: CONEXIÓN PARA COLUMNA CENTRAL Y VIGAS INTERIORES	74
FIGURA 28: CONEXIÓN VIGA Y COLUMNA EXTERIOR	74
FIGURA 29: CONEXIÓN BASE Y COLUMNA.....	75
FIGURA 30: CARACTERÍSTICAS DE TORNILLO UTILIZADOS EN CONEXIONES	76
FIGURA 31: MÉTODO DE CARGA	78
FIGURA 32: DISTRIBUCIÓN DE CARGAS EN VIGAS.....	78
FIGURA 33: SEÑAL UTILIZADA PARA EL ANÁLISIS	79
FIGURA 34: DESPLAZAMIENTOS EN MARCO INTERIOR	80
FIGURA 35: ESFUERZOS EN EL PROTOTIPO DEBIDO A COMBINACIÓN DE CARGA.....	81
FIGURA 36: ESFUERZOS EN MARCO INTERIOR DEBIDO A COMBINACIÓN DE CARGA	82
FIGURA 37: MESA VIBRATORIA	84
FIGURA 38: CARACTERÍSTICAS DE LA PLACA BASE	84
FIGURA 39: INSTRUMENTACIÓN	85

FIGURA 40: COLOCACIÓN DE TRANSDUCTORES PARA LA MEDICIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES	87
FIGURA 41: CAMBIO EN LA FRECUENCIA DE VIBRAR DEBIDO A DAÑO ESTRUCTURAL	104
FIGURA 42: IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN	106
FIGURA 43: IRREGULARIDAD DE CONFIGURACIÓN EN PLANTA.....	110
FIGURA 44: TORSIÓN EN PLANTA	110
FIGURA 45: PISO FLEXIBLE	114

CAPÍTULO

1

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

1.1 Resumen

El propósito de esta tesis es diseñar un equipo de laboratorio con fines didácticos que consta de un prototipo instrumentado que pueda tomar diferentes configuraciones estructurales y una mesa vibratoria de tal manera que se pueda probar dinámicamente, para hacer evidente la importancia que juega la configuración estructural en el comportamiento dinámico

El diseño del prototipo se llevará a cabo siguiendo una configuración inicial, como ya se mencionó, ésta podrá ser modificada de tal manera que se puedan hacer las comparaciones pertinentes y de esta manera hacer evidente la importancia que tiene la configuración en el comportamiento de una estructura.

Para dicha configuración inicial el prototipo se diseñará con una geometría regular a base de marcos, la estructura tendrá tres niveles con una altura de entrepiso de 0.6 m y en ambos sentidos contará con dos claros de 0.7 m, los detalles y el diseño se revisarán en el capítulo 4.

Las columnas y las vigas serán elaboradas con una sección T de 5 x 5 x 0.5 cm en aluminio y las conexiones se construirán de tal modo que se pueda armar y desarmar para modificar la configuración inicial.

También se hace la propuesta para la mesa vibratoria que se deberá usar para llevar a cabo las pruebas de laboratorio, así como la propuesta de la instrumentación necesaria para medir y registrar los parámetros requeridos.

1.2 Introducción

En la actualidad, el estudio del diseño sísmico constituye un interés nacional primordial, y a medida que continúa la investigación, el nivel de la práctica del diseño sísmico se vuelve más complejo. Esto tiene el efecto de elevar el nivel de la responsabilidad profesional y amplía lo que se espera que el profesional conozca. Con este cambio en el nivel de conocimiento ha surgido una concepción revisada de la responsabilidad y obligación profesional que está afectando todas las áreas del diseño.

Una mirada al mapa de riesgo sísmico (Figura 1), revela la incidencia en el área donde vivimos, por lo que es importante para el estudiante de ingeniería civil comprender el comportamiento estructural bajo sollicitaciones sísmicas.

Con lo anterior en mente se propone el siguiente trabajo de tesis que consiste en diseñar un equipo de laboratorio que servirá de apoyo didáctico para las materias de estructuras de la carrera de ingeniería civil de la FIE y de esta manera proporcionar al alumno una herramienta que permitirá asimilar de una manera más clara los conceptos de ingeniería estructural e ingeniería sísmica revisados de manera analítica en clase.

A continuación se hace una descripción del trabajo que se ha desarrollado para diseñar el prototipo. El Capítulo dos -Marco Teórico- describe la revisión de literatura existente con respecto a la utilización de modelos con fines experimentales y didácticos. El equipo a diseñar tiene como fin estudiar el comportamiento estructural bajo diversas configuraciones, por lo que en este capítulo también se incluye una revisión de los posibles comportamientos a observar en el prototipo una vez que se a modificado. Por último, en este capítulo también se lleva a cabo un estudio sobre mesas vibratorias y el uso de las mismas en la investigación y desarrollo del conocimiento en el área de ingeniería sísmica. En el capítulo tres- Marco Metodológico-se presenta la metodología utilizada para llevar a cabo este trabajo.

En el capítulo cuatro –Análisis y Diseño- se describen las propiedades geométricas del prototipo así como el procedimiento seguido para determinar sus propiedades dinámicas. Se aborda el diseño de los elementos siguiendo las especificaciones para estructuras de aluminio. Finalmente se incluye la propuesta de mesa vibratoria, se propone la instrumentación requerida para registrar los parámetros deseados una vez realizada la prueba dinámica.

En el capítulo cinco- Guía de prácticas- Se proponen diversas prácticas de laboratorio, las cuales servirán para ilustrar la importancia de la configuración estructural en el comportamiento dinámico de una estructura; también servirán para demostrar otros conceptos del área de dinámica e ingeniería sísmica. Se finaliza el trabajo con el capítulo seis, en el cual se presentan las conclusiones y recomendaciones

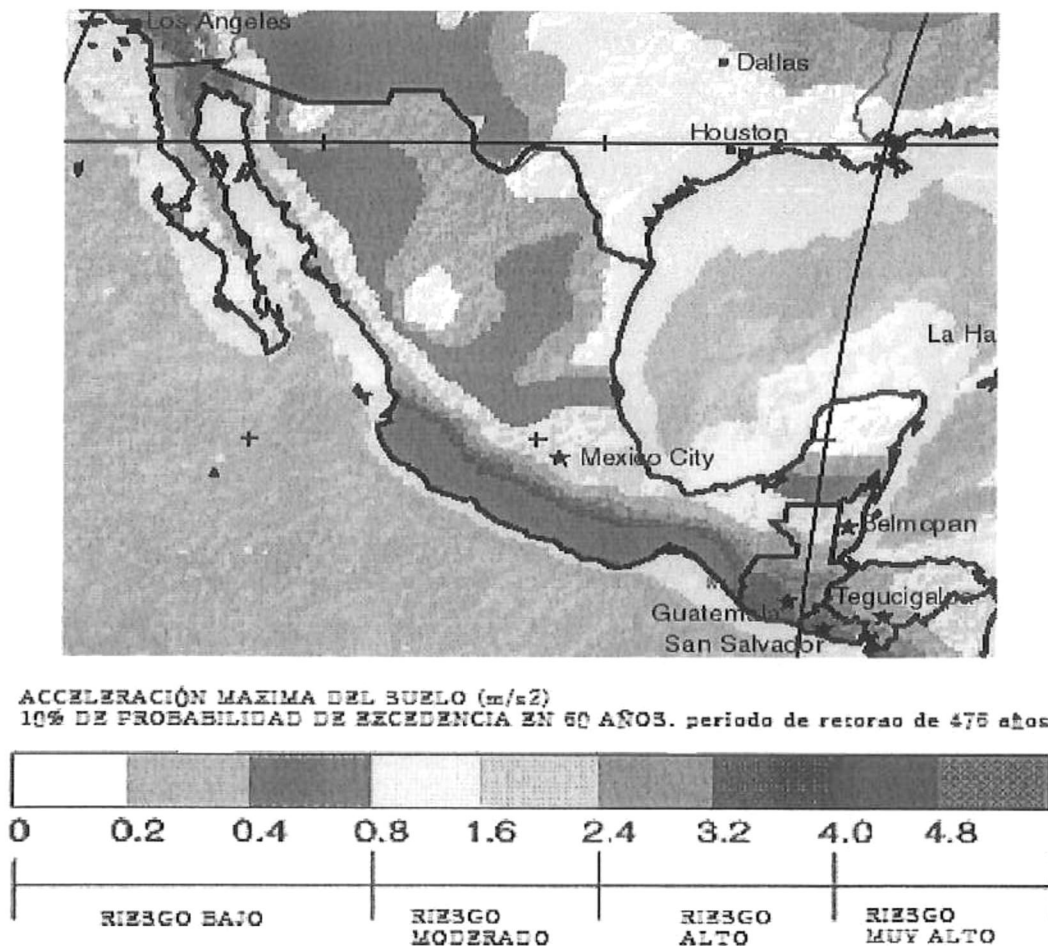


Figura 1. Mapa de Riesgo Sísmico, GSHAP (Basham, P. y Giardini, D 1993)

1.3 Justificación

Uno de los desafíos más grandes a los que se enfrentan los ingenieros estructuristas en la actualidad es el desarrollo e implementación de técnicas efectivas para minimizar los daños ocasionados en un sismo. Para hacer frente a este desafío los futuros ingenieros deben tener un claro entendimiento de la respuesta dinámica de estructuras como puentes, edificios, torres, etc., cuando estos son sometidos a la acción de un sismo.

Aunque la consideración del comportamiento dinámico de estas estructuras es fundamental en el diseño a nivel mundial, en raras ocasiones el estudiante a nivel licenciatura logra un entendimiento de este comportamiento o simplemente no se ve expuesto a estos conceptos.

Debido a los planes de estudios actuales en la Facultad de Ingeniería de Ensenada, en los que el propósito general es formar profesionistas con conocimientos básicos en diferentes áreas, la especialización es difícil de conseguir. En el Diseño Estructural, el análisis y diseño conlleva a trabajar gran cantidad de información y realizar muchos cálculos. El comportamiento sísmico de edificios es complejo, depende del tipo de suelo, la configuración de la estructura, destino del edificio (variación de cargas), el material utilizado y zona sísmica entre otros. Comprender en clase lo implícito en los métodos de análisis sísmico, es complicado, por lo que tener una herramienta auxiliar para este tipo de análisis es necesario. De la necesidad de integrar en el currículo del estudiante a nivel licenciatura conocimientos básicos de dinámica estructural nace la inquietud de desarrollar un proyecto de esta naturaleza en la Facultad de Ingeniería.

Utilizar apoyos didácticos es de beneficio para el estudiante, el modelado a escala reducida es un ejemplo de ello. La utilización de prototipos didácticos para educar o crear conciencia son recomendados por la teoría de la PNL (Programación Neuro Lingüística) (Bandler, R. y Grinder, J. 1993), que actualmente está en boga, por sus extraordinarios resultados en el campo de la educación y la capacitación.

La PNL es una teoría moderna sobre los mecanismos de apropiación del conocimiento y de la información. Uno de sus postulados básicos consiste en explicar que el conocimiento llega a los humanos por tres vías principales: la vista, el oído y el tacto.

Cada individuo es diferente, y tiene una vía de comunicación preferencial con el exterior. Así, existen personas que son preferentemente ópticas, es decir, las que la mayor parte de la información que reciben, la captan por medio de la visión, y a ellas se les denomina visuales. Otras, en cambio, reciben la mayor parte de la información por medio de los oídos, y a ellas se les conoce como acústicas. Otras personas, finalmente, perciben primordialmente al mundo exterior por medio de su sentido del tacto, o moviéndose, por lo que se les denomina kinestésicos. (Séller, M. 1993)

Es por ello que se recomienda que cada instructor, maestro o profesor, explique sus enseñanzas mediante la tres vías indicadas, la visual, la acústica y la kinestésica. La visual, escribiendo en el pizarrón o mostrando fotos o textos de los libros, o proyectando imágenes sobre una pantalla o un muro. La acústica, explicando verbalmente, o produciendo sonidos especiales. La kinestésica, mediante prototipos que se pueden tocar, mover, accionar, en tercera dimensión, con lo que queda más clara o reforzada la explicación y su comprensión.

Durante la realización de estos experimentos, conceptos como periodo de vibración, frecuencias y modos de vibrar pueden ser apreciados por los estudiantes, trabajando así en su formulación integral al interesarlo por conocer más sobre los temas expuestos utilizando tecnología de apoyo para su desarrollo profesional.

1.4 Antecedentes

1.4.1 La Facultad de Ingeniería Ensenada.

Esta Facultad de la UABC nació como escuela en 1983, con la carrera de Ingeniería en Obras Portuarias, cambiando el plan de estudios en 1993 al de ingeniería civil. La Facultad de Ingeniería dirige su enseñanza a la formación intelectual que consiste principalmente en que el alumno aprenda a pensar, razonar, analizar, deducir o inducir. Sigue el modelo educativo planteado por la UABC que posee las siguientes características:

- 1) Orienta el proceso educativo hacia el aprendizaje a lo largo de toda la vida.
- 2) Modela con una organización curricular flexible que favorece la formación de competencias profesionales básicas, disciplinarias y de especialización
- 3) Involucra al estudiante en la toma de decisiones, basando el plan de estudio en un sistema de créditos.
- 4) Promueve el aprendizaje a través del estudio independiente.
- 5) Desarrolla modalidades tanto convencionales como no convencionales de educación, considerando como eje principal al estudiante.
- 6) Incluye nuevos ambientes de aprendizaje que permiten despertar el interés del estudiante, motivarlo y ayudarlo a construir el conocimiento.
- 7) Facilita y/o asesora por medio el profesor.
- 8) Se rige de acuerdo a valores, el desarrollo de tutorías y la evaluación colegiada del aprendizaje.
- 9) Considera las ayudantías en investigación, cultura, deportes y artes, como parte de la formación integral.
- 10) Refuerza y confirma los conocimientos del alumno, obtenidos en el transcurso de su carrera profesional por medio del la práctica profesional, el servicio social y la titulación.

Misión

La misión de la Facultad de Ingeniería Ensenada es la de formar recursos humanos de excelencia, competitivos en el escenario nacional, comprometidos con la sociedad y su institución, capaces de aplicar sus conocimientos y habilidades en la solución de problemas para mejorar la calidad de vida de la comunidad. Así como generar conocimiento, su aplicación y extensión por medio de la reflexión continua, utilizando el estado del arte de la ingeniería, dentro de un contexto de valores en armonía con la naturaleza.

Visión

La visión de los programas de Ingeniería, de la Facultad de Ingeniería Ensenada es ser programas acreditado y de vanguardia en el plano nacional, con altas tasas de retención y titulación, laboratorios certificados bajo normas de calidad nacionales e internacionales, e inmerso en el proceso dinámico de generación y aplicación del conocimiento; comprometido a resolver necesidades del entorno social y productivo, con respeto al medio ambiente a través del desarrollo y aplicación de la tecnología, la investigación y la consolidación de valores.

1.4.2 Recursos didácticos en la FIE.

La carrera de Ingeniero Civil de la FIE, cuenta con los Laboratorios de Resistencia de Materiales e Hidráulica.

Debido a la falta de espacios, en el Laboratorio de Resistencia de materiales se llevan a cabo prácticas de diversas materias de la carrera como son: mecánica de suelos, comportamiento de suelos concreto y pavimentos. El espacio y el equipo necesario para llevar a cabo prácticas en el área de estructuras es insuficiente.

1.5 Objetivo

El objetivo de este trabajo de tesis es el diseñar un equipo de laboratorio para la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Baja California Unidad Ensenada, en donde se pueda modelar una estructura que pueda tomar diferentes configuraciones para ser sometida a pruebas dinámicas y obtener su respuesta, de tal manera que por medio de la experimentación maestro y al alumno, puedan reforzar de una manera sencilla y clara, los temas vistos en clase. El diseño e implementación de este equipo de laboratorio permitirá:

- 1) Fortalecer los conocimientos, habilidades, destrezas y actitudes de los estudiantes.
- 2) Contribuir a mejorar la calidad de la formación de los estudiantes, en el proceso de enseñanza - aprendizaje.
- 3) Propiciar la elaboración de prototipos didácticos, para el auto-equipamiento de los planteles.
- 4) Despertar en el estudiante el espíritu de investigación e innovación, al forjar habilidades, aplicar sus conocimientos y contribuir al desarrollo tecnológico del país.

En el modelo se podrá comparar la respuesta de varias configuraciones estructurales ante los efectos de fuerzas laterales, además de hacer notar la importancia que tiene en la respuesta la ubicación de las cargas gravitacionales en la estructura; comprender dicho comportamiento no siempre resulta evidente con la información analítica impartida en clase, por lo que es importante contar con un modelo didáctico para visualizar dicho comportamiento; de esta manera el alumno podrá tener una idea más clara de la importancia que tiene la configuración en el diseño de una estructura, el modelo no solo permitirá visualizar la importancia de la configuración, sino también permitirá al alumno comparar la predicción analítica de la respuesta dinámica del modelo con la respuesta obtenida cuando el modelo es sometido a una prueba dinámica.

De esta manera la utilización del modelo como instrumento didáctico servirá para ilustrar la importancia de conceptos fundamentales del análisis estructural, así como conceptos de dinámica estructural.

Junto con el diseño del modelo se elaborará un manual de posibles prácticas así como un programa en MATLAB el cual podrá ser utilizado por el alumno para determinar de manera analítica las propiedades dinámicas del prototipo bajo diferentes configuraciones, de tal manera que antes de realizar la prueba pueda tener una primera aproximación del comportamiento del prototipo.

CAPÍTULO

2

MARCO TEÓRICO

2.1 Introducción

Por muchos años los modelos han sido utilizados en ingeniería civil como un complemento y una alternativa de análisis. Los modelos estructurales y las estructuras a escala reducida, llamados también réplicas, siempre han jugado un papel muy importante en la enseñanza de la ingeniería estructural, investigación y diseño.

Los experimentos realizados en modelos a escala reducida y especímenes son de gran importancia en la enseñanza de los conceptos de ingeniería estructural e ingeniería mecánica donde en ocasiones la utilización de técnicas experimentales es la única manera de predecir una respuesta. Cuando el conocimiento teórico llega a su límite, un experimento proporciona una alternativa para la adecuada evaluación de un diseño, así, el diseño final de innumerables estructuras esta basado en el resultado final de pruebas experimentales.

Actualmente, modelos matemáticos son capaces de predecir la respuesta de una estructura, sin embargo en ocasiones cuando se deben probar nuevos métodos de diseño o estructuraciones muy sofisticadas el modelo matemático se vuelve complejo y los resultados poco confiables por lo que es preferible la utilización de la experimentación para obtener una respuesta adecuada.

Este capítulo proporciona una visión general del modelado estructural así como una apreciación de cómo el modelado se utiliza hoy en día en el campo de la ingeniería. Ofrece al lector y al constructor de modelos una revisión de trabajos realizados en modelado físico y material relevante que contiene información necesaria para llevar a cabo de manera exitosa el modelado bajo condiciones de simulación sísmica.

2.2 Antecedentes

Los constructores de la antigüedad no tenían manera de predecir el comportamiento de una estructura en donde se implementaba un nuevo procedimiento constructivo, por lo que tenían que recurrir a la experimentación. Muchos de los edificios históricos que aún prevalecen fueron modelados a escala antes de su construcción y a medida que las configuraciones arquitectónicas se fueron haciendo más complejas se recurrió más a este procedimiento, pues en ocasiones los métodos de diseño existentes resultaban inapropiados o el análisis resultaba en extremo complejo.

En la actualidad, el estudio del diseño sísmico constituye un interés primordial entre los ingenieros y a medida que continúa la investigación éste se vuelve más complejo. Teniendo en mente la mitigación del daño sísmico, se busca un entendimiento más claro del comportamiento de las estructuras, por lo que, cada vez más se recurre a la experimentación.

En fechas recientes se han realizado estudios sobre la viabilidad y limitaciones de los modelos a escala reducida utilizados en la investigación del comportamiento sísmico de una estructura. Debido a que el modelo a escala debe ser representativo en su comportamiento con la estructura prototipo, se ha hecho énfasis en el estudio de las propiedades mecánicas de los elementos del modelo, las teorías dinámicas de modelado y las técnicas constructivas del mismo.

De los muchos libros escritos sobre modelado, aquel escrito por Hossdorf (1971) provee una excelente introducción al tema. No profundiza en los aspectos del análisis de los modelos, pero toca muchos aspectos y provee una perspectiva de la importancia del modelado en ingeniería estructural.

El libro escrito por Muller (1971) trata los temas de materiales para el modelo e instrumentación, y el libro de Fumagalli (1973) contiene un gran número de estudios realizados en diferentes tipos de modelos, particularmente aquellos que tienen que ver con edificios y presas. En el trabajo realizado por Castoldi y Casirati (1976) se hace una revisión de las técnicas experimentales utilizadas para probar de manera dinámica estructuras complejas

Uno de los primeros artículos publicados sobre modelado fue presentado por Rowe, R. en el simposium RILEM en Madrid, España en 1959. Resume los problemas generales que se presentan al modelar estructuras en el intervalo elástico e inelástico. Más recientemente en los artículos publicados por Bilello (2004) y Restrepo y Rodriguez (2006) se hace un estudio detallado de las aplicaciones del modelado a escala para estudiar el comportamiento dinámico de edificios y puentes.

En la actualidad la utilización de modelos estructurales para fines didácticos se lleva a cabo en las universidades más importantes del mundo. En Estados Unidos existe un consorcio llamado the University Consortium of Instructional Shake Tables, formado por 23 universidades y por 3 centros de investigación, que tiene como fin elevar el conocimiento de ingeniería sísmica y estructural mediante la exposición de los alumnos a técnicas experimentales.

2.3 Modelos.

Un modelo se define como una representación física de una estructura o una porción de esta. Comúnmente el modelo se construirá a una escala reducida. Esta definición evolucionó a partir del estudio “Análisis experimental para estructuras de concreto”, realizado por el comité 444 del ACI, pero es aplicable a modelos de cualquier material.

Una segunda definición dada por Janney et al. (1970) es:

“Un modelo estructural es cualquier elemento estructural o ensamble de elementos estructurales contruidos a escala reducida, los cuales serán probados y para los cuales se deben emplear las leyes de similitud para interpretar los resultados”

Ambas definiciones se pueden aplicar al realizar un gran número de estudios en modelos de prototipos como edificios, puentes, presas, torres, etc. En donde el tipo de carga puede incluir fuerza estática, sísmica, de viento, etc.

Muchos elementos estructurales a escala reducida son utilizados en estudios de investigación y algunos investigadores clasifican estas estructuras como modelos aunque las condiciones de similitud entre los modelos y las estructuras prototipo no se apliquen. Sin embargo métodos de diseño y ecuaciones son derivadas de las observaciones realizadas en estas estructuras y son aceptadas por los diseñadores.

Es importante señalar que en estos casos el material utilizado para la elaboración de estos especímenes de prueba puede seguir siendo el material de la estructura real. Una distinción muy importante se hace cuando el material del prototipo no puede ser utilizado en la elaboración de la estructura a escala reducida. En este caso el material apropiado para la elaboración del modelo debe ser substituido y entonces la estructura a escala reducida es llamada modelo.

2.3.1 Modelos Estructurales.

Los modelos estructurales pueden ser definidos y clasificados de diversas maneras, una de ellas es la clasificación del modelo tomando en cuenta la función que desempeña. Esto es, ¿Qué es lo que se espera lograr con las pruebas realizadas al modelo? ¿Se requiere solo una respuesta elástica? O ¿Se espera cargar el modelo hasta la falla para observar su comportamiento?

Entonces dependiendo de las necesidades cubiertas, según Harris, H. y Sabnis, G. (1999) el modelo recibe la siguiente clasificación:

2.3.1.1 Modelo Elástico: Este tipo de modelo tiene una semejanza geométrica directa con el prototipo pero está elaborado con un material elástico y homogéneo el cual no necesariamente semeja el material del prototipo.

Este modelo está restringido a simular el comportamiento del prototipo en el rango elástico y no se puede predecir con él los modos desarrollados en la estructura cuando ésta entra en el rango inelástico.

Este tipo de modelos tienen muchas aplicaciones, especialmente la demostración de comportamientos estructurales de manera didáctica. Para estos modelos regularmente se utilizan materiales con módulos de elasticidad de valor bajo para de esta manera acentuar deformaciones y hacer visible dichos comportamientos.

Los modelos elásticos han sido utilizados extensivamente para estudiar la respuesta de edificios de varios niveles, puentes, presas y otro tipo de estructuras sujetas a cargas estáticas, dinámicas y térmicas.

Los modelos elásticos de componentes estructurales como columnas, marcos, losas y cascarones han sido utilizados en estudios de estabilidad elástica. Muchas de estas aplicaciones ahora se pueden llevar a cabo utilizando programas de computación, usualmente esta solución es más económica y eficiente. Sin embargo existen muchas situaciones estructurales donde el uso de modelos elásticos puede ser beneficioso.

En el caso de modelos educacionales el uso de materiales elásticos es aun esencial. El gran énfasis que se le ha dado al laboratorio y a la demostración de conceptos estructurales en el currículo del ingeniero, requiere del modelado físico. La mayoría de estos modelos de aplicación pueden satisfacerse con materiales en el intervalo elástico lineal

El trabajo experimental puede ser llevado a cabo en prototipos escalados o en modelos que no siguen una escala; existen pocas dudas en la confiabilidad de las pruebas realizadas en prototipos con factor de escala de 1:2, a 1:3. Sin embargo en modelos más pequeños en el orden de 1:5 o menores los resultados obtenidos son vistos con escepticismo.

2.3.1.2 Modelo Indirecto: Un modelo indirecto es una forma especial de modelo elástico que es utilizado para obtener diagramas de influencia para reacciones y esfuerzos internos resultantes como fuerzas cortantes, momentos flexionantes y fuerzas axiales. Las cargas aplicadas a los modelos indirectos no tienen correspondencia con las cargas actuantes en el prototipo.

En ocasiones un modelo indirecto no tiene semejanza física con el prototipo, por ejemplo: Un marco cuyo comportamiento es controlado por sus propiedades de rigidez (EI), puede ser modelado con un modelo indirecto que reproduzca correctamente los valores relativos de rigidez, esto puede ser realizado sin llevar a cabo un escalamiento preciso de la sección transversal del elemento. (Una forma circular en el modelo puede representar una sección W en el prototipo).

2.3.1.3 Modelo Directo: Un modelo directo es geoméricamente similar al prototipo en todos los aspectos y las cargas deben aplicarse de la misma manera que en el prototipo. Los esfuerzos y deformaciones en el modelo para cada condición de carga son representativos de cantidades similares en el prototipo para la correspondiente condición de carga.

2.3.1.4 Modelos de resistencia: Este tipo de modelos son también llamados de resistencia última, modelos realistas o Replicas. Están hechos de materiales que son similares a los del prototipo, de tal manera que el modelo pueda predecir el comportamiento del prototipo para todas las condiciones de carga hasta la falla.

2.3.1.5 Modelos dinámicos: Estos modelos se utilizan para estudiar vibraciones o los efectos de las cargas dinámicas en las estructuras. Pueden ser probados en una mesa sísmica para estudiar los efectos de las cargas sísmicas o en un túnel de viento para estudiar los efectos aeroelásticos

Una descripción mas detallada merecen los modelos didácticos y de investigación ya que el objetivo de este trabajo de tesis es el de diseñar un modelo para fines didácticos, por lo que éstos se estudiaran en la sección 2.3.2.

2.3.2 Modelos didácticos

Los modelos didácticos se han usado desde hace mucho tiempo para transmitir a los estudiantes desde conceptos estructurales básicos hasta los más complejos.

El grado de sofisticación necesario en cada caso marca una gran diferencia. Los modelos didácticos deben ser contruidos tan simples como sea posible para demostrar conceptos de estudio y las distorsiones en la similitud entre el modelo y el prototipo son permitidas.

Los modelos de investigación deben ser realizados con mucha precisión, pues de estos pueden resultar teorías sobre ciertos comportamientos.

Los modelos de diseño pueden ser utilizados solo como instrumentos conceptuales para tener una mejor idea de cómo una estructura propuesta podría comportarse ante ciertas condiciones de carga. Para el propósito de este trabajo se estudiara solo aquellos modelos utilizados para demostrar comportamiento elástico lineal de las estructuras

Una de las primeras referencias hechas sobre modelos cargados, especialmente elaborados para demostraciones en clase, fue hecha por Rathbun, J (1924); el uso bloques de madera sostenidos por alambres para formar un arco, Godden, D.(1974) reporto un extenso estudio de los modelos demostrativos para le enseñanza de la ingeniería estructural, cubriendo teoría elástica y teoría plástica.

Los modelos cuidadosamente elaborados y contruidos pudieron fácilmente formar las bases para un curso de análisis estructural.

Shepard (1964) describe los numerosos aparatos utilizados en los laboratorios de modelos estructurales de la universidad de Canterbury en Nueva Zelanda.

En la universidad de Sydney, Australia se le ha dado un énfasis substancial a las técnicas experimentales con apropiados laboratorios (Cowan 1961).

Existen laboratorios en Estados Unidos que utilizan modelos elásticos para analizar estructuralmente sistemas indeterminados, algunos desde 1920.

Estos modelos se pueden encontrar en las instalaciones de algunas universidades como MIT, Princeton, Lehigh, Carnegie-Mellon, Cornell, Johns Hopkin, University of California Berkeley, Collage of the city of New York y Drexel entre otras.

2.3.3 El Proceso de modelado

Los pasos para elaborar un modelo típico son los siguientes:

- 1) Definir cual es el alcance del problema, decidiendo que es lo que se necesita del modelo y que no se necesita.
- 2) Especificar requisitos de similitudes para la geometría, materiales, carga y la interpretación de los resultados.
- 3) Decidir el tamaño del modelo y el nivel requerido de precisión
- 4) Seleccionar los materiales del modelo
- 5) Planificar la fabricación
- 6) Seleccionar la instrumentación, equipo necesario para obtener esfuerzos, fuerzas, desplazamientos y otros parámetros.
- 7) Diseñar y preparar el equipo para cargar el modelo

2.3.4 Configuración.

Como ya se explicó en el capítulo anterior el propósito de este trabajo es diseñar un prototipo para el estudio de configuraciones estructurales, por lo tanto, es importante explicar que papel juega la configuración en el comportamiento de las estructuras y por ende en el prototipo que se desea diseñar.

Según Reitherman, R. (1994) la configuración se define como el tamaño y la forma del edificio, incluyendo la naturaleza, el tamaño y la situación de los elementos estructurales, así como la naturaleza, el tamaño y la situación de elementos no estructurales que puedan influir en el comportamiento estructural.(Figura 2).

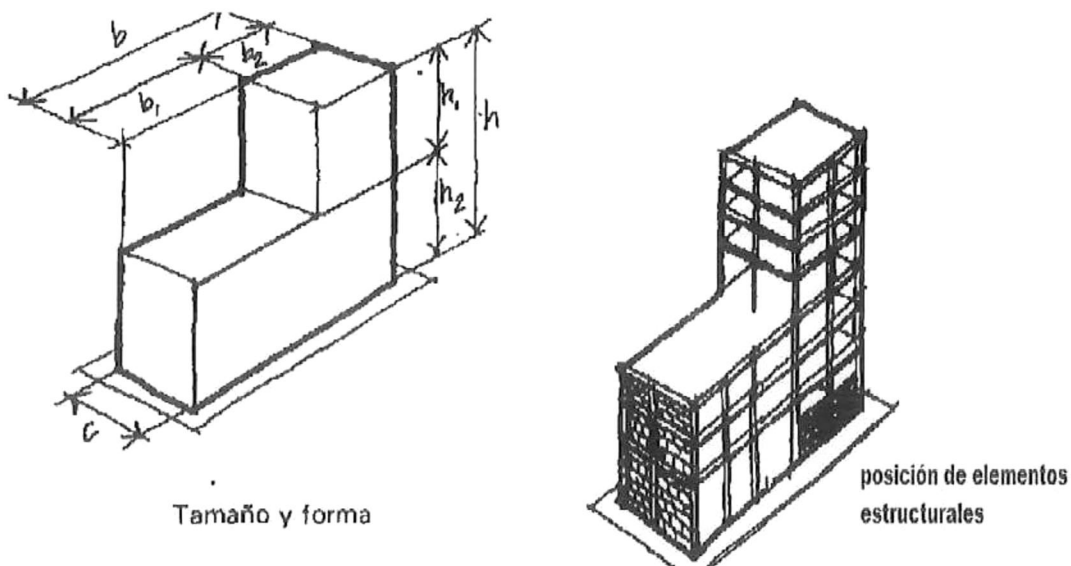


Figura 2 Configuración Estructural. (Reitherman, R. 1994)

Esto comprende elementos como muros, columnas, pisos, escaleras y también la cantidad y tipo de divisiones interiores. Esta amplia definición de configuración es necesaria debido a la intrincada relación de estos tres tipos de elementos de configuración, respecto al comportamiento sísmico.

2.3.4.2 La Importancia de la configuración

Al concebir la configuración del edificio, el ingeniero o profesional del diseño influye e incluso determina los tipos de sistemas resistentes que se pueden usar y aun la medida en que serán efectuados. Además muchos errores de ingeniería que ocasionan daños graves o colapso se originan como fallas de configuración.

No se intenta sugerir que la configuración es lo principal y que las técnicas de diseño son secundarias; obviamente están relacionadas por su contribución en la seguridad y eficiencia del edificio. Lo que si ocurre es que las primeras ideas del diseñador sobre la configuración son muy importantes.

De hecho a medida que avanza el estudio del comportamiento de las construcciones y se obtienen más datos empíricos, la importancia de este renglón ha adquirido mayor relieve. En una publicación que plantea líneas a seguir en el diseño de edificios para las fuerzas armadas de Estados Unidos se afirma:

“Una gran parte de la resistencia inherente del edificio a fuerzas laterales esta determinada por su planta básica de distribución.... Los ingenieros están reconociendo que la forma, simetría y distribución general de las construcciones desarrolladas en la etapa conceptual, son mas importantes o contribuyen de manera mas significativa en la determinación exacta de las fuerzas especificas por reglamento....”

El ingeniero en estructuras William Holmes, escribió en 1976:

“Se sabe desde hace mucho tiempo que la configuración y la sencillez y alineación del sistema resistente a los sismos de una estructura es tan importante o acaso mas importante que las fuerzas laterales de diseño”

Henry Degenkolb (1977) enfatiza al destacar la importancia de la configuración, y también reconoce que el diseño sísmico no es más que una de las muchas influencias sobre la forma de la construcción:

“Si en un principio se tiene una configuración deficiente, todo lo que el ingeniero puede hacer es poner un parche. En cambio, si se empieza con una buena configuración y un esquema estructural razonable, incluso un ingeniero poco brillante no perjudicará demasiado el comportamiento final.”

La mayoría de los países han instituido la solución de los problemas vitales y de seguridad de la construcción en forma de reglamentos que especifican normas seguras para el diseño y la construcción.

En los Estados Unidos hasta la última edición del *Uniform Building Code* (reglamento uniforme de construcción), la configuración no se consideraba en ninguna cláusula específica y solo se trata el aspecto como una advertencia general:

“Estructuras con formas irregulares o sistemas de marcos: La distribución de las fuerzas laterales en estructuras que tienen formas altamente irregulares, grandes diferencias en resistencia o rigidez lateral entre pisos adyacentes u otros aspectos estructurales, se determinará teniendo en cuenta las características dinámicas de la estructura”

Entonces, si el tema es importante, ¿Por que el reglamento lo trata de manera general y sugerente?

Esto se explica en la parte dedicada a comentarios de la Structural Engineers Association of California (SEAOC 1975):

“Debido a la infinita variación de irregularidades de configuración que puede existir es evidente la impracticidad de establecer parámetros definidos y reglas razonables. Estas normas mínimas se han escrito en general, para edificios y condiciones uniformes. La aplicación subsecuente de estas normas mínimas a edificios o condiciones poco usuales, en muchos casos conduce a una evaluación poco realista”.

En nuestro enfoque del diseño sísmico se toma en consideración la probabilidad de sufrir daños, puesto que la prevención total del daño es una meta irreal, el objetivo es controlar tal daño. En gran medida la configuración determina donde ocurrirá el daño, si estará bajo control, distribuido o absorbido de modo seguro, o bien, si se concentrará accidentalmente de una manera que pueda causar una falla catastrófica de elementos críticos.

El reconocimiento conceptual de los problemas causados por la configuración precede por muchas décadas al estudio analítico de hoy. Los primeros observadores notaron el comportamiento sísmico de edificios de ciertos tipos de material, construcción y configuración. Por esto es importante que el diseñador no solo confíe en las previsiones de los reglamentos, sino que es importante que desarrolle una comprensión conceptual de la naturaleza del ambiente dinámico y de la manera en que el edificio responde.

2.3.5 Influencia de la configuración sobre el comportamiento sísmico.

Ya que el modelo que se diseñará deberá ser sometido a pruebas dinámicas, es de suma importancia comprender como influye la configuración en el comportamiento sísmico. El concepto básico consiste en que, debido a que las fuerzas sísmicas pueden provenir de cualquier dirección, la aplicación de fuerzas perpendiculares a los ejes principales de muros o marcos, en general reproduce los dos casos peores. Si el movimiento del suelo y sus fuerzas se presentan diagonalmente, entonces los muros o marcos dentro de esos dos ejes pueden participar en su resistencia y las fuerzas de cada uno se reducirán correspondientemente

Es importante hacer notar que en la realidad las fuerzas sísmicas son mucho más complejas que lo que podría indicar los diagramas. El movimiento del suelo es errático y solo por casualidad la dirección principal del movimiento coincidirá con uno de los ejes.

Según Bazan y Meli (1987) se debe hacer énfasis en que, debido a su complejidad, y a su estrecha relación con el planteamiento de espacio y forma de la construcción, los problemas de configuración deben ser enfrentados básicamente desde la etapa de definición del esquema espacial del edificio, y en toda la etapa de diseño. Por esta razón es un tema que debe ser comprendido en toda su amplitud por los arquitectos y diseñadores.

A continuación se exponen brevemente los aspectos más relevantes de la incidencia de la configuración geométrica en la respuesta sísmica de las edificaciones, así como los mecanismos correctivos.

