



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO.

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN ARQUITECTURA.

“DISEÑO SÍSMICO BÁSICO PARA ARQUITECTOS”.

**TESIS QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE
MAESTRO EN ARQUITECTURA, (TECNOLOGÍA).**

PRESENTA:

JULIO SOUZA ABAD.

TUTOR: DR. JESÚS AGUIRRE CÁRDENAS.

FACULTAD DE ARQUITECTURA

MÉXICO., D.F.

OCTUBRE DE 2013.



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

Esta tesis está dedicada a la memoria del Arq. José Creixell Moral.

Cuyas enseñanzas fueron muy importantes en mi formación.

Quiero expresar un especial agradecimiento a los sinodales de esta tesis, de quienes recibí amplio apoyo.



ÍNDICE.

INTRODUCCIÓN.....	Pág. K
CAPÍTULO 1). Arquitectos de la UNAM que se dedicaron al diseño sísmico.	Pág.1

La obra de los arquitectos de la UNAM que se han dedicado al estudio del fenómeno sísmico y sus consecuencias en las construcciones:

- **El Arq. José Creixell Moral.**
- **El Arq. Bernardo Calderón Cabrera.**
- **El Arq. Rafael Farías Arce.**

CAPÍTULO 2). El diseño sísmico en los planes de estudio de las carreras de arquitectura de la UNAM.	Pág. 41
---	----------------

Los planes de estudio de las carreras de arquitectura de la UNAM en el área de diseño estructural y la enseñanza del diseño por sismo como parte del contenido de dicha área.

- 2.1**El diseño estructural en el plan de estudios de la carrera de arquitectura de la FES Aragón de la UNAM.
- 2.2**El diseño estructural en el plan de estudios de la carrera de arquitectura en la FES Acatlán de la UNAM.
- 2.3**El diseño estructural en el plan de estudios de la Facultad de Arquitectura de la UNAM.
- 2.4**El tiempo programado en dichos planes de estudio, para la enseñanza del diseño por sismo.

Se tomarán como base los siguientes aspectos:

- a) Antecedentes.
- b) Metodología del diseño curricular empleado.
- c) Fundamentación académica del proyecto.
- d) Propuesta.
- e) Oferta educativa.
- f) Objetivos generales.
- g) Perfiles.
- h) Diseño de la estructura y la organización curricular.
- i) Requisitos académicos.
- j) Implantación del plan de estudios.

CAPÍTULO 3. La manera como se realiza la enseñanza del diseño por sismo en estas carreras.Pág. 96

La enseñanza de las estructuras en las escuelas de arquitectura de la UNAM ha sido, desde los inicios de la entonces "Escuela Nacional de Arquitectura", algo básico que nunca se ha dejado de incluir en los planes de estudio.

3.1 La enseñanza del diseño por sismo.

3.2 La manera de cómo informar a los alumnos respecto a estos temas.

3.3 La manera de cómo podrían los profesores abordar estos temas.

3.4 La relación existente entre las materias de construcción y diseño arquitectónico con el diseño por sismo

CAPITULO 4. Programa de la asignatura propuesta:Pág. 109

La necesidad de la creación de una asignatura llamada "Diseño sísmico básico", en las carreras de arquitectura de la UNAM y la generación del programa de la asignatura.

4.1 Objetivo general.

4.2 Objetivos particulares.

4.3 Contenido temático de la asignatura.

4.4 Conocimientos básicos a adquirir por el alumno al término del curso.

4.5 Métodos de enseñanza sugeridos.

4.6 Características de los ejercicios.

4.7 Forma de presentación de los trabajos.

4.8 alcances en el nivel de entrega.

4.9 Formas de evaluación.

4.10 Tipo de evaluación.

4.11 Bibliografía.

CONCLUSIÓN. Se desarrolla el contenido temático de la asignatura: "Diseño sísmico básico para arquitectos", como material de estudio para la asignatura propuesta.

ANEXOS. El desarrollo del contenido temático de la asignatura "Diseño Sísmico Básico para Arquitectos".

TEMA 1. Descripción del problema. Nociones de sismología.Pág.I

TEMA 2. El subsuelo de la Ciudad de México.Pág.XXII

2.1 Influencia de los sismos sobre los edificios, en cada una de las zonas de terreno.

2.2 Construcciones adecuadas para cada tipo de suelo.

TEMA 3. Conceptos básicos para el diseño sísmico.Pág.XLII

3.1 Aceleración e inercia.

3.2 Movimiento pendular.

3.3 Velocidad angular.

- 3.4 Modos de vibración.
- 3.5 Periodos del terreno.
- 3.6 Resonancia y amortiguamiento.
- 3.7 Constante de resorte y efecto de diafragma.
- 3.8 Coeficientes sísmicos.
- 3.9 Análisis dinámico.
- 3.10 Análisis estático.
- 3.11 Torsión y volteo.
- 3.12 Esfuerzos horizontales y verticales.

TEMA 4. Problemas en el proyecto arquitectónico.Pág. LXVIII

- 4.1 El problema de la forma geométrica y su comportamiento sísmico.
- 4.2 Influencia de tipo de apoyo del edificio e importancia de las secciones adoptadas.
- 4.3 Modificaciones requeridas al proyecto arquitectónico, cuando éste no es adecuado desde el punto de vista sísmico.



TEMA 5. Deficiencias en el proyecto estructural.Pág. LXXXIX

- 5.1 Proposición de estructuras inadecuadas, según el tipo del suelo y la magnitud de sismos locales.
- 5.2 Interpretación errónea de los reglamentos de construcción.
- 5.3 Errores estructurales, como consecuencia de un proyecto arquitectónico inadecuado. La importancia de modificar el proyecto arquitectónico cuando no es viable sísmicamente.
- 5.4 Errores en las secciones propuestas, en los armados, en los anclajes y en el detallado del refuerzo.

TEMA 6. Errores en la obra.Pág. CXII

- 6.1 La calidad del concreto y el acero.
- 6.2 Interpretación de los planos en la obra.
- 6.3 Problemas por delegar responsabilidades a terceras personas en la obra.
- 6.4 personal de obra no calificado. Su intervención en el resultado final.
 - 6.4.1 Maestros de obra.
 - 6.4.2 Albañiles.

6.4.3 Fierros.

6.4.4 Carpinteros de obra negra.

6.4.5 Herreros.

6.4.6 Plomeros.

6.4.7 Electricistas.

6.5 Cambios en la obra al proyecto original y su repercusión sísmica.

6.5.1 Cambios al proyecto arquitectónico.

6.5.2 Cambios al proyecto estructural.

6.5.3 Cambios al proyecto de instalaciones.

TEMA 7. Recomendaciones constructivas.Pág. CXXXIV

7.1 Tipo de edificios adecuados.

7.2 Secciones y tipos de apoyos.

7.3 Control de calidad del concreto y el acero.



7.4 Capacitación del personal utilizado.

7.5 El adecuado detallado del refuerzo metálico. El refuerzo metálico soldado.

TEMA 8. Fallas comunes de las construcciones ante los sismos.Pág. CLXXIII

TEMA 9. Fotografías de fallas de construcciones por sismos.Pág. CLXXX

TEMA 10. Sinopsis de sismos ocurridos en la República Mexicana.Pág. CXCVIII

10.1 EL sismo del 28 de julio de 1957.

10.2 El sismo del 14 de marzo de 1979

10.3 Los sismos de septiembre 19 y 20 de 1985.

Aportaciones de la tesis.

Se aborda un problema que no había sido estudiado todavía en el posgrado de arquitectura. Existe un vacío en la formación de los arquitectos con respecto al fenómeno sísmico y sus consecuencias en los edificios.

Se parte primero, de quienes en la facultad de arquitectura de la UNAM, se han dedicado a estudiar el diseño sísmico.

Se analiza cómo se imparte esta disciplina en las escuelas de arquitectura de la UNAM, se propone una asignatura que trata el tema explícitamente y se propone el contenido temático y objetivos de esta asignatura.

Se desarrolla el contenido temático de una nueva asignatura.

De modo más particular dichas aportaciones son:

- a) Estudio de la obra realizada por el Arq. Creixell.
- b) Aportaciones que en su tiempo, el Arq. Creixell realizó en el diseño estructural en México.
- c) Aportaciones que en su tiempo, el Arq. Creixell realizó en el diseño por sismo en México.
- d) Análisis comparativo de los planes de estudio de las carreras de arquitectura de la UNAM con respecto a la enseñanza del diseño estructural y el diseño por sismo.

- e) Estudio de cómo se imparte el diseño por sismo en los salones de clase de las carreras de arquitectura.
- f) La propuesta de una asignatura denominada “Diseño Sísmico Básico para Arquitectos” y el programa de esta asignatura.
- g) El desarrollo del contenido temático de la asignatura propuesta.
- h) Explicaciones sencillas y comprensibles de fenómenos complejos, que intervienen en el diseño por sismo y que usualmente son tratadas en la ingeniería sísmica mediante complicados procesos matemáticos y un lenguaje de difícil comprensión.

INTRODUCCIÓN.

Esta tesis trata del análisis de la formación de los arquitectos mexicanos con respecto al diseño sísmico. Se revisa primero, quienes se dedicaron en la arquitectura mexicana, al estudio del fenómeno sísmico. Después se aborda cómo se enseña, en las carreras de arquitectura de la UNAM, estos conocimientos. A continuación, se propone el programa de una nueva asignatura llamada: “Diseño Sísmico Básico para Arquitectos”. Finalmente, se presenta en los anexos, el desarrollo del programa de esta asignatura.

Ya en la práctica de la arquitectura en México, dependiendo del tipo de obra de que se trate, se acostumbra abordar la solución de la estructura de diferentes modos. En esta época es usual primero proyectar y después averiguar cómo se construye. Existen muy destacadas excepciones de proyectos concebidos integralmente, en los cuales se toma en cuenta la estructura desde el principio.

Si la obra es excepcionalmente grande o tiene muchos pisos, es casi seguro que se analice la estructura conjuntamente con el anteproyecto y el resultado sea positivo.

En edificios de varios niveles y que no incluyen la acción de un gran número de arquitectos, encontramos que no es tan fácil el que se trabaje analizando la estructura mientras se realizan los estudios preliminares.

Cuando el problema de los sismos interviene en el diseño estructural, el problema se complica.

Existen estructuras en las cuales se resuelve bien el análisis por carga vertical, pero se descuidan muchos conceptos del diseño por sismo.

En el gremio de los arquitectos hay un pequeño porcentaje que maneja bien el análisis por carga vertical y un sector todavía más reducido que conoce y aplica el diseño por sismo.

Si los arquitectos en México dedicados al diseño arquitectónico, conocieran lo elemental del diseño por sismo, proyectarían sus edificios de otra manera, porque tomarían en cuenta otro factor adicional que muchas veces no es fácil de compaginar con las concepciones primarias de los edificios.

El caso más notorio es el de la ciudad de México, porque el tipo de suelo dominante tiene peculiares características de amplificación de los movimientos telúricos.

HIPÓTESIS.

“En la ejecución de los proyectos y las obras de arquitectura, es frecuente que se cometan errores importantes, relacionados con una escasa preparación de los arquitectos en las bases del diseño por sismo”.

Este trabajo está dirigido a los estudiantes de arquitectura y a los arquitectos de México.

MARCO TEÓRICO.

Existe una amplia información relativa a lo que se ha escrito con respecto al diseño por sismo.

Por un lado tenemos en México un excelente acervo bibliográfico realizado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, que en los últimos cincuenta años ha logrado recopilar diversas publicaciones del personal que colabora en él y que incluye artículos, informes, libros, memorias de congresos realizados etc.

Por otro lado existen Las Normas técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones par el Distrito Federal.¹ relativas al diseño por sismo y a su vez interactúan con las relativas al concreto reforzado, metálicas, mampostería, viento y cimentaciones.

En estas Normas la participación de la UNAM para su realización ha sido contundente.

Además existe por parte del gremio de arquitectos de México una muy destacada participación de un pequeño sector que se ha dedicado a la enseñanza de las estructuras en la Facultad de Arquitectura y de otras escuelas y facultades de esta carrera. Quedan de ellos algunas publicaciones² que tienen el talento de haber expresado con mucha claridad en el lenguaje utilizado y usando una mediana complejidad matemática, lo que otros autores realizaron solo mediante complicadas expresiones matemáticas.

Es de reconocer el trabajo de la Sociedad Mexicana de Ingeniería sísmica³ que realiza congresos periódicos sobre el tema y se editan las conclusiones a las que llegan en ellos.

Existe desde hace ya bastantes años la red “Sismex”⁴, que tiene instalados aparatos que registran las aceleraciones y las velocidades de las ondas de los temblores producidos en la República Mexicana.

Algo que ha sido de gran utilidad desde muchos años atrás, son los informes preliminares de los terremotos producidos en México⁵, que además han tenido repercusiones en la ciudad de México y también de sismos en Centro⁶ y América del sur⁷.

En sus informes preliminares se obtiene información relativa a datos simbólicos: sismogramas, acelerogramas, intensidades, espectros de respuesta, conclusiones.

Estos informes en la actualidad se publican en internet y están a disposición de los estudiosos de estos procedimientos.

Existen artículos y libros del Instituto de Ingeniería de la UNAM escritos por autores mexicanos de reconocimiento internacional⁸, que tratan aspectos generales y aspectos muy particulares del comportamiento estructural de los edificios. Gran parte de las publicaciones existentes están basadas en rigurosas pruebas de laboratorio.

En general las publicaciones existentes, se destinan a los ingenieros civiles interesados en el fenómeno sísmico y a los símbolos.

Existe un libro de un arquitecto mexicano², quien a nuestro juicio realizó muy bien la descripción del fenómeno sísmico, sus causas, sus efectos sobre construcciones, los conceptos básicos a emplear, la aplicación numérica en los casos prácticos, las conclusiones pertinentes. La característica de las publicaciones sobre el tema, es que debido a gran complejidad matemática y a los conceptos físicos que se describen, los arquitectos en general, consideran que no son accesibles al lenguaje habitual; es decir la imagen, la simplicidad con la que podrían expresarse los conceptos, el uso de la matemática acompañado de explicaciones sencillas.

En el libro de este arquitecto mexicano², sí se logra el objetivo de explicar el fenómeno con palabras sencillas y escritas en un lenguaje muy claro, dibujos muy expresivos y comprensibles.

Pero es necesario poseer un conocimiento aceptable de la matemática y de un pensamiento analítico, para comprender cualquier publicación sobre el tema.

Es necesario aclarar que cuando se trata del fenómeno sísmico existen dos tendencias principales con respecto a lo que se dice y se publicó sobre el tema:

- a) La información producida por los sismólogos respecto al fenómeno.
- b) La información generada por ingenieros civiles y arquitectos dedicados a las estructuras¹⁰.

En el primer caso se describe el fenómeno sísmico desde el punto de vista geológico y con la óptica de los sismólogos.

En el segundo caso se estudian los efectos de los sismos en las construcciones. Para el caso de los arquitectos consideramos que se necesitan más publicaciones relativas al segundo caso, pero escritas por arquitectos, que usen el lenguaje de los arquitectos y que puedan ser comprensibles por los estudiantes de arquitectura de México.

Notas a pie de página.

1. Arnal L. Betancourt M. *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. ED. Trillas 2006.*
2. Creixell J. *Construcciones Antisísmicas. ED. Continental. 1981*
3. Fariás R. *Muros de carga sismo. Facultad de Arquitectura UNAM. 1987.*
4. Quaas R. Prince J. *Los dos acelerogramas de septiembre 19 de 1985, obtenidos en la Central de Abastos en México D.F. Instituto de Ingeniería. 1985.*
5. Alonso Espinosa J. *Informe preliminar sobre los sismos del 29 de noviembre de 1978 en el estado de Oaxaca. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1979.*
6. Prince J. Meli R. *Los temblores de febrero de 1976 en Guatemala. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1976.*
7. Esteva L. Díaz R. *El temblor de Caracas. Julio 29 de 1967. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1968.*
8. Rosenbleuth E. *Tall buildings under five-component earthquakes. Asce. 1976.* Zeevaert L. Newmark.N. *"Aseismic design for Latino Americana tower in México city. First world conference on earthquake engineering. Berkeley y California. 1956.*
9. Figueroa J. *Sismicidad en Puebla. Instituto de Ingeniería de la UNAM. 1974.*
10. Rosenbleuth E. *Los efectos del terremoto del 28 de Julio y la consiguiente revisión de los criterios para el diseño sísmico de estructuras. Ingeniería. v.28. 1959.*

OBJETIVO GENERAL DE LA INVESTIGACIÓN.

Estudiar y analizar cómo se imparte el diseño por sismo en las facultades de arquitectura en la UNAM, con el objeto de evaluar con qué nivel de conocimientos en este campo, se está egresando de la licenciatura y proponer soluciones a este problema.

OBJETIVOS PARTICULARES.

- Realizar un estudio de la obra de los arquitectos de la UNAM que se dedicaron al estudio de los efectos de los sismos en las construcciones.
- Proponer el programa de una asignatura optativa en los planes de estudio de las Facultades de Arquitectura en la UNAM.
- Desarrollar el contenido temático para dicha asignatura, mediante el cual los profesores y alumnos de arquitectura puedan detectar qué problemas surgen en el proyecto arquitectónico, cuando se construye en una zona sísmica; cuáles son los edificios mejor contruidos contra temblores y que los arquitectos puedan realizar el análisis estático simplificado y conozcan el análisis dinámico.

Capítulo 1.

Arquitectos de la UNAM que se dedicaron al diseño sísmico.

El Arq. José Creixell Moral.

Hablar del maestro Creixell implica referirse a un formador de muchos arquitectos en el siglo XX.

Habiendo obtenido el título de arquitecto en el año de 1933, fue después profesor de la Escuela Nacional de Arquitectura de la UNAM, en donde llegó a influir con su visión de las estructuras, en la formación de muchos arquitectos, que a su vez dejaron huella profunda como profesores de la UNAM.

Tal es el caso del Dr. Jesús Aguirre Cárdenas, el Dr. Fernando López Carmona, el Arq. Jaime Nenclares y muchos otros conocidos arquitectos.

Su obra podemos clasificarla de la siguiente manera:

- a) Trayectoria académica.
- b) Obra arquitectónica realizada.
- c) Publicaciones.
- d) Formación de docentes.
- e) Aportaciones a las estructuras en México.
- f) Aportaciones al diseño por sismo en México.
- g) Construcción de aparatos.
- h) Reconocimientos.

A. Trayectoria académica.

Profesor de estructuras y construcción en la Escuela Nacional de Arquitectura de la UNAM por un periodo de casi 50 años.

Por su aula pasaron la gran parte de los arquitectos que en el siglo XX estudiaron en la entonces la Escuela Nacional de Arquitectura. Utilizaba un método de enseñanza ameno, ágil, sencillo, describiendo con claridad los fenómenos a los que quedan sujetas las estructuras.

Su larga trayectoria de trabajo le valió que fuera reconocido en varias ocasiones por la universidad.

B. Obra arquitectónica realizada.

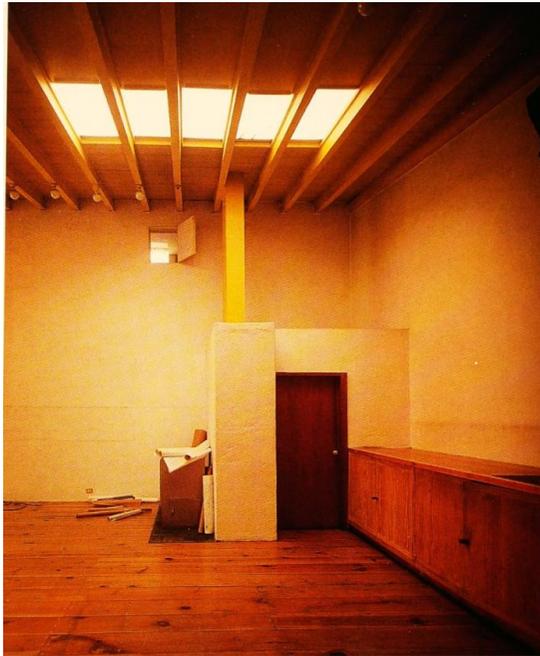
Realizó más de 480 obras, entre ellas edificios de oficinas, de departamentos, casas habitación, residencias, bodegas, etc.

Formó la sociedad: Creixell –de la Mora, asociado con el arquitecto Enrique de la Mora.

Gran parte de su obra se encuentra en la Colonia Cuauhtémoc, Las Lomas de Chapultepec, El Centro Histórico, La Colonia Roma, Cuernavaca. Gran amigo del arquitecto Luis Barragán, fue el arquitecto Creixell el constructor de la casa de Barragán en Tacubaya, en los años cuarentas, así también construyó la conocida obra de "Capuchinas".



La casa de Tacubaya.



La casa de Tacubaya.

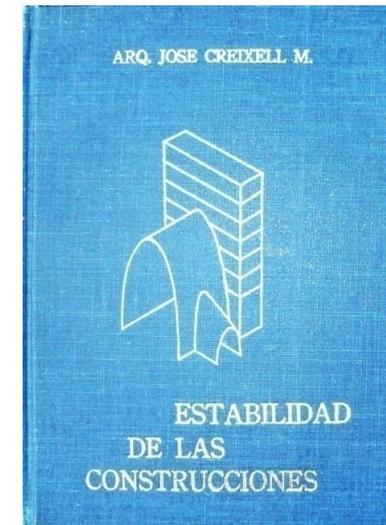
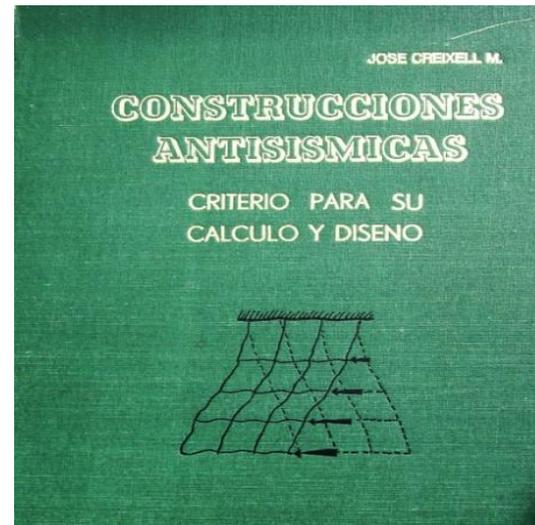


El Convento de las Capuchinas México, Distrito Federal.

En su despacho trabajaron en sus inicios gentes famosas, como el arquitecto Enrique Landa, quien fue dibujante en su despacho. El maestro Creixell realizó muchísimos proyectos arquitectónicos, diseños estructurales y obras, que en bastantes casos fueron totalmente trabajo preparado en su despacho de arquitecto.

C. Publicaciones.

Publicó dos libros: "Estabilidad de las construcciones" y "Construcciones antisísmicas". De estas publicaciones se realizaron múltiples ediciones desde los años cuarentas hasta principios de los años noventas del siglo XX.



D. Formación de docentes.

Gustaba el Arq. Creixell de recibir en su despacho, a todos aquellos interesados en el campo de las estructuras y del diseño por sismo, a quienes dedicaba el tiempo de fuera necesario para que aclararan dudas, preocupaciones estructurales y resolución de problemas prácticos. Muchas de las personas que asistieron por su despacho, fueron después profesores de la UNAM.

E. Aportaciones a las estructuras en México:

E₁ Simplificaciones en el estudio de la continuidad elástica en marcos y vigas.

E₂ Fórmulas para el cálculo de la carga axial resistente en muros.

E₃ Procedimientos para muros de contención.

E₄ Cimientos colindantes de volteo.

E₅ Aclaraciones sobre el cortante vertical y el horizontal que no hacen otros autores. (Cortante horizontal- vertical.)

E₆ El pilote de fricción "tapa de arena".

E₇ Estudio de las losas reticulares y sus coincidencias con el Instituto de Ingeniería de la UNAM, acerca de la indeterminación de esfuerzos aplicando métodos clásicos.

E₈ Estudio de columnas a flexo - compresión, cuando aparece tracción en la sección y el uso de la fórmula de la escuadría ya no es válido para secciones de concreto reforzado.

E₉ Simplificación de métodos gráficos siguiendo la línea de presiones en arcos.

E₁₀ Conclusiones sobre terrenos de arcilla y arcillas expansivas.

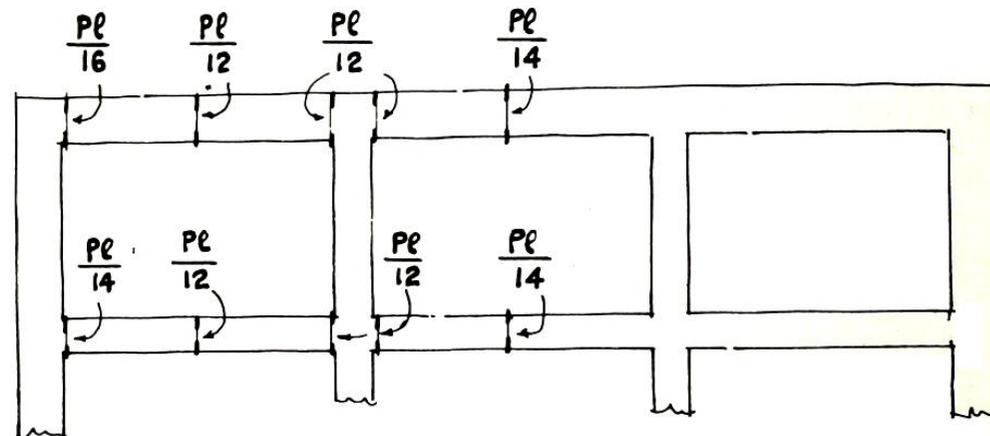
E₁₁ Comportamiento real de pilotes de punta y de fricción.

E₁₂ Aclaraciones sobre bulbos de presión. Superposición de bulbos.

E₁₃ Aclaraciones sobre las cimentaciones por sustitución de cargas.

E₁ Simplificación en el estudio de la continuidad elástica.

Éstas consisten en proponer momentos al centro y en los nodos, para estructuras de concreto armado, en las cuales los momentos de inercia y el módulo de elasticidad, difieren en la realidad de los supuestos. La base es tomar en cuenta los momentos absolutos.



E₂ Fórmula para el cálculo de la carga axial resistente en muros:

$$P_1 = P \left(1.05 - \frac{L^2}{1140 b} \right)$$

En donde:

P₁ Es la carga resistente admisible del muro corregido por esbeltez.

P Es la carga resistente admisible de la mampostería.

L Es La altura libre del muro.

b Es espesor del muro.

En esta fórmula se analiza un metro lineal de muro.

Para muros de concreto armado el Arq. Creixell propuso:

$$P_1 = P \left(1.08 - \frac{L^2}{12450 r^2} \right)$$

P₁ Es la carga resistente admisible de muro corregido por esbeltez.

P Es la carga resistente admisible del concreto armado.

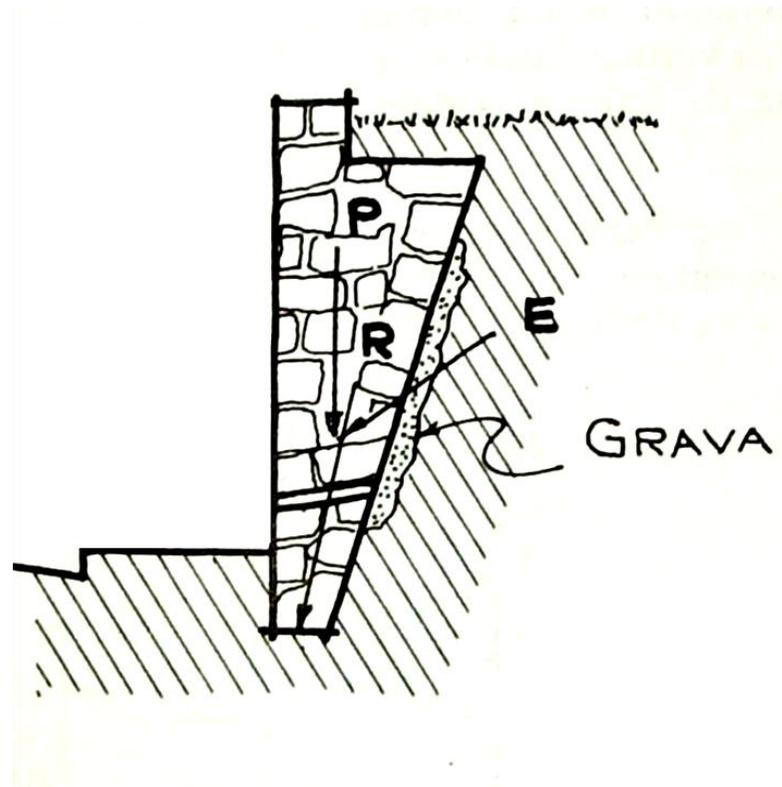
L Es La altura libre del muro.

r² Es el radio de giro al cuadrado.

En esta fórmula se analiza un metro lineal de muro y se aplica el radio de giro obtenido para la sección de concreto y el área de la sección transformada del acero.

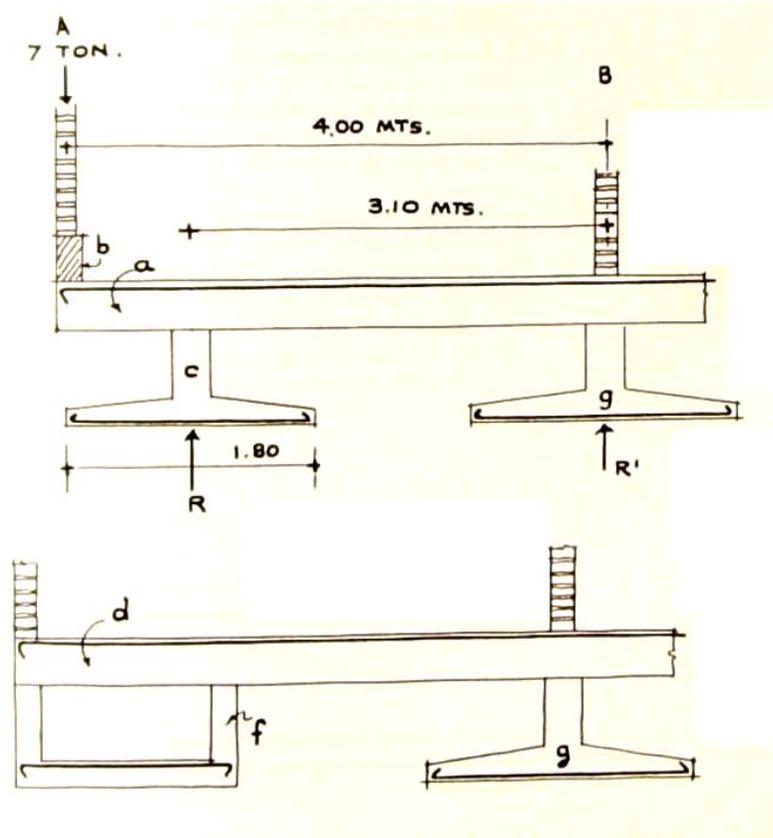
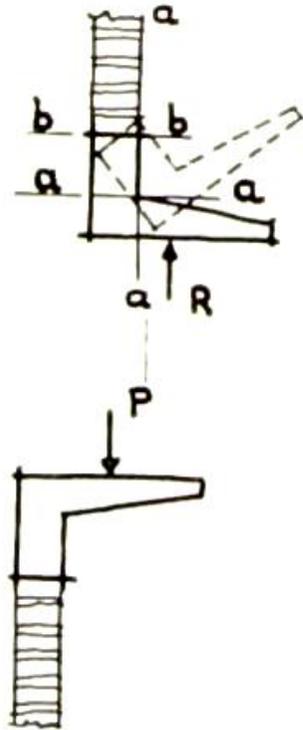
E₃ Procedimiento para muros de contención.

En terrenos resistentes, este procedimiento obliga al muro a estar en mejores condiciones de equilibrio, ya que éste trata de recargarse contra la tierra que empuja. Al hacer el análisis de las fuerzas que intervienen se obliga a que la resultante pase por el tercio medio del muro.



E₄ Cimientos colindantes de volteo.

En su época, propuso el Arq. Creixell cimientos colindantes que no perjudican a la construcción propia ni a la vecina, ya que no hay superposición de los bulbos de presión.



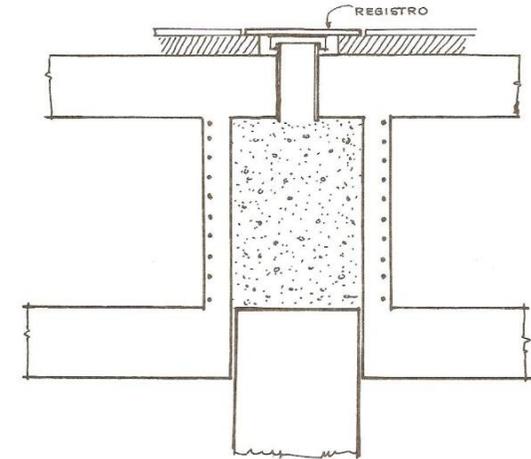
E₅ Aclaraciones sobre el cortante vertical y horizontal que no hacen otros autores.

En síntesis, consisten en aclarar que el cortante horizontal unitario, es igual al cortante vertical unitario expresado en kg/cm².

E₆ El pilote de fricción "Tapa de arena".

Es una invención del maestro Creixell. Fue realizado con éxito en muchas obras.

Consiste en un pilote de control mucho más económico que el pilote "Picosa". Cuando existe demasiada presión entre la arena y la losa de cimentación, se extrae la arena, rascándola y sacándola con una aspiradora industrial y se deja al pilote, para descabezarlo y se vuelve a colocar otra vez la arena.



E₇ Estudio de las losas reticulares y sus coincidencias con el Instituto de Ingeniería de la UNAM acerca de la indeterminación de esfuerzos aplicando métodos clásicos.

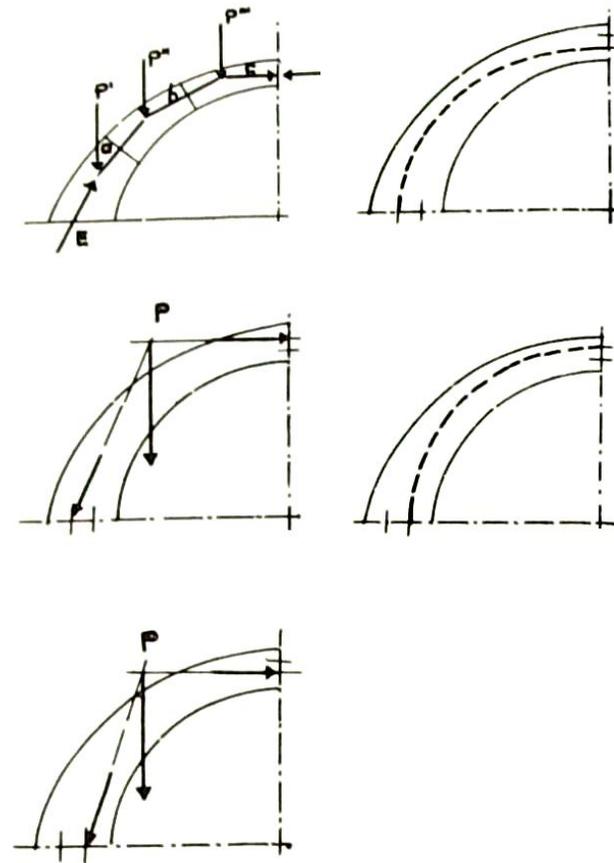
Las deformaciones en las losas reticulares no son como podría suponerse aplicando los métodos comunes para losas. El Arq. Creixell realizó maquetas en las que se muestra esa condición. También el Arq., Creixell alertó acerca del mal comportamiento estructural de las losas reticulares en las cuales las nervaduras principales que se apoyan sobre las columnas, son del mismo peralte que las secundarias. Ese riesgo ya fue analizado por Roberto Meli en el congreso Nacional de Ingeniería Sísmica en 1979. **Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica A.C Memorias del Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Guadalajara Jalisco Octubre 31 a Nov. 3 de 1979.*

E₈ Estudio de columnas a flexo - compresión, cuando aparece tracción en la sección, y el uso de la formula de la escuadría no es válido para secciones de concreto reforzado.

El Arq. Creixell propuso procedimientos por tanteo localizando el plano neutro en diferentes zonas de la sección, hasta encontrar el equilibrio de fuerzas y tomar momentos respecto al eje geométrico, para obtener el momento resistente a la flexo-compresión y la carga axial aplicable.

E₉ Simplificación de los métodos gráficos siguiendo la línea de presiones.

Se puede obligar a que en un arco, la línea de presiones pase por el tercio medio, teniendo solo esfuerzos de compresión. Esto se logra ensayando ajustes en la altura del arco y en la sección adoptada.

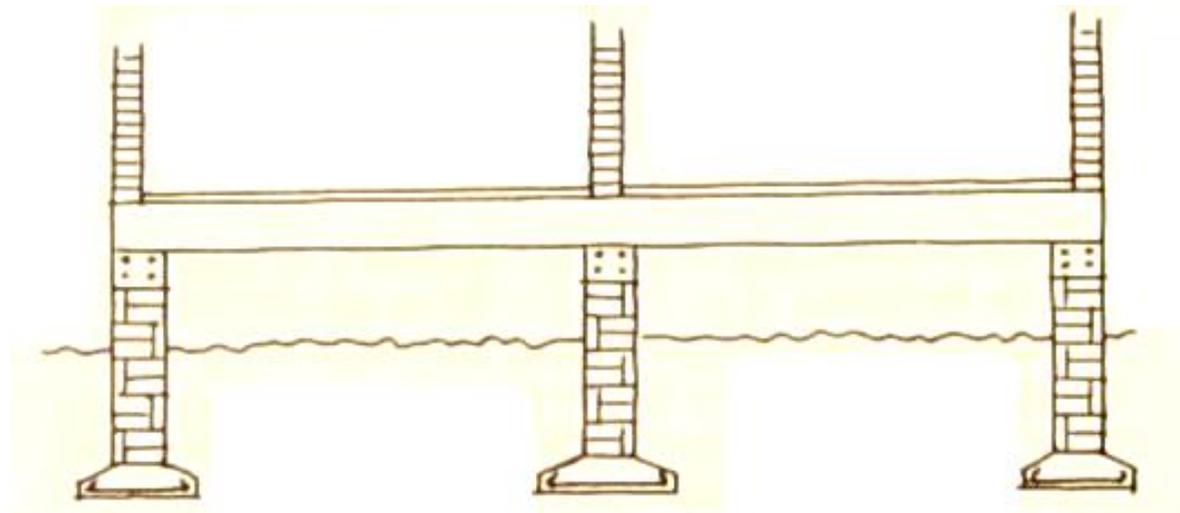


E₁₀ Conclusiones sobre terrenos de arcilla y arcillas expansivas.

Fue precursor en la recomendación de trabajar con menos de 5 ton/m² en terrenos vírgenes (Sin construcciones previas) que se ubican en la zona III de la Ciudad de México.

Fue pionero en recomendar que aún en el centro histórico, algunos terrenos trabajaran a 1.5 o 2 ton por metro cuadrado.

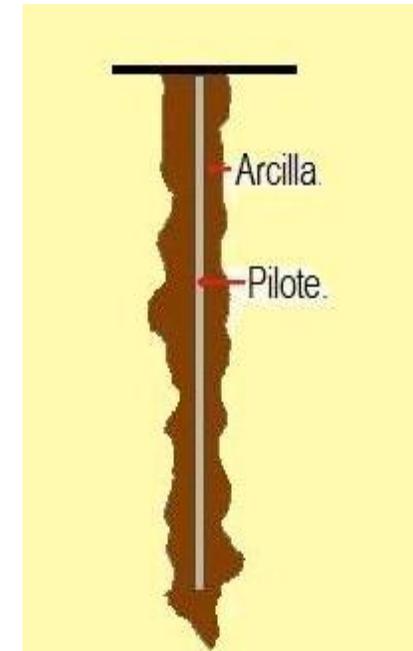
En cuanto a las arcillas expansivas, como en época de lluvias se expanden y se contraen en época seca, si el edificio no tiene suficiente peso, podrá levantarse hasta 60 cm de su nivel anterior y perjudicarse seriamente el edificio, si éste no manda una carga al terreno superior a 10 ton/m² por lo cual se requiere a veces, una cimentación más profunda y pesada.



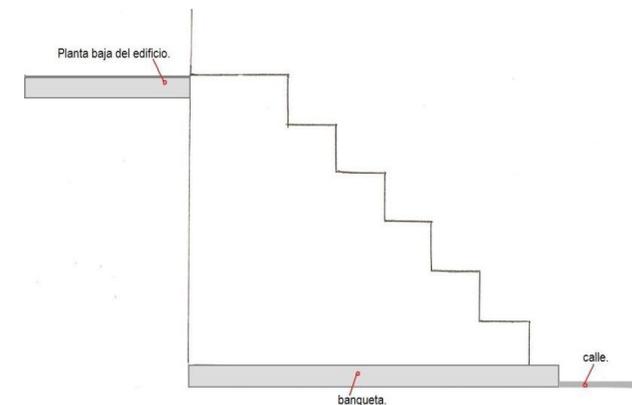
E11 Comportamiento real de pilotes de punta y de fricción.

El arquitecto Creixell sostenía desde hace más de 50 años que los edificios apoyados sobre pilotes de punta sufrían una sacudida más violenta que los apoyados sobre pilotes de fricción al ocurrir el sismo. También decía que los pilotes no deben apoyarse bajo las columnas ni bajo las contratraves, ya que no tendrán control si el edificio se inclina.

Todos estos conceptos ahora son de dominio público, pero en su momento causaron polémica. También alertó respecto al incremento de carga sufrida por el pilote de fricción, debido a que la arcilla se pega y se cuelga del pilote, incrementando la carga que recibe dicho pilote.

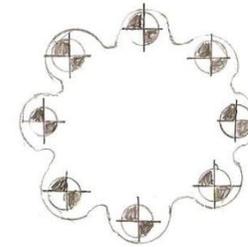


- Edificios en el centro histórico con pilotes de punta sin control, han quedado casi dos metros arriba de la banqueta, al irse hundiendo la Ciudad de México y tienen escalones gigantes para poder entrar a la planta baja.



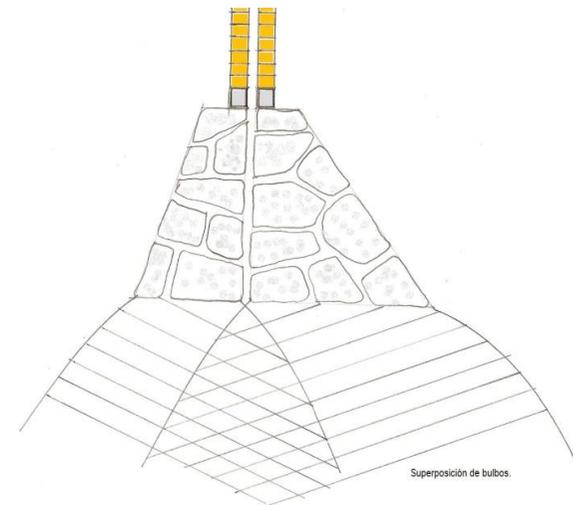
También fue pionero en señalar que colocar varios pilotes en un área pequeña no incrementa la resistencia final de un modo proporcional. Es decir que si un pilote de fricción resiste 40 ton, si se colocan ocho juntos la resistencia no es de 240 ton.

- La resistencia equivale a un solo pilote grande.
- hay superposición de los bulbos de presión.



E₁₂ Aclaraciones sobre bulbos de presión. Superposición de bulbos.

La superposición de bulbos de presión se presenta tanto en pequeñas construcciones, como en las grandes. En casas habitación el problema es frecuente en los cimientos de colindancia. Conviene hacerlos remetidos, ya que se pueden producir hundimientos que fracturen o inclinen las construcciones ubicadas en la zona III.



E₁₃ Aclaraciones sobre las cimentaciones por sustitución de cargas.

El Arquitecto Creixell alertó del pésimo comportamiento de edificios ubicados en el centro histórico que usaron la sustitución de cargas al 100%. Debido a que el tiempo de excavación para dicha sustitución, es progresivo, el terreno reacciona y no responde más que en un 40 o 50% a lo calculado.



F. Aportaciones al estudio del diseño por sismo en México:

F₁. Estudio del análisis dinámico, mediante el cálculo por tanteo de la velocidad angular.

F₂. Aclaraciones sobre los conceptos fundamentales del diseño por sismo.

F₃. En su momento, propuesta del uso de escalas que miden la aceleración del terreno para aplicarlas en el estudio de las estructuras.

F₄. Estudio particular de los periodos de oscilación del terreno en diversos lugares de la república mexicana.

F₅. Realización de la tabla de factores de amplificación y factores de amortiguamiento sísmico.

F₆. Propuestas en que su época hicieron que se cambiara en el Reglamento de Construcciones, el factor de amortiguamiento, también llamado reducción por ductilidad.

F₇. Uso de coeficientes sísmicos que difieren de los reglamentos de construcciones para el D.F. pero que fueron más realistas.

F₈. No partir del coeficiente sísmico sino de la aceleración, para el estudio sísmico de las estructuras por análisis dinámico

F₉. Procedimientos simplificados para obtener la constante de resorte de un elemento continuo de una estructura, considerando todas sus condiciones elásticas.

F₁₀. En una época, aclaraciones sobre la indefinición del momento de inercia y del módulo de elasticidad del concreto armado, para el diseño sísmico.

F₁₁. Realización de tablas gráficas de diversas estructuras que poseen diferentes estructuraciones.

F₁₂. Realización de tablas para columnas circulares.

F₁₃. Conclusiones de edificios que resultan mejores para resistir temblores.

F. Aportaciones al diseño sísmico en México.

F₁ Estudio del análisis dinámico, mediante el cálculo por tanteo de la velocidad angular.

Realizó el maestro una simplificación para la obtención del periodo de vibración de las estructuras, mediante el cálculo por tanteo de la velocidad angular.

Aplicando la segunda ley de Newton $F = M \times A$, se sustituye la aceleración por $w^2 y$ que es la velocidad angular al cuadrado, w^2 por el desplazamiento y , obtenido de las masas de cada entrepiso, $\frac{P}{G}$ y de las constantes de resorte expresadas en kg/cm, que corresponden a los diferentes elementos estructurales. Ejemplo:

$F = M w^2 y = 15 \times 60 \times 1 = 900\text{kg} = \text{Fuerza cortante y a su vez:}$

$$\frac{900\text{kg}}{2600\text{kg/cm}} = 0.35\text{cm}$$

Nota: 2600 es la constante de resorte del sistema.

La velocidad angular al cuadrado, w^2 se obtuvo por tanteos, de acuerdo a una práctica previa que permite evaluarla para que el sistema de fuerzas se encuentre en equilibrio dinámico.

F₂ Aclaraciones sobre los conceptos fundamentales del diseño por sismo.

El arquitecto expone con sencillez, lo que otros autores presentan usando grandes complejidades. Manifestaba el arquitecto que algunos que manejan solamente expresiones difíciles de comprender muchas veces, ni ellos mismos eran capaces de resolver problemas de la práctica en el diseño por sismo.

Entre los puntos de vista que siempre defendió, estuvieron el eludir la aplicación de métodos elásticos para la resolución de marcos de concreto armado, de los cuales muchos autores no podían nunca prescindir de ellos, y cuando debido a lo complicado del procedimiento, se llegaba a resultados ilógicos, estos autores no detectaban que estaban mal resueltos y un análisis sísmico preliminar bien planteado es siempre mejor que un método largo y complicado que puede llevar a cometer errores.

Las aclaraciones que el maestro Creixell realizaba, radicaban en las bases del diseño sísmico, que muchos autores no tienen claras y no en la aplicación de complicados métodos de cálculo para evaluar el valor de las fuerzas de inercia, actuantes en la estructura.

F₃ En su momento, propuesta del uso de escalas que miden la aceleración del terreno, para aplicarlas en el estudio de las estructuras.

A los constructores, lo que les interesa de un sismo es la aceleración registrada y la duración del temblor.

La escala de Sieberg y después la escala internacional, fueron las que manejaba el maestro desde los años cincuenta del siglo pasado. La escala de Mercalli modificada por Wood y Newmann y la escala de Richter, son más bien para uso de los sismólogos. Éstas últimas miden, una los efectos destructivos y la otra, la energía liberada en el epicentro.

F₄ Estudio particular de los periodos de oscilación del terreno en diversos lugares de la República Mexicana.

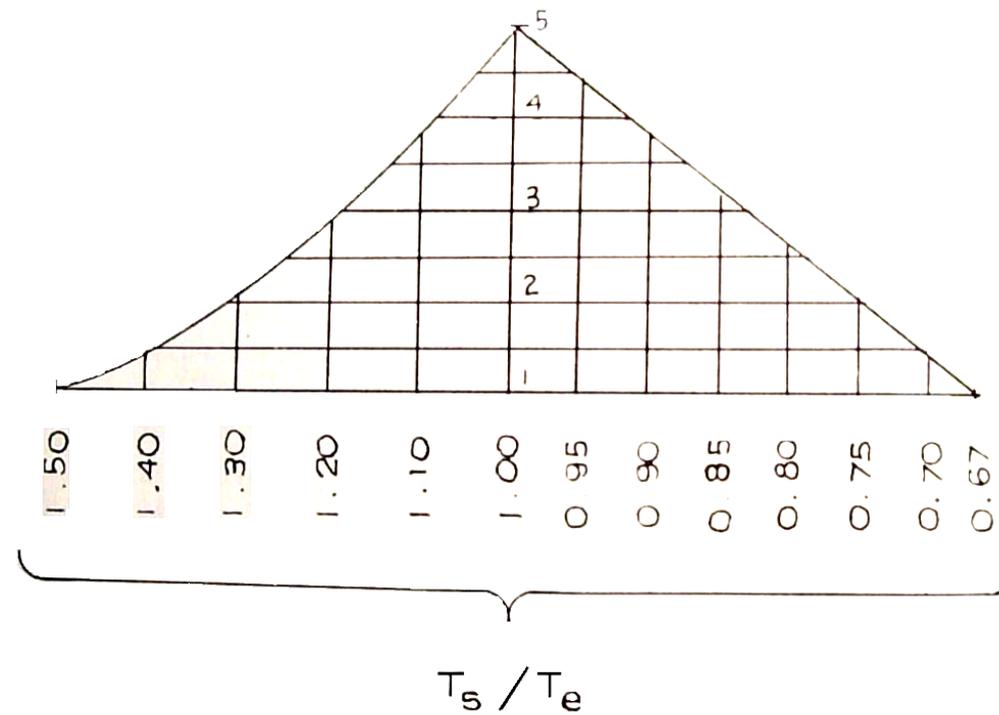
Basados en datos confiables propuso diversos periodos de oscilación para diversos tipos de terreno en la República Mexicana. Todas estas propuestas fueron realizadas cuando también se hacían estudios de otros autores que proponían periodos similares.

	Periodos de vibración, dominantes en el terreno. En seg ²	Velocidades angulares al cuadrado, que corresponden a los periodos de vibración. En radianes por seg ²	Aceleraciones en cm por seg ²
Valle de México. Suelos compresibles	2.15	8.5	50
Valle de México. Suelos intermedios	1.25	25	45
Valle de México. Suelos de baja compresibilidad	0.85	55	40
Sitios cercanos a epicentros	0.50	157	160
Lugares muy cercanos a epicentros, de fuertes movimientos	0.30	439	230

Del periodo del movimiento "Ts", se obtiene la velocidad angular "w" mediante la relación:

F5. Realización de la tabla de factores de amplificación y factores de amortiguamiento sísmico.

Esta sencilla tabla permite saber qué tanto se debe amplificar o reducir el cortante basal en una estructura, al ubicarla en determinado tipo de terreno.



F6. Propuestas en que su época hicieron que se cambiara en el Reglamento de Construcciones, el factor de amortiguamiento, también llamado reducción por ductilidad.

El reglamento de construcciones de 1976 indicaba que la reducción por ductilidad permisible era de seis veces. El maestro propuso que se redujera dicha medida ya que era exagerada y no correspondía a la realidad.

Finalmente en el reglamento de construcciones de 1987 se redujo de seis a cuatro.

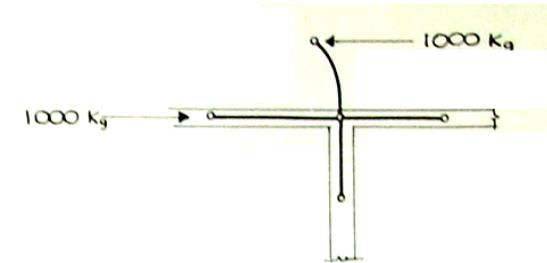
F7. Uso de coeficientes sísmicos que difieren de los reglamentos de construcciones para el D.F. pero que fueron más realistas.

Basándose en los resultados del análisis dinámico, que da los esfuerzos reales, además de tomar en cuenta los esfuerzos de torsión, el maestro Creixell propuso unos coeficientes sísmicos que en su momento fueron los adecuados.

	Factor de Amorti- guamiento
En general, son más dúctiles:	
Los edificios que tienen en su estructura diferentes elementos, con distintos módulos de elasticidad.	
Por ejemplo, unas secciones de acero y otras de concreto armado.	2
Las estructuras de concreto armado o acero y muros de mampostería que contribuyen a su resistencia.	2
Las estructuras de madera con uniones entre sus miembros, no muy rígidas que toleran ciertos movimientos entre sí.	2
Los muros de madera hechos con tablas machihembradas, que admiten movimientos relativos.	2
Las construcciones de piedra o bloques en las que sus sillares no están ligados con mezclas o mezclas resistentes.	2
Los puentes con juntas de construcción que permiten movimientos relativos pero que además se han puesto para tolerarlos de bastante amplitud, pues muchos puentes han caído por experimentar movimientos mayores que los esperados.	2
Son dúctiles, pero menos que los anteriores.	
Los edificios de concreto armado, elásticos y flexibles pero con bastante armadura de acero que permite movimientos que salen de los límites de la elasticidad, sin ocasionar roturas apreciables. Con columnas bien zunchadas y trabes con acero en tensión y compresión.	1.75
Las estructuras de acero, revestidas de concreto, cuando éste se ha armado con bastantes estribos.	1.75
Las cubiertas de armaduras, arcos o bóvedas que están ligadas pero no rigidamente en los elementos que las soportan.	1.75
Los techos laminares de concreto armado, que toleran bastante bien movimientos de acomodación.	1.75
Las construcciones muy pesadas que descansan en terrenos granulados o suaves.	1.75

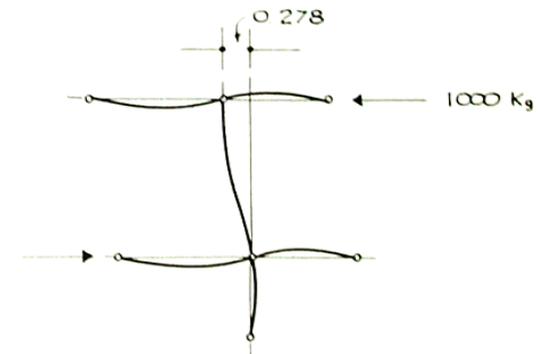
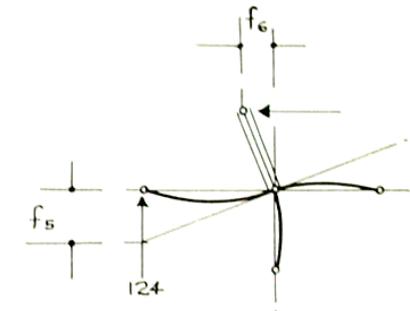
F8. No partir del coeficiente sísmico sino de la aceleración, para el estudio sísmico de las estructuras por análisis dinámico

Resultó más realista partir de la aceleración máxima esperada en un sitio, cuando se va a realizar un análisis dinámico, que cuando se basa en un coeficiente sísmico que puede estar incrementado por razones de seguridad.



F9. Procedimientos simplificados para obtener la constante de resorte de un elemento continuo de una estructura, considerando todas sus condiciones elásticas.

Algunos autores obtenían la constante de resorte de un elemento de una estructura, sin considerar el efecto que en la deformación tienen las travesas, lo cual resulta incorrecto y lleva a resultados falsos. El maestro, incluía en sus cálculos el efecto de travesas y columnas superiores e inferiores, además usaba un método para determinar la constante de resorte, mucho más sencillo y comprensible.

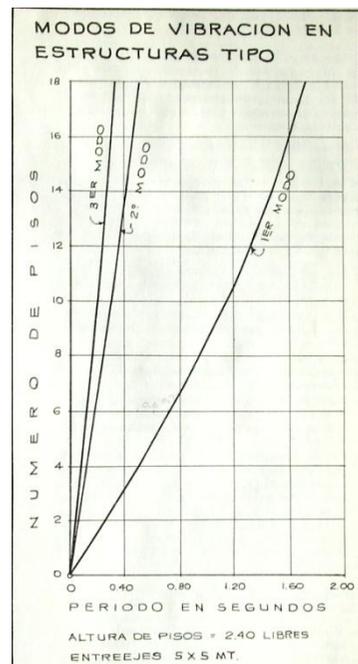


F₁₀. En una época, aclaraciones sobre la indefinición del momento de inercia y del módulo de elasticidad del concreto armado, para el diseño sísmico.

El maestro fue pionero en insistir que el momento de inercia y el módulo de elasticidad en el concreto armado no son fáciles de determinar, por lo cual desaconsejaba tomar estos valores de una forma dogmática, sobre todo cuando se trata del análisis elástico de la estructura.

F₁₁. Realización de tablas gráficas de diversos edificios que poseen diferentes estructuraciones.

En estas tablas se aprecian las condiciones dinámicas reales de cada tipo de estructuración.



EL COEFICIENTE OBTENIDO PARA EL 1ER MODO FUE DE 1520 (193209, 212919, 811619, 213219, 117019).
DE 419.685

CASO	NIV. CONSTANTES	CARGAS EN C/ NIV. TOTAL	MASAS	ESP. CONT. EN LA BASE PARA EL 1ER MODO	CARACTERISTICAS.
A	3 2600 4320 6120	14700 15680 16660	15 16 17	ESTE ES EL VALOR PARA LOS CASOS FUE: 3763 VE: 1520	TIENE ESTRUCTURA QUE LOGICAMENTE A MEDIDA QUE BAJA DENIVEL ES MAS FUERTE Y PORTANTO MAS RIGIDA Y PESADA.
B	4 2600 4320 6120 7840	14700 15680 16660 17640	15 16 17 18	ESTE VALOR ES VALOR SI CW=0.08 Y FUE 5175 1922	IGUAL AL ANTERIOR PERO CON UN PISO MAS.
C	4 2600 4320 4320	14700 15680 15680 15680	18 16 16 16	CW=0.08 SE VE CW=0.05 FUE 4939 2129	LA ESTRUCTURA DE P.BAJA Y 1ER PISO SE HA DISEÑADO TAN FLEXIBLE COMO LA DEL 2º PISO LOGRANDO ASI LA MISMA CONSTANTE DE REGORTE.
D	4 195600 195600 9400	18620 18620 18620 74480	19 19 19 19	CW=0.08 CW=0.05 CW= CW= 5358 8116	HAY MUROS DE CARGA LOGICAMENTE RIGIDOS. EN LAS 3 PLANTAS ALTAS Y UNA ESTRUCTURA QUE TAMBIEN PORTAR RESULTA MAS RIGIDA Y PESADA QUE EN EL CASO ANTERIOR.
E	4 195600 195600 195600 195600	18620 18620 18620 18620 74480	19 19 19 19 19	CW=0.08 CW=0.05 CW= CW= 5358 2132	EN ESTE CASO TODAS LAS PLANTAS TIENEN MUROS DE CARGA.
F	4 2600 4320 195600 195600	14700 15680 18620 18620	15 16 19 19	CW=0.08 CW=0.05 CW=1130 = 5401	SE TRATA DE UNA ESTRUCTURA COMO LA DEL CASO B PERO QUE SE RIGIDIZO EN P.BAJA Y 1ER PISO CON MUROS O TENSORES CRUZADOS.

EN ESTA TABLA SE SEÑALAN LOS COEFICIENTES BASICOS SISMICOS QUE SE HUBIERON OBTENIDO SI SE APLICABA EL CRITERIO ESTADICO. NIVEL DE EJOS CORRESPONDE A LOS CALCULOS DINAMICAMENTE QUE SON LOS SEÑALADOS A UN DERECHA CON LA PIZ. (Y QUE SE CALCULAN PERO 419.685 Y NO PARA 80.685).

LOS CASOS SON APROXIMADAMENTE DE 5.20 CARBONO

F12. Realización de tablas para columnas circulares.

Mediante estas gráficas se puede obtener el momento resistente de columnas circulares a flexo-compresión.

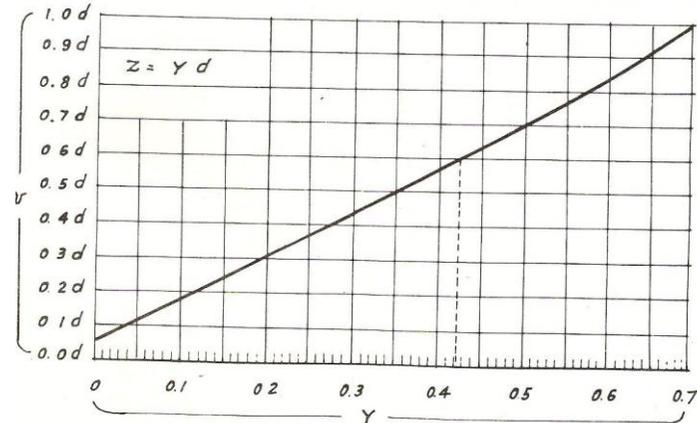
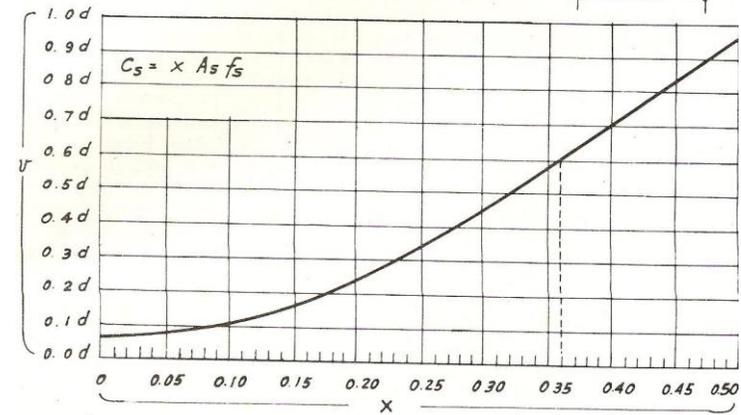
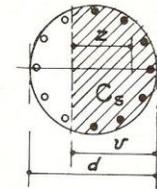
F13. Conclusiones de edificios que resultan mejores para resistir temblores.

Enlistó lo que a su juicio resultan los edificios mejor construidos para temblores.

- Por su terreno.
- Por su forma.
- Por su estructura.
- Por su sistema de apoyo.
- Por su relación con los edificios colindantes.
- Por sus materiales en general.

COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO DE SECCION CIRCULAR.