2.3.6 Problemas de configuración en planta

Los problemas que se mencionan a continuación son referentes a la disposición de la estructura en el plano horizontal, en relación con la forma y distribución del espacio arquitectónico. (Figura 3)

2.3.6.1 Longitud

La longitud en planta de una construcción influye en la respuesta estructural de la misma de una manera que no es fácil determinar por medio de los métodos usuales de análisis. En vista de que el movimiento del terreno consiste en una transmisión de ondas, la cual se da con una velocidad que depende de las características de masa y rigidez del suelo de soporte, la excitación que se da en un punto de apoyo del edificio en un momento dado difiere de la que se da en otro, diferencia que es mayor en la medida en que sea mayor la longitud del edificio en la dirección de las ondas. Los edificios cortos se acomodan más fácilmente a las ondas que los edificios largos. Considerando lo anterior, el correctivo usual para el problema de longitud excesiva de edificios es la partición de la estructura en bloques por medio de la inserción de juntas de dilatación sísmica, de tal manera que cada uno de ellos pueda ser considerado como corto. Estas juntas deben ser diseñadas de manera tal que permitan un adecuado movimiento de cada bloque sin peligro de golpeteo o choque entre los diferentes cuerpos o bloques que componen la edificación.

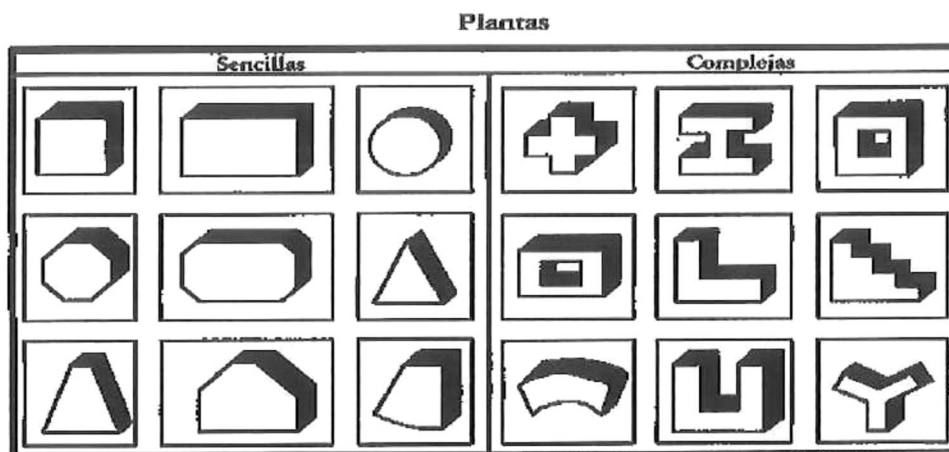


Figura 3 Configuraciones en planta. (Reitherman, R. 1994)

2.3.6.2 Concentración de esfuerzos debido a plantas complejas

Este problema surge en edificios denominados de plantas complejas y es muy común en edificaciones hospitalarias. Se define como planta compleja a aquella en la cual la línea de unión de dos de sus puntos suficientemente alejados hace su recorrido en buena parte fuera de la planta. Esto se da cuando la planta está compuesta de alas de tamaño significativo orientadas en diferentes direcciones (formas en H, U, L, etc.). En las plantas irregulares las alas pueden asimilarse a un voladizo empotrado en el cuerpo restante del edificio, sitio en el cual sufriría menores deformaciones laterales que en el resto del ala (Figura 4). Por esta razón aparecen grandes esfuerzos en la zona de transición, los cuales producen con frecuencia daños en los elementos no estructurales, en la estructura vertical y aún en el diafragma de la planta.

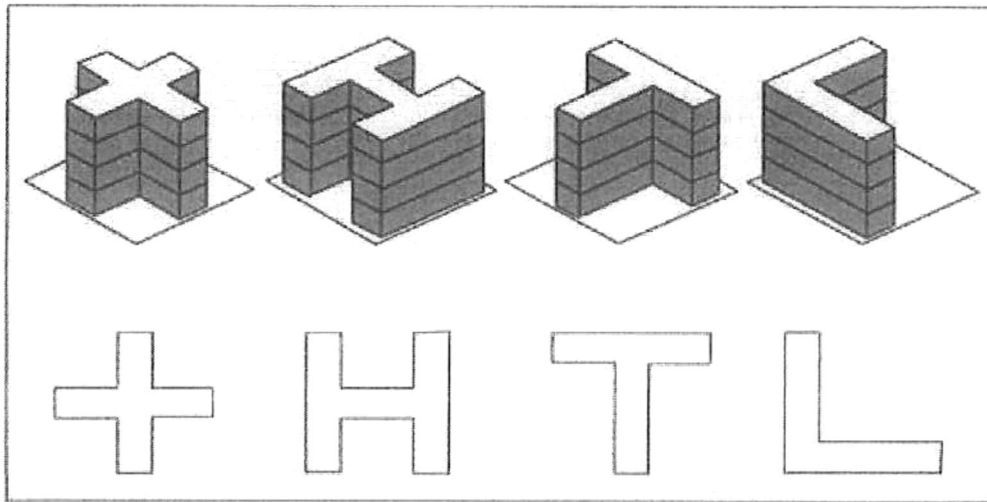


Figura 4 Diferentes configuraciones en planta (Guevara, T. 1998).

Para este caso, la solución corrientemente adoptada consiste en la introducción de juntas de dilatación sísmica, como las mencionadas para el caso de los edificios largos. Estas juntas permiten que cada bloque tenga su propio movimiento sin estar atado al resto del edificio, con lo cual se rompe el esquema de trabajo en voladizo de cada ala. Las juntas, obviamente, deben tener el ancho suficiente para permitir el movimiento de cada bloque sin golpearse.

2.3.7 Irregularidad en altura

El aumento de la altura de un edificio puede parecer equivalente al aumento del claro de una viga en voladizo, y lo es, permaneciendo igual en todo lo demás. El problema con la analogía es que a medida que un edificio se hace más alto, por lo general aumenta su periodo y un cambio como este significa un cambio del nivel de respuesta y magnitud de las fuerzas. Es poco probable que un terremoto genere movimientos sostenidos de alta aceleración con periodos predominantes de 2 segundos, por ejemplo, al observar que los terremotos ocurridos en el pasado concentran su energía alrededor de periodos de $\frac{1}{2}$ segundo.

Por lo tanto, un edificio de más de 20 pisos de altura, que tuviera un periodo fundamental de más de un segundo y cerca o mayor de 2 segundos, tal vez experimentaría una aceleración menos efectiva de su masa que una estructura de 5 a 10 pisos con un periodo de $\frac{1}{2}$ segundo.

Los escalonamientos en los volúmenes del edificio se presentan habitualmente por exigencias urbanísticas de iluminación, proporción, etc. Sin embargo, desde el punto de vista sísmico, son causa de cambios bruscos de rigidez y de masa; por lo tanto, traen consigo la concentración de fuerzas que producen daño en los pisos aledaños a la zona del cambio brusco (Figura 5). En términos generales, debe buscarse que las transiciones sean lo más suave posible con el fin de evitar dicha concentración.

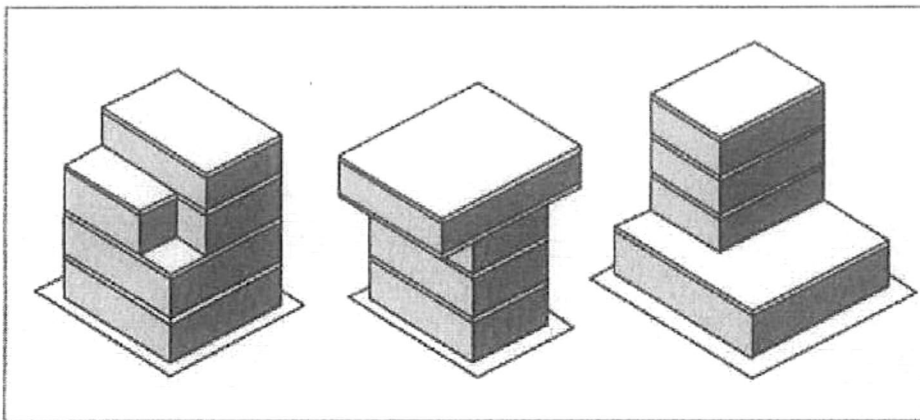


Figure 5 Irregularidad en altura. (Guevara, T. 1998).

2.3.8 Concentraciones de masa

El problema en cuestión es ocasionado por altas concentraciones de la masa en algún nivel determinado del edificio que se puede deber a la disposición en él de elementos pesados, tales como equipos, tanques, bodegas, archivos, etc.

El problema es mayor en la medida en que dicho nivel pesado se ubica a mayor altura, debido a que las aceleraciones sísmicas de respuesta aumentan también hacia arriba, con lo cual se tiene una mayor fuerza sísmica de respuesta allí y por ende una mayor posibilidad de volcamiento del equipo.

Por lo anterior, en el diseño arquitectónico es recomendable disponer los espacios que representen pesos inusuales en sótanos o en construcciones aisladas aledañas al cuerpo principal del edificio. En casos en los que por razones topográficas se deba tener almacenamientos de agua elevados, debe preferirse construir torres independientes para ese fin, en lugar de adosarlas al edificio principal.

2.3.9 Columnas débiles

Las columnas dentro de una estructura tienen la vital importancia de ser los elementos que transmiten las cargas a las cimentaciones y mantienen en pie a la estructura, razón por la cual cualquier daño en este tipo de elementos puede provocar una redistribución de cargas entre los elementos de la estructura y traer consigo el colapso parcial o total de una edificación.

Por lo anterior, el diseño sísmico de pórticos (estructuras formadas preferentemente por vigas y columnas) busca que el daño producido por sismos intensos se produzca en vigas y no en columnas, debido al mayor riesgo de colapso del edificio por el de daño en columnas. Sin embargo, muchos edificios diseñados según códigos de sismo resistencia han fallado por esta causa. Estas fallas pueden agruparse en dos clases:

- Columnas de menor resistencia que las vigas.
- Columnas cortas.

Varias son las causas de que el valor de la longitud libre se reduzca drásticamente y se considere que se presenta una columna corta:

- Confinamiento lateral parcialmente en la altura de la columna por muros divisorios, muros de fachada, muros de contención, etc.
- Disposición de losas en niveles intermedios.
- Ubicación del edificio en terrenos inclinados.

Las columnas cortas son causa de serias fallas en edificios bajo excitaciones sísmicas debido a que su mecanismo de falla es frágil. Parecería razonable que una columna corta fuera mas fuerte que una mas larga con la misma sección. Ciertamente, bajo cargas verticales, seria menos posible que se pandeara, y por tanto, ser capaz de recibir cargas mas altas. Pero la columna corta también es mas rígida, y bajo carga lateral, en que las cargas se distribuyen de acuerdo a la rigidez de los elementos resistentes, la columna corta y rígida atraerá fuerzas que pueden ser desproporcionados con su resistencia

2.3.10 Pisos flexibles

Varios tipos de esquemas arquitectónicos y estructurales conducen a la formación de los llamados pisos débiles o flexibles, es decir, pisos que son más vulnerables al daño sísmico que los restantes, debido a que tienen menor rigidez, menor resistencia o ambas cosas. La presencia de pisos flexibles se puede atribuir a:

- Diferencia de altura entre pisos.
- Interrupción de elementos estructurales verticales en el piso.

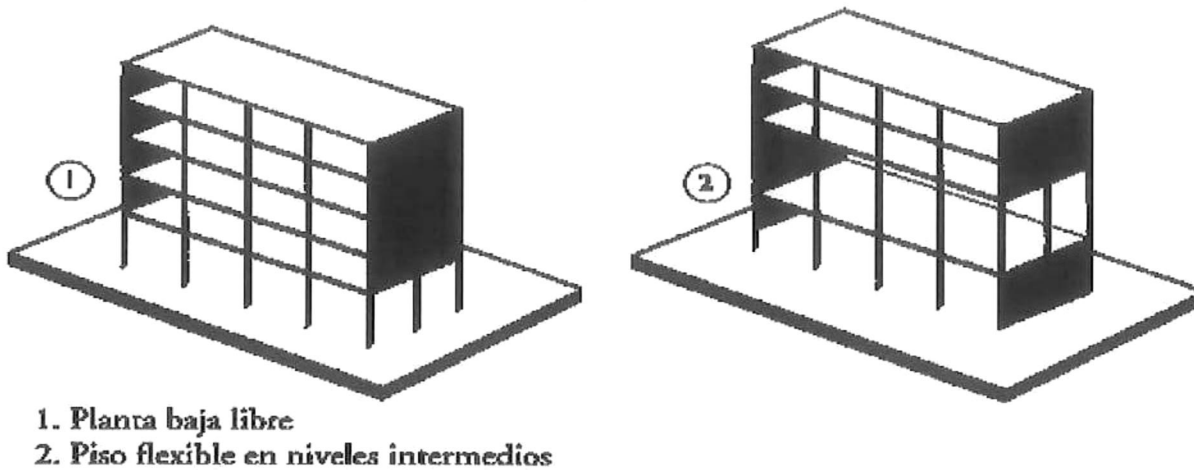


Figure 6 Pisos flexibles. (Reitherman, R. 1994).

La interrupción de elementos verticales de la estructura ha probado ser la causa de múltiples colapsos parciales o totales en edificios sometidos a sismos, sobre todo cuando la interrupción de los elementos verticales resistentes (muros y columnas) se presenta en los pisos inferiores (Figura 6). La razón del deslizamiento del piso recae en que el nivel en que se interrumpen los elementos es más flexible que los restantes, con lo que aumenta el problema de estabilidad, pero además porque se origina un cambio brusco de rigidez que ocasiona una mayor acumulación de energía en el piso más débil.

Los casos más usuales de interrupción de elementos verticales, que ocurre generalmente por razones espaciales, formales o estéticas, son los siguientes:

- 1) Interrupción de las columnas.
- 2) Interrupción de muros estructurales (muros de cortante).
- 3) Interrupción de muros divisorios, concebidos erróneamente como no estructurales, alineados con pórticos.
- 4) Eliminación de muros perimetrales

2.3.11 Torsión

La torsión ha sido causa de importantes daños de edificios sometidos a sismos intensos, que van desde la distorsión a veces visible de la estructura y por tanto su pérdida de imagen y confiabilidad hasta el colapso estructural (Figura 7).

La torsión se produce por la excentricidad existente entre el centro de masa y el centro de rigidez. Algunos de los casos que pueden dar lugar a dicha situación en planta son:

- 1) Posición de elementos rígidos de manera asimétrica con respecto al centro de gravedad del piso.
- 2) Colocación de grandes masas en forma asimétrica con respecto a la rigidez.
- 3) Combinación de las dos situaciones anteriores.

Debe tenerse presente que los muros divisorios y de fachada que se encuentren adosados a la estructura vertical tienen generalmente una gran rigidez y, por lo tanto, habitualmente participan estructuralmente en la respuesta al sismo y pueden ser causantes de torsión, como en el caso corriente de los edificios de esquina. (Figura 8).

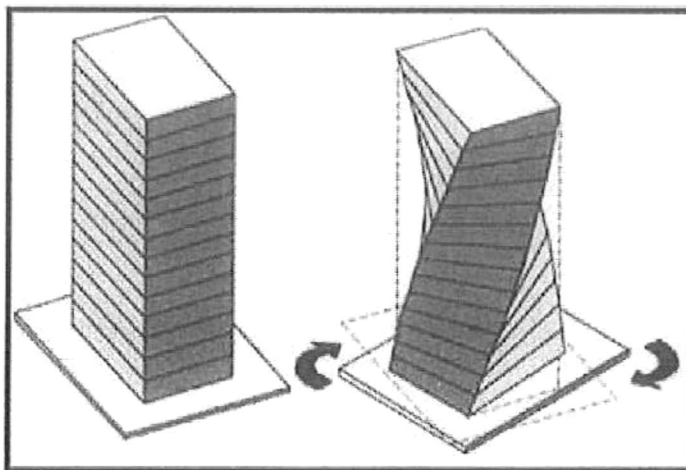


Figura 7 Torsión. (Guevara, T. 1998).

Cuantitativamente, puede considerarse que una excentricidad entre el centro de la masa y de rigidez es grande cuando supera el 10% de la dimensión en planta bajo análisis. En un caso así deben tomarse medidas correctivas en el planteamiento estructural del edificio.

Si se contempla además la situación en altura, el panorama de la torsión puede complicarse aún más cuando hay irregularidades verticales, como los escalonamientos. En efecto, la parte superior del edificio transmite a la inferior un cortante excéntrico, lo cual provoca torsión del nivel de transición hacia abajo, independientemente de la simetría o asimetría estructural de los pisos superiores e inferiores.

Como todos los problemas de configuración, el de la torsión debe ser enfrentado desde la etapa de diseño espacial y de forma de la edificación. Los correctivos necesarios para el problema de la torsión pueden resumirse en general en los siguientes puntos:

- Las torsiones deben ser consideradas inevitables, debido a la naturaleza del fenómeno y a las características de la estructura. Por esta razón, se sugiere proveer a los edificios de rigidez, mediante la cual se busca reducir la posibilidad de giro en planta.
- A efectos del control de la torsión, debe estudiarse con cuidado el planteamiento de la estructura en planta y en altura, así como la presencia y la necesidad de aislamiento de los muros divisorios no estructurales que puedan intervenir estructuralmente en el momento de un sismo. Finalmente, el objetivo debe ser proveer a la estructura con la mayor simetría posible de la rigidez con respecto a la masa.

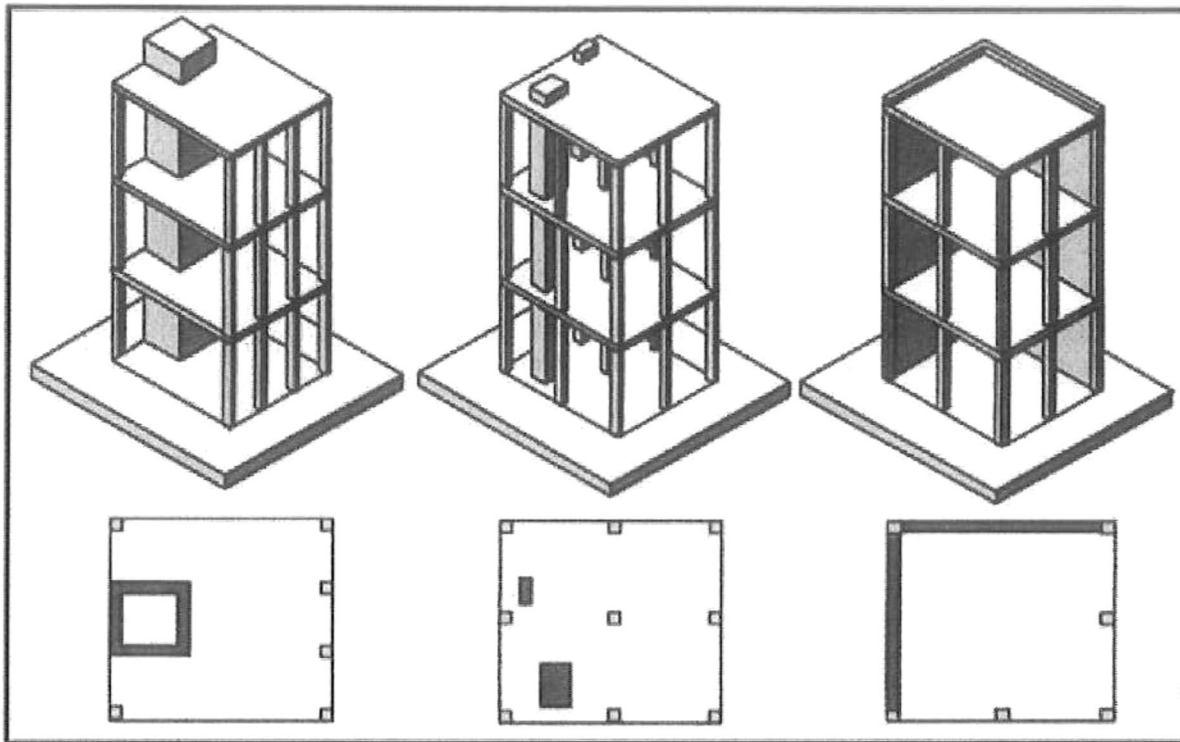


Figura 8. Torsión por muros excéntricos. (Guevara, T. 1998).

2.4 Mesas Vibratorias

Con el desarrollo de las mesas simuladoras de sismo y los sistemas de adquisición de datos, el análisis experimental en ingeniería sísmica se vio beneficiado con una herramienta muy poderosa, su propósito es el de hacer cada mas representativas las pruebas realizadas en los modelos, estos instrumentos son capaces de reproducir el movimiento del suelo durante un sismo o de simular cualquier otra aceleración de interés, permitiendo así una prueba mas controlada del prototipo bajo efecto sísmico. De esta manera se pueden probar nuevos conceptos y técnicas en modelos antes de implementarlos en una estructura real.

Según Krawinkler, H y Moncarz, P (1981) la experimentación en modelos sobre mesas sísmicas es útil para:

- 1) Estudios comparativos, ya que en los modelos resulta fácil variar los parámetros de configuración
- 2) Investigación analítica, cuando los modelos matemáticos no pueden reproducir de manera confiable un comportamiento o cuando la estructura resulta muy compleja.
- 3) La investigación de fenómenos generados por sismo cuando resulta imposible realizar pruebas en un prototipo real. Algunos de estos fenómenos son efectos de carga, su respuesta dinámica, mecanismo de falla, rigidez, frecuencias de vibración, efecto de torsión, volteo entre otros.
- 4) Demostración de la integridad de una estructura después de haber sido probada con una señal de sismo de diferente intensidad, lo cual no sería posible sin la utilización de un modelo.

Ningún sismo es igual al anterior. Durante el sismo el suelo no se mueve solo en una dirección, puede reaccionar con un movimiento ondulante, con una leve sacudida o con un temblor que se acumula y luego desaparece. La fuerza del sismo también varía, dependiendo de la cantidad de esfuerzo que se debe liberar o de la profundidad donde se origina. Una mesa sísmica está diseñada para recrear tanto el movimiento del suelo como las diversas fuerzas generadas por el sismo. Es una herramienta invaluable para la simulación de sismos en el laboratorio. Normalmente una mesa sísmica tiene 1 grado de libertad, esto significa que puede moverse en una sola dirección, pero existen mesas que pueden moverse de manera horizontal, vertical, rodar hacia atrás, hacia delante y girar sobre un eje central

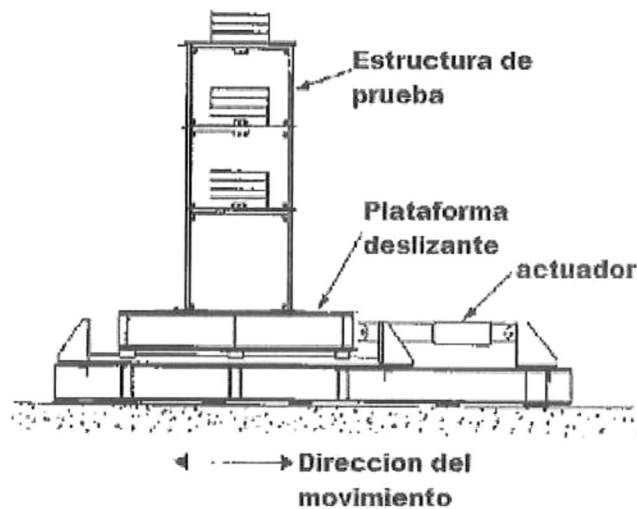


Figura 9. Ejemplo mesa vibratoria

2.4.1 Aplicaciones didácticas

Las mesas vibratorias son utilizadas en la investigación y docencia en diversas universidades del país. En el instituto de ingeniería de la UNAM se creó una mesa vibratoria para simular sismos, única en Latinoamérica, que soporta 20 toneladas de peso y puede evaluar diversas estructuras, equipos industriales y construcciones.

En el Instituto Politécnico Nacional IPN – ESIME de México, se han desarrollado algunos modelos de simuladores didácticos de sismos. El simulador de sismos desarrollado consiste en una plataforma que puede moverse, a voluntad, con velocidad variable, en los tres ejes, x, y z. En él puede subirse una persona para sentir los movimientos de un sismo de magnitud variable, y de tipo oscilatorio. Mide aproximadamente 80 x 70 x 40 cm, y pesa aproximadamente unos 30 kg por lo que es relativamente fácil de transportar. Cuenta con tres motores de velocidad variable que se pueden regular con perillas de fácil manejo. Necesita una fuente de energía eléctrica convencional de 60 hertz/s y de 110 volts, consumiendo menos de un kilowatt. También se cuenta con un sismo-simulador más pequeño, de 50 x 50 x 30 cm sobre el que se instalan maquetas de viviendas y muebles a escala 1 a 50. Cuando se activan los motores que hacen mover a la plataforma con movimiento oscilatorio, los muebles se caen y las viviendas se colapsan. Estos prototipos son muy didácticos, ya que se visualiza de una manera muy fácil, como causan estragos los sismos, y se da una idea de cómo se pueden prevenir sus efectos.

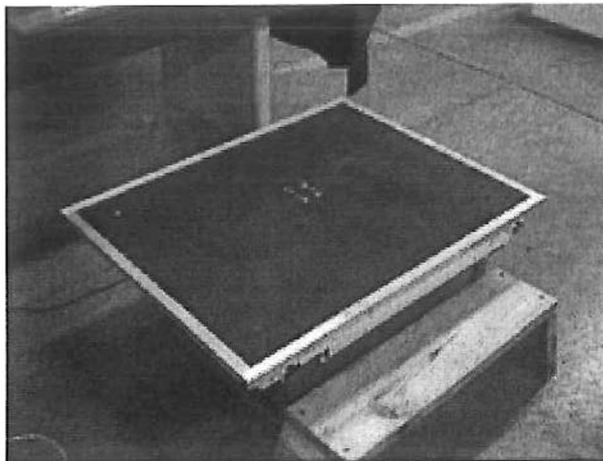


Figura 10. Mesa vibratoria del IPN-ESIME.

En Estados Unidos se creó el consorcio universitario de mesas sísmicas didácticas (UCIST) *University Consortium of Instructional Shaking Tables*, que tiene como fin desarrollar el conocimiento de ingeniería sísmica a nivel licenciatura y a nivel de postgrado. Este consorcio tiene base en la universidad de Washington en St.Louis. Inicialmente estaba formado por 23 universidades asociados a tres centros de investigación sísmica de Estados Unidos, en la actualidad tiene el doble de su tamaño original. Según el trabajo de Dyke, S. J. (2000), objetivo principal de este consorcio es el de instruir a los estudiantes en el área de ingeniería estructural, dinámica estructural, geotecnia y más por medio de la experimentación y simulación sísmica utilizando mesas vibratorias pequeñas capaces de ser utilizadas en el salón de clases (Figura 11). Este instrumento consiste en una placa de aluminio de 45 cm x 45 cm, que se desliza por un balero de alta precisión, accionado por un motor Kollmorgan silverline H-344-H-0600, el control del simulador de sismos se logra utilizando el método conocido como *unit gain displacement feedback*.

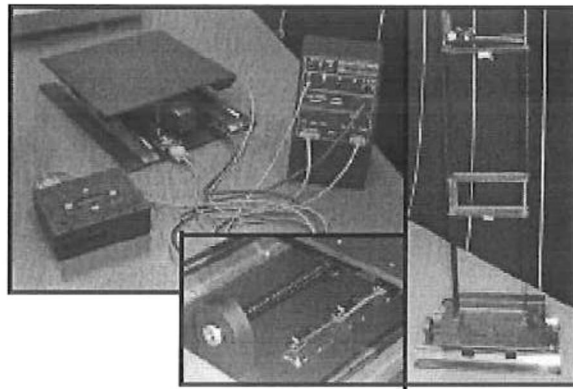


Figura 11. Mesa vibratoria utilizada por UCIST

CAPÍTULO

3

MARCO METODOLÓGICO

3.1 Nombre de la Metodología

La metodología utilizada en el desarrollo del presente trabajo es la llamada LBD (Learning By Design) McTighe, J. and Wiggins, G.(1998). Se describe de manera grafica en la Figura 12.

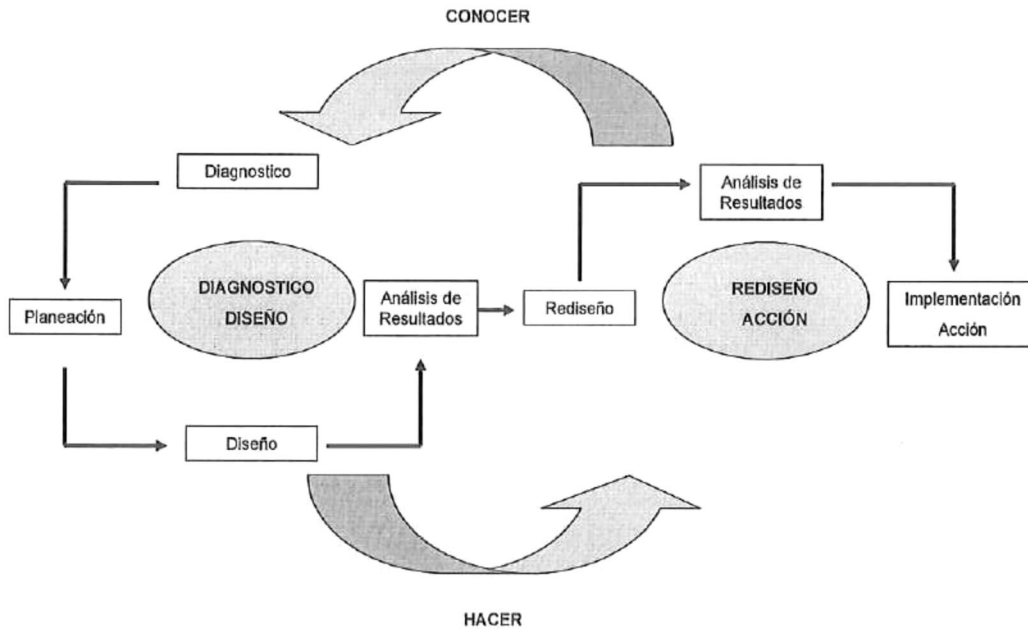


Figura 12. Descripción gráfica del proceso metodológico.

3.2 Descripción de pasos seguidos dentro del proceso metodológico

A continuación se describen los pasos realizados para llevar a cabo el diseño del prototipo

3.2.1 Diagnóstico

- 1) Se llevó a cabo una revisión del equipo o herramientas utilizadas como apoyo didáctico con que cuentan los laboratorios del área de estructuras de la carrera de ingeniero civil de la FIE
- 2) Se revisaron los planes de estudio de las materias del área de estructuras impartidas en la FIE con el fin de determinar áreas de oportunidad.

- 3) Se revisó de que manera se abordan en clase conceptos como configuración estructural y propiedades dinámicas
- 4) Se llevó a cabo un análisis de las ventajas que proporciona la utilización de apoyos didácticos en el desarrollo de las clases del área de estructuras de la carrera de ingeniería civil.
- 5) A partir del análisis anterior se consideraron las características que debía tener el equipo de laboratorio a diseñar para servir como apoyo a diversas materias impartidas.
- 6) Se estudió la literatura existente con respecto a la utilización de prototipos a escala reducida con fines experimentales o didácticos en el área de estructuras e ingeniería sísmica
- 7) Se llevó a cabo un estudio de los diferentes tipos de modelos y sus alcances para elegir las características que debía tener el prototipo a diseñar.
- 8) Se revisó la literatura existente con respecto a la utilización de mesas vibratorias en los laboratorios de diversas universidades y centros de investigación, con fines didácticos y experimentales en el área de estructuras e ingeniería sísmica.
- 9) Se recabó la información existente con respecto a los equipos utilizados para instrumentar estructuras y su uso en la investigación y experimentación.

3.2.2 Diseño

- 10) Se definieron las dimensiones y características del equipo a diseñar en base a las limitaciones establecidas como resultado de los estudios realizados.
- 11) Se determinaron las propiedades dinámicas del prototipo siguiendo varios procedimientos.
- 12) Una vez establecida una configuración base para el prototipo y conocidas sus propiedades dinámicas, se llevó a cabo un análisis en SAP2000 para determinar su comportamiento y para revisar esfuerzos en los elementos.

3.2.3 Acción

- 13) En base a los resultados obtenidos se propone la mesa sísmica a utilizar con el prototipo diseñado así como la instrumentación necesaria para medir y registrar diversos parámetros de interés.

- 14) Se desarrolló una guía de posibles prácticas, basadas en pruebas que se podrán realizar utilizando el equipo diseñado y que ilustrarán diversos conceptos de interés en el área de estructuras así como en el área de dinámica e ingeniería sísmica

CAPÍTULO

4

ANÁLISIS Y DISEÑO

4.1 Introducción.

El propósito del modelado analítico en ingeniería sísmica es el de predecir la respuesta dinámica de estructuras prototipo basándose en pruebas realizadas a modelos en el laboratorio.

Esta predicción puede incluir todos los parámetros pertinentes o puede estar limitado a una selección de parámetros como la frecuencia natural de vibración y los modos de vibrar.

La teoría de modelado establece las reglas de acuerdo a las cuales la geometría, las propiedades del material, condiciones iniciales, condiciones de carga del modelo deben de estar relacionados para que el comportamiento del modelo pueda ser expresado como una función del comportamiento del prototipo. La teoría que desarrolla las funciones de correlación algunas veces llamadas leyes de escalamiento, que define la correspondencia entre el modelo y el prototipo es la teoría de la similitud.

Como ya se revisó en el capítulo anterior, existen diferentes tipos de modelos dependiendo de los requerimientos de la experimentación, en este caso estamos trabajando con un modelo didáctico.

Para este trabajo en específico, el modelo con el que se va a trabajar será un modelo elástico y se va a diseñar como si fuera un edificio en miniatura con sus propias características dinámicas, por lo que no es requerido que tenga funciones de correlación ni que existan leyes de similitud entre el modelo y alguna estructura prototipo, ya que no se requiere la predicción de algún comportamiento sino la demostración de comportamientos estructurales.

4.2 Propiedades Geométricas.

Una de las características de este modelo es que podrá ser sometido a pruebas con diferentes configuraciones. Para diseñarlo se debe considerar una configuración inicial a partir de la cual el modelo podrá ser modificado.

Para esta configuración inicial el modelo se diseñará con una geometría regular a base de marcos, la estructura tendrá tres niveles con una altura de entrepiso de 0.6 m y en ambos sentidos contara con dos claros de 0.7m (Figura 13 y 14).

Las columnas y las vigas serán elaboradas con una sección T de 5 x 5 x 0.5 cm en aluminio (Figura 15) y las conexiones se construirán de tal modo que se pueda modificar la configuración inicial. La condición de apoyo de las columnas se considerará como simplemente apoyada. Al diseñar el modelo con esta configuración regular se logrará obtener una respuesta que servirá de punto de comparación con la respuesta obtenida con las demás configuraciones

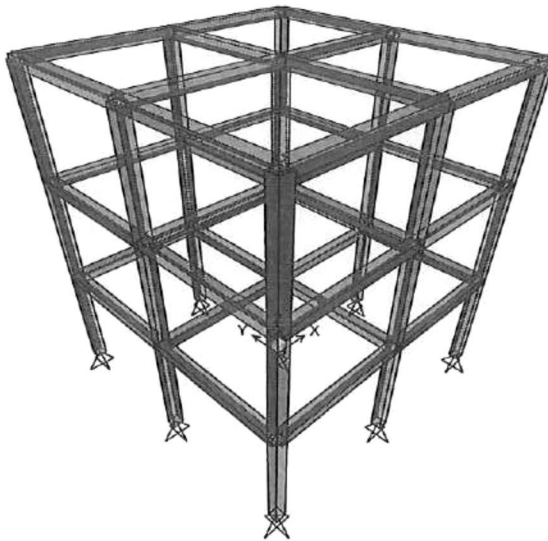


Figura 13. Isométrico del prototipo

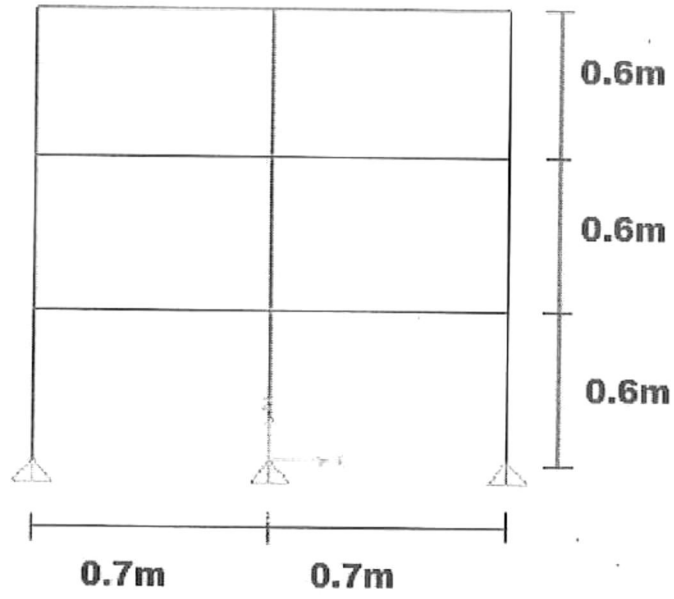


Figura 14. Propiedades en elevación

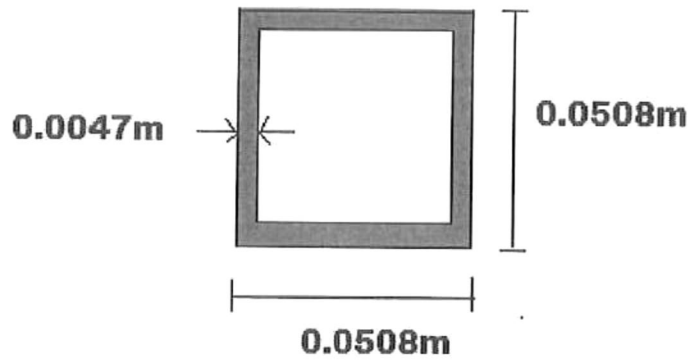


Figura 15. Sección para vigas y columnas

4.3 Propiedades del material

Como ya se revisó en el capítulo anterior, cuando se está trabajando con modelos elásticos se recomienda construirlo con un material elástico y homogéneo.

El modelo está restringido a simular el comportamiento en el intervalo elástico y se ha escogido para el diseño un material con módulo de elasticidad de bajo valor para de esta manera acentuar deformaciones y hacer visible dichos comportamientos.

En este caso se trabajará con una sección T de 5 x 5 x 0.5 cm en aluminio grado 6000, en específico con la aleación 6061-T6 con las propiedades mostradas en la Tabla 1.

Propiedades Físicas	Sistema Métrico	Sistema Inglés	Comentarios
Densidad	2.7 g/cc	0.0975 lb/in ³	
Propiedades Mecánicas			
Resistencia a la Tensión, Última	310 Mpa	45000 psi	
Resistencia a la Tensión, Yield	275 Mpa	39900 psi	
Elongación al quiebre	12%	12%	En una muestra de 0.5 cm por 1.6 cm
Módulo de elasticidad	69 Gpa	10000 ksi	Promedio de Tensión y Compresión
Módulo de Poisson	0.33	0.33	
Módulo de corte	26 Gpa	3770 ksi	
Resistencia al corte	205 Mpa	29700 psi	

Tabla 1. Propiedades del material

4.4 Metodología para la determinación de las propiedades dinámicas.

Como se puede observar en el diagrama de flujo de la Figura 16, el primer paso consiste en definir la geometría, las secciones y las condiciones de carga, en el paso No. 2 se deben obtener los desplazamientos del marco mediante un análisis plano aplicando una carga de 1 ton en cada nivel.

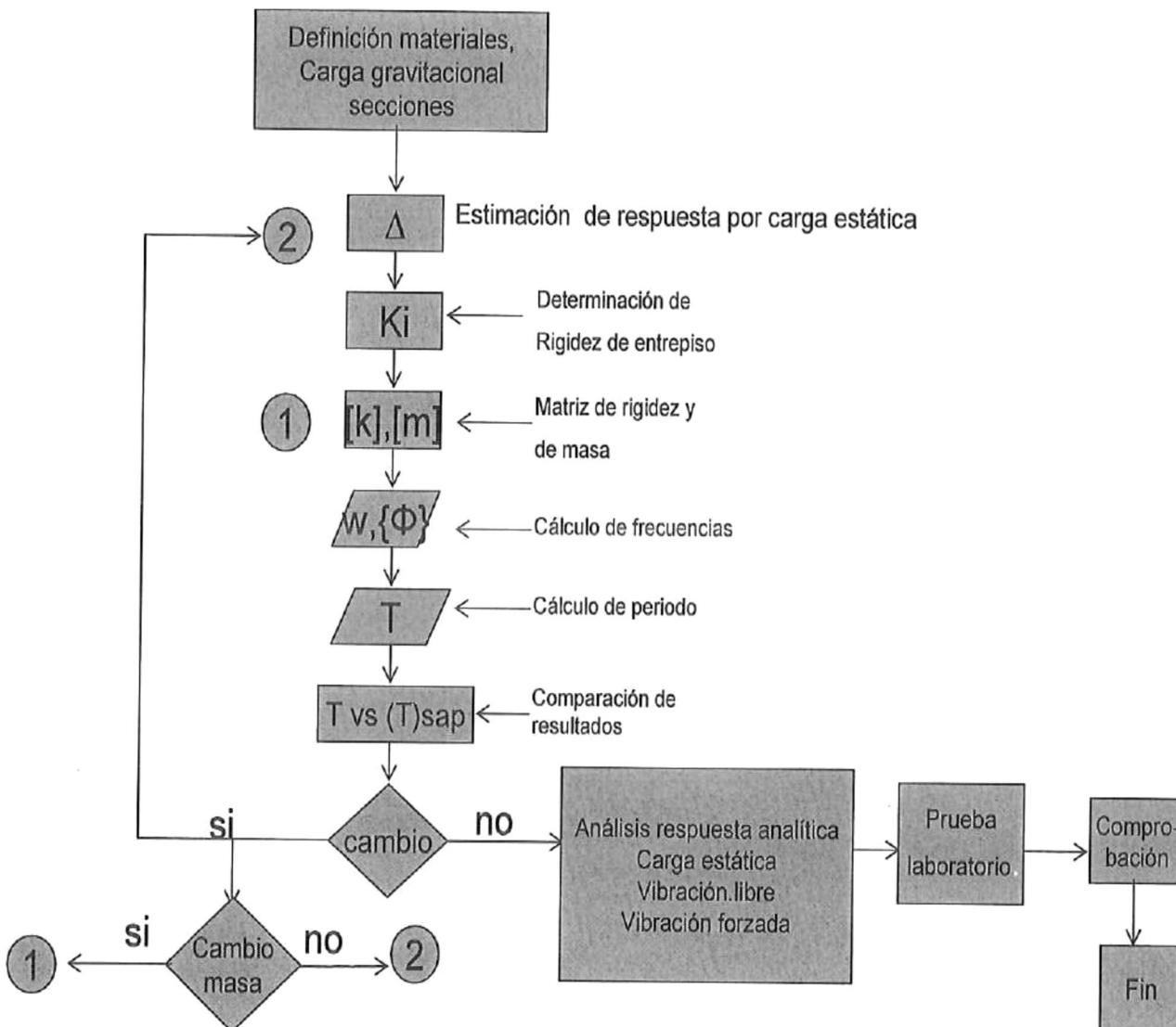


Figura 16. Procedimiento a seguir para la determinación de propiedades dinámicas

El siguiente paso es determinar los desplazamientos relativos de entrepiso. La primera aproximación de la rigidez de entrepiso se obtiene con la expresión:

$$K_i = \frac{F}{\Delta_i}$$

donde

F= Fuerza cortante de entrepiso en ton

Δ_i = desplazamiento relativo de entrepiso (Figura 17).

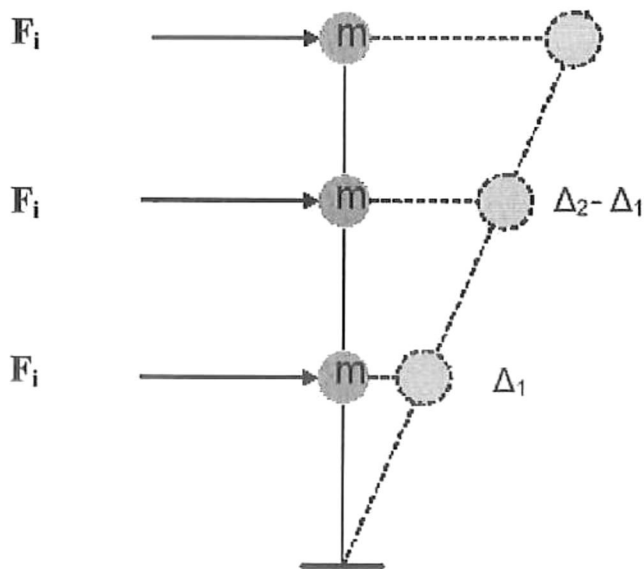


Figura 17. Cálculo de rigidez de la estructura

El análisis del marco plano fue hecho utilizando el programa de análisis estructural Colibrí, (ANEXO A). Las condiciones de carga y los resultados fueron los siguientes:

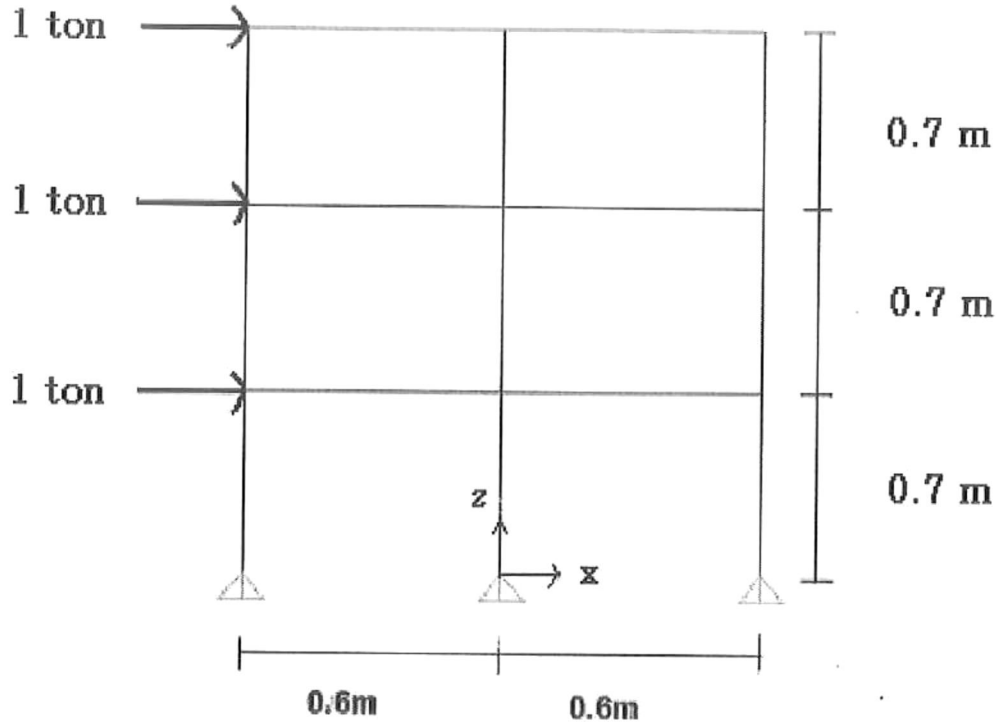


Figura 18. Cargas para el análisis con carga estática

Entrepiso	Desplazamiento(m)	Rigidez ton/m
3	0.009609	104.069
2	0.021583	92.66
1	0.05504	53.95

Tabla 2. Rigidez de entrepiso

Una vez que se determina la rigidez de cada entrepiso se ensambla la matriz de rigidez y la matriz de masa (paso No.1). Siguiendo un procediendo establecido se determinan las frecuencias de vibración y por ultimo los periodos de vibrar.

Antes de determinar las frecuencias y periodos, se corroboran los valores de las rigideces de entrepiso obtenidos con el análisis de marco plano. Se utiliza la metodología de las fórmulas de Wilbur para determinar la rigidez de cada entrepiso.

4.4.1 Obtención de rigideces de entrepiso con formulas de Wilbur.

Se utilizó una segunda metodología para obtener las rigideces de entrepiso y así corroborar los resultados obtenidos con el análisis del marco plano. En este caso se utilizaron las fórmulas de Wilbur (ANEXO B).

RIGIDECES

Considerando la base articulada y con los siguientes datos se obtienen las siguientes rigideces.

- Momento de inercia (m^4)=0.000000278
- Modulo de elasticidad =7310000
- Altura de entrepiso (m)=0.6
- Longitud del claro entre columnas (m)=0.7
- Número de columnas primer nivel=2
- Numero de columnas segundo nivel=3
- Columnas en tercer nivel=3
- Trabes en primer nivel=2
- Trabes segundo nivel=2
- Trabes tercer nivel=2

Entrepiso	Rigidez ton/m
3	123.18
2	106.273
1	51.131

Tabla 3. Rigidez de entrepiso determinada con fórmulas de Wilbur

4.4.2 Matriz de rigidez y matriz de masa

Las matrices de masa y rigidez utilizadas en el análisis han de ser matrices reales y simétricas. Considerando la estructura como un sistema de masa resorte la matriz de rigidez y la matriz de masa tendrá la siguiente forma:

MATRIZ DE RIGIDEZ Y DE MASA

$$k = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \quad M = \begin{bmatrix} M_1 & 0 & 0 \\ 0 & M_2 & 0 \\ 0 & 0 & M_3 \end{bmatrix}$$

Las rigideces de entrepiso encontradas en el apartado anterior deberán ser multiplicadas por 3 (numero de marcos en el sentido del análisis) para ser introducidas en la matriz de rigidez (las unidades son ton/m).

Con Resultados de Colibrí.

Con rigideces obtenidas con Wilbur

$$K = \begin{bmatrix} 445.57 & -285.71 & 0 \\ -285.71 & 597.88 & -312.17 \\ 0 & -312.17 & 312.17 \end{bmatrix} \quad K = \begin{bmatrix} 472.213 & -318.82 & 0 \\ -318.82 & 688.36 & -369.54 \\ 0 & -369.54 & 369.54 \end{bmatrix}$$

La carga a utilizar por entrepiso es de 110 kg, por lo que la masa será de 11.2 kg dando como resultado la siguiente matriz de masas (unidades son ton):

$$M = \begin{bmatrix} 0.0112 & 0 & 0 \\ 0 & 0.0112 & 0 \\ 0 & 0 & 0.0112 \end{bmatrix}$$

4.4.3 Frecuencias

Una vez determinada la matriz de masa y la matriz de rigidez se calculan las frecuencias de vibración. Para determinar las frecuencias del prototipo se resuelve el sistema de ecuaciones $[K-\lambda M]\{\varphi\}=0$, el cual se deriva siguiendo un procedimiento de eigenvectores de la matriz según Clough, R. y Penzien, J. (1995) que se explica en el ANEXO D.

Para resolver el sistema se iguala el determinante de la suma de la matriz de rigidez y la matriz de masa a cero, las raíces encontradas serán los valores de w^2 . Sacando raíz cuadrada obtendremos las frecuencias de vibración.

Utilizando un programa elaborado en MATLAB (ANEXO C), se encuentran las siguientes frecuencias (unidades Hz):

Frecuencias (ω)	Colibri	Wilbur
ω_1	59.3421	59.4029
ω_2	186.4476	196.0849
ω_3	287.426	307.3765

Tabla 4. Frecuencias obtenidas con diferentes métodos

4.4.4 Periodo

Para obtener el periodo fundamental del modelo utilizamos la expresión:

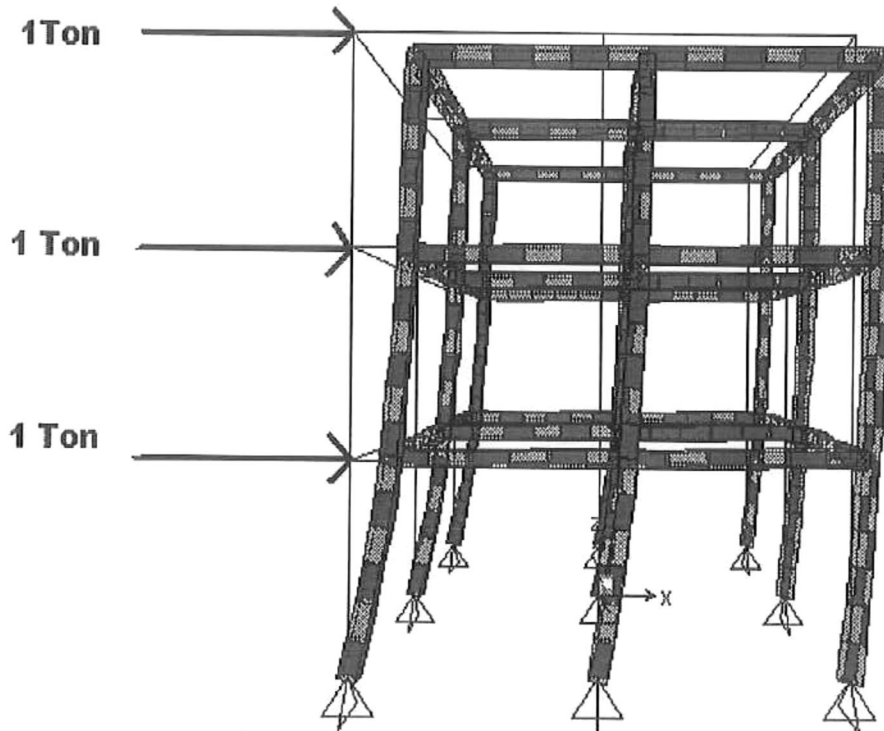
$$T_i = \frac{2\pi}{w_i}$$

Donde w_i representa la frecuencia del modo i . Para los tres modos de vibración del modelo tenemos los siguientes periodos.

Periodo (s)	Colibri	Wilbur
T_1	0.1059	0.1057
T_2	0.0337	0.032
T_3	0.0218	0.0204

Tabla 5. Periodos de vibrar obtenidos con diferentes métodos.

Para comprobar los resultados obtenidos de manera analítica, se llevo a cabo un análisis tridimensional del modelo utilizando el software de análisis estructural SAP2000, la geometría y los resultados del análisis fueron los siguientes:



SAP2000	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)
Modo 1	58.721	0.107
Modo 2	230.57	0.027
Modo 3	456.29	0.013

Tabla 6. Periodos obtenidos con SAP2000.

En la siguiente tabla se hace una comparación entre los resultados obtenidos con los tres métodos; se puede observar que la diferencia porcentual tanto para las frecuencias como para los periodos obtenidos del análisis tridimensional realizado con SAP2000 y los resultados obtenidos de manera analítica, utilizando las fórmulas de Wilbur es menor que la diferencia obtenida con los resultados del análisis de marco plano utilizando COLIBRI, por lo que se tomaron los resultados obtenidos con las fórmulas de Wilbur para continuar con el diseño.

Frecuencias (Hz)	SAP2000	Colibri	%	Wilbur	%
ω_1	58.72	59.34	0.0106	59.4	0.0116
ω_2	230.57	186.44	0.1914	196.08	0.1496
ω_3	456.29	287.42	0.3701	307.37	0.3264

Periodos (s)	SAP2000	Colibri	%	Wilbur	%
T_1	0.107	0.1059	0.0103	0.1057	0.0121
T_2	0.027	0.0337	0.2391	0.0321	0.1765
T_3	0.013	0.0218	0.5912	0.0204	0.4891

4.4.5 ANALISIS MODAL

Para obtener los modos de vibrar y el factor de participación modal se elaboró un programa en MATLAB (ANEXO F) siguiendo el procedimiento según Chopra, A (1995) en el ANEXO E y se obtuvieron los siguientes resultados.

Propiedades de la Estructura

=====

Carga de entrepiso=0.11 ton

Grados de libertad=3

rigidez de entrepiso1=51.13 ton/m

rigidez de entrepiso2=106.27 ton/m

rigidez de entrepiso3=123.18 ton/m

Forma de la Matriz de Rigidez (ton/m)

472.2	-318.81	0
-318.81	688.35	-369.54
0	369.54	369.54

Datos para los primeros tres modos de Vibrar

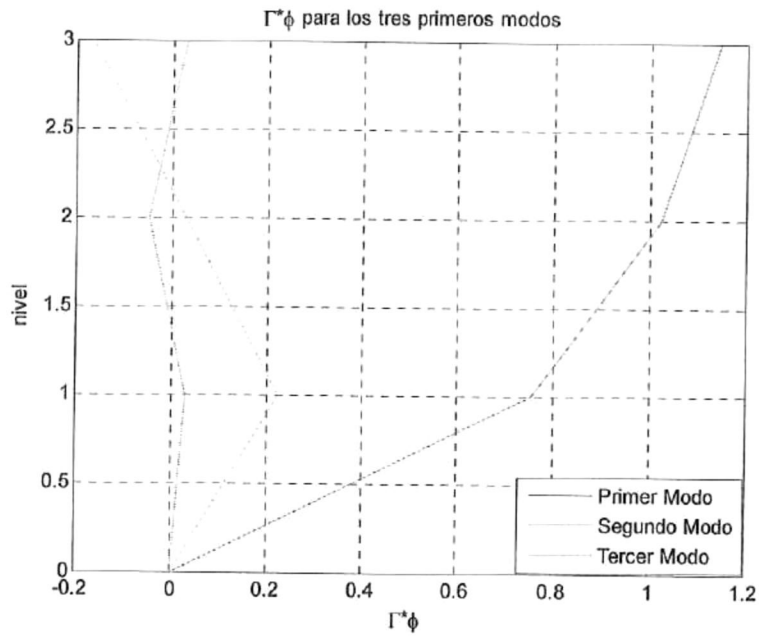
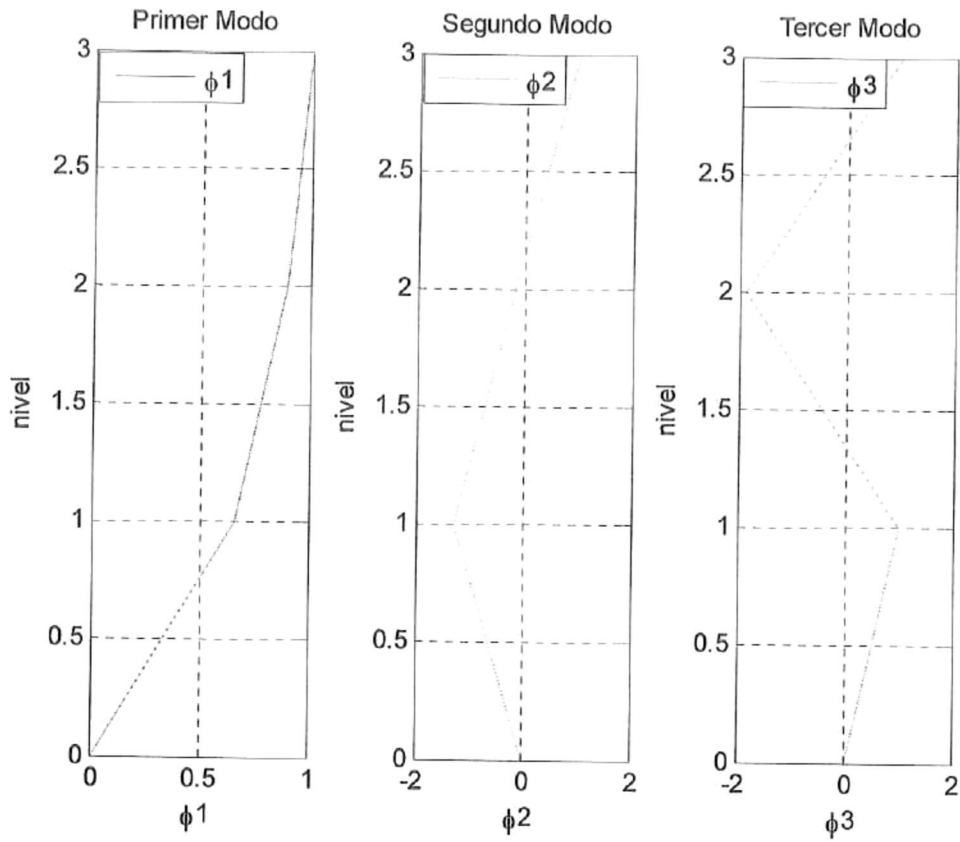
=====

Modo	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)	Frecuencia Circular (rad/s)
1	0.1058	59.4021	9.4541
2	0.0321	196.0833	31.2076
3	0.0204	307.3743	48.9201

Modos de Vibrar normalizados Factor de participación Modal (Gamma)

1 2 3

0.658	-1.2936	1.0136	-0.1809
0.8929	-0.1667	-1.8668	0.0297
1	1	1	-0.0061



4.5 Método de apoyo

4.5.1 Condensación estática de la matriz de rigidez

La condensación estática de la matriz de rigidez es fundamental para el análisis sísmico de estructuras, tiene por objeto reducir la matriz de rigidez con los términos asociados exclusivamente a las fuerzas actuantes sobre la estructura. De esta manera se concentra la labor en la obtención de ciertos desplazamientos para, a partir de éstos, calcular los desplazamientos restantes, sin los cuales no podrían calcularse las fuerzas internas completamente. En este caso, la matriz de rigidez se calculó para un solo marco considerando las acciones en un sentido, para la aplicación de este método se hicieron las siguientes consideraciones:

- 1) Se considera que los tres marcos están acoplados y que las columnas de apoyo están articuladas
- 2) Se considera para las columnas, dos grados de libertad que son desplazamiento lateral y rotación (Figura 19), para los dos se utiliza el símbolo Δ .
- 3) Se considera que no existe alargamiento en las columnas por lo que se restringe ese grado de libertad. La misma consideración se hará para las traveses.

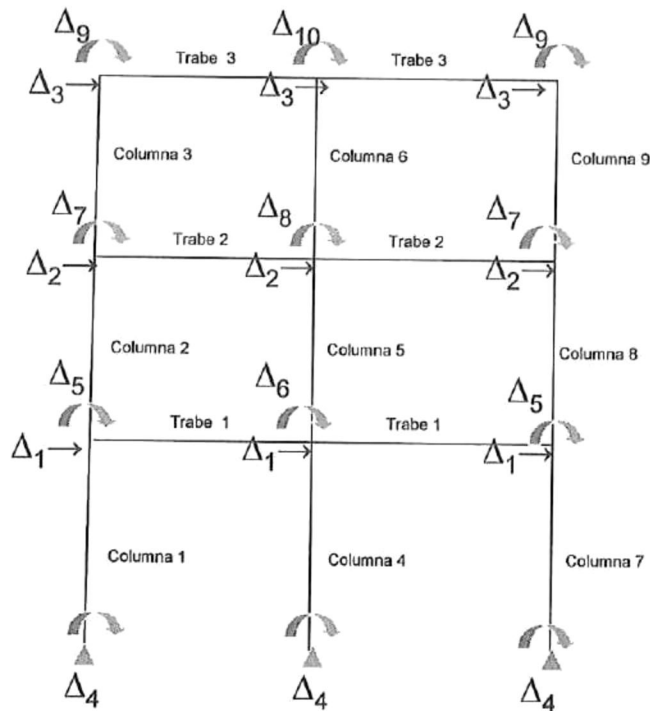


Figura 19. Desplazamientos y rotaciones asociados a los grados de libertad del marco.

Considerando el marco con el que se ha estado trabajando, dos claros y tres niveles, y sin tomar en cuenta la deformación axial en los elementos, el sistema tiene 10 grados de libertad. La masa en la estructura es idealizada como una masa concentrada en los nodos y la matriz de masa de los grados de libertad debido a rotación contienen ceros en la diagonal, estos son los grados de libertad que se pueden eliminar del análisis dinámico siempre y cuando que la excitación dinámica no incluya ninguna fuerza externa en los grados de libertad rotacionales.

Aunque estén incluidos en la formulación de la matriz de rigidez, los grados de libertad verticales también pueden ser eliminados del análisis dinámico, porque los efectos de inercia debido a los grados de libertad verticales de un edificio son normalmente pequeños, siempre y cuando la excitación dinámica no incluya fuerzas verticales en los nodos.

Las ecuaciones de movimiento para un sistema sin amortiguamiento se expresan de la siguiente manera:

$$\begin{bmatrix} m_{tt} & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_t \\ \ddot{u}_0 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{tt} & k_{t0} \\ k_{0t} & k_{00} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_t \\ u_0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} p_{t(t)} \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (4.1)$$

donde u_0 denota los grados de libertad con masa igual a cero y u_t los grados de libertad con masa, también conocidos como grados de libertad dinámicos, k_{tt} indica la matriz de rigidez asociada a desplazamiento lateral, k_{00} esta asociada a rotacion y $k_{t0}=k_{0t}^T$ donde T indica transpuesta.

$$m_{tt}\ddot{u}_t + k_{tt}u_t + k_{t0}u_0 = p_t(t) \quad k_{0t}u_t + k_{00}u_0 = 0 \quad (4.2)$$

debido a que no hay fuerzas externas o de inercia asociadas con u_0 la ecuación establece una relación estática entre u_0 y u_t :

$$u_0 = -k_{00}^{-1}k_{0t}u_t \quad (4.3)$$

sustituyendo la ecuación 4.2 en 4.3 obtenemos:

$$m_{tt}\ddot{u}_t + \hat{k}_{tt}u_t = p_t(t) \quad (4.4)$$

donde \hat{k}_{tt} es la matriz condensada de rigidez dada por:

$$\hat{k}_{tt} = k_{tt} - k_{ot}^T k_{00}^{-1} k_{0t} \quad (4.5)$$

la solución a la ecuación (4.4) provee el desplazamiento $u_t(t)$ en los grados de libertad dinámicos, y en cada instante de tiempo los desplazamientos $u_0(t)$ en los grados de libertad condensados son determinados por la ecuación (4.3).

Se obtendrá una matriz de rigidez para cada elemento del marco, que tiene la siguiente forma asumiendo una barra con extremos i, j y con propiedades E, A, I, L donde E es Modulo de elasticidad, A es área, I es momento de inercia y L longitud.

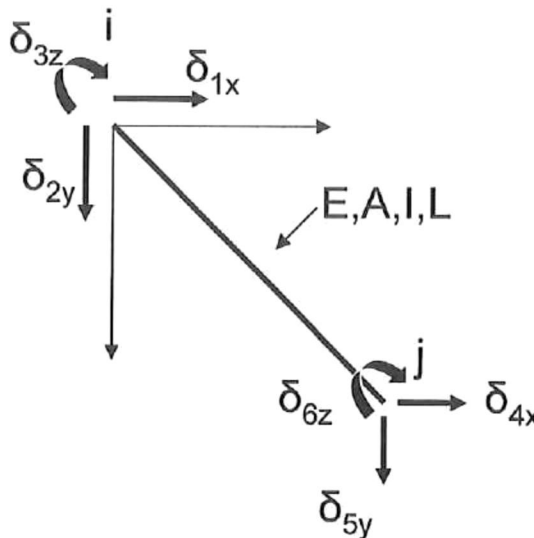
FORMA GENERAL DE LA MATRIZ

$$[K] = \begin{matrix} & \begin{matrix} (\delta_{ix}) & (\delta_{2y}) & (\delta_{3z}) & (\delta_{4x}) & (\delta_{5y}) & (\delta_{6z}) \end{matrix} \\ \begin{bmatrix} \left(c^2 \frac{EA}{L} + s^2 \frac{EI}{L^3}\right) & \left(sc \frac{EA}{L} - sc \frac{3EI}{L^3}\right) & (0) & \left(-c^2 \frac{EA}{L} - s^2 \frac{3EI}{L^3}\right) & \left(-sc \frac{EA}{L} + sc \frac{3EI}{L^3}\right) & \left(-s \frac{3EI}{L^2}\right) \\ \left(sc \frac{EA}{L} - sc \frac{3EI}{L^3}\right) & \left(c^2 \frac{EA}{L} + s^2 \frac{EI}{L^3}\right) & (0) & \left(-sc \frac{EA}{L} + sc \frac{3EI}{L^3}\right) & \left(-s^2 \frac{EA}{L} - c^2 \frac{3EI}{L^3}\right) & \left(c \frac{3EI}{L^2}\right) \\ (0) & (0) & (0) & (0) & (0) & (0) \\ \left(-c^2 \frac{EA}{L} - s^2 \frac{3EI}{L^3}\right) & \left(-sc \frac{EA}{L} + sc \frac{3EI}{L^3}\right) & (0) & \left(c^2 \frac{EA}{L} + s^2 \frac{EI}{L^3}\right) & \left(sc \frac{EA}{L} - sc \frac{3EI}{L^3}\right) & \left(s \frac{3EI}{L^2}\right) \\ \left(-sc \frac{EA}{L} + sc \frac{3EI}{L^3}\right) & \left(-s^2 \frac{EA}{L} - c^2 \frac{3EI}{L^3}\right) & (0) & \left(sc \frac{EA}{L} - sc \frac{3EI}{L^3}\right) & \left(s^2 \frac{EA}{L} + c^2 \frac{3EI}{L^3}\right) & \left(-c \frac{3EI}{L^2}\right) \\ \left(-s \frac{3EI}{L^2}\right) & \left(c \frac{3EI}{L^2}\right) & (0) & \left(s \frac{3EI}{L^2}\right) & \left(-c \frac{3EI}{L^2}\right) & \left(\frac{3EI}{L}\right) \end{bmatrix} \end{matrix}$$

$C = \cos \Phi$

$S = \sin \Phi$

δ = desplazamiento de la barra
en la dirección indicada.



para encontrar la matriz de rigidez de cada elemento se elaboró una hoja de calculo EXCEL.

Ejemplo de ensamble de la matriz de rigidez para la columna 1 y viga 1.

Columna 1

C= 0	E= 7310000	A= 0.000819
S= -1	L= 0.6	I= 2.78E-07

	0	Δ_4	Δ_1	Δ_5	
K1=	28.229	0.000	-28.229	16.937	0
	0.000	0.000	0.000	0.000	Δ_4
	-28.229	0.000	28.229	-16.937	Δ_1
	16.937	0.000	-16.937	10.162	Δ_5

Tabla 7. Propiedades y matriz de rigidez ensamblada para la columna 1

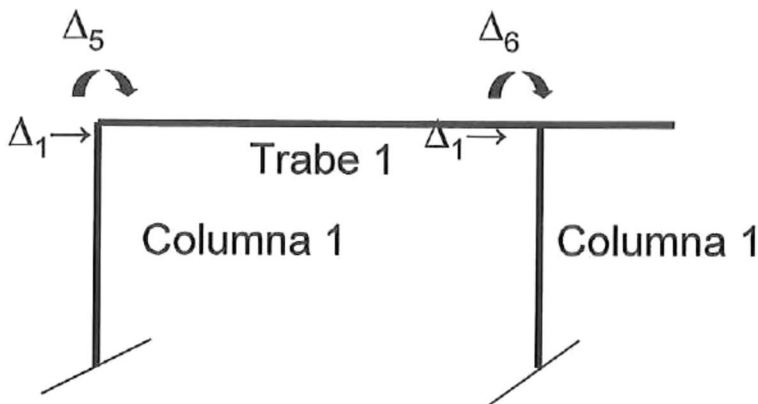
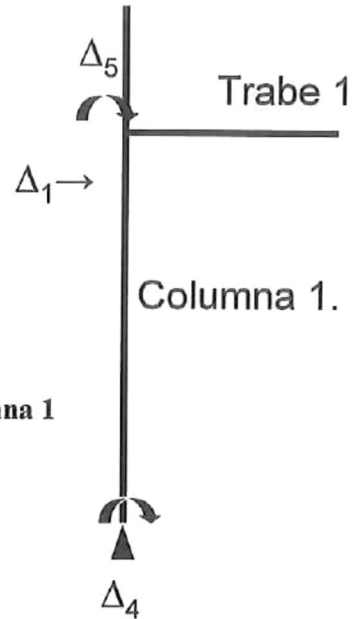
Viga 1

Propiedades

C= 1	E= 7310000	A= 0.00081935
S= 0	L= 0.7	I= 2.7804E-07

	Δ_1	Δ_5	Δ_1	Δ_6	
K	71.10691	24.88742	-71.1069	24.88742	Δ_1
	24.88742	11.61413	-24.8874	5.807064	Δ_5
	-71.1069	-24.8874	71.10691	-24.8874	Δ_1
	24.88742	5.807064	-24.8874	11.61413	Δ_6

Tabla 8. Propiedades y matriz de rigidez ensamblada para la trabe 1.



Una vez que se obtiene las matrices de rigidez de todos los elemento, se ensambla la matriz global de rigidez obteniéndose la matriz de la tabla 9.

MATRIZ DE RIGIDEZ ENSAMBLADA

$\Delta 1$	$\Delta 2$	$\Delta 3$	$\Delta 4$	$\Delta 5$	$\Delta 6$	$\Delta 7$	$\Delta 8$	$\Delta 9$	$\Delta 10$	
423.432	-338.745	0.000	0.000	33.875	16.937	67.749	33.875	0	0	$\Delta 1$
-338.745	677.491	-338.745	0.000	-67.749	-33.875	0.000	0.000	67.749	33.875	$\Delta 2$
0.000	-338.745	338.745	0.000	0.000	0.000	-67.749	-33.875	-67.749	-33.875	$\Delta 3$
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0	0	0	0	$\Delta 4$
33.875	-67.749	0.000	0.000	70.653	11.614	13.550	0	0	0	$\Delta 5$
16.937	-33.875	0.000	0.000	11.614	46.940	0	6.775	0	0	$\Delta 6$
67.749	0.000	-67.749	0	13.550	0	77.428	11.614	13.550	0	$\Delta 7$
33.875	0.000	-33.875	0	0	6.775	11.614	50.328	0	6.775	$\Delta 8$
0.000	67.749	-67.749	0	0	0	13.550	0	50.328	11.614	$\Delta 9$
0	33.875	-33.875	0	0	0	0	6.775	11.614	36.778	$\Delta 10$

Tabla 9. Matriz global ensamblada

Esta se obtuvo sumando la rigidez asociadas a cada grado de libertad, por ejemplo, la primera posición de la matriz se obtiene sumando las rigideces asociadas al grado de libertad Δ_1 obtenidas de las matrices de rigidez de los elementos.