COMPRESIONES "C_s" DEL ACERO Y DISTANCIAS "Z" DESUS PUNTOS DE APLICACION AL PLANO NEUTRO PARA DIFERENTES POSICIONES DE ESTE. —



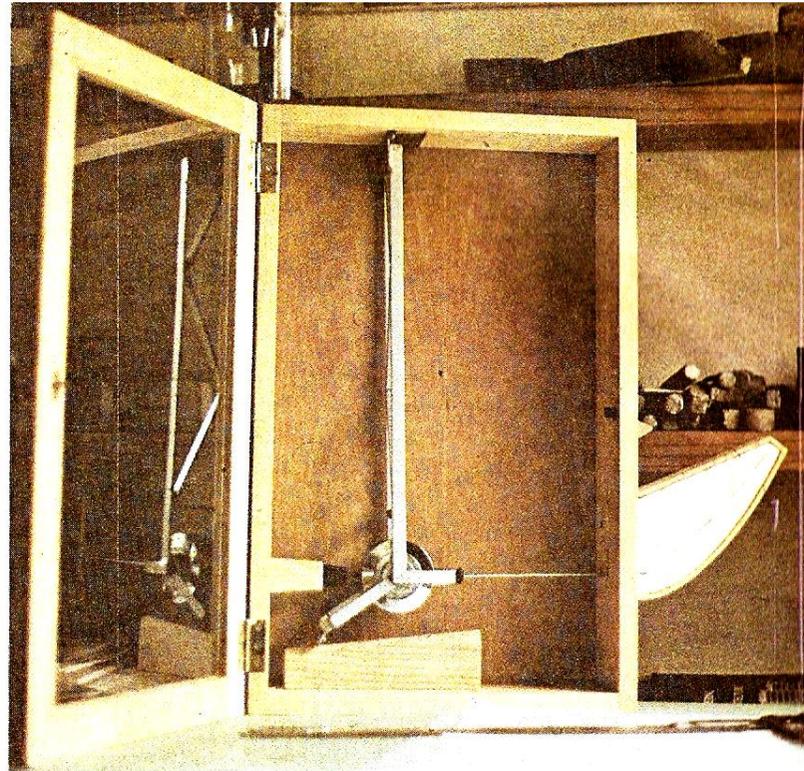
G. Construcción de aparatos:

El maestro Creixell construyó los siguientes aparatos:

1. Acelerómetros.
2. Sismoscopios.
3. Sismógrafo de relojería.
4. Trepidómetro.
5. Aparato para observar las oscilaciones del "suelo en reposo".
6. Aparato para medir los empujes de tierras.
7. Aparato para probar péndulos que puedan o no entrar en resonancia.
8. Mesa vibratoria manual.

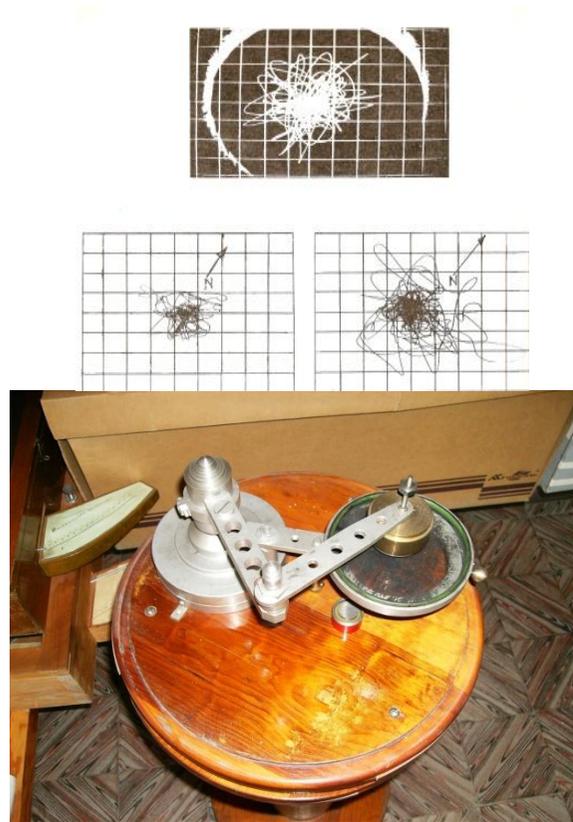
1. Acelerómetro.

Construyó dos de éstos, de tipo mecánico y que marcan la máxima aceleración del terreno en un sismo. Son sencillos y de alta precisión. La aceleración se mide en el aparato, en cm/seg^2 .



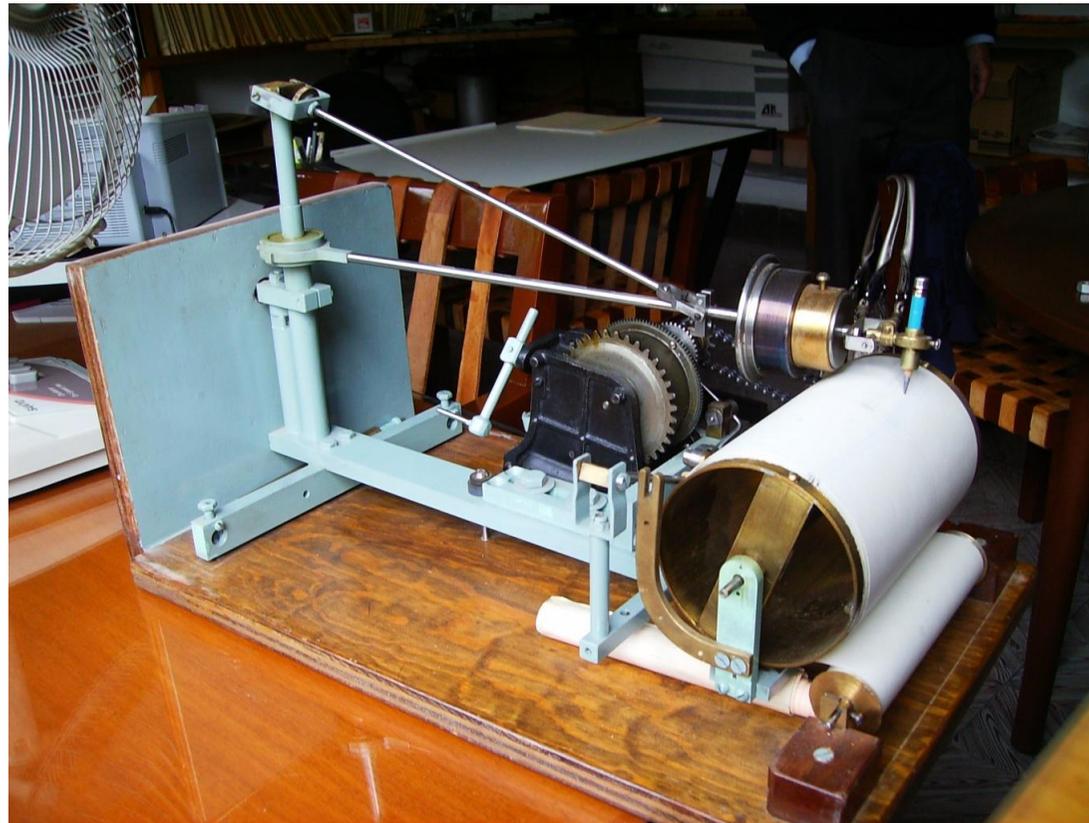
2. Sismoscopios.

Realizó dos sismoscopios, usando una doble rótula que a su vez permite registrar en un cristal ahumado, los desplazamientos del suelo a la hora de un sismo. Estos desplazamientos se miden en centímetros.



3. Sismógrafo de relojería.

Es un preciso aparato que traza el sismograma sobre una tira de papel que gira sobre un tambor, que registra las oscilaciones del terreno expresadas en una gráfica similar a la del movimiento armónico simple ($Y = \text{sen } x$, $Y = \text{sen } wt$).



4. Trepidómetro.

Sencillo y preciso aparato que registra las aceleraciones verticales o trepidaciones en cm/seg^2 . Se arrancó y registró éstas por primera vez en la ciudad de México el 19 de septiembre de 1985.



5. Aparato para observar las oscilaciones del "suelo en reposo".

Mediante una lámpara y la sombra ampliada de un péndulo en reposo, es posible apreciar que el subsuelo de la zona III está en permanente movimiento.

6. Aparato para medir los empujes de tierras.

En lugar de hacer cálculos numéricos, es posible determinar qué volumen de tierra es el que realmente empuja a un muro de contención.

7. Aparato para probar péndulos que pueden entrar o no en resonancia.

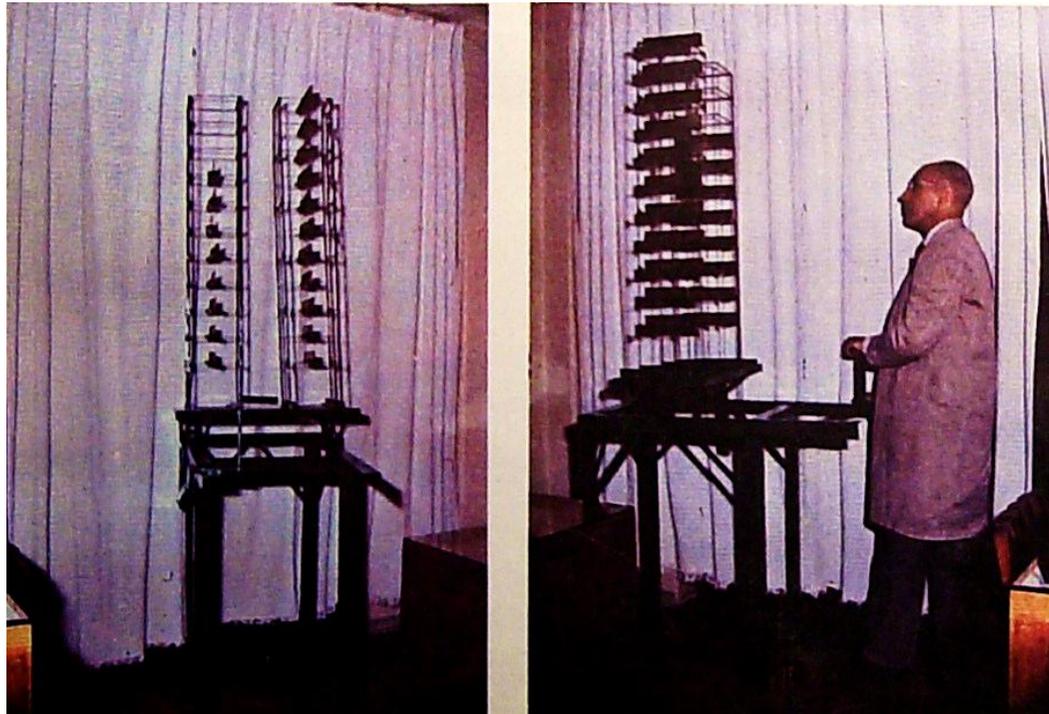
Este aparato consta de un motor que gira con una velocidad angular uniforme, el cual desplaza a una barra horizontal que tiene un periodo de oscilación fijo. Al colocar un péndulo en la barra dependiendo de la longitud de la cuerda, se observará si éste entra o no en resonancia. (Se aplica la simplificación de que el periodo de oscilación del péndulo es $2\sqrt{L}$).

Cuando la longitud de la cuerda tiene un largo determinado el péndulo se sacude violentamente. Cuando no hay resonancia el péndulo se queda quieto. Se aplica el principio de que si el periodo de oscilación de emisor es 1.5 veces mayor o menor que el del receptor, el fenómeno de la resonancia no ocurre.



8. Mesa vibratoria manual.

Antes de que se contara con las modernas mesas vibratorias electrónicas, el maestro Creixell ya había construido una manual, a la que se le colocaban maquetas de estructuras, que demostraban claramente la resonancia o la ausencia de ésta.



El arquitecto Creixell con su mesa vibratoria.

h) Reconocimientos.

Fue profesor de la Escuela Nacional de Arquitectura desde los años treinta del siglo pasado hasta finales de los años ochenta del mismo siglo.

- Fue reconocido como miembro de La Academia Mexicana de Arquitectura.
- Miembro del Colegio de Arquitectos de México.
- El arquitecto Creixell fue reconocido como maestro emérito de la UNAM.



Estabilidad de las construcciones.

Este texto ha sido consultado por varias generaciones de estudiantes de arquitectura de la UNAM.

Consiste en una serie de conceptos sintéticamente descritos y que son la base para poder seguir después estudiando otros textos de estructuras y de construcción.

Con una objetividad notable, se tratan aspectos de la resistencia de materiales, de las características de los sismos. Hay también un capítulo dedicado a columnas realizadas con acero, concreto armado y madera.

Hay otro referente a vigas, en el que destaca la explicación del esfuerzo cortante horizontal, el cual muchos autores no lo abordan con claridad o simplemente lo eluden.

Hace un estudio práctico de los momentos internos en las piezas sujetas a flexión y resuelve ejercicios de vigas de acero, madera y concreto armado.

También contiene un capítulo dedicado a marcos, vigas empotradas y continuas, en donde aclara situaciones relativas al momento de empotramiento, que otros autores no son capaces de abordar con claridad.

Existe otro dedicado a las losas de concreto armado, con aclaraciones importantes que permiten saber diferenciar la losa continua de la losa de un solo claro.

Continúa un capítulo dedicado a la torsión, nuevamente con simplificaciones que aclaran el concepto.

Tiene uno dedicado a las columnas con carga excéntrica y explica cuándo es posible aplicar la fórmula de la flexocompresión y en qué casos no es válido.

A su vez tiene una útil síntesis de lo que ocurre con los esfuerzos producidos por el viento.

Hay dos capítulos dedicados a las armaduras y medios de unión. Hay uno en el que trata la fricción con útiles simplificaciones. Otro relativo a muros de contención con sus experiencias personales y consejos para su análisis y cálculo.

Existe un capítulo, muy útil, relativo a los muros de carga, en donde explica con claridad, cómo resolver ejemplos prácticos. También tiene otro correspondiente a la elástica en vigas y construcciones prácticas aplicables.

Además existen los siguientes capítulos:

Uno dedicado a cuarteaduras de los muros. Otro dedicado a vigas cruzadas. Vigas y marcos por medio de la elástica, arcos, bóvedas y cúpulas

Trata excelentemente bien, sintéticamente, con consejos prácticos y comentarios, lo relativo a terrenos y cimentaciones.

Adicionalmente habla de disminución de cargas en los edificios, concreto armado presforzado, estructuras laminares de concreto, vigas vierendell.

Finalmente concluye el libro con un amplio capítulo dedicado a construcciones antisísmicas, que es una introducción práctica a lo que trata después en su libro que lleva el mismo nombre que este capítulo.

En este capítulo aborda lo siguiente:

Sismos, sus causas. Transmisión del movimiento. Efectos de los sismos en las construcciones. Intensidad y escalas de temblores. Sincronización o resonancia. Modos de vibración. Cálculos contra sismos. Coeficientes sísmicos. Ejemplo de cálculo de un edificio. Cálculo de un empotramiento en la base de un edificio. Momentos en columnas. Momentos en las trabes. Coeficientes de materiales para cálculos sísmicos. Torsión, tensores cruzados, cálculo de muros de ladrillo al empuje horizontal. Arcos y bóvedas antisísmicas. Elementos libres en los edificios. Edificios mejor construidos para temblores. Además nos muestra cómo podrían dibujarse los planos constructivos en un edificio.

Construcciones antisísmicas.

Publicado en 1979, este libro, el primero escrito por un arquitecto que trata el estudio del efecto de los sismos en las construcciones, aborda los temas de mayor importancia. El libro se inicia mencionando las causas, lugares y forma de transmisión de los terremotos.

Inmediatamente después define y describe conceptos básicos en el fenómeno sísmico, relacionados con sus efectos en los edificios. Posteriormente aborda cuáles son los esfuerzos horizontales producidos por los temblores que repercuten en las construcciones.

Se estudia el análisis estático y el análisis dinámico.

En el proceso del análisis dinámico, se sigue un método sencillo en cuanto a su comprensión. Se realizan tablas en las cuales aparecen las masas, la velocidad angular al cuadrado, los desplazamientos, los esfuerzos cortantes, las constantes de resorte y las deformaciones.

Además se obtiene el periodo de vibración a determinado modo.

Explica el diseño estático simplificado, los efectos de la resonancia y el amortiguamiento o reducción por ductilidad.

Trata los esfuerzos de volteo, la torsión dinámica, los esfuerzos verticales debidos a los temblores trepidatorios.

Después realiza el cálculo de columnas, trabes y muros sujetos a sismos. Estudia los tensores cruzados, las bóvedas y arcos, los elementos libres en las estructuras, las estructuras presforzadas.

Realiza un análisis de cuáles son los edificios mejor construidos para temblores. Finalmente muestra los aparatos que él construyó. Hace además una tabla de temblores registrados en la República Mexicana y en el mundo y muestra fotografías de edificios que fallaron en los terremotos.

El arquitecto Bernardo Calderón Cabrera.

Profesor de varias generaciones de arquitectos. Profesor en el posgrado de arquitectura. El profesor Bernardo Calderón fue un destacado maestro de la UNAM con un sentido común altamente desarrollado. Con una inteligencia notoria, con la práctica profesional y la cultura suficiente para poder opinar de arquitectura, de diseño y cálculo de estructuras y de diseño por sismo.

Actualizado en los avances que el instituto de ingeniería de la UNAM iba logrando en el conocimiento del fenómeno sísmico siempre conservó un equilibrio en lo referente a cómo se debían enseñar las estructuras a los arquitectos.

Pese a conocer las propiedades prácticas del concreto, el momento último que éste es capaz de resistir, los procedimientos aplicables del diseño plástico y las pruebas de laboratorio que el instituto realiza, siempre fue, al igual que el maestro Creixell, un defensor de los procedimientos de cálculo sencillos, como es el diseño elástico del concreto reforzado.

Se sabe que con el diseño plástico se obtiene el momento real de una pieza en flexión a la falla, pero el diseño elástico no queda nunca, pese a lo que algunos opinan, como un método de cálculo obsoleto.

Tratándose de piezas que simultáneamente alcanzan el agotamiento útil del concreto a deformaciones unitarias de 0.003 y alcanzando al mismo tiempo el límite de fluencia, es decir con falla balanceada, tanto el diseño elástico como plástico dan resultados iguales.

La diferencia entre un método y otro estriba en que en la medida en que la pieza a flexión no tenga falla balanceada, entonces el diseño plástico aprovecha mejor las condiciones del material y se tiene un "ahorro" al usarse este método y el diseño plástico implica en estas condiciones un mayor aprovechamiento del material.

Pese a todo esto, el maestro Calderón decía que ese margen adicional en el factor de seguridad del diseño elástico no era en contra de la estructura, sino a favor de ella.

En su despacho en la colonia Roma, en la calle de Oaxaca no. 28, durante muchos años, junto con su hermano, el arquitecto José Luis Calderón Cabrera, realizó el proyecto estructural de múltiples edificios de importancia en México.

Entre ellos destacan, el Hotel Camino Real de México D.F el Centro Médico del Seguro Social, el nuevo edificio de la entonces Escuela Nacional de Arquitectura de la UNAM, las preparatorias de la UNAM y muchos otros.

Publicaciones:

Entre sus publicaciones más conocidas están las siguientes:

- Cimentaciones y cimientos.
- Diseño de estructuras arquitectónicas resistentes a temblor.

Una de las características que el maestro Calderón tenía en sus publicaciones, era que el lenguaje usado, las explicaciones expresas y el nivel de complejidad con el que trabajaba un tema, lograba que fuera fácilmente comprensible para quienes tenían un nivel elemental de formación matemática y un deseo de saber.

Cimentaciones y cimientos.

Es un sencillo pero efectivo texto manuscrito, en el que con capacidad de síntesis, se aborda la solución para cimientos en la zona de lomeríos, transición y fondo de lago.

Se resuelven ejercicios de aplicación y se realizan croquis suficientemente claros, para comprender como deben ser las zapatas en cada tipo de suelo, ya sean de piedra o de concreto armado.

Se realiza un ejercicio que consiste en obtener la cimentación de un edificio ubicado en la zona de transición y además se revisa por sismo esta estructura para una aceleración de 60 Gals.

El procedimiento que se usa es fácilmente comprensible.

Además se revisa la capacidad del suelo para una presión momentánea adicional a la existente, que se refiere al efecto del temblor sobre el terreno. Aplica para resolver este ejercicio la fórmula de la escuadría, en la cual se hace participar el peso actuante sobre una columna, el área de la zapata, el momento sísmico y el módulo de sección de la zapata.

Diseño de estructuras arquitectónicas resistentes a temblor.

En este texto nos muestra cuáles son los coeficientes sísmicos aplicables en su momento, el método simplificado de análisis estático, las fuerzas de inercia, la obtención de las constantes de resorte tomando en cuenta la flexión propia de la columna de su parte alta y en la baja, la deformación por flexión y se tiene además un serie de señalamientos muy útiles y dados de forma sintética.

El arquitecto Rafael Farías Arce.

Realizó un texto llamado: "Muros de carga, sismo", publicado por la UNAM. Tuvo varias reimpresiones.

En él se aborda el estudio de muros de mampostería realizados de acuerdo a las normas técnicas complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Tiene como característica el enfocarse a un trabajo en el cual se hace énfasis en la obtención de las fórmulas para los cortantes directos y por torsión, que serán aplicadas cuando existan esfuerzos horizontales. También se dedica a la obtención de fórmulas para determinar la constante de resorte de un muro de mampostería, basándose en la deformación por cortante y la deformación por flexión. Realiza posteriormente una bajada de cargas y obtiene los anchos requeridos para los cimientos de una casa habitación, realiza una tabla con los resultados, obtiene la resultante de las cargas y la de rigideces del mismo ejemplo.

Después aplica el análisis estático simplificado, obtiene las fuerzas de inercia y hace la suma algebraica de los cortantes por torsión.

Revisa cada uno de los muros de acuerdo a las normas técnicas complementarias para mampostería del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Realiza una tabla con los resultados. Finalmente lleva a cabo un ejercicio numérico, en un proyecto con muros de mampostería de planta circular.

De este ejemplo se obtiene la posición de los ejes centroidales, obtiene las rigideces de los muros, calcula las excentricidades, calcula el cortante directo y el cortante por torsión, revisa cada muro y hace una tabla con los resultados.

En este texto, se da mucho énfasis a la obtención de las formulas aplicables realizando un análisis matemático, digno de reconocerse.

También es de reconocerse el desglose con el cual se va llegando a los resultados.

En la parte correspondiente a la bajada de cargas, se aprecia un procedimiento que podría ser abordado de una manera mucho más comprensible para los alumnos.

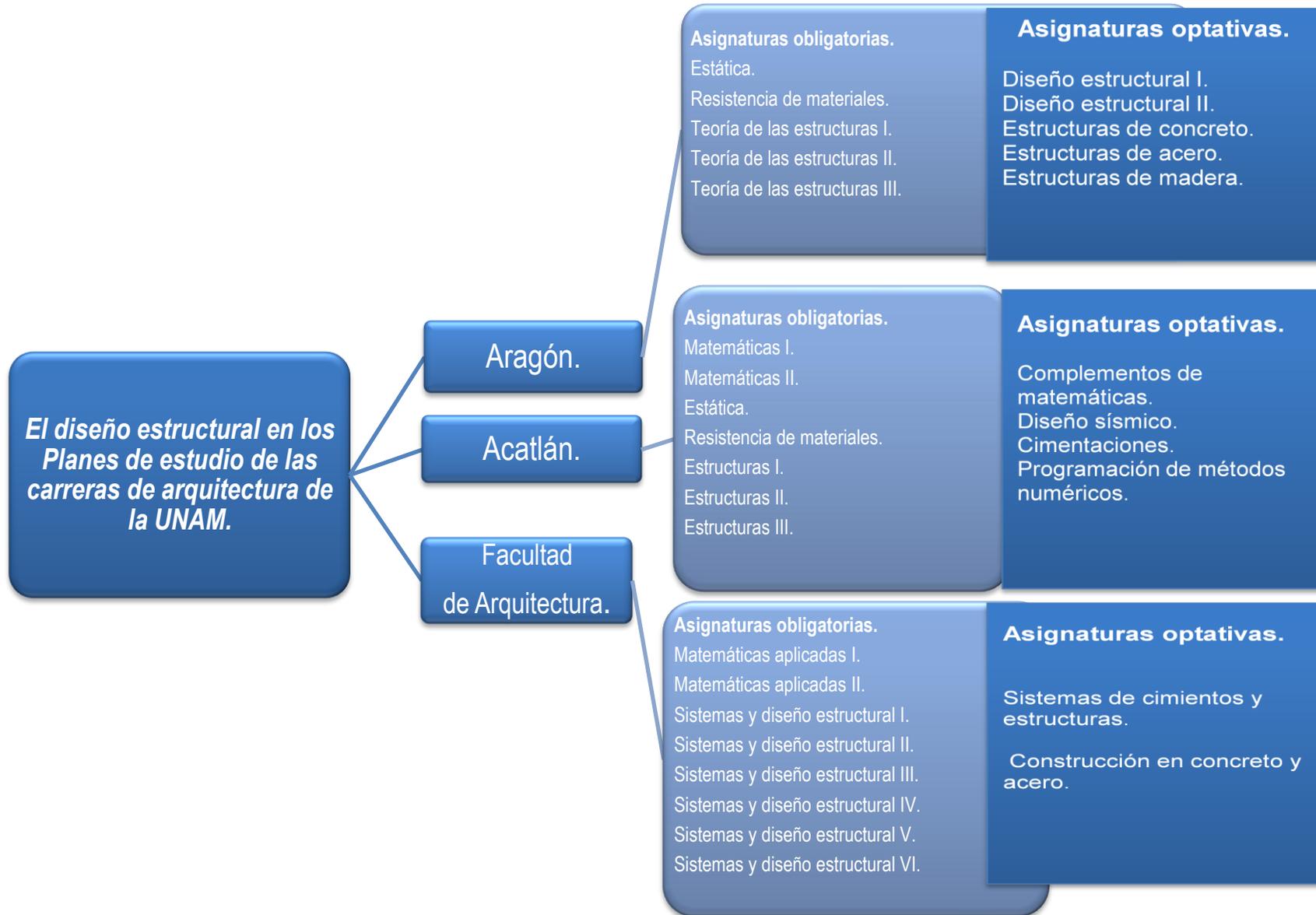
Por ejemplo en la página 56, se calcula una zapata aislada que no es válida para un terreno de fondo de lago y que producirá confusión en los estudiantes. Así también en la página 53 obtiene un ancho de cimiento de piedra de 1,15m y que no es admisible por su excesivo peso, para terrenos de fondo de lago.

Posteriormente elimina tanto la zapata aislada como el cimiento de piedra de 1.15m de ancho y las sustituye por unas zapatas corridas de piedra de menor anchura.

Si los alumnos encuentran resuelta un zapata aislada de concreto armado para un terreno de fondo de lago, gran parte de ellos imitarán el procedimiento, lo cual didácticamente hablando es incorrecto.

También en la edición de 1987, menciona los nuevos coeficientes sísmicos que se deberán aplicar a las construcciones. Pero el ejemplo resuelto está con los de 1976. Esto último produce confusión en los alumnos.

Así mismo, se toma muchas páginas del texto para determinar cuál es la carga viva que actúa en cada tramo de losa. Lo anterior no es incorrecto, porque el reglamento lo pide. Sin embargo, por sentido común, la carga viva real que actúa en un determinado tablero de una losa, nunca será la que pide el reglamento, sino la que en la práctica, observando lo que realmente ocurre en las casas habitación, esté actuando.



Capítulo 2.

El diseño sísmico en los planes de estudio de las carreras de arquitectura de la UNAM.

Los planes de estudio en el área de estructuras de las carreras de arquitectura de la UNAM. La manera como se aborda la enseñanza del diseño por sismo en dichas carreras. El tiempo dedicado de los conceptos de diseño por sismo en los planes de estudio de las carreras de arquitectura de la UNAM.

1) EL DISEÑO ESTRUCTURAL EN EL PLAN DE ESTUDIOS DE LA FES - ARAGÓN.

La sub área de diseño estructural consta de las siguientes materias obligatorias:

- Estática.
- Resistencia de materiales.
- Teoría de las estructuras I.
- Teoría de las estructuras II.
- Teoría de las estructuras III.

Las materias optativas son:

- Diseño de estructuras I.
- Diseño de estructuras II.
- Estructuras de concreto.
- Estructuras de acero.
- Estructuras de madera.

Estática.

El curso está bien planteado. No requiere modificaciones en su contenido.

Resistencia de materiales.

El curso en varios aspectos está bien planteado, salvo ciertos errores. Es un curso muy extenso, que incluye la explicación de vigas estáticamente indeterminadas y su aplicación a vigas empotradas y vigas continuas. Todos los profesores que imparten resistencia de materiales dejan el tema de vigas continuas para el siguiente curso, es decir Teoría de las Estructuras I.

El curso también incluye flambeo y su aplicación a columnas largas. Se pide la aplicación de este concepto a columnas de acero, madera y concreto armado.

Se solicita que el alumno realice un modelo de viga y otro de una columna que surja del ejercicio visto en diseño arquitectónico. Ésta última actividad jamás se ha realizado en arquitectura y es comprensible porque:

Realizar un modelo de viga o columna que surja del tema que están viendo en diseño arquitectónico no es más que una buena intención, porque hablar de modelos en resistencia de materiales implica uso del laboratorio de materiales.

Si se trata de una columna de concreto armado o de acero, realizar el modelo a escala significa un trabajo que puede tomar todo el semestre o no realizarlo nunca porque no se logra, sobre todo en acero, para dar la escala exacta y proporcional, con los medios que cuentan los alumnos.

Si acaso se realizará una maqueta burda, que servirá mejor para el curso de procedimientos de construcción.

Pero algo básico es lo siguiente:

¿Cómo va a realizar el alumno un modelo de laboratorio que sirva para ser ensayado, si en la clase de diseño le aprueban al alumno la solución de su proyecto, casi el último día de clase?

¿Cómo va a lograr reducir los espesores de una varilla de $1\frac{1}{2}$ " a su correspondiente escala 1:10 por ejemplo?

Y en caso de placas de 1" de espesor, la reducción exacta a placas de 2.54 mm. Si se usa la escala 1:10, ya que la lámina calibre 10, 12 o 14 no corresponde a escala con los espesores usuales de las placas.

Volviendo a los conceptos de continuidad y flambeo, ¿Cómo va el alumno en catorce o dieciséis semanas de clase, además de todos los conocimientos adquiridos, ver la ecuación de tres momentos, pendiente - flecha y distribución de momentos, para entender la continuidad?

Y con respecto a flambeo, ¿cómo va a entender al alumno el flambeo en una columna de concreto armado, si no ha llevado un curso elemental del mismo?

Por lo tanto, el plan de estudios de la sub-área de estructuras, en resistencia de materiales, tiene algunos errores que se deben corregir.

Teoría de las estructuras I.

Este curso está plagado de errores, que son consecuencia de los producidos en Resistencia de Materiales y de otros que se plantean en el de Teoría de las Estructuras.

Primero, llamarle Teoría de las Estructuras a un curso convencional de estructuras I, es muy ambicioso. Sería mejor que se le llamara de forma más sencilla, es decir como se dijo antes: "Estructuras I". Se plantean al principio de este curso varias definiciones y conceptos que no deben entrar en el contenido.

- a) Se dice que "el alumno diferenciará los elementos estructurales por su características y aplicación". Eso corresponde a un curso de construcción.
- b) El alumno clasificará y seleccionará los materiales utilizados en los elementos estructurales". Eso corresponde a un curso de construcción.

Pero lo peor, es que en la sub - área de construcción **en ningún curso, se contempla que el alumno deba estudiar los materiales de construcción para estructuras.** (Se habla de los materiales utilizados para recubrimientos, pero jamás de los usados en las estructuras).

Por lo tanto: Si el plan de estudios de arquitectura Aragón, no contempla el estudio de los materiales estructurales y además no existe ningún curso de matemáticas en la carrera (ni obligatorio ni optativo) el resultado en el nivel de preparación de los alumnos es previsible. Simplemente el aplicar un examen diagnóstico de matemáticas a los alumnos de primer ingreso, o de niveles superiores, muestra que en nivel de conocimientos en este campo es casi nulo y no están capacitados para tomar clase de resistencia de materiales o estructuras.

Lo que el alumno "aprende", es la **mecánica operacional** para resolver ejercicios de la aplicación de estas asignaturas:

1er paso: Se hace "esto". 2º paso se hace lo "otro", etc. pero no puede explicar porqué se hace "esto" en cada etapa del ejercicio y menos que es lo que significa el fenómeno en si, en la estructura del edificio.

La universidad tiene diferencias con otras escuelas que enseñan arquitectura a niveles muy elementales, o con los conocimientos empíricos que el personal de las obras puede poseer. Estas mencionadas diferencias, consisten en que las universidades deben enseñar a sus alumnos "porqué son las cosas" y no solo "cómo se hacen las cosas".

Volviendo al curso de Teoría de las estructuras I, donde se pide que el alumno clasificará y seleccionará los materiales utilizados en los elementos estructurales", el objetivo no se logrará por lo mostrado anteriormente.

Cabe hacer mención que aunque el plan de estudios no contempla los materiales de construcción para estructuras, lo cual es muy grave, algunos profesores de construcción (unos más y otros menos) explican algo de estos materiales, pero nunca lo suficiente, lo cual hemos comprobado, en repetidas ocasiones en grupos de semestres superiores de Elementos y Sistemas Constructivos.

De diez preguntas elementales sobre materiales de construcción realizados a grupos de treinta alumnos, **ninguna** de las preguntas fue contestada por los mismos.

Este curso de Teoría de las Estructuras I, de repente "brinca" a un objetivo intermedio que tampoco logrará:

"El alumno distinguirá los sistemas de análisis estructural para cargas verticales y por sismo que puede utilizar, (Newmark, Portal, Kani, Cross, Analstruc, Marpla; Super Etabs) entre otros".

Si no se imparten las bases de la continuidad ni en Resistencia de Materiales, ni en Teoría de las Estructuras I, ni tampoco se dan las bases del diseño por sismo, cómo es posible que se pida un objetivo imposible de lograr.

Para poder utilizar estos métodos, primero necesita aprenderlos, lo cual no se logra, ni con el modo como esta planteado el plan de estudios, ni con el nivel de conocimientos de los alumnos. Después se dice que "el alumno aplicará el método de Cross de análisis estructural en ejemplos de vigas, muros y losas y también para cargas horizontales (sismo o viento).

Cuando se habla de marcos, no se especifica si son marcos de uno o varios claros, de uno o varios niveles, simétricos o asimétricos en forma y en carga y debido a ello, cada profesor ve marcos de cualquier tipo, según sea su preferencia personal.

Aquí el problema radica, en que no es lo mismo ver un marco de un solo claro y de un solo nivel, simétrico o asimétrico en forma y cargas, que uno de varios claros y varios niveles. Los alumnos sufrirán al no entender, cómo y por qué se siguen determinados pasos para la resolución de marcos sencillos y peor será en los marcos de varios claros y niveles.

Como un conocimiento básico a adquirir por el alumno al término del curso está:

"El alumno será capaz de evaluar las condiciones de estabilidad de elementos estructurales".

Este conocimiento no se logrará mientras subsistan las deficiencias del plan de estudios en diseño estructural, mientras el alumno no tenga un curso básico de concreto armado, acero, mampostería y de sismo y no mejore sus conocimientos en matemáticas. Además ese nivel para evaluar las condiciones de estabilidad de elementos estructurales; se alcanza cuando el alumno está en los últimos semestres de la carrera, en el mejor de los casos.

Es importante mencionar que los cursos básicos de concreto armado, acero, etc. son materias optativas que se cursan después de los de estructuras y se arma un enredo a los alumnos al exigirles diseño de elementos estructurales en estos materiales.

Es evidente que el proceso es a la inversa:

- Primero estudiar cursos básicos de concreto armado, acero, mampostería, sismo, etc. y después en los cursos posteriores de métodos de análisis estructural más avanzado aplicar lo aprendido en los cursos básicos.
- El plan de estudios de la FES-Aragón no contempla un curso básico de diseño de estructuras de mampostería, ni siquiera en las materias optativas.

Teoría de las estructuras II.

La intención y el alcance de este curso es muy buena, pero no se logrará por parte de los alumnos su comprensión.

Lo anterior es debido a que el alumno nunca recibió las bases necesarias para lograr entender lo que tratará el curso.

El objetivo del curso es:

"El alumno analizará las condiciones normativas para que una estructura y sus elementos componentes sean estables y resistentes".

Objetivos intermedios del curso:

Contenidos y especificaciones de las normas y reglamentos que rigen el diseño estructural.

El alumno **identificará** y **explicará** las diferentes normas y especificaciones, tales como:

- Normas técnicas complementarias para el D.F. en lo referente a concreto, madera, acero, mampostería, etc. (sismo; viento y cimentaciones).
- American Concrete Institute (A.C.I.).

Dimensionamiento de elementos estructurales:

El alumno dimensionará las secciones adecuadas de los elementos estructurales, con base a la aplicación de un método de análisis estructural en:

- Madera.
- Acero
- Concreto reforzado.
- Otros.

¿Cómo es posible pretender que el alumno **identifique** y **explique** las normas técnicas complementarias para el D.F. si no ha tenido un curso básico de concreto armado, acero, madera, etc.?

Para la **explicación** de estas normas, se requiere tener conocimientos intermedios y avanzados sobre estos materiales y sobre todo **matemáticos**, que no poseen los alumnos.

¿Cómo van a explicar los alumnos las normas técnicas complementarias sobre sismo, si nunca han tenido, según marca el plan de estudios un curso básico sobre el tema?

Como siempre ocurre, la buena voluntad de los profesores de estructuras, hace que además de lo que se pide en este ambicioso y muy interesante curso, se añadan otros conocimientos extras, de manera aislada y rápida (en una o dos clases) donde explican dichas bases dando un programa, extremadamente elemental y totalmente insuficiente, para pasar luego a la explicación de las normas.

Nuevamente los alumnos, “aprenderán” a repetir un proceso que no entienden, sino que lo aplican sin saber lo que están haciendo. Si el curso dura catorce semanas, en ese periodo de tiempo deberán identificar y explicar las normas técnicas complementarias, aprender a dimensionar elementos estructurales en cualquier material, además, en el curso se solicita que elaboren un plano estructural y por último el alumno conocerá diferentes sistemas de análisis y verificación estructural por medio de programas de cómputo. Todo ello en catorce semanas de clase, sin tener las bases mínimas requeridas y sin tener conocimientos de matemáticas adecuadas, por supuesto que no se logrará el objetivo.

Ahora bien, es justo decir, que lo que se pretende alcanzar en la sub-área de diseño estructural es de gran valor y alto nivel. El problema está en cómo pretende lograrse. El orden de cómo se deben obtener los conocimientos, es errático.

Se podría rescatar todo lo que se contempla en las diferentes asignaturas y por supuesto añadir dos cursos obligatorios de matemáticas aplicadas en primer año, siempre y cuando se tome en cuenta cuál es el nivel real de conocimientos del alumno de primer ingreso y ordenar lo que se pretende impartir de modo que no haya resultados o lagunas en la enseñanza, que dejen a los alumnos sin bases mínimas requeridas para tener una verdadera comprensión de lo que está estudiando.

En los nuevos planes de estudio se observará una ingenua intención de realizar en una o dos semanas de un curso, lo que para el alumno de alto nivel de aprendizaje le toma dos o tres meses.

Lo mencionado antes es en extremo evidente al revisar planes de estudio de otras escuelas de arquitectura. Esto se verá claramente también en el plan de estudios de las FES-Acatlán y la Facultad de Arquitectura.

La buena fe de los maestros de estructuras, a veces hace que algunos de ellos pierdan el sentido de la realidad al pensar que con un desorden en cómo deben de impartirse los conocimientos y el tiempo que deben dedicarse a ellos, les permite preparar a los alumnos adecuadamente.

Aquí ocurre lo siguiente:

El profesor ya estudió y ya se preparó, por ejemplo, en la comprensión de las normas técnicas complementarias del reglamento de construcciones para el D.F.

Esta preparación le tomó, probablemente de uno a dos años realizando este estudio y su asimilación en sus ratos libres. Una vez que el profesor ya domina este conocimiento, **no se pone en el lugar de los alumnos**, ya para explicar lo que el profesor ya sabe, piensa que le bastan dos o tres semanas a fin de tratar todo lo relativo a estas normas, ya que para el maestro está claro todo este conjunto de conocimientos.

Al proponerse el nuevo plan de estudios, se actúa con un optimismo irreal y se destina una o dos semanas de clase par tratar una multitud de conocimientos que podrían tratarse cuando menos en uno o dos años.

Éste es un caso típico que se aprecia en ésta y otras asignaturas. Revísese el contenido de Teoría de las Estructuras II y se apreciará ese ingenuo optimismo.

El curso que ahora se analizará, contempla además:

Realizar un modelo estructural que agrupe los conocimientos adquiridos. Lo anterior nunca se ha hecho, ni se logrará debido a las mismas razones que se expusieron para Teoría de las Estructuras I.

Teoría de las Estructuras III.

En esta asignatura, se explicará el sistema estructural de edificios existentes y las normas aplicadas en ellos. Los objetivos intermedios de esta asignatura, quedarían mejor en una materia optativa.

Lo que se pretende en este curso, sin embargo resulta muy interesante y valioso, para alguien que ya tiene todas las bases estructurales previas. Se requiere que el alumno aplique lo que se trata en el análisis de un edificio ya construido en el taller de diseño arquitectónico. Nuevamente, si los alumnos tuvieran las bases de estructuras y matemáticas requeridas podrían aplicar en diseño arquitectónico esos conocimientos.

Se solicita que se realicen, como ya se dijo, modelos estructurales y además se piden: simulaciones y prácticas de laboratorio que no se llevan a cabo en la realidad.

Aquí vale la pena aclarar lo siguiente:

Solo se está analizando lo que ocurre en la sub-área de diseño estructural en la construcción. Eso no quiere decir que el plan de estudios de arquitectura Aragón no posea muchos aciertos en las demás áreas. Aún en diseño estructural y construcción es rescatable gran parte de lo que se pretende impartir.

Hay que ordenar y cambiar el lugar donde se imparten determinados conocimientos, anexar otros, como matemáticas y materiales de construcción que no se imparten actualmente.

Materias optativas.

- Diseño estructural I
- Diseño estructural II
- Estructuras de concreto.
- Estructuras de acero.
- Estructuras de madera.

Diseño estructural I.

El objetivo terminal consiste en que el alumno comprenda las etapas del diseño estructural:

- Idealización.
- Análisis.
- Dimensionamiento.

Dentro de la idealización debería quedar la proposición de la estructura que es en realidad el primer paso a seguir. El objetivo se pretende lograr mediante aplicaciones concretas. No se menciona ningún objetivo intermedio para esta asignatura.

En conocimientos básicos, como ya se dijo se habla de aplicaciones concretas. No nos dice como serán o en qué consistirán dichas aplicaciones.

En los alcances se menciona:

a) Investigación individual y colectiva.

b) Aplicación en trabajos de diseño arquitectónico integral.

Con respecto al inciso b) nuevamente hay que recalcar que la solución en diseño arquitectónico la tiene el alumno al final del semestre y querer aplicar a esta asignatura lo visto en diseño, es esperar todo el semestre.

Diseño Estructural II.

El objetivo terminal del curso consiste en que el alumno analizará y comprenderá los efectos del viento y de los sismos actuando sobre las estructuras.

Este es un curso muy importante para todos los arquitectos. Solo comprenderá el alumno conceptos aislados del mismo y probablemente aprenda la mecánica operacional de algún ejemplo de aplicación.

En el curso no se menciona en absoluto el estudio de las bases para el diseño sísmico.

Se habla de los alcances de investigación individual y colectiva, lo cual refuerza lo expresado en que no se dan las bases requeridas.

Se manda a los alumnos a investigar, en lugar de ponerlos a estudiar las bases mencionadas. La **redacción** de los conocimientos básicos a adquirir por el alumno está mal. Dice así:

"El alumno será capaz de aplicar los conceptos básicos del diseño estructural sujeto al viento y al sismo".

El diseño estructural no queda sujeto al viento y al sismo, son las estructuras las que sufren esos fenómenos. Se produce un humorismo involuntario:

Si al diseño estructural lo sometemos al viento o al sismo, en buen español quiere decir que las hojas que conforman el diseño estructural o el disquete, quedan bajo los efectos del viento o del sismo.

Es excelente que exista un curso de diseño sísmico y diseño por viento, pero no es correcto que los alcances sean mediante investigación individual y colectiva. Es el profesor quien tiene que impartir el curso.

Estructuras de Concreto.

En este curso el alumno analizará y diseñará las secciones resistentes en elementos de concreto reforzado. Por supuesto que el fin que se persigue es muy bueno.

El problema consiste en que ninguna de las materias obligatorias y positivas de la sub-área de diseño estructural, se tiene como objetivo terminal o intermedio, que el alumno conozca los principios del concreto reforzado. Tampoco el estudio del método elástico, ni del método plástico.

Pero en éste se pasa directamente al dimensionamiento sin haber estudiado nunca los principios del concreto armado además de los métodos elástico y plástico.

El curso no tiene objetivos intermedios.

Los alcances son con investigación individual y colectiva. A nuestro juicio, la investigación en esta materia es solo un proceso complementario del curso.

Se pide la aplicación en trabajos del curso correspondiente de diseño arquitectónico integral.

Como ya se indicó antes, hay que esperar al final del curso de diseño arquitectónico (cuando el profesor aprueba la solución arquitectónica) para poder aplicar lo aprendido en esta materia y solucionar, los elementos estructurales que resultarán.

Nuevamente ocurrirá, que el profesor que imparta estructuras de concreto, le robe algunas clases al tiempo disponible para esta materia, con el objeto de explicar al menos, la teoría del diseño plástico con el criterio del A.C.I. o del reglamento de construcciones para el Distrito Federal.

Este tipo de aportaciones extra que los profesores hacen en las clases de estructuras y construcción, compensan en parte lo que no dice el plan de estudios.

En el caso de construcción por ejemplo, el plan de estudios de 1979, no indicaba ni un solo curso de taller expreso para esta sub-área y los profesores desde antes de la aprobación de dicho plan en 1977, 1978 y de 1979 en adelante, cuando menos la asignatura Elementos y Sistemas Constructivos VI, la impartían todos como taller durante todo el semestre, por común acuerdo y logística elemental, aunque el plan de estudios de entonces no lo pedía así.

Estructuras de acero.

En este curso, nuevamente el objetivo es analizar y diseñar las secciones resistentes de elementos estructurales de acero. Pero ni en este curso, ni en ninguno de teoría de las estructuras o de las optativas de la sub-área de diseño estructural se indica que se den las bases sobre las características estructurales, que deben saberse antes de lanzarse al análisis y dimensionamiento de las secciones.

Sin embargo algo se ve en la resistencia de materiales al respecto, pero falta complementar dichas bases como primer paso en un curso de estructuras de acero y después proceder al dimensionamiento.

En este curso no hay objetivos intermedios.

Los alcances, nuevamente son investigación individual y colectiva y su aplicación es en trabajos de diseño arquitectónico. Se deja en manos de los alumnos, la generación de la información cuando es el profesor quien debe realizar la parte más importante de la exposición de los conceptos y temas.

Estructuras de madera.

A este curso se pueden aplicar los comentarios vertidos en el de estructuras de acero. No se menciona impartir las bases necesarias sobre las características del comportamiento de la madera como material estructural, aunque como ya se dijo antes, en Resistencia de Materiales se dan de manera incipiente esas características y el problema resulta menos grave que en la asignatura Estructuras de Concreto, ya que no hay un sitio en el plan de estudios donde se solicite estudiar y explicar el diseño elástico y el diseño plástico.

No existe como materia optativa o materia obligatoria, un curso de estructuras de mampostería, que es básico para cualquier arquitecto.

2) EL DISEÑO ESTRUCTURAL EN EL PLAN DE ESTUDIOS DE LA FES – ACATLÁN:

El campo de las estructuras de la FES-Acatlán, consiste en las siguientes asignaturas obligatorias.

- Matemáticas I.
- Matemáticas II.
- Estática.
- Resistencia de Materiales.
- Estructuras I.
- Estructuras II.
- Estructuras III.

Las asignaturas optativas son:

- Complementos de matemáticas.
- Diseño sísmico.
- Cimentaciones.
- Programación de métodos numéricos.

Dentro del área creativa de Arquitectura Acatlán, existe una asignatura optativa llamada: Dibujo de estructuras; cuya relación con el área de estructuras es evidente y así también su importancia.

Matemáticas I y II.

Estos cursos contemplan los conocimientos mínimos que debe reunir todo arquitecto en el campo de la matemática.

Pese a que gran parte del contenido de Matemáticas I y II se estudia en el bachillerato, basándose en que, en la realidad, los alumnos ingresan sin poseerlos, se decidió en la FES-Acatlán y en la Facultad de Arquitectura, impartidos.

Lo anterior es una posición realista de estas dos facultades de arquitectura. No es válida la falacia de que, debido a que la mayor parte de los conocimientos de la matemática se estudian en el bachillerato, entonces en la licenciatura, no es deber de la universidad el impartirlos.

Si los alumnos ingresan a estudiar arquitectura, sin el conocimiento de la matemática básica aplicable, no están en condiciones de asistir e estudiar Estática, Resistencia de materiales, Estructuras en sus diversos cursos y todas las materias optativas del campo de estructuras. También no serán capaces de realizar gran parte de los ejercicios de aplicación del campo de la construcción y aún de la organización de obras.

Es obligación de la universidad, considerar el nivel real de conocimientos de los alumnos de primer ingreso, para realizar los programas de estudios de las asignaturas.

Dentro del campo de la arquitectura, existe gran número de arquitectos en México, que desean que no se estudiara nunca nada que tenga que ver con la matemática, las estructuras e incluso con la construcción. Esta afirmación ya era notoria desde la década de los setentas del siglo XX.

La realidad es que casi en todo el mundo, la carrera de arquitectura lleva una fuerte carga de matemáticas, estructuras y construcción. En Europa, en toda Asia, en América del sur, los arquitectos salen muy bien preparados en estos campos del conocimiento.

En los Estados Unidos, se refleja la profundidad con que se estudian estos conocimientos, pero varía de una universidad a otra, qué tan profundos son.

Basados en la imitación ciega hacia lo que ocurre en ese país; (ya en 1934 Samuel Ramos lo menciona en “el perfil del hombre y la cultura en México”) y también en la cómoda posición de no querer actualizarse y proyectar edificios desconociendo todas las fuerzas que actúan en ellos, un gran número de arquitectos en México, “decide” que no es necesario que tengan dichos conocimientos al proyectar un edificio.

Ya en la práctica profesional, descubrimos cómo son los proyectos de aquellos que convencidos en esa absurda postura así propusieron sus soluciones.

En este estudio, analizaremos a fondo lo que resulta, cuando se proyecta sin tener los conocimientos mínimos de estructuras.

Estática y Resistencia de Materiales.

El conocimiento de estas asignaturas, está bien estructurado en la FES- Acatlán, los tiempos destinados a cada unidad son algo reducidos, pero es posible llevarlos a cabo, en general es similar a lo que se imparte en la FES-Aragón.

Estática.

El tiempo destinado para las diferentes etapas que comprenden la asignatura es ajustado, su estructura está bien lograda, el contenido es similar al plan de estudios de arquitectura Aragón.

Estructuras I.

El contenido es totalmente distinto al de Teoría de las Estructuras I de Aragón. Dentro de esta asignatura y con un tiempo muy ajustado, se imparte un curso básico elemental de concreto armado. Esto no ocurre en las materias obligatorias de Aragón.

El tiempo destinado a las bases mínimas respecto al concreto armado que tendrá el estudiante de arquitectura Acatlán es de treinta y seis horas. En la unidad uno de esta asignatura, podrían explicarse las bases de la teoría elástica y la teoría plástica del concreto armado, pero con ocho horas disponibles para tal fin, el tiempo es totalmente insuficiente.

La unidad uno de la asignatura Estructuras I indica:

- 1.1 Propiedades y características del concreto.
- 1.2 Propiedades y características del acero de refuerzo.
- 1.3 Bases teórico – metodológicas en el dimensionamiento de elementos.

En 1.3 es donde podrá explicarse el diseño elástico y el diseño plástico. Para tal fin, disponen de la tercera parte de las ocho horas de la unidad uno; es decir, dos horas y media, en términos prácticos. Por supuesto que en ese tiempo no es posible explicar estos temas.

Si en el plan de Acatlán este tiempo es totalmente insuficiente, en el de Aragón, ni siquiera se menciona el estudio de las bases de concreto reforzado en las materias obligatorias. Sin embargo en el plan Acatlán, no se considera el estudio de las estructuras continuas. En Aragón, sí esta contemplado.

Como se dijo antes el contenido de esta asignatura, es completamente diferente a lo que se estudia en Aragón.

Aunque con tiempo reducido, se imparte en la FES-Acatlán, un pequeño curso de concreto armado.

En ninguna materia obligatoria se contempla ningún curso básico de concreto armado, que permita entender y aplicar después los diversos métodos de cálculo, las normas técnicas del reglamento de construcciones para el Distrito Federal y el dimensionamiento de los elementos estructurales.

En el caso de Acatlán, este curso es muy ambicioso, debido a los alcances pretendidos y al tiempo disponible.

Se utilizan treinta y seis horas del semestre, dedicadas al estudio del concreto armado.

Ya después el alumno podrá dimensionar los elementos estructurales. En Aragón se pretende dimensionar estos elementos, sin haber dedicado ni una sola hora (según el plan de estudios vigente) a estudiar los principios del concreto armado.

Ya en la práctica, los profesores de Teoría de las estructuras I de Aragón, fuera de programa y sin que lo señale en el plan de estudios, se toman unas horas para explicar **algo** de los principios del concreto armado.

En la primera unidad del curso de Estructuras I de Acatlán, podrá explicarse la teoría elástica y la teoría plástica del concreto armado.

Tanto en Aragón como en Acatlán, debiera estar claramente descrito y dedicando el tiempo suficiente, el estudio de ambas teorías.

En Acatlán se cuenta con ocho horas de clase para:

- 1.1 Propiedades y características del concreto.
- 1.2 Propiedades y características del acero de refuerzo.
- 1.3 Bases teórico- metodológicas en el dimensionamiento de elementos.

Es notorio que en Acatlán el plan de estudios de arquitectura no mencione el estudio de métodos para resolver estructuras continuas.

El curso de Estructuras I de Acatlán, consta de cuatro unidades que son:

Unidad 1. Introducción, propiedades y características del concreto y el acero de refuerzo. Tiempo destinado 8 horas.

Unidad 2. Diseño de elementos de concreto reforzado. Tiempo destinado 36 horas.

Unidad 3. Propiedades y características de los elementos prefabricados. Tiempo destinado 80 horas.

Unidad 4. Diseño de estructuras prefabricados. Tiempo destinado 12 horas.

Niveles taxonómicos.

En la unidad 1. "Conocer".

En la unidad 2. Usan el término "diseñar".

En la unidad 3. "Conocer".

En la unidad 4. Usan el término "diseñar".

Estructuras II

La asignatura consta de cinco unidades:

- Unidad 1. Introducción. Tiempo destinado 8 horas.
- Unidad 2. Elementos estructurales de acero. Tiempo destinado 12 horas.
- Unidad 3. Elementos estructurales del acero. Tiempo destinado 28 horas.
- Unidad 4. Uniones de elementos estructurales de acero. Tiempo destinado 10 horas.

Niveles taxonómicos.

- **Unidad 1.** "Identificar".
- **Unidad 2.** "Conocer".
- **Unidad 3.** Usan el termino "calcular".
- **Unidad 4.** Usan el término "diseñar".
- **Unidad 5.** Usan el término "diseñar".

En la **unidad uno**, se vuelven a tratar las características del acero que estudian en Estructuras I. La descripción es confusa.

Se estudian "fatigas admisibles de diferentes calidades". Debiera usarse el término "esfuerzos admisibles", que es más correcto. También se estudian gráficas de deformaciones (gráficas de esfuerzo y deformación).

Los contenidos de la unidad uno de Estructuras II pertenecen a las asignaturas: Resistencia de Materiales y Materiales de construcción. No debieran quedar incluidas en Estructuras II.

Unidad 2. El alumno conocerá los perfiles existentes en el mercado nacional.

El contenido de esta unidad pertenece a un curso de materiales y no debiera estar en la asignatura de Estructuras II.

Unidad 3. El alumno calculará elementos estructurales de acero.

El plazo de disponible de veintiocho horas es muy corto. Se podrían sumar las horas de la unidad uno y dos, que en total son veinte horas, que sumadas a las veintiocho de la unidad tres, dan cuarenta y ocho horas, tiempo más holgado, para calcular elementos estructurales de acero.

Unidad 4. Aquí se estudian las uniones de los elementos estructurales de acero en diez horas. Se considera que es un tiempo suficiente para tal fin, aunque no con alcances muy profundos.

Unidad 5. Se destinan seis horas para diseñar (calcular) armaduras con perfiles estructurales de acero. El plazo es adecuado para calcular otros ejemplos prácticos.

Estructuras III.

El objetivo de la asignatura dice:

"El alumno calculará cualquier inmueble a base de muros rígidos en concreto armado y/o acero".

Es evidente que ese objetivo no se logrará debido a:

1. El plan de estudios de Arquitectura de Acatlán, no contempla métodos para la obtención de esfuerzos y deformaciones por efectos de la continuidad.
2. El número de horas destinado a tal objetivo es totalmente insuficiente.
3. Los alumnos que estudian Estructuras III, no están capacitados para comprender y aplicar las normas técnicas complementarias de construcción para el D.F.

Lo que es posible que se logre, será que el alumno sea capaz de calcular algún tipo de inmueble a base de marcos rígidos en concreto armado y /o acero.

El curso consta de tres unidades:

Unidad 1. Morfología estructural. Tiempo destinado 18 horas.

Unidad 2. Criterio estructural. Tiempo destinado 18 horas.

Unidad 3. Diseño estructural. Tiempo destinado 28 horas.

Los contenidos de la unidad 1 y 2 son lógicos y adecuados. En la unidad 3 se habla de la aplicación de los conocimientos del diseño al límite, que fueron explicados en una o dos horas en Estructuras I.

El tiempo disponible del curso para la parte del cálculo es de 28 horas. Con ese tiempo, se pretende que el alumno sea capaz de calcular cualquier tipo de inmuebles a base de marcos rígidos de concreto armado o de acero.

Cualquier persona que tome una actitud objetiva y que sea del grupo de arquitectos dedicados a las estructuras, comprenderá que nunca lograrán con 28 horas de clase, que un alumno sea capaz de calcular tal y como se expresa en el objetivo de esta asignatura "cualquier inmueble a base de marcos rígidos en concreto armado y/o acero".

LA CONCLUSION CON RESPECTO A LAS ASIGNATURAS Estructuras I, II y III de Acatlán, es que es muy ambicioso lo que pretende lograr, tomando en cuenta el tiempo disponible, además de que ciertas bases no se consideran en estas asignaturas, como ocurre al no estudiarse las bases de la continuidad y los métodos de cálculo aplicables y en Estructuras III se pretende que el alumno calcule cualquier edificio de marco en concreto o acero.

El procedimiento en Aragón debería ser al revés de como está planteado actualmente: Primero estudiar cursos básicos de concreto armado, acero, mampostería y sismo y después los contenidos de Teoría de las estructuras I y II.

Asignaturas optativas.

- Complementos de Matemáticas.
- Diseño Sísmico.
- Cimentaciones.
- Programación de Métodos Numéricos.

Complementos de Matemáticas.

Esta asignatura tiene una parte importante de cálculo diferencial e integral y métodos de optimización. Su estudio es posterior a matemáticas II. En la unidad 1, se estudia algebra de matrices.

En la 2, funciones de una a varias variables.

En la 3 optimización.

En la 4, integración.

En la 5, aplicaciones.

Diseño Sísmico.

En esta asignatura se estudian los métodos estáticos y dinámicos para estructuras sujetas a sismos.

El curso se compone de seis unidades:

Unidad 1. Características de los sismos.

Unidad 2. Métodos de análisis.

Unidad 3. Método estático.

Unidad 4. Método estático simplificado.

Unidad 5. Método dinámico.

Unidad 6. Consideraciones generales sobre sismos.

Niveles taxonómicos.

- **Unidad 1.** "Conocer".
- **Unidad 2.** "Conocer".
- **Unidad 3.** "Analizar".

- **Unidad 4.** "Conocer".
- **Unidad 5.** "Conocer".
- **Unidad 6.** "Conocer".

Unidad 1 y 2. Se estudian los métodos estáticos, estático simplificado, el método dinámico y el denominado "por desempeño".

Unidad 3. Método estático. Se pretende comparar resultados por los procedimientos tradicionales y por programas actuales de cómputo.

Unidad 4. Método estático simplificado. Se comparan también los resultados obtenidos con los programas de cómputo.

El comentario es el mismo que para la unidad 3.

Unidad 5. Método dinámico. El alumno identificará los métodos dinámicos y su aplicación en casos realizados por programas de cómputo.

Se considera el análisis paso a paso y el dinámico modal.

Unidad 6. Aquí se aplican criterios de construcción en edificios.

El curso es bastante bueno y general es completo, salvo por ausencia de los conceptos fundamentales del diseño por sismo y no menciona la asignatura: velocidad angular, modos de vibración, aceleración, inercia, movimiento pendular, periodos de vibración del terreno, factores de amplificación /resonancia), factores de amortiguamiento, (ductilidad), constante de resorte, etc.

A veces se acostumbra impartir un curso de diseño por sismo sin estas bases.

El resultado es que los alumnos (y a veces el profesor) empiezan aplicar métodos de análisis sísmicos, sin saber cómo se aplican los conceptos mencionados antes.

En la unidad 1 no quedan incluidos estos conceptos, ya que esta unidad se refiere a sismología y riesgo sísmico.

Recordemos que los sismólogos se ocupan de lo que ocurre al terreno, pero no lo que les ocasiona el sismo a los edificios.

Se dedican once horas de clase para la unidad 1; el tiempo es adecuado, pero falta incluir los conceptos básicos que se indican antes.

La unidad 2 y la 3 tienen un número de horas ajustado pero es disponible cumplir con los objetivos.

La unidad 4 dispone de 18 horas, que consideramos suficiente.

La unidad 5 con once horas de clase es totalmente insuficiente en tiempo disponible.

Los alumnos no conocen ni entienden la terminología utilizada y menos serán capaces de comprender las normas técnicas de diseño por sismo, del reglamento de construcciones para el Distrito Federal. Tampoco sabrán por qué ocurren los fenómenos dinámicos al usar el método aplicable.

Se requiere explicar cómo se obtiene el periodo fundamental de vibración y el subsecuente, cuando menos. Hay que aplicar la segunda ley de Newton y no solo basarse en el coeficiente de Schwartz, que permite obtener el periodo fundamental de modo aproximado. Se reitera que la universidad debe formar profesionales que sepan por qué ocurren las cosas y no conformarse con personas que solo aplican procedimientos de modo "mecánico", sin saber por qué suceden los fenómenos de determinada manera.

Para la unidad 6 el tiempo disponible puede ser válido.

Cimentaciones.

Esta asignatura tiene su equivalente en el plan de estudios de Aragón y se llama "cimentaciones y cimientos"

El nombre correcto de la asignatura debiera ser el que se usa en arquitectura Aragón, ya que cimentación es el lugar del terreno donde realizamos el basamento de edificio y cimiento es el elemento estructural utilizado para dicho fin.

La asignatura consta de seis, unidades que son:

Unidad 1. Clasificación de suelos.

Unidad 2. Capacidad de carga del suelo.

Unidad 3. Asentamientos diferenciales.

Unidad 4. Presión lateral de tierra y muros de retención.

Unidad 5. Tipos de cimentaciones.

Unidad 6. Sistema de construcción de cimentaciones.

Niveles taxonómicos.

- **Unidad 1.** "Conocer".
- **Unidad 2.** "Determinar".
- **Unidad 3.** Usan el término "Calcular".
- **Unidad 4.** Usan el término "Calcular".
- **Unidad 5.** "Seleccionar".
- **Unidad 6.** "Analizar".

En la **unidad 5** en lugar de "Seleccionar", sería mejor un nivel taxonómico más alto.

Programación de métodos numéricos.

El contenido de la asignatura es correcto.

Los niveles taxonómicos son adecuados en general.

El número de horas es suficiente.

Es una asignatura bien estructurada.