Una vez que se tiene la matriz global ensamblada se sigue el procedimiento revisado en la sección 4.5.1 para obtener la matriz condensada de rigidez. Sabiendo que la matriz global esta ensamblada según la ecuación (4.6) y eliminado el renglón y columna correspondiente al grado de libertad Δ_4 se obtiene las siguientes matrices:

Matriz ensamblada

$$\begin{bmatrix} [k_{\delta\delta}] & [k_{\delta\phi}] \\ [k_{\delta\phi}]^T & [k_{\phi\phi}] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{\delta\} \\ \{\phi\} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \{P\} \\ \{0\} \end{bmatrix}$$

(4.6)

- 1) Matriz asociada a desplazamientos laterales $k_{\delta\delta}$, esta matriz estará formada por las rigideces debidas a los grados de libertad $\Delta 1, \Delta 2, \Delta 3$.
- 2) La matriz $K_{\delta\phi}$, sera aquella asociada a los grados de libertad de rotación y desplazamiento.
- 3) La matriz de rigidez $K_{\phi\phi}$ es aquella asociada a los grados de libertad rotacionales.

$$K_{\delta\delta} = \begin{bmatrix} 423.432 & -338.745 & 0.000 \\ -338.745 & 677.491 & -338.745 \\ 0.000 & -338.745 & 338.745 \end{bmatrix}$$

$$K_{\delta\phi} = \begin{bmatrix} 33.875 & 16.937 & 67.749 & 33.875 & 0 & 0 \\ -67.749 & -33.875 & 0.000 & 0.000 & 67.749 & 33.875 \\ 0.000 & 0.000 & -67.749 & -33.875 & -67.749 & -33.875 \end{bmatrix}$$

$$K_{\phi\phi} = \begin{bmatrix} 0.000 & 0.000 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 70.653 & 11.614 & 13.550 & 0 & 0 & 0 \\ 11.614 & 46.940 & 0 & 6.775 & 0 & 0 \\ 13.550 & 0 & 77.428 & 11.614 & 13.550 & 0 \\ 0 & 6.775 & 11.614 & 50.328 & 0 & 6.775 \\ 0 & 0 & 13.550 & 0 & 50.328 & 11.614 \\ 0 & 0 & 0 & 6.775 & 11.614 & 36.778 \end{bmatrix}$$

Efectuando el producto del primer miembro e igualando al segundo en la ecuación (4.6) obtenemos el sistema:

$$\begin{aligned} [k_{\delta\delta}] \{\delta\} + [k_{\delta\phi}] \{\phi\} &= \{P\} \\ [k_{\delta\phi}]^T \{\delta\} + [k_{\phi\phi}] \{\phi\} &= \{0\} \end{aligned} \quad (4.7)$$

De (4.7) se despeja Φ de la segunda ecuación para obtener:

$$\{\phi\} = -[k_{\phi\phi}]^{-1} [k_{\delta\phi}]^T \{\delta\} \quad (4.8)$$

Sustituyendo (4.8) en la primera ecuación del sistema (4.7):

$$\left([k_{\delta\delta}] - [k_{\delta\phi}] [k_{\phi\phi}]^{-1} [k_{\delta\phi}]^T \right) \{\delta\} = P$$

en donde la matriz que multiplica a $\{\delta\}$ es la matriz de rigidez asociada exclusivamente a desplazamiento lateral

$$\hat{k}_{tt} = k_{tt} - k_{ot}^T k_{oo}^{-1} k_{ot}$$

Utilizando el programa elaborado en MATLAB (ANEXO C) con el siguiente vector de fuerzas (Figura 20), se obtienen los siguientes resultados para la matriz condensada k_{tt} y los desplazamientos mostrados en la Figura 21.

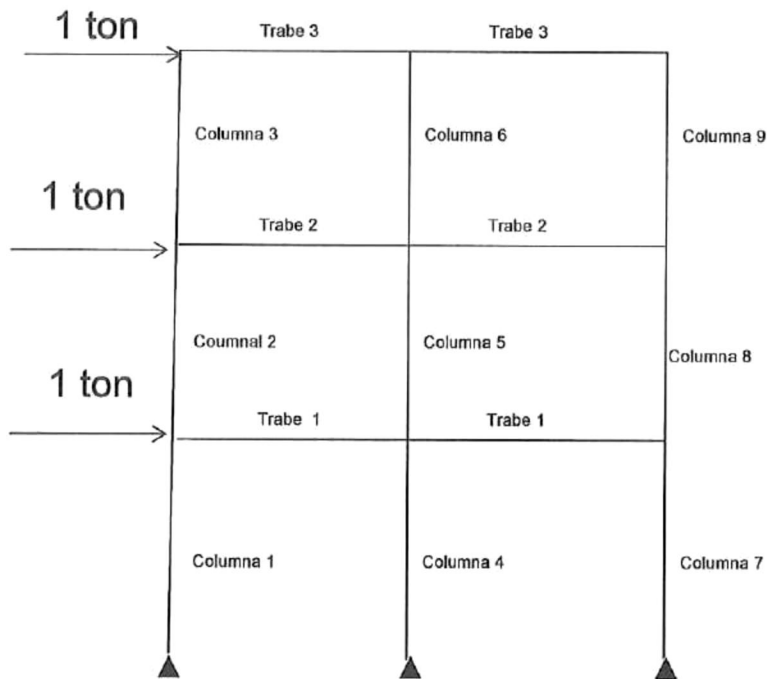


Figura 20. Fuerzas utilizadas para calcular desplazamientos

Matriz condensada de rigidez:

$$[K_{tt}] = \begin{bmatrix} 340.52 & -296.71 & 54.50 \\ -296.71 & 499.76 & -240.89 \\ 54.50 & -240.89 & 190.98 \end{bmatrix}$$

Desplazamientos (m)

Los desplazamientos de entrepiso se obtuvieron multiplicando el vector de fuerzas por la inversa de la matriz condensada de rigidez.

$$\delta = \begin{Bmatrix} 0.056 \\ 0.076 \\ 0.086 \end{Bmatrix}$$

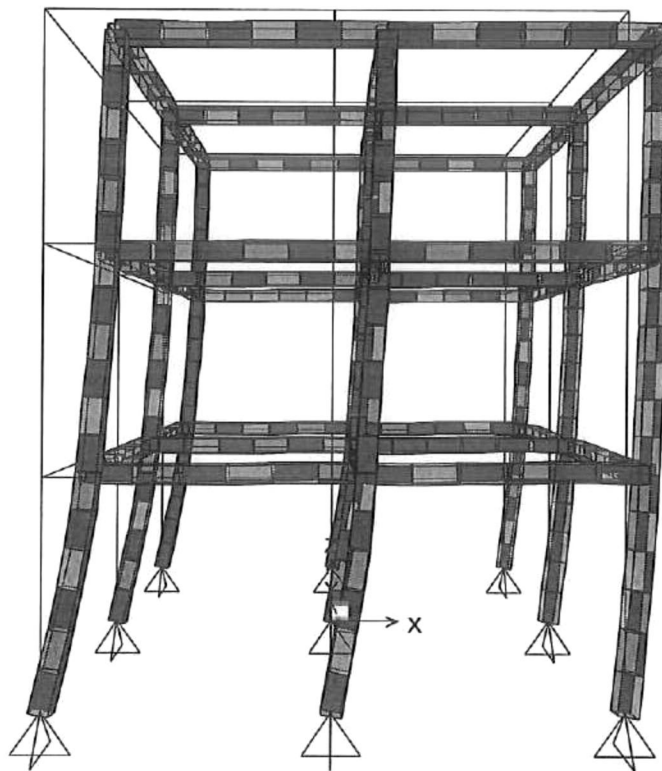


Figura 21. Desplazamientos laterales del marco

4.5.2 Rigideces de entrepiso

Una vez que se tienen los desplazamientos, se calculan la rigidez de cada entrepiso utilizando la formula $k = \frac{F}{\delta}$ donde se divide entre el desplazamiento relativo de cada entrepiso.

$$k = \begin{bmatrix} 53.547 \\ 96.601 \\ 107.548 \end{bmatrix} (\text{ton/m})$$

Con estas rigideces de entrepiso y de acuerdo con el procedimiento utilizado en la sección 4.4.2 se ensambla matriz de rigideces.

$$k = \begin{bmatrix} 681.045 & -593.421 & 109.00 \\ -593.421 & 999.532 & -481.785 \\ 109.00 & -481.785 & 381.974 \end{bmatrix}$$

Con la matriz de rigidez y con la matriz de masa se resuelve el problema de eigenvectores y se encuentran las frecuencias:

4.5.3 Frecuencias y Periodos

$$\omega = \begin{bmatrix} 380.463 \\ 192.432 \\ 48.723 \end{bmatrix} (\text{Hz})$$

para encontrar los periodos utilizamos la formula $T_i = \frac{2\pi}{\omega_i}$

$$T = \begin{bmatrix} 0.0165 \\ 0.0327 \\ 0.1291 \end{bmatrix} (\text{s})$$

4.6 Especificaciones de diseño para aluminio

4.6.1 Antecedentes

Las especificaciones para estructuras de aluminio ASD (*allowable stress design*) fueron publicadas en 1967 por la Asociación del Aluminio, basadas en el trabajo realizado en el ASCE. Sustituyeron las especificaciones de diseño del ASCE y se convirtieron en parte del manual de construcción que incluía:

SECCIÓN 1: Especificaciones para estructuras de aluminio.

SECCIÓN 1A: Comentarios sobre las especificaciones para estructuras de aluminio.

SECCIÓN 2: Ejemplos ilustrativos de diseño.

SECCIÓN 3: Información ingenieril para estructuras de aluminio.

SECCIÓN 5: Especificaciones para hojas de aluminio utilizadas en la construcción.

Las especificaciones fueron revisadas en 1971, 1976, 1982 y 1986, y en su mayoría permanecieron sin cambio. En la quinta edición (Asociación de aluminio 1986), provisiones de fatiga fueron incluidas para definir categorías de esfuerzos similares a aquellas utilizadas para el diseño en acero. En 1994 se llevó a cabo la sexta edición, que contenía cambios importantes, como la inclusión de las primeras especificaciones para aluminio para carga y resistencia (LRFD), aplicadas para edificios.

Las especificaciones para aluminio fueron revisadas y modificadas de nuevo en el año 2000, los cambios más significativos fueron:

- La adición a la tabla de propiedades mecánicas de las aleaciones 5052-O, 5083-O, 5086-O, 5454-O, 6066-T6, 6070-T6 y 6463-T6.
- La revisión de las provisiones de fatiga para conexiones a base de seguros mecánicos.
- El incremento de las resistencias de diseño para la fluencia en compresión en un 10%.
- La eliminación de la fluencia en la sección neta como un estado límite para miembros a tensión.

En la tabla 10 se incluyen las especificaciones generales para la aleación 6061-T6. El número de especificación está explicado en el ANEXO G.

ALLOY 6061-T6

F_{u1} = 38 ksi	F_{u2} = 24 ksi
F_{t1} = 35 ksi	F_{t2} = 15 ksi
F_{s1} = 35 ksi	F_{s2} = 15 ksi
F_{s3} = 24 ksi	F_{s4} = 15 ksi
F_{s5} = 20 ksi	$k_1 = 1.00$
$E = 10,100$ ksi	

Specification	Design Stress (ksi)				
3.4.1	35	Gross Area			
	32	Net Area			
3.4.2	32.5	Tubes	33.0		
3.4.3	39.0				
3.4.4	43.0				
3.4.5	65				
3.4.6	43				
	Design Stress (ksi), Slenderness $< S_1$	S_1	Design Stress (ksi), $S_1 < \text{Slenderness} < S_2$	S_2	Design Stress (ksi), Slenderness $\geq S_2$
3.4.8	33	4.1	$38.3 - 1.30 (b/t)$	10	$260t/(b/t)$
3.4.8.1	33	4.1	$38.3 - 1.30 (b/t)$	12	$3,300t/(b/t)^2$
3.4.9	33	13	$38.3 - 0.410 (b/t)$	33	$810t/(b/t)$
3.4.9.2	33	2.4	$33.5 - 0.210 \lambda_c$	66	$85,000/\lambda_c^2$
3.4.10	33	7.9	$36.7 - 1.32 \sqrt{R/t}$	132	$5,000 / \left[(R/t) \left(1 + \frac{\sqrt{R/t}}{35} \right)^2 \right]$
3.4.11	33.0	2.9	$33.5 - 0.174 (L_0/r_p)$	79	$122,000t/(L_0/r_p)^2$
3.4.12	39.0	18	$55.1 - 3.79 \sqrt{R/t}$	55	See 3.4.10
3.4.13	43.0	11	$56.8 - 1.30 \left(\frac{d}{t} \sqrt{\frac{L_0}{d}} \right)$	29	$16,000t[(d/t)^2(L_0/d)]$
3.4.14	33.0	2.3	$33.5 - 0.330 \left(\frac{L_0 S_1}{\sqrt{0.5 \sqrt{L_0}}} \right)$	1,700	$33,000t(L_0 S_1 / 0.5 \sqrt{L_0})$
3.4.15	33.0	4.1	$38.3 - 1.30 (b/t)$	10	$260t/(b/t)$
3.4.16	33.0	13	$38.3 - 0.410 (b/t)$	33	$810t/(b/t)$
3.4.16.1	39.0	0	$36.7 - 1.32 \sqrt{R/t}$	140	$5,300 / \left[(R/t) \left(1 + \frac{\sqrt{R/t}}{35} \right)^2 \right]$
3.4.16.3	33.0	2.4	$33.5 - 0.210 \lambda_c$	66	$85,000/\lambda_c^2$
3.4.17	43.0	7.0	$56.8 - 1.98 (b/t)$	19	$6,900t/(b/t)^2$
3.4.18	43.0	36	$56.8 - 0.380 (b/t)$	75	$2,100t/(b/t)$
3.4.19	43.0	84	$56.8 - 0.164 (b/t)$	173	$4,900t/(b/t)$
3.4.20	19.0	29	$23.2 - 0.147 (b/t)$	59	$51,000t/(b/t)^2$
3.4.21	19.0	65	$31.9 - 0.200 (a/t)$	142	$70,000t/(a/t)^2$

Tabla 10. Propiedades de la Aleación 6061-T6.ASD.(Kissel, J. 2002).

4.6.2 Elementos a tensión

Las especificaciones para elementos a tensión según ASD de diversas secciones se pueden apreciar en los ANEXO H e I, para diferentes aleaciones y para la aleación 6061-T6, que es la aleación con que se trabaja.

A manera de resumen se presentan los pasos básicos para la revisión de elementos estructurales bajo diferentes condiciones, en esta sección solo se revisará a tensión.

Los pasos para determinar la capacidad a tensión de un elemento estructural son:

a) Determinar el área efectiva

El área efectiva (A_n) esta definida en las especificaciones como la suma de las áreas netas de la sección del elemento. El área neta del elemento es el producto del espesor por la anchura del elemento en su parte mas estrecha. La anchura neta (W_n) para una cadena de perforaciones a lo largo del elemento esta dado por:

$$W_n = w_g + \frac{s^2}{4g_n} - \sum d_h$$

donde

w_g = anchura del elemento

s = espaciamiento paralelo a la dirección de la carga

g_n = espaciamiento perpendicular a la dirección de la carga

d_h = diámetro de la perforación

b) Determinar los esfuerzos admisibles

El esfuerzo admisible a tensión F_t es:

$$F_{tm} = \frac{F_{tu}}{k_t n_u} \text{ en el área efectiva}$$

$$F_{tg} = \frac{F_{ty}}{n_y} \text{ en el área total}$$

Donde

F_{tu} = Resistencia última a la tensión.

F_{ty} = Resistencia de fluencia a la tensión.

k_t = Coeficiente para elementos a tensión.

n_u = Factor de seguridad para resistencia última.

n_y = Factor de seguridad para resistencia a la fluencia.

c) Capacidad a la tensión

La capacidad admisible a la tensión (T) debe de ser el menor de:

$$T_n = A_e F_{tm}$$

$$T_g = A_g F_{tg}$$

donde

A_e = Área efectiva de la sección transversal del elemento

A_g = Área total

F_{tm} = Esfuerzo a la tensión admisible en la sección neta

F_{tg} = Esfuerzo a la tensión admisible en la sección total

4.6.3 Elementos a compresión

Los pasos para determinar los esfuerzos admisibles son:

- a) Determinación del factor de longitud efectiva de la columna, k .
- b) Llevar a cabo la revisión de los esfuerzos admisibles de acuerdo a las provisiones dadas por las especificaciones de Aluminio que se incluyen en el ANEXO J.

Al igual que en el caso de elementos a flexión, en el ANEXO J se muestran subrayados los requerimientos generales de las especificaciones para aluminio, para la revisión y diseño de elementos a compresión. En el ANEXO K se muestran las especificaciones para la aleación 6061-T6.

Como se señala en el punto a) se requiere de el factor k , este factor de longitud efectiva es una medida de la resistencia del elemento a la rotación y a las deflexiones laterales.

En la Figura 22 se pueden apreciar los valores de k para diferentes casos.

	Flexural Buckling (Ref. 9)						Torsional Buckling		
Buckled shape of column is shown by dashed line									
Theoretical K value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0	0.5	1.0	2.0
Recommended K value when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0			
End condition code									
	Rotation fixed. Translation fixed. Rotation free. Translation fixed. Rotation fixed. Translation free. Rotation free. Translation free.						End fixed against twist. Fixed against longitudinal warpage. End fixed against twist. Free to warp. End free to twist.		

Figura 22. Factor de longitud efectiva k . (Kissell, J. 2002).

4.6.4 Conexiones

El tipo de conexión más confiable para la unión de elementos estructurales de aluminio son las conexiones mecánicas. Este tipo de conexiones incluyen a los seguros, tornillos, o remaches. Las reglas para este tipo de conexión están dadas en la sección 5 de las especificaciones para estructuras de aluminio. (Aluminum Association 1995).

Como ya se mencionó el modelo podrá ser sometido a pruebas bajo diferentes configuraciones estructurales, por lo que las conexiones deberán construirse de tal manera que permitan armar y desarmar fácilmente la estructura. La estructura con la configuración inicial contara con tres tipos de conexiones (Figura 23). Todas las conexiones estarán construidas a base de tubular de aluminio de 5 x 5 x 0.5 cm grado 6000, aleación 6061-T6. Cada una de las conexiones deberá ser elaborada por medio de secciones soldadas donde la tolerancia para el ensamble de vigas y columnas será de 1/8 de pulgada.

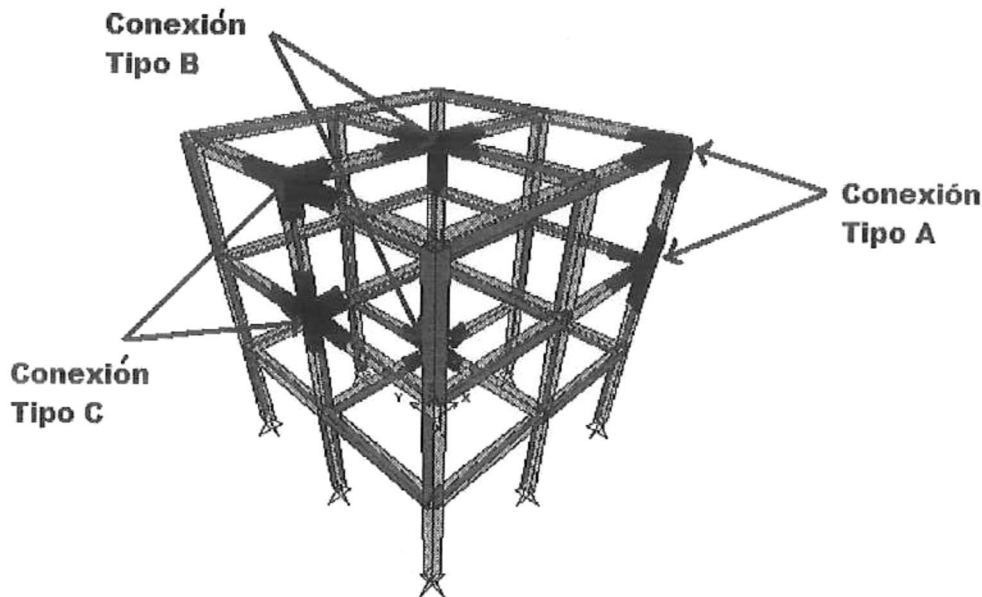


Figura 23. Tipo de Conexiones en el prototipo.

Tipo A: conexión para unir columna y viga en las esquinas. La Figura 24 muestra una conexión tipo para esquina en el último entrepiso. La conexión en la esquina de pisos intermedios se muestra en la Figura 25. En la Figura 26 se puede apreciar el detalle del corte transversal de la conexión de esquina para pisos intermedios con sus respectivas dimensiones, las dimensiones y la revisión de esfuerzos de cada una de conexiones se llevo a cabo de acuerdo a las especificaciones dadas en el ANEXO L.

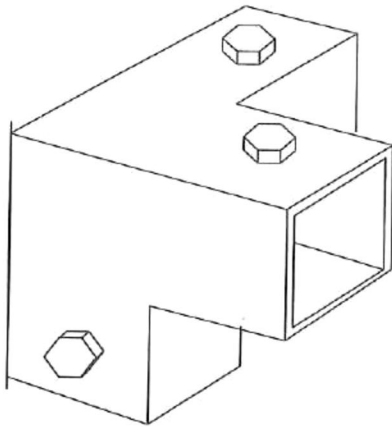


Figura 24 Conexión de esquina

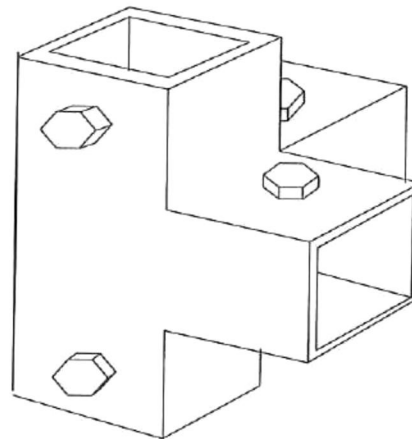


Figura 25 Conexión esquina pisos intermedios

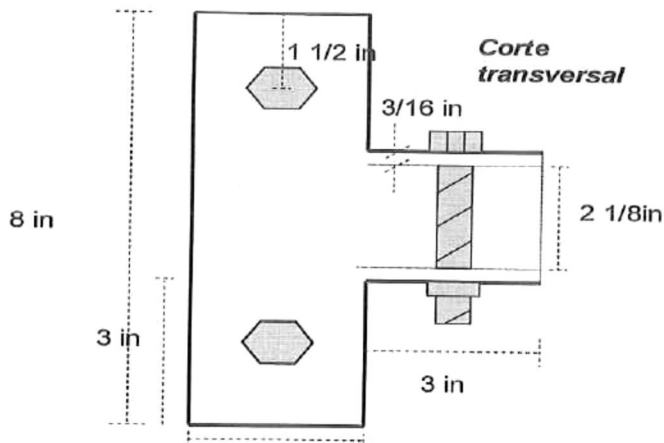


Figure 26 Corte transversal conexión esquina pisos intermedios

Tipo B: conexión para unir columna central y vigas interiores (Figura 27). En el caso del último entrepiso se eliminara de la conexión la salida que conecta la columna superior

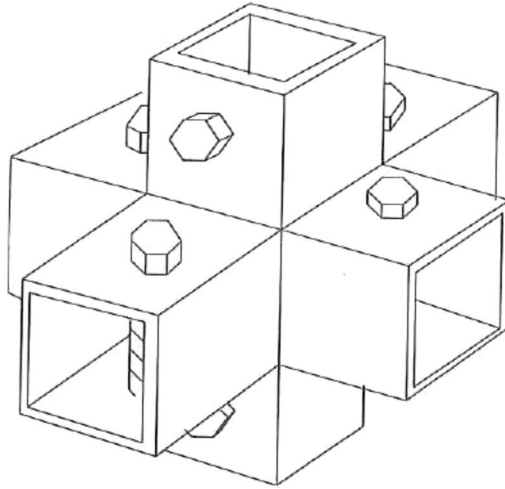


Figura 27 Conexión para columna central y vigas interiores.

Tipo C: conexión para unir vigas y columna exterior en pisos intermedios (Figura 28).

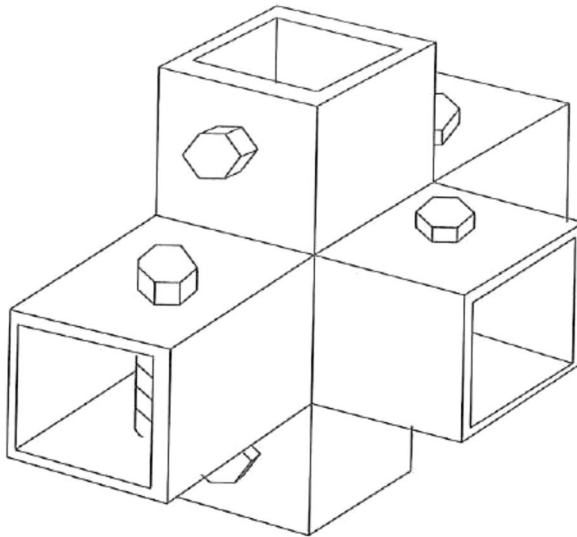


Figura 28 Conexión para viga y columna exterior de pisos intermedios.

Tipo D: Conexión en la base de las columnas. La estructura fue diseñada considerando empotramiento en los apoyos, de tal manera que la conexión debe de reproducir esta condición de apoyo. Para lograr esto, las columnas de la base se deberán soldar a una placa la cual irá anclada por medio de tornillos a la base perforada de la mesa sísmica, las dimensiones de la placa y la colocación de esta se muestran en la Figura 29.

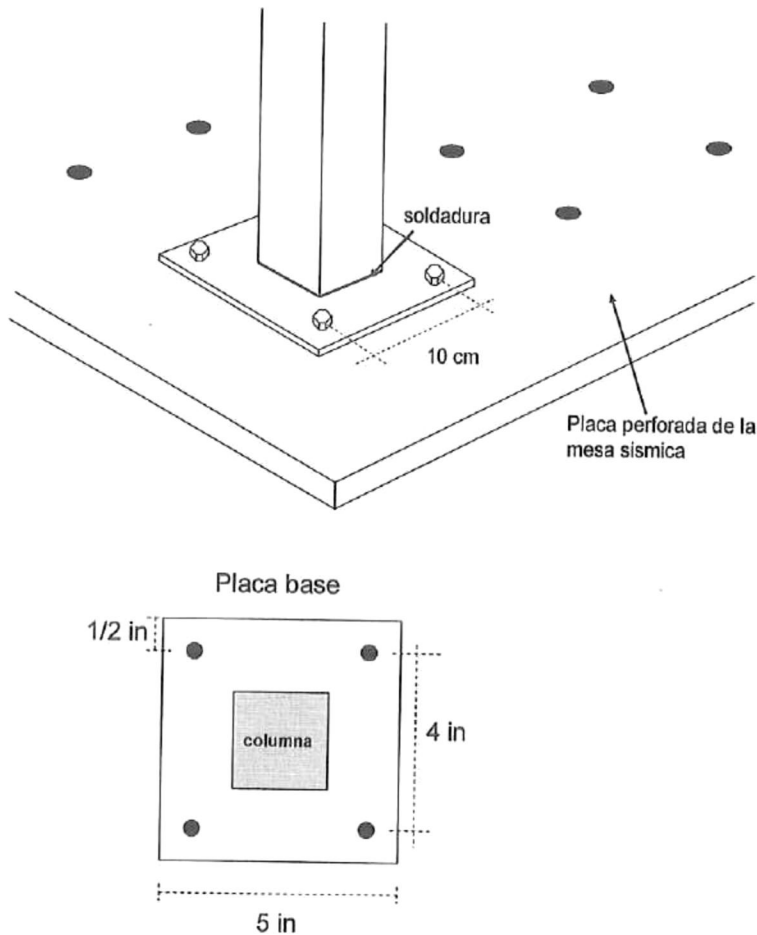


Figura 29. Conexión Base y Columna

Todas las conexiones se construirán de tal manera que la viga o columna pueda ser introducida 3 pulgadas en la conexión y el tornillo estará siempre colocado a $1\frac{1}{2}$ del borde de la entrada de la conexión, como se aprecia en el detalle de la Figura 26. Las vigas y columnas se sujetarán a la conexión por medio de tornillos hexagonales de 12mm de diámetro y 8 cm de longitud (Figura 29), las especificaciones de espaciamiento con las que se hizo el diseño se muestran en la tabla 11.

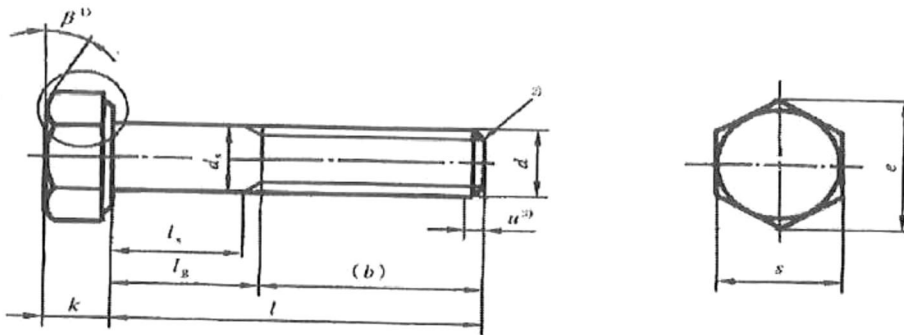


Figura 30. Características de los tornillos utilizados en las conexiones.

TABLE 8.12 Minimum Spacing and Edge Distances for Bolts and Rivets in Aluminum Members

Nominal Bolt Diameter D (in.)	Minimum Edge Distance $1.5D$ (in.)	Minimum Edge Distance for Full Bearing Allowable $2D$ (in.)	Minimum Bolt Spacing $2.5D$ (in.)	Minimum Rivet Spacing $3D$ (in.)
$\frac{1}{4}$	$\frac{3}{8}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{5}{8}$	$\frac{3}{4}$
$\frac{3}{8}$	$\frac{9}{16}$	$\frac{3}{4}$	$\frac{15}{16}$	$1\frac{1}{8}$
$\frac{1}{2}$	$\frac{3}{4}$	1	$1\frac{1}{4}$	$1\frac{1}{2}$
$\frac{5}{8}$	$\frac{15}{16}$	$1\frac{1}{4}$	$1\frac{9}{16}$	$1\frac{7}{8}$
$\frac{3}{4}$	$1\frac{1}{8}$	$1\frac{1}{2}$	$1\frac{3}{8}$	$2\frac{1}{4}$
$\frac{7}{8}$	$1\frac{3}{16}$	$1\frac{3}{4}$	$2\frac{1}{16}$	$2\frac{3}{8}$
1	$1\frac{1}{2}$	2	$2\frac{1}{2}$	3

Tabla 11. Especificaciones de espaciamiento mínimo para tornillos. (Kissel, J. 2002).

4.7 Técnicas para cargar la estructura.

Existen varios sistemas para cargar un modelo, en este caso nos concentraremos en los sistemas para cargar de manera estática la estructura.

Cualquier sistema de carga debe de cumplir con los siguientes requisitos:

- 1.- Representar de manera precisa las cargas del prototipo (magnitud y dirección)
- 2.-Facilitar la aplicación y remoción de la carga a la estructura.
- 3.-No representar un peligro para las personas que trabajan con el modelo
- 4.-No deben de restringir el modelo, particularmente si se están estudiando fenómenos como buckling

Entre los sistemas de carga mas utilizados están el de cargas discretas y el de cargas distribuidas. Normalmente las cargas discretas se aplican utilizando actuadores hidráulicos o eléctricos que de manera controlada pueden simular fuerzas externas actuando en una estructura o en un espécimen de prueba. Otra manera de lograrlo es colocando peso suspendido, pero este último presenta el problema de cómo descargar de manera rápida el modelo si este llegara a fallar de manera súbita.

4.7.1 Método de carga.

Para el diseño de la estructura se consideró un peso de entrepiso de 110 kg para simular esta carga se deberán colocar placas de acero de 1.45 x 0.5 x 0.01 m con un peso aproximado de 55 kg en cada entrepiso (peso específico acero 7850 kg/m³)(Figura 31). Se llevó a cabo una revisión de los elementos del modelo con dicha carga utilizando el software SAP2000, se consideró que las vigas exteriores están cargadas con un ¼ de la carga total cada una y la viga central esta soportando el resto de la carga , dicho peso se considero como distribuido a lo largo de la longitud de dicha viga, aunque la placa solo tiene 50 cm de ancho se consideró la carga actuando a lo largo de los 70 cm (Figura 32). Los resultados obtenidos para el análisis realizado solo con carga muerta nos muestran que todos los elementos del prototipo pasaron satisfactoriamente la revisión de esfuerzos (Figura 35).

4.8 Respuesta del Prototipo

Una vez que se tienen especificadas las propiedades del prototipo se lleva a cabo un análisis en SAP2000 para obtener la respuesta bajo diferentes escenarios.

El diseño de los elementos se llevo a cabo siguiendo las especificaciones AA-ASD-2000, la combinación utilizada fue 1.0 CV+ 1.0S, donde CV es carga viva y S es la carga por sismo. La señal utilizada para el simular la carga de sismo fue una señal sinusoidal con periodo igual a 0.11 s, con una duración de 10 s (Figura 33) y el análisis se llevo a cabo solo en una dirección.

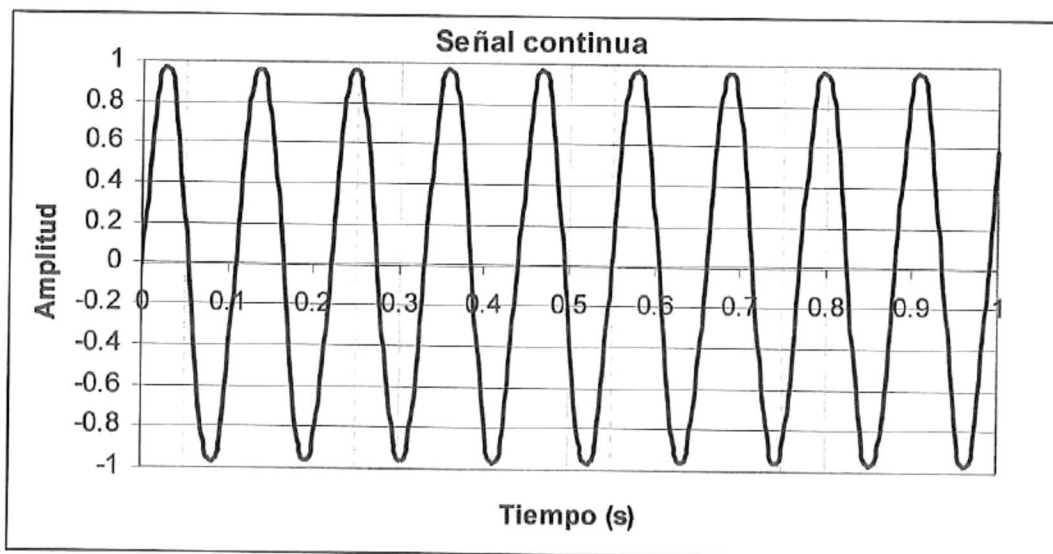


Figura 33. Señal continua con periodo igual a 0.11 s.

El desplazamiento máximo obtenido en el nodo 32 fue de 1.35 cm (Figura 34). La asignación de nodos para el marco interno y los desplazamientos obtenidos se puede apreciar en los ANEXOS M y Q, Los diagramas de cortante y momento obtenidos para el marco interior se incluyen en los ANEXOS N y O.

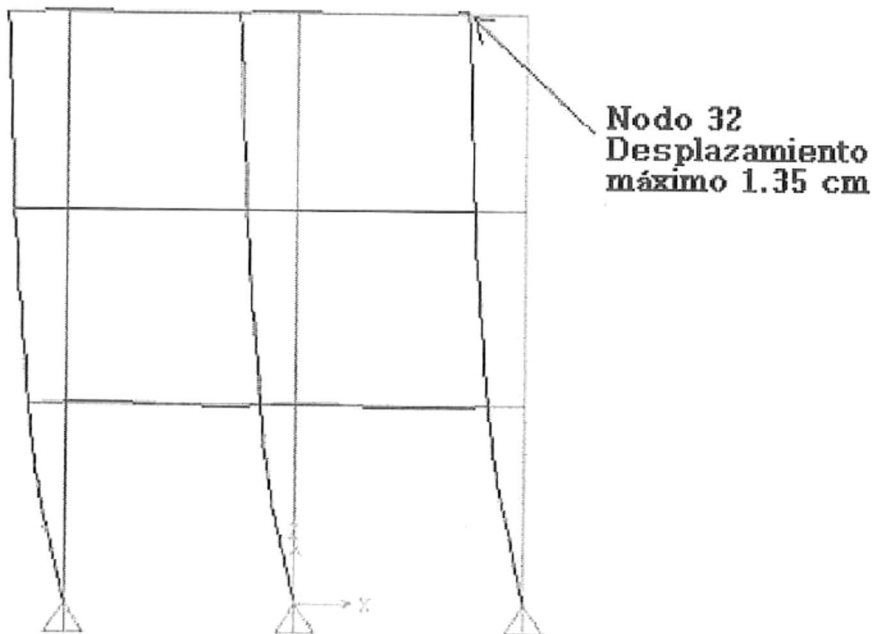


Figura 34. Desplazamientos en marco interior.

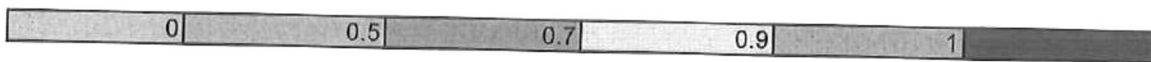
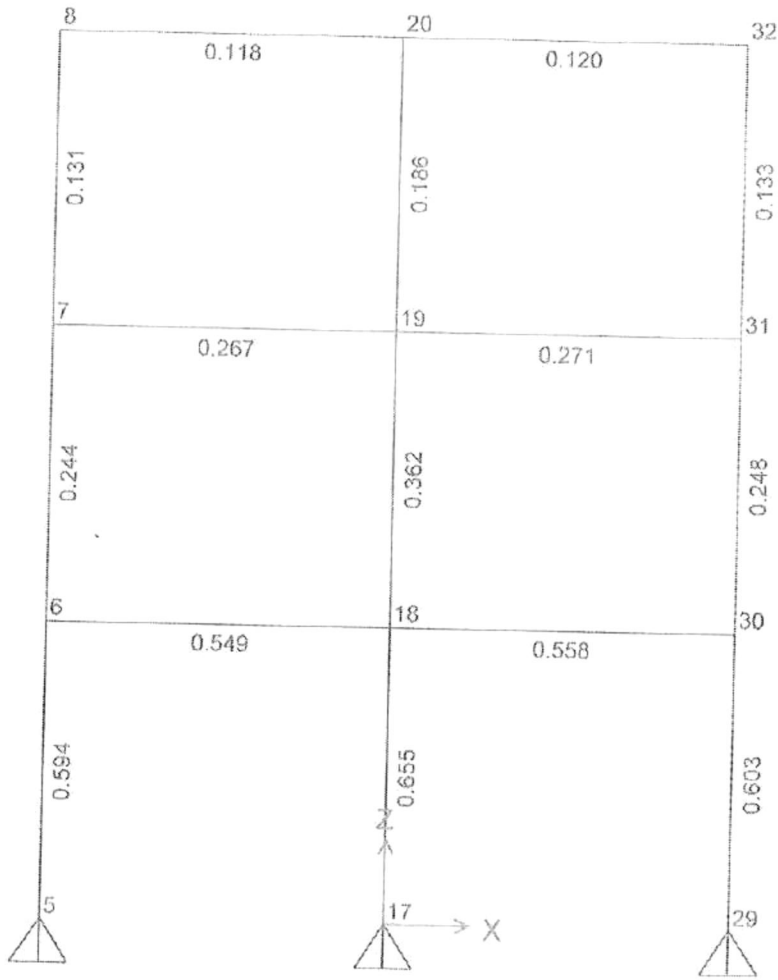


Figura 36. Esfuerzos en marco interior debido a combinación de carga

4.10 Propuesta de mesa vibratoria

Como se revisó en el capítulo 2, las mesas vibratorias o sísmicas son capaces de reproducir el movimiento del suelo durante un sismo o de simular cualquier otra aceleración de interés, permitiendo así una prueba mas controlada del prototipo bajo efecto sísmico o bajo efecto de una señal continua.

De acuerdo con la bibliografía revisada y con las dimensiones del prototipo diseñando se propone una mesa sísmica con las siguientes características:

Mesa unidireccional con plataforma de 1.5 x 1.5 metros y 8 cm de espesor montada sobre rieles con baleros de baja fricción, movida por un actuador hidráulico de 35 kips que es accionado por una bomba hidráulica de 30 GPM.

El apoyo de los rieles estará montado en una masa de reacción que consistirá de tres losas de concreto reforzado de 350 cm. x 350 cm. x 30.5 (Figura 37)

Para desplazamientos de base máximos de 7.5 cm y para una carga máxima de 700 kg.

La plataforma estará perforada de tal manera que se pueda instalar el prototipo tomando diferentes configuraciones.

En virtud de que las pruebas a realizar el laboratorio tendrán como fin una demostración didáctica, se propone el uso de una señal continua (función seno o coseno) que tenga el mismo periodo de vibración del prototipo, para de esta manera excitar a la estructura y poder apreciar su comportamiento.

La adecuación de la mesa para reproducir señales de sismo deberá ser tema de futura investigación.

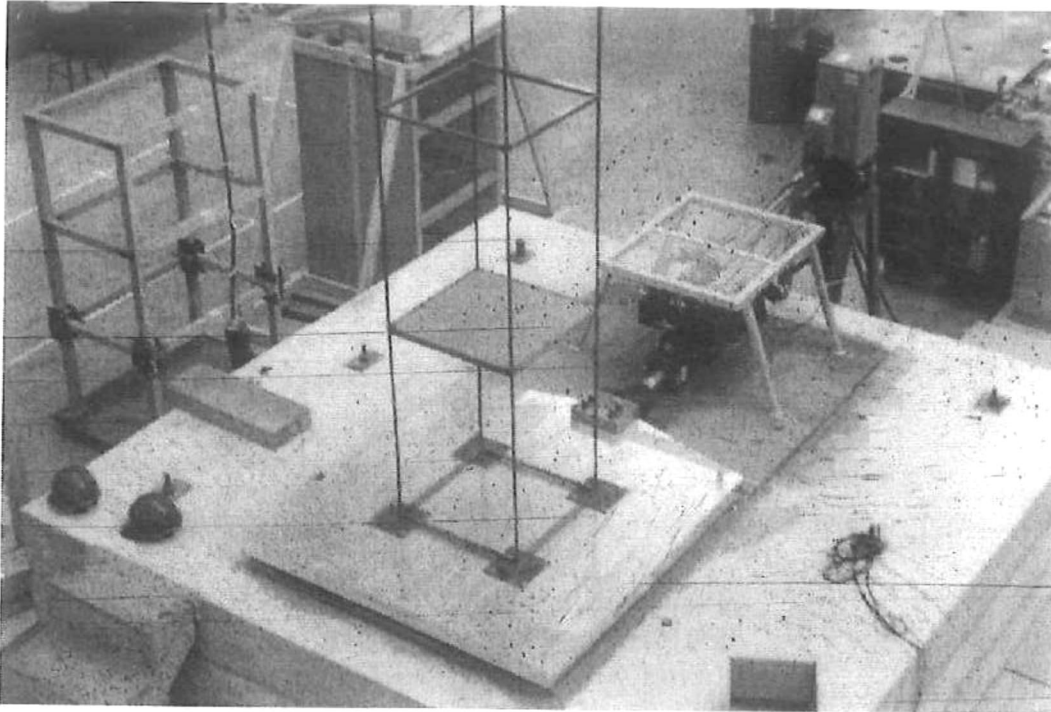


Figura 37. Mesa Vibratoria. Rice University (Trombetti, T. 1998).

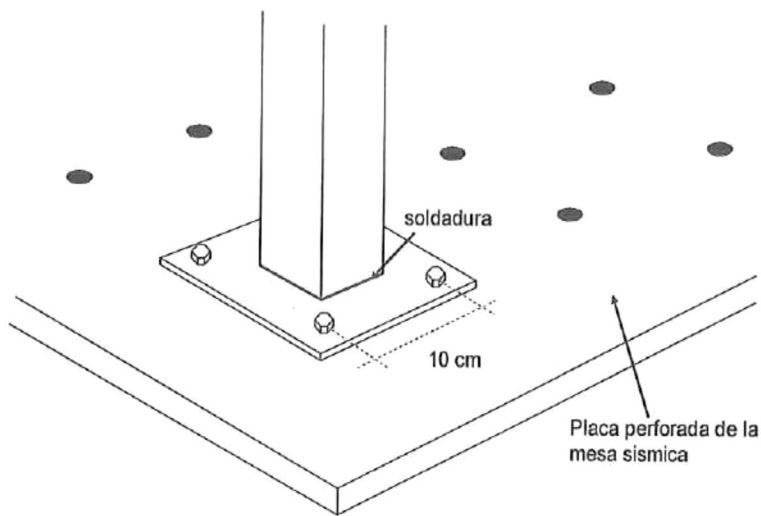


Figura 38. Características de la placa base.

4.11 Instrumentación

Es evidente que la instrumentación del sistema para la medición de los parámetros pertinentes debe de estar adecuada al tamaño del prototipo.

En este caso se desea registrar las aceleraciones así como los desplazamientos en ciertos puntos, de tal manera que se puedan comparar los resultados obtenidos con diferentes configuraciones estructurales.

Haciendo uso de los resultados obtenidos en trabajos realizados en la Facultad de ingeniería para el desarrollo de sistemas de medición de vibración de estructuras se propone un equipo similar a lo siguiente:

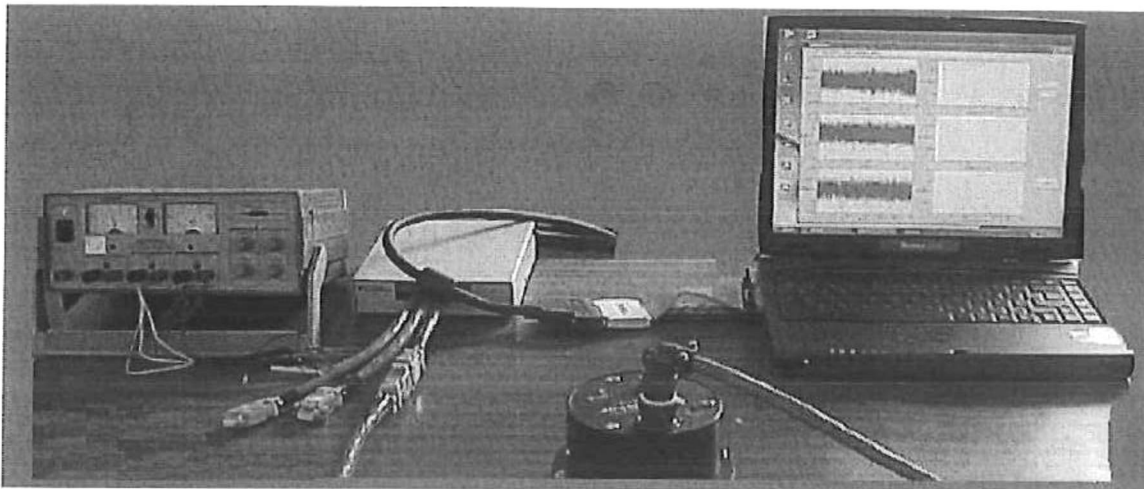


Figura 39. Instrumentación Equipo FORTUS.(Espinoza , F. 2004).

Equipo FORTUS (Figura 39) para medición de vibración consistente en:

Computadora portátil

Acelerómetro de 3 canales

Tarjeta de adquisición de datos de 16 canales

Módulo de conexión

Cables blindados de 20, 30 y 50 m

Fuente de voltaje

Debido a las dimensiones del prototipo el acelerómetro del equipo deberá ser sustituido por uno más pequeño, el laboratorio de dinámica de la FIE cuenta con acelerómetros AD7825BN que se podrán utilizar con el prototipo y que tiene las siguientes características

Modelo AD7825BN

3V/5V, 8-Bit, 4-Channel, 2 MSPS Data Acquisition System

- 8-Bit Half-Flash ADC with 420 ns Conversion Time
- 1, 4 and 8 Single-Ended Analog Input Channels Available with Input Offset Adjust
- On-Chip Track-and-Hold
- SNR Performance Given for Input Frequencies Up to 10 MHz
- On-Chip Reference (2.5 V)
- Automatic Power-Down at the End of Conversion

- Wide Operating Supply Range
3 V \pm 10% and 5 V \pm 10%
- Input Ranges:
0 V to 2 V p-p, $V_{DD} = 3 \text{ V} \pm 10\%$
0 V to 2.5 V p-p, $V_{DD} = 5 \text{ V} \pm 10\%$
- Flexible Parallel Interface with EOC
Pulse to Allow Stand-Alone Operation

Se requiere el equipo mecánico y electrónico para la medición de los desplazamientos y deformaciones del prototipo. En la Figura 40 se puede apreciar la propuesta realizada para la instalación de los transductores.

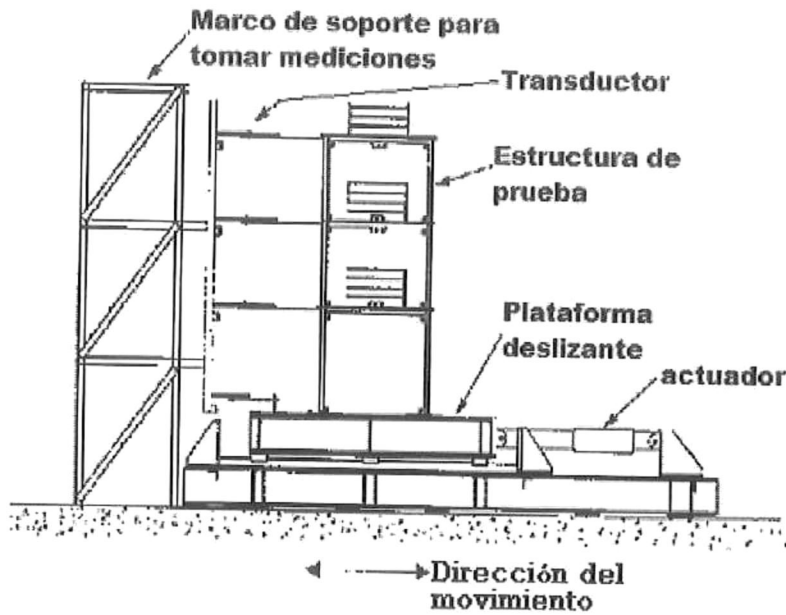


Figura 40. Colocación de transductores para medir desplazamientos

CAPÍTULO

5

GUÍA DE PRÁCTICAS

5.1 Aplicaciones del prototipo en el laboratorio

En este capítulo se desarrollará una guía de probables prácticas de laboratorio a realizar con el prototipo diseñado. Como ya se mencionó anteriormente la experimentación es un método efectivo para introducir conceptos básicos de análisis estructural y de dinámica estructural.

Aun a nivel licenciatura conceptos de dinámica estructural como frecuencias, periodos o modos de vibrar pueden ser explicados de manera clara durante una sencilla prueba de laboratorio. Para adquirir un claro entendimiento del comportamiento dinámico de una estructura, es de gran ayuda para el estudiante tener acceso a material didáctico con el que pueda experimentar, de esta manera se podrá poner en práctica aquellos conocimientos adquiridos de manera analítica en clase.

Las características dinámicas del prototipo están bien definidas para la configuración inicial, su comportamiento está bien estudiado y documentado por lo que servirá de base para comparar el comportamiento con otras configuraciones estructurales.

Cada una de estas prácticas ayudará al estudiante a comprender de una manera clara diversos conceptos de análisis y dinámica estructural.

En algunas de las prácticas como en el caso de la elaborada para demostrar el concepto de irregularidad en altura y piso débil se podrán comparar los resultados obtenidos en el laboratorio con los resultados obtenidos siguiendo el procedimiento analítico que se incluyen en el anexo.

5.2 Estructura de la práctica de laboratorio

Con cada una de las prácticas de laboratorio a realizar se deberá generar un reporte.

Un reporte tiene una estructura lógica y su finalidad es transmitir la información obtenida experimentalmente. Las partes de un reporte pueden variar dependiendo del objetivo, en este caso se propone el siguiente contenido:

- a) Nombre de la práctica
- b) Nombre de quien o quienes elaboran la practica
- c) Nombre del asesor de la práctica
- d) Objetivo de la práctica: Escribir el o los resultados que se buscan
- e) Teoría o antecedentes: escribir aquello que se conoce sobre el tema
- f) Material o equipo
- g) Procedimiento a seguir
- h) Datos obtenidos
- i) Procesamiento de los datos
- j) Resultados en donde se podrán incluir gráficas si se requieren
- k) Conclusiones
- l) Bibliografía

5.3 Prácticas De Laboratorio

5.3.1 PRÁCTICA 1

PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN SISTEMA DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD

- Nombre del estudiante: _____

- Nombre de los integrantes del equipo: _____

- Nombre del profesor: _____

OBJETIVO

Se estudiarán conceptos de dinámica estructural como frecuencias y periodo de vibrar. Se estudiarán los efectos que producen el cambio de masa y la colocación de elementos rigidizantes en las propiedades dinámicas del prototipo.

El alumno obtendrá de manera experimental las propiedades dinámicas del prototipo (frecuencias, periodos) y los comparará con los resultados obtenidos de manera analítica utilizando el programa elaborado en MATLAB, ANEXO C.

TEORÍA

Por definición de la física y la dinámica el periodo se define como el tiempo que tarda un objeto en hacer una oscilación completa. Con los conceptos fundamentales de la Dinámica Estructural y de la física el periodo es el inverso de la frecuencia y se puede definir como:

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad \text{donde } \omega = \text{frecuencia}$$

De la dinámica estructural tenemos que:

$$ma + cv + kd = p(t)$$

de donde la frecuencia $\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$, por lo que con los datos de los modos de vibración aparecerán varios periodos de vibración dependiendo de la masa traslacional en cada caso o de los modo de vibración que tenga la estructura. El periodo fundamental se define como el más crítico o al periodo que mueve mayor masa traslacional de la estructura (que casi siempre coincide con el primer modo de vibración). En otros países por normas los periodos lo pueden calcular por los niveles de piso de la estructura o por la altura de esta mediante formula que aproximan el calculo de este.

MATERIAL

Prototipo

Equipo FORTUS (Figura 39) para medición de vibración consistente en:

Computadora portátil

Acelerómetro de 3 canales

Tarjeta de adquisición de datos de 16 canales

Módulo de conexión

Cables blindados de 20, 30 y 50 m

Fuente de voltaje

Mesa vibratoria

PROCEDIMIENTO

- Se armará el prototipo con su configuración inicial
- Se medirá su respuesta utilizando solo vibración ambiental.
- Una vez que se tiene procesados los datos obtenidos, se agregara peso al prototipo y se medirá de nuevo su respuesta.
- Se procesan los resultados y se compararán.
- El alumno deberá calcular de manera analítica la rigidez de cada uno de los entresijos utilizando el procedimiento explicado en el ANEXO B
- Se calcularán las propiedades dinámicas utilizando el programa elaborado en MATLAB, ANEXO C.
- Se compararán las respuestas

DATOS OBTENIDOS CON LA CONFIGURACIÓN INICIAL DEL PROTOTIPO

	FRECUENCIA (Hz)	PERIODO (s)
EXPERIMENTAL		
ANALÍTICO		

DATOS OBTENIDOS CON AUMENTO DE PESO

	FRECUENCIA (Hz)	PERIODO (s)
EXPERIMENTAL		
ANALÍTICO		

RESULTADOS.

CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFÍA

5.3.2 PRÁCTICA 2

ANÁLISIS MODAL

- Nombre del estudiante: _____

- Nombre de los integrantes del equipo: _____

- Nombre del profesor: _____

OBJETIVO

El objetivo principal de esta práctica es el de introducir al alumno a los conceptos de análisis modal, el alumno utilizará los programas desarrollados en MATLAB incluidos en los anexos para determinar propiedades dinámicas y factor de participación modal y de esta manera comparar los resultados obtenidos de manera analítica. El alumno comprenderá como influyen los modos superiores de vibrar en estructuras de muchos niveles.

TEORÍA

Un modo de vibración es un patrón o forma característica en el que vibrará un sistema mecánico. La mayoría de los sistemas tienen muchos modos de vibración y es la tarea del análisis modal determinar la forma de esos modos. La vibración de una estructura es siempre una combinación o una mezcla de todos los modos de vibración, pero no todos están excitados al mismo grado. Por ejemplo, si se toca una campana suavemente, lo primero que se va a oír es el modo fundamental de vibración, pero si se la toca más fuerte, otros modos son excitados y se oyen los parciales superiores del tono.

Una vez que se calculan las frecuencias de vibración de una estructura para determinar los modos de vibrar se resuelve la ecuación.

$$[K] \cdot [\Phi] = [M] \cdot [\Phi] \cdot [\Omega^2] \quad (\text{AE.2})$$

Esta ecuación presenta en forma compacta las ecuaciones relacionando todos los eigenvalores y eigenvectores. ANEXO E

MATERIAL

Prototipo

Equipo FORTUS (Figura 39) para medición de vibración consistente en:

Computadora portátil

Acelerómetro de 3 canales

Tarjeta de adquisición de datos de 16 canales

Módulo de conexión

Cables blindados de 20, 30 y 50 m

Fuente de voltaje

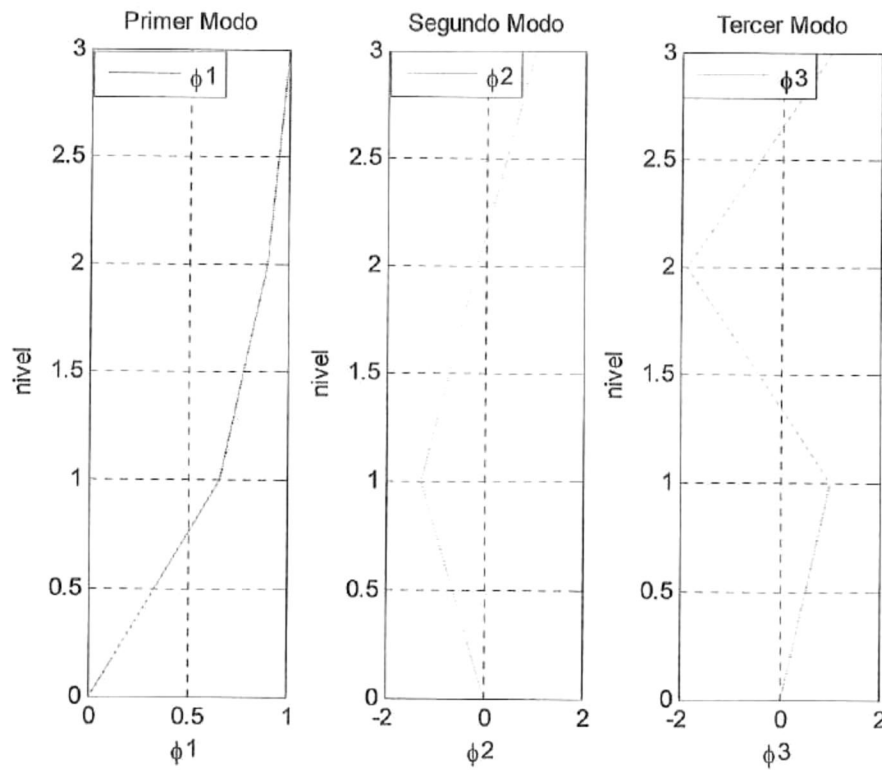
Programa elaborado con MATLAB, ANEXO C y ANEXO F.

PROCEDIMIENTO

- Se armará el prototipo con su configuración inicial
- Se calcularán las frecuencias utilizando solo vibración ambiental.
- Una vez que se tiene procesados los datos obtenidos, se utiliza el ANEXO F para determinar la forma modal y factor de participación modal.
- El alumno utilizará las frecuencias obtenidas para determinar de manera analítica la forma modal y el factor de participación modal siguiendo el procedimiento revisado en el ANEXO E
- Se graficarán y se compararán los resultados.

DATOS OBTENIDOS

Ejemplo de resultados obtenidos con el programa del anexo F.



RESULTADOS.

CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFÍA

5.3.3 PRÁCTICA 3

RESPUESTA DE VIBRACIÓN LIBRE Y DETERMINACIÓN DEL AMORTIGUAMIENTO

- Nombre del estudiante: _____

- Nombre de los integrantes del equipo: _____

- Nombre del profesor: _____

OBJETIVO

Se estudiará el concepto de vibración libre y del amortiguamiento. El alumno utilizará el equipo de laboratorio para registrar la respuesta del prototipo y con estos datos determinar el amortiguamiento de la estructura. Para esto se estudiara el método de decremento exponencial.

El alumno deberá explicar casos en donde la vibración libre es utilizada para determinar propiedades dinámicas, además deberá proponer otro método para la determinación del amortiguamiento.

TEORÍA

La vibración libre en una estructura puede obtenerse de distintas formas:

- 1) A través de un cable tensado con el que se impone una deformación en la estructura y el cual es liberado súbitamente.
- 2) A partir del impacto de un péndulo en una zona predeterminada. En ambos casos, a partir del registro de la respuesta frente al tiempo es posible determinar la frecuencia natural de la estructura.

$$f_n = \frac{m}{t_{n+m} + t_n}$$

donde t_{n+m} es el tiempo transcurrido en completar m ciclos.

La fracción del amortiguamiento crítico se puede obtener a partir de la expresión Clough y Penzien (1995).

$$\xi = \frac{U_n - U_{n+m}}{2m\pi(U_{n+m})}$$

donde U_n es la amplitud del desplazamiento en el ciclo n y U_{n+m} es la amplitud transcurrida en m ciclos.

MATERIAL

Prototipo

Equipo FORTUS (Figura 39) para medición de vibración consistente en:

Computadora portátil

Acelerómetro de 3 canales

Tarjeta de adquisición de datos de 16 canales

Módulo de conexión

Cables blindados de 20, 30 y 50 m

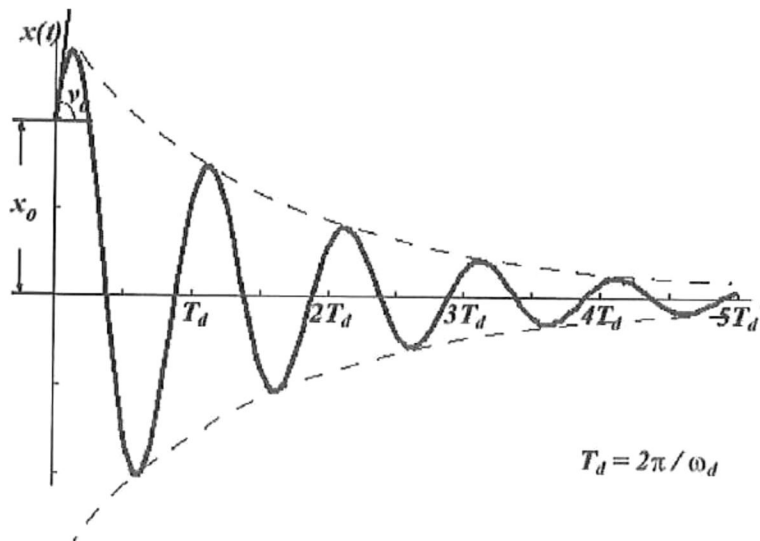
Fuente de voltaje

PROCEDIMIENTO

- Se armará el prototipo con su configuración inicial
- Se impondrá una deformación inicial debido a una fuerza de tensión
- Se liberará la estructura y se medirá la respuesta del prototipo
- Se procesarán los datos obtenidos con el equipo FORTUS y se calcularán frecuencias de vibración y amortiguamiento.

DATOS OBTENIDOS

Ejemplo de datos obtenidos para una prueba de vibración libre amortiguada



RESULTADOS.

CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFÍA

5.3.4 PRÁCTICA 4

DEGRADACIÓN ESTRUCTURAL

- Nombre del estudiante: _____

- Nombre de los integrantes del equipo: _____

- Nombre del profesor: _____

OBJETIVO

Haciendo uso del equipo de laboratorio se estudiará el concepto de frecuencia y periodo de vibrar y se demostrará que el daño que sufre una estructura en sus elementos (viga o columna) modifica las propiedades dinámicas de la misma.

Entender este concepto servirá para ilustrar lo sucedido durante el sismo de la ciudad de México de 1985, en donde en algunos casos el daño estructural sufrido durante el evento provocó un alargamiento en el periodo de vibración que en muchas estructuras coincidió con el periodo de vibración del suelo provocando resonancia y en la mayoría de los casos el colapso.

TEORÍA

El daño sufrido por una estructura después de experimentar un evento sísmico muy intenso provoca una degradación en su rigidez que se traduce en un cambio en el periodo natural de vibrar inicial de la misma, es decir, el periodo de la estructura original se alarga. Recordando que para calcular la frecuencia de vibración al cuadrado se utiliza la fórmula $\omega^2 = k/m$, donde k es la rigidez y m es la masa, y sabiendo que el periodo de vibrar se calcula utilizando la fórmula $T = 2\pi/\omega$, es evidente que una disminución de la rigidez cuando la masa permanece constante significa una disminución en la frecuencia y por ende un aumento en el periodo. Este cambio de periodo modifica la respuesta espectral de la estructura, la cual muchas veces no se conoce con precisión si no se cuenta con un espectro de respuesta específico del sitio, que muestre las características más relevantes del peligro sísmico asociado a dicho sitio.

MATERIAL

Prototipo

Equipo FORTUS (Figura 39) para medición de vibración consistente en:

Computadora portátil

Acelerómetro de 3 canales

Tarjeta de adquisición de datos de 16 canales

Módulo de conexión

Cables blindados de 20, 30 y 50 m

Fuente de voltaje

PROCEDIMIENTO

- Se armará el prototipo con su configuración inicial y se tomaran mediciones utilizando solo vibración ambiental.
- Se reemplazará uno o varios elementos del prototipo (vigas o columnas) por elementos dañados y se repetirá la toma de mediciones.
- Se procesarán los datos obtenidos con el equipo FORTUS y se compararán.

DATOS OBTENIDOS

Ejemplo de datos obtenidos con equipo FORTUS para prueba de vibración ambiental

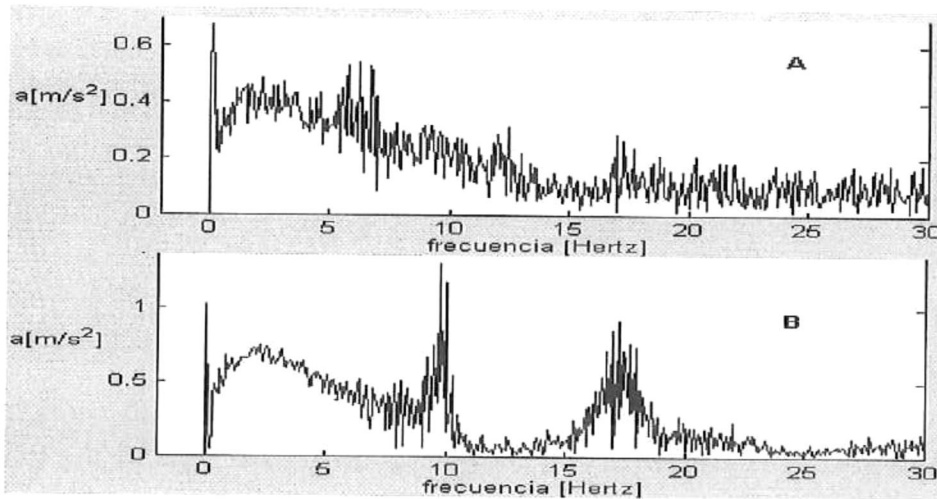


Figura 41. Cambio en la frecuencia de vibrar debido a daño estructural

RESULTADOS.

CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFÍA

5.3.5 PRÁCTICA 5

IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN

- Nombre del estudiante: _____

- Nombre de los integrantes del equipo: _____

- Nombre del profesor: _____

OBJETIVO

Se estudiará el concepto de configuración estructural y de simetría en elevación. Se demostrará que las irregularidades en elevación provocan modificación en las propiedades dinámicas de la estructura esto debido a que desde el punto de vista sísmico dichas irregularidades provocan cambios bruscos de rigidez y de concentración de masas generando una concentración de fuerzas que provocan daño a los pisos aledaños a la zona del cambio brusco. Se demostrará que una irregularidad en altura en forma de escalonamiento como la que se muestra en la Figura 42, provocará una disminución de la rigidez por lo que los desplazamientos experimentados serán mayores y en consecuencia el daño estructural se concentrara en el lugar donde existe este cambio de rigidez.

TEORÍA

El problema de la forma escalonada cae dentro del problema más general de la discontinuidad en elevación. En el caso de esta configuración compleja, el cambio abrupto de resistencia y rigidez es más probable que ocurra en el punto de escalonamiento o cambio de sección.

La gravedad del efecto del escalonamiento depende de las proporciones y el tamaño de las distintas partes del edificio. Además, la simetría o asimetría en planta del edificio, afecta la naturaleza de las fuerzas. Si la base y la torre son asimétricas son dinámicamente asimétricas, por lo que se introducirán fuerzas de torsión en la estructura.

El alumno deberá explicar como trata el reglamento de construcción los escalonamientos y cuales son las posibles soluciones para mitigar los daños ocasionados por este tipo de configuración.

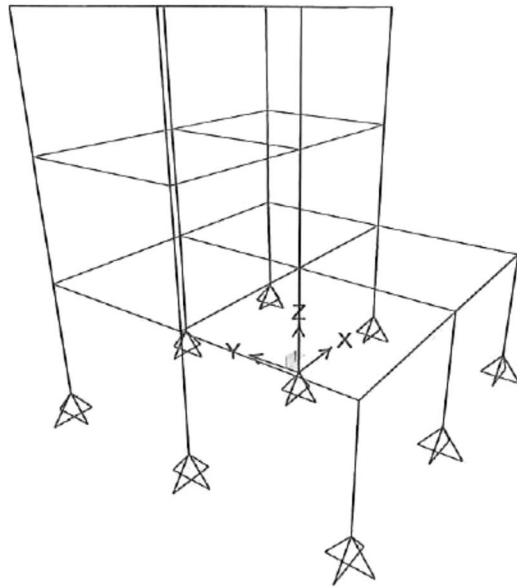


Figura 42. Irregularidad en Elevación

MATERIAL

Prototipo

Equipo FORTUS (Figura 40) para medición de vibración consistente en:

Computadora portátil

Acelerómetro de 3 canales

Tarjeta de adquisición de datos de 16 canales

Módulo de conexión

Cables blindados de 20, 30 y 50 m

Fuente de voltaje

Mesa vibratoria

Transductores para medir desplazamientos

PROCEDIMIENTO

- **Parte 1 Cambio en las propiedades dinámicas**
- Utilizando el equipo para medición de vibración FORTUS se medirán las propiedades del prototipo cuando este sigue la configuración en altura ilustrada en la Figura 42.
- Se procesarán los datos y se comparan con las propiedades definidas para el prototipo cuando este tiene la configuración inicial. (ver ANEXO R como referencia)
- **Parte 2 Daño Estructural**
- Se armará el prototipo con su configuración inicial y se probará en la mesa sísmica bajo una señal continua.
- Se medirán los desplazamientos en el piso superior.
- Se armará el prototipo de tal manera que presente irregularidad en elevación, ver Figura 42.
- Se probará el prototipo y se medirán y registrarán los desplazamientos experimentados en el piso superior
- se procesarán los datos y se compararán. En el ANEXO R, se incluyen las propiedades dinámicas para la configuración con irregularidad en elevación.

DATOS OBTENIDOS EXPERIMENTALMENTE

	FRECUENCIA (Hz)	PERIODO (s)	DESPLAZAMIENTO (cm)
CONFIGURACIÓN INICIAL			
IRREGULARIDAD EN ALTURA			

DATOS OBTENIDOS ANALITICAMENTE

	FRECUENCIA (Hz)	PERIODO (s)	DESPLAZAMIENTO (cm)
CONFIGURACIÓN INICIAL			
IRREGULARIDAD EN ALTURA			

RESULTADOS.

CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFÍA

5.3.6 PRÁCTICA 6

IRREGULARIDADES DE CONFIGURACION EN PLANTA

- Nombre del estudiante: _____

- Nombre de los integrantes del equipo: _____

- Nombre del profesor: _____

OBJETIVO

Se estudiará el concepto de simetría en planta así como el de plantas complejas. Se demostrará que al existir irregularidades en planta aparecen grandes esfuerzos en la zona de transición, los cuales, los cuales producen con frecuencia daños en los elementos no estructurales, en la estructura vertical y aun en el diafragma de la planta.

Se introducirá el concepto de torsión; fenómeno que se presenta cuando existen irregularidades en la configuración en plantas y se estudiara el daño que puede ocasionar.

El alumno deberá explicar de qué manera se pueden solucionar los problemas ocasionados por este tipo de configuración en planta.

TEORÍA

La esquina interior o entrante es una característica común de la configuración general del edificio que, en planta asume la forma de L, T, U, H,+ o una combinación de estas formas.

Estas configuraciones presentan dos problemas. El primero es que tienden a producir variaciones de rigidez y por lo tanto movimientos diferenciales entre diversas partes del edificio, provocando una concentración local de esfuerzos en la esquina entrante.

(Figura 43). El segundo problema de este tipo de configuración es la torsión. Esta se produce porque el centro de masa y el centro de rigidez de esta forma no pueden coincidir geoméricamente para todas las posibles direcciones del sismo (Figura 44).

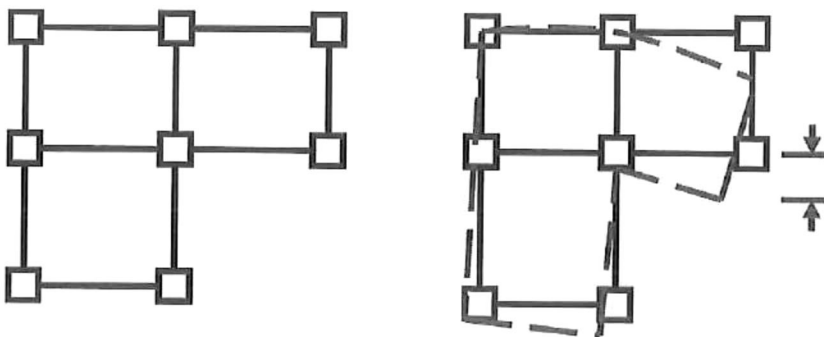


Figura 43. Irregularidad de configuración en planta

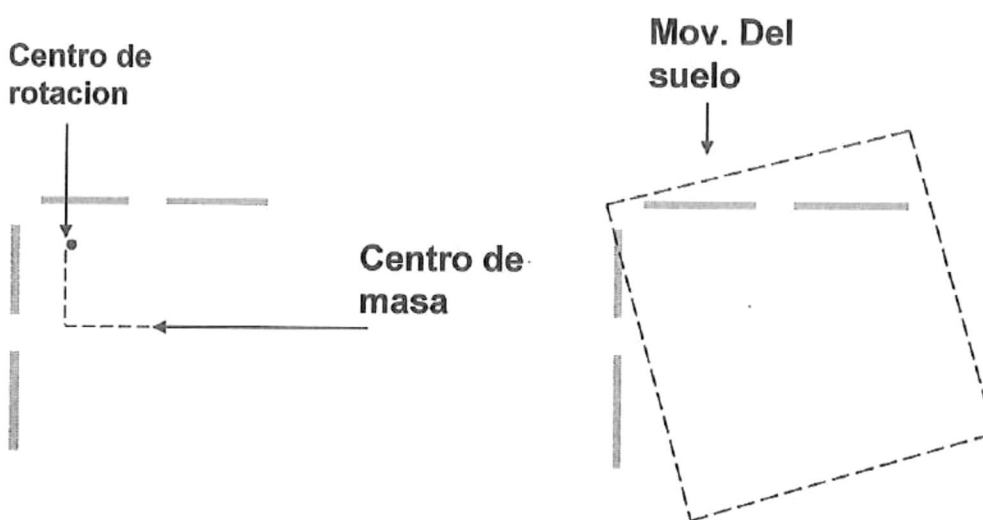


Figura 44. Torsión en planta

MATERIAL

Prototipo

Equipo similar a FORTUS (Figura 39) para medición de vibración consistente en:

Computadora portátil

Acelerómetro de 3 canales

Tarjeta de adquisición de datos de 16 canales

Módulo de conexión

Cables blindados de 20, 30 y 50 m

Fuente de voltaje

Mesa vibratoria

Transductores para medir desplazamientos

PROCEDIMIENTO

- Se armará el prototipo de tal manera que presente una configuración de L en planta, ver figura 43.
- Se probará y se medirán los desplazamientos experimentados en la dirección X y Y de la esquina interior
- Se procesaran los datos y se compararán con los datos obtenidos con la configuración inicial.

DATOS OBTENIDOS

RESULTADOS.

CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFÍA

DISCONTINUIDAD DE RIGIDEZ. PISO FLEXIBLE

- Nombre del estudiante: _____

- Nombre de los integrantes del equipo: _____

- Nombre del profesor: _____

OBJETIVO

Se estudiará el concepto de discontinuidad de Resistencia y Rigidez, se demostrara en el laboratorio y de manera analítica que cuando existe condición de piso débil, las deflexiones en el nivel donde existe el cambio brusco de rigidez son mayores.

El alumno deberá incluir en el reporte final otros casos en los que existe discontinuidad de resistencia y ejemplos de estructuras que sufrieron daño debido a la condición de piso débil durante un sismo. Se compararan los resultados obtenidos con las propiedades dinámicas definidas para la configuración de piso débil.