3) CONTENIDO DEL PLAN DE ESTUDIOS DE LA FACULTAD DE ARQUITECTURA DE LA CIUDAD UNIVERSITARIA RESPECTO A ESTRUCTURAS.

El grupo de asignaturas que componen el campo de las estructuras en la Facultad de arquitectura de Ciudad Universitaria son:

Matemáticas Aplicadas I.

Matemáticas Aplicadas II.

Sistemas y Diseño Estructural I.

Sistemas y Diseño Estructural II.

Sistemas y Diseño Estructural III.

Sistemas y Diseño Estructural IV.

Sistemas y Diseño Estructural V.

Sistemas y Diseño Estructural VI.

Las asignaturas optativas son:

- **Sistemas de Cimientos y Estructuras.**
- **Construcción en Concreto y Acero.**

Matemáticas Aplicadas I.

La asignatura consta de cuatro capítulos.

1. Determinantes y matrices.
2. Logaritmos.
3. Trigonometría.
4. Geometría analítica.

El objetivo de esta asignatura indica que el alumno aplique los conocimientos de álgebra, trigonometría y geometría analítica que adquirió en el bachillerato, para utilizarlos, con el objeto de plantear y resolver problemas relativos al estudio de la arquitectura.

El nivel taxonómico usado es el de aplicar.

El curso toma en cuenta verdaderamente la aplicación de la matemática a problemas de arquitectura.

Tenemos por ejemplo el capítulo 2 relativo a logaritmos donde se estudiará:

- 2.1 Los umbrales sensitivos y su relación logarítmica.
- 2.2 Aplicaciones del logaritmo en los cálculos arancelarios, acústicos, etc.
- 2.3 Escalas normales y escalas logarítmicas.
- 2.4 El logaritmo como potencia de una base y operaciones exponenciales.

En el **capítulo 3** relativo a trigonometría tenemos:

- 3.1 Aplicaciones de las funciones trigonométricas en función de su definición.
- 3.2 Solución de triángulos rectángulos.
- 3.3 Teorema de Pitágoras.
- 3.4 Problemas de aplicación para determinar anchos de calles, alturas de edificios, rampas para estacionamientos, sombras de cuerpos.
- 3.5 Áreas de figuras planas.
- 3.6 Leyes de los senos y cosenos.
- 3.7 Solución de todo tipo de triángulos.
- 3.8 Trazo de polígonos.

3.9 Las funciones trigonométricas como curvas, su forma, su trazo, etc.

3.10 Aplicaciones de la función tangente: trazo de ángulos en obra, determinaciones de la altura para un cimiento de mampostería.

En el **capítulo 4**, de geometría analítica, destaca:

4.1 Aplicaciones del estudio de la cónica.

Y también en:

4.6 Problemas de aplicación en alturas.

4.9 Aplicación para el cálculo de áreas en topografía, dimensión de fraccionamientos, etc. Teorema de Pitágoras

Y también en:

4.10 Aplicación de las ecuaciones de segundo grado para circunferencia, parábola, elipse e hipérbola.

Nótese la aplicación que existe para Resistencia de Materiales, del círculo de Mohr, (ecuación de la circunferencia, con eje paralelo a los ejes coordenados).

1. $x^2 + y^2 = r^2$

2. $x^2 + (y - k)^2 = r^2$

3. $(x - h)^2 + (y - k)^2 = r^2$

4. $(x - h)^2 + y^2 = r^2$

Por lo tanto, éste es un excelente curso de matemáticas aplicadas a la arquitectura.

En este curso, queda casi excluido es estudio del álgebra y problemas de aplicación de aritmética en áreas, volúmenes y pesos de los materiales de construcción (por ejemplo el volumen de un cilindro o un prisma cuadrangular, que al ser afectado por el coeficiente de fricción, nos da carga que es capaz de soportar un pilote que no se apoya en la carpa dura. O la obtención del peso de un elemento estructural de acero, como podría ser una columna compuesta por tres placas de acero, sección I.)

En el caso de los alumnos de primer ingreso a la UNAM se observa que aún el álgebra elemental y problemas de aplicación de la geometría y la Aritmética, no son del dominio de los mencionados alumnos. Por lo que consideramos necesario que se pudieran incluir, estas aplicaciones en el contenido de la asignatura.

Matemáticas Aplicadas II.

La asignatura consta de dos capítulos:

1. Calculo diferencial e integral.
2. Matemáticas financieras.

El objetivo de esta asignatura indica "que el estudiante aplique los conocimientos de cálculo diferencial e integral que adquirió en el bachillerato y los utilice para plantear y resolver problemas inherentes al estudio de la arquitectura".

A su vez también señala: que el estudiante conozca los principios de las matemáticas financieras.

Nuevamente, tal y como ocurre con Matemáticas Aplicadas I, se verifica, que hay una fuerte liga muy práctica entre esta asignatura y las demás que explican fenómenos de la resistencia de materiales y del cálculo de estructuras.

El nivel taxonómico es de "aplicar". Se observa en catorce incisos esta relación mencionada antes.

Mencionaremos algunos casos:

1.1 Aplicaciones de la derivada.

1.5 Aplicaciones en problemas de enunciado, para la optimización de recursos, maximizando ganancias de cualquier tipo o minimizando gastos, inversiones, materiales, etc. (problemas de máximos y mínimos).

1.6 Aplicaciones en el cálculo de vigas, relación pendiente flecha.

1.9 Aplicaciones: obtención de áreas de figuras planas bajo rectas o curvas; cálculo de superficies donde intervengan curvas; su aplicación en el análisis de costos para destajos de aplanados, superficies de cristal y/o cancelería.

En la parte de Matemáticas financieras destaca:

Porcentajes, interés, capital, tasa de interés, interés simple, interés compuesto, tasa nominal y tasa efectiva, valor presente y valor futuro, pagos periódicos (anualidades), amortizaciones etc.

Coincidimos también en que este curso es muy necesario para un arquitecto y está estructurado de manera excelente.

Sistemas y Diseño Estructural I.

Este curso pertenece al primer semestre y se imparte además del llamado Matemáticas Aplicadas I.

El objetivo pedagógico tiene cuatro ramas:

- a) Comprender la importancia de las estructuras en la composición arquitectónica.
- b) Describir la función de las estructuras y los métodos aplicables.
- c) Conocer las formas estructurales y los materiales adecuados.
- d) Conocer las acciones exteriores sobre las estructuras y sus efectos.

En las cuatro ramas que contiene el objetivo pedagógico se aprecia directamente el nivel taxonómico para cada una de ellas.

En a) "comprender".

En b) "describir".

En c) "conocer"

En d) "conocer".

Curiosamente, como la primera rama del objetivo pedagógico, está: "Comprender la importancia de las estructuras en la composición arquitectónica".

Esto parece tan lógico y deseable. En la práctica, tanto lo correspondiente a la docencia de la arquitectura; como a la práctica profesional; ocurre que multitud de arquitectos la rechazan en los hechos y también en palabras.

Ese deseo de limitarse a un diseño arquitectónico que no toma en cuenta los aspectos técnicos y científicos aplicables, produce proyectos con graves errores que se descubren al transformarse el anteproyecto en proyecto ejecutivo.

El capítulo 1 de este curso dice:

1. Arquitectura es estructura.

Debe entenderse que mencionar la palabra estructura, no necesariamente implica el término cálculo estructural, tan temido por nuestro gremio y que podría ser uno de los mejores aliados del arquitecto, para proyectar mejor y usado como un instrumento más.

Es decir; desde nuestro punto de vista, el cálculo estructural es un instrumento que permite al arquitecto, tener una opinión mucho más profesional, real, profunda, práctica, simplificada, ejecutiva, conocedora del fenómeno del quehacer arquitectónico.

El curso consta de seis capítulos que son:

1. Arquitectura es estructura.
2. Demandas sobre las estructuras.
3. Materiales para las estructuras.
4. Requerimientos estructurales.
5. Estados básicos de los esfuerzos.
6. Sistemas estructurales.

Consideramos que el capítulo 3, debiera estudiarse en los primeros cursos de construcción.

Sin embargo la composición y estructuración en general de este curso del primer semestre es excelente.

Se dan definiciones básicas, como ocurre por ejemplo en el capítulo 6:

Sistemas estructurales:

- 6.1 De forma activa.
- 6.2 De vector activo.
- 6.3 De masa activa.
- 6.4 De superficie activa.
- 6.5 Edificios verticales.

Sistemas y Diseño Estructural II.

Este es un curso de estática, cuyo objetivo pedagógico es recordar la importancia de las estructuras en la composición integral arquitectónica y principios de la estática.

Al revisar el nivel taxonómico, vemos que es "aplicar".

A simple vista el curso pareciera compacto y reducido, pero al leer el enunciado de cada objetivo de estudio, podemos comprender que se pueden aplicar los principios de la estática, aún los momentos de primer orden o centroides.

El tiempo disponible es de tres horas a la semana durante catorce semanas, es decir cuarenta y dos clases de una hora cada una. Este tiempo es ajustado, pero puede llevarse a feliz término con una buena participación del profesor.

Sistemas y diseño Estructural III.

Este curso es del tercer semestre de la carrera, dedica tres horas a la semana al estudio de los principios de la mecánica de materiales y a la introducción al análisis y diseño estructural.

Tiene dos objetivos pedagógicos.

1. Que el estudiante recuerde la importancia que tienen las estructuras en el contexto de la composición integral arquitectónica.
2. Que el estudiante conozca y aplique los conocimientos al dimensionamiento de elementos estructurales.

Los niveles taxonómicos son "conocer" y "aplicar"

El objetivo pedagógico no.1 vuelve a confirmar lo que defendemos en este proyecto de investigación y evidentemente coincidimos plenamente con ello.

El objetivo no. 2 respecto a que el alumno conozca y aplique los conocimientos de mecánica de materiales, es totalmente válido y congruente. Los niveles taxonómicos son "conocer" y "aplicar".

Lo importante ahora es como pretenden lograrlo:

Dedican la mitad del tiempo disponible a la mecánica de materiales.

El curso en total es de 42 horas, luego 21 están disponibles para la mecánica de materiales.

Durante muchas décadas la asignatura se llamó "Resistencia de materiales". Los ingenieros dando otro enfoque la designan con este nuevo nombre. El modo como la llamen no es trascendente, lo importante es el contenido de la asignatura: Hay un capítulo, llamado fuerzas y momentos.

- 1.1.1 Sistemas externos de fuerzas y momentos.
- 1.1.2 Sistemas internos de fuerzas y momentos.
- 1.1.3 Cortante y momento flector.
- 1.1.4 Esfuerzos producidos por el cortante y el momento.
- 1.1.5 Relaciones estructurales entre carga, cortante y momento.

Y eso es todo. No hay más.

Podría decirse que en estos sub- capítulos quedan contenidos todos los principios básicos de la Resistencia de materiales. Pero también habrá quien proteste por esa comparación tan extrema que permite que cada profesor imparta lo que se le ocurra, dejando fuera del curso importantes aspectos de la Resistencia de materiales. El no desglosar lo que se quiere impartir produce una ambigüedad no deseada.

Se pueden lanzar varias preguntas:

- a) ¿Dónde queda incluido lo referente a las propiedades de las secciones? (¿En los sistemas internos de fuerzas y momentos?). es mejor decir: Propiedades de las secciones, área, eje neutro, centroides y momento de inercia.
- b) ¿Dónde queda incluido lo referente a la viga conjugada? (¿En lo referente a relaciones estructurales entre carga, cortante y momento?) mejor sería decir: Deformaciones en la flexión. El método de área de momentos y el método "viga conjugada".

Se les olvidó todo lo referente a las **deformaciones**. Sabemos que la resistencia de materiales estudia los esfuerzos y las deformaciones en los cuerpos.

No sería válido afirmar que como la deformación es producida por la acción de un cuerpo, no es necesario mencionarla en el contenido de la asignatura.

El contenido de los principios básicos es incompleto. El maestro Peschard, sigue vigente y nos saca de dudas:

- a) Propiedades de las secciones.
- b) Fuerza cortante y momento flexionante. Vigas como elementos a flexión.
- c) Esfuerzo y deformación.
- d) Análisis de esfuerzo y deformación. Circulo de Mohr.
- e) Esfuerzos en la flexión. Esfuerzos principales. Módulo de sección.
- f) Deformaciones en la flexión. Método del área de momentos. Método de la viga conjugada.
- g) Vigas de sección especial.
- h) Compresión y flexión combinadas.
- i) (Opcional). Continuidad. Ecuación de tres momentos. Pendiente flecha, distribución de momentos.
- j) (Opcional) Torsión.
- k) (opcional) Energía de deformación. Teorema de Castigliano.

Así se define claramente lo que hay que tratar en clase. El otro problema grave, es que se pretende dar un curso de principios de la Mecánica de materiales "en 21 horas."

Los alumnos que ingresan a la UNAM no son superdotados y ni siquiera manejan el álgebra. Luego, ¿Cómo se logrará que en ese escaso periodo de tiempo, se pueda tomar un curso, que en la entonces Escuela Nacional de Arquitectura a principios de los años setenta se veía en un año de clases?

Estamos en total desacuerdo con la manera de impartir y con el tiempo destinado a Resistencia de Materiales en la Facultad de Arquitectura de la UNAM.

Sistemas y Diseño estructural IV.

Es un curso obligatorio del cuarto semestre. Consta de tres horas de clase por semana. Es un curso básico de acero y madera.

Los objetivos pedagógicos son tres:

El estudiante:

- 1) Recordará la importancia que tienen las estructuras en el contexto de la composición integral arquitectónica.
- 2) Aplicará sus conocimientos de estática y mecánica de materiales, enfocados al análisis, diseño y elaboración del comportamiento de las armaduras.
- 3) Iniciará la aplicación de restricciones normativas y conocerá el manejo de las ayudas (manuales) de diseño impresas, que estén relacionadas con la temática del curso.

El nivel taxonómico es "aplicar".

El primer objetivo pedagógico no es objetable y se menciona en cursos anteriores.

El segundo objetivo pedagógico menciona que el estudiante aplicará sus conocimientos de estática y mecánica de materiales en la solución de armaduras.

Con respecto a los conocimientos de estática, no hay dudas en general, que el alumno podrá aplicarlos.

Los correspondientes a mecánica de materiales son tan escasos que se notarán serias fallas de información, debido al programa de la asignatura.

El profesor tendrá que explicar en el pizarrón muchos conceptos no incluidos en Mecánica de materiales, o se les achacará a los alumnos el no saber sobre esfuerzos y deformaciones, lo suficiente para tomar Sistemas y Diseño Estructural IV.

El segundo objetivo pedagógico llama la atención: Solo se estudian armaduras en acero y en madera, todo lo demás referente a acero, queda excluido en este semestre.

Con respecto al tercer objetivo pedagógico, los alumnos no tienen bases para aplicar las normas técnicas del reglamento de construcciones para el Distrito Federal. Como resultado de lo anterior la asignatura consta de un solo capítulo.

1. Análisis y diseño de elementos estructurales (madera y acero).

1.1 Armaduras.

Para el diseño de armaduras en acero y madera dedican todo un semestre. Para resistencia de materiales solo medio semestre.

Sistemas y Diseño Estructural V.

Este curso es continuación del anterior. Pertenece al quinto semestre. Se dispone de tres horas a la semana. Es también un curso obligatorio.

Los objetivos pedagógicos son tres:

Que el alumno:

- 1) Recuerde la importancia que tienen las estructuras en el contexto de la composición arquitectónica integral.
- 2) Aplique sus conocimientos de Estática y Mecánica de materiales en el análisis, diseño y valoración del comportamiento de los elementos estructurales sujetos a flexión.
- 3) Que continúe con la aplicación de restricciones normativas, así como con el uso de manuales de diseño relacionados con el curso.

El nivel taxonómico es "aplicar".

El primer objetivo pedagógico, ya se dijo, no queda a discusión y es excelente. El segundo objetivo menciona nuevamente aplicar los conocimientos de estática y mecánica de materiales debido al tiempo disponible para esta asignatura y sus alcances.

El tercer objetivo pedagógico podrá cumplirse parcialmente.

Podrá hacer uso de los manuales de diseño, pero tendrá problemas para entender las normas técnicas complementarias del Reglamento de construcciones para el Distrito Federal.

El curso consta de un solo capítulo:

1 Análisis y diseño de elementos estructurales (madera acero).

- 1.1.1 Las vigas en la estructura.
- 1.1.2 Combinaciones compositivas para el flujo de las cargas gravitacionales.
- 1.1.3 Distribución básica de los esfuerzos según el tipo de apoyo extremo.
- 1.1.4 Esfuerzos en la flexión. Cortante y momento.
- 1.1.5 Esfuerzos principales.
- 1.1.6 Pendiente y flecha.
- 1.1.7 Pandeo lateral.
- 1.1.8 Torsión.
- 1.1.9 Aplastamiento.
- 1.1.10 Dimensionamiento de las secciones.

Los conceptos desde el 1.1.4 a 1.1.8 pertenecen a un curso de Resistencia de Materiales y no debieran quedar incluidos en este curso de acero y madera, aunque podría estar justificado el volver a estudiarlos.

- 1.2 Vigas continuas.
 - 1.2.1 Rigidez.
 - 1.2.2 Distribución de momentos.
 - 1.2.3 Fuerzas en los apoyos.
 - 1.2.4 Dimensionamiento de las secciones.

Llama mucho la atención que el alumno no recibirá información respecto a columnas de madera y acero; lo cual consideramos que es una seria omisión y pese a que se destinan dos semestres para el estudio de materiales, en ninguno de ellos se estudian columnas.

Sin embargo el primer curso de acero y madera, todo el tiempo se destina al estudio de las armaduras.

Sistemas y Diseño Estructural VI.

Este es un curso obligatorio del sexto semestre. Consta de tres horas de clase a la semana y está dedicado al análisis y diseño de elementos de concreto armado. Los objetivos pedagógicos son:

El estudiante:

- 1) Deberá recordar la importancia que tienen las estructuras en el contexto de la composición integral arquitectónica. Así como los conocimientos adquiridos en los cursos de construcción en relación con el concreto simple y el reforzado.
- 2) Tendrá que aplicar sus conocimientos para la resolución de sistemas estructurales estáticamente indeterminados y la comprensión de los fenómenos tensionales aplicados a secciones heterogeneas (dos materiales) de elementos portantes en las estructuras.

Evidentemente el nivel taxonómico es de "aplicar".

El análisis del primer objetivo pedagógico nos lleva a la siguiente conclusión:

El primer párrafo de dicho objetivo, es el mismo que en los cursos anteriores y se ha expresado aquí la opinión del mismo.

Lo que es muy notorio, es la afirmación de que el alumno recordará los conocimientos adquiridos en los cursos de construcción, con relación al concreto armado.

Resulta que si leemos detenidamente lo que se incluye en los cursos de construcción, el plan de estudios no contempla la adquisición de dichos conocimientos.

Nos referimos principalmente al estudio de los principios fundamentales del concreto armado, de la teoría plástica y la teoría elástica, del concreto armado trabajando a compresión, flexión, cortante, torsión, flexo-compresión (mono axial y biaxial), etc.

Como esos conocimientos no se adquieren en los cursos de construcción, el alumno no tiene bases suficientes para el dimensionamiento de las secciones, ni para la aplicación de las normas técnicas complementarias para el concreto.

1. Análisis y diseño de elementos estructurales en concreto.

1.1 Pórticos:

1.1.1 Pórticos simples y múltiples.

1.1.2 Efectos gravitacionales.

1.1.3 Efectos por desplazamiento de las secciones de los elementos del pórtico.

Nuevamente la buena voluntad de los profesores se impondrá, pese a las deficiencias que existen en los cursos de diseño estructural.

El profesor dedicará tiempo del curso a explicar las bases que no tuvieron los alumnos, pero además debe destinar su tiempo a pórticos y dimensionamiento de los mismos, las intervenciones del profesor serán breves, ya que el curso está enfocado a aplicar y no a explicar al alumno cómo se comporta el concreto armado. Estas explicaciones que de buena fe se dan a los alumnos, son evidentemente, además de lo que está contemplado en el curso.

El resultado será que los alumnos aprenderán la mecánica operacional requerida para la resolución de ejercicios, prácticos, pero sin saber porqué ocurren los fenómenos del concreto armado de determinada manera.

Se dará el caso de algún profesor que diga que los alumnos "esto ya lo deberían de saber y no podemos detenernos a volverlo a explicar".

El resultado es que el alumno se frustra, se indigna y le causa miedo el estudio de las estructuras, bloqueándose y sin querer volver a saber en el resto de su vida profesional, nada al respecto.

Nuevamente, la manera como está concebido el estudio de las estructuras en una escuela de arquitectura, crea profesionales de la arquitectura que se alejan de este campo, desconociéndolo esencialmente.

Son los profesores, con su actitud en clase, quienes en muchos casos, hacen labor proselitista y pese al contenido de su asignatura, salvan algunos alumnos, logrando que éstos se interesen por este campo.

El número de arquitectos que actualmente tienen conocimientos fundamentales sobre estructuras, es impresionantemente bajo.

Se reitera que nos referimos a conocimientos fundamentales y no a conocimientos profundos.

Asignaturas optativas.

Sistemas de cimentaciones y estructuras.

Objetivo terminal.

"El alumno recordará la importancia que tienen las estructuras en el contexto de la composición arquitectónica. Debido a su interés vocacional en los temas relación con las estructuras arquitectónicas, profundizará en los conocimientos de la estabilidad de los sistemas estructurales (estructuras y

cimentaciones), con la finalidad de iniciar su capacitación integral en el modelaje, dimensión, análisis y valoración del comportamiento de los sistemas empleados con mayor frecuencia en la solución de los programas de necesidades arquitectónicas. Se seguirá la misma línea de acción en lo relacionado con los elementos portantes de los sistemas basados en el empleo de mampostería, concreto reforzado, acero, madera y otros. Se le capacitará en el uso de programas de cómputo relacionados con la estabilidad estructural y el dimensionamiento constructivo de los elementos que componen el sistema estructural en estudio".

Construcción en acero y concreto.

Objetivos

- 1) El estudiante profundizará en el conocimiento y aplicación del concreto armado y el acero en las estructuras (respuestas a las solicitaciones por viento, carga y sismo y las cualidades plásticas que cada material ofrece como medio de expresión arquitectónica).
- 2) Conocerá detalladamente los procedimientos constructivos necesarios para su aplicación, así como su normatividad que posibilita la construcción de edificios en concreto y acero, las ventajas y desventajas de estos elementos, en relación con el otro, las nuevas posibilidades que la investigación y la industria, ofrecen en el mejoramiento de la calidad y costo de estos materiales.
- 3) Otro objetivo importante es mostrar al estudiante ejemplos arquitectónicos en los que se haya hecho una verdadera aportación plástica y constructiva mediante el uso de estos materiales. Para tal efecto se analizarán los detalles constructivos más característicos para aprender a valorar su propuesta.

Directrices en los cursos.

- a) Concreto y acero en estructuras porticadas de gran altura y gran claro.
- b) Concreto y acero en estructuras de apoyo continuo.
- c) Cimentaciones profundas.
- d) Respuestas a las solicitaciones por carga, sismo y viento, mediante diseño arquitectónico y estructural eficiente.
- e) Reglamentación, normatividad y pruebas de laboratorio.
- f) Fallas técnicas en la construcción.
- g) Diseño y paso de instalaciones verticales y horizontales y cuartos de máquinas.
- h) Muros divisorios y fachadas integrales de aluminio y vidrio.

Finalmente se concluye que, con el argumento de que en esta época ya no se puede seguir enseñando igual que hace cuarenta años y que hay que incluir conceptos actuales adicionales, nueva tecnología y conocimientos de punta, las escuelas de arquitectura de la UNAM han tomado muy en serio la inclusión de los nuevos conocimientos y tecnología en sus planes de estudio, pero han descuidado en el área de tecnología y más precisamente en las asignaturas de Diseño estructural muchos conocimientos básicos que siempre se deben impartir.

Conclusiones

Como se aprecia en el estudio anterior, en las carreras de arquitectura de la UNAM, salvo el plan de estudios de Acatlán, no hay tiempo disponible al estudio de este fenómeno.

Como se vio al revisar el plan de Acatlán existe una materia llamada "Diseño sísmico".

Lo que sucede con esta asignatura optativa, es que después de definir, se pasa directamente al estudio de los métodos de cálculo, sin haber explicado las bases y los conceptos fundamentales del diseño por sismo.

La consecuencia es que los alumnos reciben un alud de informaciones y procedimientos, de los cuales **no tiene bases** y los ponen a realizar cálculos de todo tipo y nuevamente, como ocurre en muchas escuelas de arquitectura, están trabajando sin tener idea de lo que están haciendo. Es decir, que solo realizan la mecánica operacional: Paso 1, se hace esto, paso 2, se hace lo otro. (Tal como ocurre cuando los alumnos aprenden el método de Hardy Cross para distribución de momentos, del cual muchos profesores no explicaron nunca, porqué los pasos que siguen se realizan de determinada manera). Es decir se explica el **cómo**, pero no el **porqué**.

Tanto en Ciudad Universitaria, como en Aragón, no existe una asignatura que se dedique al estudio del fenómeno sísmico. Una vez demostrada la inexistencia operativa de la enseñanza del fenómeno sísmico en las escuelas de arquitectura de la UNAM, se concluye:

1. No existe en los planes de estudio de Ciudad Universitaria y de Aragón, salvo pequeños lapsos de tiempo incrustados en los programas de las asignaturas, una materia que se dedique a dar las bases del diseño por sismo.
2. En Acatlán existe una asignatura llamada Diseño Sísmico, que es optativa y en ella no se dan dichas bases. Sino que se aplican abruptamente los métodos de cálculo aplicables.

Por lo tanto deducimos que **existe un vacío** en la formación de los arquitectos, para que éstos comprendan el fenómeno y puedan desarrollar un criterio que les permita realizar proyectos que tomen en cuenta lo que debiera incluirse en la concepción original y puedan tener las construcciones resultantes, una buena estabilidad.

Capítulo 3.

La manera como se realiza la enseñanza del diseño por sismo en estas carreras.

La enseñanza de las estructuras en las escuelas de arquitectura de la UNAM ha sido, desde los inicios de la entonces "Escuela Nacional de Arquitectura", algo básico que nunca se ha dejado de incluir en los planes de estudio.

Para los alumnos de arquitectura, el estudio de las estructuras, ha representado un grupo de asignaturas que en general han causado diversos sentimientos en los estudiantes:

- a) Temor.
- b) Fascinación.
- c) Incomprensión.
- d) Molestia.
- e) Satisfacción.
- f) Confusión.
- g) Deseo de seguir ampliando esos conocimientos.

Una vez terminado el ciclo de materias correspondientes a las estructuras, a saber: Estática, Resistencia de materiales, Estructuras I, II, III y las selectivas, el alumno se forma una idea nebulosa, alejada de la realidad, confusa, prejuiciosa, de este campo del conocimiento y la conserva así, la mayoría de las veces, durante toda su vida.

Al tener que tomar una decisión en una obra pequeña, (casa habitación, residencia, pequeña bodega, edificio de departamentos u oficinas de poca altura) casi no es usual recurrir a un especialista, y se dictan órdenes con la buena intención de no perjudicar la estabilidad de la obra y no siempre

se llega a resultados positivos. Lo común es estar muy preocupado por lo que no tiene importancia y muy despreocupado por lo que podría ocasionar serios daños o colapso de la estructura.

Este problema se debe a múltiples razones, relacionadas con:

- a) Los objetivos y el contenido temático de los planes de estudios.
- b) El tiempo disponible para poder realizar el proceso enseñanza-aprendizaje de dichos objetivos y contenido temático.
- c) Los conocimientos reales de los profesores de estructuras y cómo los imparten a los alumnos.
- d) Lo que los alumnos entienden y retienen de lo que se enseña en clase.
- e) La cantidad de ejercicios de aplicación que los alumnos realicen.
- f) El tiempo que los alumnos dediquen a estudiar estos conceptos durante el semestre.
- g) Una vez que un alumno está en octavo o noveno semestre, en la mayoría de los casos, ya no recuerdan nada o casi nada de Estática y Resistencia de materiales.

Lo anterior se refiere a lo que los alumnos egresados son capaces de retener con respecto al grupo de materias de estructuras.

Cuando se trata de impartir conocimientos de diseño sísmico, porque el plan de estudios indica que deba tratarse el tema a niveles taxonómicos leves: Enunciar, conocer, a otros más profundos: Explicar, sintetizar, resulta que el profesor de estructuras revisa el programa de la asignatura o el área de estructuras del plan de estudios.

Y entonces, se aprecia, que la palabra **sismo** aparece en los planes de estudio de las carreras de arquitectura de la UNAM.

- a) En Acatlán es una asignatura selectiva.

- b) En Aragón y en Ciudad Universitaria, aparece inserta en el objetivo de alguna asignatura, o en la parte correspondiente a esfuerzos horizontales.

Salvo el caso de Acatlán, que se puede estudiar durante un semestre, en Ciudad Universitaria y en Aragón, hay que quitarle tiempo a algún curso de estructuras para impartir conocimientos sobre sismo en una, dos o tres sesiones y nada más, porque es la única posibilidad.

Pero lo que ocurre en los tres planteles de la UNAM, es que en los tres, no se dan las bases del diseño por sino a los alumnos porque ni siquiera vienen contempladas en ellos.

El caso de Acatlán, que sería el menos grave, no contempla dichas bases, sino que directamente, empiezan a aplicar los métodos de cálculo.

En Aragón y en Ciudad Universitaria, cada profesor aborda el problema de acuerdo a lo que él considera lo más importante, de acuerdo al poco tiempo disponible, pero siempre sin impartir en clase dichas bases.

Es decir, se define lo que son los sismos en unos veinte minutos, e inmediatamente después, ya están aplicando métodos de cálculo.

Así ha sido siempre desde la Escuela Nacional de Arquitectura, hasta el día de hoy.

La excepción se daba con el Maestro Creixell, quien en la asignatura Estructuras I, siempre explicaba con claridad suficiente, dichas bases y después de varias clases, venían las aplicaciones prácticas.

El problema no es la buena voluntad de los profesores, que en realidad existe.

El problema tampoco es que estos conocimientos sean de elevada complejidad e incomprensibles para los alumnos. (Aunque si las bases se imparten de acuerdo a como los abordan en la Facultad de Ingeniería de la UNAM, sin eludir las complejidades matemáticas, y entonces los alumnos de arquitectura **sí** estarían en serias dificultades de comprensión.)

El problema es que en los planes de estudio de las carreras de arquitectura de la UNAM no están contempladas dichas bases.

Por otro lado existen profesores de estructuras que son capaces de resolver ejercicios mediante complicados métodos de cálculo para carga horizontal, pero varios de ellos nunca tuvieron la oportunidad de estudiar los principios de diseños por sismo.

Eso se resolvería mediante cursos de a profesores que deseen estar compenetrados en el primer paso que nunca les fue explicado.

La manera como los profesores de estructuras de arquitectura en la UNAM abordan la enseñanza del diseño por sismo consiste en:

- 1) Revisan los objetivos y contenido temático de las asignaturas de estructuras, en las cuales está contemplado el tiempo que debe dedicarse al estudio de este fenómeno.
- 2) La exposición ante el grupo de alumnos de lo que es un sismo y sus consecuencias, dedicando en general, cuando mucho, una clase.
- 3) La explicación de los métodos de cálculo aplicables al respecto, dependiendo del tiempo disponible para ese efecto. Generalmente esto ocurre, destinando unas dos o tres clases en el mejor de los casos, en las materias: Estructuras I, II y III.

- 4) En el caso de Acatlán, se dispone de una asignatura optativa llamada Diseño Sísmico (que pensamos sería lo deseable para Ciudad Universitaria y Aragón) en la cual hay suficiente tiempo para explicar los métodos de cálculo, pero no está contemplado en el programa de la asignatura, la impartición de los conceptos fundamentales, que son previos a la aplicación de los métodos de cálculo.

El resultado, es como se dijo anteriormente, que los alumnos en las tres facultades de arquitectura de la UNAM, se forman una idea muy limitada, notoriamente insuficiente, basada en prejuicios personales, totalmente fuera de la realidad de lo que realmente ocurre.

Si ya el estudio de las estructuras causa temor en muchos alumnos, el estudio del diseño por sismo, tiene efectos similares y resulta una información totalmente basada en la ausencia de fundamentos didácticos y nunca se logran los objetivos del programa.

No se pretende que los alumnos sean especialistas en estructuras y en diseño por sismo.

Lo que se pretende es:

- 1) Que al proyectar un edificio, los estudiantes propongan adecuadamente las secciones adecuadas, el sistema constructivo idóneo, de acuerdo al tipo de edificio proyectado y al lugar de la República Mexicana en donde se proponga el proyecto.
- 2) Que el alumno sea capaz de detectar qué problemas desde el punto de vista sísmico se presentan en el edificio que va a resolver.
- 3) Que sea capaz de resolver sísmicamente una casa o una residencia ubicada en terreno de fondo de lago y en terreno firme, tanto en zonas medianamente cercanas a los epicentros, como en zonas epicentrales.

- 4) Que el alumno sea capaz de aplicar métodos de cálculo elementales para la obtención de las fuerzas de inercia.
- 5) Que sea capaz de distribuir las fuerzas de inercia entre los diferentes elementos de rigidez de la estructura.
- 6) Que logre obtener las secciones iniciales de la estructura, sumando algebraicamente el método producido por la continuidad de la estructura con el momento sísmico.
- 7) Que sea capaz de detectar qué estructura es más conveniente, dependiendo del tipo de terreno y de su ubicación en zonas sísmicas de México.
- 8) Que en el ejercicio del diseño arquitectónico en zonas sísmicas, los proyectos, tomen en cuenta las previsiones estructurales necesarias para que sean viables y estables ante ese fenómeno.

Para lograr lo anterior se requiere no solo que el alumno tenga bases en el conocimiento del problema sísmico.

Se necesita también, y esto es muy importante, que los profesores que imparten diseño arquitectónico, conozcan el problema y puedan orientar a los alumnos.

Es usual que cuando en estas asignaturas se aborda el problema, se eluda tomar en cuenta si la manera como está concebido el proyecto para determinado terreno y su ubicación en la República Mexicana, es el adecuado, cuando se trata de una zona sísmica.

Existen profesores de diseño muy talentosos para ayudar a los alumnos a concebir los espacios.

Pero si se pretende resolver el problema sísmico una vez ya terminado el proyecto, se está procediendo de una manera equivocada.

Se ha repetido por parte de los especialistas, que desde los primeros trazos, se requiere verificar si el proyecto va a ser o no adecuado, para evitar después serias modificaciones al mismo o a veces tener que realizar uno nuevo.

También se afirma, que el profesor que imparte diseño arquitectónico (anteriormente llamado taller de proyectos) debe ser el mejor preparado de toda la planta de profesores de una escuela de arquitectura.

La realidad es que impartir diseño arquitectónico, es la aspiración de la mayoría de los profesores que pretenden dar clases en las carreras de arquitectura de la UNAM.

Es natural que así sea, puesto que el diseño arquitectónico es la actividad fundamental de los arquitectos. También se reconoce que hay mucho talento entre los profesores que imparten estas asignaturas.

No que no ocurre siempre, es que sean los mejor preparados, los que tengan una formación más completa, los que dominen mejor todos los campos: el diseño arquitectónico, el estructural, el de instalaciones, la construcción, la organización de obras, etc.

Lógicamente para mejorar esta situación se pueden implementar cursos para:

- a) Profesores que imparten diseño arquitectónico a los cuales se les puede dar un curso básico de diseño por sismo.
- b) Profesores de estructuras que requieran tomar un curso similar al mencionado aquí.

Sabemos también que existe mucha resistencia por parte de algunos profesores de diseño arquitectónico a modificar su sistema de enseñanza y a prepararse en el estudio de los esfuerzos horizontales.

Existen posturas radicales de gente que considera que ellos no tienen porque saber nada de lo que aquí se menciona. Afirman que basta solo con tener mucha inspiración, sensibilidad y talento para realizar un ejercicio de composición y que son los especialistas, los que se encargan de resolver los problemas que se generan en las estructuras.

Para esos casos extremos, se han ensayado muchos procedimientos didácticos (la mayoría de las veces sin éxito) en las facultades de arquitectura de la UNAM:

- 1) Se han incluido profesores de construcción y de estructuras en las materias de diseño arquitectónico dando clases conjuntamente con los profesores de la asignatura.
- 2) Se ha procurado que el tema que se ve en diseño arquitectónico, sea el mismo que corresponde a construcción.
- 3) Se ha invitado a los profesores de construcción y de estructuras a dar pláticas a los alumnos de diseño arquitectónico para orientarlos.
- 4) Se ha condicionado la calificación del alumno de diseño arquitectónico al visto bueno del profesor de construcción y de estructuras. Así como estos intentos, existen otros similares, en las facultades de arquitectura de la UNAM que pretenden resolver el problema.

Todos los intentos fracasan de una manera general porque:

- a) Se hacen acuerdos entre el profesor de diseño arquitectónico, el de construcción y el de estructuras, que consisten en que una vez que se esté empezando a definir el "partido" de un determinado edificio, entra la asesoría del profesor de construcción y el de estructuras. Este acuerdo nunca se cumple porque el profesor de diseño arquitectónico le aprueba al alumno "el partido" el ultimo día de clases, dejando fuera de participación a los de estructuras y construcción.
- b) Porque algunos profesores de diseño arquitectónico, pese a que el plan de estudios de la carrera indica que se resolverá lo básico relativo al tipo de estructura requerido, desaconsejan a sus alumnos abordar todo lo relativo a soluciones estructurales.
- c) Porque de una manera ingenua, algunos profesores de diseño arquitectónico, creen cumplir con la obligación de que sus alumnos propongan estructuras adecuadas, por el simple hecho de que en la planta arquitectónica, aparecen una serie de columnas dibujadas.
- d) También de manera ingenua, profesores de diseño arquitectónico, solicitan de los de construcción y de estructuras, una o dos platicas al grupo, para tratar, lo que consideran es lo más importante a tomar en cuenta para resolver constructivamente el proyecto. Pero se olvidan que la labor que funciona, consiste en el trabajo diario, cada vez que se propone algo, al verificar si lo que se concibe es viable desde el punto de vista estructural.

La consecuencia de esta forma de proceder en las facultades de arquitectura de la UNAM, se refleja en cómo son los proyectos estructurales de los alumnos y qué efectos trae resolver correctamente los defectos creados en la solución arquitectónica propuesta.

A continuación se analizan algunos de esos efectos:

a) Secciones propuestas insuficientes en columnas, trabes y entrepisos.

a₁) El incremento en las secciones de columnas, puede ocasionar que en edificios de departamentos y de oficinas, los cajones de los autos en planta baja y / o sótanos, sean invadidos por la nueva sección de las mismas y dichos cajones no cumplan con el ancho mínimo que exige el reglamento de construcciones.

a₂) También las nuevas secciones de columnas, pueden ocasionar que el ancho de rampas o de descansos de escaleras sea menor al que se requiere por reglamento. La consecuencia es que ese proyecto ya no es factible.

a₃) El incremento en las secciones de entrepisos y trabes, puede ocasionar que se requieran más escalones en una escalera, para lograr subir a cada piso y muchas veces, la escalera ya no puede crecer más, por falta de espacio y se tiene que modificar el proyecto.

a₄) También el número mayor de escalones en un edificio alto, tiene alta posibilidad de exceder la altura de construcción permitida para determinada zona y el edificio no se puede realizar.

a₅) El incremento en las secciones de las columnas en un hotel, puede hacer que si la columna está ubicada de tal manera que tenga la puerta de una habitación a la izquierda y a la derecha, el incremento de la sección de columnas, podría dejar puertas que originalmente eran de 90cm en 50 cm lo cual no permite conservar ese proyecto.

b) Cuando en un edificio se proponen columnas y trabes, pero el edificio requiere de una verdadera rigidización, se proponen:

- Muros de rigidez de concreto armado, de la planta baja hasta la azotea.
- Tensores cruzados de acero o combinaciones de acero y concreto.
- Columnas y trabes de mayor tamaño.

Existen proyectos que no permiten ninguna de estas tres soluciones porque afectan e inutilizan el uso del edificio:

- Los muros de rigidez no se pueden ubicar en dos ejes perpendiculares entre sí, porque afectan la entrada y salida de automóviles.
- Lo mismo ocurre con los tensores cruzados.
- El aumento de la sección de columnas y trabes, afecta el uso del edificio y no se puede realizar. Por lo tanto se requiere hacer un nuevo proyecto arquitectónico.

c) A veces durante la obra se modifica la estructura de un edificio por razones arquitectónicas y se comenten errores tales como:

c₁) Cambiar secciones de columnas cuadradas por secciones circulares. Ejemplo: Columnas de 80 x80 por columnas circulares de 80cm de diámetro.

El daño de la estructura es serio:

Momento de Inercia de la columna cuadrada: $I_{xc} = \frac{b^4}{12}$

$$I_{xc} = \frac{80^4}{12} = 3,413,333\text{cm}^4$$

Momento de inercia de la columna circular: $I_{xc} = \frac{\pi d^4}{64}$

$$I_{xc} = \frac{3.1416 \times 80^4}{64} = 2,010624\text{cm}^4$$

El momento de inercia de la columna cuadrada es respecto a la circular: $\frac{3,413,333}{2010624} = 1.697$ veces mayor.

Por lo tanto el momento de inercia calculado, se disminuye seriamente por una decisión tomada en obra.

d) El proyecto estructural indica columnas orientadas con el momento de inercia mayor hacia el eje de las equis. El arquitecto decide girar una columna, porque determina que le estorbaría, para mejorar el paso.

Consecuencia: la fila de columnas de ese marco cambia las rigideces originales y se produce un incremento en los esfuerzos horizontales de ellas, cuando el sismo actúa en el eje de las **x** y un incremento en los esfuerzos de la columna girada cuando actúa sobre el eje de las **y**, por ser más rígida esa columna que el resto.

Lo anterior puede causar destrucción parcial en el marco, con daños desde severos a muy severos en la estructura.

e) En muchas ocasiones se proponen estructuras de marco en edificios o casas que debido al tipo de suelo en los que se apoyan, deberían ser realizadas con muros de carga.

f) Lo usual es quedarse "corto" en las secciones iniciales propuestas, ya sean columnas, trabes o entrepisos. En la práctica se han observado anteproyectos de edificios de quince plantas, que tienen propuestas columnas de 30 x 50cm orientadas con el mayor momento de inercia perpendicular a la calle.

También es muy común encontrar anteproyectos que tienen claros de 10 x10m con entrepisos de 30cm.

g) Cuando se trata de casas habitación o residencias sobre terreno de fondo de lago, o sobre terrenos firmes, pero en zonas de influencia de los epicentros, es muy común que el área al corte de los muros paralelos a la calle sea insuficiente en la planta baja, ello se debe a que el problema sísmico no se contempló al proyectar la casa o residencia.

Para poder evitar estos problemas se propone:

- a) Revisar los planes de estudios de arquitectura en Ciudad Universitaria y en Aragón incluyendo una asignatura en la cual se impartan las bases del diseño por sismo.
- b) Para Acatlán incluir dichas bases en la asignatura selectiva existente llamada Diseño Sísmico.
- c) Impartir cursos para profesores de estructuras de las tres carreras de arquitectura de la UNAM, en los que se impartan los principios del diseño por sismo.

Generar cursos para profesores de diseño arquitectónico de las tres facultades de arquitectura de la UNAM con los mismos fines.

Volver a incluir profesores de construcción y de estructuras en las clases de diseño arquitectónico, con permanencia todo el semestre.

La resistencia de algunos profesores a las medidas propuestas, puede ser severa y su postura es respetable.

Afortunadamente, existen muchos otros que imparten diseño, que estarían dispuestos a mejorar sus conocimientos en el estudio de los esfuerzos horizontales y las estructuras en general.

Capítulo 4.

Programa de la asignatura propuesta:

"Diseño sísmico básico".

Semestre: 7°

Créditos: 5

Tipo: curso optativo.

Sub-área: Diseño estructural.

Objetivo terminal del curso:

"El alumno será capaz de comprender y explicar los principios básicos que rigen el diseño por sismo".

Objetivos intermedios del curso:

- "El alumno será capaz de detectar en un proyecto arquitectónico, los problemas que pueden existir cuando sea realizado en una zona sísmica".
- "El alumno será capaz de resolver ejercicios aplicando el método estático y el estático simplificado".
- "El alumno será capaz de proponer el tipo de estructura adecuada para cada tipo de suelo".
- "El alumno será capaz de comparar qué ventajas y desventajas tienen los diferentes tipos de edificios, desde el punto de vista sísmico".

Contenido temático de la asignatura propuesta:

TEMA 1. Descripción del problema. Nociones de sismología.

TEMA 2. El subsuelo de la Ciudad de México.

2.1 Influencia de los sismos sobre los edificios, en cada una de las zonas de terreno.

2.2 Construcciones adecuadas para cada tipo de suelo.

TEMA 3. Conceptos básicos para el diseño sísmico.

3.1 Aceleración e inercia.

3.2 Movimiento pendular.

3.3 Velocidad angular.

3.4 Modos de vibración.

3.5 Periodos del terreno.

3.6 Resonancia y amortiguamiento.

3.7 Constante de resorte y efecto de diafragma.

3.8 Coeficientes sísmicos.

3.9 Análisis dinámico.

3.10 Análisis estático.

3.11 Torsión y volteo.

3.12 Esfuerzos horizontales y verticales.

TEMA 4. Problemas en el proyecto arquitectónico.

4.1 El problema de la forma geométrica y su comportamiento sísmico.

4.2 Influencia de tipo de apoyo del edificio e importancia de las secciones adoptadas.

4.3 Modificaciones requeridas al proyecto arquitectónico, cuando éste no es adecuado desde el punto de vista sísmico.

TEMA 5. Deficiencias en el proyecto estructural.

5.1 Proposición de estructuras inadecuadas, según el tipo del suelo y la magnitud de sismos locales.

5.2 Interpretación errónea de los reglamentos de construcción.

5.3 Errores estructurales, como consecuencia de un proyecto arquitectónico inadecuado. La importancia de modificar el proyecto arquitectónico cuando no es viable sísmicamente.

5.4 Errores en las secciones propuestas, en los armados, en los anclajes y en el detallado del refuerzo.

TEMA 6. Errores en la obra.

- 6.1 La calidad del concreto y el acero.
- 6.2 Interpretación de los planos en la obra.
- 6.3 Problemas por delegar responsabilidades a terceras personas en la obra.
- 6.4 personal de obra no calificado. Su intervención en el resultado final.
 - 6.4.1 Maestros de obra.
 - 6.4.2 Albañiles.
 - 6.4.3 Fierros.
 - 6.4.4 Carpinteros de obra negra.
 - 6.4.5 Herreros.
 - 6.4.6 Plomeros.
 - 6.4.7 Electricistas.
- 6.5 Cambios en la obra al proyecto original y su repercusión sísmica.
 - 6.5.1 Cambios al proyecto arquitectónico.

6.5.2 Cambios al proyecto estructural.

6.5.3 Cambios al proyecto de instalaciones.

TEMA 7. Recomendaciones constructivas.

7.1 Tipo de edificios adecuados.

7.2 Secciones y tipos de apoyos.

7.3 Control de calidad del concreto y el acero.

7.4 Capacitación del personal utilizado.

7.5 El adecuado detallado del refuerzo metálico. El refuerzo metálico soldado.

TEMA 8. Fallas comunes de las construcciones ante los sismos.

TEMA 9. Fotografías de fallas de construcciones por sismos.

TEMA 10. Sinopsis de sismos ocurridos en la República Mexicana.

10.1 EL sismo del 28 de julio de 1957.

10.2 El sismo del 14 de marzo de 1979

10.3 Los sismos de septiembre 19 y 20 de 1985.

Tiempo destinado para cada tema:

Tema 1. Dos clases de 2.5 horas.	5 hrs.
Tema 2. Una clase de 2.5 horas.	2.5 hrs.
Tema 3. Trece clases de 2.5 horas.	32.5 hrs.
Tema 4. Dos clases de 2.5 horas.	5 hrs.
Tema 5. Tres clases de 2.5 horas.	7.5 hrs.
Tema 6. Dos clases de 2.5 horas.	5 hrs.
Tema 7. Dos clases de 2.5 horas	5 hrs.
Tema 8. Una clase de 2.5 horas	2.5 hrs.
Tema 9. Una clase de 2.5 horas	2.5 hrs.
Tema 10. Una clase de 2.5 horas	<u>2.5 hrs.</u>
Suma = catorce semanas de clase	70 hrs.

Conocimientos básicos a adquirir por el alumno al término del curso:

- El alumno será capaz de comprender los principios básicos del diseño por sismo.
- El alumno será capaz de distinguir una estructura sísmicamente estable de otra inestable.
- El alumno será capaz de detectar en un proyecto arquitectónico, qué problemas acusa si será realizado en una zona sísmica.
- El alumno conocerá el análisis dinámico.
- El alumno será capaz de resolver ejercicios numéricos aplicando el análisis estático y el estático simplificado.

Métodos de enseñanza sugeridos:

- Técnicas de exposición: oral, audiovisual, pizarrón.
- Técnicas de demostración: ejercicios en el aula.
- Técnicas de participación: Investigación individual y colectiva, ejercicios fuera del aula.

Características de los ejercicios.

Este curso pretende una mejor formación de los estudiantes de arquitectura, fomentando y mejorando la preparación que tienen en el diseño arquitectónico y logrando la práctica necesaria para que sus conocimientos en diseño estructural los lleven a proponer estructuras estables a esfuerzos horizontales. Por lo tanto los ejercicios serán siempre relacionados con proyectos arquitectónicos típicos, que se resolverán como trabajo de taller, aplicando los conocimientos adquiridos en este curso.

Forma de presentación de los trabajos.

- Por escrito.
- Audiovisuales.

Forma de evaluación.

- Por el profesor que impartió el curso.

Tipo de evaluación.

- **Diagnóstica.** Teórica. Al principio del curso.
- **Formativa.** Con las evaluaciones teóricas y prácticas realizadas durante el curso.

- **Sumativa.** A la conclusión del curso con la integración de las evaluaciones parciales más el desarrollo y entrega de los ejercicios, habiendo aprobado cada etapa.

Bibliografía:

- 1) *Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica. Memorias del 5° congreso de Ingeniería Sísmica.*
- 2) *Marsal y Masari. Facultad de Ingeniería UNAM. El subsuelo de la ciudad de México. 1959.*
- 3) *Creixell José. Construcciones antisísmicas. Ed. Continental. 1981.*
- 4) *Fundación ICA. 1992. Reporte ICA. 1992. Análisis de las respuestas del terreno. Resumen de las actividades 1987 a 1992.*
- 5) *Arnal, Betancourt. Normas técnicas complementarias. Reglamento de construcciones para el Distrito Federal. Diseño por sismo. Ed. Trillas. Enero de 2006.*
Arnal, Betancourt. Normas técnicas complementarias. Reglamento de construcciones para el Distrito Federal. Diseño de estructuras de concreto. Ed. Trillas. Enero de 2006.
Arnal, Betancourt. Normas técnicas complementarias. Reglamento de construcciones para el Distrito Federal. Diseño de estructuras metálicas. Ed. Trillas. Enero de 2006.
Arnal, Betancourt. Normas técnicas complementarias. Reglamento de construcciones para el Distrito Federal. Diseño de estructuras de mampostería. Ed. Trillas. Enero de 2006.
Arnal, Betancourt. Normas técnicas complementarias. Reglamento de construcciones para el Distrito Federal. Diseño y construcción de cimentaciones. Ed. Trillas. Enero de 2006.
- 6) *Hiriart, Marsal, Rosenbleuth. Los efectos del terremoto del 28 de julio de 1957. Revista de Ingeniería 1958.*
- 7) *Esteva, Díaz de Cossío, Elorduy. El temblor de caracas , julio de 1967 . Instituto de Ingeniería UNAM.*
- 8) *Figueroa. Sismicidad en Puebla Macrosismo del 28 de agosto de 1973. Instituto de Ingeniería UNAM.*
- 9) *Alonso, Espinosa, Mora, Prince, Cajiga. Informe preliminar sobre los sismos del 29 de noviembre de 1979 en el estado Oaxaca. Instituto de Ingeniería UNAM.*

- 10) Del Valle. Daños causados por los temblores del 23 de diciembre de 1972 en las construcciones de Managua. Instituto de Ingeniería UNAM. Abril 1973.
- 11) Rosenbleuth. Diseño sísmico del concreto. Revista IMCYC N° 87. Agosto de 1977.
- 12) R. Quass, J. Prince, E. Mena. Los dos acelerogramas del sismo de septiembre 19 de 1985, obtenidos en la central de abastos, en México. Instituto de Ingeniería UNAM. Septiembre 24 1985.
- 13) López Ríos. Análisis de edificios altos. IPN. 1980.

ANEXOS.

El desarrollo del contenido temático de la asignatura.

- *“Diseño sísmico básico para arquitectos”.*

TEMA 1.

Descripción del problema. Nociones de Sismología.

La intención al realizar este texto, es poner al alcance de los arquitectos, que se dedican a la construcción de edificios, así como también a los estudiantes y profesores de las carreras de arquitectura, una serie de conceptos, de recomendaciones constructivas y de experiencias obtenidas a través del tiempo, que permitan realizar edificios más confiables ante los sismos de gran intensidad, que se producen en suelos de largo periodo de oscilación. (Como las arcillas del fondo de lago de la Ciudad de México).

El diseño de una estructura en suelos arcillosos, difiere grandemente, respecto a aquellos edificios ubicados en suelos firmes, con periodos dominantes del suelo, que se caracterizan por tener un valor más corto.

El problema radica esencialmente, en que edificios con un periodo fundamental de vibración similar al del suelo en que se apoyan, pueden entrar en resonancia con los periodos dominantes del terreno.

Se podría dar el caso, de que una estructura que soporta satisfactoriamente un sismo de gran intensidad en un suelo firme, podría colapsarse, si se realizara en condiciones idénticas, sobre un suelo arcilloso con periodos dominantes largos.

Durante muchos años se aceptó, que el hecho de que se suministraran secciones amplias en trabes y columnas, era suficiente para poder resistir sismos intensos.

En principio, lo anterior es correcto, si el periodo de oscilación del edificio no se parece al del suelo donde se apoya.

Cuando dichos periodos coinciden, el problema se complica mucho, ya que la ampliación que produce la sincronización del movimiento del suelo y del edificio, es exagerada y la mayoría de las veces no conviene que eso suceda.

Puede alejarse el periodo fundamental del edificio, respecto al del suelo, mediante la adición de muros de rigidez o tensores cruzados, que harán más corto el periodo del edificio e impidan que haya resonancia.

En ciertos casos muy particulares, podría diseñarse una estructura con grandes secciones de columnas y trabes, así como también utilizando efectivos diafragmas horizontales y no ayudarse con muros de rigidez o tensores cruzados. (Si no hay resonancia franca entre el periodo dominante del suelo y el fundamental del edificio.)

Cuando se insiste en realizar edificios de marco, que se sincronizarán con los movimientos del suelo, el riesgo que se corre es muy alto.

El presente libro, se ocupa de tratar cada uno de los factores que influyen en el buen comportamiento de las estructuras, así como también se analizan los casos que producirán una respuesta ineficiente, cuando no se toman en cuenta una serie de conceptos.

Se comienza por describir el suelo la Ciudad de México y el comportamiento que tienen los edificios en cada una de las zonas.

Se menciona qué tipo de construcción es la más adecuada para cada tipo de suelo.

Posteriormente, se analiza el proyecto arquitectónico y se sacan conclusiones relativas al comportamiento que tendría la estructura de acuerdo a la forma arquitectónica.

A continuación se estudian las deficiencias estructurales más usuales y la repercusión que producirían en la respuesta del edificio.

También se enuncian los errores que con frecuencia se observan en las obras en proceso y se clasifican según el origen de éstos.

Una vez conocidos los problemas típicos del proyecto y la obra, se desarrollan una serie de recomendaciones de tipo constructivo, a fin de tener un buen comportamiento de los edificios ante los sismos. Se anexa en el libro, un capítulo en donde se tratan una serie de conceptos cuya aplicación en el diseño por sismo es básica.

Estos conceptos no siempre son bien conocidos por los arquitectos e ingenieros civiles que se dedican a la construcción. Existe un capítulo donde las fallas más usuales de los edificios ante un sismo son enlistadas y analizadas.

El tratamiento que se da a estos conocimientos y en general el lenguaje de este libro pretende explicar de una forma más sencilla y comprensible, lo que también puede expresarse de forma compleja.

Nociones de sismología.

Sismología. Es la rama de la geofísica que estudia los sismos y fenómenos conexos. Estudia también la estructura interna de la tierra, mediante el análisis de la propagación de las ondas sísmicas por el interior y superficie de la tierra.

Estructura interna de la tierra. La tierra está formada por tres capas concéntricas: corteza manto y núcleo. El espesor de la corteza llega a ser hasta de 60 km, consta de roca granítica y basáltica. El espesor del manto es de 2900 km.

El núcleo tiene un radio de 3470 km. Hay un núcleo interior y uno exterior. Consta de hierro fundido, níquel, sulfuro y silicio.

Tectónica de placas. Hay doce grandes zonas de la corteza terrestre, llamadas placas tectónicas, formadas por un continente original llamado Pangea.

Los fenómenos que se producen son: subducción, deslizamiento, extrusión y acreencia.

Los principales temblores producidos en la República Mexicana son ocasionados por el fenómeno de la subducción, que consiste en que la plataforma marítima del Océano Pacífico, se introduce en la plataforma continental, liberándose gran cantidad de energía por el rozamiento y el choque producido por las placas.

Existen temblores tectónicos y volcánicos. Los de mayor destrucción son los tectónicos, que se producen por el desplazamiento de las placas de la corteza terrestre.

Los temblores pueden tener movimientos lentos y cuando son así se les conoce como bradisismos. Cuando los movimientos son rápidos se les llama taquisismos.

Los taquisismos pueden ser de tres clases:

- Microsismos.
- Macrosismos.
- Megasismos.

Los primeros son solo registrados por los sismógrafos y no tienen consecuencias en las construcciones. Los macrosismos son registrados por los sismógrafos y no todos por las personas. En esta categoría entran los terremotos que producen desde escasos daños hasta el colapso de las construcciones.

Se usa el término megasismo para los casos de terremotos con efectos catastróficos. El hipocentro es el foco donde se produce el sismo. El epicentro es el lugar en la superficie de la tierra donde el temblor se manifiesta.

La profundidad de los hipocentros varía entre 20 y 60 km, respecto a la superficie de la tierra. A veces estos valores se modifican, teniéndose movimientos a mayor o menor profundidad de los aquí mencionados.

En la tierra se produce un temblor cada 30 segundos y en total se verifican un millón de ellos cada año, sumando microsismos y macrosismos. Las zonas montañosas, son en general los lugares de los epicentros, se incluye a las costas.

El cinturón del pacífico es una zona sísmica importante de la tierra. Incluye Alaska, China oriental, Japón, Filipinas, el oriente de Australia, América del sur, México y el occidente de los Estados Unidos. En los lugares en donde hay montañas, tales como las grandes planicies no se registran temblores, al menos de los que puedan tener efectos destructivos.

Las ondas sísmicas pueden ser:

- Longitudinales.
- Transversales.
- Superficiales.

Las ondas longitudinales se propagan de 5 a 17 km por segundo.

Las transversales de 3 a 7 km por segundo.

Las superficiales se transmiten de 300 a 800 m por segundo.

Los periodos de las ondas han llegado a ser de 5 a 13 segundos y de 11 a 14 para los transversales.

Cerca de los epicentros los periodos del suelo varían entre 0.3 y 3 segundos. Los datos aquí presentados no deben tomarse de manera absoluta, ya que pueden producirse variaciones de práctica.

Los periodos de oscilación, tanto de los suelos, como de los edificios, son el tiempo en que tardan en completar una vibración completa o una oscilación de un ciclo. Se miden en segundos o en fracciones de segundo. Hay periodos dominantes y secundarios para los terrenos. Los dominantes indican las características del suelo del lugar.

Escalas de los sismos.

A los constructores nos interesa usar las escalas que registran la aceleración del terreno medida en gals. Un gal equivale a 1 cm/seg^2 . La aceleración de la gravedad es de 980 Gals ó 980 cm/seg^2 .

La escala de Richter mide la energía del temblor liberada en el epicentro. No nos es útil para los constructores.

La escala de Mercalli modificada, es útil para informar a la población de los efectos de un sismo, pero tampoco sirve para que los constructores se basen en ella y evaluar las fuerzas sísmicas actuantes.

La escala de Sieberg, mide la aceleración. Ésta es la que nos es de utilidad a los arquitectos e ingenieros. Se mide la aceleración en cm/seg^2 o mm/seg^2 . Hay ahora la llamada escala internacional que toma en cuenta también las aceleraciones.

Sismos medianos de intensidad producen aceleraciones cercanas a unos cien gals en los epicentros y menores a esa cantidad lejos de ellos. En la Ciudad de México las condiciones locales de las arcillas del fondo del lago, pueden incrementar la onda sísmica que ya viene debilitada por la distancia al epicentro y tener un registro de grandes aceleraciones en los aparatos.

Acelerógrafos. Son los aparatos que registran las aceleraciones horizontales y verticales. Son electrónicos

Acelerómetros. Son de tipo mecánico y registran la máxima aceleración en un temblor.

Los **sismógrafos** registran los movimientos del terreno en una banda de papel, de la cual se puede leer también la aceleración. Los hay de tipo Wiechert, que han funcionado muy bien en los últimos 70 años y son del tipo mecánico.

Los hay también del tipo electromagnético, los cuales se empiezan a usar en México a mediados de los años sesentas del siglo XX.

Actualmente consisten en sensores ligados por radio o microondas a un peso central de grabación que registra la información a una computadora digital, automatizando y acelerando el proceso de información.

Actualmente existe la red SISMEX en México.

Los **sismoscopios** registran los movimientos del terreno, producidos en el lugar en donde se ubica el aparato.

Los **trepidómetros**. Registran las aceleraciones verticales del terreno. Son de tipo mecánico.

Los **sismógrafos** de banda ancha permiten registrar sismos con frecuencias que incluyen registros de periodos corto y largo, desde 0.1 a 100 segundos.

Antecedentes de la sismología en México.

La República Mexicana está situada en una de las regiones sísmicamente más activas del mundo.

El estudio de la actividad sísmica en México es relativamente reciente, sin embargo, su observación tiene antecedentes remotos. Los primeros pobladores de México sufrieron los efectos de la actividad sísmica y volcánica en estas regiones dejando su testimonio de diversas maneras.

En la época de la colonia, la descripción de los temblores la llevaron a cabo principalmente los frailes; por ejemplo, Clavijero y Sahagún. Posteriormente, con el uso generalizado de la imprenta, se reportaban datos sismológicos en los periódicos de la época, con descripciones algunas veces exageradas aunque pintorescas. Con el desarrollo de la colonia como centro de cultura, los temblores fueron descritos también por naturalistas a la vez que por publicistas y público en general, pues en todos los folletos antiguos se encuentran notas sobre temblores, cuyas áreas se empezaban a delimitar a medida que las comunicaciones entre los pueblos se establecían.

Cuando se instaló la red telegráfica en la República Mexicana, los telegrafistas suministraban datos referentes a temblores y se publicaban mensualmente en boletines.

La medición de los temblores por medio de instrumentos se inició a fines del siglo pasado. En la época de Mariano Bárcena, se instaló en el Observatorio Meteorológico Central un sismógrafo tipo Sechi. Por ese tiempo, Juan Orozco y Berra se dedicó a observar estos fenómenos y a formar estadísticas, reuniendo importantes datos de temblores desde tiempos precolombinos, coleccionados con cuidado y publicados en la sociedad científica Antonio Alzate. El 5 de septiembre de 1910, por Decreto Presidencial se creó e inauguró el Servicio Sismológico Nacional como una dependencia del Instituto Geológico Nacional. Este evento se enmarcó dentro de los festejos conmemorativos del primer centenario de la iniciación de la Independencia Nacional.