También deberá presentar las posibles soluciones para este tipo de configuración

TEORÍA

El más importante del conjunto de problemas causados por discontinuidad de resistencia y rigidez es el de piso flexible. Este nombre se aplica comúnmente a los edificios cuya planta baja es más débil que las plantas superiores. Sin embargo, un piso débil en cualquier nivel causa problemas, pero como las fuerzas generalmente son mayores hacia la base del edificio, una discontinuidad de rigidez entre el primero y segundo piso tienden a provocar la condición más grave.

También puede haber discontinuidad debido a un concepto de diseño muy común, en el cual no todos los elementos estructurales verticales se proyectan hacia la cimentación, sino que terminan en el segundo piso para aumentar los claros de la planta baja.

El problema básico de todas estas variaciones de piso débil es que la mayor parte de las fuerzas sísmicas de un edificio y cualquier deformación estructural consecuente, tenderá a concentrarse en el piso más débil o en el punto de la discontinuidad, en lugar de distribuirse de manera más uniforme entre todos los pisos (Figura 45).

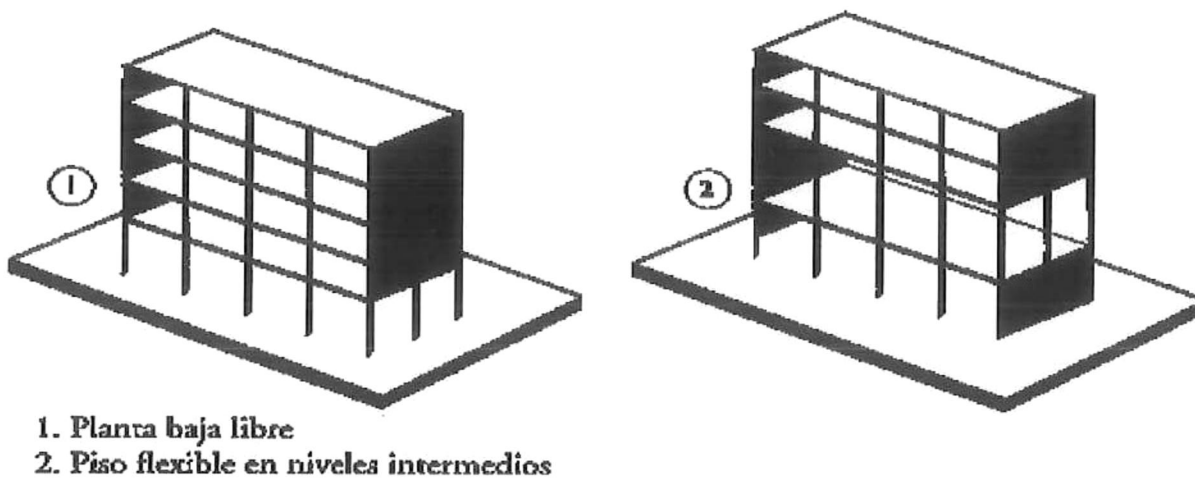


Figura 45. Piso Flexible (Reitherman, R. 1994).

MATERIAL

Prototipo

Equipo FORTUS (Figura 39) para medición de vibración consistente en:

Computadora portátil

Acelerómetro de 3 canales

Tarjeta de adquisición de datos de 16 canales

Módulo de conexión

Cables blindados de 20, 30 y 50 m

Fuente de voltaje

Mesa vibratoria

Transductores para medir desplazamientos

PROCEDIMIENTO

- Se armará el prototipo con su configuración inicial y se probará en la mesa sísmica bajo una señal continua.
- Se mediarán los desplazamientos en el primer nivel.
- Se armará el prototipo de tal manera que presente condición de piso débil. ver Figura 45.
- Se probará y se medirán y registrarán los desplazamientos experimentados en el primer nivel
- Calcular el periodo de la estructura con al nueva configuración (utilizar programa que utiliza las formulas de Wilbur para la rigidez de entrepiso)
- Se procesarán los datos y se compararán. En el ANEXO R, se incluyen las propiedades dinámicas del prototipo para la configuración de piso flexible.

DATOS OBTENIDOS EXPERIMENTALMENTE

	FRECUENCIA (Hz)	PERIODO (s)	DESPLAZAMIENTO (cm)
CONFIGURACIÓN INICIAL			
PISO FLEXIBLE			

DATOS OBTENIDOS DE MANERA ANALÍTICA

	FRECUENCIA (Hz)	PERIODO (s)	DESPLAZAMIENTO (cm)
CONFIGURACIÓN INICIAL			
PISO FLEXIBLE			

RESULTADOS.

CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFÍA

CAPÍTULO

6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

Este trabajo ha tenido como objetivo principal proporcionar las bases para comprender los problemas y la naturaleza del diseño de un modelo didáctico; además poner en relieve y aclarar la función que desempeña la configuración estructural al determinar el comportamiento dinámico de una estructura.

De forma general y con base a los resultados obtenidos se pudo llegar a las siguientes conclusiones: Primeramente, una vez establecida la metodología fue posible determinar las propiedades dinámicas del prototipo para una configuración inicial, la cual servirá de parámetro comparativo para otras posibles configuraciones; debido a la naturaleza del modelo, el diseño se llevo a cabo siguiendo las especificaciones para estructuras de aluminio considerando el prototipo como un edificio en miniatura, por lo que no es requerido que tenga funciones de correlación ni que existan leyes de similitud entre el modelo y alguna estructura prototipo, ya que el objetivo del equipo de laboratorio que se ha diseñado no es la predicción de algún comportamiento sino la demostración de comportamientos estructurales.

Los modelos educativos alcanzan su potencial más alto cuando pueden ser utilizados para demostrar fenómenos complejos de ingeniería a estudiantes que no han tenido la oportunidad de llevar cursos avanzados en el área del diseño estructural. Una de las áreas donde la utilización de modelos físicos puede alcanzar todo su potencial es en el área de dinámica estructural por lo que se desarrolló una guía de posibles prácticas que ilustrarán conceptos de ingeniería estructural, dinámica e ingeniería sísmica entre otros.

De acuerdo con las propiedades geométricas del prototipo, se propuso la mesa vibratoria y la instrumentación necesaria para implementar un equipo de laboratorio, de tal manera que el alumno tenga las herramientas necesarias para despertar en el, el espíritu de innovación, al forjar habilidades, aplicar sus conocimientos y contribuir al desarrollo tecnológico del país.

6.2 Recomendaciones

Debido a los alcances de esta tesis, el equipo de laboratorio propuesto se diseñó solo para una configuración inicial que servirá de parámetro comparativo, por lo que se propone como futuro tema de estudio el diseño y análisis del comportamiento del prototipo con otras configuraciones estructurales, en especial el análisis de la configuración utilizada para demostrar el fenómeno de torsión en planta.

Para la construcción e implementación del equipo de laboratorio se recomienda emplear los materiales y las especificaciones definidas para el prototipo en el capítulo 4, la utilización de la mesa vibratoria e instrumentación propuestas en la sección 4.10 y 4.11, así como la implementación de las prácticas de laboratorio descritas en el capítulo 5 y los programas elaborados en MATLAB incluidos en los anexos.

Una vez implementado el equipo de laboratorio se podrán obtener resultados de manera experimental y se podrá llevar a cabo un estudio de sensibilidad del equipo y del software utilizado.

El equipo de laboratorio está diseñado para llevar a cabo prácticas de laboratorio relacionadas con el área de análisis y dinámica estructural, pero una vez implementado el equipo, la mesa vibratoria podrá ser utilizada para llevar a cabo pruebas de laboratorio de otras áreas de interés como geotecnia, mecánica de materiales, entre otros.

LISTA DE ANEXOS

- ANEXO A: ANÁLISIS DE MARCO PLANO PARA LA CONFIGURACIÓN INICIAL**
- ANEXO B: DETERMINACIÓN DE RIGIDECES DE ENTREPISO UTILIZANDO FORMULAS DE WILBUR**
- ANEXO C: PROGRAMA ELABORADO EN MATLAB PARA LA DETERMINACIÓN DE PROPIEDADES DINÁMICAS**
- ANEXO D: DETERMINACIÓN DE FRECUENCIAS DE VIBRACIÓN**
- ANEXO E: ANÁLISIS MODAL**
- ANEXO F: PROGRAMA ELABORADO EN MATLAB PARA DETERMINAR LA PARTICIPACIÓN MODAL**
- ANEXO G: ESPECIFICACIONES DE DISEÑO PARA ALUMINIO**
- ANEXO H: REQUERIMIENTOS GENERALES PARA ELEMENTOS DE ALUMINIO A TENSIÓN**
- ANEXO I: REQUERIMIENTO GENERALES PARA ELEMENTOS DE ALUMINIO A TENSION. ALEACION 6061-T6**
- ANEXO J: REQUERIMIENTO GENERALES PARA ELEMENTOS DE ALUMINIO A COMPRESIÓN**
- ANEXO K: REQUERIMIENTO GENERALES PARA ELEMENTOS DE ALUMINIO A COMPRESION. ALEACIÓN 6061-T6**
- ANEXO L: ESPECIFICACIONES DE DISEÑO PARA CONEXIONES**
- ANEXO M: NODOS EN EL MARCO INTERIOR DEL PROTOTIPO**
- ANEXO N: FUERZAS CORTANTES EN MARCO INTERIOR DEBIDO A COMBINACIÓN DE ANÁLISIS**
- ANEXO O: MOMENTOS EN MARCO INTERIOR DEBIDO A COMBINACIÓN DE ANÁLISIS**

ANEXO P: DESPLAZAMIENTOS NODALES DEBIDO A COMBINACIÓN DE ANÁLISIS

ANEXO Q: MATRIZ ENSAMBLADA PARA CADA UNO DE LOS ELEMENTOS

ANEXO R: PROPIEDADES DINÁMICAS DEFINIDAS PARA DIFERENTES CONFIGURACIONES

ANEXO A: ANÁLISIS DE MARCO PLANO

COLIBRÍ

Derechos Reservados © 2000.

Marcos.exe : Programa para el análisis estructural
de marcos planos

ALFAOMEGA GRUPO EDITOR

Autores:

Dr. Roberto Arroyo Matus
Ing. Isaac Adame Gerardo

chivo:C O L I B R Í Ver. I: E:\MAESTRIA\HEIDYMOD.2MS

ARCHIVO DE RESULTADOS

elementos = 15
nodos = 12
grados de libertad restringidos = 6
cargas = 3
materiales = 1

Inicio	Fin	No. Mat.	No. Área
1	2	1	1
2	6	1	1
5	6	1	1
6	10	1	1
9	10	1	1
2	3	1	1
3	7	1	1
6	7	1	1
7	11	1	1
10	11	1	1
3	4	1	1
4	8	1	1
7	8	1	1
8	12	1	1
11	12	1	1

Área	I
.00081935	.00000027804

Coord. X	Coord. Y
0	0
0	.6
0	1.2
0	1.8
.7	0
.7	.6
.7	1.2
.7	1.8
1.4	0
1.4	.6
1.4	1.2
1.4	1.8

E
7310000

Desplazamiento Prescrito

0
0
0
0
0
0

Desplazamiento-X	Desplazamiento-Y	Rotación
8.99142100520469E-10	2.54432906278034E-09	-.120701329787127
5.63214176983157E-02	2.5765880360207E-04	-4.02044244216133E-02
7.73049243247077E-02	3.57494800592343E-04	-1.66013100180656E-02
8.69134023352511E-02	3.85363960350663E-04	-7.81605804418569E-03
1.17167206107496E-09	-1.19285483981157E-12	-.12872976359601
5.62587560339987E-02	-1.20797877677398E-07	-2.38342471196127E-02
7.72099390021541E-02	-9.79291874827885E-08	-.013286487655405
8.68266615986374E-02	-1.02539082661212E-07	-4.46367446557427E-03
8.96873912991761E-10	-2.54313620794053E-09	-.120439607246219
5.62049966790793E-02	-2.57538005724392E-04	-4.01457644185887E-02
7.71878425284079E-02	-3.57396871404861E-04	-1.66114923641818E-02
8.67965565366115E-02	-3.85261421268002E-04	-7.8133300956276E-03

Carga Axial nodo inicial	Cortante nodo inicial	Momento nodo inicial	Carga Axial nodo final	Cortante nodo final	Momento nodo final
2.5720314926972	.908931880226773	3.20110691426345E-17	-2.5720314926972	-.908931880226773	-.545359128136
-.536155444786752	-1.5754272219982	.598930861341404	.536155444786752	1.5754272219982	.503868194057339
-1.20584253785907E-03	1.18442912290013	-3.34340844940217E-17	1.20584253785907E-03	-1.18442912290013	-.71
-.459984125261322	-1.57399309472337	.50353657070705	.459984125261322	1.57399309472337	.598258595599311
-2.57082565015935	.906638996872761	6.2043469320483E-17	2.57082565015935	-.906638996872761	-.54398339812
.996604270698999	.445087325013651	-.05357173320534	-.996604270698999	-.445087325013651	-.21348066180285
-.812728139557639	-.718402775514454	.26106566423436	.812728139557639	.718402775514454	.241816278625758
2.2828473697178E-04	1.1082578033746	-.296747291024312	-2.2828473697178E-04	-1.1082578033746	-.3682073910
-.189065273621093	-.718677078134362	.241882719774943	.189065273621093	.718677078134362	.26119123491911
-.996832555435972	.446654871611481	-5.42751974756551E-02	.996832555435972	-.446654871611481	-.2137177254
.278201495184545	.257815464571456	-4.75850024315093E-02	-.278201495184545	-.257815464571456	-.1071042763
-.742184535428455	-.278201495184546	.107104276311364	.742184535428455	.278201495184546	8.7636770317818
-4.60178829359399E-05	.484594937437989	-.115491607400252	4.60178829359399E-05	-.484594937437989	-.175265
-.257589597990508	-.27815547730161	8.76285847447235E-02	.257589597990508	.27815547730161	.107080249366
-.278155477301609	.257589597990467	-4.74735094278772E-02	.278155477301609	-.257589597990467	-.1070802493

Reacción

-.908931880226774
-2.5720314926972
-1.18442912290013
1.20584253785907E-03
-.906638996872761
2.57082565015935

```

kz de entrepiso 1 (t/m)=53.95
kz de entrepiso 2 (t/m)=92.66
kz de entrepiso 3 (t/m)=104.069
kz total

```

```

      E2      E3
.8500 277.9800 312.2070

```

```

.8300 -277.9800      0
.9800  590.1870 -312.2070
      0 -312.2070  312.2070

```

```

por entrepiso (ton)=.110

```

```

=

```

```

.1100

```

```

kz de Masa

```

```

.0112      0      0
      0  0.0112      0
      0      0  0.0112

```

```

klo del determinante = 0

```

```

e+004 *

```

```

.3530
.4597
.1574

```

```

LO DE FRECUENCIAS

```

```

.4155
.0039
.6122

```

```

DO

```

```

.1057
.0338
.0220

```

```

klo de rigidez de entrepiso con formulas de wilburt

```

```

kto de inercia (m^4)=.000000027804

```

```

kpo de elasticidad =7310000

```

```

kpa de entrepiso (m)=.6

```

```
itud del claro entre columnas (m)=.7
ro de columnas primer nivel=3
ro de columnas segundo nivel=3
mas en tercer nivel=3
es en primer nivel=2
es segundo nivel=2
es tercer nivel=2
```

1.1314

1.2731

1.1801

z de rigidez

```
1.2133 -318.8192      0
1.8192  688.3596 -369.5404
      0 -369.5404  369.5404
```

1e+004 *

```
1.3529
1.8449
1.4480
```

ENCIAS

```
1.4029
1.0849
1.3765
```

DOS

```
1.1058
1.0320
1.0204
```

ANEXO B: DETERMINACIÓN DE RIGIDECES DE ENTREPISO UTILIZANDO FORMULAS DE WILBUR

Las fórmulas de Wilbur son aplicables a marcos regulares formados por piezas de momento de inercia constantes. La versión que aquí se presenta se basa en las siguientes hipótesis (Ref. 3):

- a) Los giros en todos los nodos de un nivel y de los dos niveles adyacentes son iguales, excepto en el primer nivel en donde puede suponerse empotramiento o articulación según el caso.
- b) Las fuerzas cortantes en los dos entrepisos adyacentes a los que interesa son iguales a la de éste.

De aquí resultan las siguientes expresiones:

Considerando las columnas articuladas en la base:

- Para el primer entrepiso

$$K1 = \frac{24 E}{h_1 \left[\frac{8 h_1}{\sum k_{c1}} + \frac{2 h_1 + h_2}{\sum k_{t1}} \right]}$$

- Para el Segundo entrepiso:

$$K2 = \frac{48 E}{h_2 \left[\frac{4 h_2}{\sum k_{c2}} + \frac{h_2 + h_3}{\sum k_{t2}} + \frac{2 h_1 + h_2}{\sum k_{t1}} \right]}$$

- Para el Tercer entrepiso.

$$K3 = \frac{48 E}{h_2 \left[\frac{4 h_2}{\sum k_{c2}} + \frac{h_2 + h_3}{\sum k_{t2}} + \frac{2 h_1 + h_2}{\sum k_{t1}} \right]}$$

En esta ecuación:

K : rigidez del entrepiso en cuestión.

$K_{t,n}$: rigidez (I/L) de vigas del nivel sobre el entrepiso n .

$K_{c,n}$: rigidez (I/L) de columnas del entrepiso n .

h_n : altura del entrepiso n .

E : Módulo de elasticidad

ANEXO C: PROGRAMA ELABORADO EN MATLAB PARA LA DETERMINACIÓN DE PROPIEDADES DÍNAMICAS

Cálculo de periodos

```
clc
format short
E1=input('Rigidez de entrepiso 1 (t/m)=');
E2=input('Rigidez de entrepiso 2 (t/m)=');
E3=input('Rigidez de entrepiso 3 (t/m)=');
disp('rigidez total')
disp('  E1      E2      E3')
E11=E1*3;E22=E2*3;E33=E3*3;
disp([E11,E22,E33]);
k1=[E11+E22,-E22,0;-E22,E22+E33,-E33;0,-E33,E33]
masa=input('Peso por entrepiso (ton)=')
ms=masa/9.81;
disp('Matriz de Masa')
m=[ms,0,0;0,ms,0;0,0,ms]
disp('calculo del determinante = 0 ')
a=eig(k1,m)
%b=eig(cruz,m);
disp('CALCULO DE FRECUENCIAS')
w1=a.^5
%w2=b.^5;
disp('PERIODO')
t1=(2*pi)./w1
%t2=2*pi./w2;
%disp('calculo del periodo con formula')
%h=6;
%x=.75;
%c=.02;
%T=c*(h^x)
disp('calculo de rigidez de entrepiso con formulas de wilburt')
I=input('Momento de inercia (m^4)=');
E=input('Modulo de elasticidad =');
h=input('Altura de entrepiso (m)=');
l=input('Longitud del claro entre columnas (m)=');
Ic=I/h;
It=I/l;
h1=h;h2=h;h3=h;
c1=input('numero de columnas primer nivel=');
c2=input('numero de columnas segundo nivel=');
c3=input('columnas en tercer nivel=');
t1=input('trabes en primer nivel=');
t2=input('trabes segundo nivel=');
t3=input('trabes tercer nivel=');
K1=(24*E)/(h1*((8*h1)/(c1*Ic)+(2*h1+h2)/(t1*It)))
K2=(48*E)/(h2*((4*h2)/(c2*Ic)+(h2+h3)/(t2*It)+(2*h1+h2)/(t1*It)))
K3=(48*E)/(h3*((4*h3)/(c3*Ic)+(2*h2+h3)/(t2*It)+h3/(t3*It)))
disp('matriz de rigidez')
mr2=3*[K1+K2,-K2,0;-K2,K2+K3,-K3;0,-K3,K3]
a2=eig(mr2,m)
disp('FRECUENCIAS')
W12=a2.^5
disp('PERIODOS')
```

$$t_2 = (2 \cdot \pi) / \omega_1$$

ANEXO D: DETERMINACIÓN DE FRECUENCIAS DE VIBRACIÓN

Se asume que todas las partes del sistema vibran sinusoidalmente con la misma frecuencia, $f = \omega / 2\pi$ y la misma fase por ejemplo:

$$\{u\} = \{\varphi\} \cos \omega t \quad \text{Ec. AD.1}$$

Donde $\{\varphi\}$ es un vector de números reales, $\cos \omega t$ es un multiplicador escalar, y $\{u\}$ es un vector de desplazamientos.

La forma general de la ecuación de equilibrio utilizada para determinar las frecuencias es:

$$K\{u\} - \omega^2 M\{u\} = 0 \quad \text{Ec. AD.2}$$

Sustituyendo (Ec. 1) en (Ec. 2), tendremos:

$$[K - \omega^2 M]\{\varphi\} \cos \omega t = 0 \quad \text{Ec. AD.3}$$

Teniendo en cuenta que (A.2) tiene que ser válido en cualquier instante del tiempo, obtendremos la ecuación:

$$[K - \omega^2 M]\{\varphi\} = 0 \quad \text{Ec. AD.4}$$

Esta ecuación tiene la solución trivial $\{\varphi\} = 0$, las soluciones que interesan son las no triviales, estas soluciones existirán solo en el caso de que la matriz $[K - \omega^2 M]$ sea singular. Se demuestra que esto puede ocurrir solamente en un conjunto discreto de frecuencias, $f_i = \omega_i / 2\pi$, llamado *autofrecuencias* (o frecuencias modales o naturales), que son las raíces de la ecuación (AD.3), es decir:

$$[K - \omega_i^2 M]\{\varphi\} = 0 \quad \text{Ec. AD.5}$$

Cada autofrecuencia, $f_i = \omega_i / 2\pi$, y autovector, $\{\phi\}$, define un modo libre de vibración de la estructura. La cantidad ω_i^2 se llama autovalor, en ausencia de amortiguamiento y de efectos no lineales, la estructura puede vibrar indefinidamente en frecuencia modal, f_i , y con modos $\{\phi_i\}$. El autovector obtenido $\{\phi_i\}$ puede ser escalado por cualquier multiplicador constante y satisfacer aún la ecuación (AD.4), por lo que normalizaremos el autovector a una escala particular.

El número de autovectores es menor o igual que el orden del vector $\{u\}$, el número de autovectores solo puede ser menor que el orden de $\{u\}$ si hay una deficiencia en la matriz de masa, por ejemplo, si una o más filas y columnas de $[M]$ son nulas.

Generalmente, las frecuencias modales correspondientes a autovectores distintos son distintas, sin embargo, existen estructuras que tienen un número de autovectores con frecuencias nulas correspondientes a distintos movimientos de la estructura. También en estructuras simétricas pueden existir pares (o incluso tripletas, etc..) de modos con las mismas frecuencias, dependiendo del tipo de simetría

Los modos de vibración de una estructura son un mecanismo muy útil para identificar sus propiedades mecánicas sin hacer referencia directa a las propiedades de su matriz de masa y matriz de rigidez. Los modos de frecuencias más bajas son particularmente útiles porque las partes de la estructura que poseen mayores amplitudes en los modos más bajos, serán generalmente las únicas que tienen los mayores movimientos cuando la estructura está cargada bien estática o dinámicamente.

Dicho todo esto, no tenemos más que resolver el sistema formado por:

$$[K - \lambda M]\{\phi\} = 0 \quad \text{Ec. AD.6}$$

ANEXO E: ANÁLISIS MODAL

Modos de vibrar

Los N eigenvalores y los N modos pueden ser acoplados en forma matricial. El modo natural o eigenvector ϕ_n correspondiente a la frecuencia natural ω_n tiene elementos ϕ_{jn} , donde j indica el DOF. De este modo los N eigenvectores pueden presentarse o disponerse en una matriz cuadrada, de la cual cada columna es un modo:

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

Donde $[\Phi]$ es llamada matriz modal. Los N eigenvalores ω_n^2 pueden ser acoplados en una matriz diagonal Ω^2 , la cual es conocida como matriz espectral.

$$[\Omega^2] = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & & & \\ & \omega_2^2 & & \\ & & \ddots & \\ & & & \omega_N^2 \end{bmatrix}$$

Cada eigenvalor y eigenvector satisfacen la ecuación:

$$[K] \cdot \{\phi_n\} = [M] \cdot \{\phi_n\} \cdot \omega_n^2 \quad (\text{AE.1})$$

Utilizando la matriz modal espectral es posible representar esta ecuación en una ecuación matricial simple:

$$[K] \cdot [\Phi] = [M] \cdot [\Phi] \cdot [\Omega^2] \quad (\text{AE.2})$$

Esta ecuación presenta en forma compacta las ecuaciones relacionando todos los eigenvalores y eigenvectores.

Ortogonalidad De Los Modos

Los modos naturales correspondientes a diferentes frecuencias naturales se muestran a continuación para satisfacer la siguiente condición de ortogonalidad. Cuando $\omega_n \neq \omega_r$.

$$\phi_n^T \cdot k \cdot \phi_r = 0 \quad \phi_n^T \cdot m \cdot \phi_r = 0 \quad (\text{AE.3})$$

La demostración de esta propiedad es la siguiente: la n -ésima frecuencia natural y el modo que satisfacen la ecuación multiplicados por ϕ_r^T , la transpuesta de ϕ_r , da:

$$\phi_r^T \cdot k \cdot \phi_n = \omega_n^2 \cdot \phi_n^T \cdot m \cdot \phi_n \quad (\text{AE.4})$$

Análogamente se realiza lo mismo con la r -ésima frecuencia natural y el modo que satisface la ecuación $[K] \cdot \{\phi_n\} = [M] \cdot \{\phi_n\} \cdot \omega_n^2$ de este modo $k \cdot \phi_r = \phi_r^2 \cdot m \cdot \phi_r$ multiplicando por ϕ_n^T da:

$$\phi_n^T \cdot k \cdot \phi_r = \omega_r^2 \cdot \phi_n^T \cdot m \cdot \phi_r \quad (\text{AE.5})$$

La transpuesta de la matriz en el lado izquierdo de la ecuación $\phi_r^T \cdot k \cdot \phi_n = \omega_n^2 \cdot \phi_n^T \cdot m \cdot \phi_n$ es igual a la transpuesta de la matriz en el lado derecho de la ecuación; de este modo:

$$\phi_n^T \cdot k \cdot \phi_r = \omega_n^2 \cdot \phi_n^T \cdot m \cdot \phi_r \quad (\text{AE.6})$$

Donde se ha utilizado la propiedad de simetría de la matriz de masa y rigidez. Restando la ecuación $\phi_n^T \cdot k \cdot \phi_r = \omega_r^2 \cdot \phi_n^T \cdot m \cdot \phi_r$ de la ecuación $\phi_n^T \cdot k \cdot \phi_r = \omega_n^2 \cdot \phi_n^T \cdot m \cdot \phi_r$ se tiene:

$$(\omega_n^2 - \omega_r^2) \cdot \phi_n^T \cdot m \cdot \phi_r = 0$$

De este modo la ecuación $\phi_n^T \cdot m \cdot \phi_r = 0$ es verdadera cuando $\omega_n^2 \neq \omega_r^2$ los cuales para sistemas con frecuencia natural positiva implica que $\omega_n \neq \omega_r$. Sustituyendo la ecuación $\phi_n^T \cdot m \cdot \phi_r = 0$ en $\phi_n^T \cdot k \cdot \phi_r = \omega_r^2 \cdot \phi_n^T \cdot m \cdot \phi_r$ señala que la ecuación $\phi_n^T \cdot k \cdot \phi_r = 0$ es verdadera cuando $\omega_n \neq \omega_r$.

Se ha establecido la relación de ortogonalidad entre modos con distintas frecuencias. La ortogonalidad de los modos naturales implica que las siguientes matrices cuadradas son diagonales:

$$[K] \equiv [\Phi]^T \cdot [K] \cdot [\Phi] \quad [M] \equiv [\Phi]^T \cdot [M] \cdot [\Phi]$$

Donde los elementos de la diagonal son:

$$k_n = \{\phi_n\}^T \cdot [K] \cdot \{\phi_n\} \quad m_n = \{\phi_n\}^T \cdot [M] \cdot \{\phi_n\}$$

Debido a que m y k son definidos positivos, los elementos de la diagonal de K y M son positivos, y están relacionados por:

$$k_n = \omega_n^2 \cdot m_n$$

Normalización De Los Modos

Si el vector $\{\phi_n\}$ es un modo natural, cualquier vector proporcional es en esencia el mismo modo natural porque satisface la ecuación $([K] - \omega_n^2 \cdot [M]) \cdot \{\phi_n\} = 0$. Algunas veces se aplica factores de escala a los modos naturales para estandarizar sus elementos asociándolos con sus amplitudes en varios grados de libertad. Este proceso es llamado normalización; algunas veces es conveniente normalizar cada modo de tal forma que el elemento mayor sea la unidad. Otras veces es más ventajoso el normalizar cada modo de tal forma que el elemento correspondiente a algún grado de libertad en particular sea la unidad. En teoría y programas computacionales es común normalizar los modos de tal manera que m_n tenga valores unitarios:

$$M_n = [\phi_n]^T \cdot [M] \cdot [\phi_n] = 1$$

o

$$[\Phi]^T \cdot [M] \cdot [\Phi] = [I] \quad (\text{AE.7})$$

Donde la matriz $[I]$ es la matriz de identidad. Los componentes de la matriz modal normalizada están dados por:

$$\phi_{jn} = \frac{u_{jn}}{(\sum m_{jj} \cdot u_{jn}^2)^{1/2}} \quad (\text{AE.8})$$

donde: ϕ_{jn} = es el componente para el nudo j , de la forma modal normalizada asociada al modo n .

m_{jj} = masa concentrada en el nudo j .

u_{jn} = el componente, para el nudo j , del eigenvector asociado con el modo n .

Factor de participación modal

Las ecuaciones de movimiento para cada grado de libertad no dependen de los modos de vibración y tienen forma similar a la ecuación de movimiento de un sistema de un solo grado de libertad. El factor de participación, para sistemas de varios grados de libertad esta definida en forma matricial por [1]:

$$[P] = \frac{[\Phi]^T \cdot [M] \cdot \{1\}}{[\Phi]^T \cdot [M] \cdot [\Phi]} \quad (\text{AE.9})$$

donde $[P]$ = vector de coeficientes de participación para todos los modos considerados

$\{1\}$ = vector unitario.

Para un sistema en específico, los factores de participación tienen las propiedades de:

$$\sum P_n \cdot \phi_{1n} = 1 \quad (\text{AE.10})$$

donde P_n = es el factor de participación asociado con el modo n .

ϕ_{1n} = es el componente, para el primer nudo del sistema del eigenvector asociado con el modo n .

ANEXO F: PROGRAMA ELABORADO EN MATLAB PARA DETERMINAR LA PARTICIPACIÓN MODAL

```

%programa para ensamblar la matriz de masa y la matriz de rigidez
%de una estructura de 3 niveles
clc
clear all
format short
format compact
W=0.110;
D=3;
mfloor=(W/9.81);
m=mfloor*eye(D);
K=zeros(D);
k1=51.13;k2=106.27;k3=123.18;

k=[3*k1;3*k2;3*k3;0];
disp('Propiedades de la estructura')
disp('=====');
fprintf('Carga de entrepiso=%g Tons\n ',W);
fprintf('Grados de libertad=%g \n',D);
fprintf('rigidez de entrepiso1=%g Ton/m\n',k1);
fprintf('rigidez de entrepiso2=%g Ton/m\n',k2);
fprintf('rigidez de entrepiso3=%g Ton/m\n',k3);
disp(' ');

for i=1:D
    for j=1:D
        if(i==j)
            K(i,j)=k(i)+k(i+1);
        end
        if (i-j==1)
            K(i,j)=-k(i);
        end
        if(j-i==1)
            K(i,j)=-k(j);
        end
    end
end

disp('formamos la matriz de rigidez')
disp([K])

[phi,wns]=eig(K,m);
%modal participation vector and normalize mode shapes
for i=1:D
    G(i)=phi(:,i)'*m*ones(D,1)/(phi(:,i)'*m*phi(:,i));
    Nor(:,i)=phi(:,i)./phi(D,i);
end
for i=1:D
    for j=1:D
        if(i==j)

```

```

                wn(i)=sqrt(wns(i,j));
                T(i)=2*pi/wn(i);
            end
        end
    end

for i=1:D+1
    for j=1:D
        if i==1
            Mod(i,j)=0;
        end
        if i>1
            Mod(i,j)=Nor(i-1,j);
        end
    end
end

for i=1:D+1
    for j=1:D
        if i==1
            Phi(i,j)=0;
            h(i)=0;
        end
        if i>1
            Phi(i,j)=phi(i-1,j);
            h(i)=i-1;
        end
    end
end

%Gamma Phi

for i=1:D

    GPhi(:,i)=G(i)*Phi(:,i);
end
Wc=wn./(2*pi());
%tables
disp(' ')
disp('Datos para los tres primeros modos de vibrar')
disp('=====')
disp('      Modo      Periodo      Frecuencia      Frecuencia ');
disp('                                     circular');
format short
for i=1:3
    disp([i,T(i),wn(i),Wc(i)])
end
disp(' ');
disp('          Forma Modal          Factor de Participacion')
disp('          Modal (Gamma) ');
disp('      1rst      2nd      3thr      ');
format short
disp([phi(:,1),phi(:,2),phi(:,3),G'])

```

```

%Plots
figure (1)
%plot of Gamma Phi
plot(GPhi(:,1),h,'r',GPhi(:,2),h,'c',GPhi(:,3),h,'g')
grid on
title('\Gamma*\phi for all the Modes')
xlabel('\Gamma*\phi')
ylabel('level')
figure (2)
plot(GPhi(:,1),h,'r',GPhi(:,2),h,'c',GPhi(:,3),h,'g')
grid on
title('\Gamma*\phi para los tres primeros modos')
xlabel('\Gamma*\phi')
ylabel('nivel')
legend('Primer Modo','Segundo Modo','Tercer Modo');
figure (3)
subplot(1,3,1)
plot(Mod(:,1),h,'r')
title('Primer Modo');
xlabel('\phi1');
ylabel('nivel');
legend('\phi1');
grid on
subplot(1,3,2)
plot(Mod(:,2),h,'c')
title('Segundo Modo');
xlabel('\phi2');
ylabel('nivel');
legend('\phi2');
grid on
subplot(1,3,3)
plot(Mod(:,3),h,'g')
grid on
title('Tercer Modo');
xlabel('\phi3');
ylabel('nivel');
legend('\phi3');

```

ANEXO G: ESPECIFICACIONES DE DISEÑO PARA ALUMINIO

Aluminum Specification Section Number	Title	Section Number in This Book
1.2	Materials	4.10
1.3	Safety Factors	6.3
2.1	Properties of Sections	5.4
2.3	Loads	11.3
3.2	Nomenclature	Glossary, 5.2.1, 5.2.2
3.3	Tables Relating to Mechanical Properties and Buckling Constants	4.2, 5.2.1, App C, App K
Table 3.4-2	Coefficient k_c	4.4, 5.5.1
Table 3.4-4	Allowable Stresses for Bridge Type Struc- tures Casting Alloys	3.1.4
3.4.1	Tension, Axial	5.1, 8.1.13
3.4.2	Tension in Extreme Fibers of Beams— Structural Shapes Bent About Strong Axis, Rectangular Tubes	5.3.1
3.4.3	Tension in Extreme Fibers of Beams— Round or Oval Tubes	5.3.1
3.4.4	Tension in Extreme Fibers of Beams— Shapes Bent About Weak Axis, Rectangu- lar Bars, Solid Round Bars and Plates	5.3.1
3.4.5	Bearing on Rivets and Bolts	8.1.12
3.4.6	Bearing on Flat Surfaces and Pins and on Bolts in Slotted Holes	8.1.12
3.4.7	Compression in Columns, Axial	5.2.1

ANEXO G (Continuación)

Aluminum Specification Section Number	Title	Section Number in This Book
3.4.7.1	Sections Not Subject to Torsional or Torsional-Flexural Buckling	5.2.1
3.4.7.2	Doubly or Singly Symmetric Sections Subject to Torsional or Torsional-Flexural Buckling	5.2.1
3.4.7.3	Nonsymmetric Sections Subject to Torsional or Torsional-Flexural Buckling	5.2.1
3.4.8	Uniform Compression in Components of Columns Whose Buckling Axis Is an Axis of Symmetry—Flat Plates Supported Along One Edge	5.2.2
3.4.8.1	Columns Whose Buckling Axis Is Not an Axis of Symmetry—Flat Plates Supported Along One Edge	5.2.2
3.4.9	Flat Plates With Both Edges Supported	5.2.2
3.4.9.1	Flat Plates With One Edge Supported and Other Edge With Stiffener	5.2.2
3.4.9.2	Flat Plates With Both Edges Supported and With an Intermediate Stiffener	5.2.2
3.4.10	Curved Plates Supported on Both Edges Walls of Round or Oval Tubes	5.2.2
3.4.11	Single Web Beams Bent About Strong Axis	5.3.1, 5.3.2
3.4.12	Round or Oval Tubes	5.3.1, 5.3.2
3.4.13	Solid Rectangular and Round Sections	5.3.1, 5.3.2
3.4.14	Rectangular Tubes, Box Sections and Beams Having Sections Containing Tubular Portions	5.3.1, 5.3.2
3.4.15	Flat Plates Supported Along One Edge	5.3.2
3.4.16	Flat Plates With Both Edges Supported	5.3.2, 10.1
3.4.16.1	Curved Plates With Both Edges Supported	5.3.2
3.4.16.2	Flat Plates With One Edge Supported and Other Edge With Stiffener	5.3.2
3.4.16.3	Flat Plates With Both Edges Supported and With an Intermediate Stiffener	5.3.2
3.4.17	Flat Plates With Compression Edge Free, Tension Edge Supported	5.3.2
3.4.18	Flat Plates With Both Edges Supported	5.3.2, 10.1
3.4.19	Flat Plates With Horizontal Stiffener, Both Edges Supported	5.3.2
3.4.20	Shear in Unstiffened Flat Webs	5.3.3
3.4.21	Shear in Stiffened Flat Webs	5.3.3
4.1.1	Combined Compression and Bending	5.5.1, 7.4.1
4.1.2	Combined Tension and Bending	5.5.2, 7.4.2
4.2	Torsion and Shear in Tubes	5.3.3, 5.4
4.3	Torsion and Bending in Open Shapes	5.4
4.4	Combined Shear, Compression, and Bending	5.5.3, 7.4.3

ANEXO G (Continuación)

Aluminum Specification Section Number	Title	Section Number in This Book
4.5	Horizontal Stiffeners for Webs	5.3.2
4.6	Vertical Stiffeners for Webs	5.3.2
4.7	Effects of Local Buckling on Member Performance	
4.7.1	Local Buckling Stresses	5.2.2
4.7.2	Weighted Average Allowable Compressive Stress	5.2.2
4.7.3	Weighted Average Allowable Tensile Stress	5.3.1
4.7.4	Effect of Local Buckling on Column Strength	5.2.2
4.7.5	Effect of Local Buckling on Beam Strength	5.3.2
4.7.6	Effective Width for Calculation of Bending Deflection	5.2.2, 10.1.2
4.7.7	Web Crippling of Flat Webs	5.3.2
4.7.8	Combined Web Crippling and Bending for Flat Webs	5.3.2
4.8	Fatigue	
4.8.1	Constant Amplitude Loading	9.2
4.8.2	Variable Amplitude Loading	9.2.3
4.9	Compression in Single Web Beams and Beams With Tubular Portions	5.3.2
4.9.1	Doubly-Symmetric Sections and Sections Symmetric About the Bending Axis	
4.9.2	Singly-Symmetric Sections Unsymmetric About the Bending Axis	
4.9.3	Singly-Symmetric Sections Symmetric or Unsymmetric About the Bending Axis, Doubly-Symmetric Sections and Sections Without an Axis of Symmetry	
4.9.4	Lateral Buckling Coefficients	
4.10	Compression in Elastically Supported Flanges	10.1.3
5.1	Bolted and Riveted Connections	
5.1.1.1	Allowable Tension Loads	8.1.9
5.1.1.2	Allowable Shear Loads	8.1.10
5.1.1.3	Allowable Bearing Loads	8.1.12
5.1.2	Effective Diameter	8.1.9, 8.1.10
5.1.3	Shear Area	8.1.10
5.1.4	Bearing Area	8.1.12
5.1.5	Arrangements and Strength of Connections	
5.1.6	Net Section	5.1, 8.1.13
5.1.7	Effective Sections of Angles	5.1
5.1.8	Grip of Rivets, Screws, and Bolts	8.1.8
5.1.9	Spacing of Rivets, Screws, and Bolts	8.1.15, 8.1.16
5.1.10	Spacing of Stitch Rivets, Screws, and Bolts in Webs	8.1.16

ANEXO G (Continuación)

Aluminum Specification Section Number	Title	Section Number in This Book
5.1.11	Edge Distance of Rivets, Screws, or Bolts	8.1.12, 8.1.15
5.1.12	Blind Rivets	8.1.2
5.1.13	Hollow-End (Semi-Tubular) Rivets	
5.1.14	Steel Rivets	8.1.3
5.1.15	Lockbolts	3.3, 8.1.2
5.1.16	Steel Bolts	8.1.2, 8.1.3
5.1.17	Slip-Critical Connections	8.1.6
5.2	Metal Stitching Staples	
5.3	Tapping Screw Connections	8.1.17
5.3.1	Shear	8.1.17
5.3.2	Tension	8.1.17
5.4	Block Shear Rupture	8.1.14
5.5	Laps in Building Sheathing	
5.5.1	Endlaps	10.1.1
5.5.2	Sidelaps	10.1.1
5.5.3	Fasteners in Laps	10.1.1
5.6	Flashing and Closures	
6.1	Laying Out	3.3, 4.9
6.2	Cutting	3.1.2
6.3	Heating	3.1.2, 4.6, 8.2.5
6.4	Punching, Drilling, and Reaming	8.1.7
6.5	Riveting	8.1.2
6.6	Painting	3.2.3, 10.3.3
6.7	Cleaning and Treatment of Metal Surfaces	3.2.4
7.1	Allowable Stresses for Welded Members	9.1
7.1.1	General	9.1
7.1.2	Members With Part of the Cross Section Weld-Affected	9.1
7.1.3	Columns or Beams with Transverse Welds Away from Supports and Cantilevers with Transverse Welds	9.1
7.2	Filler Wire	8.2.2
7.3	Welding Fabrication	8.2.5
7.4	Post-Weld Heat Treating	9.1.5
8.3.1	Tests for Determining Mechanical Properties	Appendix M
8.4.4	Allowable Deflections	3.1.5, 10.1.1

**ANEXO H: REQUERIMIENTO GENERALES PARA ELEMENTOS DE
ALUMINIO A TENSIÓN**


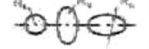
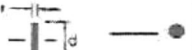
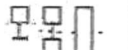
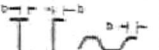

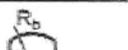


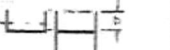
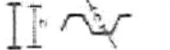
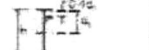
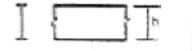

Type of Stress	Type of Member or Component	Sub-Sec.	Allowable Stress			
TENSION, axial	Any tension member	1	F_u/n_s or $F_u/(k n_u)$			
TENSION IN BEAMS, extreme fiber, net section	Rectangular tubes, structural shapes bent around strong axis	2	F_u/n_s or $F_u/(k n_u)$			
	Round or oval tubes	3	$1.17F_u/n_s$ or $1.24F_u/(k n_u)$			
	Shapes bent about weak axis, bars, plates	4	$1.30F_u/n_s$ or $1.42F_u/(k n_u)$			
BEARING	On rivets and bolts	5	$2F_u/n_u$			
	On flat surfaces and pins and on bolts in slotted holes	6	$2F_u/(1.5n_u)$			

GENERAL FORMULAS FOR DETERMINING ALLOWABLE STRESSES FROM SECTION 3.4

*For tubes with circumferential welds, equations of Sections 3.4.10, 3.4.12, and 3.4.16.1 apply for $R/t \leq 20$.

Type of Stress	Type of Member or Component	Sub-Sec.	Allowable Stress Slenderness $\leq S_1$	Slenderness Limit S_1	Allowable Stress Slenderness Between S_1 and S_2	Slenderness Limit S_2	Allowable Stress Slenderness $\geq S_2$
COMPRESSION IN COLUMNS, axial, gross section	All columns	7	$\frac{F_{cy}}{n_y}$	$\frac{kL}{r} = \frac{B_c - \frac{n_u F_{cy}}{n_y}}{D_c}$	$\frac{1}{n_u} \left(B_c - D_c \frac{kL}{r} \right)$	$\frac{kL}{r} - C_c$	$\frac{\pi^2 E}{n_u \left(\frac{kL}{r} \right)^2}$
COMPRESSION IN COMPONENTS OF COLUMNS gross section	Flat plates supported along one edge - columns buckling about a symmetry axis	8	$\frac{F_{cy}}{n_y}$	$\frac{b}{t} = \frac{B_p - \frac{n_u F_{cy}}{n_y}}{5.1 D_p}$	$\frac{1}{n_u} \left(B_p - 5.1 D_p \frac{b}{t} \right)$	$\frac{b}{t} = \frac{k_1 B_p}{5.1 D_p}$	$\frac{k_2 \sqrt{B_p E}}{n_u (5.1 b/t)}$
	Flat plates supported along one edge - columns not buckling about a symmetry axis	8.1	$\frac{F_{cy}}{n_y}$	$\frac{b}{t} = \frac{B_p - \frac{n_u F_{cy}}{n_y}}{5.1 D_p}$	$\frac{1}{n_u} \left(B_p - 5.1 D_p \frac{b}{t} \right)$	$\frac{b}{t} = \frac{C_p}{5.1}$	$\frac{\pi^2 E}{n_u (5.1 b/t)^2}$
	Flat plates with both edges supported	9	$\frac{F_{cy}}{n_y}$	$\frac{b}{t} = \frac{B_p - \frac{n_u F_{cy}}{n_y}}{1.6 D_p}$	$\frac{1}{n_u} \left(B_p - 1.6 D_p \frac{b}{t} \right)$	$\frac{b}{t} = \frac{k_1 B_p}{1.6 D_p}$	$\frac{k_2 \sqrt{B_p E}}{n_u (1.6 b/t)}$
	Flat plates with one edge supported and other edge with stiffener	9.1	See Section 3.4.9.1				
	Flat plates with both edges supported and with an intermediate stiffener	9.2	See Section 3.4.9.2				
	Curved plates supported on both edges, walls of round or oval tubes	10*	$\frac{F_{cy}}{n_y}$	$\frac{R_b}{t} = \left(\frac{B_i - \frac{n_u F_{cy}}{n_y}}{D_i} \right)^2$	$\frac{1}{n_u} \left(B_i - D_i \sqrt{\frac{R_b}{t}} \right)$	$\frac{R_b}{t} = C_c$	$\frac{\pi^2 E}{16 n_u \left(\frac{R_b}{t} \right) \left(1 - \frac{\sqrt{R_b/t}}{35} \right)^2}$

Requerimientos Generales para Elementos a Tensión

Type of Stress	Type of Member or Component	Sub-Sec.	Allowable Stress Slenderness $\leq S_1$	Slenderness Limit S_1	Allowable Stress Slenderness Between S_1 and S_2	Slenderness Limit S_2	Allowable Stress Slenderness $\geq S_2$
COMPRESSION IN BEAMS, extreme fiber gross section	Single web beams bent about strong axis 	11	$\frac{F_{cy}}{n_y}$	$\frac{L_b}{r_y} = \frac{1.2(B_c - F_{cy})}{D_c}$	$\frac{1}{n_y} \left(B_c - \frac{D_c L_b}{1.2 r_y} \right)$	$\frac{L_b}{r_y} - 1.2 C_c$	$\frac{\pi^2 E}{n_y \left(\frac{L_b}{1.2 r_y} \right)^2}$
	Round or oval tubes 	12*	$\frac{1.17 F_{cy}}{n_y}$	$\frac{R_b}{r} = \left(\frac{B_{br} - 1.17 F_{cy}}{D_{br}} \right)^2$	$\frac{1}{n_y} \left(B_{br} - D_{br} \sqrt{\frac{R_b}{r}} \right)$	$\frac{R_b}{r} \left[\left(\frac{r_{c,br} - b}{n_y n_{br} D_{br}} \right) \right]$	Same as Section 3.4.10
	Solid rectangular and round section beams 	13	$\frac{1.3 F_{cy}}{n_y}$	$\frac{d}{t} \sqrt{\frac{L_b}{d} - \frac{B_{br} - 1.3 F_{cy}}{2.3 D_{br}}}$	$\frac{1}{n_y} \left[B_{br} - 2.3 D_{br} \frac{d}{t} \sqrt{\frac{L_b}{d}} \right]$	$\frac{d}{t} \sqrt{\frac{L_b}{d} - \frac{C_{br}}{2.3}}$	$\frac{\pi^2 E}{5.29 n_y \left(\frac{d}{t} \right)^2 \frac{L_b}{d}}$
	Rectangular tubes and box sections 	14	$\frac{F_{cy}}{n_y}$	$\frac{L_b S_c}{0.5 \sqrt{I_y J}} = \left(\frac{B_c - F_{cy}}{1.6 D_c} \right)^2$	$\frac{1}{n_y} \left[B_c - 1.6 D_c \sqrt{\frac{L_b S_c}{0.5 \sqrt{I_y J}}} \right]$	$\frac{L_b S_c}{0.5 \sqrt{I_y J}} - \left(\frac{C_c}{1.6} \right)^2$	$\frac{\pi^2 E}{2.56 n_y \left(\frac{L_b S_c}{0.5 \sqrt{I_y J}} \right)}$
COMPRESSION IN COMPONENTS OF BEAMS, (component under uniform compression), gross section	Flat plates supported on one edge 	15	$\frac{F_{cy}}{n_y}$	$\frac{b}{t} = \frac{B_p - F_{cy}}{5.1 D_p}$	$\frac{1}{n_y} \left[B_p - 5.1 D_p \left(\frac{b}{t} \right) \right]$	$\frac{b}{t} = \frac{k_1 B_p}{5.1 D_p}$	$\frac{k_2 \sqrt{B_p E}}{n_y (5.1 b/t)}$
	Flat plates with both edges supported 	16	$\frac{F_{cy}}{n_y}$	$\frac{b}{t} = \frac{B_p - F_{cy}}{1.6 D_p}$	$\frac{1}{n_y} \left[B_p - 1.6 D_p \left(\frac{b}{t} \right) \right]$	$\frac{b}{t} = \frac{k_1 B_p}{1.6 D_p}$	$\frac{k_2 \sqrt{B_p E}}{n_y (1.6 b/t)}$
	Curved plates supported on both edges 	16.1*	$\frac{1.17 F_{cy}}{n_y}$	$\frac{R_b}{r} = \left(\frac{B_i - 1.17 F_{cy}}{D_i} \right)^2$	$\frac{1}{n_y} \left(B_i - D_i \sqrt{\frac{R_b}{r}} \right)$	$\frac{R_b}{r} - C_i$	$\frac{\pi^2 E}{16 n_y \left(\frac{R_b}{r} \right) \left(1 + \frac{\sqrt{R_b D_i}}{35} \right)^2}$
	Flat plates with one edge supported and the other edge with stiffener 	16.2	See Section 3.4.16.2				
	Flat plates with both edges supported and with an intermediate stiffener 	16.3	See Section 3.4.16.3				
COMPRESSION IN COMPONENTS OF BEAMS, (component under bending in own plane) gross section	Flat plates with compression edge free, tension edge supported 	17	$\frac{1.3 F_{cy}}{n_y}$	$\frac{b}{t} = \frac{B_{br} - 1.3 F_{cy}}{3.5 D_{br}}$	$\frac{1}{n_y} \left[B_{br} - 3.5 D_{br} \left(\frac{b}{t} \right) \right]$	$\frac{b}{t} = \frac{C_{br}}{3.5}$	$\frac{\pi^2 E}{n_y (3.5 b/t)^2}$
	Flat plate with both edges supported 	18	$\frac{1.3 F_{cy}}{n_y}$	$\frac{h}{t} = \frac{B_{br} - 1.3 F_{cy}}{0.67 D_{br}}$	$\frac{1}{n_y} \left[B_{br} - 0.67 D_{br} \left(\frac{h}{t} \right) \right]$	$\frac{h}{t} = \frac{k_1 B_{br}}{0.67 D_{br}}$	$\frac{k_2 \sqrt{B_{br} E}}{n_y (0.67 h/t)}$
	Flat plate with horizontal stiffener, both edges supported 	19	$\frac{1.3 F_{cy}}{n_y}$	$\frac{h}{t} = \frac{B_{br} - 1.3 F_{cy}}{0.29 D_{br}}$	$\frac{1}{n_y} \left[B_{br} - 0.29 D_{br} \left(\frac{h}{t} \right) \right]$	$\frac{h}{t} = \frac{k_1 B_{br}}{0.29 D_{br}}$	$\frac{k_2 \sqrt{B_{br} E}}{n_y (0.29 h/t)}$
SHEAR IN WEBS, gross section	Unstiffened flat webs 	20	$\frac{F_{sz}}{n_y}$	$\frac{h}{t} = \frac{B_s - F_{sz}}{1.25 D_s}$	$\frac{1}{n_y} \left[B_s - 1.25 D_s \left(\frac{h}{t} \right) \right]$	$\frac{h}{t} = \frac{C_s}{1.25}$	$\frac{\pi^2 E}{n_y (1.25 h/t)^2}$
	Stiffened flat webs $a_s = a_y / \sqrt{1 + 0.7(a_y/a_z)^2}$ 	21	$\frac{F_{sz}}{n_y}$	$\frac{a_s}{t} = \frac{B_s - (n_s F_{sz}/n_y)}{1.25 D_s}$	$\frac{1}{n_y} \left[B_s - 1.25 D_s \left(\frac{a_s}{t} \right) \right]$	$\frac{a_s}{t} = \frac{C_s}{1.25}$	$\frac{\pi^2 E}{n_y (1.25 a_s/t)^2}$

Requerimientos Generales para Elementos a Tensión (Continuación)

**ANEXO I: REQUERIMIENTO GENERALES PARA ELEMENTOS DE
ALUMINIO A TENSION. ALEACION 6061-T6**

Type of Stress	Type of Member or Component	Sec. 3.4.	Allowable Stress	
TENSION, axial	Any tension member	1	19	11f
TENSION IN BEAMS, extreme fiber, net section	Rectangular tubes, structural shapes bent around strong axis	2	19	11f
	Round or oval tubes	3	24	13.5f
	Shapes bent about weak axis, bars, plates	4	28	16f
BEARING	On rivets and bolts	5	39	25f
	On flat surfaces and pins and on bolts in slotted holes	6	26	16f

Type of Stress	Type of Member or Component	Sec. 3.4.	Allowable Stress Slenderness $\leq S_1$	Slenderness Limit S_1	Allowable Stress Slenderness Between S_1 and S_2	Slenderness Limit S_2	Allowable Stress Slenderness $\geq S_2$
COMPRESSION IN COLUMNS, axial, gross section	All columns	7	—	$kL/r = 0$	$20.2 - 0.126(kL/r)$	$kL/r = 66$	$51,000/(kL/r)^2$
			12f	—	12f	$kL/r = 65$	$51,000/(kL/r)^2$
COMPRESSION IN COMPONENTS OF COLUMNS gross section	Flat plates supported along one edge - columns buckling about a symmetry axis	8	21	$b/t = 2.7$	$23.1 - 0.79(b/t)$	$b/t = 10$	$154/(b/t)$
	12f		—	12f	$b/t = 13$	$154/(b/t)$	
	Flat plates supported along one edge - columns not buckling about a symmetry axis	8.1	21	$b/t = 2.7$	$23.1 - 0.79(b/t)$	$b/t = 12$	$1970/(b/t)^2$
	12f		—	12f	$b/t = 13$	$1970/(b/t)^2$	
	Flat plates with both edges supported	9	21	$b/t = 8.4$	$23.1 - 0.25(b/t)$	$b/t = 33$	$490/(b/t)$
	12f		—	12f	$b/t = 41$	$490/(b/t)$	
Flat plates with one edge supported and other edge with stiffener	9.1	See Section 3.4.9.1					
Flat plates with both edges supported and with an intermediate stiffener	9.2	See Section 3.4.9.2					
Curved plates supported on both edges, walls of round or oval tubes		10*	21	$R_p/t = 2.2$	$22.2 - 0.80\sqrt{R_p/t}$	$R_p/t = 141$	3200
			12f	$R_p/t = 9.0$	$19.5 - 0.50\sqrt{R_p/t}$	$R_p/t = 200$	$(R_p/t)(1 + \sqrt{R_p/t}/35)^2$

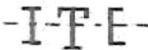
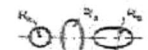
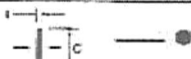
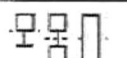
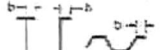
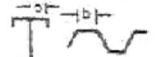


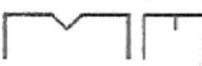

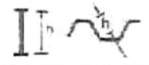
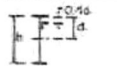
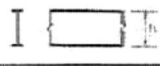
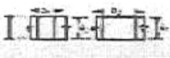
Table 2-21
Allowable Stresses for BUILDING
and Similar Type Structures
6061-T6, -T651, -T6510, -T6511

Extrusions up thru 1 in., Sheet & Plate, Pipe, Standard Structural Shapes, Drawn Tube, Rolled Rod and Bar, 6351-T5 Extrusions

WHITE BARS apply to nonwelded members and to welded members at locations farther than 1.0 in. from a weld.

SHADED BARS apply within 1.0 in. of a weld.
 Equations that straddle the shaded and unshaded areas apply to both.
 *For tubes with circumferential welds, equations of Sections 3.4.10, 3.4.12, and 3.4.16.1 apply for $R_p/t < 20$.

Requerimientos para elementos a Tensión. Aleación 6061-T6

Type of Stress	Type of Member or Component	Sec. 3.4.	Allowable Stress Slenderness $\leq S_1$	Slenderness Limit S_1	Allowable Stress Slenderness Between S_1 and S_2	Slenderness Limit S_2	Allowable Stress Slenderness $\geq S_2$
COMPRESSION IN BEAMS, extreme fiber gross section	Single web beams bent about strong axis 	11	21 10.5	$L/r_x = 23$ —	$23.9 - 0.12(L/r_x)$ 10.5	$L/r_x = 79$ $L/r_x = 91$	$87,000$ $(L/r_x)^2$
	Round or oval tubes 	12*	25 12	$R/t = 28$ $R/t = 33$	$39.3 - 2.70\sqrt{R/t}$ $12.6 - 1.00\sqrt{R/t}$	$R/t = 81$ $R/t = 134$	Same as Section 3.4.10
	Solid rectangular and round section beams 	13	28 13.5	$d/r\sqrt{I_y/d} = 13$ —	$40.5 - 0.93d/r\sqrt{I_y/d}$ 13.5	$d/r\sqrt{I_y/d} = 29$ $d/r\sqrt{I_y/d} = 29$	$11,400$ $(d/r)^2 (L_y/d)$
	Rectangular tubes and box sections 	14	21 10.5	$L_y S_c / S\sqrt{I_y J} = 146$ —	$23.9 - 0.24\sqrt{L_y S_c / S\sqrt{I_y J}}$ 10.5	$L_y S_c / S\sqrt{I_y J} = 1700$ $L_y S_c / S\sqrt{I_y J} = 2250$	$24,000$ $(L_y S_c / S\sqrt{I_y J})$
COMPRESSION IN COMPONENTS OF BEAMS, (component under uniform compression), gross section.	Flat plates supported on one edge 	15	21 10.5	$b/t = 6.8$ —	$27.3 - 0.93 b/t$ 10.5	$b/t = 10$ $b/t = 17$	$183/(b/t)$ $183/(b/t)$
	Flat plates with both edges supported 	16	21 13.5	$b/t = 22$ —	$27.3 - 0.29 b/t$ 10.5	$b/t = 33$ $b/t = 55$	$580/(b/t)$ $580/(b/t)$
	Curved plates supported on both edges 	16.1*	25 22	$R/t = 1.6$ $R/t = 1.3$	$26.2 - 0.94\sqrt{R/t}$ $12.4 - 0.83\sqrt{R/t}$	$R/t = 141$ $R/t = 240$	3800 $(R/t)(1 + \sqrt{R/t}/135)^2$
	Flat plates with one edge supported and the other edge with stiffener 	16.2	See Section 3.4.16.2				
	Flat plates with both edges supported and with an intermediate stiffener 	16.3	See Section 3.4.16.3				
COMPRESSION IN COMPONENTS OF BEAMS, (component under bending in own plane), gross section.	Flat plates with compression edge free, tension edge supported 	17	28 13.5	$b/t = 8.9$ —	$40.5 - 1.41 b/t$ 13.5	$b/t = 19$ $b/t = 19$	$4,900/(b/t)^2$ $4,900/(b/t)^2$
	Flat plate with both edges supported 	18	28 13.5	$b/t = 46$ —	$40.5 - 0.27 b/t$ 13.5	$b/t = 75$ $b/t = 112$	$1,520/(b/t)$ $1,520/(b/t)$
	Flat plate with horizontal stiffener, both edges supported 	19	28 13.5	$b/t = 107$ —	$40.5 - 0.117 b/t$ 13.5	$b/t = 173$ $b/t = 260$	$3,500/(b/t)$ $3,500/(b/t)$
SHEAR IN WEBS, gross section	Unstiffened flat webs 	20	12 6	$b/t = 35$ —	$15.6 - 0.099 b/t$ 6	$b/t = 65$ $b/t = 81$	$39,000/(b/t)^2$ $39,000/(b/t)^2$
	Stiffened flat webs $a_w = a_1/\sqrt{1 + 0.7(a_1/a_2)^2}$ 	21	12 6	— —	12 6	$a_w/t = 66$ $a_w/t = 84$	$53,000/(a_w/t)^2$ $53,000/(a_w/t)^2$

Requerimientos para elementos a Tensión. Aleación 6061-T6 (Continuación)

**ANEXO J: REQUERIMIENTO GENERALES PARA ELEMENTOS DE
ALUMINIO A COMPRESIÓN**

**GENERAL FORMULAS FOR
DETERMINING ALLOWABLE STRESSES
FROM SECTION 3.4**

Type of Stress	Type of Member or Component	Sub-Sec.	Allowable Stress				
TENSION, axial	Any tension member	1	F_{11}/n_s or $F_{12}/(k_1 n_u)$				
TENSION IN BEAMS, extreme fiber, net section	Rectangular tubes, structural shapes bent around strong axis	2	F_{11}/n_s or $F_{12}/(k_1 n_u)$				
	Round or oval tubes	3	$1.17 F_{11}/n_s$ or $1.24 F_{12}/(k_1 n_u)$				
	Shapes bent about weak axis, bars, plates	4	$1.30 F_{11}/n_s$ or $1.42 F_{12}/(k_1 n_u)$				
BEARING	On rivets and bolts	5	$2F_{14}/n_u$				
	On flat surfaces and pins and on bolts in slotted holes	6	$2F_{14}/(1.5n_u)$				
*For tubes with circumferential welds, equations of Sections 3.4.10, 3.4.12, and 3.4.16.1 apply for $R/t \leq 20$.							
Type of Stress	Type of Member or Component	Sub-Sec.	Allowable Stress Slenderness $\leq S_1$	Slenderness Limit S_1	Allowable Stress Slenderness Between S_1 and S_2	Slenderness Limit S_2	Allowable Stress Slenderness $\geq S_2$
COMPRESSION IN COLUMNS, axial, gross section	All columns	7	$\frac{F_{c2}}{n_s}$	$\frac{kL}{r} = \frac{B_p - \frac{n_u F_{c2}}{n_s}}{D_1}$	$\frac{1}{n_u} \left(B_p - D_1 \frac{kL}{r} \right)$	$\frac{kL}{r} = C_c$	$\frac{\pi^2 E}{n_u \left(\frac{kL}{r} \right)^2}$
COMPRESSION IN COMPONENTS OF COLUMNS gross section	Flat plates supported along one edge - columns buckling about a symmetry axis	8	$\frac{F_{c2}}{n_s}$	$\frac{b}{t} = \frac{B_p - \frac{n_u F_{c2}}{n_s}}{5.1 D_p}$	$\frac{1}{n_u} \left(B_p - 5.1 D_p \frac{b}{t} \right)$	$\frac{b}{t} = \frac{k_1 B_p}{5.1 D_p}$	$\frac{k_2 \sqrt{B_p E}}{n_u (5.1 b/t)}$
	Flat plates supported along one edge - columns not buckling about a symmetry axis	8.1	$\frac{F_{c2}}{n_s}$	$\frac{b}{t} = \frac{B_p - \frac{n_u F_{c2}}{n_s}}{5.1 D_p}$	$\frac{1}{n_u} \left(B_p - 5.1 D_p \frac{b}{t} \right)$	$\frac{b}{t} = \frac{C_p}{5.1}$	$\frac{\pi^2 E}{n_u (5.1 b/t)^2}$
	Flat plates with both edges supported	9	$\frac{F_{c2}}{n_s}$	$\frac{b}{t} = \frac{B_p - \frac{n_u F_{c2}}{n_s}}{1.6 D_p}$	$\frac{1}{n_u} \left(B_p - 1.6 D_p \frac{b}{t} \right)$	$\frac{b}{t} = \frac{k_1 B_p}{1.6 D_p}$	$\frac{k_2 \sqrt{B_p E}}{n_u (1.6 b/t)}$
	Flat plates with one edge supported and other edge with stiffener	9.1	See Section 3.4.9.1				
	Flat plates with both edges supported and with an intermediate stiffener	9.2	See Section 3.4.9.2				
	Curved plates supported on both edges, walls of round or oval tubes	10*	$\frac{F_{c2}}{n_s}$	$\frac{R_b}{t} = \left(\frac{B_p - \frac{n_u F_{c2}}{n_s}}{D_1} \right)^2$	$\frac{1}{n_u} \left(B_p - D_1 \sqrt{\frac{R_b}{t}} \right)$	$\frac{R_b}{t} = C_c$	$\frac{\pi^2 E}{16 n_u \left(\frac{R_b}{t} \right) \left(1 - \frac{\sqrt{R_b/t}}{35} \right)^2}$

Requerimientos Generales para Elementos a Compresión

**ANEXO K: REQUERIMIENTO GENERALES PARA ELEMENTOS DE
ALUMINIO A COMPRESION. ALEACIÓN 6061-T6**

Type of Stress	Type of Member or Component	Sec. 3.4.	Allowable Stress			
TENSION, axial	Any tension member	1	19	111		
TENSION IN BEAMS, extreme fiber, net section	Rectangular tubes, structural shapes bent around strong axis	2	19	115		
	Round or oval tubes	3	24	13.5t		
	Shapes bent about weak axis, bars, plates	4	28	16t		
BEARING	On rivets and bolts	5	39	23t		
	On flat surfaces and pins and on bolts in slotted holes	6	26	16t		

Allowable Stresses for BUILDING and Similar Type Structures
6061-T6, -T651, -T6510, -T6511
Extrusions up thru 1 in., Sheet & Plate, Pipe, Standard Structural Shapes, Drawn Tube, Rolled Rod and Bar, 6351-T5 Extrusions

WHITE BARS apply to nonwelded members and to welded members at locations farther than 1.0 in. from a weld.
SHADED BARS apply within 1.0 in. of a weld.
Equations that straddle the shaded and unshaded areas apply to both.
*For tubes with circumferential welds, equations of Sections 3.4.10, 3.4.12, and 3.4.16.1 apply for $R_e/t < 20$.

Type of Stress	Type of Member or Component	Sec. 3.4.	Allowable Stress Slenderness $\leq S_1$	Slenderness Limit S_1	Allowable Stress Slenderness Between S_1 and S_2	Slenderness Limit S_2	Allowable Stress Slenderness $\geq S_2$
COMPRESSION IN COLUMNS, axial, gross section	All columns	7	—	$KL/r = 0$	$20.2 - 0.126 (KL/r)$	$KL/r = 66$	$51,000/(KL/r)^2$
			21	—	$22.2 - 0.50 \sqrt{R_e/t}$	$KL/r = 65$	$31,700/(KL/r)^2$
COMPRESSION IN COMPONENTS OF COLUMNS gross section	Flat plates supported along one edge - columns buckling about a symmetry axis	8	21	$b/t = 2.7$	$23.1 - 0.79 (b/t)$	$b/t = 10$	$154/(b/t)$
			21	—	12t	$b/t = 13$	$154/(b/t)$
	Flat plates supported along one edge - columns not buckling about a symmetry axis	8.1	21	$b/t = 2.7$	$23.1 - 0.79 (b/t)$	$b/t = 12$	$1970/(b/t)^2$
			21	—	12t	$b/t = 13$	$1970/(b/t)^2$
	Flat plates with both edges supported	9	21	$b/t = 8.4$	$23.1 - 0.25 (b/t)$	$b/t = 33$	$490/(b/t)$
			21	—	12t	$b/t = 41$	$490/(b/t)$
Flat plates with one edge supported and other edge with stiffener	9.1	See Section 3.4.9.1					
Flat plates with both edges supported and with an intermediate stiffener	9.2	See Section 3.4.9.2					
Curved plates supported on both edges, walls of round or oval tubes		10*	21	$R_e/t = 2.2$	$22.2 - 0.80 \sqrt{R_e/t}$	$R_e/t = 141$	3200
			21	$R_e/t = 9.0$	$13.5 - 0.50 \sqrt{R_e/t}$	$R_e/t = 250$	$(R_e/t)(1 - \sqrt{R_e/t}/35)^2$

Requerimientos para Elementos a Compresión. Aleación 6061-T6

ANEXO L: ESPECIFICACIONES DE DISEÑO PARA CONEXIONES

TABLE 8.7 Cross-Section Areas for Bolts (UNC [Coarse] Threads)

Nominal Diameter D (in.)	Threads/in. n (1/in.)	Nominal Area A (in. ²)	Tensile Stress Area A_s (in. ²)	Root Area A_r (in. ²)	A_s/A_r
0.216	24	0.0366	0.0242	0.0206	1.17
$\frac{1}{8}$	20	0.0491	0.0318	0.0269	1.18
$\frac{5}{16}$	18	0.0767	0.0524	0.0454	1.15
$\frac{3}{8}$	16	0.110	0.0775	0.0678	1.14
$\frac{7}{16}$	14	0.150	0.1063	0.0933	1.14
$\frac{1}{2}$	13	0.196	0.142	0.1257	1.13
$\frac{9}{16}$	12	0.249	0.182	0.162	1.12
$\frac{5}{8}$	11	0.307	0.226	0.202	1.12
$\frac{3}{4}$	10	0.442	0.334	0.302	1.11
$\frac{7}{8}$	9	0.601	0.462	0.419	1.10
1	8	0.7854	0.606	0.551	1.10

TABLE 8.9 Allowable Shear Loads (k) on Aluminum Bolts

Nominal Diameter D (in.)	2024-T4 Allowable Stress = 16 ksi		6061-T6 Allowable Stress = 11 ksi		7075-T73 Allowable stress = 18 ksi	
	Threads in Shear Plane	No Threads in Shear Plane	Threads in Shear Plane	No Threads in Shear Plane	Threads in Shear Plane	No Threads in Shear Plane
	$\frac{1}{8}$	0.43	0.79	0.30	0.54	0.48
$\frac{3}{16}$	0.73	1.2	0.50	0.84	0.82	1.4
$\frac{1}{4}$	1.1	1.8	0.75	1.2	1.2	2.0
$\frac{5}{16}$	1.5	2.4	1.0	1.7	1.7	2.7
$\frac{3}{8}$	2.0	3.1	1.4	2.2	2.3	3.5
$\frac{7}{16}$	2.6	4.0	1.8	2.7	2.9	4.5
$\frac{1}{2}$	3.2	4.9	2.2	3.4	3.6	5.5
$\frac{5}{8}$	4.8	7.1	3.3	4.9	5.4	8.0
$\frac{3}{4}$	6.7	9.6	4.6	6.6	7.5	11
1	8.8	13	6.1	8.6	9.9	14

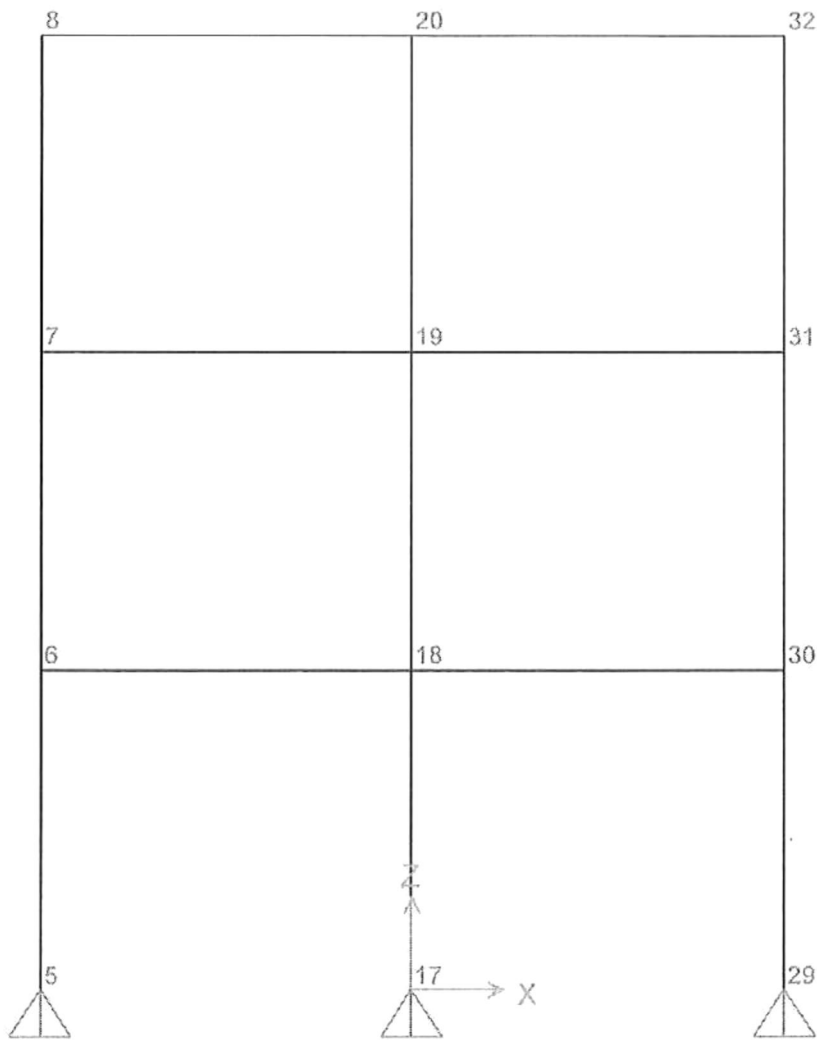
Notes

Allowable shear loads shown in Table 8.9 are based on single shear using the rounded off values for allowable stress from Aluminum Specification Table 5.1.1.1-1, for building-type structures.