La red inicial estuvo constituida por el Observatorio Central de Tacubaya y estaciones ubicadas en Oaxaca, Mérida, Zacatecas, Mazatlán, Guadalajara y Monterrey. Se eligieron como detectores los sismógrafos Wiechert de período corto. Básicamente, estos sismógrafos con algunas modificaciones y mejoras han continuando en operación hasta nuestros días.

Hacia 1929, el Instituto Geológico Nacional pasó a ser el Instituto de Geología de la UNAM y el Servicio Sismológico formó parte de este nuevo Instituto. En 1949, se creó el Instituto de Geofísica y el Servicio Sismológico pasó a formar parte del mismo.

El Servicio Sismológico volvió a cobrar vida hacia 1965-1967, cuando se instalaron estaciones de mayor sensibilidad en Tehuantepec (PBJ), Vista Hermosa (VHO), Comitán (COM), Toluca (OXM), León (LCG), Presa Infiernillo (PIM), Presa Mal Paso (PMM), Ciudad Universitaria (UNM), Tepoztlán (TPM) y Popocatépetl (PPM). También se instaló en 1970 una red de estaciones en el noroeste, con el fin de observar la actividad sísmica del Golfo de California. Este conjunto de estaciones es controlado actualmente por el Centro de Investigaciones y de Educación Superior de Ensenada, Baja California (CICESE).

Hoy en día, el Servicio Sismológico opera una red de 35 estaciones , la mayoría de las cuales envía su información en forma telemétrica a una oficina central ubicada en el Instituto de Geofísica en la Ciudad Universitaria en México D.F.: Allí se registran y procesan los datos y son posteriormente publicados en los boletines de información sismológica. La información sismológica ya sea en forma de sismogramas o datos digitales, se suma al archivo de datos sismológicos del país, que datan desde la fundación del Servicio en 1910.

El Servicio Sismológico ha jugado un papel importante en el desarrollo de la sismología en México, además de tener una función social y económica palpable. Afortunadamente en la última década los estudios de sismología en México han progresado más allá de la simple observación sismológica y se han formado distintos grupos de investigación que afrontan los diferentes problemas de la sismología. Existen en la Universidad Nacional Autónoma de México dos de estos grupos de trabajo. El grupo del Instituto de Geofísica, concentrado en el Departamento de Sismología y Vulcanología, que además de realizar labores de investigación tiene a su cargo el Servicio Sismológico Nacional que es el vocero oficial de la UNAM

en la divulgación de los parámetros de los temblores. El Instituto de Ingeniería enfoca su trabajo principalmente a problemas de riesgo sísmico y maneja una red de estaciones telemétricas (SISMEX). Existe otro grupo de trabajo en el Centro de Investigaciones y de Educación Superior de Ensenada, B.C. (CICESE), que enfoca su estudio entre otros aspectos a la actividad sísmica asociada tanto al Golfo de California como a la falla de San Andrés, igualmente operan la Red Sismológica del Noroeste (RESNOR). Los diferentes grupos mantienen comunicación y frecuentemente se encuentran en congresos donde dan a conocer sus avances en el estudio de la Sismología.

Adicionalmente, existe interés en algunas instituciones de enseñanza superior en el interior de la República por el estudio de la sismicidad regional y recientemente han enfocando sus esfuerzos a la consolidación de grupos de trabajo apropiados para el desarrollo de esta disciplina en sus localidades. En este sentido existen ya tres redes locales: la red de Oaxaca instalada y operada por el Instituto Tecnológico Regional de Oaxaca, la red de Puebla instalada en 1984 por la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Autónoma de Puebla y la Red Sismológica de Colima (RESCO) instalada entre 1989 y 1991 por el Centro Universitario de Investigación en Ciencias Básicas de la Universidad de Colima. Esta última es la primer red en nuestro país destinada a la vigilancia de un volcán activo, el volcán de Colima o volcán del fuego situado en la frontera entre los estados de Colima y Jalisco. Así mismo el gobierno del Estado de Chiapas planea desplegar, en un breve lapso de tiempo, una red sismológica para la observación del volcán Tacaná.

EL DESARROLLO SISMOLÓGICO EN MÉXICO

El registro histórico.

El desarrollo de la sismología en México presenta en términos generales dos etapas : la primera, que consiste en descripciones y reportes de los efectos y los daños causados por importantes sismos históricos, y una segunda fase instrumental, cuando se inicia la instalación de sismógrafos en el país, que data de principios de este siglo.

Las descripciones de sismos en el pasado constituyen un rico acervo bibliográfico de gran utilidad para la sismología moderna, ya que nos permite identificar, por medio de los daños reportados, los epicentros de sismos importantes en el pasado histórico y cotejar esa información con sismos más recientes. Esto permite identificar como fallas activas. Por otro lado el catálogo de sismos históricos en ciertas regiones muestra algunas veces un patrón recurrente de sismos importantes que permite estimar el potencial de las diferentes zonas sísmicas de nuestro país.

Las primeras descripciones históricas de sismos en México datan de la época prehispánica. Los códices Vaticano Ríos, Aubin y Telleriano, por ejemplo, contienen referencias a grandes sismos y erupciones volcánicas de la época "Años de 7 navajas y de 1460 hubo un temblor de tierra; y es de saber, que como ellos temían que se había de perder el mundo otra vez por los temblores de tierra y van pintando todos los años, los agujeros que acaecían."

Al sobrevenir la conquista de México, los soldados españoles se concretaron a hacer anotaciones de los efectos observados, sugiriendo interpretaciones de estos fenómenos según el pensamiento de la época. Así, poco después de la caída de la gran Tenochtitlán, el 1o. de abril de 1523 "como a las ocho de la noche se sintió en Oaxaca, Cañada y pueblos de la sierra un temblor". Este informe corresponde al primer terremoto del cual hacen mención los españoles a su llegada a México. La descripción es de Rodrigo Rangel, teniente de la Villa Rica, en carta fechada el 23 de mayo de aquel mismo año.

Con el uso de la imprenta durante la época de la colonia, la ocurrencia de temblores se informa y describe en diarios personales, gacetas y periódicos. Asimismo, pensadores y naturalistas mexicanos como Joaquín Velázquez de León, Francisco Javier Clavijero y Bernardino de Sahagún reportan con detalle los efectos de varios sismos importantes tanto en la ciudad de México como en el resto del país. Sin embargo, la primera recopilación sistemática de sismos la realiza el naturalista mexicano Don Juan Orozco y Berra a finales del siglo XIX.

El catálogo de Orozco y Berra, publicado en 1887 por la sociedad Científica Antonio Alzate bajo el título "Efemérides Sísmicas Mexicanas", reúne reportes de sismos ocurridos en México desde mediados del siglo XV hasta finales del siglo XIX. La obra de Orozco y Berra constituye uno de los pilares fundamentales en que se han apoyado muchas de las recientes investigaciones de la sismicidad en México. A raíz del sismo del 19 de septiembre de 1985, investigadores del Centro de Investigación y Estudios Superiores de Antropología Social realizaron una cronología de sismos históricos en nuestro país desde la época precolombina hasta el fin de la colonia.

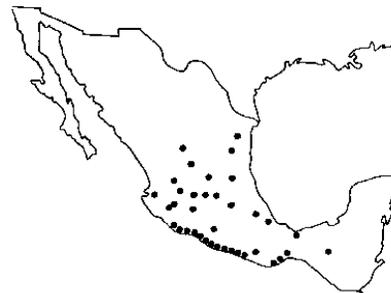
El registro sísmológico instrumental en México.

Las observaciones instrumentales de sismos en nuestro país se inician durante la última década del siglo XIX, cuando el Ing. Mariano Bárcenas, geólogo y naturalista mexicano, instala un sismógrafo tipo "Padre Sechi" en el Observatorio Meteorológico Central. Desgraciadamente, los sismogramas registrados por este temprano instrumento no fueron conservados.

La participación de México en el desarrollo de la sismología moderna se inició propiamente el 1o. de abril de 1904. En esta fecha se reunieron en Estrasburgo dieciocho países, entre ellos México, con el fin de formar la Asociación Sísmológica Internacional. Los países firmantes de la Asociación se comprometían a instalar en su territorio nacional una red de instrumentos sísmológicos que permitiría mejorar notablemente las localizaciones epicentrales e iniciar el estudio metódico de los sismos utilizando instrumentos modernos distribuidos en todo el mundo.

Para cumplir con este compromiso internacional, el gobierno mexicano decretó la fundación del Servicio Sismológico Nacional el 5 de septiembre de 1910 como parte de las celebraciones del Primer Centenario de la Independencia Nacional. El Servicio Sismológico Nacional quedó adscrito al entonces Instituto Geológico Nacional, e inició la instalación de la Red Sismológica en los días previos al comienzo de la Revolución. El plan original preveía la instalación de 60 estaciones sismológicas a lo largo y ancho de la República Mexicana; las estrecheces económicas y las vicisitudes políticas de la época reduce el proyecto a solo nueve estaciones sismológicas instaladas entre 1910 y 1923.

El sismógrafo elegido fue el "Wiechert" de fabricación alemana, y la Red Nacional quedó inicialmente construida por una estación central instalada en Tacubaya, D.F. y estaciones foráneas en las ciudades de Oaxaca, Mazatlán, Mérida, Guadalajara, Monterrey y Zacatecas; estas tres últimas fueron instaladas en plena revolución armada. Las estaciones sismológicas de Monterrey y Zacatecas fueron dañadas en los combates revolucionarios y tuvieron que cerrar durante algún tiempo. Cabe añadir que la gran mayoría de estos sismógrafos mecánicos continúan operando en la actualidad y ofrecen un registro instrumental continuo y uniforme de la sismicidad en México durante los últimos 60 ó 70 años. Esta red de sismógrafos "Wiechert" constituye probablemente el sistema de instrumentos más antiguo en México que está aún en fructífera y continua operación. Los primeros estudios que se realizaron usando los datos generados por la red sismológica sirvieron para la elaboración de la primera carta sísmica de la República Mexicana por el Ing. Manuel Muñoz Lumbier en 1918.



Primer mapa de sismicidad de México, publicado en 1918 por el Ing. Manuel Muñoz Lumbier.

Al conceder la autonomía a la Universidad en 1929, el Servicio Sismológico Nacional pasó a ser parte de ésta y desde 1948 quedó adscrito al Instituto de Geofísica de la UNAM. Después de haber tenido una red sismológica con los instrumentos más modernos de la época durante las dos primeras décadas de este siglo, en los años treinta, cuarenta y cincuenta el Servicio Sismológico Nacional no realizó ninguna modernización instrumental ni renovó sus cuadros de técnicos y científicos; continuó operando con los mismos instrumentos y en la misma forma en que lo hacía a principios de siglo. Fue hasta mediados de los años sesenta, cuando se inició la instalación de sismógrafos electromagnéticos más modernos. Paulatinamente, la red de sismógrafos del Servicio aumentó hasta alcanzar su número actual de aproximadamente 25 instrumentos.

La década de los setenta vio el desarrollo de nuevas redes sismológicas en el país. Estas nuevas redes no consisten ya en instrumentos sismológicos autónomos que graban en papel las señales sísmicas, sino que están estructuradas por sensores ligados por radio o microondas a un puesto central de grabación que registra directamente la información sismológica en una computadora digital, automatizando y acelerando notablemente el procesamiento de información.

La Red Sísmica del Noroeste (RESNOR) a cargo del Centro de Investigación Científica y Estudios Superiores de Ensenada (CICESE) es una moderna red que cubre Baja California y las zonas aledañas al Mar de Cortés. En el centro del país, el Instituto de Ingeniería de la UNAM desarrolló SISMEEX, y mantiene actualmente una red de 5 estaciones, diseñada primordialmente para monitorear la actividad sísmica cercana a la ciudad de México. Finalmente, la Red Sísmica de Apertura Continental (RESMAC) empieza a mediados de los años setenta a desarrollar una red de estaciones sismológicas cuya finalidad es la de cubrir el territorio nacional. A pesar de todos estos avances recientes, es evidente que el número de estaciones sismológicas de México es aún insuficiente para un país con la actividad sísmica y las dimensiones físicas del nuestro.

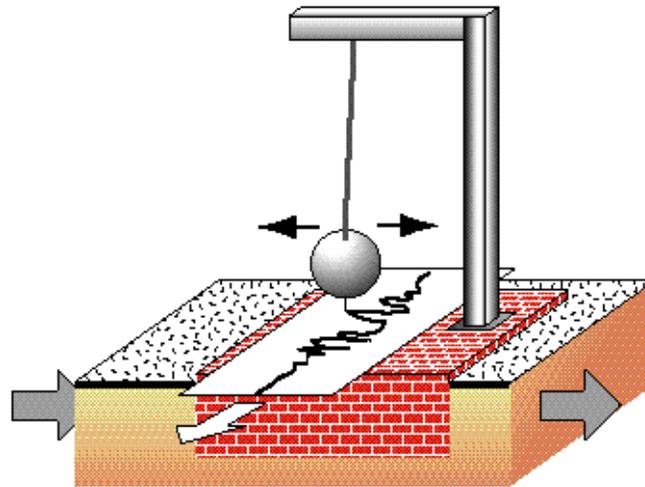
HISTORIA DE LOS SISMÓGRAFOS

El sismógrafo es un instrumento que registra el movimiento del suelo causado por el paso de las ondas sísmicas producidas por un sismo. Los sismógrafos fueron ideados a fines del siglo pasado y perfeccionados durante este siglo hasta alcanzar un alto grado de perfeccionamiento electrónico; sin embargo, su principio básico no ha cambiado.

En realidad, la existencia de los sismógrafos data de los siglos VIII-XI y fueron ampliamente utilizados en la República de China. Estos sismógrafos consistían básicamente de una figura de dragón de cuatro cabezas en cuyas bocas se colocaban bolas metálicas en equilibrio inestable. Al producirse un sismo y la llegada de las ondas sísmicas, la bola correspondiente a la dirección de llegada caía, indicando así la ocurrencia de los sismos y la dirección de la cual procedían. En las figuras siguientes se muestran una serie de fotografías de los varios tipos de sismógrafos construidos por los chinos.



A mitad del siglo XIX, se inició la construcción de los primeros sismógrafos basados en el principio simple de oscilación de **un péndulo**. En general, estos péndulos eran de oscilación vertical y consistían en una masa pendiente de un muelle que registra su movimiento usando un estilete adosado a la masa y que dejaba una huella sobre una placa de cristal ahumado. A este tipo de instrumentos se les llamó *sismoscopios* debido a que no contaban con control de tiempo.



A fines del siglo pasado se introdujo en estos aparatos el control del tiempo, siendo entonces sus registros continuos sobre un papel ahumado adosado sobre un tambor. En 1890, John Milne introdujo el concepto de péndulo inclinado en el cual los periodos de oscilación se incrementaban considerablemente para longitudes de péndulo reducidos. En 1915 con J. Shaw, Milne construyó un sismógrafo cuya masa de 0.5 kg permitía obtener periodos de 18 segundos y amplificaciones del orden de 200. Un modelo similar fue desarrollado por Omori, el mismo que tuvo gran aceptación en Europa.

Hacia el año 1900, E. Wiechert desarrollo un sismógrafo de respuesta horizontal con un péndulo invertido que registraba las dos componentes con una sola masa de 1kg y 1.5kg, permitiendo alcanzar amplificaciones de 200 veces para un periodo de 12 segundos. En 1922 J. Anderson construye un sismógrafo de menores dimensiones que considera una masa que oscila por torsión de una fibra metálica; siendo este dotado de un registro fotográfico que alcanzaba amplificaciones de 2,800 veces para un periodo de .8 segundos.

Estos modelos de sismógrafos son puramente mecánicos y su amplificación se logra mediante un sistema de palancas o por deflexión de un haz de luz. En 1906, B. Galitzin desarrolla el sismógrafo electromagnético, el mismo que añade a la masa una bobina que se mueve en el campo magnético creado por un imán. La corriente generada por esta bobina pasa a un galvanómetro para registrarse en papel fotográfico mediante un haz de luz, llegándose a obtener amplificaciones de 1000 para periodos de 12 segundos.

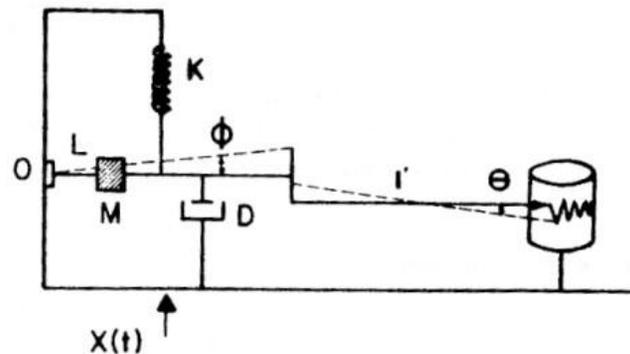
En los años 30, Hugo Benioff desarrolla un sismógrafo basado en la variación de la reluctancia del sistema; es decir, variar el espacio existente entre un imán permanente y una armadura metálica provista de una bobina que rodea al imán. Este tipo de sismógrafo alcanza un periodo de 1 segundo y una amplificación de 100,000. Finalmente, para periodos largos M. Ewing desarrolla un sismógrafo de 15-30 segundos de periodo para el sismómetro y de 100 segundos para el galvanómetro. El sistema de amplificación resultante fue de 750 y 6000 para periodos entre 10-20 segundos. Estos dos últimos tipos de sismógrafos constituyeron la WORLD WIDE SEISMOLOGICAL STATION NETWORK (WWSSN).

En sismometría, es importante considerar el control del tiempo lo más exacto posible. Hasta el año de 1950 en promedio, los observatorios sismológicos utilizaban relojes de péndulo con contactos eléctricos para registrar señales de minuto sobre los sismogramas. A fin de evitar derivas horarias, estos relojes se ajustaban periódicamente al tiempo universal del servicio horario de los observatorios astronómicos. Desde el año 1953 aproximadamente, se puede decir que se generaliza el uso de relojes controlados por cristal de cuarzo alcanzándose en sus inicios derivas en el tiempo del orden de 10^{-4} segundos por día.

TIPOS DE SISMÓGRAFOS.

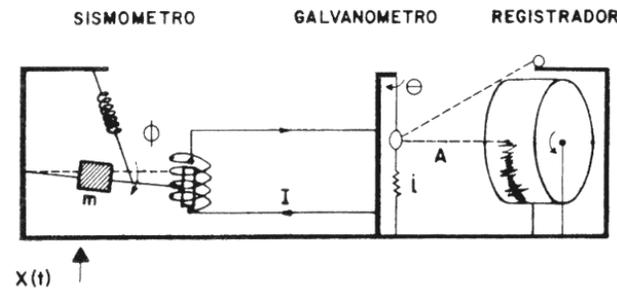
El principio físico de todos los tipos de sismógrafos se basa en la propiedad física de un péndulo (masa suspendida de un hilo) que al producirse el movimiento del suelo, este se desplaza con respecto a la masa suspendida en virtud de su inercia. Todos estos movimientos deben ser registrados en función del tiempo y dependiendo del tipo de movimiento al cual son sensibles (velocidad, desplazamiento o aceleración). La sismometría considera tres tipos de sismógrafos: mecánico, electromagnético y de banda ancha.

Sismógrafos Mecánicos: Este sismógrafo es el más simple y está constituido por un elemento detector del movimiento (sismómetro) y un sistema de palancas que amplifican dicho movimiento. El sismómetro vertical más simple está formado por una masa (m), suspendida por un muelle de constante elástica (k) y con una amortiguación viscosa de constante c , tal como se muestra en la Figura adjunta. Cuando el soporte anclado a la superficie de la tierra recibe una excitación $x(t)$, la masa se mueve con un movimiento $y(t)$, de tal manera que el desplazamiento relativo de la masa con respecto al soporte es:



$$Z(t) = y(t) - x(t)$$

Sismógrafos Electromagnéticos. La única variación de este sismógrafo en relación al anterior, es que el desplazamiento de la masa produce el movimiento relativo de una bobina en el campo magnético de un imán. En este caso la parte móvil es el imán y en otros la bobina. Al producirse el movimiento del suelo se genera corriente en la bobina proporcional a la velocidad (f) de movimiento del suelo, la cual pasa por un galvanómetro y produce una cierta deflexión del espejo. Ahora, si se ha hecho incidir un haz de luz sobre el espejo unido al hilo del galvanómetro, éste sufrirá una desviación q , que recogida en un papel fotográfico proporciona el movimiento del sismógrafo:



A fin de conocer la respuesta de todo el sistema debe considerarse por separado el del sismómetro y del galvanómetro. Para el segundo debe considerarse además, una nueva fuerza generada por la corriente I en la bobina que crea una fuerza de reacción cuyo momento con respecto al centro de suspensión es $-GI$ (G es el flujo de inducción). La corriente generada por la bobina pasa por el galvanómetro mediante un circuito de tal manera que la corriente i que pasa por la bobina del galvanómetro es menor que I . En resumen, se tiene que un movimiento angular del sismómetro (f), producido por un desplazamiento vertical x del suelo, genera una corriente que mediante un circuito pasa a la bobina del galvanómetro produciendo una deflexión q . El producto de ambas curvas de amplificación es equivalente al total del sismógrafo electromagnético.

Sismógrafos de Banda Ancha. Por lo general, los sismógrafos eran de dos tipos o registraban información sísmica en dos diferentes rangos de frecuencia, periodos cortos (1 seg) y periodos largos (15-100 seg). El primero adecuado para sismos que ocurren en el campo cercano y los

segundos en el campo lejano. Sin embargo, después de los años 70 se construyeron instrumentos que permitían registrar mayores rangos de frecuencia y que incluían los registros de periodo corto y largo; es decir, entre 0.1-100 segundos. Estos sismógrafos se llaman de Banda Ancha. Este adelanto en la sismometría se logró gracias a los progresos conseguidos en el modo de registro (registros magnéticos digitales) y en el desarrollo del sismómetro de balance de fuerzas de Wieland y Strekeisen (1983). A fin de registrar esta información digital, se hace uso de convertidores analógico-digital de 12, 16 y 24 bits que permiten cubrir rangos dinámicos del orden de 140 db (1/10000000). Esta característica permite que el instrumento únicamente se sature con sismos de $M > 5$ para el campo cercano (10 km de distancia epicentral) o por un telesismo a 30 grados de distancia con $M > 9$. A fin de salvar el problema de almacenamiento de información, ya que si la señal se muestrea a 20 Hz en una semana se tendría 100M bytes, se cuenta con cintas magnéticas y discos ópticos.

Sismógrafos de Deformación: Construido en los años 30 por H. Benioff a fin de medir las deformaciones que tienen lugar en la superficie de la tierra. Es decir, variaciones lineales entre dos puntos fijos. El instrumento consta de un tubo de cuarzo de 10 a 100 metros de longitud cuyo extremo se encuentra rígidamente unido a un pilar y el otro libre a una distancia (d) de otro pilar. La distancia d se mide con un transductor de tipo capacitativo o transductor de velocidad que puedan detectar cambios del orden de 1m m para una barra de longitud igual a 100 metros proporcionando una sensibilidad en deformación del orden de 10^{-11} .

Acelerógrafos: En las proximidades del hipocentro de un sismo, el paso de las ondas sísmicas produce desplazamientos, velocidades y aceleraciones elevadas dependiendo de la magnitud del sismo y de su distancia epicentral. Esta zona llamada "campo cercano" es de interés para ingeniería sísmica ya que aquí se producen los mayores daños en las estructuras. Debido a las altas frecuencias que se generan (0.05-0.10 segundos) solo pueden ser registrados correctamente con los acelerógrafos. Este sistema no registra en continuo y generalmente se activa al ser excitado por una onda sísmica que se registra a alta velocidad en película, cinta magnética o disco digital. Durante el registro de la aceleración de un sismo, paralelamente se realiza el registro del tiempo. A partir de esta información puede obtenerse mediante integración registros en velocidad y desplazamiento en el campo próximo. **Fuente: Servicio Sismológico Nacional.**

TEMA 2.

El sub-suelo del Valle de México.

El llamado Valle de México, es más bien una cuenca.

En ella convergen varios ríos, que a su vez depositaban sus aguas a varios lagos.

El Rio Magdalena es uno de los ríos que todavía existen al sur poniente de la Ciudad de México.

La costumbre ha hecho que se le llame Valle de México. Una vez hecha la aclaración anterior respecto al origen de esta gran planicie, designaremos:

“Valle de México a la zona del suelo que alojaban los lagos que fueron desecados a través del tiempo”.

Las dimensiones de esta gran superficie de terreno son:

En el sentido norte-sur: ciento treinta y cinco kilómetros.

En el sentido oriente-poniente: ochenta y seis kilómetros.

Los límites de este valle son:

Al norte con la sierra de Tepozotlán, la serranía de Tezontlalpan y la sierra de Pachuca.

Al sur con la sierra del Ajusco y la sierra Cuahtzin.

Al oriente con la sierra las Navajas, sierra Patlachique, serranía de Rio Frío, *el volcán Ixtaccíhuatl* y *el Popocatópetl*. Finalmente, al poniente la serranía de Monte Alto y el Monte de las cruces:



El valle de México en su parte baja, se constituye por arcilla altamente compresible de estructura celular, la cual, en condición natural, se haya saturada de agua freática, localizable a profundidades que fluctúan entre 1.20 y 2.40m por debajo de la superficie.

Dependiendo de la cercanía a la zona montañosa, bajo la arcilla, existe una capa de arena compacta, llamada “capa resistente”, cuya profundidad varía desde 10 m cerca de la zona montañosa a 60 ó 70 m en la zona oriente del lago.

En la llamada “zona central” del lago, la capa resistente, se localiza a unos treinta y tres metros de profundidad. El contenido de humedad de la arcilla de este Valle es muy alto y en ocasiones llega a ser hasta del 80%.

Se han extraído muestras del suelo, cuyo contenido de agua es tan alto, que su peso es de solo 1.13 ton/m³.

La ciudad de México consta de tres zonas con distintos tipos de suelos.

LA ZONA I.

Constituida por lomeríos. Se le conoce como la zona de baja compresibilidad, es decir que el suelo al recibir una compresión sufre deformaciones pequeñas.

Lo anterior significa que el suelo posee una alta capacidad de carga. Esta varía entre 8 y 40 Ton/m². En ocasiones, cuando no se investiga dicha capacidad, (mediante un estudio de mecánica de suelos) se recomienda en tepetate flojo 6 Ton/m², como la mínima resistencia del suelo en la zona I.

Lejos de los epicentros, los sismos de estos suelos, reciben la onda sísmica ya muy debilitada. Aunque el impacto sobre la cimentación es brusco, la onda sísmica, normalmente no sufre amplificación y el tiempo de duración del sismo, es menor que en los suelos arcillosos. Cerca de los epicentros los suelos firmes sufren movimientos horizontales llamados oscilaciones y movimientos verticales llamados trepidaciones.

Los suelos firmes del Valle de México sufren efectos de temblores importantes a distancias epicentrales de más de 200km.

Los movimientos horizontales del suelo, son siempre mayores a los verticales.

Como se mencionó antes, la Ciudad de México (en sus suelos firmes, así como también por lógica, en los suelos blandos,) queda siempre lejos de epicentros de sismos de gran intensidad. En la zona existen los siguientes tipos de suelo:

- 1) Tepetate con varios grados de compacidad.
- 2) Arena con varios grados de compacidad.
- 3) Roca suelta y roca firme (arenisca).
- 4) Tezontle. En polvo, en piedra chica y en rocas grandes de tezontle.
- 5) Combinaciones entre los diferentes materiales mencionados y ocasionalmente arcilla (cerca de la zona de transición entre el suelo firme y suelo blando.)

Las combinaciones pueden ser:

- Arena con Tepetate.
- Arena y roca suelta.
- Tepetate con roca suelta.
- Tezontle con arena.

Los límites de la zona I en el valle de México son:

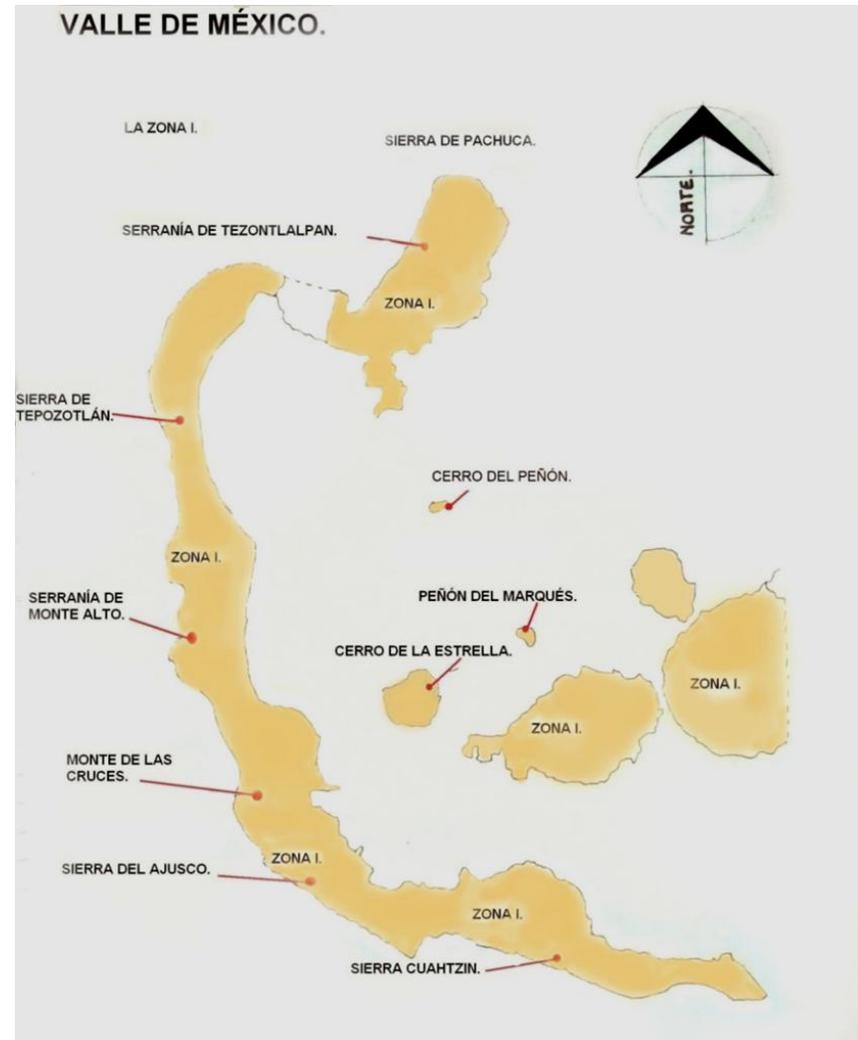
Al norte, con la Sierra Guadalupe. Ciudad Satélite y Naucalpan. Al sur, la zona de Contreras, la Sierra de Ajusco y Milpa alta.

Al oriente, la serranía de Río Frío y los volcanes Popocatepetl e Ixtaccihuatl.

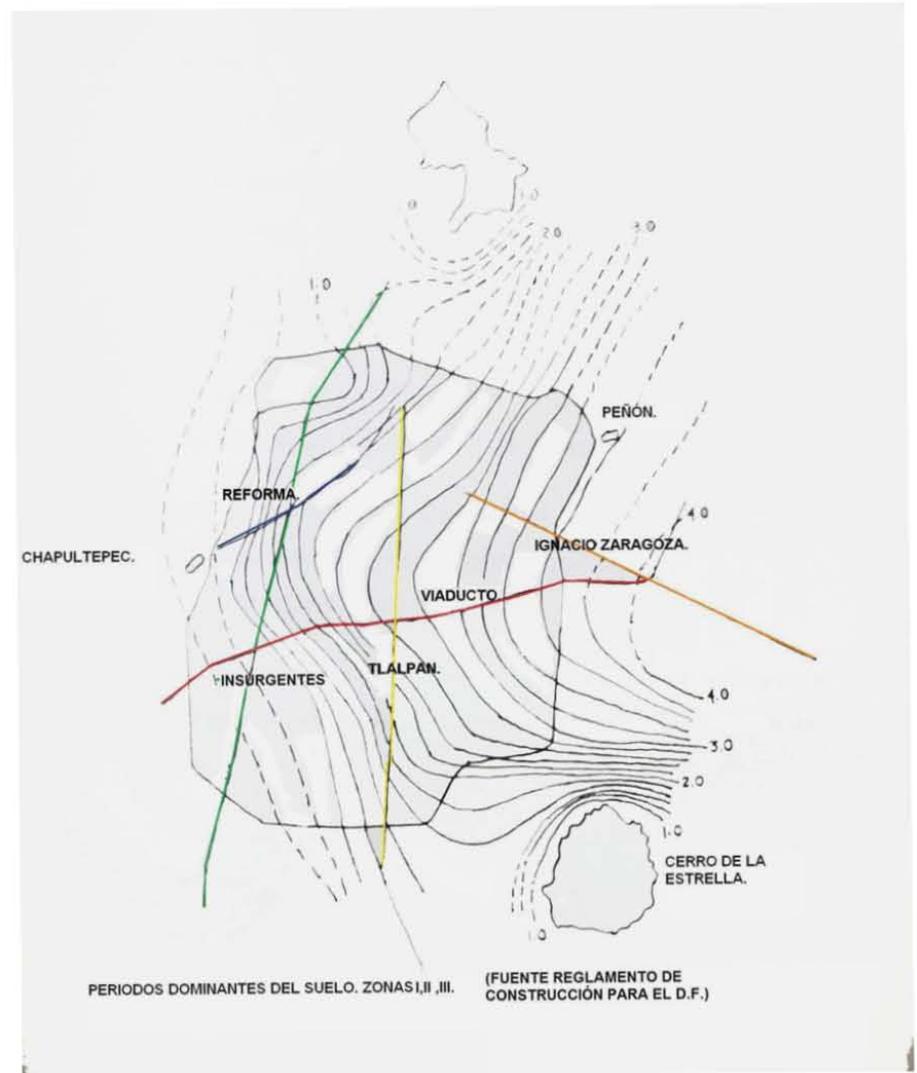
Al poniente el Monte de las cruces, Tacubaya y lomas de Chapultepec.

Además existen terrenos de la zona I en:

La parte alta del cerro del Peñón, los cerros de Sta. Catarina, la parte alta del cerro del Peñón Viejo, del Cerro de la Estrella y del Cerro Xico.



VALLE DE MEXICO.



LA ZONA II

También es conocida como zona de transición. Esta zona se caracteriza por un suelo que muestra la influencia de los lomeríos.

Se encuentran limos de mediana y baja compacidad y también se aprecia la influencia del fondo del lago, con arcillas de alta compresibilidad.

Es posible encontrar piedra de tezontle suelto y arena, teniéndose a pocos metros de distancia arcilla muy compresible.

Un suelo similar al descrito antes se localiza en las laderas del “Cerro del Peñón Viejo” al oriente de la ciudad de México.

Se han dado casos en los cuales, una parte de una construcción queda apoyada sobre piedra de tezontle y otra parte sobre arcilla muy compresible.

El comportamiento de las construcciones en la zona de transición no ha sido satisfactorio, cuando ha ocurrido lo mencionado anteriormente.

Algunas construcciones han sufrido tales daños, que se han tenido que clausurar definitivamente. También en esta zona se han abierto grietas profundas en la calle.

La resistencia del suelo en la zona II varía entre 4 y 8 Ton/m².

Los límites de la zona II en el Valle de México son:

(Los siguientes límites son dados respecto a los existentes con la zona del fondo del lago).

La zona II limita al norte en el Distrito Federal con el área que ocupa “Vallejo”.

Al sur con la parte baja de Santa Catarina, el final de la Calzada de Tlalpan a unos quinientos metros de su cruce con el Periférico Sur.

La parte sur de la Colonia del Valle Colonia Florida, Insurgentes Sur a unos quinientos metros hacia el sur con el cruce del Viaducto Miguel Alemán y hasta cerca del monumento a Obregón.

Al oriente de la zona de “Chapingo”.

Al poniente con Melchor Ocampo (sobre el “Circuito Interior”).

LA ZONA III.

Es la llamada zona III, la del fondo del lago.

Limita al norte con la parte de Ecatepec y la carretera a Pachuca. Al sur limita con la parte baja del Cerro de la estrella y Santa Catarina. Todavía más hacia el sur, existe una zona del fondo del lago, precisamente la que corresponde al lago de Xochimilco y Chalco donde tiene como límites el poblado de Tulyehualco y Tepepan.

Al sur poniente con el inicio de la sierra del Ajusco.

Al oriente con Texcoco.

También limita con Chimalhuacán.

Al poniente el “Circuito interior” en la zona de “Melchor Ocampo”.

En la práctica a veces se supone que el suelo donde se va a construir pertenece a la zona de transición, cuando en realidad corresponde a un suelo de fondo de lago y viceversa.

Tal es el caso de la Colonia del Valle que tiene zonas de suelo de fondo de lago y de transición.

Existe en el Valle de México una parte de la ciudad donde convergen muy cercanamente la zona I y la zona III.

Lo anterior ocurre en "Tlalpan y Taxqueña" y en "Paseo de la Reforma" y "Melchor Ocampo".

La distancia en metros de una zona a la otra es pequeña (menor a 1 km). La resistencia admisible a compresión para las arcillas de la zona III varía desde 1.5ton/m²; es decir 0.15kg/cm²; hasta 5 ton/m²; o sea 0.5 kg/cm².

Excepcionalmente la arcilla del fondo del lago podría trabajar, cuando el terreno ya tenía una construcción anterior (y solo como consecuencia de una sobre carga no prevista) a un esfuerzo de 6 ton/m², (si la distancia entre las zapatas, paralelas entre sí, es amplia, además de ser necesario una anchura de zapatas moderada).

La capacidad de carga del suelo arcilloso, no es la misma para terreno virgen, que no ha recibido ninguna construcción previa, que la que se tiene en terrenos que ya sufrieron una compactación por construcciones anteriores.

La resistencia máxima del terreno virgen, no excede en general de: 3 ton/m² o sea: 0.3 kg/cm².

Sin embargo en zonas centrales del lago, aún habiendo tenido, construcciones anteriores, la capacidad de carga del suelo, ha llegado a ser tan solo de: 1.5 ton/m².

Es práctica común en México, el suponer que el fondo del lago, es capaz de soportar 5 ton/m², cuando en muchas ocasiones, es llevar a cabo lo anterior, puede ocasionar graves perjuicios a la construcción.

Comportamiento sísmico de la zona III.

El suelo arcilloso de la zona III del fondo del lago, tiene un comportamiento desfavorable ante los sismos.

Dicho comportamiento se debe a las siguientes causas:

- a) La magnificación de la onda sísmica, que ocurre al contactar la arcilla del fondo del lago. Es necesario mencionar que los sismos importantes tienen epicentros a unos 300km de distancia ó más.
- b) La mayor duración del sismo en fondo de lago, respecto a la duración del mismo en suelo firme.

VALLE DE MÉXICO.

LA ZONA III.



Debido a la constitución fangosa de este suelo, el impulso del temblor, ocasiona que el terreno siga oscilando por más tiempo.

Tal sería el caso de una gelatina, a la que se da un solo impulso y como consecuencia del mismo, se queda moviendo varios segundos.

c) La similitud que puede tener, la oscilación del mismo en el fondo del lago con el movimiento armónico simple.

Si los impulsos del suelo se presentan de tal modo que éstos se manifiesten cada determinado tiempo en segundos, de una manera repetitiva, pausada, armónica, por ejemplo: un impulso de temblor cada dos segundos, en un periodo de tiempo de uno a dos minutos, el efecto que se produce en las construcciones, cuyos periodos naturales de oscilación, son similares a los del suelo, es de consecuencias muy graves.

d) Los sismos modifican la constitución original del subsuelo.

e) Como consecuencia, construcciones que se encontraban en buen estado, tanto en su cimentación, como en su estructura, después de varios meses sufren daños, que no tenían inmediatamente después del temblor.

Al modificarse las condiciones de apoyo, pueden quedar falsas, zonas de la construcción, que después repercuten los daños a la estructura.

El actual reglamento de construcciones para el Distrito federal, en lo relativo a diseño por sismo, delimita una zona de mayor peligrosidad ante los temblores, llamada “**zona sombreada**” del fondo del lago y una parte de la zona de transición.

Esta zona sombreada tiene como límites en la ciudad de México:

- Al norte: San Cosme e Izazaga.
- Al sur: la calle de Eugenia en la colonia Narvarte. Calz. de la Virgen hasta Col. “Reloj”
- Al oriente: la avenida Cinco y Cafetales, Canal Nacional. Calz de la Viga y Calz. de Tlalpan.
- Al poniente: Melchor Ocampo y la calle Nuevo León en la colonia Condesa.

La zona sombreada hacia el sur también tiene como límites:

Quinientos metros al sur de cruce de calzada de Tlalpan y Río Churubusco, con límite en la avenida Hidalgo y avenida Pacífico y calzada de Tlalpan, hasta unos quinientos metros al sur con el cruce de División del norte.

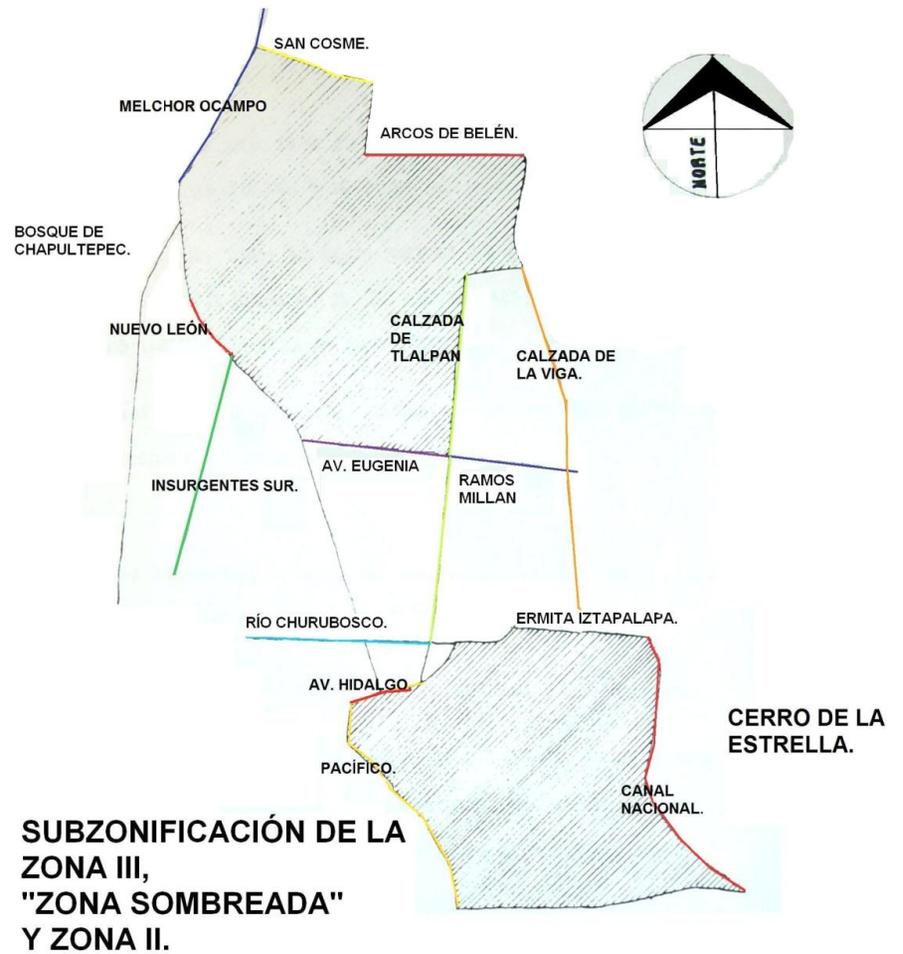
Existen en la zona III un lugar donde la profundidad de la capa resistente se encuentra a setenta ó más. Además los períodos de oscilación del suelo (los dominantes) valen cuatro segundos o más.

Dicha zona es Pantitlán, al oriente de la ciudad de México, cerca de la calzada Ignacio Zaragoza.

Sahagún en el siglo XVI, habla de Pantitlán, como una zona donde se formaba “el remolino” en la laguna (una especie de embudo).

La zona III está sujeta a hundimientos cuyas causas pueden ser:

- a) El peso de todas las construcciones sobre la ciudad de México.
- b) El abatimiento del nivel Freático.
- c) Los sismos modifican la constitución del suelo.
- d) Modificación de la constitución original del terreno debido a excavaciones.
- e) El asentamiento inicial y el asentamiento subsecuente de los edificios.



Influencia de los sismos sobre los edificios, en cada una de las zonas de terreno.

En la zona I de suelo firme, el sismo dura menos tiempo que en la zona II de transición, y que en la zona III de fondo del lago.

En la zona I los sismos son menos intensos que en la zona II y en la zona III (la diferencia de intensidad de las aceleraciones sísmicas entre la zona I y la zona III llega a ser hasta de cuatro veces.)

Los daños que los temblores han producido en la zona I son menores que los que han sucedido en la zona II y en la zona III.

Debido a lo anterior se deduce que para la zona I, la influencia de los sismos sobre los edificios no es muy grave.

De todos modos no se debe tomar el problema muy a la ligera.

En la zona I, se han comportado bien edificios con diafragmas imperfectos. (Se han usado sistemas de “viguetas y bovedillas”; losas prefabricadas sin firme de compresión. Sistemas de vigas de madera, sistemas de “Bóveda Catalana” etc.)

Se han comportado bien los marcos flexibles de concreto armado y de acero.

Aún construcciones de falla frágil (como muros de tabique rojo) han tenido buen resultado. Por lo tanto los mayores efectos de los sismos sobre las construcciones, se aprecian en la zona II y en la zona III; pero con mayor importancia en la zona III y como se dijo antes, en la “zona sombreada” (que se menciona en el diseño por sismo del Reglamento de Construcciones para el D.F) llega a ser de especial atención.

La influencia principal de los temblores en la zona III, consiste en la modificación de la onda sísmica, al ponerse en contacto con la arcilla del fondo de lago.

La magnificación que se produce, incrementa grandemente los esfuerzos que el suelo le comunica a los edificios en este tipo de suelo.

La otra gran influencia, de los suelos arcillosos sobre los edificios, cuando se trata de temblores, es la posible sincronización de los movimientos del suelo con los del edificio.

Ya se ha mencionado, que el problema de la resonancia en fondo de lago, puede colapsar una construcción.

En la ciudad de México, desafortunadamente, existen muchos ejemplos que prueban lo anterior.

En el terreno de transición, la magnificación de la onda sísmica, también existe, aunque es menor que en fondo de lago.

El problema de la resonancia, existe en todas las zonas y en la de transición, también incrementará los esfuerzos varias veces (hasta 5 veces si es resonancia franca).

En la ciudad de México es notorio como se delimita la zona de destrucción y las zonas no tan dañadas después de un temblor.

Llama la atención, por ejemplo zonas de la Colonia Narvarte y la Colonia Álamos en donde la destrucción ha sido muy grande; mientras que parte de la Colonia de Valle hacia el sur, han tenido un mejor comportamiento.

Ya desde el año de 1957 en el terremoto del 28 de julio, se empezaba a apreciar esa diferencia. Actualmente ya se tiene una microzonificación de la zona III, en donde se indica, la aceleración máxima esperada para un pequeño sector de la misma, con la posibilidad de encontrar diferencias importantes en las aceleraciones, con respecto a la que tendría otro pequeño sector muy cercano.

Construcciones adecuadas para la zona del fondo del lago.

De una manera muy general, para el fondo de lago de la ciudad de México ó para cualquier suelo cuyos periodos dominantes de oscilación varíen entre uno y cuatro segundos, la solución con estructura rígida, es mucho más deseable, que con estructura flexible.

Cabe mencionar que llamamos estructura rígida, a aquella cuyas deformaciones ante las cargas laterales, son pequeñas.

Una estructura puede ser rígida y frágil o rígida y dúctil.

Si es rígida y frágil, será similar a aquellas estructuras realizadas con muros de carga de tabique rojo (por ejemplo).

Si es rígida y dúctil podría ser aquella que posea muros de concreto armado con columnas y trabes y con estribos muy cercanos zunchando los elementos.

Mayor ductilidad tendrá (pero menos rigidez) si posee marcos de concreto armado zunchados con acero longitudinal convenientemente distribuidos y carece de muros de concreto armado que le den rigidez.

La solución flexible solamente se justifica en muy pocos casos prácticos. Si el periodo de oscilación natural o primer modo de vibración no se sincroniza con los periodos dominantes del suelo, no habrá resonancia, pero entonces la construcción vibrará de acuerdo al segundo modo y los esfuerzos resultan menores que los que se producen en el periodo fundamental de vibración.

Construcciones adecuadas para el suelo firme del valle de México.

Si se trata de suelo de la zona I, es decir del suelo firme de la ciudad de México, cuyos suelos tienen periodos dominantes de oscilación, (que varían entre: 0.3 y 0.8 seg.) la solución flexible es la más adecuada.

Lo expresado anteriormente, debe interpretarse adecuadamente.

El hecho de realizar construcciones flexibles sobre terrenos firmes, tiene como objetivo, evitar la sincronización de los movimientos rápidos del suelo, con los movimientos del edificio.

Cuando ocurre un sismo en la zona firme de la ciudad de México si el edificio se mueve lentamente y el suelo rápidamente, no existirá resonancia.

Sin embargo habría que realizar edificios que vibren con periodos del primer modo, del orden de 1.2 segundos en adelante. De lo contrario habrá resonancia parcial o total, según sea el caso.

La resonancia parcial no será grave, si se toma en cuenta en los cálculos estructurales.

Tal sería el caso de una construcción en suelo firme con muros de carga (casas habitación, edificios bajos etc.) donde existirá resonancia parcial.

Cuando la resonancia sea total, mejor será modificar la estructura del edificio, a fin de modificarle su periodo natural de vibración.

Si la resonancia es total y se pretende resolver la estructura con esas condiciones, aunque el diseño estructural tome en cuenta el incremento de los esfuerzos y el procedimiento no sería el idóneo, es importante decir que la estadística nos muestra que en los suelos firmes de la ciudad de México los daños no han sido muy graves en general.

Las aceleraciones registradas en estos suelos valen 40 o 50 gals (un gal= 1cm/seg²).

Vale la pena hacer la comparación con el suelo de fondo de lago, donde se han registrado en los acelerógrafos valores hasta de 168 gals.

Si el edificio sobre un suelo firme es alto y flexible, podrá vibrar al primer modo con periodos de 1.2 seg ó mayores.

Sin embargo al venir el movimiento, es probable que tome un segundo modo de vibración, ya que con este segundo modo, el periodo del suelo y del edificio se parecen más.

Debe recordarse que los esfuerzos en este modo de vibración, son mayores que los producidos al primero.

Las estructuras flexibles de acero son adecuadas para suelo firme. Deben tomarse precauciones que garanticen el libre desplazamiento de los muros divisorios no estructurales.

Si la estructura es rígida y frágil, tal y como ocurre con aquellas que poseen muros de tabique de barro, deberán suministrarse refuerzos verticales y horizontales a los muros, a fin de que se incremente la ductilidad.

Construcciones adecuadas para el suelo de transición.

Primero que todo, habrá que averiguar si el suelo de transición, tuvo un buen comportamiento en las construcciones vecinas.

Hay edificios en la zona de transición, cuya cimentación se apoya, parte sobre el suelo firme y parte sobre suelo muy compresible.

Si tal fuera el caso, el riesgo es grande y surgen en general problemas a la estructura.

Sin embargo, en muchos otros edificios en zona de transición, el comportamiento ha sido en general satisfactorio. Podría deberse esto a estar ubicados dichos edificios, sobre terrenos de constitución más bien uniforme en cuanto a las capas que los forman.

Como ejemplo de lo anterior, tenemos la zona sur de la Colonia del Valle en la Ciudad de México.

Edificios con estructura no muy rígida, con secciones de columnas y trabes no muy amplias, han tenido buen comportamiento sísmico, en zonas de la ciudad como el área de “Insurgentes sur” hacia la Colonia Florida o Colonia del Valle Sur. Hacia “Rio Churubusco”.

Nuevamente, se deberá procurar, que el periodo dominante del terreno, no sea similar al que el edificio requiere para vibrar al primer modo.

En las zonas de transición, los periodos dominantes del suelo valen del orden de 1.3 seg y pueden ser aún menores de 0.8seg a 1seg.

Será muy importante, verificar que el edificio que quede ubicado en terreno de transición, dentro de la llamada “zona sombreada”, indicada en el reglamento de construcciones para el D.F (en “Diseño por sismo”; normas técnicas complementarias) sea analizado con los coeficientes sísmicos indicados para ese lugar de alto riesgo.

Actualmente se sabe, que tanto en la zona III como en la II, existe una franja de terreno de alto riesgo sísmico, donde no deben realizarse edificios que no cumplan, cuando menos con las siguientes características.

- a) Diafragmas horizontales efectivos. (Losas macizas de concreto armado ó el sistema llamado “Losacero”).
- b) Geometría más bien regular. (Para evitar torsiones excesivas y concentraciones de esfuerzos sísmicos de los pisos superiores a lo inferiores).
- c) Marcos rígidos y dúctiles ó marcos y muros de rigidez adecuados, ó muros.
- d) Estructuras cuyo periodo de oscilación al primer modo, no sea similar al del suelo local.

- e) Edificios más ligeros en cuanto a su peso total.
- f) Ser diseñados de acuerdo a los coeficientes sísmicos correspondientes.
- g) Que el detallado del refuerzo longitudinal y transversal sea el adecuado.
- h) Que en la obra se realicen los procesos constructivos sin alterar la resistencia prevista en el proyecto estructural.

TEMA 3.

Conceptos básicos en el diseño por sismo.

Aceleración e inercia.

Aceleración.

Entiéndase como un cambio en la velocidad. Puede ser positiva ó negativa.

Se expresa en m/seg², cm/seg² etc.

Si la velocidad se da en m/seg, la aceleración se expresa con una unidad de longitud y dos de tiempo, es decir, por ejemplo, un móvil recorre determinado número de metros por segundo en un segundo.

$$\text{Si } V = \frac{E}{T}, E = V \times T, T = \frac{E}{V}$$

- V = VELOCIDAD.
- E = ESPACIO.
- T = TIEMPO.
- A = ACELERACIÓN.

$$\text{SI } v = \frac{E}{T}, A = \frac{E}{T} \times T$$

Inercia.

Es la propiedad de los cuerpos, que consiste en la tendencia que tienen, a conservar su estado de reposo o de movimiento uniforme.

Si un cuerpo recibe un empuje, por inercia, el cuerpo trata de quedarse donde estaba antes de la acción exterior mencionada.

Tomando en cuenta, que la aceleración representa un cambio en la velocidad, y lo que produce un impacto, es precisamente esta primera, resulta pues, que al hablar de sismos y sus efectos en las construcciones, nos interesa conocer el valor de dicha aceleración en la base de los edificios.

El valor de ella, es lo que determina la intensidad de un temblor.

Basados en valores registrados, los reglamentos de construcción, adoptan coeficientes sísmicos, que se derivan de fracciones de la aceleración de la gravedad.

En los coeficientes sísmicos, pueden también quedar considerados, los efectos de la resonancia y del amortiguamiento.

Expresado de una manera general, se parte de la aceleración del suelo, se incrementa ésta por la resonancia y se reduce por ductilidad.

Es importante mencionar, que la destructividad de un sismo, no solo se debe a las aceleraciones producidas, sino también a la duración del temblor. Cualquier construcción, por resistente que fuera, terminaría por fallar, si un sismo intenso, durara un periodo de tiempo en extremo, exagerado.

Movimiento pendular.

Cuando un péndulo inicia su movimiento, el tiempo que el péndulo permanece oscilando, tiene relación con la disipación de energía.

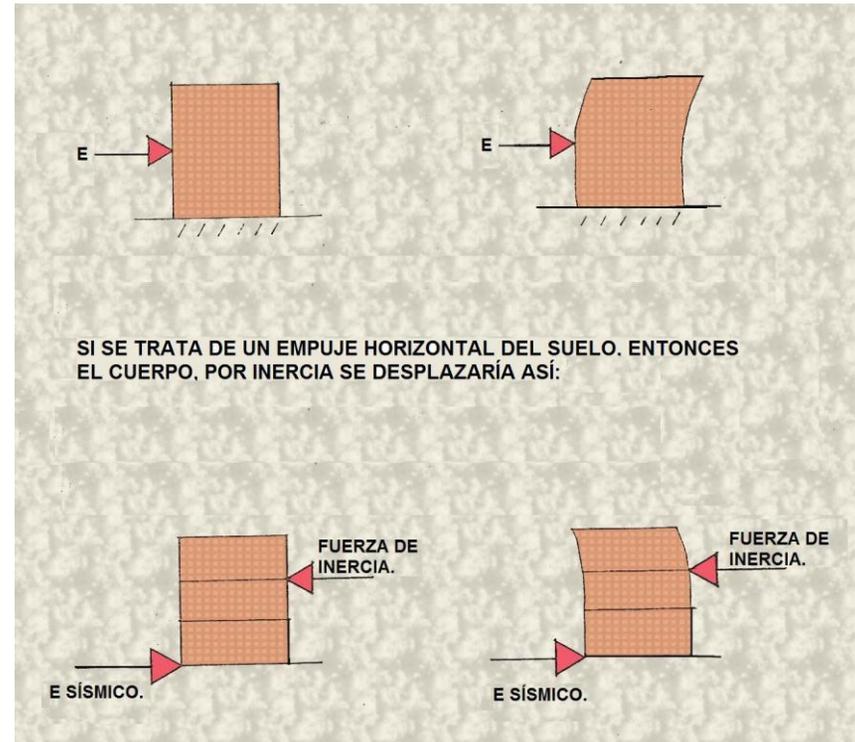
El aire que se opone a las oscilaciones, al cabo de cierto tiempo, logra que el péndulo se detenga.

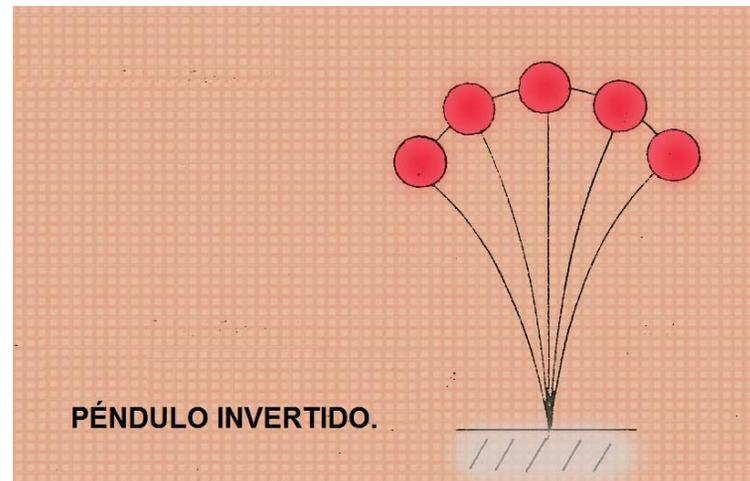
Llamamos periodo de oscilación, al tiempo que le toma al péndulo, realizar un desplazamiento completo, es decir de ida y vuelta.

Lo que el péndulo tarda en un periodo es prácticamente lo mismo, si el desplazamiento es grande o chico.

Sobre el principio anterior se basan los relojes de péndulo, en los cuales la oscilación dura lo mismo, si la longitud de la cuerda que sostiene la masa es corta o larga. La precisión en la medición de la hora casi no se altera.

Si tomáramos un péndulo invertido cuyo periodo de oscilación valiera 1seg, por ejemplo, no importa que la masa se desplace poco o mucho, sus oscilaciones valen 1seg.

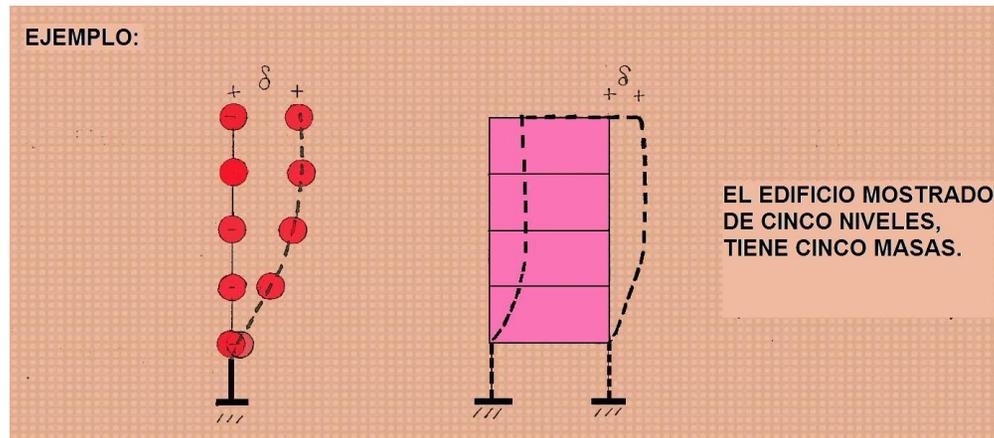




Péndulo invertido.

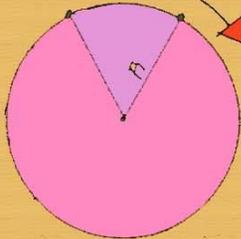
Podemos suponer a los edificios como péndulos invertidos, cuyas masas se concentran al nivel de los entrepisos.

Un edificio tendrá tantas masas como niveles posea.



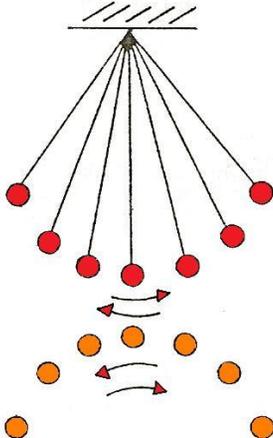
Velocidad angular.

El tiempo, en que un punto ubicado en la circunferencia, tarda en recorrerla, es la velocidad angular.



V ANGULAR = 6.28 RADIANES/SEG.
SI T = 2 SEG, V ANG = $\frac{6.28}{2} = 3.14 \text{ rad/seg}$

Recordemos que el radián, equivale al radio del círculo, ubicado en la circunferencia.



TT = 3.14 RADIANES Y EQUIVALE A UN GIRO DE 180°

EN EL EJEMPLO ANTERIOR, LA V ANG FUE DE 3.14 RAD/SEG. EL PERIODO DEL PENDULO, ES DE 2 SEG.

Los periodos de oscilación, se obtienen de la siguiente expresión:

$$T = \frac{6.28}{w}$$

Siendo w , la velocidad angular.

Modos de vibración.

Se supone que las fuerzas de inercia, (que se producen como reacción al desplazamiento del terreno) están concentradas al nivel de los entresijos.

Ya se dijo, que un edificio, tiene tanta masa como niveles posee.

Si el edificio es de cuatro pisos, puede vibrar de cuatro maneras distintas. Si tiene veinte niveles, vibrará de veinte diferentes modos.

(Sin embargo en la práctica, se analizan los cuatro primeros modos de vibración, cuando el edificio es de veinte pisos.)

En los suelos de largo periodo de oscilación, cuando se trata de edificios muy altos, (de unos cuarenta pisos) tal y como se dijo antes, interesa conocer el primero, el segundo, el tercero, y excepcionalmente el cuarto.

Si el edificio es de unos diez pisos, debe conocerse el primero y el segundo modo de vibración.

En los edificios bajos, debe conocerse el primer modo ó periodo fundamental.

Y si el edificio es muy flexible, será importante conocer el segundo modo.

Lo expresado anteriormente, obedece a que el edificio oscilará, siempre de acuerdo al modo de vibración que más se parezca al periodo dominante del terreno.

Como ejemplo, mencionaremos el caso de La Torre Latino Americana, en el Distrito Federal, diseñada a finales de los años cuarenta, con un coeficiente sísmico de 1/40 G (un cuarentavo de la fuerza de gravedad,) ó expresado de otra manera: 0.025 G (dos punto cinco por ciento de la fuerza de la gravedad).

Ha soportado satisfactoriamente los sismos de 1957, 1962, 1979, y 1985, sin daños importantes.

Es importante señalar, que este edificio tiene un periodo de oscilación al primer modo de: 3.71 seg.

Los periodos de oscilación del suelo, en esta zona del centro de la ciudad, son del orden de 2 seg (los dominantes).

Si la torre tiene al primer modo, un periodo de 3.71 seg y los periodos dominantes del suelo en esa zona valen 2 seg, la relación es:

$$\frac{3.71}{2} = 1.85$$

Se sabe que, cuando el periodo de oscilación del edificio es 1,5 veces mayor ó menor al del terreno, **no hay sincronización entre los movimientos del edificio con los del terreno.**

Lo anterior, expresados con otras palabras, significa que no habrá resonancia.

Por lo tanto, este edificio se moverá de acuerdo al segundo periodo de oscilación (en este caso de aproximadamente 1.8 seg) que sí se parece al periodo dominante del suelo, ya que:

$$\frac{1.8\text{seg}}{2} = .9$$

Y entonces la torre sufrirá los efectos del segundo periodo de oscilación.

Es muy importante mencionar que: los esfuerzos al segundo modo, son notoriamente menores, que al primero.

El comportamiento satisfactorio de la torre, se explica en principio, a lo expresado en el párrafo anterior. Así también, a la buena calidad de construcción y mantenimiento que siempre ha tenido.

Si se trata de edificios bajos y muy rígidos (casas habitación y edificios de unos cinco pisos, estructurados con muros de carga), el problema de la resonancia no se presentará, si el periodo dominante del suelo, es superior a 1 seg ó más.

Al primer modo de vibración, una casa habitación de dos plantas, con muros de carga, podría tener un periodo de un décimo a dos décimos de segundo y si el suelo tiene periodos dominantes de 1.5 seg (por ejemplo).

$$\text{Resultará: } \frac{2 \text{ seg}}{0.10 \text{ seg}} = 20$$

Evidentemente, no hay resonancia, ni tampoco la habría para un edificio de cinco plantas con muros de carga.

Por lo tanto, existe un gran número de edificios en la Ciudad de México, que no entrarán en resonancia a la hora de un sismo y se moverán de acuerdo al periodo fundamental de vibración.

Lo anterior, simplifica mucho los cálculos por sismo de los edificios muy rígidos, en los suelos de amplio periodo de oscilación.

Cabe aclarar, que el término: muy rígido, no necesariamente, implica mucha resistencia. Tal sería el caso de una construcción realizada con muros de adobe, que son rígidos, pero que no son muy resistentes.

Los muros de tabique rojo son rígidos y si el edificio los tiene en suficiencia respecto a dos ejes perpendiculares entre sí, el edificio se vuelve altamente resistente a los sismos. (Los muros deben estar convenientemente distribuidos en planta).

Lo expresado en el párrafo anterior es valido para edificios de unas cinco plantas ó menos.

Si los muros son de concreto armado y además de carga, estamos ante un caso óptimo para suelos compresibles como el del fondo del Lago de la ciudad de México.

Los muros de concreto armado, también ubicados de manera conveniente en el edificio y con el espesor, longitud y armado adecuados, son muy rígidos y muy resistentes.



FALLA DE MUROS.

Como se mencionó antes, edificios muy flexibles ó débiles, pueden entrar en un segundo periodo de oscilación, si tienen unas diez ó quince plantas en fondo de lago. Así lo acusan los daños apreciados desde 1942 a la fecha. Algunos de esos daños, se localizan en los muros divisorios colindantes y a cierta altura del edificio.

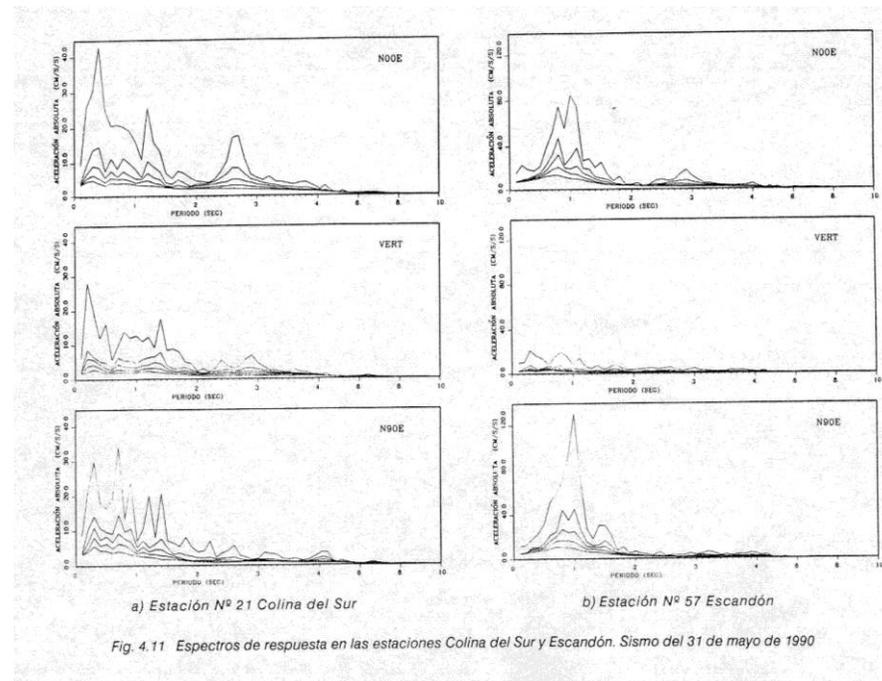
Periodos del terreno.

Para conocer los periodos de oscilación del terreno, nos valemos del espectro de respuesta.

Por medio de este estudio, podemos saber si son fracciones de seg ó uno ó varios seg. El tiempo que transcurre entre cada oscilación del suelo.

En el mismo espectro de respuesta, se aprecian los valores que corresponden a los dominantes del suelo.

Generalmente varían entre 0.8 y 3.3 seg para el fondo del lago de la Ciudad de México, aunque hay una zona del valle, hacia la “Calzada Ignacio Zaragoza”, a la altura de la zona llamada “Pantitlán”, donde los periodos del suelo, alcanzan 4seg.



En las zonas de suelo firme, dichos periodos valen de 0.3 a 0.8seg. Siendo los de 0.3seg. Los correspondientes a la zona rocosa.

Los periodos dominantes del suelo, pueden también ser obtenidos del sismograma, en la horizontal de la gráfica, se pueden medir.

Resonancia y amortiguamiento.

La resonancia o sincronización, se produce total ó parcialmente, cuando el periodo dominante del suelo, es similar ó igual al del edificio.

Este efecto, es de gran importancia y de él depende en muchos casos, la estabilidad del edificio.

Si el suelo, tiene por ejemplo, un periodo dominante de 1.5 seg. y el edificio al primer modo, vibra con 1.5 seg. La resonancia es total.

Lo anterior, significa que se sincronizan los movimientos del edificio, con los del suelo. Dicha sincronización puede hacer que la fuerza en la base del edificio, se incremente cinco veces más que la que le correspondería si no hubiera resonancia.

Al aumentarse la fuerza en la base del edificio, obviamente se incrementan los esfuerzos en el resto del edificio.

Si el suelo, por ejemplo tiene un periodo dominante de 1.2 seg y el edificio vibra al primer modo con 1 seg, la resonancia es parcial y los esfuerzos en la base se triplican.

Es preferible que los edificios en fondo de lago tengan un periodo fundamental diferente al del suelo donde se apoyan por ejemplo:

Si el periodo del suelo es de 2.5 seg y el de construcción de 1.3 seg, no hay resonancia.

El amortiguamiento, se produce gracias a la ductilidad de los edificios.

Recordemos que la ductilidad, es la capacidad de los materiales, para soportar deformación plástica a la tensión. Esta propiedad, permite que los esfuerzos sean menores a los que se tendrían, si se siguieran las leyes de la elasticidad.

La compensación que se logra, evidentemente obedece a que la ductilidad implica esfuerzos dentro del campo plástico.

Estudiando las propiedades dúctiles de los materiales, se puede llegar a determinar "reducciones por ductilidad" en el diseño por sismo.

Una construcción hipotéticamente rígida a la perfección y absolutamente elástica, no tendría ductilidad.

Sabemos que lo anterior no ocurre en la práctica y por lo tanto, todas las construcciones tienen determinada ductilidad.

Las reducciones debidas a esta propiedad, varían desde **cuatro**, que es el valor máximo actualmente aceptado, hasta **uno punto cinco**.

Al analizar un edificio, es posible que sufra por ejemplo, una resonancia parcial de **tres y uno punto cinco** en su reducción por ductilidad.

Finalmente, el edificio se tendría que analizar para una fuerza en la base multiplicada por tres y dividida entre uno punto cinco. O sea:

$$\frac{3F}{1.5F} = 2F \text{ (Una fuerza en la base del doble de la original).}$$

Constante de resorte.

Es la fuerza unitaria, que hay que aplicar al elemento estructural, para desplazarlo la unidad de longitud, generalmente se mide en kg cm.

Si el elemento estructural, posee una constante de resorte elevada, ello implica que hay que aplicar una fuerza muy grande, para poder desplazarlo, por ejemplo 1cm.

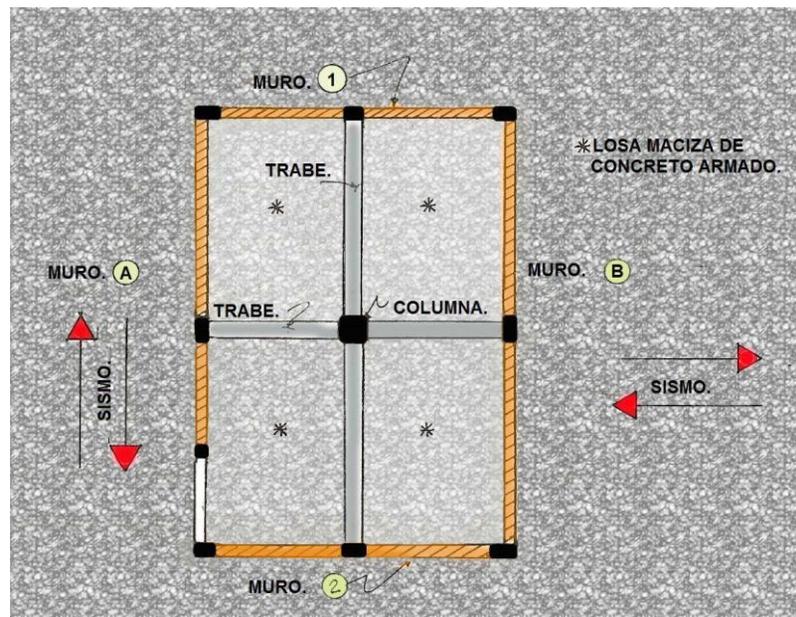
Cuanto mayor sea la rigidez del elemento estructural, mayor será su constante de resorte (suponemos rigidez conjuntamente con resistencia). Por lo tanto, si se tratara de dos columnas con la misma sección y el mismo armado y la misma calidad del concreto y del acero, pero una de ellas, más larga que la otra, se comprende evidentemente que la constante de resorte de la columna larga es menor que la que tiene la columna corta.

En el diseño por sismo, se sabe que los esfuerzos son proporcionales a las constantes de resorte, debido al efecto de diafragma, los esfuerzos sísmicos, son proporcionales a las cargas.

Se puede dar el caso de tener en una estructura, una columna que por ejemplo, soporte una carga de **50 ton** y en la misma planta existan muros, cuya constante de resorte sea muy elevada en comparación con la que tiene la columna mencionada. Existe un diafragma horizontal efectivo en la estructura.

Al venir un sismo, los muros tomarán casi todo el esfuerzo y la columna un esfuerzo menor.

Observando el siguiente esquema se comprenderá mejor lo expuesto:



Cuando el sismo actúe en el sentido de los muros 1 y 2 (ya sea de izquierda a derecha ó derecha a izquierda), estos muros tomarán la mayor parte del esfuerzo por temblor y la columna solo una pequeña parte.

Si el movimiento telúrico actúa en el sentido de los muros **A** y **B** nuevamente la fuerza más grande será contrarrestada por estos muros, que en este caso el muro **A** tiene menor constante de resorte que el **B**. (Por ser **A** más corto y tener menor momento de inercia que **B**).

La losa maciza y unas traveses rígidas, producirá un favorable efecto de diafragma, que obligará a todos los elementos de apoyo, a deformarse en proporción a sus rigideces.

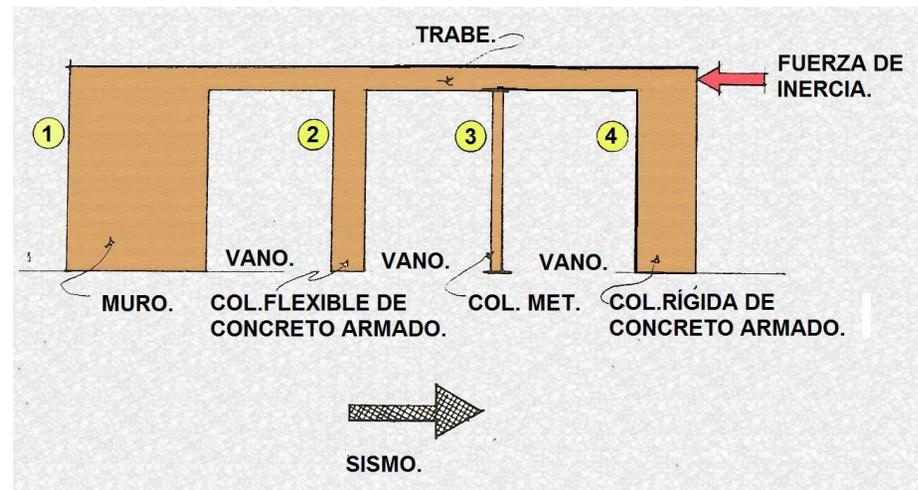
Se supone que la losa maciza posee rigidez infinita respecto a su plano.

Podemos decir que el efecto de diafragma, es la capacidad de transmitir adecuadamente las fuerzas de inercia, concentradas a nivel de los entrepisos, al resto de los elementos de apoyo, en proporción a sus constantes de resorte.

Si la cubierta, es por ejemplo, realizada con lámina ligera, soportada por armaduras flexibles, a esfuerzos fuera de su plano, el efecto de diafragma no se produce de manera efectiva.

Cuando existen alineados, diferentes elementos estructurales y son todos empujados por una fuerza sísmica, corresponde a cada uno de ellos, una fuerza horizontal, proporcional a su constante de resorte:

1. $K = 12$
2. $K = 1.5$
3. $K = 1$
4. $K = 2$



Si la fuerza de inercia es por ejemplo de 3000 kg y tomando como base la columna metálica, con una constante de resorte igual a la unidad y el resto de los elementos de apoyo: 12 para el muro **1**, 1.5 para la columna **2** y 2 para la columna **4**.

Según sus constantes de resorte, corresponde:

Fuerza de inercia = 3000 kg.

Constantes de resorte = 12, 1.5, 1, 2.

$$(12 + 1.5 + 2) x + x = 3000\text{kg.}$$

$$1.5 x + x = 3000\text{kg.}$$

$$16.5x = 3000\text{kg.}$$

$$X = \frac{3000}{16.5} = \mathbf{181.8\text{kg}} = \text{Empuje a la col. metálica.}$$

Si la col. Metálica toma **181.8kg**, **el muro** tomará doce veces más:

$$181.8 \times 12 = \mathbf{2181.6\text{kg.}}$$

La columna rígida de concreto armado tomará: $181.8\text{kg} \times 2 = \mathbf{363.6\text{kg.}}$

La columna flexible de concreto armado: $181.8 \text{ kg} \times 1.5 = \mathbf{272.7\text{kg.}}$

Suma: $181.8\text{kg} + 2181.6\text{kg} + 363.6\text{kg} + 272.7\text{kg} = 2999.7\text{kg} = \mathbf{3000\text{kg}}$

Coefficientes sísmicos.

"Es el cociente de la fuerza cortante horizontal, que actúa en la base de la construcción, entre el peso de ésta en la misma base". Por lo tanto:

$$C = \frac{V}{P}$$

- **C** = coeficiente sísmico.
- **P** = Peso total de la construcción en: kg, ton, etc.
- **V** = fuerza cortante horizontal en: kg, ton, etc.

Si partimos de la aceleración, el coeficiente sísmico quedaría así:

Suponiendo una aceleración de 168cm/seg², es decir 168 gals,

El cociente sísmico sería:

Si el edificio pesa 1000ton.

$$\frac{P}{g} = \frac{1000 \text{ ton}}{980 \text{ cm/seg}^2} = 1.0204 \text{ ton/masa} = M$$

$$F = M \times A = 1.0204 \times 168 = \underline{\underline{171.427\text{ton}}}$$

Y 171.427ton es el 17.1427% de 1000ton.

Luego el coeficiente sísmico sería el 17.14% del peso del edificio.

$$C = \frac{V}{P} = \frac{171.427 \text{ ton}}{1000 \text{ ton}} = \mathbf{0.1714}$$

Este valor se redondea a 0.18, (que es el que se maneja como la aceleración máxima registrada en los acelerógrafos el 19 sep. de 1985).

- **M** =Masa
- **G** = Aceleración de la gravedad.
- **P** = Peso del edificio.
- **F**= Fuerza
- **A**= Aceleración.

Análisis dinámico.

En muchos casos, el análisis dinámico da coeficientes sísmicos menores a los supuestos con el criterio estático.

Al segundo periodo de vibración, el coeficiente sísmico, (al analizar el edificio con análisis dinámico,) podría resultar extremadamente bajo.

Existe un procedimiento, por medio del cual se realiza el análisis dinámico a una estructura. Si se llega a determinar el valor de la velocidad angular al cuadrado, de modo que exista equilibrio dinámico, el problema está resuelto.

Se procede a enlistar primero el número de nivel correspondiente del edificio, después las masas en cada nivel, a continuación suponer una velocidad angular al cuadrado, (que no necesariamente es real,). Se calculan los desplazamientos en cada nivel. Se calculan los esfuerzos cortantes correspondientes. Se indican las constantes de resorte de cada columna del edificio en cada nivel. Se determinan las deformaciones que sufre el elemento estructural en cada nivel.

La base del método, como ya se dijo, es conocer la w^2 que requiere el edificio. La fórmula que se usa el cálculo dinámico es $F = M \times A$, siendo $A = W^2 Y$, queda:

- $F = M \times W^2 Y$
- Y = Es el desplazamiento producido.
- W^2 = Es el cuadrado de la velocidad angular.
- M = Es la masa.
- F = es la fuerza.

Las masas del edificio se indicarán de modo que $M = \frac{P}{g}$

La velocidad angular correcta, será cuando el desplazamiento en la base del edificio sea igual al del **terreno** (y valga cero ó prácticamente cero).

La fuerza, en este caso el cortante, en kg o ton se obtiene con:

$$F = M \times W^2 Y.$$

Las constantes de resorte se calculan con los procedimientos conocidos.

(Tomando en cuenta **d** por flexión y **d** por cortante). (**d** = deformación).

En trabes y columnas de marcos se analizan las deformaciones en la parte baja y alta de las columnas. Más las deformaciones producidas del lado izquierdo y derecho, en su caso, de las trabes.

Las deformaciones indican en el análisis dinámico, la diferencia que existe entre un nivel del piso y el inferior. Éstas se determinan dividiendo la fuerza cortante entre la constante de resorte:

El esfuerzo cortante en kg/cm², la fuerza cortante en kg.

La constante de resorte k, en kg /cm.

El resultado se expresa en cm:

$$\text{kg/1} \div \text{kg/cm} = \frac{\text{kg cm}}{\text{kg}} = \text{cm}$$

Para que una estructura vibre de acuerdo al 1°, 2° ó 3er modo, se requiere que el periodo de vibración sea el más parecido entre el del terreno y el del edificio.

El valor del desplazamiento y, se obtiene dividiendo la aceleración del terreno entre la velocidad angular al cuadrado.

$$\frac{A}{w^2} = Y ; \text{ Si } W^2 \text{ No es la correcta, se corrige por tanteo.}$$

También existe una W^2 que provoca desplazamiento igual al del terreno. Y corresponden al 2° y 3er modo de vibración. Sus coeficientes, son bastante menores a los de la tabla de 1er modo.

EL PERIODO DE OSCILACIÓN. Se calcula con la W^2 correcta.

$$w = \sqrt{w^2}, \quad TE = \frac{2\pi}{W} = \frac{6.28}{W} = \underline{X \text{ Seg.}}$$

El periodo del edificio, se modifica con pequeñas roturas locales, durante el sismo. (Te= Periodo del edificio)

El coeficiente sísmico real, es igual al cortante en la base, dividido entre la W de la columna ó elemento apoyo y multiplicado por 980 cm/seg²:

$$C = \frac{V \text{ base}}{W_{col} \times 980.}$$

Todas las masas alcanzan su máximo desplazamiento al mismo instante.

Todas las masas requieren la misma W^2 para vibrar a determinado modo. La tabla para el cálculo dinámico queda así:

MASAS	W^2	DESPL.	CORTANTES	CONST. RES.	DEFORMACION
		*			

*Cuando en la base, el desplazamiento es cero ó casi cero, la W^2 es la correcta y el problema está resuelto.

El hecho de variar las constantes de resorte en planta baja, hace variar los periodos de oscilación al 1er modo notablemente.

Un edificio de unos cuatro pisos con muros desde la planta baja hasta la azotea al 1er modo vibra con aproximadamente 0.18seg.

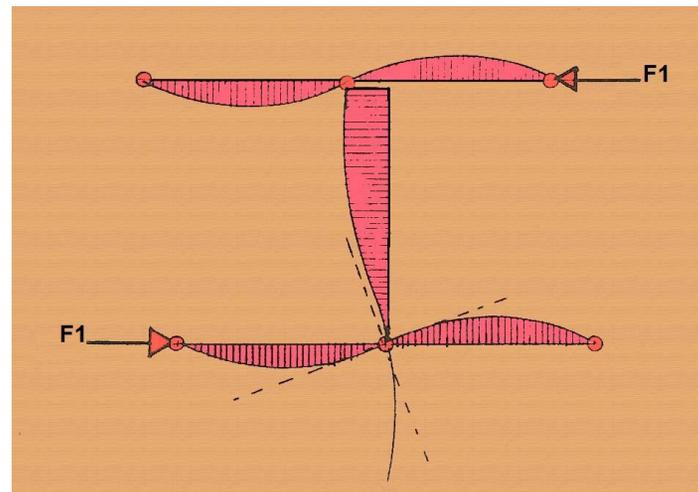
Si el mismo edificio, tiene columnas en planta baja y muros el resto de ellas, su periodo fundamental será del orden de 0.60 seg.

Si tiene muros en planta baja y en el primer piso (de rigidez) y estructura de marco el resto de los pisos, el periodo será al primer modo aproximadamente, 0.75 seg.

Todas las plantas con estructura de marco y muros divisorios que no impidan el libre desplazamiento: el periodo será del orden de 1 seg.

Un edificio de unas diez plantas ó más tendría un periodo natural del orden de 2 seg, con estructura de marco con secciones esbeltas y muros desligados de la estructura.

Se supuso estructura de concreto armado en los ejemplos anteriores. La traslación de nodos sería de acuerdo a este esquema:



Análisis estático.

Éste es muy conocido y su uso es amplio.

Se manejan criterios conservadores. Si el edificio cumple una serie de requisitos, (condiciones de regularidad, altura, distribución de muros etc.) se podrá usar el criterio estático simplificado.

En principio, el método parte de un coeficiente sísmico basal y se distribuyen las fuerzas de inercia de acuerdo a:

$$F_i = CW \frac{W_i H_i}{W_1 H_1 + W_2 H_2 + W_n H_n}$$

Siendo:

- **C**= coeficiente sísmico.
- **W** = La carga total del edificio.
- **H₁, H₂, H_n** = las alturas de los pisos, desde la base.
- **W₁, W₂, W_n** = los pesos de cada piso.

En el análisis estático, (no así en el simplificado) es necesario sumar el efecto de la torsión así como el del volteo.

Su uso se permite para estructuras hasta de 60m.

Se suma el cortante por nivel y se obtiene un cortante acumulado.

Torsión y volteo.

La torsión se produce, por la excentricidad entre la resultante de cargas y la resultante de rigideces.

En cierto tipo de edificios, (como los ubicados en la esquina de una calle) pudiera ser la torsión muy severa.

Si el edificio en esquina es de estructura de marco y si una o dos colindancias, tienen muros que no permiten el libre desplazamiento de columnas y trabes, se producirá torsión severa.

También la disposición de plantas superiores sometidas a torsión, hacen oscilar en torsión al resto de la estructura.

Proyectos arquitectónicos muy irregulares en forma, producen notoria torsión.

El momento torsionante es la resultante de empujes, multiplicada por la excentricidad e .

Al ocurrir la torsión gran parte del empuje del piso se concentra sobre los elementos de apoyo con mayor constante de resorte, si el edificio tiene de un lado muros de carga y del otro, columnas

La diferencia entre las rigideces de la zona con muros y la zona con columnas, hará que esta última sea sacudida violentamente, al permitir mayores desplazamientos, en comparación con la parte del edificio apoyada sobre muros.

La torsión severa puede ser aminorada realizando una distribución simétrica de rigideces, también desligando de una manera efectiva, los muros divisorios de la estructura, geometría regular en planta, distribución simétrica de cargas y rigideces piso a piso.

El Volteo, es un esfuerzo producido por la resultante o punto de aplicación de las diferentes fuerzas de inercia, multiplicado por la distancia a la base del edificio.

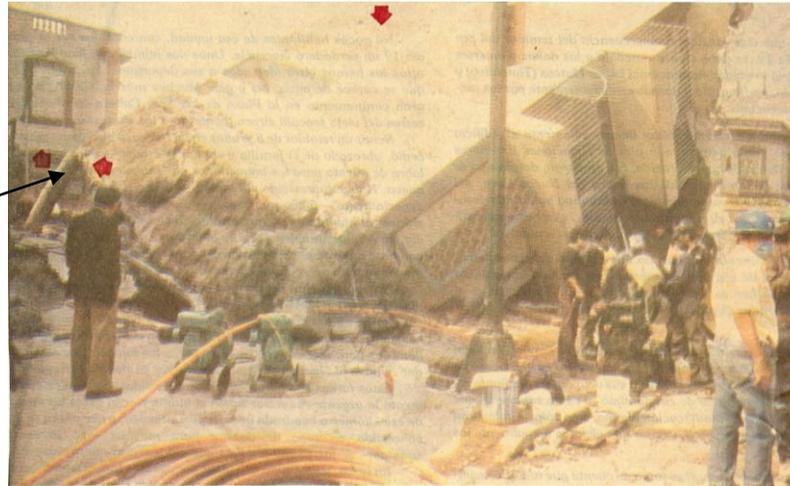
Debido a los esfuerzos de volteo, existen de un lado del edificio, compresiones, que se suman a las ya existentes motivadas por las cargas verticales y del otro, tracciones, que disminuyen instantáneamente las compresiones de esta zona de la estructura.

Cuanto mayor sea la altura del edificio en relación a su base, mayor también será el valor de las compresiones y tracciones producidas.

En los edificio tipo torre, (aquellos cuya altura excede cuatro veces su base), el momento de volteo, llega a ser muy importante.

Se puede dar el caso de que las tracciones superen a las compresiones debidas a las cargas. La liga con los pilotes es fundamental para que éstos no se desprendan de la estructura.

Pilote arrancado del terreno.



Edificio de departamentos de 15 plantas ubicado en la Colonia Roma que sufrió volcamiento por falla del terreno.

Para los efectos del volteo, el periodo fundamental de vibración, es el que produce los mayores esfuerzos (debido a que al 1er modo, todas las fuerzas actúan al mismo lado).

En el segundo y tercer modo de vibración, mientras unas fuerzas se aplican de un lado, otras lo hacen en sentido inverso. (Al segundo modo el último piso recibe un esfuerzo en sentido contrario al resto de los pisos.) Los edificios bajos y anchos, sufren volteo moderado.

Esfuerzos horizontales y verticales.

Cuando nos referimos a sismos sabemos que los impulsos más severos, se producen en sentido horizontal.

Cerca de los epicentros, se producen trepidaciones, que son movimientos verticales del terreno. En temblores muy intensos estos movimientos, lejos de los epicentros, también han existido. Así ocurrió en México D.F el 19 de septiembre de 1985. Ya se dijo que el valor de los movimientos verticales o trepidaciones, es menor que los horizontales.

Sin embargo en México, la gente teme de una manera notoria, la presencia del término: trepidación (seguramente porque lo asocia a sismos cerca de los epicentros que han sido oscilatorios y a su vez también trepidatorios y cuyo efecto ha sido devastador.)

TEMA 4.

Problemas en el proyecto arquitectónico.

El arquitecto, desde su formación en la universidades, es alentado a crear formas originales, que contribuyan a que las actividades humanas se desarrollen en un ambiente de confort, además de crear estados de ánimo en las personas, que viven estos espacios y valiéndose de los valores estéticos y plásticos, los edificios tengan una categoría, una aceptación, una trascendencia, un carácter, un concepto bien logrado, para que así se cumpla uno de los objetivos deseables en la arquitectura.

En la práctica ocurre, que con respecto a la constructibilidad y más particularmente con respecto a los temblores de tierra, no siempre se logra que determinadas formas estructurales ó diferentes modos de concebir y tratar en fachada o en planta los elementos constructivos **sean compatibles** con los principios en los que se basa el diseño por sismo.

Cuando se trata de armonizar las exigencias del proyecto arquitectónico con los principios del diseño por sismo, frecuentemente se producen situaciones que obligan a sacrificar de cierto modo la concepción arquitectónica original.

En edificios altos, por ejemplo, para zonas sísmicas, la regularidad en la forma, es deseada, ya que formas irregulares, inducen torsión y otros problemas para la determinación de los esfuerzos.

El problema de la forma geométrica y su comportamiento sísmico.

Constantemente, los proyectos arquitectónicos, se realizan valiéndose de formas irregulares, ó bien, por medio de un proyecto muy original en aspecto, pero que desafía la lógica constructiva.

Así también, se realizan muchos anteproyectos, los cuales ya han sido aprobados por los propietarios de la futura construcción.

En dichos anteproyectos, arquitectos en general, en muchas ocasiones no han analizado desde el punto de vista general, cual sería la estructura adecuada par soportar la construcción.

Cuando el cliente acepta el anteproyecto, es práctica común el hecho de "mandar a calcular la estructura", entre actividades por realizar.

La confusión consiste en dejar en manos ajenas lo que ya debería quedar propuesto desde el principio:

- a) El sistema constructivo adecuado.
- b) La estructura idónea para ese proyecto.

La confusión persiste, en desentenderse completamente de aspectos constructivos y dejar que otras personas decidan como volver construible lo proyectado.

Existe también desconocimiento entre qué es lo constructivo y qué es lo calculado.

El hecho de contar con los servicios de un calculista, no quiere decir que esta persona, deba decir qué sistema constructivo es el adecuado.

Si el arquitecto, propone por ejemplo una estructura de concreto armado y si con buen criterio constructivo y estructural, dimensiona desde el principio las secciones de concreto adecuadas y deja a criterio del calculista los armados, se estaría entonces realizando una labor correcta.

Por supuesto que alguna sección probablemente pudiera modificarse, (como es comprensible) pero si el arquitecto indica donde quiere que se ubiquen los apoyos y se produce la sección correcta de los mismos, su proyecto inicial será respetado y conservado casi intacto.

Lo mismo ocurre con las secciones, porque no se tomaron en cuenta las que para un edificio ubicado en determinado terreno se requieren.

Con respecto a los ingenieros civiles, ocurre a veces, que proyectos que podrían haber sido resueltos perfectamente con muros de carga, son realizados con estructura de marco.

Probablemente lo anterior se deba a la importancia que se da en la formación universitaria, al estudio de los marcos y la continuidad de los miembros.

Cuando tenemos plantas regulares, en forma y en carga, ocurriendo esto, piso a piso, es decir que se requieren más o menos iguales en los diferentes niveles del edificio, se aminora el problema de la torsión dinámica.

Dicho problema consiste en la excentricidad que existe entre la resultante de cargas y la resultante de rigideces del edificio.

En la medida en que difieren, la torsión se va volviendo más importante.

La resultante de cargas, ó centro de cargas teóricamente coincide con la resultante de rigideces o centro de rigidez, cuando el edificio es simétrico, en forma y en cargas respecto a dos direcciones perpendiculares entre sí.

Las plantas arquitectónicas con formas irregulares, o formas que solo son simétricas respecto a un solo eje, sufren notoriamente torsión dinámica.

Influencia de los apoyos suministrados y la importancia de las secciones adoptadas.

El comportamiento sísmico, variará notoriamente en la medida en que difiera el tipo de apoyos que tenga el edificio.

El mismo proyecto arquitectónico, resuelto con tres diferentes sistemas de estructura, hará que el edificio tenga respuestas distintas:

- a) Supóngase en la zona III un edificio de departamentos estructurado con marcos de concreto armado, muros interiores de "Tablaroca" y exteriores de "Panel Covintec", desligados de la estructura.
- b) También en la zona III el mismo proyecto arquitectónico, (edificio de departamentos) (en la planta baja el estacionamiento, en las demás plantas las viviendas) pero, utilizando muros de carga a partir del primer piso y marco rígido en la planta baja.
- c) En las zona III el mismo proyecto arquitectónico, pero usando muros de rigidez de concreto armado, desde la planta baja hasta la azotea y además con columnas y trabes de concreto armado. (dejando espacio en la planta baja para estacionamiento de autos.)

Para el caso **a)** con muros de concreto armado y muros divisorios desligados de la estructura, el periodo de oscilación al primer modo será más amplio que en el caso **b)** ó el caso **c)**.



Al ser más amplio el periodo de oscilación, habrá en la zona III mayor posibilidad de que el edificio entre en **resonancia** con los movimientos del terreno.

La resistencia al sismo del edificio, depende (para el caso **a**) exclusivamente de los marcos y los muros no contribuyen para nada ("Tablaroca" y "Panel Covintec") en la resistencia lateral.

Para el caso **b**), el periodo de oscilación del edificio, es notoriamente menor que el que tiene el edificio en el caso **a**).

Al ser estructurado el edificio del caso b), con un marco rígido en la planta baja y muros de carga en las plantas restantes, el desplazamiento horizontal, se concentra en la parte superior del marco de la planta baja. La resistencia final ante las cargas horizontales, dependerá principalmente de la capacidad del marco de planta baja para absorber estos empujes.

Con respecto a los muros de carga del caso b), si éstos son suficientes en número y con longitudes adecuadas, podrán tener un comportamiento satisfactorio.

Para el caso c) la solución con **muros de rigidez**, de concreto armado, será la que logre un notorio acortamiento del periodo de oscilación del edificio al primer modo.

La posibilidad de resonancia en la zona III se evita ampliamente al estructurar con muros de rigidez de concreto armado, junto con columnas y trabes de concreto armado.

La alta rigidez de los muros de concreto armado, tiene como una consecuencia deseable, que los muros, tomen prácticamente todo el empuje sísmico, dejando a las columnas y trabes solo un pequeño esfuerzo por resistir.

Lo mencionado antes, respecto al pequeño esfuerzo para columnas y trabes, pudiera variar, haciendo que las columnas tomaran un esfuerzo mayor, en la medida en que éstas tuvieran una mayor rigidez y los muros una menor rigidez.

Podría decirse que para fondo de lago, la solución con muros de concreto armado sería la más adecuada. Pero también es aceptable la solución con estructura de trabes y columnas, siempre y cuando, no exista sincronización con los movimientos del suelo, además de ser capaz de tomar adecuadamente los movimientos y cortantes que sufre la estructura.

Así como se analizaron estos tres casos, podrían haberse explicado otros, con diferentes tipos de estructura.

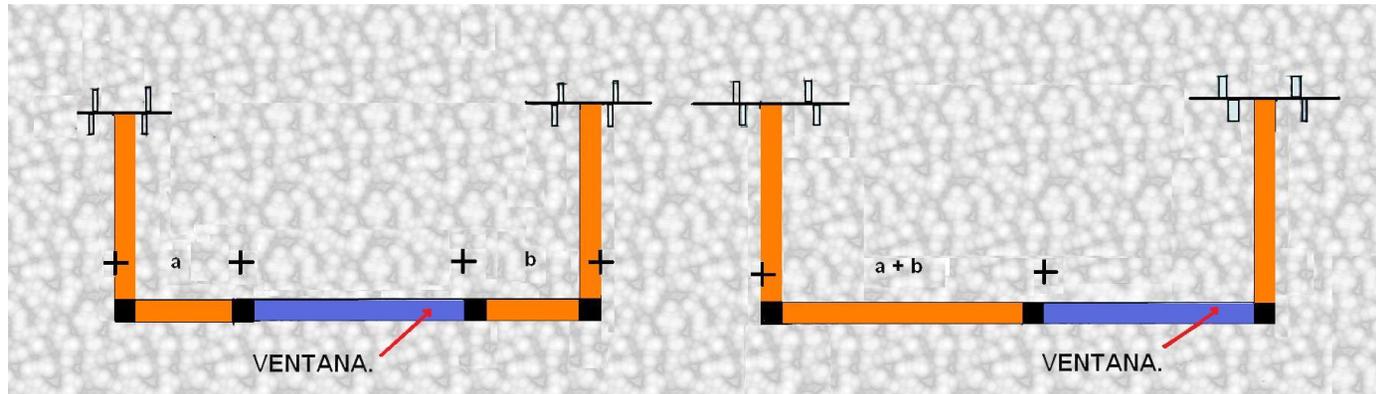
Casa habitación con muros de carga.

Si se trata de casa habitación, el número adecuado de muros, respecto a cada eje, da la resistencia de corte ante el sismo.

Son preferibles los muros largos a las llamadas mochetas, la resistencia sísmica es mayor en los muros largos. Las mochetas tienen una capacidad de carga lateral muy pequeña.

En uno de los locales de una casa habitación, es mejor juntar en un solo muro dos mochetas.

Resisten menos el sismo dos mochetas aisladas, que un solo muro cuya área transversal es la suma de las áreas transversales de dichas mochetas:



Ejemplo: ¿Qué fuerza cortante por sismo será capaz de resistir cada mocheta indicada en el croquis anterior y qué fuerza será capaz de resistir el muro del croquis de la derecha?

Supongamos que el esfuerzo cortante unitario fuera de 1.2 kg/cm^2 (basado en las condiciones relativas a la calidad del mortero y del tabique y la carga vertical que actúa sobre el muro.)

El Reglamento de Construcciones para el D.F. en las normas técnicas* complementarias, indica que: **la contribución a la resistencia a fuerza cortante de los muros cuya relación de altura entrepiso, "H"; a longitud, "L", es mayor que 1:33, se reducirá multiplicándola por el coeficiente: $(1.33L/H)^2$.**

Por lo tanto: para las mochetas a y b: Si éstas tienen por ejemplo 1.5m de largo cada una y 2.40m de alto y 0.15 de espesor. Aplicando la expresión anterior:

$$\frac{H}{L} = \frac{2.40}{1.15} = 2.08 \quad (2.08 > 1.33)$$

$$\text{Luego: } \left(1.33 \times \frac{1.15}{2.40}\right)^2 = 0.4$$

Resistencia de las dos mochetas: (Al cortante. lateral.)

$$1.2\text{kg/cm}^2 \times 0.40 \times 15\text{cm} \times 115\text{cm} \times 2 = 1656\text{kg.}$$

***Mampostería.**

Para el muro a + b: Largo igual a 2.30m, alto igual a 2.40m y espesor igual a 0.15m.

Aplicando la expresión del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal utilizada antes:

$$\frac{H}{L} = \frac{2.40}{2.30} = 1.04 \quad (1.04 > 1.33)$$

Luego; Resistencia del muro: (al cortante).

$$1.2\text{kg/cm}^2 \times 15\text{cm} \times 230\text{cm} = 4140\text{kg.}$$

Es notoria la diferencia de resistencias entre las dos mochetas y el muro.

Además de que es **más caro** construir las dos mochetas, (ya que se requiere colocar un castillo de más) la resistencia del muro es mayor.

Es decir que en este caso, resulta más **barato** construir un elemento más resistente y resulta más caro construir otros menos resistentes.

En muchos proyectos de casa habitación se utiliza frecuentemente dos moquetas en una habitación, en lugar de un solo muro que es más resistente.

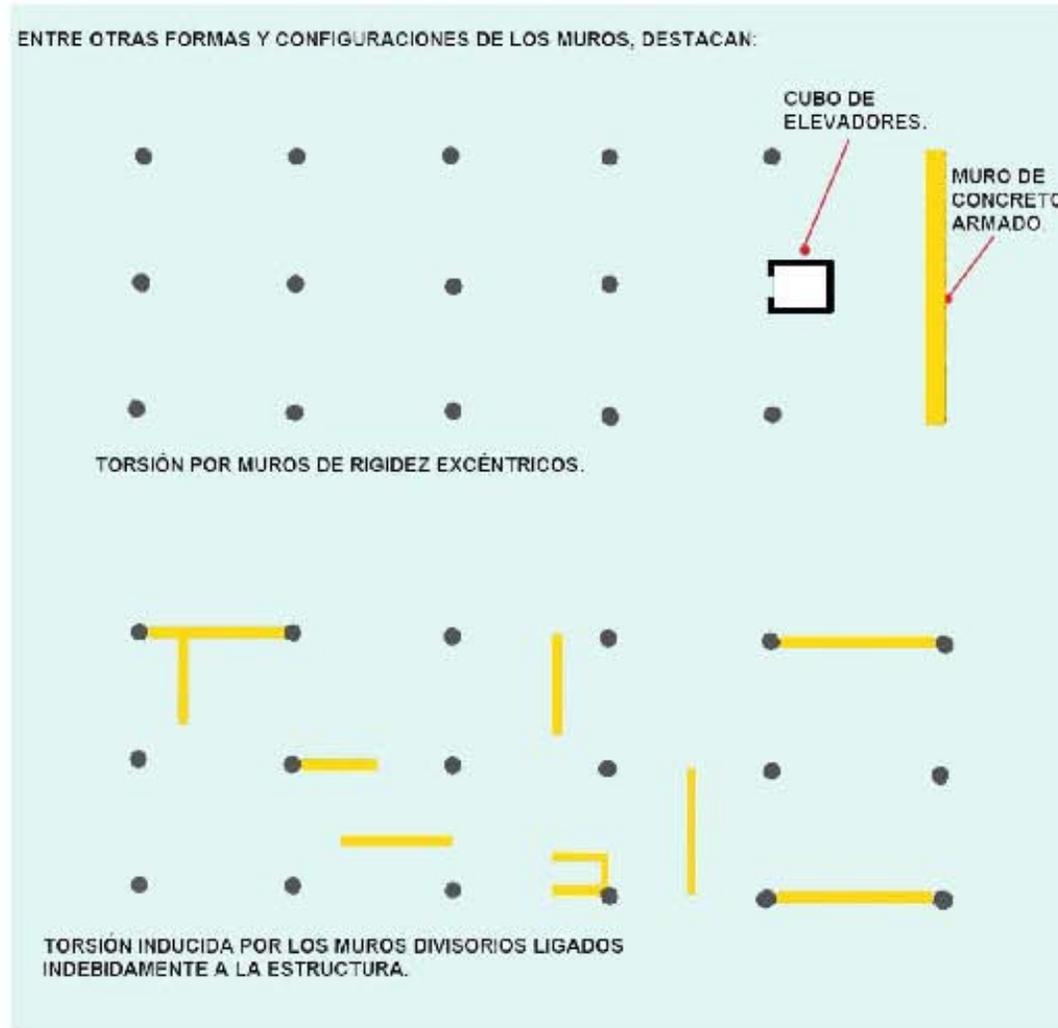
El uso de moquetas, se debe muchas veces al aspecto de la fachada o al deseo de que las cortinas de las habitaciones queden frente a las moquetas.

Cuando se trata de edificios altos, la regularidad de la forma es muy importante.

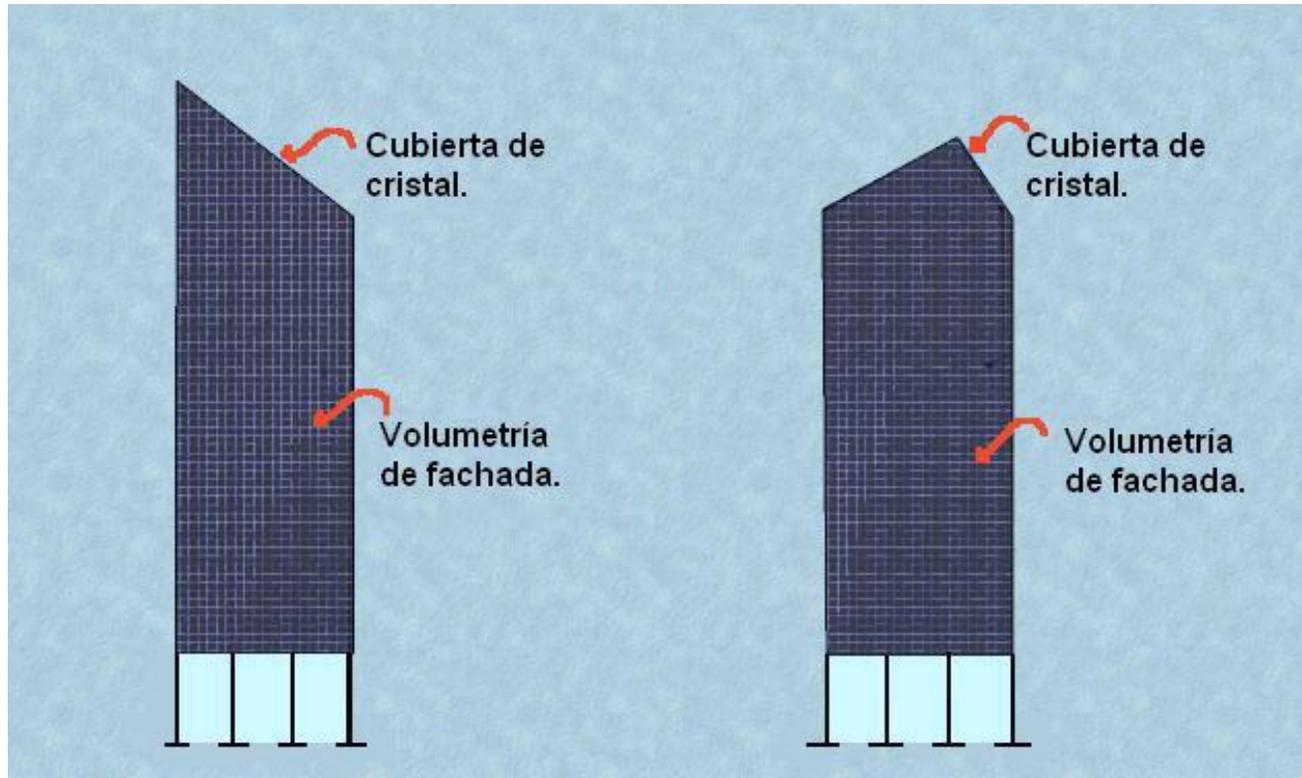
En cada planta, su forma simétrica, debería de repetirse en la siguiente.

Si no existe tal regularidad, el problema de la torsión se vuelve serio, además de que el cálculo se vuelve muy complicado y difícil de determinar.

En otras formas y configuraciones de los muros, destacan:



Si la estructura es totalmente regular, pero si la fachada se realiza utilizando elementos constructivos que no participen con las deformaciones producidas, es decir usando elementos de fachada totalmente libres, (cristales, muros de "Panel Covintec" etc.) podría existir cierta asimetría volumétrica:



Si el peso total de los elementos libres en fachada, no es significativo con relación al peso de la estructura, las pequeñas modificaciones a la forma simétrica, no influirán en mayor grado con respecto a la torsión.

Modificaciones requeridas al proyecto arquitectónico cuando éste no es adecuado desde el punto de vista sísmico.

Indudablemente que el proyecto arquitectónico se alterará, si el edificio no es adecuado para resistir temblores.

Las modificaciones que podría sufrir el edificio serían por ejemplo:

- a) Incrementar el espesor de los entrepisos, cuando las secciones de las trabes son insuficientes.

La modificación anterior, es de mucha importancia, cuando se trata de edificios de varios pisos.

Al aumentar el espesor de los entrepisos, aumenta también el número de escalones por piso. Si el número de pisos es quince, por ejemplo, y se requiere incrementar dos escalones de 15cm de peralte por planta y en el proyecto, el edificio no tiene más espacio disponible para un crecimiento de la escalera, en cuanto el número de escalones necesario, entonces:

El problema es doble: por una parte se requiere incrementar la altura del edificio en:

$15 \times 2 \times 15\text{cm} = 4.50\text{m}$ y por la otra no hay espacio para tal crecimiento de la escalera y el proyecto se tiene que modificar.

- b) Cuando el proyecto se concibe sin tomar en cuenta ninguna rigidez respecto a una dirección (por lo general, respecto al eje que es paralelo a la calle) se repite un problema, que es típico en la vida profesional:

El proyecto no tiene rigidez en un sentido y hay necesidad de darle dicha rigidez.

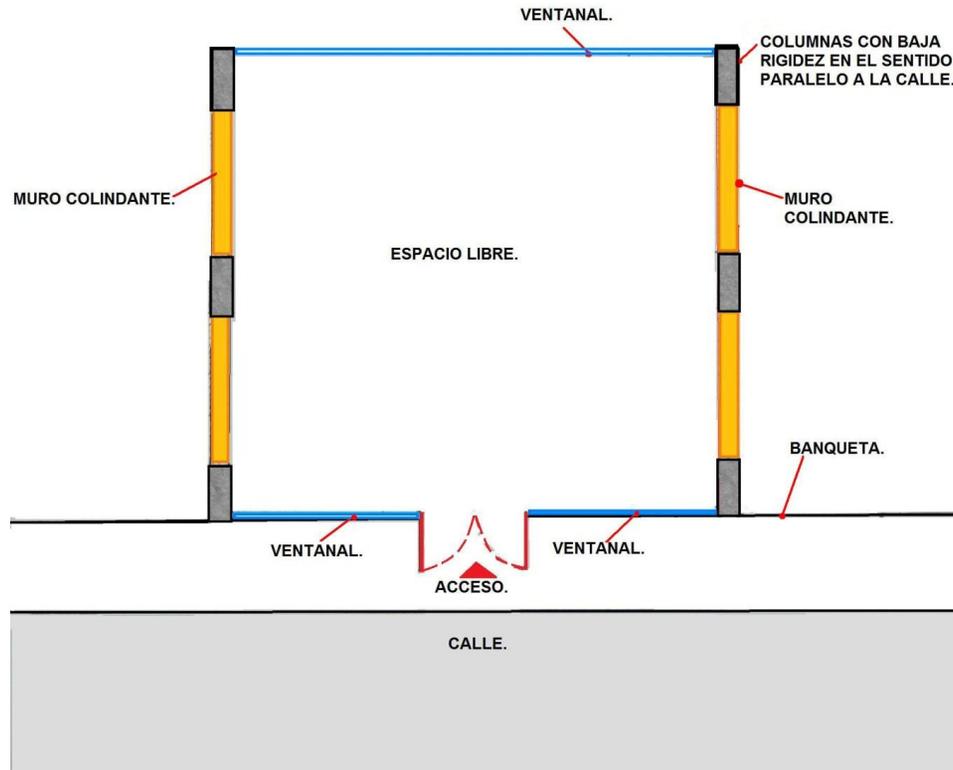
Para lograr la rigidez faltante, hay que introducir elementos tales como muros de concreto armado o columnas orientadas con el mayor momento de inercia, hacia el sentido excesivamente flexible.(no debe olvidarse que si se suministran columnas con alto momento de inercia, las trabes que a ellas concurren, deberán resistir los momentos que reciben de dichas columnas.)

Sin embargo, estos elementos rígidos faltantes, no son fáciles de introducir, ya que el arquitecto concibió el espacio libre totalmente y sin interrupciones a la vista, en cuanto a ventanas se refiere. Es decir que no fueron concebidos, ni muros, ni columnas al interior del espacio y tampoco donde se ubican las ventanas.

Después se pretende que en los bordes de la construcción se alojen columnas, que son totalmente inadecuadas por su baja rigidez.

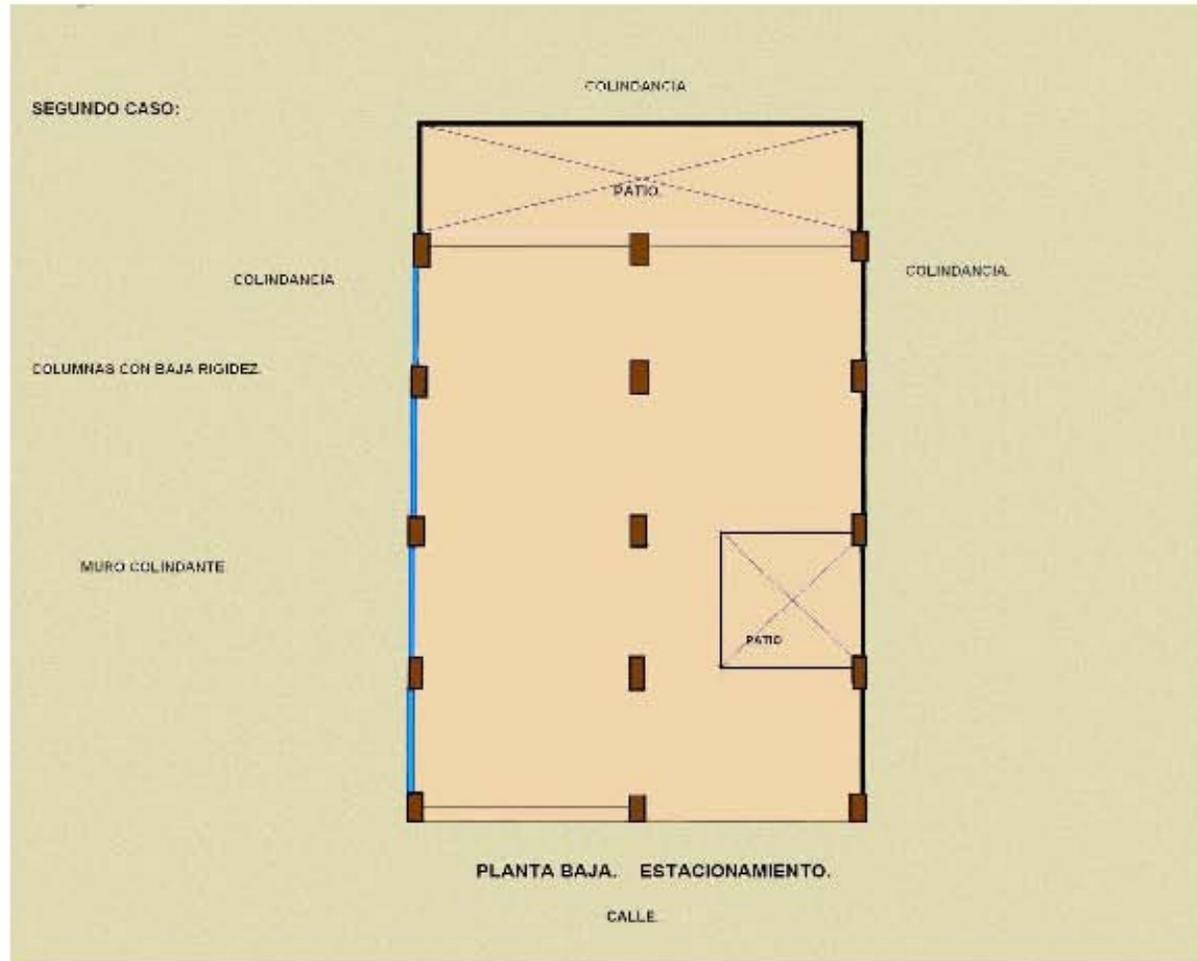
El siguiente croquis muestra el problema:

PRIMER CASO:

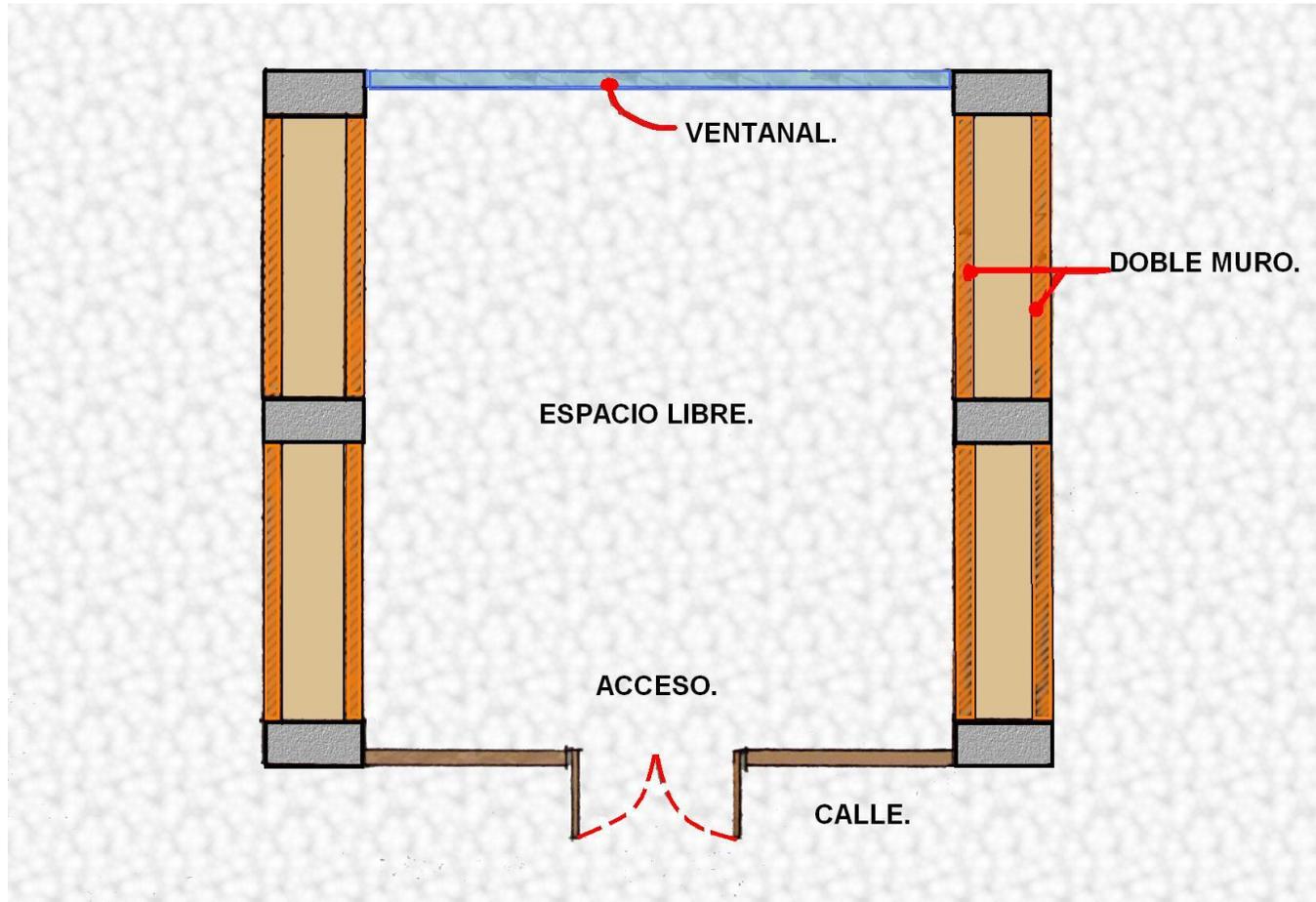


También en los edificios de departamentos y oficinas, el problema de la falta de rigidez en el sentido paralelo a la calle, se aprecia frecuentemente.

Para los terrenos de fondo de lago, el orientar las columnas, de modo que el momento de inercia menor sea en el sentido paralelo a la calle ocasiona el mismo problema visto antes; el siguiente croquis lo muestra:



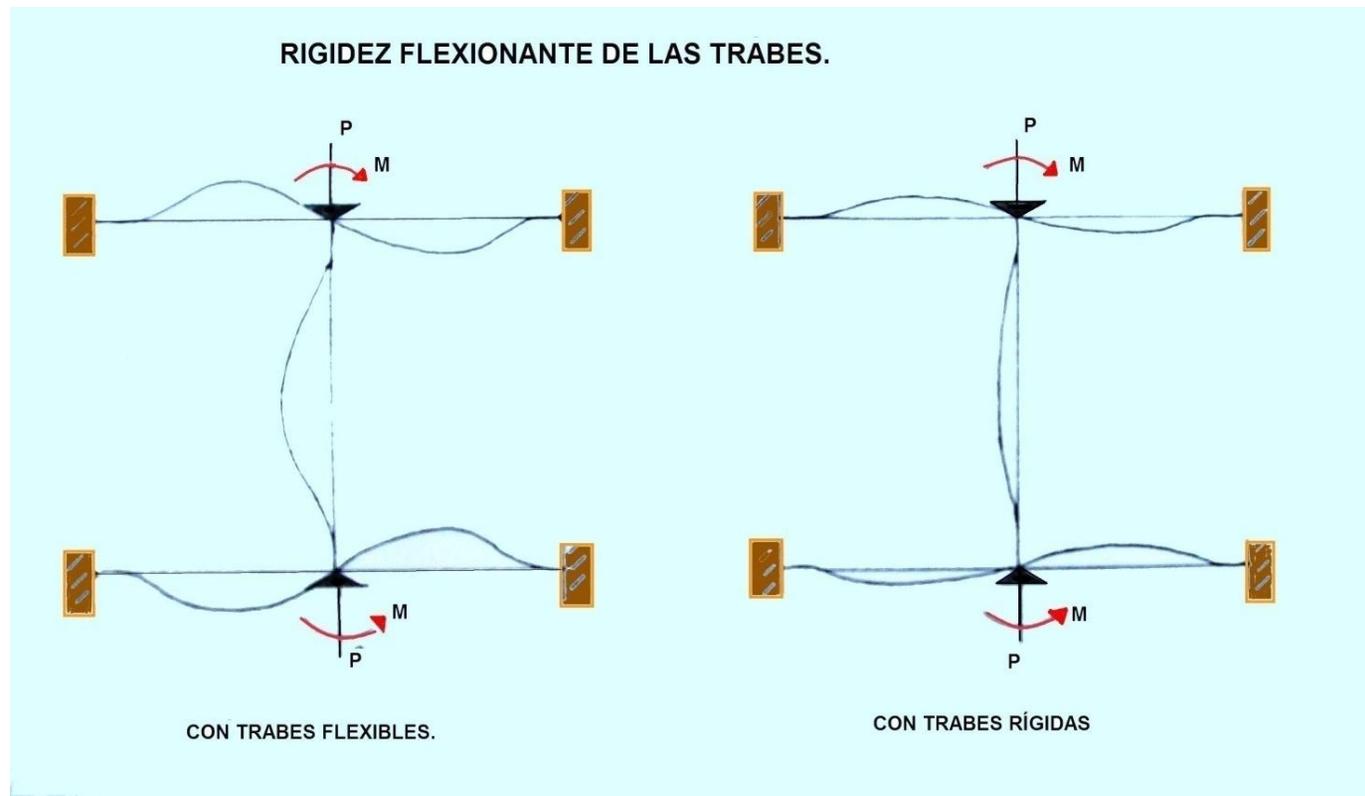
El problema expuesto en el primer caso, se resuelve proporcionando columnas con notoria rigidez en el sentido paralelo a la calle:



Por supuesto que unas columnas con rigidez alta, ocupan más área libre en planta, pero esta condición, debe de tomarse en cuenta desde el anteproyecto.