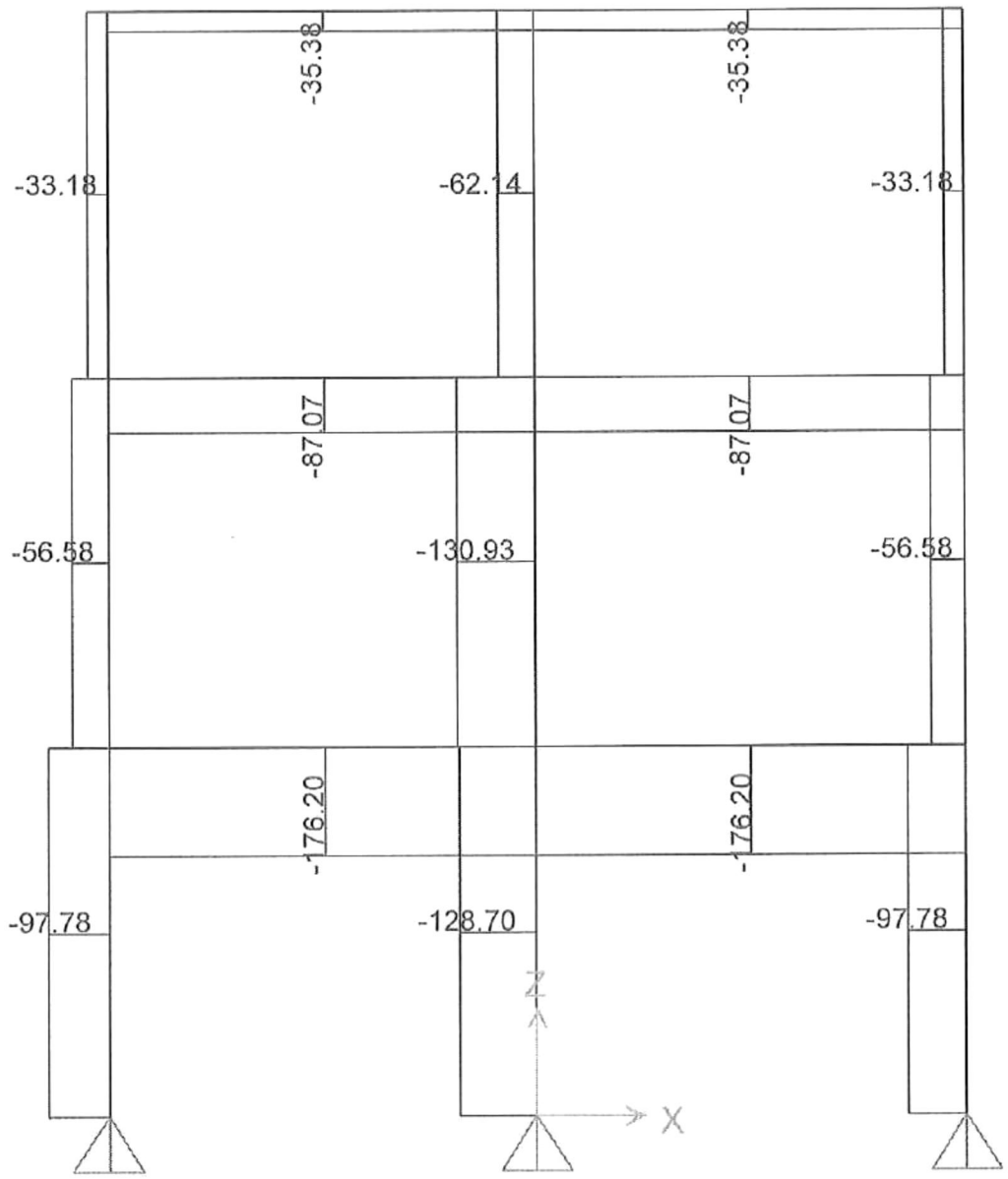
Threads in shear plane: area based on root diameter; see Table 8.7.

No threads in shear plane: area based on nominal diameter; see Table 8.7.

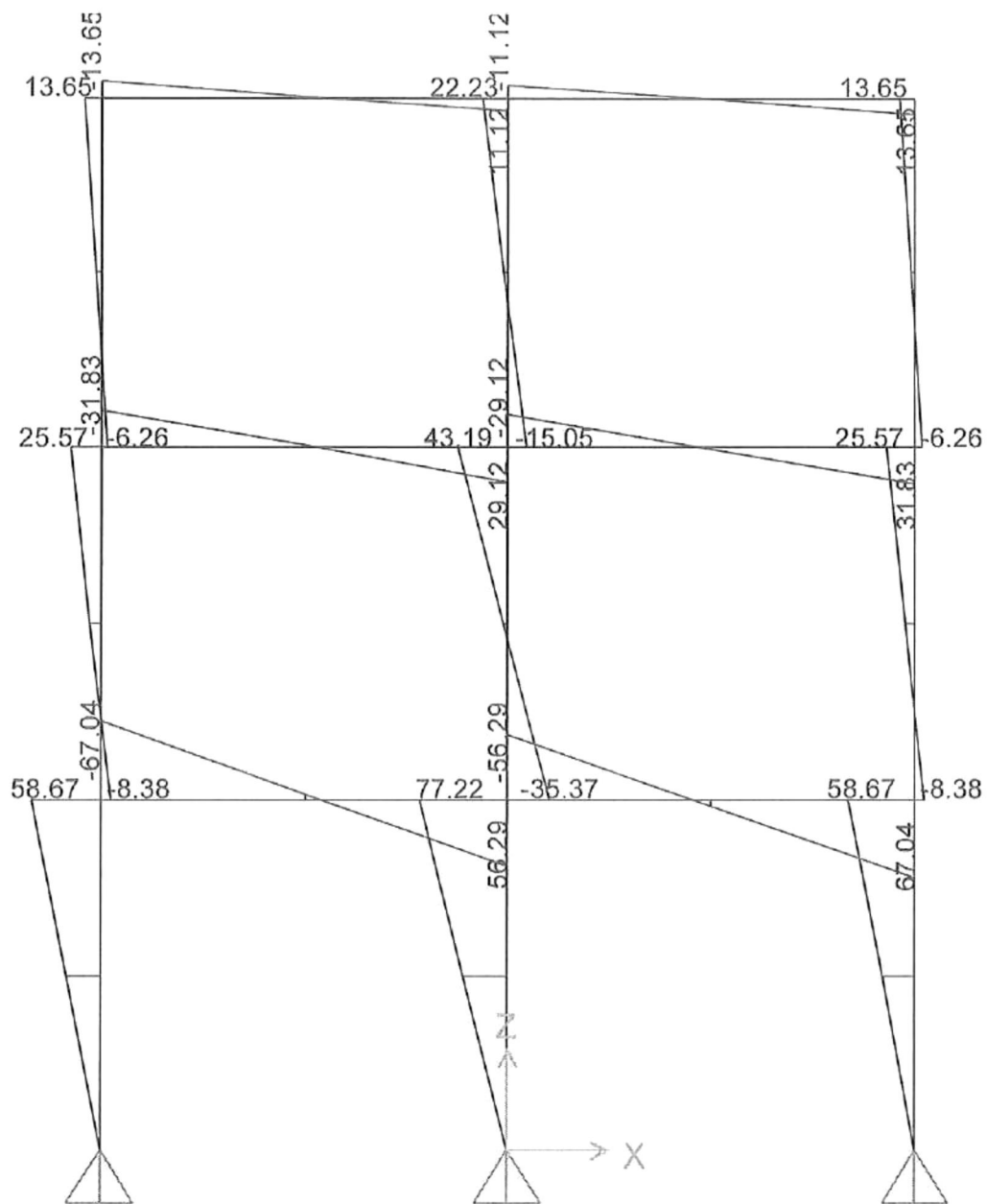
ANEXO M: NODOS EN EL MARCO INTERIOR DEL PROTOTIPO



ANEXO N: FUERZAS CORTANTES EN MARCO INTERIOR DEBIDO A COMBINACIÓN DE ANÁLISIS



ANEXO O: MOMENTOS EN MARCO INTERIOR DEBIDO A COMBINACIÓN DE ANÁLISIS



ANEXO P: DESPLAZAMIENTOS NODALES DEBIDO A COMBINACIÓN DE ANÁLISIS

TABLE: Joint Displacements						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	Text	m	m	m
1	CONTINUA	LinDirHis	Max	0	0	0
1	CONTINUA	LinDirHis	Min	0	0	0
2	CONTINUA	LinDirHis	Max	0.00843	0	0.000042
2	CONTINUA	LinDirHis	Min	-0.008291	0	-0.000041
3	CONTINUA	LinDirHis	Max	0.011847	0	0.000059
3	CONTINUA	LinDirHis	Min	-0.011652	0	-0.000058
4	CONTINUA	LinDirHis	Max	0.013516	0	0.000064
4	CONTINUA	LinDirHis	Min	-0.013294	0	-0.000063
5	CONTINUA	LinDirHis	Max	0	0	0
5	CONTINUA	LinDirHis	Min	0	0	0
6	CONTINUA	LinDirHis	Max	0.00843	0	0.000042
6	CONTINUA	LinDirHis	Min	-0.008291	0	-0.000041
7	CONTINUA	LinDirHis	Max	0.011847	0	0.000059
7	CONTINUA	LinDirHis	Min	-0.011652	0	-0.000058
8	CONTINUA	LinDirHis	Max	0.013516	0	0.000064
8	CONTINUA	LinDirHis	Min	-0.013294	0	-0.000063
9	CONTINUA	LinDirHis	Max	0	0	0
9	CONTINUA	LinDirHis	Min	0	0	0
10	CONTINUA	LinDirHis	Max	0.00843	0	0.000042
10	CONTINUA	LinDirHis	Min	-0.008291	0	-0.000041
11	CONTINUA	LinDirHis	Max	0.011847	0	0.000059
11	CONTINUA	LinDirHis	Min	-0.011652	0	-0.000058
12	CONTINUA	LinDirHis	Max	0.013516	0	0.000064
12	CONTINUA	LinDirHis	Min	-0.013294	0	-0.000063
13	CONTINUA	LinDirHis	Max	0	0	0
13	CONTINUA	LinDirHis	Min	0	0	0
14	CONTINUA	LinDirHis	Max	0.00843	0	1.972E-19
14	CONTINUA	LinDirHis	Min	-0.008291	0	-1.903E-19
15	CONTINUA	LinDirHis	Max	0.011847	0	2.851E-19
15	CONTINUA	LinDirHis	Min	-0.011652	0	-3.051E-19
16	CONTINUA	LinDirHis	Max	0.013516	0	4.116E-19
16	CONTINUA	LinDirHis	Min	-0.013294	0	-4.253E-19
17	CONTINUA	LinDirHis	Max	0	0	0
17	CONTINUA	LinDirHis	Min	0	0	0
18	CONTINUA	LinDirHis	Max	0.00843	0	1.264E-19
18	CONTINUA	LinDirHis	Min	-0.008291	0	-1.235E-19
19	CONTINUA	LinDirHis	Max	0.011847	0	1.561E-19
19	CONTINUA	LinDirHis	Min	-0.011652	0	-1.969E-19
20	CONTINUA	LinDirHis	Max	0.013516	0	1.977E-19
20	CONTINUA	LinDirHis	Min	-0.013294	0	-2.104E-19
21	CONTINUA	LinDirHis	Max	0	0	0
21	CONTINUA	LinDirHis	Min	0	0	0
22	CONTINUA	LinDirHis	Max	0.00843	0	1.074E-19
22	CONTINUA	LinDirHis	Min	-0.008291	0	-9.578E-20
23	CONTINUA	LinDirHis	Max	0.011847	0	1.447E-19
23	CONTINUA	LinDirHis	Min	-0.011652	0	-1.491E-19
24	CONTINUA	LinDirHis	Max	0.013516	0	1.44E-19
24	CONTINUA	LinDirHis	Min	-0.013294	0	-1.7E-19
25	CONTINUA	LinDirHis	Max	0	0	0
25	CONTINUA	LinDirHis	Min	0	0	0
26	CONTINUA	LinDirHis	Max	0.00843	0	0.000041
26	CONTINUA	LinDirHis	Min	-0.008291	0	-0.000042
27	CONTINUA	LinDirHis	Max	0.011847	0	0.000058
27	CONTINUA	LinDirHis	Min	-0.011652	0	-0.000059
28	CONTINUA	LinDirHis	Max	0.013516	0	0.000063
28	CONTINUA	LinDirHis	Min	-0.013294	0	-0.000064
29	CONTINUA	LinDirHis	Max	0	0	0
29	CONTINUA	LinDirHis	Min	0	0	0
30	CONTINUA	LinDirHis	Max	0.00843	0	0.000041
30	CONTINUA	LinDirHis	Min	-0.008291	0	-0.000042
31	CONTINUA	LinDirHis	Max	0.011847	0	0.000058
31	CONTINUA	LinDirHis	Min	-0.011652	0	-0.000059
32	CONTINUA	LinDirHis	Max	0.013516	0	0.000063
32	CONTINUA	LinDirHis	Min	-0.013294	0	-0.000064
33	CONTINUA	LinDirHis	Max	0	0	0
33	CONTINUA	LinDirHis	Min	0	0	0
34	CONTINUA	LinDirHis	Max	0.00843	0	0.000041
34	CONTINUA	LinDirHis	Min	-0.008291	0	-0.000042
35	CONTINUA	LinDirHis	Max	0.011847	0	0.000058
35	CONTINUA	LinDirHis	Min	-0.011652	0	-0.000059
36	CONTINUA	LinDirHis	Max	0.013516	0	0.000063
36	CONTINUA	LinDirHis	Min	-0.013294	0	-0.000064

**ANEXO Q: MATRIZ ENSAMBLADA PARA CADA UNO DE LOS
ELEMENTOS**

Matriz de rigidez en coordenadas globales de cada uno de los elementos de la estructura:

Columna [1]

C= 0 E= 7310000 A= 0.00081935
S= -1 L= 0.6 I= 2.7804E-07

0					
28.229	0.000	-28.229	16.937	0	Δ4
0.000	0.000	0.000	0.000	0	Δ1
-28.229	0.000	28.229	-16.937	Δ1	
16.937	0.000	-16.937	10.162	Δ5	

Columna [4]

C= 0 E= 7310000 A= 0.00081935
S= -1 L= 0.6 I= 2.7804E-07

0					
28.229	0.000	-28.229	16.937	0	Δ4
0.000	0.000	0.000	0.000	0	Δ1
-28.229	0.000	28.229	-16.937	Δ1	
16.937	0.000	-16.937	10.162	Δ6	

Viga [1]

C= 1 E= 7310000 A= 0.00081935
S= 0 L= 0.7 I= 2.7804E-07

	Δ1	Δ5	Δ1	Δ6	
71.107	24.887	-71.107	24.887	Δ1	
24.887	11.614	-24.887	5.807	Δ5	
-71.107	-24.887	71.107	-24.887	Δ1	
24.887	5.807	-24.887	11.614	Δ6	

Viga [1]

C= 1 E= 7310000 A= 0.00081935
S= 0 L= 0.7 I= 2.7804E-07

	Δ1	Δ6	Δ1	Δ5	
71.107	24.887	-71.107	24.887	Δ1	
24.887	11.614	-24.887	5.807	Δ6	
-71.107	-24.887	71.107	-24.887	Δ1	
24.887	5.807	-24.887	11.614	Δ5	

Columna [2]

C= 0 E= 7310000 A= 0.00081935
S= -1 L= 0.6 I= 2.7804E-07

	Δ1	Δ5	Δ2	Δ7	
112.915	33.875	-112.915	33.875	Δ1	
33.875	13.550	-33.875	6.775	Δ5	
-112.915	-33.875	112.915	-33.875	Δ2	
33.875	6.775	-33.875	13.550	Δ7	

Columna [5]

C= 0 E= 7310000 A= 0.00081935
S= -1 L= 0.6 I= 2.7804E-07

	Δ1	Δ6	Δ2	Δ8	
112.915	33.875	-112.915	33.875	Δ1	
33.875	13.550	-33.875	6.775	Δ6	
-112.915	-33.875	112.915	-33.875	Δ2	
33.875	6.775	-33.875	13.550	Δ8	

Viga [2]

C= 1 E= 7310000 A= 0.00081935
S= 0 L= 0.7 I= 2.7804E-07

	Δ2	Δ7	Δ2	Δ8	
71.107	24.887	-71.107	24.887	Δ2	
24.887	11.614	-24.887	5.807	Δ7	
-71.107	-24.887	71.107	-24.887	Δ2	
24.887	5.807	-24.887	11.614	Δ8	

Viga [2]

C= 1 E= 7310000 A= 0.00081935
S= 0 L= 0.7 I= 2.7804E-07

	Δ2	Δ8	Δ2	Δ7	
71.107	24.887	-71.107	24.887	Δ2	
24.887	11.614	-24.887	5.807	Δ8	
-71.107	-24.887	71.107	-24.887	Δ2	
24.887	5.807	-24.887	11.614	Δ7	

Columna [3]

C= 0 E= 7310000 A= 0.00081935
S= -1 L= 0.6 I= 2.7804E-07

	Δ2	Δ7	Δ3	Δ9	
112.915	33.875	-112.915	33.875	Δ2	
33.875	13.550	-33.875	6.775	Δ7	
-112.915	-33.875	112.915	-33.875	Δ3	
33.875	6.775	-33.875	13.550	Δ9	

Columna [6]

C= 0 E= 7310000 A= 0.00081935
S= -1 L= 0.6 I= 2.7804E-07

	Δ2	Δ8	Δ3	Δ10	
112.915	33.875	-112.915	33.875	Δ2	
33.875	13.550	-33.875	6.775	Δ8	
-112.915	-33.875	112.915	-33.875	Δ3	
33.875	6.775	-33.875	13.550	Δ10	

Viga [3]

C= 1 E= 7310000 A= 0.00081935
S= 0 L= 0.7 I= 2.7804E-07

	Δ3	Δ9	Δ3	Δ10	
71.107	24.887	-71.107	24.887	Δ3	
24.887	11.614	-24.887	5.807	Δ9	
-71.107	-24.887	71.107	-24.887	Δ3	
24.887	5.807	-24.887	11.614	Δ10	

Viga [3]

C= 1 E= 7310000 A= 0.00081935
S= 0 L= 0.7 I= 2.7804E-07

	Δ3	Δ10	Δ3	Δ9	
71.107	24.887	-71.107	24.887	Δ3	
24.887	11.614	-24.887	5.807	Δ10	
-71.107	-24.887	71.107	-24.887	Δ3	
24.887	5.807	-24.887	11.614	Δ9	

Columna | [7]

C= 0 E= 7310000 A= 0.000819
 S= -1 L= 0.6 I= 2.78E-07

	0	$\Delta 4$	$\Delta 1$	$\Delta 5$	
K1=	28.229	0.000	-28.229	16.037	0
	0.000	0.000	0.000	0.000	$\Delta 4$
	-28.229	0.000	28.229	-16.037	$\Delta 1$
	16.037	0.000	-16.037	10.162	$\Delta 5$



Columna | [8]

C= 0 E= 7310000 A= 0.000819
 S= -1 L= 0.6 I= 2.78E-07

	$\Delta 1$	$\Delta 5$	$\Delta 2$	$\Delta 7$	
K2=	112.915	33.875	-112.915	33.875	$\Delta 1$
	33.875	13.550	-33.875	6.775	$\Delta 5$
	-112.915	-33.875	112.915	-33.875	$\Delta 2$
	33.875	6.775	-33.875	13.550	$\Delta 7$

Columna | [9]

C= 0 E= 7310000 A= 0.000819
 S= -1 L= 0.6 I= 2.78E-07

	$\Delta 2$	$\Delta 7$	$\Delta 3$	$\Delta 9$	
K3=	112.915	33.875	-112.915	33.875	$\Delta 2$
	33.875	13.550	-33.875	6.775	$\Delta 7$
	-112.915	-33.875	112.915	-33.875	$\Delta 3$
	33.875	6.775	-33.875	13.550	$\Delta 9$

ANEXO R: PROPIEDADES DINAMICAS DEFINIDAS PARA DIFERENTES CONFIGURACIONES

COLIBRÍ

Derechos Reservados * 2000.

Marcos.exe : Programa para el análisis estructural de marcos planos

ALFAOMEGA GRUPO EDITOR

Autores:

Dr. Roberto Arroyo Matus
Ing. Isaac Adame Gerardo

Archivo: C O L I B R Í Ver. I: NUEVO.2MS

ARCHIVO DE RESULTADOS

elementos = 14
nodos = 11
grados de libertad restringidos = 4
cargas = 3
materiales = 1

Inicio	Fin	No. Mat.	No. Área
1	2	1	1
2	3	1	1
3	4	1	1
5	6	1	1
6	7	1	1
8	9	1	1
9	10	1	1
10	11	1	1
2	5	1	1
3	6	1	1
4	7	1	1
5	9	1	1
6	10	1	1
7	11	1	1

Área I
.000819 .00000027804

Coord. X	Coord. Y
0.000	0.000
0.000	0.600
0.000	1.200
0	1.800
.7	0.600
.7	1.200
.7	1.800
1.4	0.000
1.4	0.600
1.4	1.200
1.4	1.8

E
7310000

Desplazamiento Prescrito
0
0
0
0

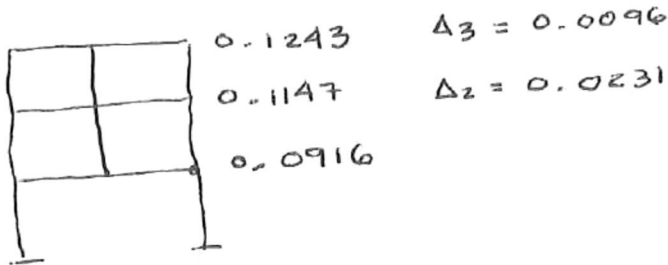
Desplazamiento-X	Desplazamiento-Y	Rotación
1.48556531612702E-09	2.54480609535513E-09	-.197106511609053
9.16756823055529E-02	2.57708489437916E-04	-6.41653808818324E-02
.114794820733243	3.63064269178242E-04	-1.31715309136232E-02
.124384064436562	3.90431103699548E-04	-9.04842062715366E-03
9.17353544867509E-02	-3.91343693769036E-06	2.33590638322684E-03
.114638223190007	-3.81103233286554E-06	-1.91449106336738E-02
.124305735966495	-3.78075646574798E-06	-3.05012555317291E-03
1.48337512845407E-09	-2.54480609535512E-09	-.196847095093415
9.15592317509634E-02	-2.57708489437916E-04	-6.41019611511122E-02
.114677694880282	-3.63166673783065E-04	-1.31789648550832E-02
.124267133179902	-3.90563784171489E-04	-9.03933394099717E-03

Carga Axial	Cortante	Momento	Carga Axial	Cortante	Momento
nodo inicial	nodo inicial	nodo inicial	nodo final	nodo final	nodo final
2.57142857142801	1.50110655015482	3.94785116056284E-16	-2.57142857142801	-1.50110655015482	-.9006639300
1.05125577361592	-9.25171397720325E-03	.175514835243371	-1.05125577361592	9.25171397720325E-03	-.169963
.273070379878778	.33008009405992	-8.50571817856337E-02	-.273070379878778	-.33008009405992	-.112990874650

1.02180850763283E-03 2.01668318650203 -.677770235477778 1.02180850763283E-03 -2.01668318650203 -.532239
 3.02097143479021E-04 .339761853046055 -4.74082118137335E-02 -3.02097143479021E-04 -.339761853046055 -.15
 -2.571428571428 1.49889344984463 4.63089852922871E-16 2.571428571428 -1.49889344984463 -.89933606990677
 -1.05227758212355 -7.43147252511826E-03 .174728749252504 1.05227758212355 7.43147252511826E-03 -.170269
 -.273372477022256 .330158052893541 -8.50246065696181E-02 .273372477022256 -.330158052893541 -.1130702251
 .510358264131997 -1.52017279781208 .72514909484952 -.510358264131997 1.52017279781208 .338971863618936
 -1.33933180803708 -.778185393737145 .255020988642683 1.33933180803708 .778185393737145 .28970878697331
 -.669919905940028 -.273070379878778 .112990874650318 .669919905940028 .273070379878778 .07815839126482
 -1.50632492236964 -1.51915098930445 .338798371858842 1.50632492236964 1.51915098930445 .72460732065427
 .337589525418698 -.778905105101299 .289939101263857 -.337589525418698 .778905105101299 .25529447230705
 -.330158052893576 -.273372477022257 7.82905087490737E-02 .330158052893576 .273372477022257 .1130702251

Reacción

-1.50110655015482
 -2.57142857142801
 -1.49889344984463
 2.571428571428



$K_1 = 32.7510 \text{ T/m}$
 $K_2 = 86.58 \text{ T/m}$
 $K_3 = 104.16 \text{ T/m}$

```
z de entrepiso 1 (t/m)=32.751
z de entrepiso 2 (t/m)=86.58
z de entrepiso 3 (t/m)=104.16
z total
```

```
      E2      E3
2530 259.7400 312.4800
```

```
9930 -259.7400      0
7400  572.2200 -312.4800
      0 -312.4800  312.4800
```

```
or entrepiso (ton)=.110
```

```
1100
```

```
de Masa
```

```
0112      0      0
      0  0.0112      0
      0      0  0.0112
```

```
o del determinante = 0
```

```
>+004 *
```

```
.2388
.0330
.8108
```

```
LO DE FRECUENCIAS
```

```
.8635
.1549
.4782
```

```
DO
```

```
.1286
.0361
.0225
```

```
lo de rigidez de entrepiso con formulas de wilburt
to de inercia (m^4)=.000000027804
o de elasticidad =7310000
a de entrepiso (m)=.6
```

```
ud del claro entre columnas (m) = .7
de columnas primer nivel = 2
de columnas segundo nivel = 3
as en tercer nivel = 3
en primer nivel = 2
segundo nivel = 2
tercer nivel = 2
```

2748

2731

1801

de rigidez

```
6437 -318.8192      0
8192  688.3596 -369.5404
      0 -369.5404  369.5404
```

0.0004 *

```
.2872
.6501
.3913
```

ENCIAS

```
.5947
.0515
.4524
```

DOS

```
.1172
.0329
.0205
```

Irregularidad
altura.

COLIBRÍ

Derechos Reservados © 2000.

Marcos.exe : Programa para el análisis estructural
de marcos planos

ALFAOMEGA GRUPO EDITOR

Autores:

Dr. Roberto Arroyo Matus
Ing. Isaac Adame Gerardo

Archivo: C O L I B R Í Ver. I: NUEVO.2MS

ARCHIVO DE RESULTADOS

elementos = 11
nodos = 10
grados de libertad restringidos = 6
cargas = 3
materiales = 1

Inicio	Fin	No. Mat.	No. Área
1	2	1	1
2	3	1	1
3	4	1	1
5	6	1	1
6	7	1	1
7	8	1	1
9	10	1	1
2	6	1	1
3	7	1	1
4	8	1	1
6	10	1	1

Área	I
.00081935	.00000027804

Coord. X	Coord. Y
0.000	0.000
0.000	0.600
0.000	1.200
0.000	1.800
.7	0.000
.7	0.600
.7	1.200
.7	1.800
1.4	0.000
1.4	0.600

E
7310000

Desplazamiento Prescrito

0
0
0
0
0
0

Desplazamiento-X	Desplazamiento-Y	Rotación
8.42928536442794E-10	3.51419233197578E-09	-.120731650533214
5.73461290693903E-02	3.55874798244451E-04	-4.52673400658808E-02
8.48584835385925E-02	5.36840722627655E-04	-2.42343761661331E-02
.100986555566305	5.92975494501777E-04	-1.34273329932883E-02
1.15500334193287E-09	-1.94091939323058E-09	-.129869291249792
5.72409305077596E-02	-1.96552787162429E-04	-2.64660642641973E-02
8.47657912854782E-02	-3.77518711545633E-04	-2.84482115114004E-02
.100933417323447	-4.33653483419755E-04	-.012021710140393
9.69756196211611E-10	-1.57327293874521E-09	-.124150172393094
5.71263589622885E-02	-1.59322011082023E-04	-3.73314451764727E-02

Carga Axial	Cortante	Momento	Carga Axial	Cortante	Momento
nodo inicial	nodo inicial	nodo inicial	nodo final	nodo final	nodo final
3.55245454743173	.8521062678327	-1.45472826493243E-16	-3.55245454743173	-.8521062678327	-.51126376069961
1.80647680724682	.752222506633897	-.154418554296113	-1.80647680724682	-.752222506633897	-.29691494968422
.560360541998838	.545330330029601	-.126990737384855	-.560360541998838	-.545330330029601	-.20020746063290
-1.9620519520068	1.16757891621754	1.80397688974432E-16	1.9620519520068	-1.16757891621754	-.700547349730
-1.80647680724683	1.24777749336601	-.381047680630931	1.80647680724683	-1.24777749336601	-.36761881538867
-.560360541998841	.454669669970187	-.080756883215832	.560360541998841	-.454669669970187	-.19204491876628

-1.59040259542494 .980314815949516 -8.91214185783085E-17 1.59040259542494 -.980314815949516 -.5881888895
 -.900116238801182 -1.74597774018491 .665682314995732 .900116238801182 1.74597774018491 .55650210313370
 -.793107823395796 -1.24611626524798 .42390568706908 .793107823395796 1.24611626524798 .448375698604509
 -.454669669970262 -.560360541998838 .200207460632906 .454669669970262 .560360541998838 .19204491876628
 -.980314815949549 -1.59040259542494 .525092927227747 .980314815949549 1.59040259542494 .58818888956970

Reacción

-.852106267832701
 -3.55245454743173
 -1.16757891621754
 1.9620519520068
 -.980314815949516
 1.59040259542494



0.10098

$\Delta_3 = 0.01618$

0.0848

$\Delta_2 = 0.0275$

0.0573

$K_1 = 52.35 \text{ T/m}$

$K_2 = 72.72 \text{ T/m}$

$K_3 = 61.80 \text{ T/m}$

Ridez de entrepiso 1 (t/m)=52.35
 Ridez de entrepiso 2 (t/m)=72.72
 Ridez de entrepiso 3 (t/m)=61.80
 Ridez total

E1	E2	E3
57.0500	218.1600	185.4000

=

75.2100	-218.1600	0
18.1600	403.5600	-185.4000
0	-185.4000	185.4000

o por entrepiso (ton)=.110

a =
 0.1100

riz de Masa

0.0112	0	0
0	0.0112	0
0	0	0.0112

lculo del determinante = 0

1.0e+004 *
 0.3125
 2.4856
 5.8005

LCULO DE FRECUENCIAS

=
 55.9018
 157.6582
 240.8430

RIODO

=
 0.1124
 0.0399
 0.0261

lculo de rigidez de entrepiso con formulas de wilburt
 mmento de inercia (m^4)=.00000027804
 dulo de elasticidad =7310000
 tura de entrepiso (m)=.6

gitud del claro entre columnas (m)=.7
 ero de columnas primer nivel=3
 ero de columnas segundo nivel=2
 amnas en tercer nivel=2
 oes en primer nivel=2
 bes segundo nivel=1
 bes tercer nivel=1

=

51.1314

=

74.2456

=

67.7491

triz de rigidez

2 =

376.1308	-222.7367	0
222.7367	425.9839	-203.2472
0	-203.2472	203.2472

=

1.0e+004 *

0.3122
2.6106
6.0431

RECUENCIAS

12 =

55.8755
161.5750
245.8281

ERIODOS

2 =

0.1124
0.0389
0.0256

>

REFERENCIAS

Aluminum Association (1995). *Aluminum Design Manual*. Second edition, Washington DC. USA.

Basham, P. y Giardini, D. (1993), *Technical guidelines for global seismic hazard assessment*, *Annali Geofis.*, 36, n.3-4, 15-26

Bazán,E., Meli, R. (1987). *Manual de diseño sísmico*, Limusa, México.

Bardler,R. y Grinder, J.(1993). *Trance fòrmate* Editorial Gaia. Madrid, España.

Castoldi, A. and Casirati, M.. (1976). *Experimental techniques for the dynamic analysis of complex structures*. Rep No.74 ISMES Instituto Sperimentale

Chopra, A. (1995). *Dynamics of Structures. theory an application to earthquake engineering*. Prentice Hall Upper Saddle River, NJ, Estados Unidos de America.

Clough,R and Penzien,J. (1995). *Dynamics of Structures*. Computers & structures, INC. Berkeley,CA.USA.

Cowan, H.J. y Dixon, J. (1961). *Building science laboratory manual*. University of Sydney publishing, Sydney ,Australia.

Davis J.R, y Asociados (1993) *Aluminum and Aluminum Alloys*, ASM International, Materials Park, OH.

De buen Oscar, De Pablo F. Esteva Luis, Olagaray Carlos (1987) *Apuntes de diseño estructural* México.

Degenkolb, H. (1977). *Earthquake engineering and the practicing engineer*. The future of earthquake engineering: proceedings of the inaugural symposium of the Jhon A. Blume Earthquake Engineering center.

Dyke,S.J (2000) *Current Directions in Earthquake Engineering Education*. Proceedings of the ASCE Engineering Mechanics Conference, Austin, Texas.

Dowrick, D.J. (1984) *Diseño de estructuras resistentes a sismos para ingenieros y arquitectos*. México. Limusa.

Espinoza,F., Huerta,C. (2004). *Automatized equipment for ambient vibration measurement and processing"*, (ISBN 0-9685376-1-8). *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*. En CD, artículo # 2733.

Francis A. (1984) *Introducción a las estructuras* Editorial Limusa, México

- Fumagalli, E. (1973). *Statical and Geotechnical Models*. Verlag. New York
- Godden, D. (1974). *An investigation of the relationships between problem solving strategies, representation and memory*. The Quarterly Journal of Experimental Psychology, Volume 26, Issue 2 May 1974 .USA
- Guevara, T. (1998). *Recomendaciones para crear diseños arquitectónicos sismorresistentes a la luz de la nueva Colombia*. NSR-98 reunión de concreto, Cartagena de Indias, Colombia.
- Harris, H. and Sabnis,G. (1999) *Structural Modelling and experimental techniques*. Boca Raton Fla.
- Holmes, W. (1979). *The rehabilitation of histoty corner of the Stanford university main quad*. Second U.S. National Conference on Earthquake engineering
- Hossdorf, H. (1971). *Model analysis of structures*. Van Nost. Reinhold publisher, New York, estados unidos de America.
- Janney, J., Breen, J. y Geymayer, H.(1970). *Use of models in structural engineering*, en Models for concrete structures, ACI SP-24, American Concrete Institute. Detroit,MI. USA.
- Krawinkler, H. and Moncarz, P. (1981) *Theory and application of experimental model analysis in earthquake engineering*. Report for the National Science Foundation, Stanford, CA. Estados Unidos de America.
- Kissell J. Randolph, (2002) *Aluminum Structures, a Guide to their Specifications and Design* y. John Wiley & Sons, Inc.
- Mc Tighe, J. and Wiggins,G. (1998). *Understanding by Design*. Alexandria,VA. Association for Supervision and Curriculum Development, Publisher.
- Muller, R.K. (1971) *Handbook of static models*. Springer Verlag, Berlin,Heidelberg, New York, Estados Unidos de America
- Restrepo, J. y Rodriguez, M. (2006). *Shaking Table Tests of a Four-Story Miniature Steel building*. Earthquake Spectra -- August 2006 -- Volume 22, Issue 3, pp. 755-780
- Rathbun, J. (1924). *Analysis of the Stresses in the Ring of a Concrete Skew Arch*.- Transactions Am. S.C.E.
- Reitherman, R. (1994). *Configuración y diseño sísmico de edificios*, Limusa, México DF.
- Rowe, R.E.(1959). *Model analysis and testing as a design tool*. RILEM symposium, bulletin RILEM, Madrid,España.

SEAOC (1975). Structural Engineers Association of California, *Recommended Lateral Force requirements and commentary*, San Francisco, Estados Unidos de America.

Trombetti, T. (1998). *Experimental/analytical approaches to modeling, calibrating and optimizing shaking table dynamics for structural dynamic applications*. Rice University Theses. Houston, Texas USA.

UBC (1997). Uniform Building Code, *Structural engineering design provisions*. International code council.

GLOSARIO DE TÉRMINOS Y ABREVIATURAS

Aceleración. Razón de cambio de la velocidad expresada como la primera derivada de la velocidad o como la segunda derivada del desplazamiento. La aceleración de la superficie del suelo es mas significativa que su desplazamiento durante un sismo, debido a que se relaciona mas directamente con el efecto de la fuerza $F=ma$ como una fuerza dinámica

ASD. Allowable Stress Design

Buckling. Se refiere a un modo de falla, caracterizado por la falla súbita de un elemento estructural sujeto a grandes esfuerzos de compresión. Este modo de falla también es conocido como modo de fallo por inestabilidad elástica.

Carga. Fuerza activa (o combinación de fuerzas) ejercida sobre una estructura. La carga muerta es una carga permanente debida a la gravedad, la cual incluye el peso de la propia estructura. La carga viva es cualquier componente de carga que no es permanente, incluyendo aquellas debidas al viento, efectos sísmicos, cambios de temperatura o contracción, pero el término se usa con mas frecuencia para cargas gravitacionales que no son permanentes.

GSHAP. Global Seismic Hazard Assesment Program, fue "lanzado" en 1992 por el Programa Internacional de la Litósfera (ILP), en el marco del Decenio Internacional para la Reducción de los Desastres Naturales (IDNDR) y con el apoyo del Consejo Internacional de Uniones Cinetificas (ICSU). GSHAP promueve un enfoque homogéneo, coordinado regionalmente, para la evaluación del peligro sísmico, con miras a propiciar evaluaciones a nivel nacional que sean útiles para quienes toman decisiones, planifican el uso del terreno, y son responsables del diseño y construcción de edificios y obras de ingeniería.

IPN – ESIME . Instituto Politécnico Nacional, escuela superior de ingeniería mecánica y eléctrica

MATLAB. Es la abreviatura de Matrix Laboratory (laboratorio de matrices). Es un programa de análisis numérico creado por The MathWorks en 1984. Está disponible para las plataformas Unix, Windows y Mac OS X.

Prototipo. Un prototipo puede ser un ejemplar perfecto y modelo de una virtud, vicio o cualidad. Un prototipo también se puede referir a cualquier tipo de máquina en pruebas, o un objeto diseñado para una demostración de cualquier tipo.

SAP2000. Software integrado para el análisis y diseño. Provee análisis linear, no linear, estático , dinámico y tridimensional

SEAOC. Structural Engineers Association of California, es la organización de profesionales de la ingeniería estructural del estado de California.

Trepidatorio. Al generarse un temblor las ondas sísmicas se propagan en todas direcciones, provocando el movimiento del suelo tanto en forma horizontal como vertical. En los lugares cercanos al epicentro, la componente vertical del movimiento es mayor que las horizontales y se dice que el movimiento es trepidatorio.

UBC. Uniform Building Code, una serie de reglamentos que cubren todos los aspectos del diseño y la construcción relacionados con fuego, seguridad estructural y protección de la vida.

UCIST. University Consortium of Instructional Shaking Tables