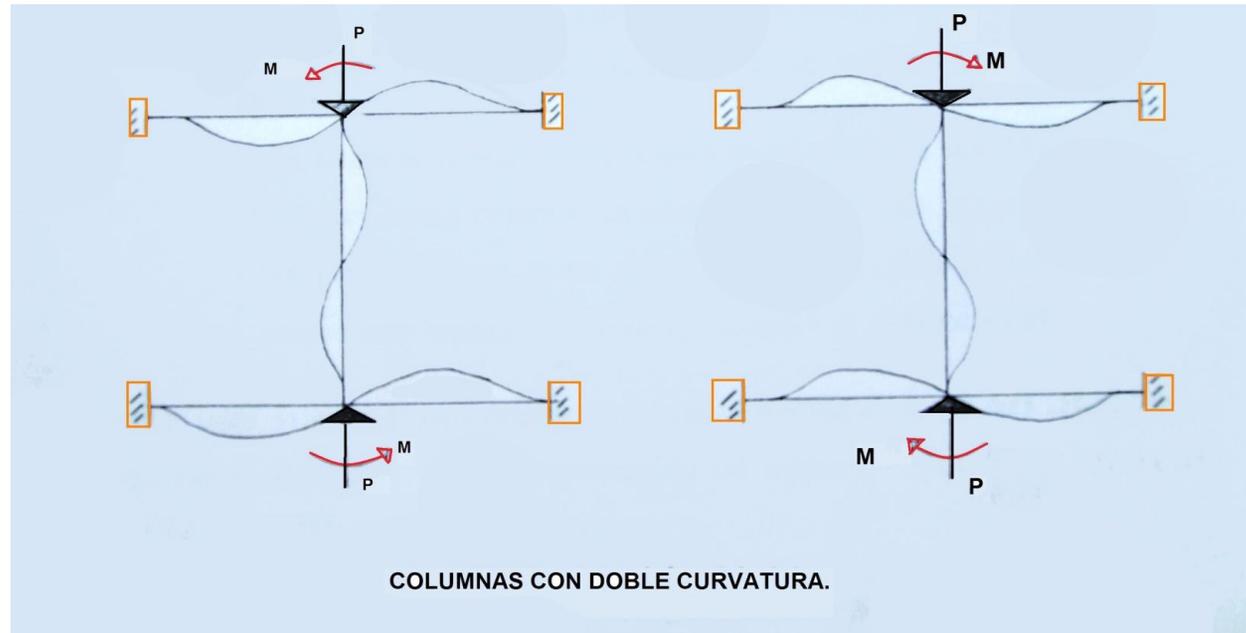
Si las columnas son muy rígidas, pero las traveses con las que forman el marco no lo son, ocurre que la columna, no tiene bien restringidos sus extremos, lo que produce a la columna inestabilidad con respecto al pandeo, en su parte central.

Los siguientes dibujos, proporcionan una idea clara del fenómeno:



Los dibujos anteriores, demuestran la importancia que tiene la rigidez de las traveses en la inestabilidad de la columna con respecto al pandeo, en la parte central de la misma.

La columna, tiene sus extremos restringidos de una forma más efectiva, en la medida que se incrementa la rigidez de las trabes y por supuesto, también por la rigidez a la flexión de la columna (al ser más rígida la columna, menores deflexiones tiene).



Si de momento sísmico se trata, los dibujos correspondientes a columnas deformadas con doble curvatura, son los que se aplican.

En el caso del edificio que posee en planta baja columnas con poca rigidez, en el sentido paralelo a la calle, (segundo caso) se pueden hacer, (si el proyecto lo permite,) varias cosas:

- a) Dar rigidez a las columnas en el sentido crítico (aumentar la sección en el sentido X-X).
- b) Usar muros de rigidez de concreto armado, en planta baja.

Hay proyectos que no permiten ni lo uno, ni lo otro:

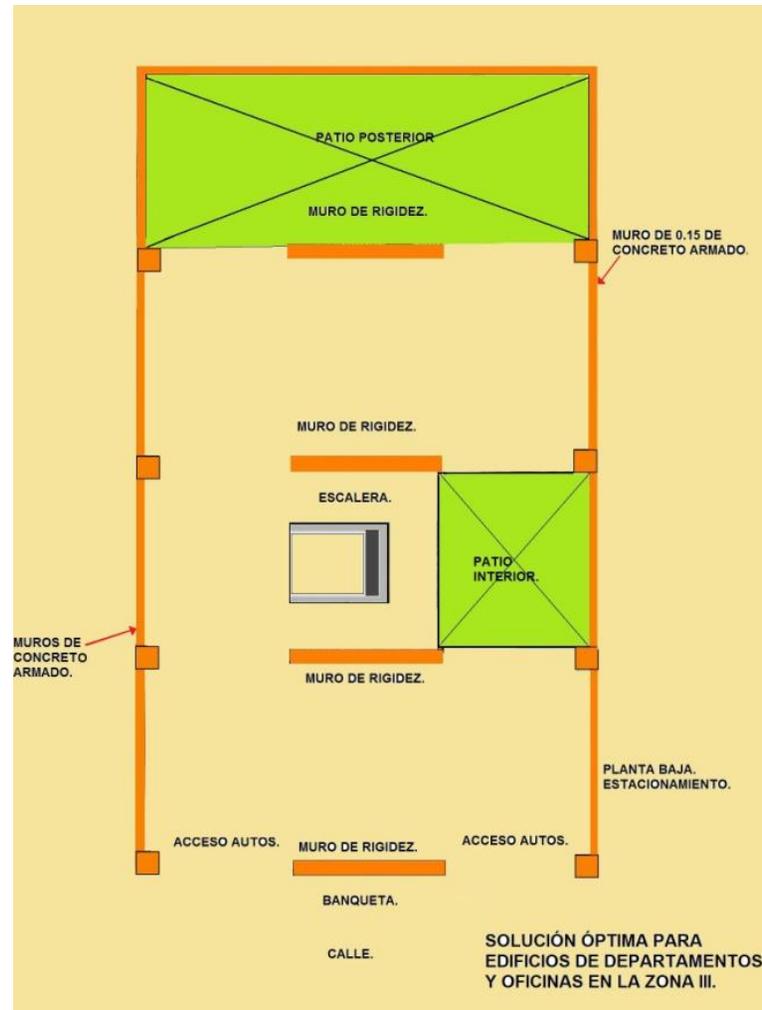
- 1) Se da el caso, que al aumentar la sección de las columnas, en el sentido crítico, los automóviles que se estacionarán en la planta baja, no libran dichas columnas, o los cajones de estacionamiento, no cumplen con las dimensiones mínimas.
- 2) Si el número de automóviles que se van a alojar en planta baja, es alto, tampoco es posible en muchas ocasiones, alojar los muros de concreto armado, paralelos a la calle, ya que éstos, interfieren la circulación de los automóviles y también obstruyen los cajones de estacionamiento.

Por lo tanto, si se desde el ante proyecto, se concibe la rigidez adecuada para las columnas, o muros de concreto armado necesarios (en las cabeceras de la planta al centro de la misma,) el problema está resuelto.

Ya se dijo anteriormente, que si el peralte de las trabes es insuficiente, será necesario modificar la altura total del edificio, así como el número de escalones de las escaleras.

El siguiente dibujo, muestra un esquema de un edificio de oficinas o departamentos ubicado en el terreno de fondo de lago y que tiene tres colindancias.

Se muestra el tipo de estructuración que mejores resultados podría dar al sufrir un sismo en esta zona:



La solución que presenta el dibujo anterior, es válida para edificios con alturas hasta de doce a quince niveles. Para alturas mayores podría plantearse una solución diferente.

Se requiere hacer notar, lo que anteriormente se ha expuesto:

Una solución con muros de rigidez, baja notablemente el periodo natural de vibración de la estructura. Si ésta se realizara de marco, el periodo al primer modo sería mayor, lo que podría ocasionar resonancia franca o resonancia parcial.

Cuando se tienen muchos pisos, (del orden de veinte o más) es inevitable un análisis dinámico, para conocer cuando menos tres primeros modos de vibración y poder compararlos con lo del terreno.

Basados en los resultados obtenidos de la comparación de los periodos de vibración del suelo y del edificio, se tomará la decisión de rigidizar ó dejar la estructura de marco sin esta medida. La rigidización podría consistir, en ampliación de secciones, tensores cruzados ó muros de rigidez.

TEMA 5.

Deficiencias en el proyecto estructural.

Tal y como se mencionó en los capítulos anteriores, en muchos casos, el proyecto arquitectónico no tomó en cuenta la solución correcta de la estructura.

Cuando para el arquitecto es muy importante conservar en su proyecto ciertas intenciones de composición, que producen conflicto con el diseño estructural y también con el diseño por sismo, resulta que quien resuelve la estructura queda presionado y limitado en su campo de acción.

Dicha presión y limitación no deberá reflejarse en el resultado final, es decir en el proyecto estructural. Sin embargo, en la práctica sí ocurre y existen numerosos ejemplos en los edificios colapsados o dañados por sismo, en los cuales, desde el principio hubo formas de presión o insistencia del arquitecto a conservar en la solución de los volúmenes del edificio, ciertos valores estéticos que no son muy afines con las soluciones estructurales ("esbeltísimo" en las secciones de columnas, de traveses, el espesor de las losas. "formas asimétricas" que sufren torsión, "trasparencia" ó exceso de vanos y falta de muros, etc.)

También ocurre en la práctica, que se realizan diseños estructurales francamente deficientes, ya sea por desconocimiento del proceso correcto del diseño por sismo, ó por no haber considerado en su verdadera dimensión, la existencia de un esfuerzo, que en la realidad resultó de consecuencias graves.

Proposición de estructuras inadecuadas, según el tipo de suelo y la magnitud de sismos locales.

De manera general, son estructuras inadecuadas y obedecen a un proyecto estructural deficiente:

- 1) Aquellas construcciones cuya estructura, entrará en resonancia con los periodos dominantes del terreno.
- 2) Aquellas cuyas secciones, sean insuficientes para resistir:
 - Momentos sísmicos.
 - Cortantes sísmicos.
 - Torsiones sísmicas.
 - Incremento de compresión en las columnas. (por efectos de volteo.)
 - Tracciones en la base de las columnas (debidas a efectos del volteo.)
- 3) Estructuras que sufren torsión dinámica excesiva.
- 4) Estructuras que conservan en su forma, intenciones visuales con valor estético, pero que son inadecuadas sísmicamente; tal es el caso, por ejemplo, de remeter en fachada, la trabe que es perpendicular al marco (este remetimiento realizado de manera excesiva) a fin de que las columnas se "recorten" en la fachada sin la presencia de las trabes y se cree un agradable juego de luz y sombra.
- 5) Estructuras de marco con muy baja ductilidad.
- 6) Aquellas cuya separación con las vecinas no es suficiente.
- 7) Aquellas cuyos planos estructurales, adolecen de las siguientes fallas:
 - a) Mal detallado del refuerzo metálico.
 - b) Mala definición, respecto a cómo conectar los diferentes elementos entre sí.

- c) Girar por razones de espacio aprovechable, una o varias columnas de modo que , su momento de inercia, (respecto a la fila de columnas a la que pertenece,) quede con respecto a I_{yc} en lugar de I_{xc} , que es el momento de inercia del resto de las columnas en fila. Esto hace variar en columnas rectangulares, el valor del momento de inercia notablemente.
- d) Quitar columnas, que originalmente estaban contempladas y concentrar la carga a una trabe, o cruce de trabes de planta baja.
- e) Trabes que originalmente iban a librar un claro mediano, convertirlas en trabes con un claro mayor, que tendrán que resistir, un momento sísmico más grande.
- f) Columnas que originalmente tenían una altura y en los planos estructurales las vuelven cortas en una fila y altura normal respecto a la otra fila de columnas paralelas a las columnas cortas. (pueden volverse columnas **cortas**, una serie de columnas normales, que quedan contenidas entre el muro, que a su vez aloja una ventanilla horizontal en su parte alta).

Cuando se trata de edificios altos, con estructura de marco y sobre terrenos arcillosos, no solo se trata de proponer elementos estructurales con amplias secciones de columnas y trabes, sino que a veces, es preferible que el edificio vibre, de acuerdo a un segundo modo. Además debe tener una fuerte reserva dúctil.

Se sabe desde hace muchos años, que la **solución rígida**, para suelos de largo periodo de oscilación, es preferible a la flexible, para edificios hasta de unos veinte pisos y a veces de más pisos aún.

Ha ocurrido, que al reestructurar un edificio, la propuesta consiste en engruesar sus trabes y columnas, de modo que resista un cortante sísmico mayor, y en consecuencia momentos mayores.

Sin embargo antes de la re-estructuración, el edificio se movía de acuerdo a un segundo modo de vibración, pero con las nuevas secciones (que lo hacen mucho más pesado) es ahora el **primer modo** el que ocurrirá, además de tener que soportar cortantes y momentos **mucho más grandes**:

Primero por ser más pesado el edificio y **segundo**, por moverse al **1° modo**.

Ya en 1941, se reestructuró un edificio, en las condiciones que se analizaron anteriormente, sus columnas y trabes fueron ampliadas, pero en el año de 1957 volvió a fallar y finalmente tuvo que ser demolido.

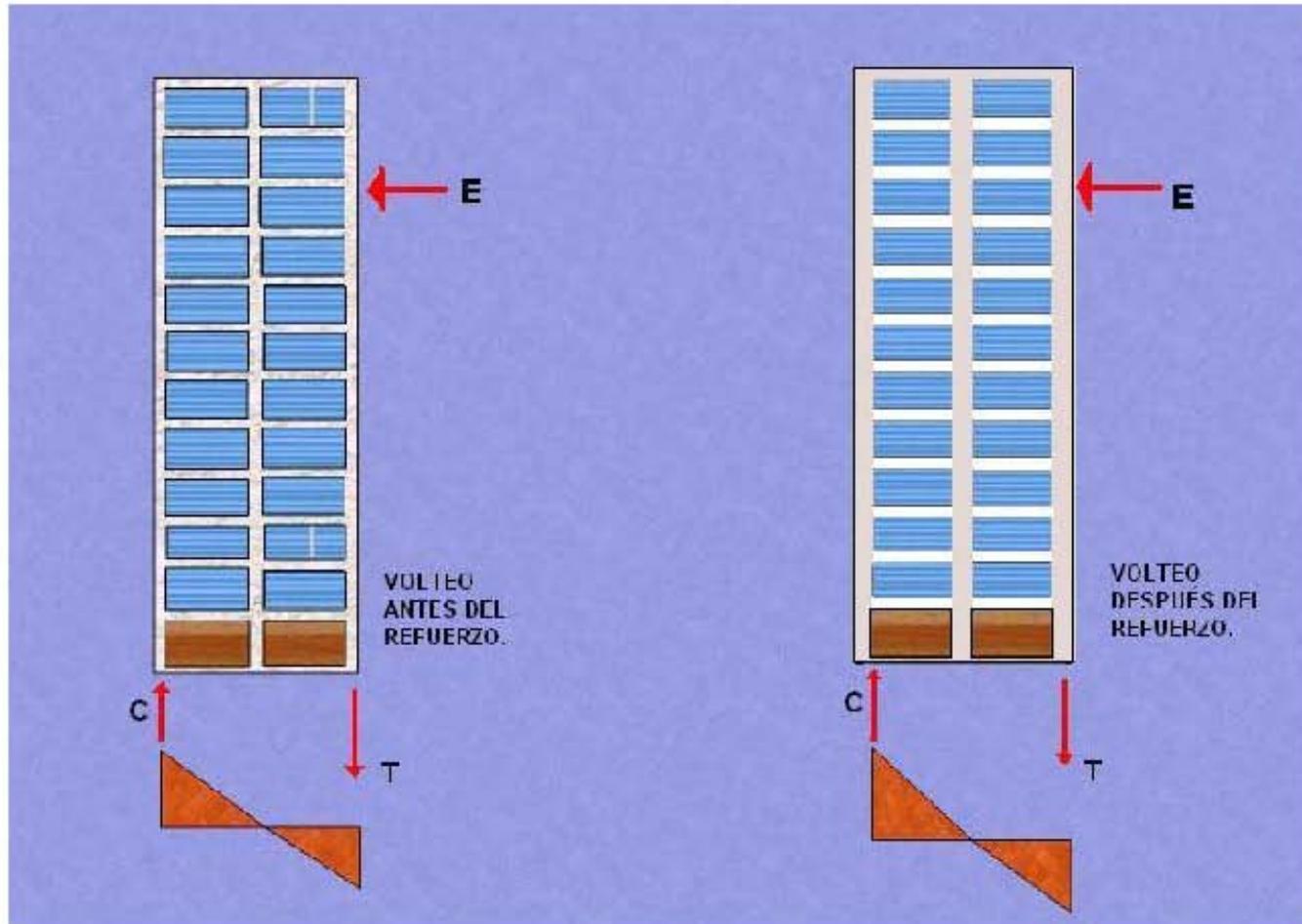
Después de 1985, se han re-estructurado edificios más bien altos, que quedan ubicados entre los casos descritos antes. La re-estructuración consistió en ampliar secciones de las columnas y trabes.

Pero como se dijo antes, al ampliar secciones, se incrementa el peso del edificio, entonces se aplica: $F = M \times A$ y a **mayor masa, mayor fuerza**.

Al incrementarse el peso del edificio, también se incrementa **el momento de volteo**.

A su vez se disminuye la capacidad del suelo para resistir carga de impacto.

También así se incrementa el riesgo de desprendimiento de los pilotes en la zona de tracción.



Una solución práctica en una re-estructuración, es disminuir el número de pisos que originalmente tenía el edificio, reforzando los pisos restantes.

Al bajar el número de pisos, se acorta el periodo de vibración y por lo tanto, disminuye la posibilidad de resonancia. (Ya que ésta se **exime**, cuando el periodo de vibración del edificio es un 50% **mayor** ó **menor**, que el periodo dominante de terreno.



Interpretación errónea de los reglamentos de construcción.

En el diseño por sismo, es frecuentemente interpretar los reglamentos de construcción, eludiendo ó no tomando en cuenta ciertas disposiciones, que claramente indican limitaciones a los desplazamientos laterales de la estructura, resistencias suelos, cortantes admisibles para el concreto armado ó la mampostería, el análisis por torsión, el análisis por volteo, la compatibilidad de las deformaciones, los requisitos para un diseño simplificado, ó no evitar ó no tomar en cuenta la posibilidad de la resonancia.

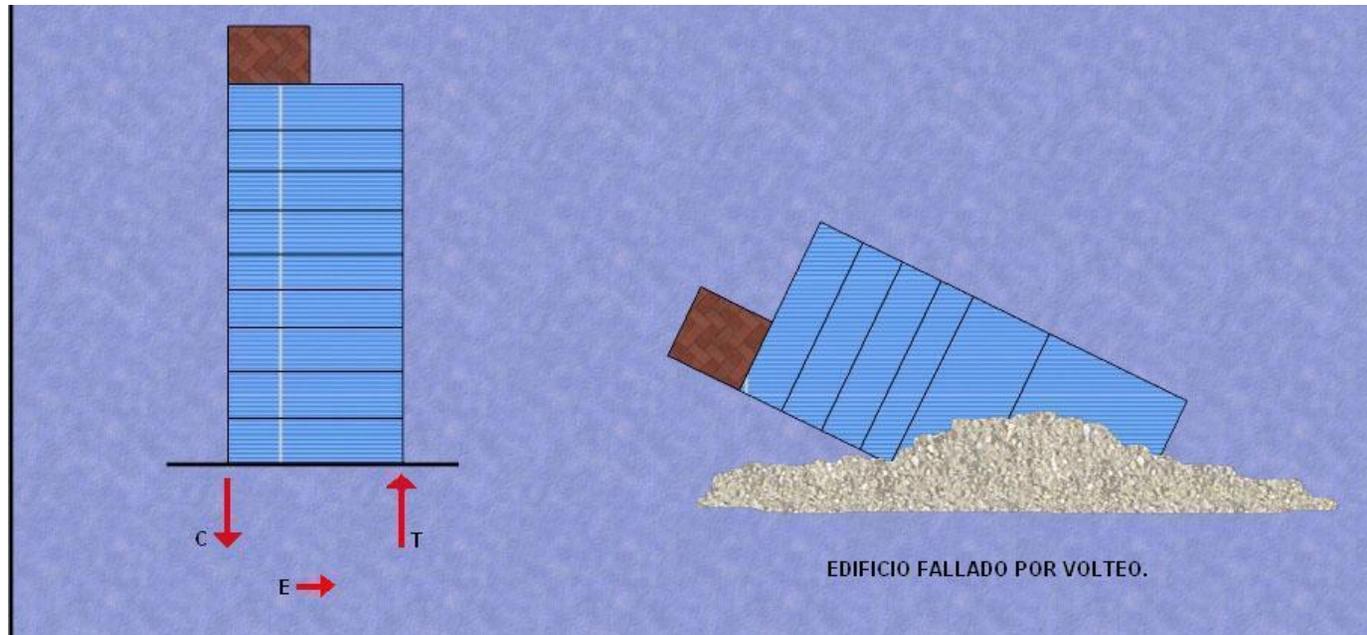
Los errores mencionados anteriormente, así como otros que se enlistan en el capítulo octavo de este libro, se dan frecuentemente en edificios medianos y pequeños.

La interpretación de los reglamentos de construcción, (que para la ciudad de México corresponde el "Reglamento de construcciones para el Distrito Federal", además de "Las Normas Técnicas Complementarias".) No siempre se lleva a cabo al pie de la letra. Para comprobar lo aquí afirmado, basta con revisar los planos estructurales y el diseño por sismo de algunos edificios de oficinas y de departamentos. Aún después de 1985 se siguen otorgando licencias de construcción, cuyos cálculos estructurales no siempre cumplen con los reglamentos.

Es usual, decir por ejemplo, que la resistencia del terreno de la zona III es de 5ton/m^2 ó sea de 0.5kg/cm^2 .

Tal suposición en los suelos como los cercanos al Zócalo de la ciudad de México, la Zona de Valle de Aragón ó "Paseos de Taxqueña", implicaría sobre-esforzar al suelo, ocasionando daños importantes por hundimientos.

Si la construcción le está produciendo al suelo, un esfuerzo permanente muy alto, al venir un gran sismo, pudiera haber falla por momento de volteo, que en ocasiones, produce que el edificio se "acueste" sobre el terreno:



Este tipo de falla, puede ocurrir aún en edificios relativamente bajos, si la relación: **altura a dimensión mínima de la base es mayor que 2.5**. En la ciudad de México existen conjuntos habitacionales cuya base menor y cuya altura, quedan dentro de los valores anteriores. Pero el volteo no se producirá.

Si la suma de la carga permanente en el terreno, más el efecto de la carga instantánea por sismo, no rebasa el doble de la que el terreno es capaz de resistir permanentemente sin sobre- esforzarse. Por ejemplo:

Si la capacidad de carga admisible al terreno, es de 2 ton/m^2 y la suma de las cargas permanentes más la carga sísmica instantánea no rebasa las 4 ton/m^2 , el volteo no se presentará.

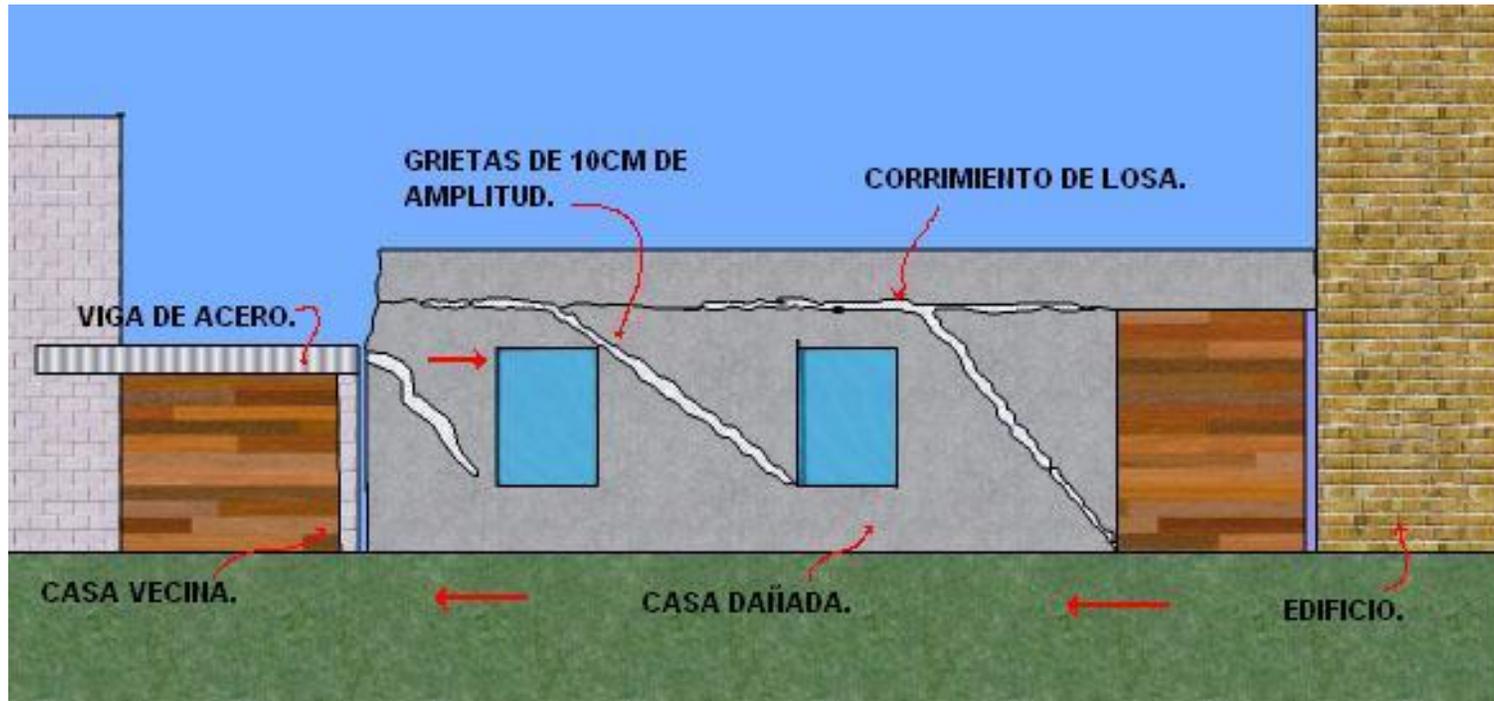
Es a veces un error, en la interpretación del reglamento de construcciones, el que se comete con la separación entre predios.

Si un edificio tiene la misma altura que la del edificio vecino, siendo por ejemplo 15 cm la separación que debe haber entre el límite del predio al borde colindante del edificio, deberán existir en total $15\text{cm} + 15\text{cm} = 30\text{cm}$ de separación entre las dos construcciones, pero no deberán ser 15cm en total como a veces se interpreta.

En el sismo de 1985, pudimos observar que en construcciones de la zona III donde nada más había 5cm de separación entre dos predios, ocurrieron fenómenos como el siguiente:

Una viga de acero de la construcción vecina, se desplazó horizontalmente, hasta empujar a la casa habitación de un piso y al recargarse contra ésta, la destrozó y tuvo que ser clausurada y después demolida.

El siguiente dibujo muestra el daño producido:



Daños a casa habitación por insuficiente separación de colindancias.

Por lo tanto, si al empezar una obra, se descubre que el predio vecino no respetó la separación entre colindancias que le correspondería; si la nueva construcción solo deja la separación sísmica que le atañe, se estará procediendo erróneamente, se estaría repitiendo el problema mostrado en el dibujo anterior.

También las juntas entre construcciones, deben quedar limpias de restos de materiales tales como pedazos de polines, tabiques etc.

En 1985, un edificio ubicado en la "Colonia del Valle" sufrió el colapso de la pared del baño de uno de los departamentos de los pisos superiores. (En el décimo piso.)

La destrucción de la pared mencionada, se debió a existir un tramo de polín de madera, que quedó atrapado entre la colindancia. El daño mencionado en este edificio, no fue problema grave, si se compara con los colapsos de edificios producidos por choque con las construcciones vecinas.

Errores estructurales como consecuencia de un proyecto arquitectónico inadecuado.

Supongamos el siguiente caso:

Se trata de un hotel ubicado en la zona III. El proyecto arquitectónico, ya se ha dibujado en planos que pretenden presentar para obtener la licencia de construcción. El cliente ya aprobó el proyecto y desea que este último sea realizado tal y como viene en los planos.

El arquitecto autor del proyecto del mencionado hotel, desea que no ocurra ningún cambio en planta ó fachada a su proyecto.

Con el proyecto arquitectónico terminado, ahora se desea "calcular" el edificio.

Aparentemente hasta ahora todo está bien y no existe ningún problema. Sin embargo al analizar la estructura:

- a) Las secciones de las columnas son totalmente insuficientes téngase en cuenta que después de 1985 el cortante sísmico en la base se triplicó.
Aún si se adoptara estructura de acero, sería necesario utilizar tensores cruzados ó muros de rigidez. El proyecto arquitectónico no puede alojar los tensores cruzados, ni los muros de rigidez, ya que si éstos se colocaran en fachada afectarían la intención formal del arquitecto.
Aún con vidrio espejo en fachada, no se lograría conservar la fachada inicial.

- b) Ampliar las secciones de las columnas, tampoco es posible, ya que al lado de cada columna hay una puerta del lado derecho y otra del izquierdo.
Estas puertas son las entradas a las habitaciones del hotel. Si las columnas fueran ampliadas, las puertas de acceso a los cuartos del hotel quedarían de 50cm.

- c) Los muros de rigidez, o los tensores cruzados, no los acepta el proyecto arquitectónico (en planta baja caen sobre los cajones de estacionamiento, en planta tipo invalidan el acceso a las habitaciones, en fachada, modifican totalmente el proyecto formal.)

Por lo tanto: ó se modifica el proyecto arquitectónico ó el diseño estructural sería riesgoso ó inadecuado.

El ejemplo aquí analizado realmente ocurrió.

Ante la imposibilidad de realizar el proyecto estructural con esas limitaciones, se prefirió no continuar adelante.

Finalmente el hotel fue construido y calculado por terceras personas.

Es interesante mencionar que finalmente **el proyecto arquitectónico, fue modificado** y el edificio se realizó con muros de rigidez de concreto armado. Se afectó el proyecto en fachada y en planta.

Como este ejemplo, existen muchos otros.

Si se trata de proyectar edificios en zonas sísmicas y en terrenos arcillosos, mejor será que el proyecto arquitectónico se adapte desde el principio al diseño por sismo. De lo contrario, ó se modifica el proyecto ó se realiza el edificio con deficiencias graves en la estructura, que pueden ocasionar daños o colapso.

Errores en las secciones propuestas, en los armados, en los anclajes, en el detallado del refuerzo.

Cuando se trata de columnas, puede ocurrir que se revise el momento resistente respecto al lado mayor y descuidar el que corresponde al lado menor.

También el orientar todas las columnas respecto al eje centroidal respecto al cual se tiene la menor resistencia a la flexión, (sin tener en planta, otros elementos resistentes, que puedan suplir la baja resistencia de las columnas, en relación a ese eje) podría ser una diferencia importante.

Con respecto a las trabes, existe todavía la tendencia a procurar el peralte mínimo, por ejemplo 1/20 del claro. Ésta práctica no es adecuada para terrenos de fondo de lago.

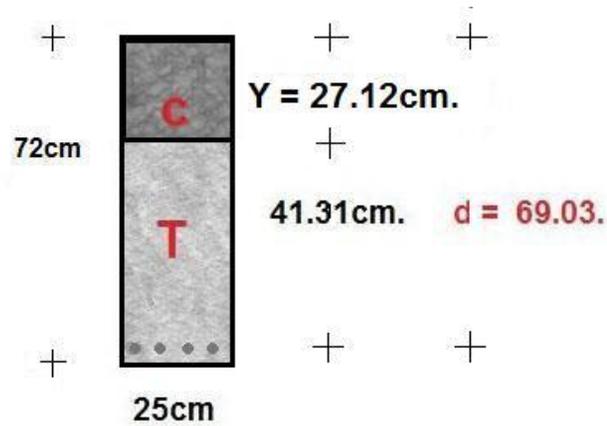
Ya se dijo en el capítulo III, que trabes flexibles, incrementan el pandeo de la columna en su parte central, además el periodo de oscilación se incrementa en la medida que la flexión de los elementos estructurales se eleva.

Existe el caso de vigas de concreto armado con igual momento resistente, pero con diferente momento de inercia.

A continuación se muestra un ejemplo, donde claramente se aprecia esa diferencia:

Ejemplo de aplicación:

Supongamos dos vigas;



La primera:

$$b = 25\text{cm}, h = 72\text{cm}, f'c = 200\text{kg/cm}^2$$

$$As = 15.65\text{cm}^2, f_y = 4000\text{kg/cm}^2$$

$$Ec = 141400 \text{ kg/cm}^2, n = 15; K = 0.385$$

Acción exterior: $M_{\text{flex}} = 19.3 \text{ Ton m}$

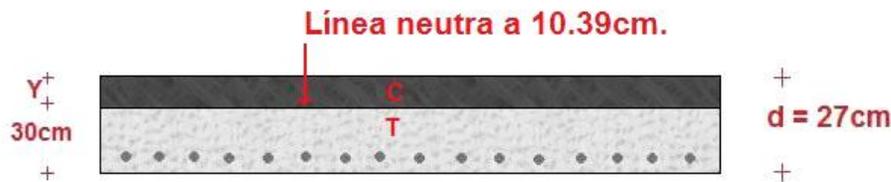
La segunda:

$$b = 163.4\text{cm}, h = 30\text{cm}, f'c = 200\text{kg/cm}^2$$

$$As = 40.02\text{cm}^2, f_y = 4000\text{kg/cm}^2$$

$$Ec = 141400 \text{ kg/cm}^2, n = 15; K = 0.385$$

Acción exterior: $M_{\text{flex}} = 19.3 \text{ Ton m}$.



Las dos vigas tienen el mismo momento resistente:

La primera: $Qbd^2 = 16.2 \times 25 \times 69.03^2 = 19.3 \text{ ton m}$; $M = \frac{IF}{Y} = 19.3 \text{ tonm}$.

La segunda: $Qbd^2 = 16.2 \times 163.4 \times 27^2 = 19.3 \text{ ton m}$; $M = \frac{IF}{Y} = 19.3 \text{ tonm}$.

Momento de inercia de la primera viga:

I del plano neutro = $27.72^3 \times 25/12 = 44375 \text{ cm}^4$.

I de transporte = $27.72 \times 25 \times 13.86^2 = 133125 \text{ cm}^4$.

I bajo línea neutra = $15.65 \times 15 \times 41.32^2 = 400604 \text{ cm}^4$.

$$I \text{ total} = 578104 \text{ cm}^4$$

$$F_c = f = 90 \text{ kg/cm}^2$$

Momento de inercia de la segunda viga:

I del plano neutro = $10.395^3 \times 163.42/12 = 15296.6 \text{ cm}^4$.

I de transporte = $10.395 \times 163.42 \times 5.197^2 = 133125 \text{ cm}^4$.

I bajo línea neutra = $40.02 \times 15 \times 16.605^2 = 165518.3 \text{ cm}^4$.

$$I \text{ total} = 226696 \text{ cm}^4$$

Con respecto al módulo de elasticidad, generalmente se toma el que indican los reglamentos de construcción.

Cabe señalar, que el módulo elástico del concreto, varía con la edad del mismo, con la historia de carga con respecto a la cual el material trabaja, con la intensidad y duración de los esfuerzos, con la resistencia a compresión axial del concreto.

Por lo tanto, el módulo elástico está sujeto a muchas variables, difíciles de evaluar.

Cuando el mismo alcanza cierta intensidad, los esfuerzos, no se rigen por las leyes de la elasticidad, sino que existe un comportamiento plástico.

La plasticidad compensa y simplifica muchos fenómenos, que si fueran analizados elásticamente, el material no sería capaz de ser considerado resistente.

Si se trata por ejemplo, de un concreto $f'c = 280\text{kg/cm}^2$, según el actual reglamento de construcciones para el Distrito Federal, deberá tomarse igual a $14000\sqrt{f'c}$ (concreto clase 1).

Sin embargo el anterior reglamento, indicaba que el módulo elástico fuera de $10000\sqrt{f'c}$ (Una diferencia del 40% con el reglamento actual).

Esta diferencia repercute notoriamente al estimar rigideces.

Lo mismo ocurre con el módulo elástico de la mampostería. El reglamento de construcción anterior, indicaba 20000kg/cm^2 . El actual, condiciona el valor del módulo, a la calidad del tabique empleado.

Si la estructura está constituida por elementos de concreto armado y muros de tabique de barro, la designación correcta del módulo elástico, permitirá obtener rigideces reales para efectos del sismo.

El problema para la designación correcta del módulo elástico de la mampostería, (El supuesto en el cálculo y el existente en los muros de la obra) consiste en hacer coincidir las resistencias a compresión teóricas con la que posee el material usado en obra.

Cuando se trata de tabique de barro rojo común, normalmente al adquirirlo, en la mayoría de las obras, simplemente lo usan, pero no se toman la molestia de averiguar su resistencia a la compresión.

Comúnmente, la evaluación del momento de inercia de las estructuras de concreto armado, no se realiza con la precisión que se debiera.

Analicemos primero, el caso del momento de inercia:

Si se trata de concreto armado, el momento de inercia, es variable en una trabe a lo largo de la misma.

Si se analiza al centro del claro y para carga uniforme, el momento de inercia real, no es el de la sección total del concreto ($bh^3/12$), si no que hay que descontar la zona de tracción agrietada y tomar solo en cuenta, el área comprimida y de acuerdo al teorema del eje paralelo, sumar el momento de inercia de transporte del refuerzo metálico.

Si el momento de inercia se analiza en el empotre de la columna, tampoco es válido suponer que éste es igual a la sección total del concreto, ya que nuevamente hay que descontar la zona agrietada del mismo y tomar el momento de inercia de la zona de compresión y sumar el momento de inercia de refuerzo metálico, respecto al teorema del eje paralelo.

Para una sección intermedia, se procedería de manera similar que para la zona central y la zona nodal.

Cabe mencionar, que la diferencia obtenida, entre el momento de inercia de la sección total del concreto y el procedimiento tomando en cuenta la zona agrietada, llega a ser en ocasiones de más de 60%.

Si al realizar el diseño sísmico de una estructura, a la hora de estimar las rigideces, no se toma en cuenta la evaluación correcta del momento de inercia, el resultado final se altera totalmente.

El momento de inercia de la sección total del concreto armado, más el momento de inercia del acero, se podrían tomar así, para esfuerzos muy pequeños de flexión (etapa inicial de la misma).

Pero el procedimiento de tomar solo el momento de inercia de la sección total del concreto,(sin tomar en cuenta la zona agrietada y el momento de inercia del acero) está apartado de la realidad.

Como se dijo anteriormente, en el diseño estructural, cuando se pretende reducir peraltes de trabes, ocurre:

- a) Se disminuye la rigidez del marco.
- b) Se incrementa el periodo de oscilación.
- c) Se incrementan los desplazamientos laterales relativos a los entrepisos.
- d) Se incrementa el momento por pandeo lateral en las columnas.

Si lo anterior ocurre en suelos de amplio periodo de oscilación, la posibilidad de resonancia aumenta y no es válido para la estructura.

Errores en los armados, en los anclajes y en el detallado del refuerzo.

Algunos planos estructurales de edificios de oficinas, de departamentos, residencias y otros géneros de construcciones, muestran claramente, que el diseño estructural y por sismo no se realizan adecuadamente.

Es en los planos estructurales y en las memorias de cálculo, donde se aprecia, que en varios casos, no hubo un análisis a fondo y se improvisaron unos planos y una memoria que resultan ineficientes.

Con respecto a los armados, podemos decir que el área de acero es escasa y las varillas longitudinales no han sido suministradas, de acuerdo a la superposición del diagrama de momentos sísmicos, con los momentos por continuidad, tanto en columnas como en traveses y contratraveses.

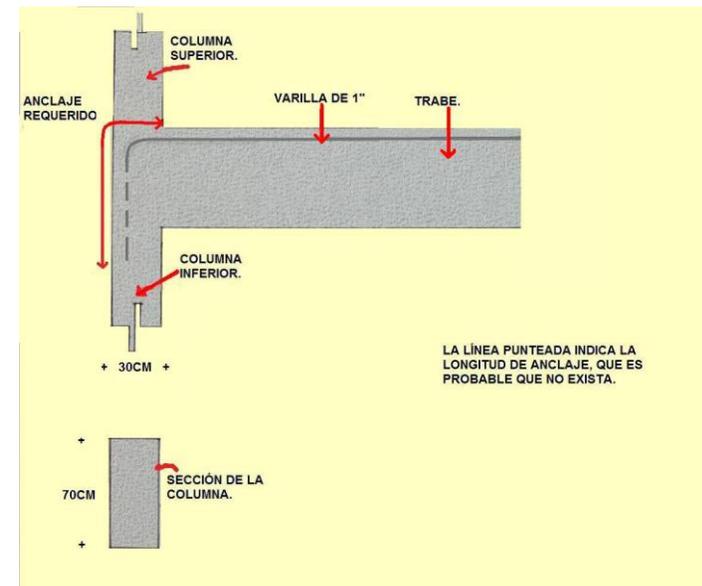
Lo mismo ocurre con respecto a los diagramas de los cortantes sísmicos más los correspondientes a cargas permanentes. El resultado, son secciones de columnas, traveses y contratraveses con separación excesiva de estribos ó secciones menores a las necesarias, en los mismos.

La insuficiente longitud de anclaje, es un error que se sigue cometiendo tanto en los planos, como en las obras. Muchos planos estructurales, no mencionan nada al respecto, ni con dibujos ni con notas aclaratorias.

La insuficiencia en la longitud de anclaje, es grave cuando se trata del nodo de un marco (si el marco no tiene muros de rigidez es todavía más grave el problema).

Si se trata, por ejemplo, de varillas de 1" de diámetro y si las varillas pertenecen a la trabe de un marco y si las varillas de la trabe, deben entrar en el concreto de la columna, por ejemplo, cien centímetros y sí además la columna tiene treinta centímetros de lado, (respecto a la trabe que va a empotrar sus varillas en ella) es probable que se realice un anclaje insuficiente:

Con respecto al detallado del refuerzo, un error que se comete con cierta frecuencia, es proponer marcos, en los cuales tanto las traveses como las columnas, tienen el mismo ancho. Por ejemplo: ancho de trabe: 40cm y columnas de 40 x 40cm.



El acero longitudinal de la trabe coincidirá en el mismo lugar, que el acero longitudinal de la columna.

Para evitar ese problema es mejor realizar la trabe de un ancho menor al de la columna. De esa manera el acero longitudinal de la trabe no se interpondrá con el de la columna.

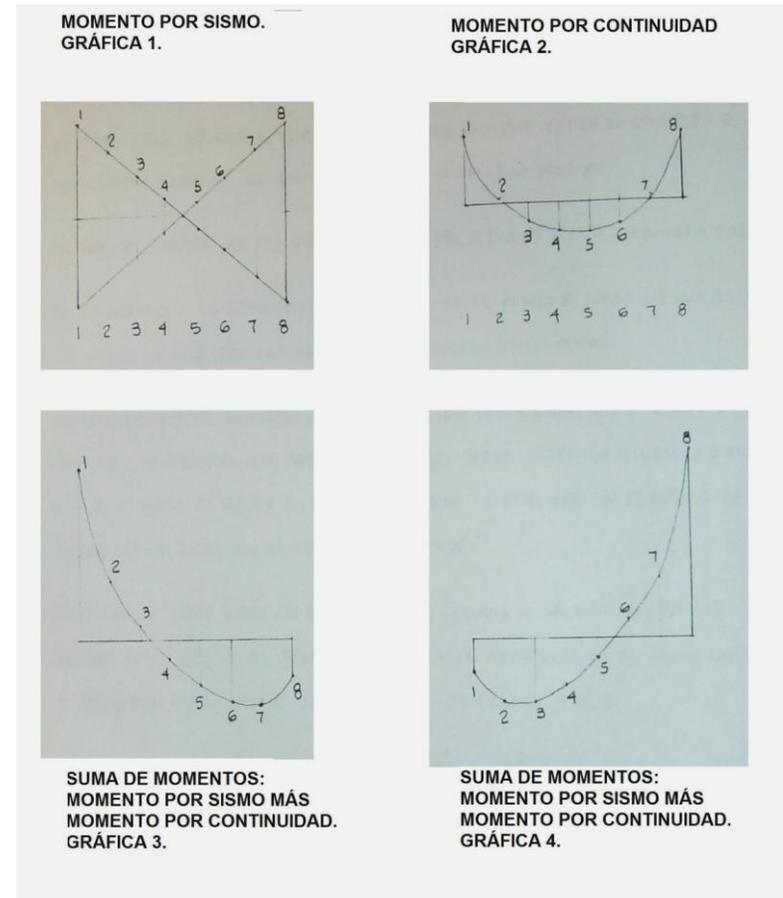
El número de varillas que se alojan en un lecho de una trabe, no debe ser excesivo y deberán respetarse las especificaciones de los reglamentos de construcción. Lo mismo ocurre con las varillas de las columnas, los paquetes de barras y el espacio libre para alojar al concreto.

A continuación, se muestran dibujos de la superposición del momento sísmico y del momento de continuidad, (su importancia radica en que tanto para el concreto, como para el acero, es necesario conocer hasta dónde se requiere reforzar el elemento según las gráficas indican, permitiendo que la longitud desarrollo se cumpla según las normas.

Las gráficas anteriores, corresponden a las diferentes combinaciones que puede adoptar la viga doblemente empotrada con carga uniforme en toda su longitud y el momento por sismo, ya sea que actúe en uno ó en otro sentido.

La gráfica 1 indica las dos direcciones en que actúa el sismo (izquierda y derecha).

En la gráfica 2 el momento pasa por cero en el punto 2, luego hay una zona en donde se requiere prolongar más el refuerzo longitudinal.



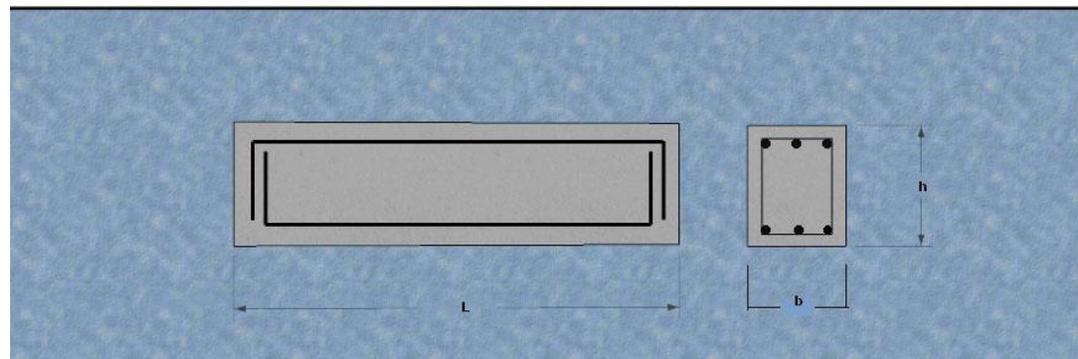
En la gráfica 3 el momento vale cero entre los puntos 3 y 4. En esta misma gráfica se observa que hay **signo inverso** desde un punto intermedio entre 3 y 4 y hasta el punto 8, (una zona donde se requiere un refuerzo de acero longitudinal en un tramo muy amplio).

Mientras el sismo actúe en esa dirección, (según la gráfica 3) entre los tramos 3 y 4, hasta el tramo 8; se requiere refuerzo en lecho inferior y refuerzo en el lecho superior para los tramos 1 al 3.

Cuando el mismo actúe en otra dirección, el refuerzo se requiere, según se indica la gráfica 4. Es decir: entre los tramos 1 al 5 en el lecho inferior (prolongando el refuerzo después del punto 6) y el lecho superior entre 5 y 6, hasta el punto 8.

En ocasiones se descuida suministrar acero suficiente, en el lecho **inferior** donde la trabe se liga con la columna (en el nodo).

Una práctica común es utilizar el acero longitudinal igual en el lecho superior en el inferior, en ciertos casos es acertada esta decisión, al tener ambos lechos la misma resistencia nominal a la tracción:



En columnas, deben respetarse, e indicar en los planos, mediante **notas y dibujos**, lo referente al empalme de varillas longitudinales, tal y como lo piden los reglamentos de construcción. Así también con **notas y dibujos**, los radios interiores de dobléz de las varillas en un lecho, el número de

varillas en paquete, dimensiones transversales mínimas, área de acero mínima y máxima, barras soldadas ó con dispositivos mecánicos. Las disposiciones para marcos dúctiles y marcos en general deben ser tomadas en cuenta.

Haciendo un análisis condensado, respecto a las disposiciones que el reglamento de construcciones para el Distrito Federal indican en las normas técnicas complementarias para concreto, en relación a columnas, se tiene:

Columnas.

Disposiciones generales:

Lado menor = 20cm. Lado mayor respecto al lado menor ≤ 4 .

$$\frac{A_{s \text{ vertical}}}{A_{\text{concreto}}} \leq \frac{20}{f_y} \quad \text{Ni mayor que 0.6.}$$

Marcos dúctiles:

Dimensiones transversales mínima = 30cm.

$$\text{Área no menor que: } \frac{P_u}{0.5 f_c}$$

$$\frac{\text{Dimensión menor transversal}}{\text{Dimensión transversal perpendicular}} \geq 0.4$$

$$\frac{\text{Altura libre}}{\text{menor dimensión transversal.}} \leq 15$$

Refuerzo longitudinal Min = 0.01, Max = 0.04

Paquetes de dos barras como máximo.

Traslape de barras longitudinales: solo en la mitad central de elemento. Barras soldadas ó dispositivos mecánicos: que las uniones no disten menos de 60 cm entre sí. Tanto barras soldadas, como dispositivos mecánicos deben resistir: 1.25 fy.

Barras empalmadas deben unirse **alternadas**. Uniones en zonas de refuerzo máximo: se deberán realizar empalmes con más de 40Ø y con estribos muy próximos ó hélices cerradas.

La longitud de traslape, debe resistir 1.33 veces la longitud de desarrollo, ni menor que: (0.01 fy menos 6 veces el diámetro de la barra).

En una misma sección y transversal, no deben unirse con soldadura o dispositivos mecánicos más del 33% del refuerzo.

Las uniones deberán separarse cuando menos, 20Ø.

TEMA 6.

Errores en la obra.

Ya se señalaron anteriormente, los problemas que pueden producirse cuando el proyecto arquitectónico y el estructural, no son los adecuados desde el punto de vista sísmico.

Es en la construcción, donde pudieran generarse una serie de errores, que además de los producidos en el proyecto arquitectónico y en el estructural, traerían consecuencias que varían desde daños menores al colapso.

Si en obra, no se respeta la información vertida en los planos estructurales, de nada servirá por ejemplo, el que se tenga una buena calidad del concreto, si en cambio el acero no está correctamente anclado en los nodos de un edificio de marco.

De una manera general los problemas más frecuentes en las obras, con respecto al sismo serían:

1) **Mala calidad del concreto.**

- 1.1) Antes de llegar el concreto a la obra (mala dosificación; ollas que tardaron mucho en llegar a la obra y se añadió agua).
- 1.2) El manejo del concreto durante la construcción (segregación de los materiales por distancia a la zona de colado, añadir más agua de la que ya tenía la mezcla, o lluvia durante el colado.)
- 1.3) Fabricación del concreto en obra (exceso de agua, no controlar la cantidad de cemento, arena y grava utilizada, mezclas sin revolver los materiales adecuadamente).
- 1.4) Exceso de vibrado (segregación). Añadir aditivos que traerán comportamiento no satisfactorio.

2) Mala calidad del acero y errores de los operarios.

- 2.1) Aceración no controlada. (Alto contenido de carbono).
- 2.2) Límite de fluencia no definido.
- 2.3) No tener la suficiente resistencia.
- 2.4) No pasar la prueba de doblado.
- 2.5) Radio interior de dobléz, mal realizado (menor al mínimo de $2 \frac{1}{2}$ y $4\emptyset$).
- 2.6) Soldar varillas en la lluvia.
- 2.7) Soldadura de varillas deficiente.
- 2.8) Estribos para columnas, doblados sin gancho a 135° .
- 2.9) Traslapes insuficientes o realizados en sitios inadecuados del elemento constructivo.
- 2.10) Anclajes insuficientes en los nodos.
- 2.11) Insuficiencia de estribos. (Menor a la indicada en planos).
- 2.12) Insuficiencia de acero longitudinal (Menor a la indicada en planos).

- 2.13) Utilización de varilla, con diferente grado estructural al indicado.
- 2.14) Utilización de varilla, de diferente diámetro al indicado. (Siendo factible el que se respete o no, el área de acero necesaria).
- 2.15) Anclaje insuficiente o traslape escaso de malla electrosoldada.
- 2.16) Cortar varillas ó estribos ya colocados en la cimbra, antes de colar.
- 2.17) Cortar varillas ó estribos, en concreto endurecido.
- 2.18) Colocar la varilla en el lecho equivocado en trabes.
- 2.19) Colocar varillas longitudinales de columnas, en zona no correcta.
- 2.20) Soldar viguetas de acero, a las varillas de la columna, rompiendo el concreto en la zona nodal. (En ampliaciones y modificaciones de obra).
- 2.21) Dejar flojos los estribos de trabes y columnas y moverlos a la hora del colado.
- 2.22) Recubrimiento insuficiente del acero, en columnas, trabes y zapatas de concreto y contratarbes.
- 2.23) Eliminar columnas en obra.
- 2.24) Eliminar castillos en obra.

2.25) Cambiar en obra la sección de trabes ó columnas, por otras de menor momento de inercia.

Ejemplos: Trabes de sección rectangular $h = 3b$, por otras doblemente armadas $b = 3h$.

- Columnas cuadradas de 60 x 60 por columnas de 60cm de diámetro.
- O cambiarlas por otra sección mayor y mayor momento de inercia, que las que vuelva más rígidas que el resto de las columnas y con el cambio realizado tomen más cortante sísmico.

La calidad del concreto y del acero.

Cuando el concreto se suministra pre- mezclado, por medio de una compañía, la calidad puede verse afectada por:

- 1) Mal manejo del concreto al transportarlo a la zona del colado. (segregación de materiales).
- 2) Adulteración del contenido de agua del concreto debido a:

2.1) Concretos que salieron de la planta de mezclado, mucho tiempo tardaron entre el proceso de fabricación y la obra. Antes de llegar a la construcción, los operarios del transporte del concreto que se encontraba ya con fraguado inicial, alteraron la resistencia final añadiendo agua.

2.2) Adulteración del contenido de agua, por parte de los trabajadores de la obra, debido a que el concreto, estuvo demasiado tiempo sin vaciarse en la cimbra. (Sobre todo ocurre esto en épocas de calor intenso).

- 3) Exceso de vibrado, produciéndose segregación.
- 4) Falta de curado durante el endurecimiento (o curado deficiente).
- 5) Golpes fuertes, produciéndose fracturas, al descimbrar columnas y trabes.

Cuando el concreto se fabrica en obra, además de los casos mencionados anteriormente, hay que señalar:

- 1) Exceso de agua en la fabricación, debido a:
 - 1.1) No controlar la cantidad de agua vertida en la mezcla. (Agua al concreto directamente de la manguera sin usar medidas de capacidad, o también no controlar el número de botes de agua usados en la mezcla, o no tomar en cuenta el contenido de humedad de la arena y de la grava).
 - 1.2) No controlar adecuadamente el número de botes de arena o de grava, que se usan en la mezcla, o no llenar adecuadamente los mismos, o añadir la arena y la grava con carretillas, en lugar de usar botes.
 - 1.3) No batir bien los materiales, (quedando solo zonas con arena y cemento o arena suelta o cemento en pasta).

Sin embargo es posible fabricar concretos hechos en obra (cuando se respetan los procedimientos básicos) con resistencias hasta de:

$$f'c = 500 \text{ kg/cm}^2$$

Con respecto a la calidad del acero, ésta queda garantizada por el fabricante. Sin embargo, ciertas laminadoras, a veces no logran la calidad requerida: exceso de carbono que produce mayor aceración, fragilidad, límite de fluencia no bien determinado y problemas para una prueba de doblado satisfactoria.

Tanto las varillas longitudinales, como el refuerzo transversal (salvo en vigas pretensadas) deben tener un límite de fluencia máximo de 4200 kg/cm² y una zona dúctil bien definida.

Las varillas con $f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$ no son soldables y su falla es más bien frágil y no son convenientes para zonas sísmicas.

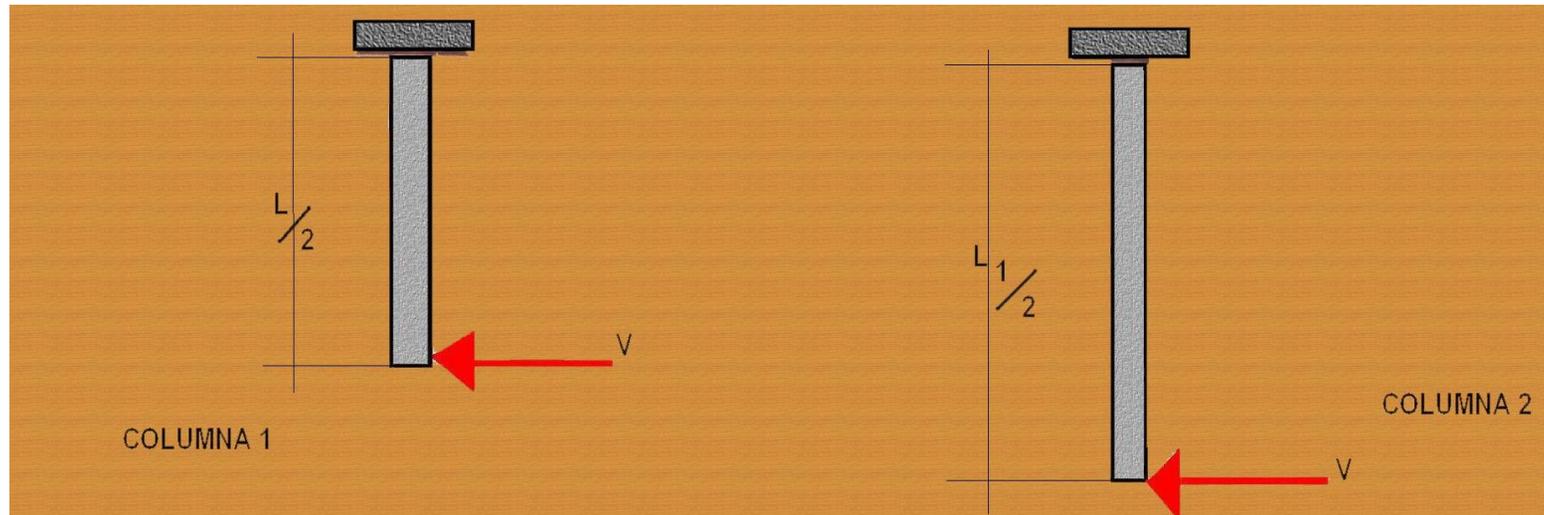
El acero puede ser afectado por corrosión, cuando en las cimentaciones no tiene el recubrimiento adecuado y el suelo es como el del fondo del lago de la Ciudad de México. (Salitroso).

La falta de recubrimiento suficiente, o grietas en el concreto, afectan al acero de columnas y trabes de intemperie.

Hemos afirmado que en la obra ocurren cambios de última hora, que modifican al proyecto original. Dichos cambios, pueden afectar al edificio desde el punto de vista sísmico:

Si el edificio sufre un incremento en su peso, recibirá un cortante mayor. Ese incremento en el peso puede deberse al sustituir un material por otro, por aumentar la altura libre de los entrepisos, por adicionar muros, etc.

Si las columnas, debido a un cambio en obra, incrementan su altura libre, se incrementará el momento sísmico que reciben:



Supongamos que la longitud $L/2$ de la columna anterior, fuera de 140 cm (medida desde el centro de la trabe superior, al centro de la columna, es decir, suponiendo una rótula al centro de la altura, medida desde la columna y concentrando en este lugar la fuerza cortante sísmica horizontal V).

Si la fuerza V vale **2000kg**, el momento para la columna 1 será:

$$2000 \times 140 = \underline{280\ 000} \text{ kg cm.}$$

Sin embargo si $L_1/2$ es 220cm, el momento para la columna 2 vale:

$$2000 \times 220 = \underline{440\ 000} \text{ kg cm.}$$

A la fecha, se siguen realizando en algunas obras, diversos procedimientos constructivos, que se caracterizan por un desconocimiento de las normas aplicables, o porque algunos constructores piensan que los edificios son ilimitadamente resistentes, o creen ellos, que no es necesario respetar normas:

Tal es el caso de la longitud de anclaje, que no siempre se respeta en edificios de marco. Hemos observado construcciones nuevas, cuyo destino serán departamentos en condominio, que tendrán de cinco a diez plantas y se ubican en la "Colonia del Valle", en "Coapa", en la "Calzada de Tlalpan" y pese a ser obra nueva y que se supone se conoce el Reglamento de construcciones para el D.F; éste no se aplica como debiera (tanto en el diseño estructural, como en la obra).

Varillas de $3/4$ " que pertenecen a traveses de planta baja y que debieron anclarse, cuando menos 75cm en la columna, solo tienen un anclaje de unos 35cm. Asimismo: varillas de 1" que debieron anclarse 100cm en la columna, solo tienen 50cm de anclaje.

También, columnas de planta baja, con varillas de $3/4$ ", que ya no continúan en planta alta, han sido cortadas, de modo que solo se anclan unos 10cm en la trabe.

Estos edificios observados, son estructuras de marco, que no se ayudan con muros de rigidez, ni con tensores cruzados.

También se sobre- estima en algunos edificios nuevos, la resistencia nodal, ya que éstos tienen una muy baja rigidez, en el sentido paralelo a la calle.

De varios edificios realizados después de 1985, sorprende el hecho de que la planta baja resiste un cortante muy inferior al que indica el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

Un análisis sísmico preliminar, demuestra fácilmente que con un cortante basal de **0.40** y una reducción por ductilidad de **2**, no es posible que alguna de estas estructuras, salga bien librada (y esto, suponiendo que no existiera resonancia parcial o total, lo cual agravaría seriamente el problema).

Cuando el edificio, tiene la oportunidad de recargarse en los edificios vecinos, (si éstos a su vez, tienen la capacidad para soportar el que se les aproxima) podría darse el caso, de que resistieran el empuje horizontal, sobretodo si son similares en altura y en peso.

Después de 1985, hemos visto que se preparan concretos hechos en obra, con fines estructurales, añadiendo el agua con manguera sin ningún control. (Observado en varias obras).

Se han usado en otras construcciones, varillas de menor diámetro al que indican los planos (ejemplo: se indican $6 \varnothing 3/4''$ y se han usado, aunque parezca no creíble: $6 \varnothing 5/16''$).

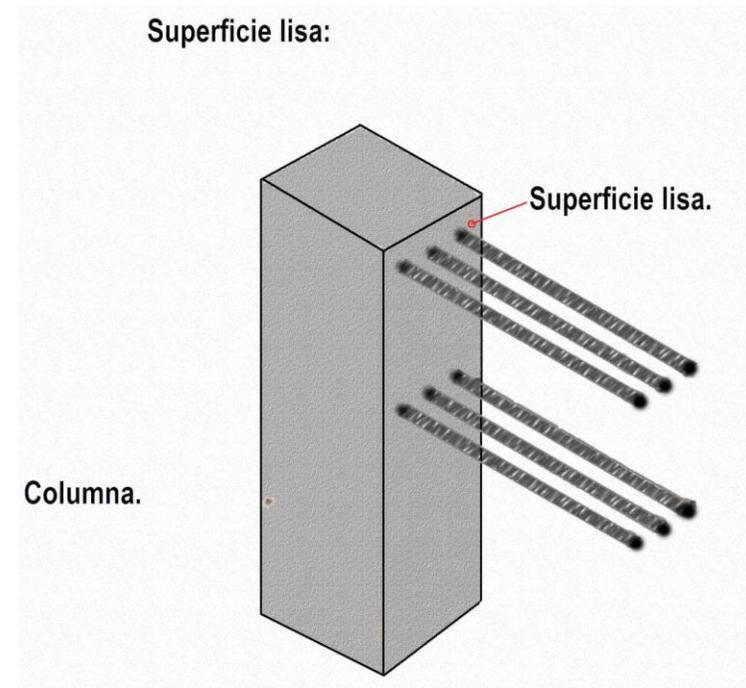
Se han dejado obras, en manos de maestros o ayudantes, que han estado trabajando solos, e interpretando los planos estructurales erróneamente, se han cometido errores en los armados, en la fabricación o en el manejo del concreto.

Interpretación de los planos la en obra.

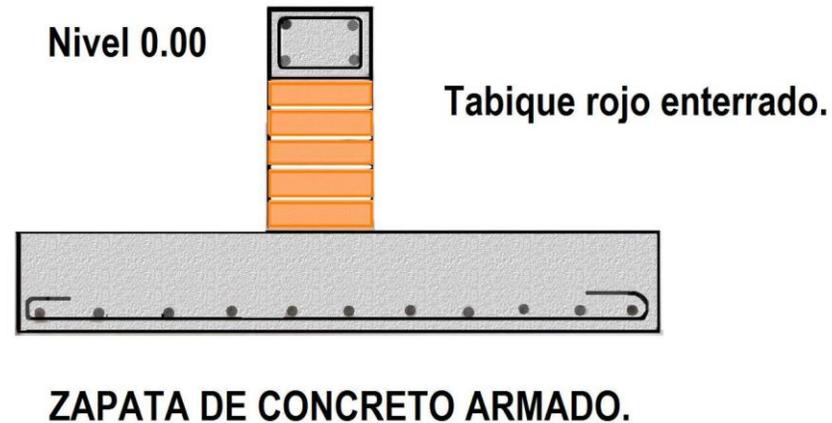
Tal como se empezaba a esbozar en la página anterior, cuando en obra, no hay una supervisión adecuada, puede darse el caso se cometerse alguno de los errores siguientes:

- a) Usar una sección de varilla diferente a la indicada en planos.
- b) Cambiar los muros especificados por otros; ejemplo: muros de tabique rojo macizo, por muros de block hueco de barro.
- c) Usar concreto cuyo $f'c$ sea diferente al especificado.
- d) No dejar libres de la estructura, los muros divisorios.

- e) Realizar cambios tales como: zapatas de concreto armado, por zapatas de piedra (siendo el ancho especificado por ejemplo 130cm).
- f) Modificar el ancho de los cimientos por otros mayores o menores.
- g) No anclar adecuadamente las varillas de las columnas, en la cimentación.
- h) No traslapar suficientemente el acero de cadenas entre sí.
- i) No anclar adecuadamente, las varillas de castillos, abajo y arriba, 40 diam. Más dobléz.
- j) Dejar juntas de colado en los nodos.
- k) Dejar una superficie lisa y unos tramos de varilla, para anclarse después el 100% del acero de la trabe y colar, conservando la superficie lisa:
- l) No llevar a cabo el curado del concreto indicado en planos.
- m) No usar vibrador indicado en planos y dejar huecos sin colar en nodos.



- n) Dejar enterrado tabique rojo, en lugar de rodapié de piedra o de concreto armado, en cimientos de concreto y no impermeabilizarlos:



Problemas por delegar responsabilidades a terceras personas en la obra.

El director responsable de obra, debería estar presente en los diferentes procesos constructivos.

Su presencia es necesaria antes de cada colado, supervisando armados, cimbra, dimensiones etc. También se le requiere cuando se vacía el concreto. Debe estar presente desde el inicio y hasta el final de cada colado.

En obras grandes, el problema se complica, debido al número de colados por realizar, además de la posibilidad de existir vaciados de concreto simultáneos.

Sabemos que en la práctica, no todos los D.R.O. cumplen con sus obligaciones. Existen casos, (muchos, por desgracia) en los cuales el director de obra, no se presenta nunca a la obra. En otras ocasiones, el D.R.O. va a la obra algunas veces (y desconoce qué ha ocurrido en su ausencia).

Las razones por las que existe el ausentismo de los responsables son varias. (Existen justificaciones, unas válidas, otras no).

Para que la obra siga adelante, delega responsabilidades en: residentes, supervisores, sobrestantes, maestros de obra etc. Es entonces, cuando pueden surgir todos los problemas tratados en este capítulo.

Una forma para evitar en obras grandes y pequeñas, la mayoría de las fallas analizadas aquí, es contar con un equipo de trabajo, que sea:

Confiable y bien capacitado.

Las compañías constructoras que tienen trabajo continuo, cuando han capacitado a su personal adecuadamente, están en menor riesgo de cometer errores, como los estudiados en este capítulo.

La capacitación del personal debe ser continua. No se debe excluir de esta preparación, a los pasantes de las carreras de ingeniería civil y de arquitectura, que trabajan como: residentes de obra, supervisores, etc. También los recién egresados de estas carreras, deben ser incluidos, para mejorar sus conocimientos.

No se debe pretender, que el arquitecto o ingeniero civil, que acaba de terminar una carrera, sepa todo lo concerniente a la obra donde ingresa. Se le debe capacitar.

Normalmente, no se les mejora su preparación y se les deja solos en las obras, con muchas funciones que realizar, varias de ellas, no las conoce o no las maneja adecuadamente y surgen los problemas.

Personal de obra no calificado. Su intervención en el resultado final.

A continuación, se presenta un análisis, mediante el cual, se aprecia qué influencia puede tener en la seguridad de la obra, la intervención de los diferentes operarios de la misma.

Maestros de obra.

En general, cuando no tienen la capacitación adecuada, cometen en la obra, errores similares a los siguientes:

- 1) Mal manejo del concreto en la obra (segregación de los materiales a la hora del colado).
- 2) Fabricación del concreto en la obra, sin respetar la relación agua cemento, o sin medir adecuadamente la cantidad de arena y grava requerida.
- 3) No realizar el curado al concreto, o realizarlos deficientemente.
- 4) Dejar longitudes de anclaje insuficientes, entre trabes y columnas, en conjunción con los fierros.
- 5) Realización de ganchos de varillas, que no cumplen con las especificaciones para ganchos estándar.
- 6) Anclaje insuficiente de las varillas de los castillos, a nivel de piso y a nivel de techo.
- 7) Cadenas perimetrales no traslapando correctamente la varilla al cambiar de dirección perpendicular.
- 8) Radio interior de dobléz de varillas, fuera de especificación.

- 9) Construcción de muros de mampostería, ligados a la estructura, en el sentido vertical y horizontal, cuando el proyecto los indica desligados.
- 10) Reducción de secciones de trabes o columnas pequeñas, alterando el momento de inercia.
- 11) Varillas de esfuerzo horizontal de trabes, amontonadas, en lugar de distribuirlas correctamente según planos.
- 12) Recubrimientos insuficientes del refuerzo metálico en: Cimentaciones, trabes y columnas.
- 13) Resistencia baja en los morteros para realizar muros.
- 14)

Fierreros.

Cuando tienen una deficiente capacitación, suelen cometer, los siguientes errores:

- 1) Radio interior de dobléz en varillas, menor al requerido.
- 2) Colocación de varillas de trabes y losas en el lecho equivocado.
- 3) Realización de estribos para columnas sin el gancho a 135°.
- 4) Anclajes insuficientes de varillas.
- 5) Traslapes de varillas con menos de 40 Ø.

- 6) Realización de ganchos, que no son ganchos estándar.
- 7) Malla soldada sin anclaje adecuado en los apoyos.
- 8) Grupos de varillas que no permiten el paso del concreto adecuadamente.

Carpinteros de obra negra.

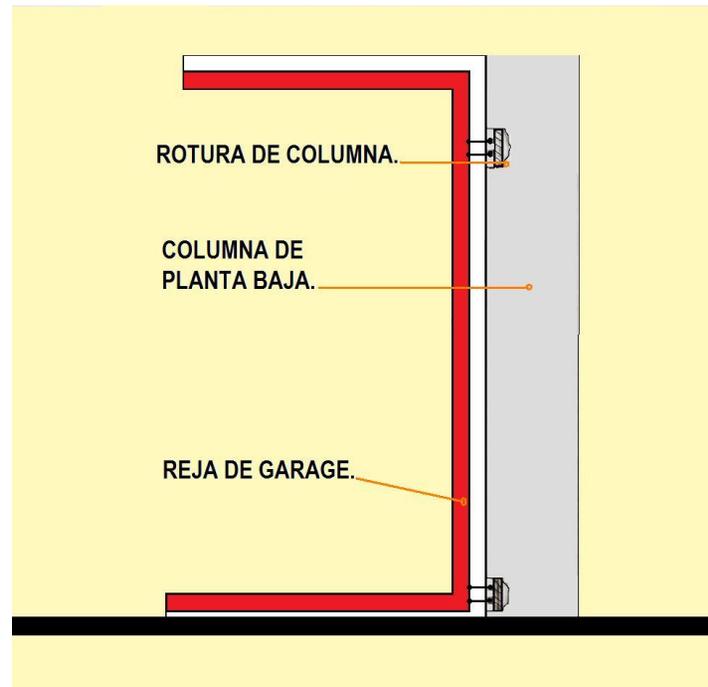
Al igual que los demás trabajadores, los carpinteros de obra negra, pueden cometer algunos errores de cierta importancia:

- 1) Reducción de secciones en trabes y columnas pequeñas.
- 2) Columnas desplomadas, que afectan su capacidad de carga y momento.
- 3) Cimbras que permiten que la superficie del concreto se alabee.

Herreros.

Es usual, que estos trabajadores, descubran el recubrimiento de una columna en planta baja, con el objeto de soldar al refuerzo longitudinal, o transversal de la misma, un ángulo o una placa, para poder a su vez, también soldar una reja de garaje, de un edificio de oficinas ó de departamentos.

Esta práctica, es totalmente errónea y debe evitarse siempre.



Existe un riesgo importante de daño estructural, al realizar la soldadura sobre el refuerzo longitudinal:

- 1) Se trata de un elemento estructural, que ya tiene la carga de servicio, que le produce compresión al concreto y al acero.

- 2) Si se analizara la rotura parcial, realizada a la columna, desde el punto de vista elástico, el daño producido al concreto, (debido a la abertura, descubriendo el refuerzo) sería muy grave, ya que la carga que originalmente fue axial, se aplicaría en la planta baja, con una excentricidad, que produce un momento y aminora la capacidad de carga.

Sin embargo, debido a la plastificación, que tiende a igualar esfuerzos, podría no resultar tan grave. Pero la realidad, es que la columna, queda mutilada, en su sección y se aminora su resistencia final.

Además, no siempre el daño al concreto es mínimo. Se dan casos, en los que la sección de concreto, fue afectada notoriamente y el resane fue realizado (cuando se hace) con mortero de baja calidad y mala adherencia.

- 3) El otro efecto, es la acción de soldar, realizada a un elemento que ya tiene una compresión previa y casi no tiene capacidad de expansión (debido al confinamiento a la compresión) y pudiera presentarse un fenómeno conocido como "tensiones residuales indirectas".

Dicho fenómeno se produce al aplicar calor a altas temperaturas a un cuerpo que va a ser soldado, pero que como se dijo antes, no tiene capacidad de expansión en sus extremos, ya que se encuentran éstos, restringidos.

Al estar impedida la expansión en los extremos, se produce al soldar, **una compresión plástica** y al enfriamiento, por reacción, aparecen esfuerzos de tracción permanentes y adicionales a los que se le supusieron al elemento estructural.

Lo expresado antes, es independiente del posible daño al soldar la varilla longitudinal y cristalizar el tramo.

Otra práctica inadecuada, es encomendar en obras pequeñas y medianas, la realización de columnas de acero o de armaduras metálicas, a personas, cuyo trabajo consiste, en la realización de ventanas, de perfiles tubulares de pared delgada. Pocos son los trabajadores de este oficio, que en realidad saben soldar.

Si los planos indican, por ejemplo, unir con soldadura una placa de grueso espesor, a un perfil de espesor también considerable, es muy probable, que intenten unir las piezas sin un precalentamiento previo. (que podría cristalizar la soldadura, producir baja penetración y una baja resistencia a las sollicitaciones a las que quedaría sujeta).

Cuando se trata de talleres mecánicos, bodegas pequeñas, etc., se acostumbra dejar al trabajo de la estructura metálica de techo, a estos trabajadores, que no son soldadores calificados.

En multitud de casos, debido a la succión que el viento ocasiona en una cubierta ligera, se llegan a desprender las uniones soldadas. Así también debido a los sismos, dichas uniones han llegado a fallar.

Toda unión soldada tiene determinada resistencia. Si las normas indican, por ejemplo un esfuerzo admisible de 1100kg/cm^2 , no sería extraño, que una unión muy mal realizada, tuviera solo la capacidad para soportar esfuerzos del orden de 150 a 300 kg/cm^2 y por supuesto que no sería admisible para un trabajo de estructura metálica.

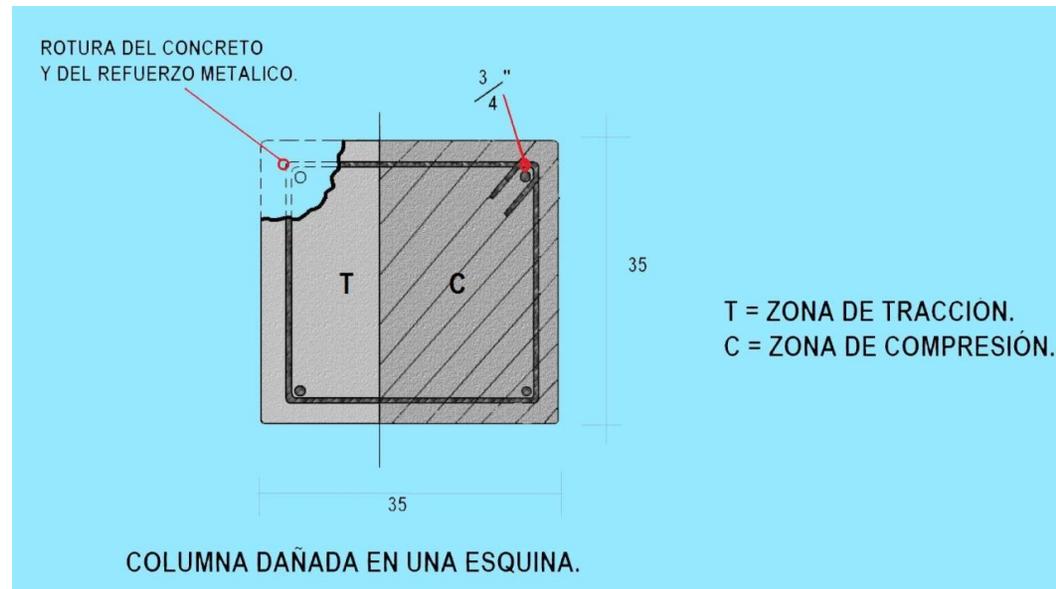
Como se dijo antes, cuando un herrero llega a la obra a colocar un elemento de lamina de fierro (cortina metálica, puerta, etc.) lo primero que se le ocurre, es tomar un martillo y un cincel y romper piezas que pueden ser o no estructurales.

Se dan casos donde el trabajador no toma la iniciativa de abrir huecos en traveses y columnas para alojar piezas de herrería.

Cuando el responsable de la obra está ausente, a veces se abren ranuras, se hacen “cajas” en el concreto y aún se corta el refuerzo de columnas y traveses, para que así queden bien alojadas las piezas de herrería.

Es comprensible el riesgo que ocurre, si se permite abrir huecos y cortar refuerzo de traveses y columnas:

Si la columna es de cuatro varillas, por ejemplo de $3/4"$ y tiene una sección de 35 X 35 y se abre un hueco de 10cm y se corta una sola varilla, el efecto en el momento interno resistente es muy grande: la pérdida del área de acero a tracción es en este caso del 50 % del área longitudinal.



El daño realizado en las condiciones expuestas, no es muy frecuente, pero lo hemos visto en alguna ocasión. El daño que consiste solo en la rotura del concreto, sin cortar el refuerzo longitudinal, lo hemos visto en edificios de departamentos y de oficinas. A veces los herreros, cortan el estribo de la columna, o sueldan ángulos o soleras a dicho estribo.

Plomeros, Electricistas.

Es usual que tanto los plomeros, como los electricistas, tengan que realizar ranuras en obra, para alojar sobre muros instalaciones que serán ocultas.

Si los plomeros o electricistas, trabajan sin supervisión adecuada, ranurarán a discreción, muros de tabique rojo, castillos de concreto armado, columnas de concreto armado y muros de concreto armado.

Con respecto a los muros de tabique rojo, las ranuras para alojar tubos de diámetros menores a 1" y que se efectúan mediante recorridos cortos, (es decir, afectando solo una parte pequeña del muro), no representarán mayor problema.

Sin embargo, a veces dichas ranuras se realizan en sentido horizontal a medio muro, en toda su longitud y de unos 8 cm de amplitud y profundidad para alojar un par de tubos de poliducto de 1" cada uno o un tubo de 2" de PVC sanitario o de algún otro material.

Indudablemente, la falla del muro de tabique rojo es evidente en las condiciones anteriores, sobretodo, si el muro tiene unos 12 cm de espesor. (Figura 1).

Si la ranura es de una de las diagonales del muro, teniendo también una amplitud y profundidad de unos 8 cm, tanto la compresión inclinada, como la tensión inclinada, afectarán más a esa zona de la pared (figura2).

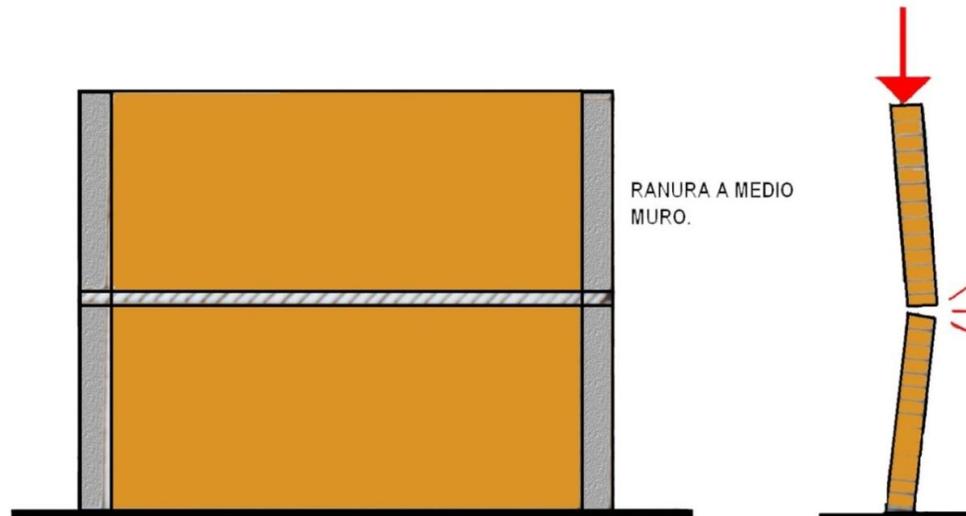


FIGURA 1. POSIBLE FALLA POR FLAMBEO.

La ranura vertical afectará menos la capacidad de carga del muro de tabique rojo. Pero si la ranura vertical divide al muro en dos fragmentos, se modificará la constante de resorte supuesta para esta pared.

Si se trata, por ejemplo, de alojar un tubo de PVC de 4", que sirviera de B.A.P en sentido vertical, se verificaría lo afirmado en el párrafo anterior.

Lo que se dijo respecto al tabique rojo, se aplica igual para el llamado "tabicón, pero si se trata de block de concreto, (tipo "intermedio" o tipo "pesado"), resulta mayor el daño producido, ya que se afecta la constitución hueca del material, destrozando su estructura y además se transmiten las cargas en peores condiciones.

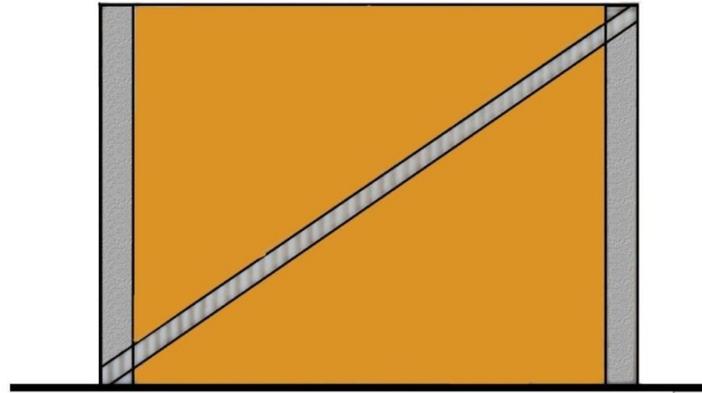


FIGURA 2. RANURA DIAGONAL.

Si de columnas de concreto armado se trata, es evidente que por ningún motivo será permisible realizar ranuras de cualquier tamaño (sin embargo, en la práctica, sí ocurren y se realizan muchas veces a columnas de planta baja). Tampoco es permisible, ranuras a muros de concreto armado y mucho menos, el aceptar que se corte longitudinal o transversalmente para alojar bien las tuberías.

TEMA 7.

Recomendaciones constructivas.

En los capítulos anteriores, se analizaron los problemas que pueden presentarse, cuando el proyecto arquitectónico, el estructural, o la obra, adolecen de problemas que se reflejan en el comportamiento sísmico del edificio sobre suelo arcilloso.

En este capítulo, se sintetizan los procedimientos constructivos, las previsiones que deben tomarse en el proyecto arquitectónico y el estructural, para que la respuesta sísmica del edificio sea satisfactoria.

Por lo tanto, las previsiones se concretan en:

- a) El proyecto arquitectónico idóneo.
- b) El análisis estructural adecuado.
- c) Recomendaciones en la obra.

a) El proyecto arquitectónico idóneo:

a.1) Regularidad en la forma. (Simetría).

a.2) Proposición de secciones suficientes desde el principio:

a.2.1) Columnas y muros.

a.2.2) Entrepisos y trabes.

a.3) Similitud en la forma, piso a piso.

a.4) Proporcionamiento de rigidez respecto a dos direcciones perpendiculares entre sí.

b) El análisis estructural adecuado:

b.1) Estructuras que no estarán en resonancia con los periodos dominantes del terreno.

b.2) Secciones suficientes.

b.3) Torsiones medianas pequeñas.

b.4) Forma estructural, que no desafíe la lógica constructiva.

b.5) Grado adecuado de ductilidad.

b.6) Separación sísmica suficiente con las colindancias.

b.7) Información en planos, que no cause confusiones, o que no se produzcan omisiones y modificaciones de última hora, que afecten la respuesta sísmica.

b.8) Solución rígida, en lugar de la flexible en terrenos de largo periodo de oscilación.

b.9) Aplicación correcta de los reglamentos de construcción.

b.10) Suficiente base de apoyo respecto a la altura de edificio.

b.11) Gráficas de momentos y cortantes, bien aplicadas a los elementos estructurales.

c) Recomendaciones la en obra.

c.1) Control de calidad del concreto.

c.2) Control de calidad del acero.

c.3) Soldadura de calidad, dentro de las especificaciones aplicables.

c.4) Anclajes y traslapes adecuados.

c.5) Áreas de acero de acuerdo a planos.

c.6) Armados en el lecho adecuado.

c.7) Recubrimientos adecuados en cimentaciones y estructura.

c.8) Respetar en obra el proyecto estructural.

c.9) En ampliaciones y modificaciones, no demoler elementos estructurales, sin realizar primero un análisis y un cálculo de los elementos de carga y de rigidez.

Tipo de edificios adecuados.

Con lo ya expuesto en los capítulos anteriores, es posible designar, cuáles son los edificios, que tendrán mejor comportamiento ante los sismos en terreno arcilloso.

Expresado de una manera general tendrán mejor comportamiento por temblor:

- 1) Los edificios de estructura rígida en terrenos de largo periodo de oscilación.
- 2) Los que no entren en resonancia con los movimientos del terreno.
- 3) Los que posean regularidad en la forma.
- 4) Los que sean de falla dúctil.

- 5) Los que tengan secciones suficientes en su estructura.
- 6) De preferencia estructuras simétricas, respecto a dos ejes.
- 7) Los que tengan separación sísmica suficiente.
- 8) Aquellos en cuyos proyectos estructurales, se apliquen las normas de los reglamentos de construcción.
- 9) Edificios cuya base sea suficientemente amplia, respecto a su altura.
- 10) Los que se hayan realizado con el control adecuado de calidad de los materiales y de la mano de obra.
- 11) Edificios cuyo peso sea menor a otros de la misma altura y niveles.
- 12) Edificios con menor altura que otros, sobretodo en terrenos de amplio periodo de oscilación.
- 13) Edificios que tengan limitación adecuada de sus deformaciones.
- 14) Edificios de marco cuyos nodos tengan una liga correcta.
- 15) Edificios apoyados en muros de carga axial. En terrenos de largo periodo.
- 16) Casas habitación sobre muros de carga. En terrenos de largo periodo.
- 17) Elementos estructurales que tengan rigidez, pero también resistencia.
- 18) Construcciones realizadas con elementos prefabricados, cuya liga sea la adecuada, sin existir fallas por deslizamiento.

19) Edificios apoyados sobre pilotes de fricción.

Recomendaciones para casas habitación.

En la mayoría de los casos, la estructuración será a base de muros de carga.

Esta solución, es altamente resistente a los temblores en terreno blando, cuando está convenientemente realizada.

Hay otros casos, en donde se combina la estructura de muros de carga, con marcos.

Si se suministran varios muros largos, en dos direcciones perpendiculares, localizados en el perímetro y en el centro de la planta, el problema está resuelto. (**Ver figura en página siguiente**).

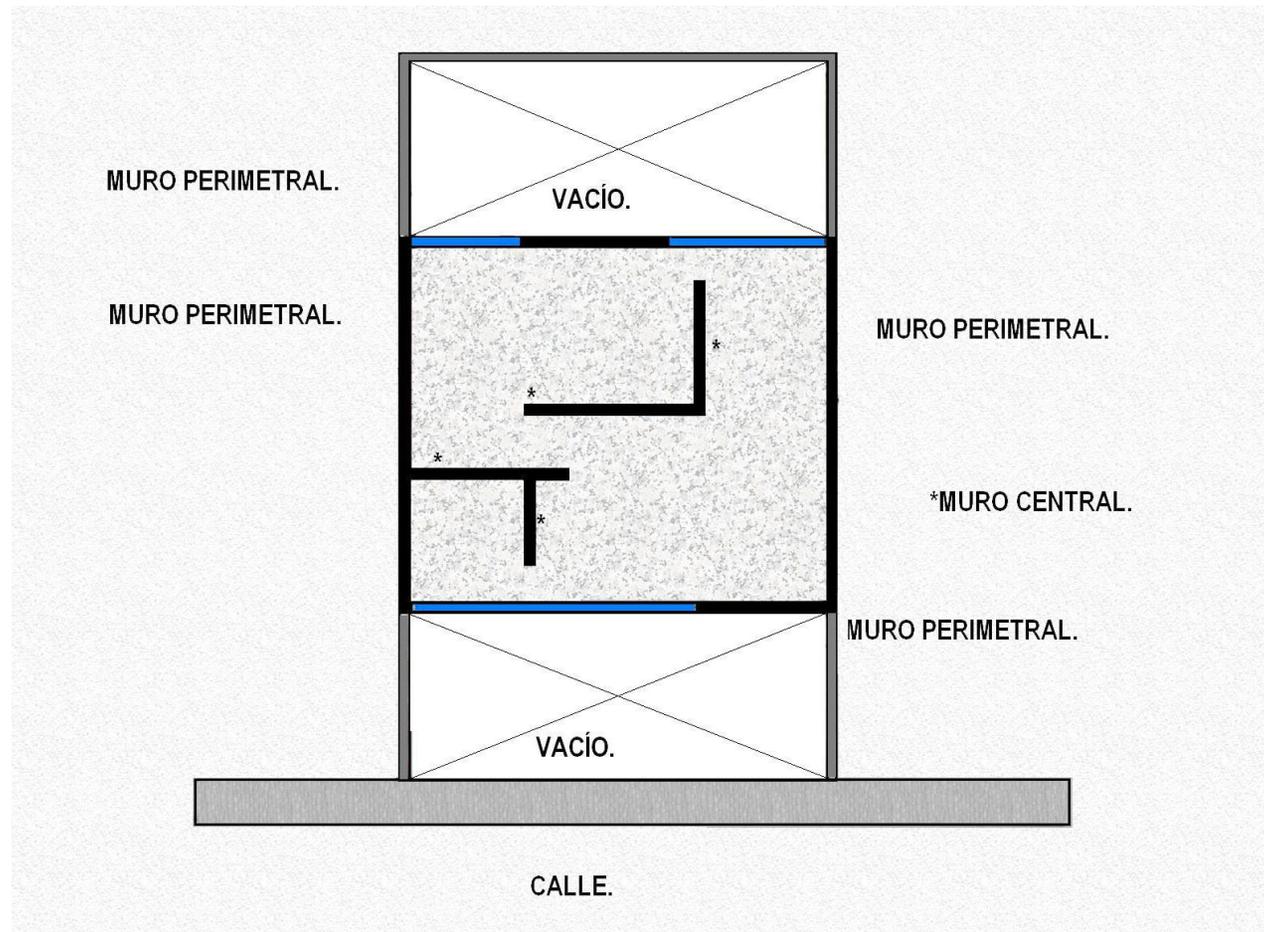
Queda por revisar numéricamente, la resistencia al corte de dichos muros.

En caso de que en alguna dirección, la resistencia sea insuficiente, se podrá realizar de concreto armado, alguno de los muros que originalmente eran de tabique rojo.

Si los muros transversales, están ubicados fuera del centro de la planta, la torsión se manifiesta más notoria. Entonces habrá que sumar al cortante directo, el cortante por torsión.

La dirección crítica, es casi siempre la dirección transversal, que coincide casi siempre con el sentido paralelo a la calle.

Normalmente los proyectos de casa habitación, tienen menos muros en el sentido mencionado antes, que en el que es perpendicular a la calle. Como se dijo anteriormente, si la resistencia es insuficiente con respecto a un eje, se podrán realizar de concreto armado, algunos o todos los muros correspondientes a ese sentido.



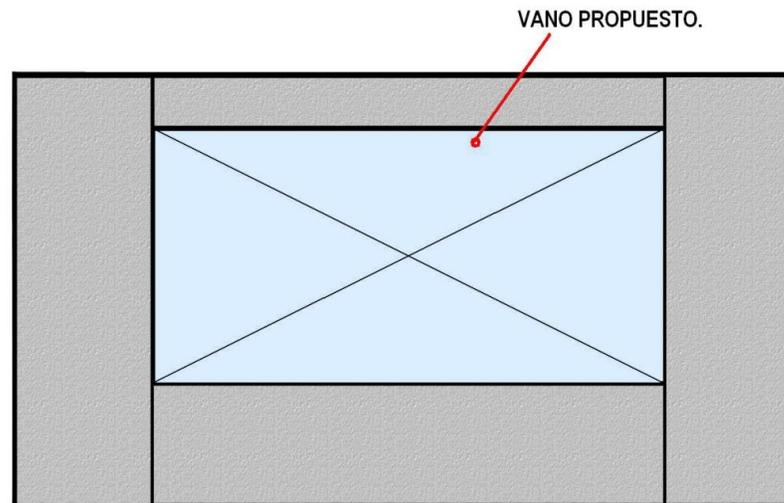
Ya desde 1957, se reporta en el informe del sismo del 28 de julio, el colapso de una casa habitación, de reciente realización, por tener insuficiencia de muros en el sentido paralelo a la calle.

La falta de muros fue en la planta baja, que es la zona donde se requieren mayores espacios abiertos. En la mayoría de los proyectos, se observa que existe un mayor número de muros en la planta alta, ya que generalmente se alojan las recámaras en el piso superior.

Con respecto a las casas habitación terminadas, se debe informar al propietario lo siguiente:

- 1) No cambiar el destino de la obra, para ser utilizada en actividades que impliquen incremento en las cargas vivas o modificaciones que ocasionen aumento de las cargas permanentes.
- 2) La demolición de zonas construidas, podría ser un gran inconveniente para resistir torsión, además de que se pierde una zona de diafragma horizontal.
- 3) El incremento de peso, debido a ampliaciones, puede llegar a ser altamente riesgoso. (construcción de un tercero o cuarto nivel) (ampliación sobre el primer nivel, en ocasiones).
- 4) La planta baja y el primer nivel quedan ahora sujetos a cortantes mayores a los que tenían originalmente.
- 5) La cimentación se vuelve más vulnerable a asentamientos diferenciales. Se podría rebasar el máximo esfuerzo permisible del terreno. También durante el sismo podría rebasarse la máxima carga instantánea aplicada al suelo.
- 6) El efecto de torsión, se modifica totalmente.
- 7) Podrían haber muros de la ampliación, que concentran cargas a losas, que antes no sufrían dicha concentración. Podrían existir roturas y asentamientos en esa zona de la construcción.

- 8) La ampliación deberá ser resistente, para neutralizar el efecto de las fuerzas de inercia.
- 9) No tirar muros de carga, a menos que sean sustituidos por otros equivalentes, que sean parte de un proyecto de modificación y se use en la construcción de nuevos muros, un mortero expansor, además de castillos en los extremos y las cadenas correspondientes.
- 10) No abrir nuevos vanos de ventanas en muros básicos. Normalmente se abren vanos en los muros cuya capacidad al cortante era alta, antes de la modificación y casi nula, después de realizada la abertura:



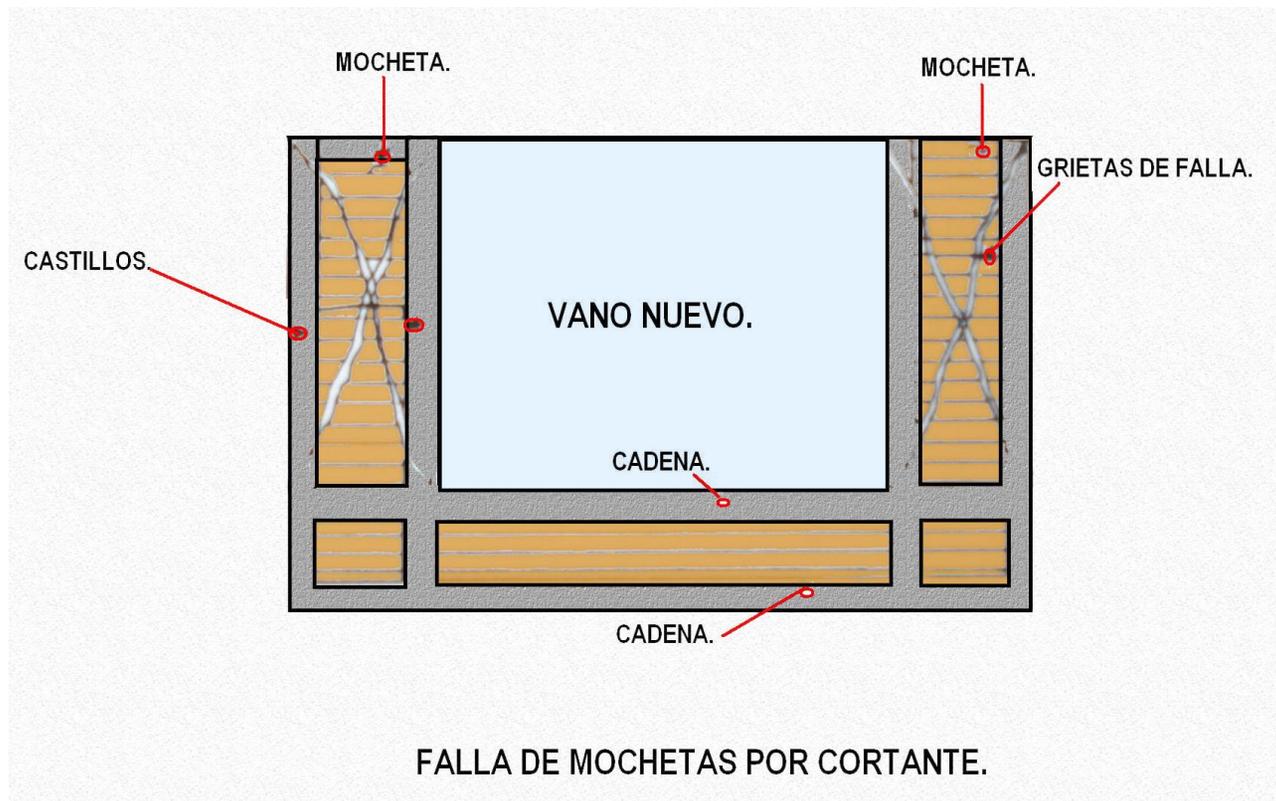
ABERTURA EN MUROS EXISTENTES.

Al demoler la zona indicada en el dibujo, el muro queda en condiciones de muy baja resistencia al cortante horizontal.

Con la modificación, quedan dos mochetas, cuya relación altura/largo, produce una muy pequeña resistencia en comparación a la que el muro tenía originalmente.

Las mochetas quedan sin castillos en un extremo, volviéndose vulnerables a la falla.

Aunque se construyan los nuevos castillos faltantes y se anclen debidamente, la posibilidad de la falla es muy alta: (**ver figura**).

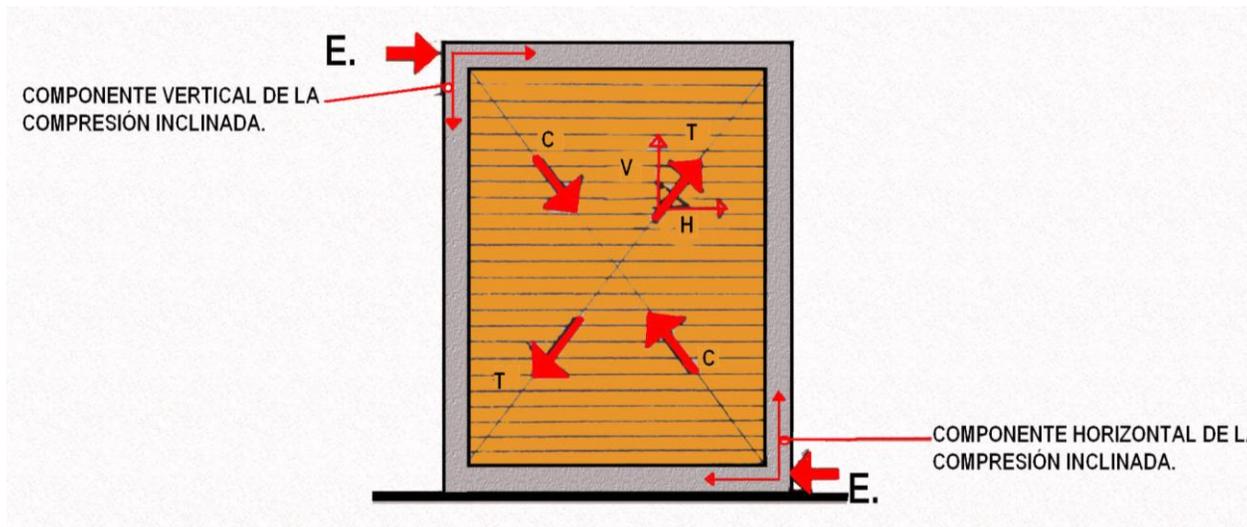


El efecto nocivo sería menor, si se sustituyera el área de muro perdida, por otra similar ó mayor, ubicada paralela a la original, con dos castillos correctamente anclados en los extremos y sus cadenas inferior y superior abiertas en losa, así como el uso de mortero expansor, (con limadura de fierro , por ejemplo.) que comprima al tabique contra la losa.

También podría construirse un muro de concreto armado, paralelo al demolido y realizado, con todas las previsiones, para que quede correctamente anclado a la losa superior e inferior.

O en última instancia, realizar las dos mochetas de concreto armado, correctamente ancladas en el extremo superior e inferior.

A continuación se muestran sugerencias para refuerzo de muros con castillos y cadenas, tomando en cuenta, que la cadena toma la componente horizontal de la compresión y de la tracción inclinada y el castillo, la componente vertical de la compresión y de la tracción inclinada:

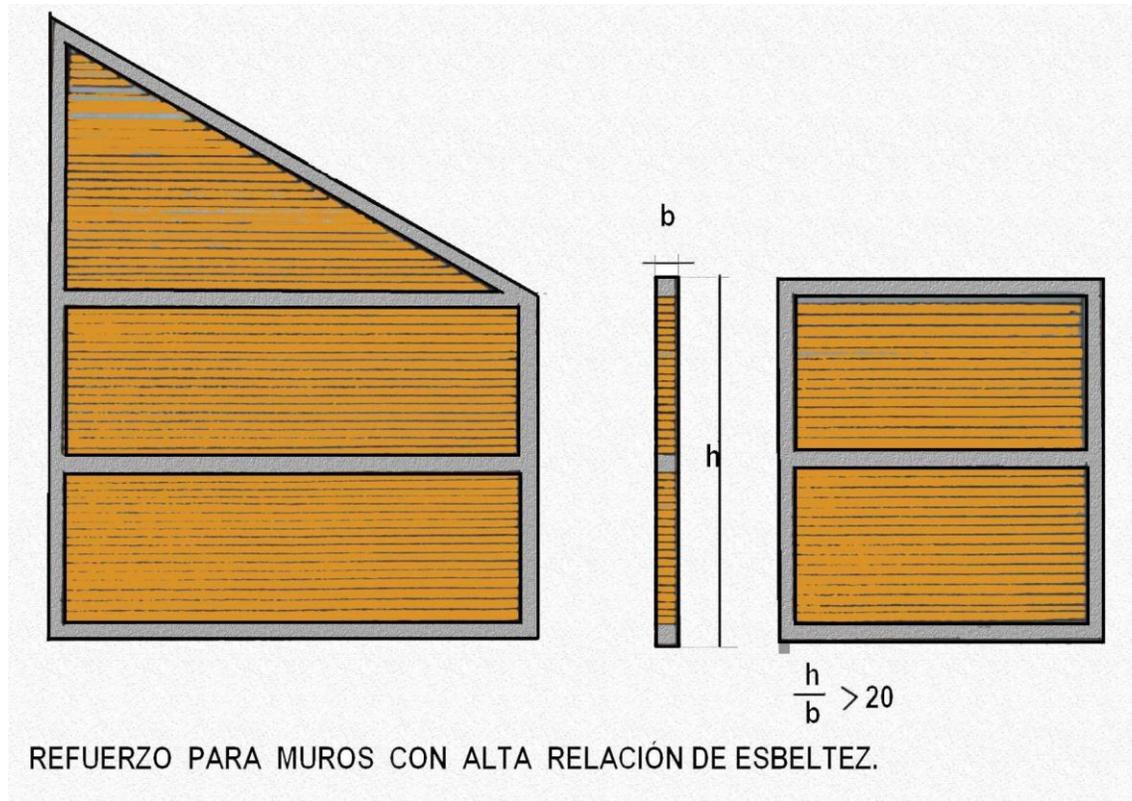


Un refuerzo de muro con castillos y cadenas, no es eficiente, si el anclaje superior e inferior de las varillas del castillo, no le permite desarrollar su esfuerzo de fluencia. Así también, la cadena debe tener traslapes de varillas en los extremos, de tal modo que también pueda ser desarrollado el mencionado esfuerzo de fluencia.

REFUERZO PARA MUROS CON VANOS PARA VENTANA.



NOTA:
SI EL CORTANTE HORIZONTAL EXCEDE
LOS VALORES PERMISIBLES PARA LA
MAMPOSTERIA. CONVIENE REALIZAR
EL MURO DE CONCRETO ARMADO.



La forma geométrica y las juntas constructivas.

Se dijo anteriormente que la regularidad en la forma es deseable para edificios que van a soportar sismos.

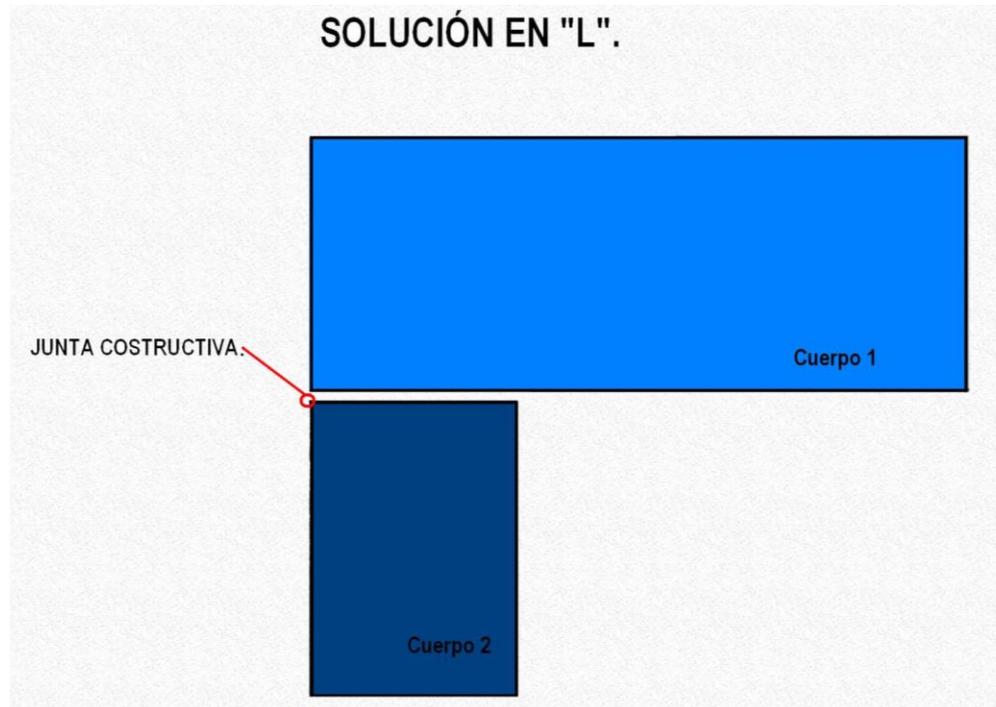
Cuando la planta del edificio tiene forma de "L", "U", ó alguna otra que implique el adosamiento de varios cuerpos, será necesario despegarlos por medio de juntas constructivas.

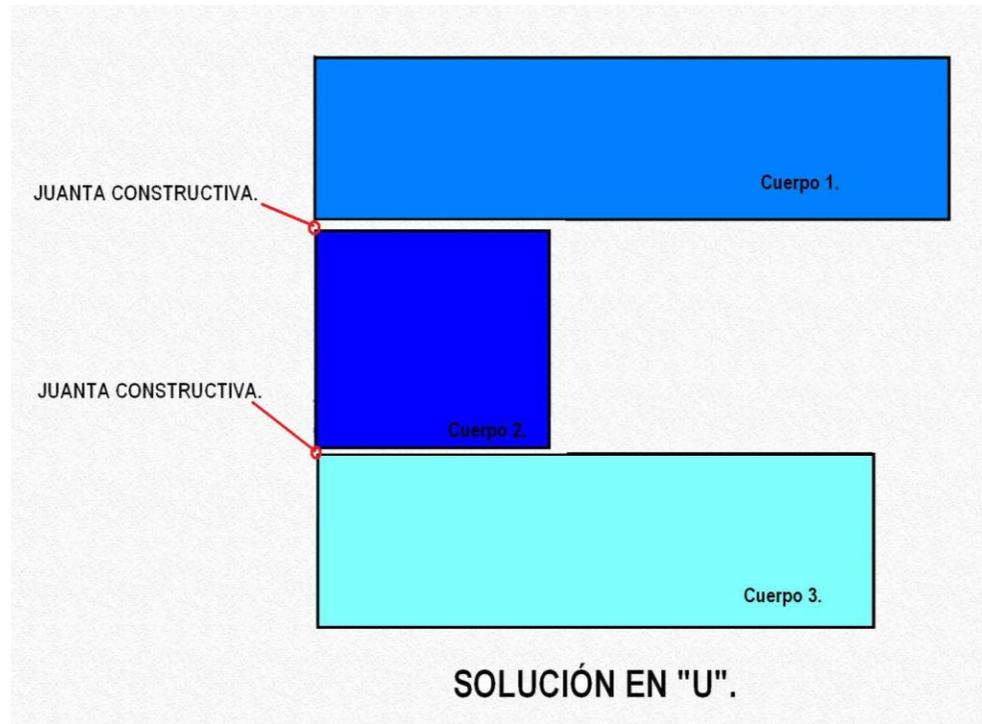
La junta constructiva debe estar libre de todo cuerpo extraño, desde la cimentación, hasta la azotea.

Tal disposición no se cumple en la práctica de una manera efectiva.

Se pueden dar muchos ejemplos, de daños serios por choque, entre los edificios que tenían materiales sobrantes de construcción, atrapados entre la junta constructiva (tal es el caso de pedazos de polines de madera, mezcla de concreto endurecida entre la colindancia, tabiques de barro que junto con mortero sobrante, se quedó en la junta entre los dos predios, etc).

Con relación a la regularidad de la forma, se busca que exista simetría respecto a dos ejes perpendiculares entre sí.





El proyecto arquitectónico, se debe prestar a ser dividido por la junta constructiva.

Se dan casos, que no permite la solución adoptada, desligar en dos cuerpos las dos masas que se juntan. Esto se debe a que ciertos espacios que propone el arquitecto, quedan ubicados, parte en un cuerpo y parte en el otro.

Desde el punto de vista estructural, cada cuerpo debe ser autosustentante. Lo anterior debe ocurrir con respecto a dos ejes perpendiculares entre sí.

Es usual, que uno de los cuerpos desligados en planta, sea el correspondiente a escaleras y para éstas a veces no se les prevee suficiente rigidez respecto a uno o al otro eje ortogonal.

Secciones y tipos de apoyo.

- a) Disposiciones para muros.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, indica en sus normas técnicas complementarias para mampostería, lo siguiente:

Módulo elástico de la mampostería: $E = 800 f^*m$

(Para cargas de corta duración.)

Módulo elástico de la mampostería: $E = 350 f^*m$

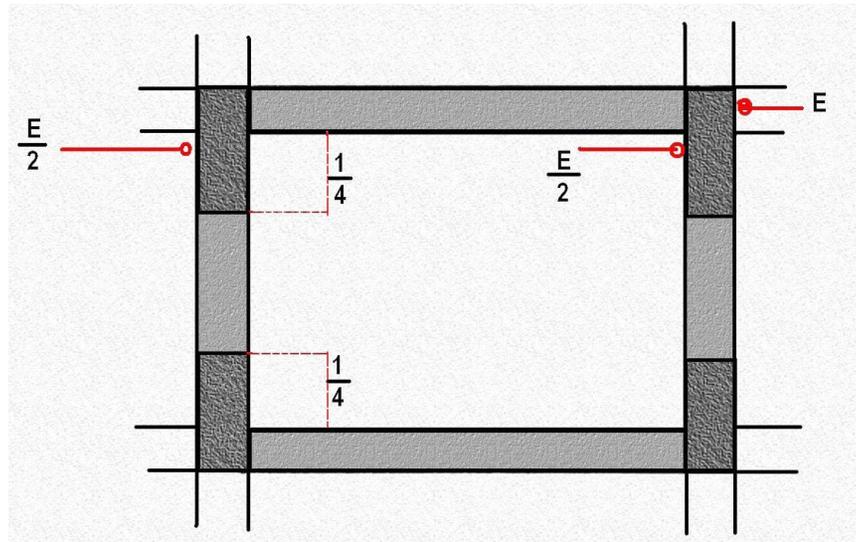
(Para cargas de larga duración.) (O cargas sostenidas).

f^*m está en función del mortero tipo 1,2 y 3 de f^*p .

- Si $f^*m = 10$; $E = 8000\text{kg/cm}^2$ **$G = \text{Módulo de cortante} = 0.30 E$**
- Si $f^*m = 20$; $E = 16000\text{kg/cm}^2$ **El reglamento de 1966 , suponía:**
- Si $f^*m = 30$; $E = 24000\text{kg/cm}^2$ **$E = 20000\text{kg/cm}^2$ (en general).**
- Si $f^*m = 40$; $E = 32000\text{kg/cm}^2$

Para muros diafragma, que son aquellos que están rodeados por una viga superior y una inferior, así como también por columnas en sus extremos, se dispone:

"Las columnas, deberán resistir cada una de ellas, una fuerza horizontal igual a la mitad de la carga lateral, que actúa sobre el tablero, en un tramo cuando menos la cuarta parte de su altura, medida a partir del paño de la viga".



"La separación de castillos será una vez y media la altura del muro ó 4 m".

"La separación entre cadenas que pertenecen a un muro será de 3 m máximo".

"La relación altura- espesor del muro será igual o menor que treinta".

"Se tomarán las rigideces relativas de cada muro".

"Se sumará la deformación producida al muro por fuerza cortante, a la deformación por flexión".

"Para flexión, se considerará la sección transversal agrietada".

(Cuando la relación carga vertical – momento, es tal que se presenten tensiones verticales).

"Se considerará la restricción, que a la rotación oponen la rigidez de los sistemas de piso y techo".

"Se afectará a los muros cuya relación altura – largo sea mayor que 1.33 multiplicándolos por $\left(1.33 \frac{L}{h}\right)^2$ ".

"Los muros se revisarán para resistir fuerzas cortantes en su plano".

Para flexocompresión en el plano del muro, el reglamento de construcciones dispone:

El momento que es capaz de resistir el muro, es el producto del factor de reducción de resistencia, multiplicado por el área del acero suministrada en un castillo y todo ello por el límite de fluencia del acero y por el brazo de palanca medido de centro a centro de castillos.

$$M_o = f_r A_s f_y d'$$

Para muros de concreto armado, la resistencia al cortante, depende de las siguientes variables:

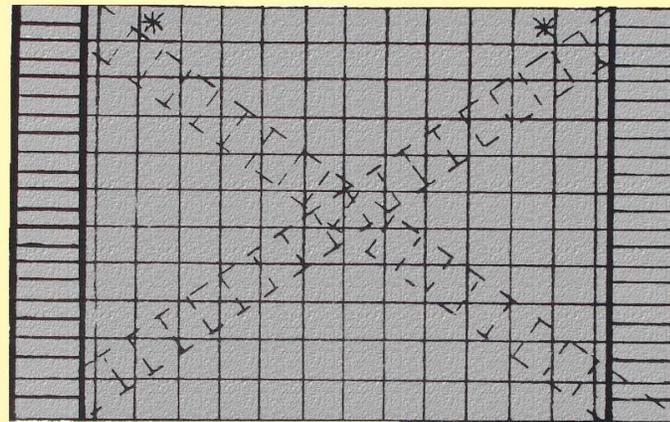
- a) Cuantía del refuerzo.
- b) Carga axial.
- c) Claro de cortante.
- d) Alternación de cargas.

Se considera la contribución del concreto más la del acero de refuerzo.

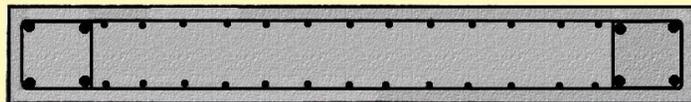
Si la fuerza cortante que actúa en el muro es pequeña, el comportamiento puede suponerse lineal.

La contribución de la carga vertical a la resistencia lateral del muro se considera similar a la que se aplica en muros de mampostería.

Cuando se trata de muros sujetos a fuerzas cortantes horizontales de gran magnitud, puede disponerse así:



ALZADO.



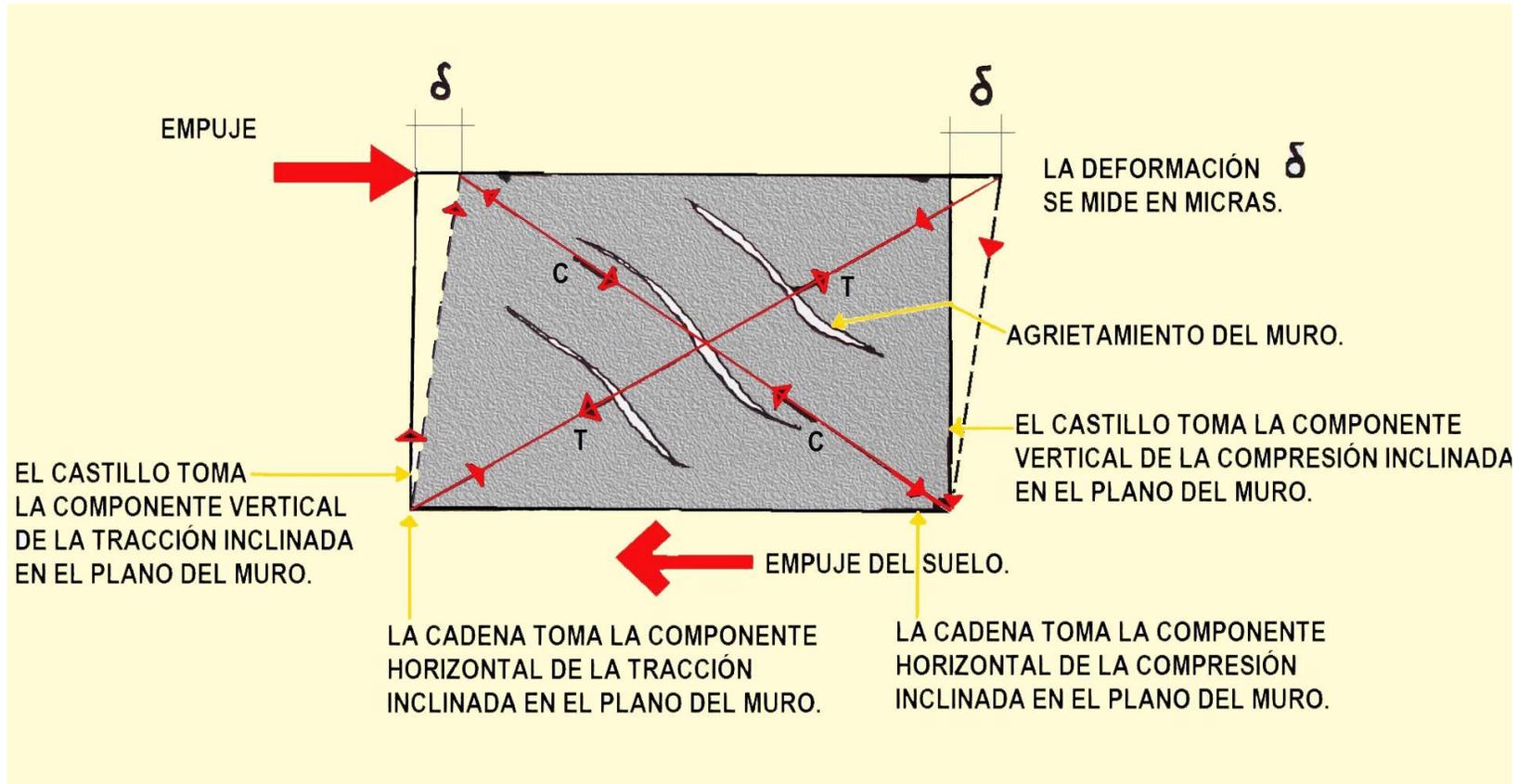
PLANTA.

NOTA:
LOS EXTREMOS DE LAS VARILLAS,
DEBERÁN TENER UN ANCLAJE QUE
LES PERMITA DESARROLLAR SU
ESFUERZO DE FLUENCIA.

***TAMBIÉN PODRÍA EXISTIR
ESFUERZO DIAGONAL.**

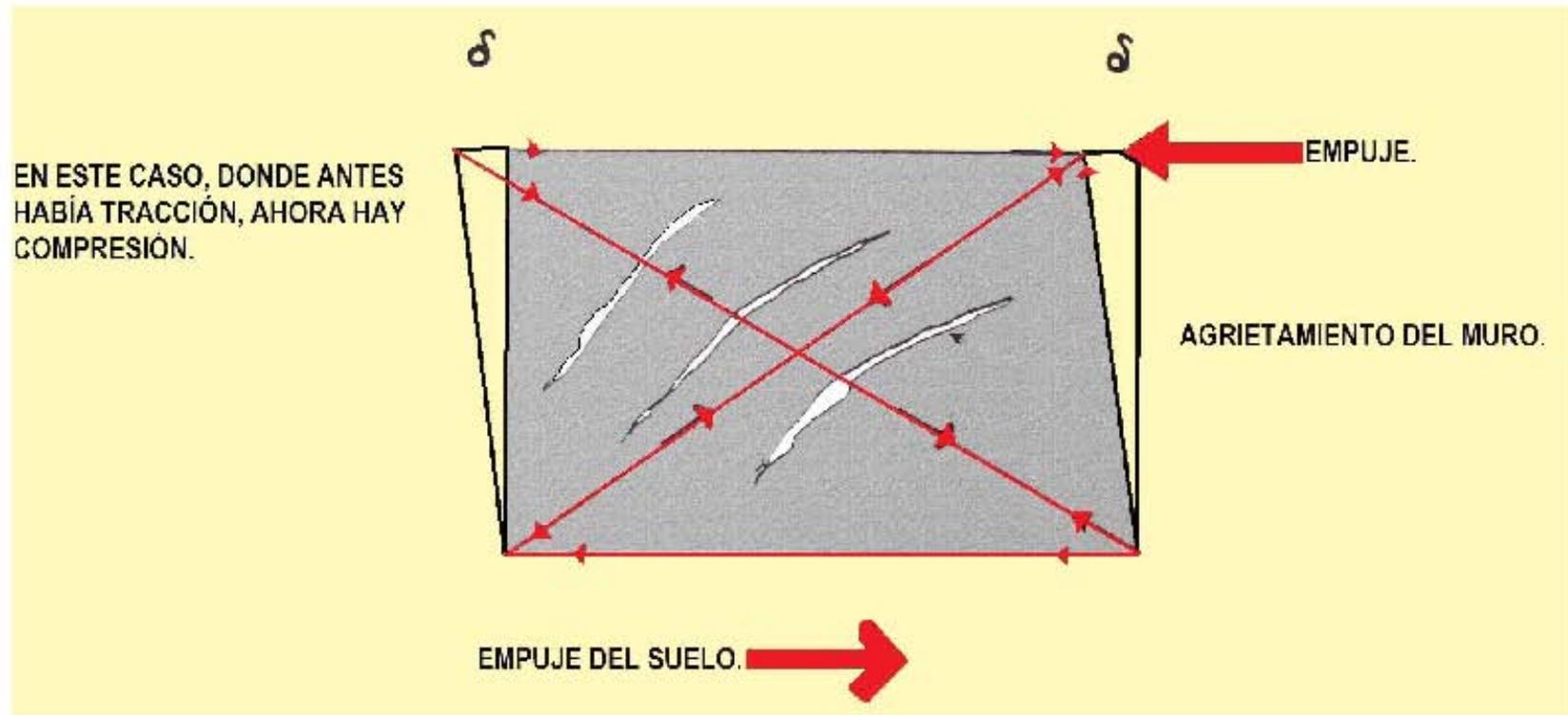
Fractura de los muros por cortante horizontal en su plano.

Los muros sujetos a cargas laterales se deforman así:

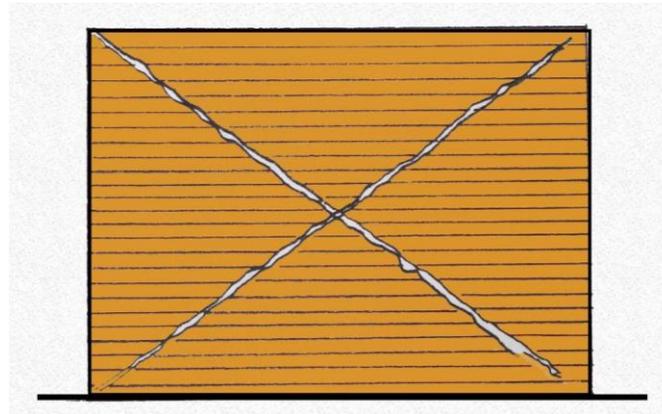


Se alarga la diagonal a tracción y se acorta la diagonal opuesta.

Si el empuje viene de derecha a izquierda, se invierten los valores:

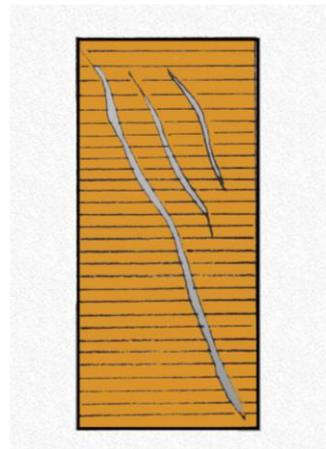


Si el muro acusa grietas como las siguientes, indudablemente, el sismo actuó en ambos sentidos:

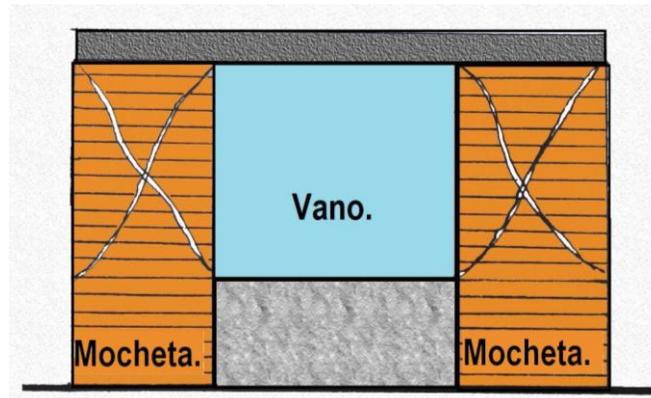


Si el muro es largo, podría tener mucha rigidez respecto al resto de la estructura, por lo tanto, si el resto de los elementos de apoyo no son de constante de resorte significativa, el muro tomará un cortante elevado, que podría hacerlo fallar.

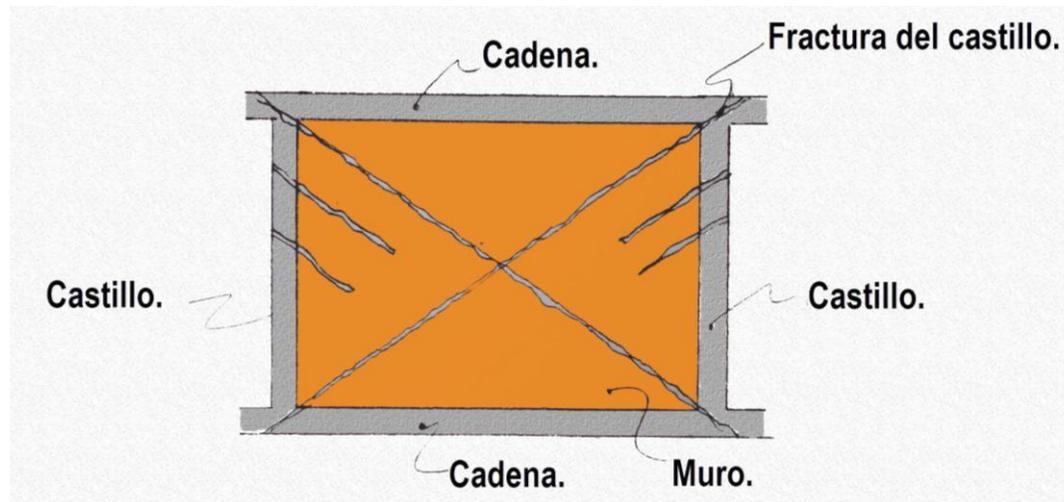
Las mochetas por su relación altura – largo, son fácilmente fracturables:



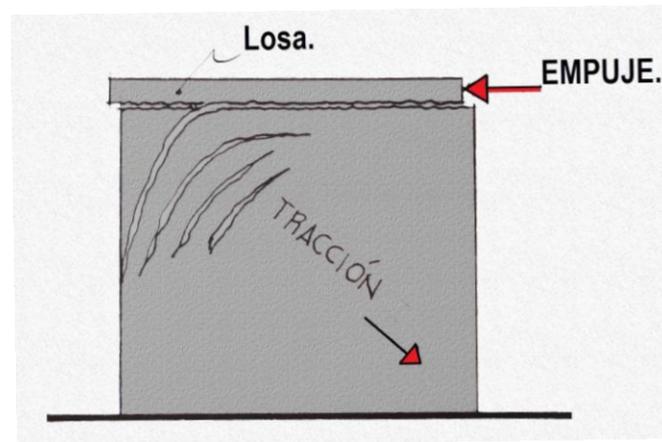
Al tener el muro la parte baja restringida a los desplazamientos, las grietas se producen en la parte correspondiente al tramo de muro cuya altura es similar a la altura del vano de la ventana:



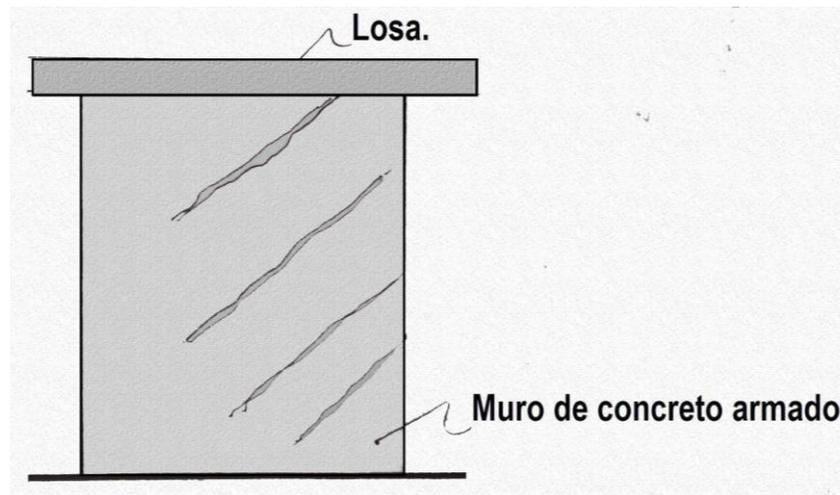
Aún con castillos y cadenas, la falla del muro podría ocurrir:



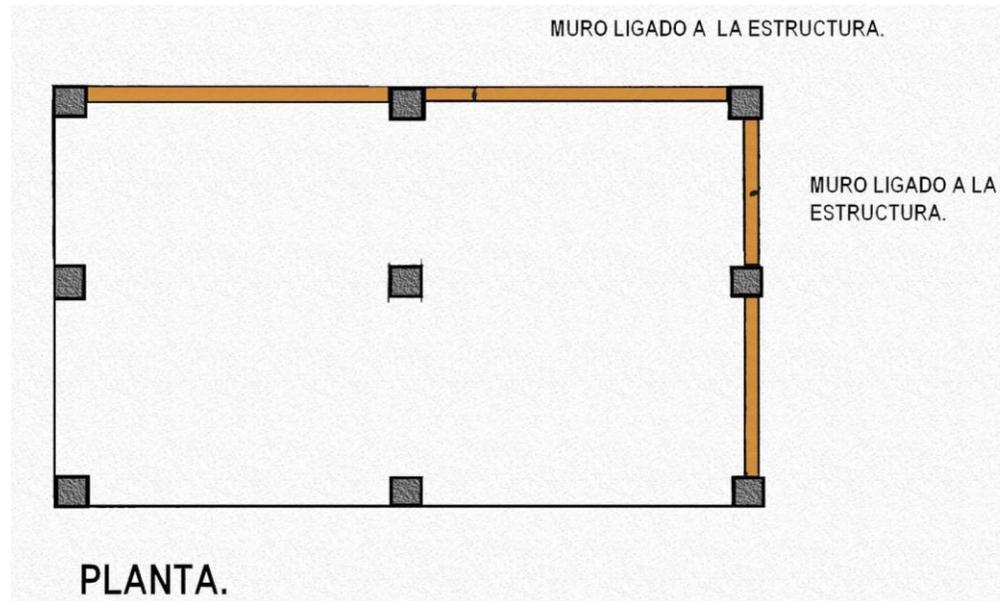
Si hay corrimiento de la losa, las grietas podrían ser así:



Si los esfuerzos sísmicos son muy altos, o la estructura no está correctamente diseñada para dichos esfuerzos, aún el muro de concreto armado podría fallar:



Al sumarse los efectos del cortante directo, más los correspondientes a la torsión, la falla de la mampostería pudiera presentarse:



Muros de adobe:

Al respecto, mucho se ha dicho y escrito, respecto a las inconveniencias de las construcciones de adobe en las zonas sísmicas.

La construcción con adobe en México y en otros países, implica todo un proceso no adecuado:

- 1) El problema no solo es el muro, sino el sistema adoptado para la realización del techo.

En efecto, el muro de adobe y el techado con vigas de madera y tablas, sobre las cuales se coloca la teja de barro, es un sistema que no produce efecto de diafragma.

Con este sistema, en suelos firmes de corto periodo de vibración, cuando hay un sismo de importancia, se producen graves daños a centenares ó miles de viviendas rurales.

- 2) Es un sistema de falla frágil. (Bajo amortiguamiento).
- 3) El adobe tiene baja resistencia a la compresión y al cortante.
- 4) Los muros de adobe tienen mucho peso y se incrementa la fuerza que reciben en la base, $(F = M \times A)$ debido a lo anterior.
- 5) Tiene poca resistencia al reblandecimiento por humedad.
- 6) Se usa con mayor altura de muros en zonas cálidas, por lo cual su relación de esbeltez se incrementa, disminuyendo directamente su capacidad a la compresión y al cortante horizontal.
- 7) Por no ser un sistema constructivo con buen efecto de diafragma, se producen volcamientos de muros perpendiculares a su plano.

Control de calidad del concreto y del acero.

Sabemos que los laboratorios de materiales, evalúan la calidad del concreto mediante pruebas no destructivas, como son la obtención de cilindros de los concretos utilizados en la obra.

Cuando se trata de concreto endurecido, se pueden realizar pruebas no destructivas, con esclerómetros bien calibrados ó destructivas, como son la obtención de corazones, extraídos mecánicamente, con aparatos de corte.

Es evidente que el conocimiento de la resistencia del concreto en la obra, desde el punto de vista sísmico, nos proporcione una valiosa información, para evaluar la resistencia de nuestra construcción.

Las pruebas de tracción y de doblado del acero, casi siempre dan resultados satisfactorios, aunque existen a veces límites de fluencia no muy bien definidos y por arriba del especificado y algunas pruebas de doblado en las cuales, en alguna ocasión, se fractura la varilla. Lo anterior ocurre cuando el grado de aceración no está muy bien controlado y se manejó un mayor contenido de carbono.

Las variaciones en la resistencia del concreto en la obra se deben a múltiples causas. Sin embargo vale la pena controlar:

- 1) El manejo del concreto por parte de los operarios.
- 2) Conservar el contenido de humedad con el que fue elaborado el concreto: evitar añadir agua por cualquier persona de la obra y realizar colados varias horas antes de una lluvia intensa.
- 3) En concretos hechos en obra: evitar el exceso de agua, añadir las cantidades idóneas de cemento, arena, grava y realizar mezclas por medio de revolvedoras de un saco ó de medio saco.
- 4) En general: evitar el exceso de vibrado, que produce segregación y conocer qué aditivos son adecuados según el caso.

Capacitación del personal utilizado.

Cuando los operarios de una construcción trabajan con un mismo arquitecto o ingeniero civil en diferentes obras y se empieza a tener un equipo humano conocido, es una ocasión que permite la capacitación de los trabajadores, de modo que se tomen una serie de medidas, cuyas consecuencias serán de mayor confiabilidad de la obra terminada. Así se podrá influir de los **hábitos de trabajo del personal, con efectos positivos.**

En general, el obrero de la construcción tiene una serie de conocimientos empíricos y no tiene bases que le permitan conocer los fenómenos a los que se someten las estructuras.

Aunado a lo anterior, ocurre que (salvo excepciones) , si un obrero de la construcción recibe una orden, que mejoraría del control de calidad, dicho trabajador cree que la orden que se dio es para dar gusto a su supervisor y no para mejorar la obra.

Si por ejemplo, se ordena no añadir más agua al concreto, los albañiles e incluso, los maestros de obra, cumplen lo mandado para dar gusto al ingeniero ó arquitecto jefe de obra.

Sin embargo ellos en lo personal (maestros de obra incluidos) **no** creen que añadir más agua al concreto ya fabricado tenga alguna importancia.

Para que exista un cambio de actitud en el personal de obra, el realizar una verdadera capacitación logra convencer a estos trabajadores, además de que se evita la apatía que conlleva el solo cumplir órdenes.

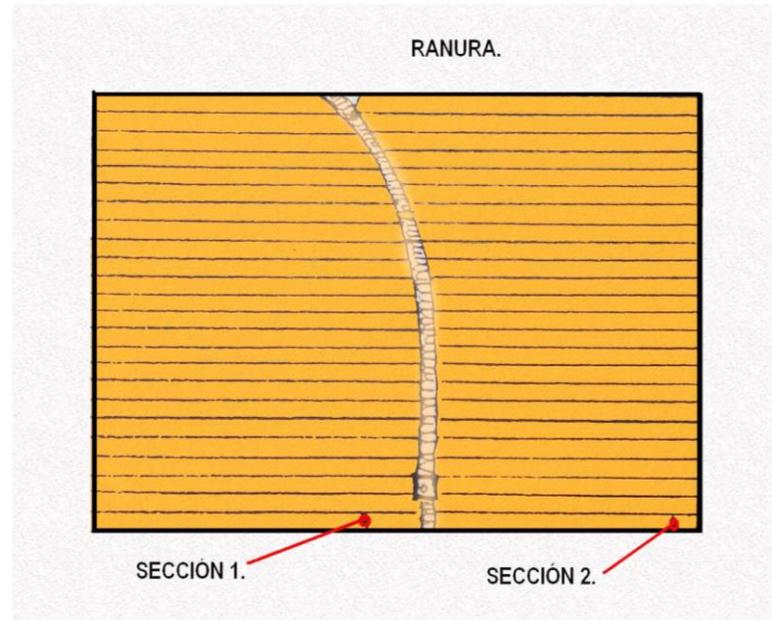
Los albañiles, los herreros, los maestros de obra, los herreros, los carpinteros de obra negra y los plomeros y electricistas requieren solo unas cuantas modificaciones en sus hábitos para lograr en obra una mayor confiabilidad de lo construido.

En capítulos anteriores, ya se mencionaba, cuáles son los problemas que se repiten en general:

- 1) El manejo del concreto en obra.
- 2) Anadir más agua de la debida.
- 3) Exceso de vibrado
- 4) Traslapes y longitudes de anclaje del acero insuficientes.
- 5) Insuficiencia de estribos.
- 6) Errores al usar varillas de diferentes diámetros.
- 7) Cortar varillas o estribos de los armados indicados, antes o después de colar.
- 8) Armados en el lecho equivocado del elemento.
- 9) Soldar las piezas de acero bajo la lluvia.
- 10) Estribos movidos de su lugar a la hora del colado.
- 11) No curar el concreto los primeros días después del colado.
- 12) Ligar muros divisorios a la estructura, impidiendo los desplazamientos de los marcos.
- 13) Recubrimientos insuficientes en secciones de concreto armado.
- 14) Ranurar muros de carga, de modo que se altere su constante de resorte.

En el inciso 14 al mencionar que ciertas ranuras, realizadas por los electricistas ó plomeros, pueden modificar la constante de resorte, tómesese en cuenta el siguiente ejemplo:

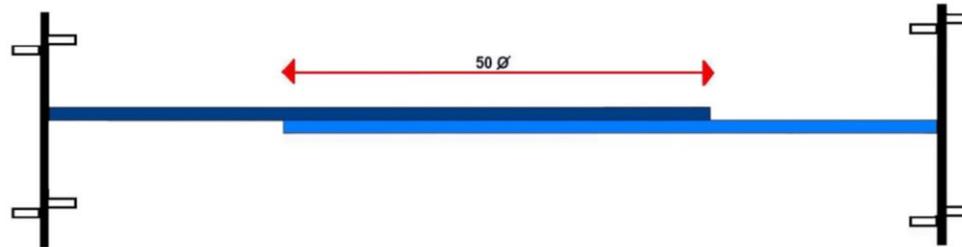
Se trata de un muro, de 3m de longitud y 2.50m de altura libre, el cual es ranurado por un electricista:



Siendo el muro de tabique rojo de 12 cm de espesor y si el ancho de la ranura es para alojar dos poliductos juntos de $1\frac{1}{2}$ " cada uno, en muchas ocasiones se hacen profundidades en las aberturas que dejan dos secciones de muro. El momento de inercia en el plano del muro se modifica y también su constante de resorte.

El adecuado detallado del refuerzo metálico. El refuerzo metálico soldado.

Traslapes de varillas desde $\frac{5}{16}$ " a $\frac{3}{4}$ "



Disminuir la separación de estribos en esta zona, cuando no hay zuncho.

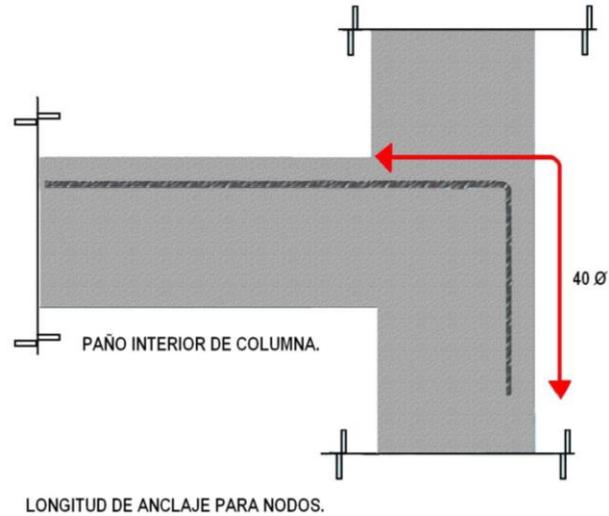
No traslapar más del 25% del refuerzo longitudinal en una misma sección y separar el siguiente traslape 20 diámetros de varilla.

Soldar varillas. Desde 1" a $1\frac{1}{2}$ "

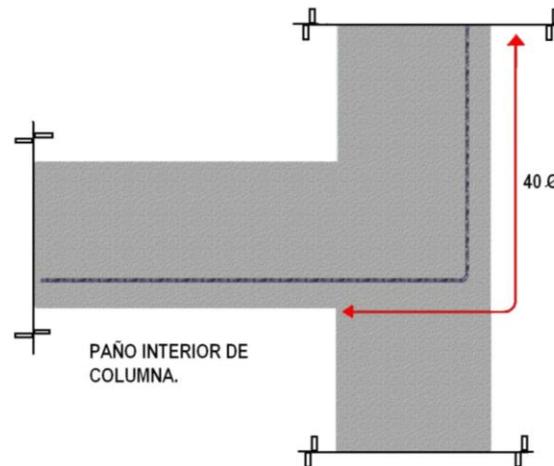
Sin ángulo de respaldo.



- Para varillas superiores:



- Anclaje de varilla de trabe en columna.



SUPONIENDO QUE LA VARILLA FUERA DE 1" DE DIÁMETRO, LA LONGITUD DE ANCLAJE MEDIDA DESDE EL PAÑO INTERIOR DE LA COLUMNA ES DE 100CM.

Columnas.

Disposiciones para marcos dúctiles.

El reglamento de construcciones para el D.F señala:

- Dimensión transversal mínima: 30cm.
- Área menor que $\frac{Pu}{0.5 f'c}$
- $\frac{\text{Dimensión menor transversal}}{\text{Dimensión transversal perpendicular}} \geq 0.40$
- $\frac{\text{Altura libre.}}{\text{Dimensión menor transversal.}} \leq 15$
- $\frac{As \text{ vertical.}}{A \text{ concreto.}}$ No menor que 0.005, ni mayor que 0.06.
- Refuerzo longitudinal min.= 0.01; Max= 0.04. paquetes de dos barras Max.
- Traslape de barras longitudinales: solo en la mitad central del elemento.
- Barras soldadas deben resistir al menos 1.25 fy.
- Barras con dispositivos mecánicos deben resistir al menos 1.25 fy.
- Barras empalmadas deben unirse alternadas.

- Uniones en zonas de esfuerzo máximo deben unirse con más de $40\emptyset$. Y con estribos muy próximos ó hélices cerradas.

***Disposiciones generales para columnas.** (Compárese con Ref. longit. Marcos dúctiles).

- Longitud de traslape; debe resistir **1.33** longitud de desarrollo.
- La longitud de traslape, no debe ser menor que: $0.01 f_y$, menos seis veces el diámetro de la barra.
- En una misma sección transversal no deben unirse con soldadura o con dispositivos mecánicos más 33% del refuerzo.
- Las uniones deberán separarse cuando menos $20\emptyset$.

Columnas restricción de extremos. (Dato complementario).

El reglamento de construcciones de D.F supone que una columna tiene sus extremos restringidos, cuando:

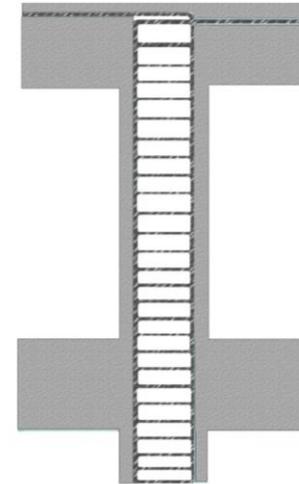
- Forma parte de un entrepiso donde la rigidez lateral de contravientos y los muros y otros elementos que den restricción lateral, no sea menor que el 85% de la rigidez total de entrepiso.
- La rigidez de cada diafragma horizontal, no debe ser menor a **diez veces** la rigidez de entrepiso del marco al que pertenece la columna estudiada.
- La "rigidez de un diafragma horizontal", respecto a un eje de columnas, es la fuerza que debe aplicarse al diafragma, en el mencionado eje, para producir una flecha unitaria (1cm P. Ej.) estando el diafragma libremente apoyado en los elementos que le dan restricción lateral (Muros, contravientos, etc.)

Se recomienda:

Zunchar columnas con estribos muy próximos;

También las trabes zunchadas, tendrán mejor comportamiento que aquellas que poseen estribos muy separados.

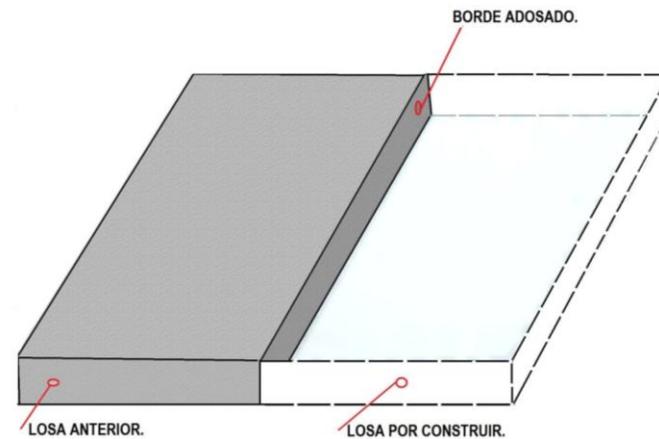
Indudablemente que, tratándose de columnas circulares, una hélice de paso cerrado sería el zuncho idóneo, pero también los estribos muy próximos zunchan la sección



Losas, aplicaciones y modificaciones.

Cuando se trata de ampliaciones y modificaciones de construcción, es usual que el borde de la losa ya construida, quede adosado al borde de la losa por construir:

La solución óptima, consiste en descubrir el borde del concreto endurecido, de modo que aparezca el refuerzo de la cadena de borde ó de la losa.



Para tal efecto, se demuele la mitad del concreto de la mencionada cadena de borde y se anclará y colocará con la nueva losa:

En muchas ocasiones no se realiza la liga entre la losa anterior, con la losa nueva, sino que simplemente queda adosada una losa contra la otra, es decir sin ningún anclaje entre ellas.

Debido a lo anterior, el concreto viejo queda trabajando a fricción contra el concreto nuevo.

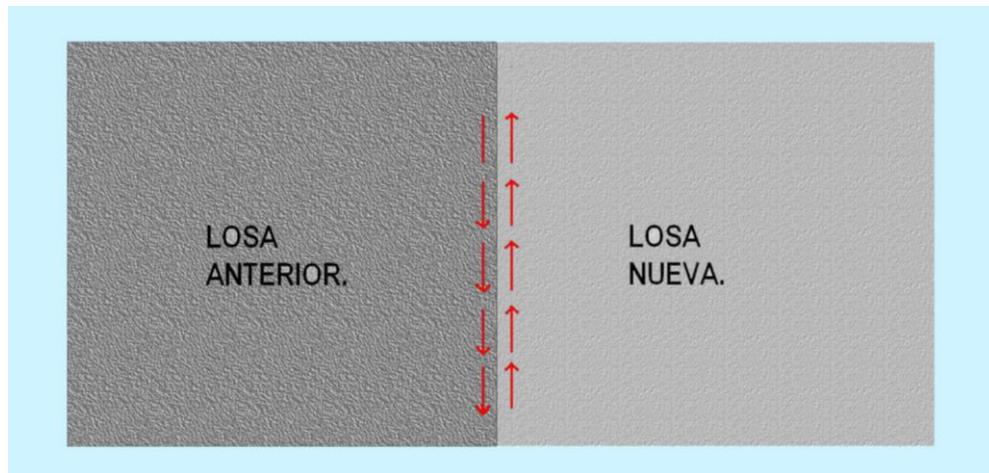
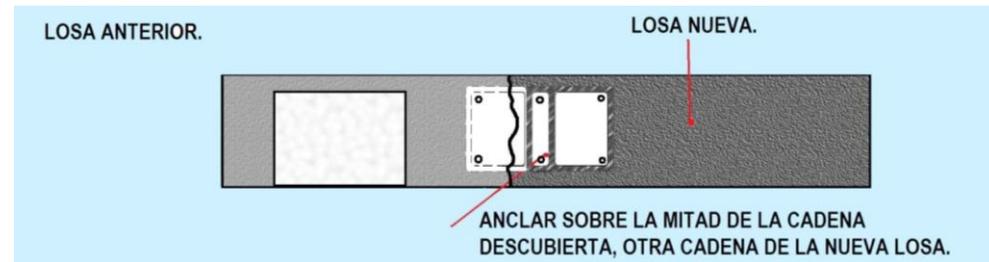
También en parte quedan trabajando por la adherencia del cemento del concreto nuevo, contra el concreto viejo.

Una liga de esas condiciones, puede formar una grieta continua exactamente en el empalme de ambas losas. Hay ocasiones en que no se forma dicha fisura.

La grieta puede ser superficial, mientras no ocurra un sismo severo, en el caso anterior, existe una fuerza cortante tratando de desplazar las losas.

Si la fuerza cortante que actúa, no supera la capacidad que estas losas pueden resistir a fricción, el deslizamiento no ocurrirá.

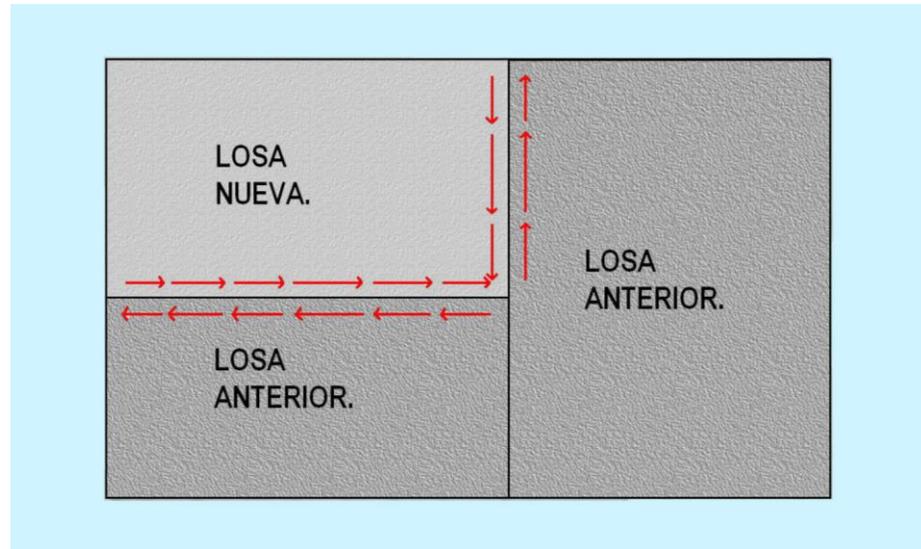
En la práctica, tratándose de casa habitación, no siempre se producirá el desplazamiento de las losas, debido a la magnitud de las fuerzas cortantes y a la buena calidad de ejecución en obra negra, (que existe en varias obras).



Si la liga se produce en una longitud muy amplia, o si se hace participar más de un borde de losas, se aminora la tendencia al deslizamiento:

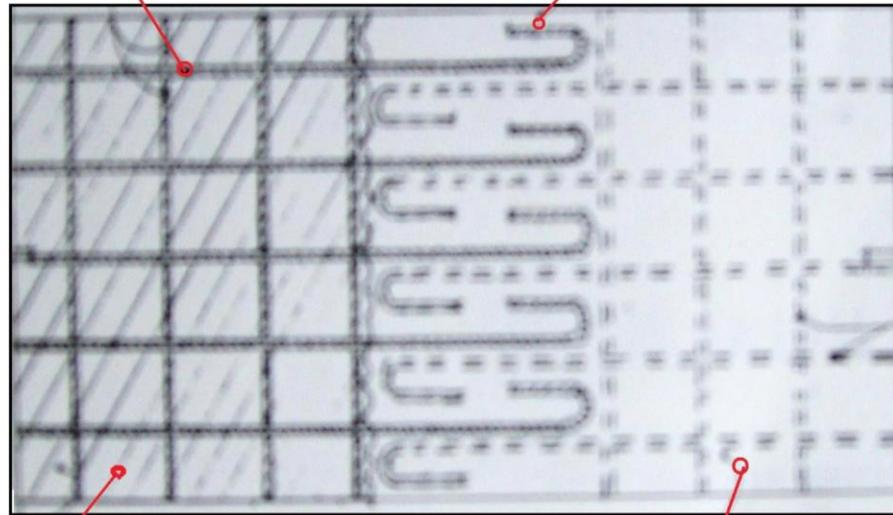
Cuando se trate de ampliaciones ó modificaciones en edificios altos, no es adecuada la liga simple sin anclaje entre losas. Tampoco será válido, el procedimiento de liga simple, sin anclaje entre losas, en zonas donde los sismos han producido graves daños (tal es el caso de la colonia Roma, colonia Morelos, colonia Álamos, etc. En el Distrito Federal de México).

Si la losa de la construcción anterior, no cuenta con una cadena de borde, la liga puede hacerse descubriendo las varillas de la losa, de modo que aflore el gancho estándar. Una vez descubiertas esas varillas, se armará una cadena que aloje los ganchos de las mismas, sirviendo de liga entre la losa nueva y la losa anterior:



ARMADO DE LA LOSA ANTERIOR.

CADENA NUEVA DE LIGA ENTRE LOSAS.



ARMADO DE LA LOSA NUEVA.

LOSA ANTERIOR.

LOSA NUEVA.

PLANTA DE LAS LOSAS.

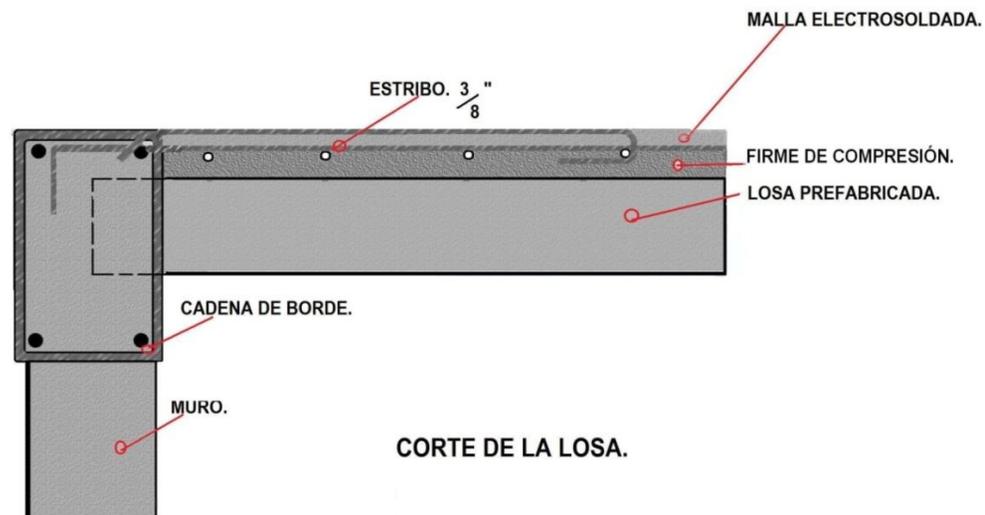
Losas prefabricadas.

En este tipo de losas, es fundamental la liga con los elementos de apoyo en los extremos.

Generalmente las uniones especificadas en los catálogos de los fabricantes, son deficientes, en cuanto a resistencia a cortantes sísmicos elevados. Una forma para hacer más eficiente la liga entre la losa y la cadena de borde, es que el estribo de esta última se prolongue y ancle en el firme de compresión:

La malla electrosoldada debe anclarse, cuando menos un cuadro, dentro de la cadena de borde y doblar a escuadra las puntas en el interior de la misma. Si el firme estructural es de 4cm, (ó sea el mínimo) la malla adecuada es la 6 X 6 – 6 X 6.

No deberá usarse la 6 X 6 -10 X 10, ya que no da el A_s min. Por volumen de concreto.



TEMA 8.

Fallas comunes de las construcciones ante los sismos.

1. Cortantes basales superiores a los supuestos.
2. Momentos sísmicos por flexión y por torsión superiores a los supuestos.
3. Falla por momento de volteo. Agotamiento de la resistencia del suelo por carga instantánea.
4. Falla en la liga entre los pilotes y la losa de cimentación por cortante.
5. Falla en la unión de la columna con las contratarbes.
6. Falla en los pilotes, por volteo.
7. Desprendimiento de pilotes por volteo.
8. Falla de marcos por flexión, cortante y torsión, en los nodos.
9. Fractura de muros por cortante directo o por cortante por torsión.
10. Volcamiento de muros perpendiculares a su plano.
11. Fractura de muros divisorios, ligados indebidamente a la estructura.
12. Falla de marcos en sus extremos por "cabeceo".
13. Falla por incompatibilidad de las deformaciones.

14. Falla de marcos, por distribución caótica de muros de relleno, que no fueron desligados de la estructura.
15. Efecto de "columnas cortas", respecto al resto de ellas.
16. Falla de capiteles en losas. Por insuficiencia de concreto o acero ó por no suministrar refuerzo adecuado según el diagrama superpuesto de cortantes y momentos por continuidad y por sismo.
17. Cambios bruscos de sección, en columnas, trabes, capiteles y ábacos ó en cualquier otra sección.
18. Fallas por resonancia o sincronización.
19. Fallas por choque con construcciones vecinas.
20. Fallas por tensión diagonal en trabes.
21. Fallas por fragilidad.
22. Fallas por insuficiencia de muros.
23. Fallas por mala calidad del concreto, por insuficiencia de acero ó por mala calidad del mismo.
24. Fallas por corrosión del acero.
25. Fallas por mala calidad de la mampostería para muros.
26. Fallas por deslizamiento de elementos de apoyo en prefabricados. (Vigas pretensadas, vigas de madera de acero, unión columna con viga pretensada.)
27. Fallas por tensiones residuales indirectas al soldar.
28. Fallas por cristalización de la soldadura.

29. Fallas por insuficiencia de estribos en columnas.
30. Fallas por insuficiencia en la longitud de anclaje.
31. Fallas por trabes cortas en tensión diagonal.
32. Fallas por flexibilidad excesiva.
33. Fallas en nodos de marcos. Por aplicación excéntrica de la carga de trabes perpendiculares, a las trabes principales de marcos; provocando un momento torsor importante.
34. Falla de diafragmas horizontales inadecuados.
35. Fallas por ligar cuerpos, con diferencias importantes en la magnitud de sus masas.
36. Fallas por cambio brusco de rigideces piso a piso.
37. Rotura de elementos no estructurales: placas de mármol, vidrios, daños en ventanería, acabados, etc.
38. Fallas por distribución salteada de muros de fachada, indebidamente ligados a la estructura y conformado tipo "tablero de ajedrez".
39. Fallas por diagramas horizontales, ubicados a medio nivel respecto al contiguo.
40. Fallas por insuficiencia al cortante de muros huecos.
41. Fallas por flambeo de muros largos.
42. Fallas por alta relación de esbeltez en muros.
43. Fallas por falta de cadenas y castillos en muros.

44. Fallas por no haber considerado el momento interno a flexión (zona de compresión y zona de tracción) o por haber solo tomado en cuenta la compresión, pero descuidando la tracción y viceversa.
45. Fallas en edificios reestructurados. Como consecuencia del nuevo refuerzo y debido a su masa, el edificio podría moverse de acuerdo con su con su periodo fundamental de vibración, cuando antes de la reestructuración, por su alta flexibilidad y altura, se movía de acuerdo al segundo periodo de vibración.
46. Fallas por recibir el marco de planta baja de un edificio, esfuerzos concentrados debido a que la construcción es rígida, a partir del segundo nivel y el marco de la planta baja no tiene la suficiente resistencia.
47. Fallas de los muros por cortante por rotación de la cimentación debida a excesiva flexibilidad de la misma.
48. Fallas por agrupamiento excesivo de barras longitudinales, en una sección y no haber espacio suficiente para el concreto.
49. Fallas por flexibilidad excesiva en los entrepisos o esfuerzos P-d.
50. Fallas en la cimentación por abatimiento del nivel freático.
51. Fallas por realizar entrepisos con trabes hacia arriba, que requieren rellenos pesados, además de un firme sobre el relleno y como consecuencia, se tiene un edificio muy pesado, que puede fallar por momento de volteo, al recibir cortantes basales exagerados.
52. Fallas debidas a la geometría de la estructura.
53. Fallas por suponer rigideces equivocadas. Mala estimación del momento de inercia y del modulo elástico.
54. Fallas por el cambio de rigideces en la obra.
55. Fallas por soldar todas las varillas de columnas de planta baja, o niveles superiores en una misma sección, sin alternar la soldadura en diferentes niveles.
56. Fallas por realizar soldadura con lluvia.

Se deben limitar los desplazamientos relativos de los entrepisos.

Al limitar dichos desplazamientos, se logra acortar el periodo fundamental de oscilación. Si se lleva a efecto lo anterior, la posibilidad de resonancia se disminuye en edificios de altura intermedia.

Los desplazamientos relativos, se limitan por medio de tensores cruzados, tensores tipo K, o muros de rigidez, así como también, con secciones de columnas y trabes más amplias con diagramas horizontales adecuadas. Estos pueden ser losas macizas de concreto armado, o el sistema conocido como "losacero".

Las juntas constructivas se deberán dejar libres de todo material extraño, sean éstas de colindancia con terrenos vecinos, o juntas entre cuerpos correspondientes al mismo proyecto.

En la práctica, tal disposición no se cumple de manera efectiva.

Se pueden suponer ejemplos de daños serios producidos por choque entre edificios que tenían materiales sobrantes de la construcción, atrapados entre la junta constructiva. (Tal es el caso de pedazos de polines de madera, mezcla de concreto endurecida entre la colindancia, tabiques de barro, que junto con mortero sobrante, se quedó en la junta, entre dos edificios).

El proyecto arquitectónico, se debe prestar a ser dividido por la junta constructiva. Cada cuerpo resultante, debe ser auto sustentante con respecto a dos ejes perpendiculares entre sí.

Una conclusión general, para que se norme criterio, es la necesidad de crear conciencia entre estudiantes de las carreras de arquitectura e ingeniería civil, respecto a que los edificios que se proyecten, tengan capacidad para tomar esfuerzos horizontales.

Otra consideración, es que se procure el realizar construcciones lo más ligeras posibles (recordando que a mayor masa, mayor fuerza a la hora de un temblor).

La ligereza de una construcción, no implica que ésta deba ser más débil.

Deberán evitarse siempre los rellenos en los entresijos de edificios de muchos niveles. (Tal es el caso del entresijo con traveses hacia arriba, que lleva un relleno de tezontle, además de la losa maciza y un firme de concreto en el lecho superior. El peso de este entresijo, es extremadamente alto).

Ocurrió durante el sismo de 1985, el colapso de un edificio de unas quince plantas, ubicado en la colonia Roma, cuyos entresijos, estaban contruidos con el procedimiento mencionado antes y cuyo peso exagerado, tomando en cuenta todas las plantas, ocasionó que se volcara, arrancando uno de los pilotes, el cual quedó adherido al cajón de la cimentación.

Cuando se pueda, es mejor limitar las alturas de los entresijos, ya que tratándose de columnas, será menor el momento flexionante al que quedan sometidas, cuanto menor sea la altura libre de las mismas.

Los muros tienen mayor capacidad de carga vertical y horizontal, cuando su relación de esbeltez es menor.

En edificios altos, los muros divisorios, deben quedar libres, respecto al resto de la estructura y dejar juntas elásticas en sentido horizontal y vertical, entre los marcos y las paredes. A su vez los muros divisorios, deben ser capaces de soportar volcamientos perpendiculares a su plano.

Respecto a los muros de carga, es necesario observar que su resistencia a los empujes horizontales es función de:

- 1) Su carga vertical.
- 2) La fricción (influye en el coeficiente Unitario).
- 3) Tratándose de tabique rojo y bloques de concreto y de barro: La resistencia que la mezcla tiene al deslizamiento.
- 4) La relación de esbeltez del muro y la relación alto-largo.
- 5) Su disposición en planta (para efectos de cortante por torsión).
- 6) La resistencia del propio material al cortante.
- 7) En los muros de concreto armado, la cuantía de acero.
- 8) Excentricidad en la aplicación de las cargas verticales.

TEMA 9

Fotografías de fallas de construcciones por sismos.



Fallas de edificios en esquina.



FALLA DE EDIFICIOS EN ESQUINA.



FALLA DE EDIFICIOS EN ESQUINA.





FALLA DE EDIFICIOS EN ESQUINA.



FALLA DE EDIFICIOS EN ESQUINA.

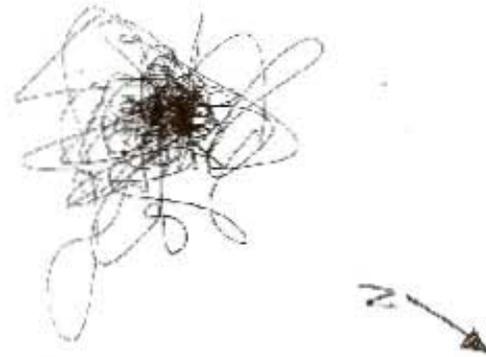




FALLA DE CONSTRUCCIONES EN ESQUINA.



FU DURANTE DEL SEISMO DEL AÑO, DIFERENTE DEL
TEMBLOR DEL 14 DE MARZO DE 1979, EN LA DOBLEZ
CALLE 1900.



FALLA DE EDIFICIOS EN ESQUINA.





EDIFICIO PARCIALMENTE REFORZADO EN 1967, (SOLO EN LAS PRIMERAS PLANTAS), QUE PRESENTA COLAPSO EN LAS PLANTAS NO REFORZADAS.



CHOQUE ENTRE EDIFICIOS DE DIFERENTE MASA Y ALTURA. 



CHOQUES ENTRE CUERPOS DE DIFERENTE MASA. 






COLAPSO DE LAS COLUMNAS DE PLANTA BAJA EN EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS CON FALLA DEL CUERPO DE ESCALERAS.



FALLA DEL NÚCLEO DE ESCALERAS DEL EDIFICIO ANTERIOR.



FALTA DE RIGIDEZ.

MOMENTO DE VOLTEO, AUNADO A OTRAS FALLAS.



COLAPSO A MEDIA ALTURA DEL EDIFICIO.

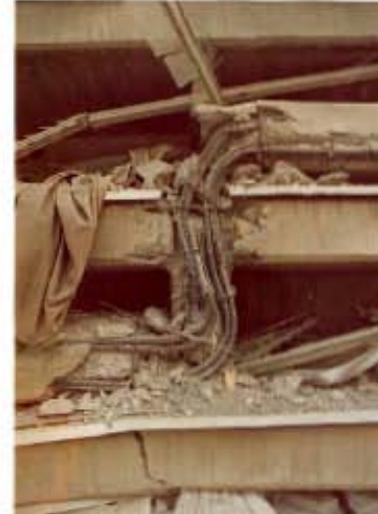


COLAPSO A MEDIA ALTURA DEL EDIFICIO.



FLEXIÓN LUNA EXCESIVA EN ESTRUCTURA DE ACERO.

ROTURA DE PAVIMENTOS.



EDIFICIO ESCOLAR FALTA DE RIGIDEZ Y MOMENTOS TORSIONANTES EN LOS NODOS.



EDIFICIO ESCOLAR FALTO DE RIGIDEZ Y MOMENTOS TORSIONANTES EN LOS NODOS.



COLAPSO DE EDIFICIO CON ESTRUCTURA DE MARCO, RODEADO DE DOS EDIFICIOS DE MAYOR RIGIDEZ Y ANTIGUEDAD.





COLAPSO CON GIRO DE EDIFICIO.

COLAPSO CON FALLA EN CADA UNA DE LAS PLANTAS.



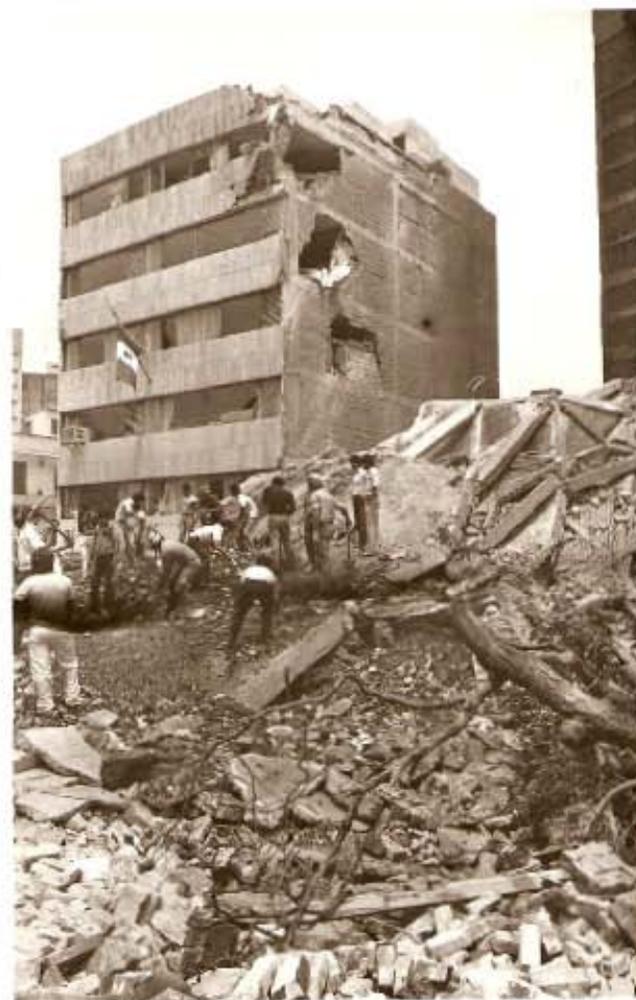


FALLA DE MURDOS.



FALLA DE MURDOS.

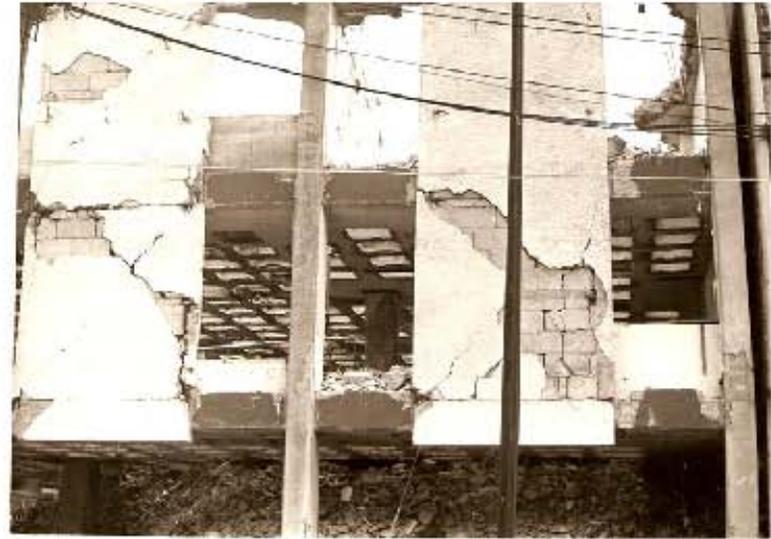




CHOQUES POR INTERACCIÓN DE EDIFICIOS COLINDANTES.



COLUMNA CORTA.



FALLA TÍPICA DE VANDOS EN MUROS DE ADOBE.

EDIFICIO FALTO DE RIGIDEZ, CON MUROS DE CEMENTO CELULAR TIPO ESPUMA.



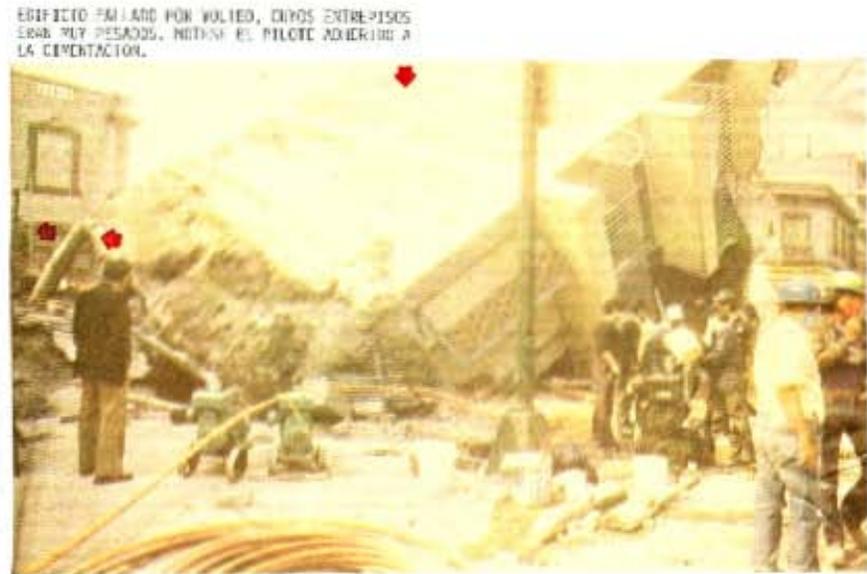
FOTOGRAFIA QUE MUESTRA LA HORA A LA QUE SE
DETUVO EL RELOJ DURANTE EL SESMO DE 1985.



COLAPSO DE UN HOTEL UBICADO EN ESQUINA EN
HUAJUAPAN DE LEON.



ES CUERPOS DE ESCALERAS, MUCHAS VECES CONSTITUI EN UNA MASA AREA AL CUERPO PRINCIPAL Y QUEDAN SUJETOS A CORTANTES ELÉRICOS QUE NO SOPORTAN. FALLA DEL CARGO DE UNA VENTANA, NOTESE LA MALA POSICION INADICUADA DE MATERIALES.



EFFECTO FALLADO POR VOLTEO, CUERPO EXTREMOS ERAN MUY PESADOS, NINGUNO EL PILOTE ADHERIDO A LA CEMENTACION.



TORRE DE VEINTE PISOS QUE SE CAIÓ DESPUES UN BARBE RESISTIDO EL SISMO DE 1985 DURANTE CUATRO HORAS.



TEMA 10

Sinopsis de sismos ocurridos en la República Mexicana.

El sismo del 28 de julio de 1957.

Este temblor, en su época, ocasionó la modificación del reglamento de construcciones vigente.

Hasta 1957 los edificios se revisaban por sismo con $\frac{1}{40}$ la gravedad.

(Es decir 0.025G).

En esta época solo en el sismológico de Tacubaya, se tuvo registro. (El cual solo fue parcial, debido a que los aparatos no eran adecuados para sismos de gran intensidad y saltaron las agujas, perdiéndose los movimientos de mayor importancia).

Las aceleraciones máximas del terreno, se supusieron en 0.06 G, (basados en los efectos en la Torre Latinoamericana, se supuso que el valor máximo probablemente alcanzó los 60 Gals).

El nuevo reglamento de construcciones, posterior a 1957 tomó en cuenta el dato anterior.

Existe gran similitud con la zona de daños ocasionados por el sismo del 19 de septiembre de 1985. (Sin embargo hay que tomar en cuenta que en 1957, la ciudad de México no tenía la extensión que tiene actualmente).

El reglamento de 1942 permitía que las construcciones menores a 16 m, no se revisaran por sismo.

Los daños observados en las construcciones en 1957, fueron analizados de tal manera, que a partir de este sismo, en México se tomaran disposiciones reglamentarias apegadas a conceptos más profundos del diseño por temblor:

- a) Resonancia.
- b) Elementos de construcción más resistentes a esfuerzos horizontales.
- c) Contribución en la rigidez estructural de los muros divisorios, no separados de la estructura.
- d) Torsiones importantes no calculadas.
- e) Exceso de flexibilidad.
- f) Interferencias al vibrar entre edificios colindantes.
- g) Defectos de construcción.
- h) Colapso de casas habitación (antiguas y nuevas) por insuficiencia de muros.

Se mencionan cinco colapsos de estructuras de concreto armado, un colapso de estructura de acero, un total de 1000 construcciones dañadas en mayor o menor grado y varios colapsos de casas habitación.

El epicentro fue en las costas de Guerrero, cerca de Acapulco, a 16° latitud norte y 99° longitud oeste. Esta zona epicentral ha tenido una quietud desde 1962.

El sismo del 14 de marzo de 1979.

Ya en este año de 1979, muchos constructores y calculistas, habían empezado a tomar una actitud más relajada respecto a los sismos en la ciudad de México.

El último sismo de gran importancia en daños, para el valle de México había sido en 1957.

Con el pretexto de la economía, en el costo estructural y hasta el año de 1985, ya era notorio que calculistas y constructores se definieran en dos grupos: unos con criterio más conservador, sin perder de vista las experiencias de los sismos anteriores, otros, con actitudes audaces, criterios exagerados en cuanto a la resistencia.

Este temblor tuvo una magnitud Richter del 7° grado, (recordemos que esta escala es logarítmica, midiéndose en logaritmos decimales, la energía liberada en el epicentro del temblor: $\log_{10} E = 9.4 + 2.14m - 0.054m^2$; siendo E la energía en ergios, M es la magnitud.)

Tuvo este sismo una duración de unos 3.5 minutos en la ciudad de México.

Se produjo un derrumbe de un edificio escolar de tres niveles y varios derrumbes de casas viejas y daños mayores en varios inmuebles, así como también colapso de bardas, caída de antenas de radio, muros divisorios de planta baja colapsados.

Las aceleraciones máximas registradas fueron del orden de 33 Gals.

En la colonia Cuauhtémoc con un acelerómetro mecánico se registraron 18 Gals. (propiedad del Arq. Creixell) ubicado en Melchor Ocampo y Río Pánuco.

El epicentro fue frente a Petatlán, Guerrero, con graves daños en esa población. (A 320km de la ciudad de México).

En este sismo se dañaron construcciones que se colapsaron en 1985.

El edificio escolar que se colapsó, además de falta de rigidez y conexiones inadecuadas en los marcos, tenía una excentricidad de unos noventa centímetros entre las traveses longitudinales y las columnas, que le provocaban una excentricidad muy grande y a su vez, dicha excentricidad, producía un momento torsionante en los nodos, que bastó una aceleración aproximada de 0.03 G para romper dichos nodos.

En los años setentas y parte de los ochentas, se construyeron en México, muchas construcciones con losas reticulares, cuyos diafragmas horizontales eran de falla frágil.

En el periodo de tiempo comprendido entre 1975 y 1985, los calculistas y constructores, que habían menospreciado lo que podría ocurrir en la ciudad de México; tuvieron que cambiar de actitud y retirar lo que habían afirmado, después de que ocurrió el terremoto de 1985.

El sismo del 19 de septiembre de 1985.

Cuando se registra un sismo, a los constructores, (arquitectos e ingenieros) nos interesa conocer el valor de la aceleración máxima registrada en la zona donde realizamos alguna obra, así como la duración del temblor.

Al presentarse en la ciudad de México el terremoto del 19 de septiembre de 1985, se registraron en tres diferentes zonas del fondo del lago los siguientes valores de la red SISMEEX:

- a) En la estación de S.C.T. (Av. Universidad esquina Xola en la Colonia Narvarte) alcanzaron 168 gals. (ver tabla 1 del informe preliminar UNAM)
- b) En la Central de Abastos (en Iztapalapa) registraron un máximo de 95 Gals.
- c) En el palacio de los deportes (en Río Churubusco y Viaducto Miguel Alemán) se llegó a 80 Gals.

Como se ve, el valor de 168 Gals, es un 76% más alto que lo registrado en la Central de Abastos, y un 110% mayor que en el Palacio de los Deportes.

Además, destacan de manera importante los siguientes datos, que hacen considerar a este sismo como de características excepcionales:

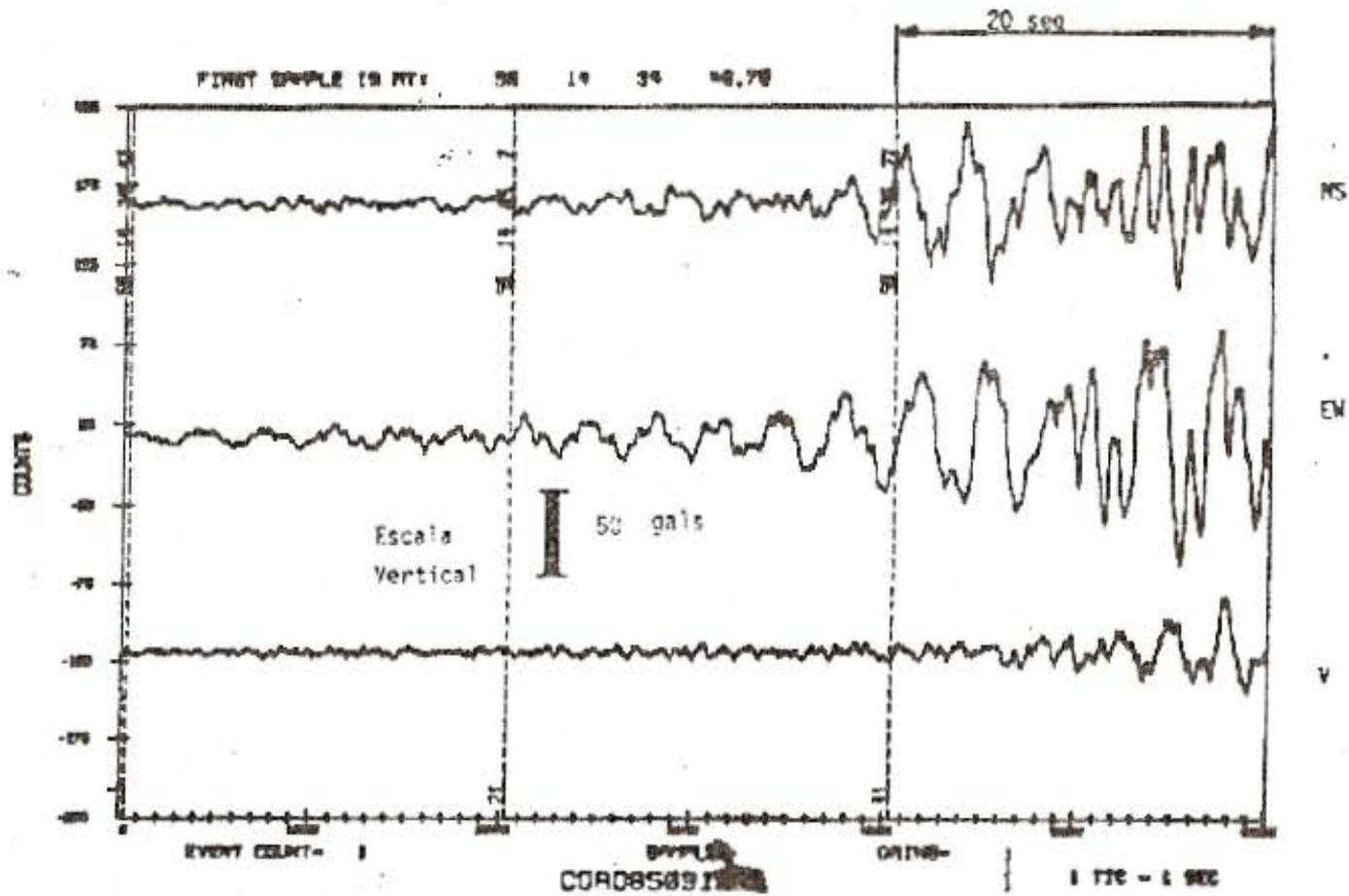
- a) Los primeros 32 seg con aceleraciones pequeñas.
- b) Las máximas aceleraciones en la direcciones E-W.
- c) Las máximas aceleraciones verticales, fueron de 36 Gals.
- d) Hubo un registro de **cinco minutos** en la central de abastos (oficinas).
- e) Un incremento en la intensidad del temblor, se produjo en los primeros **70 seg.**
- f) Posteriormente, la aceleración se mantiene prácticamente uniforme, en amplitud durante más de un minuto.

- g) En las oficinas de la Central de Abastos, las aceleraciones horizontales, tienen un periodo cercano a los **3.5 seg** (durante el tiempo comprendido entre el final del segundo minuto del temblor y una buena parte del terreno.)
- h) Comparando las aceleraciones obtenidas en la Central de Abastos oficina, con las producidas en el frigorífico, se aprecia una acción de la estructura sobre el impulso del suelo, disminuyendo un poco la aceleración (es menor que la de "campo libre", debido a la interacción suelo estructura).
- i) El sismo alcanzó una aceleración del triple, de lo que el anterior reglamento de construcciones contemplaba desde 1957 para la Ciudad de México. (En 1957 se perdió el registro al venir el temblor, se decía en la prensa que "saltaron" las agujas de los sismógrafos. Se supuso una aceleración de 60 Gals, basados en los efectos producidos en la Torre Latinoamericana).
- j) En S.C.T. los periodos dominantes son de **2 seg**.
- k) El desplazamiento máximo del suelo es de **25cm** en central de Abastos, alcanzando **21cm** en S.C.T y **18cm** en un osciloscopio particular (M. Ocampo).
- l) Existe similitud entre el movimiento armónico simple y la regularidad de las oscilaciones del sismo.
- m) Es curioso observar que la zona de destrucción en 1957, es similar a la de 1985. Esta conclusión fue obtenida así, inmediatamente después del temblor por varios analistas del fenómeno.
- n) Al haberse triplicado las aceleraciones que contemplaba el reglamento de construcciones, se tuvieron que modificar muchas ideas que prevalecían entre los constructores (los edificios de marco se analizaban con secciones que además de esbeltas, permitían desplazamientos excesivos) (se había manejado una excesiva reducción por ductilidad) (se construía con diagramas horizontales muy frágiles) (las casas habitación las creían casi exentas al colapso).
- o) Los trepidómetros marcaron aceleraciones verticales considerables.
- p) Hubo un asentamiento de dos metros en la colonia Roma y el colapso de una casa habitación en Tecamachalco apoyada sobre una caverna.
- q) Hubo efecto de sacudidas violentas de edificios sobre pilotes de punta.

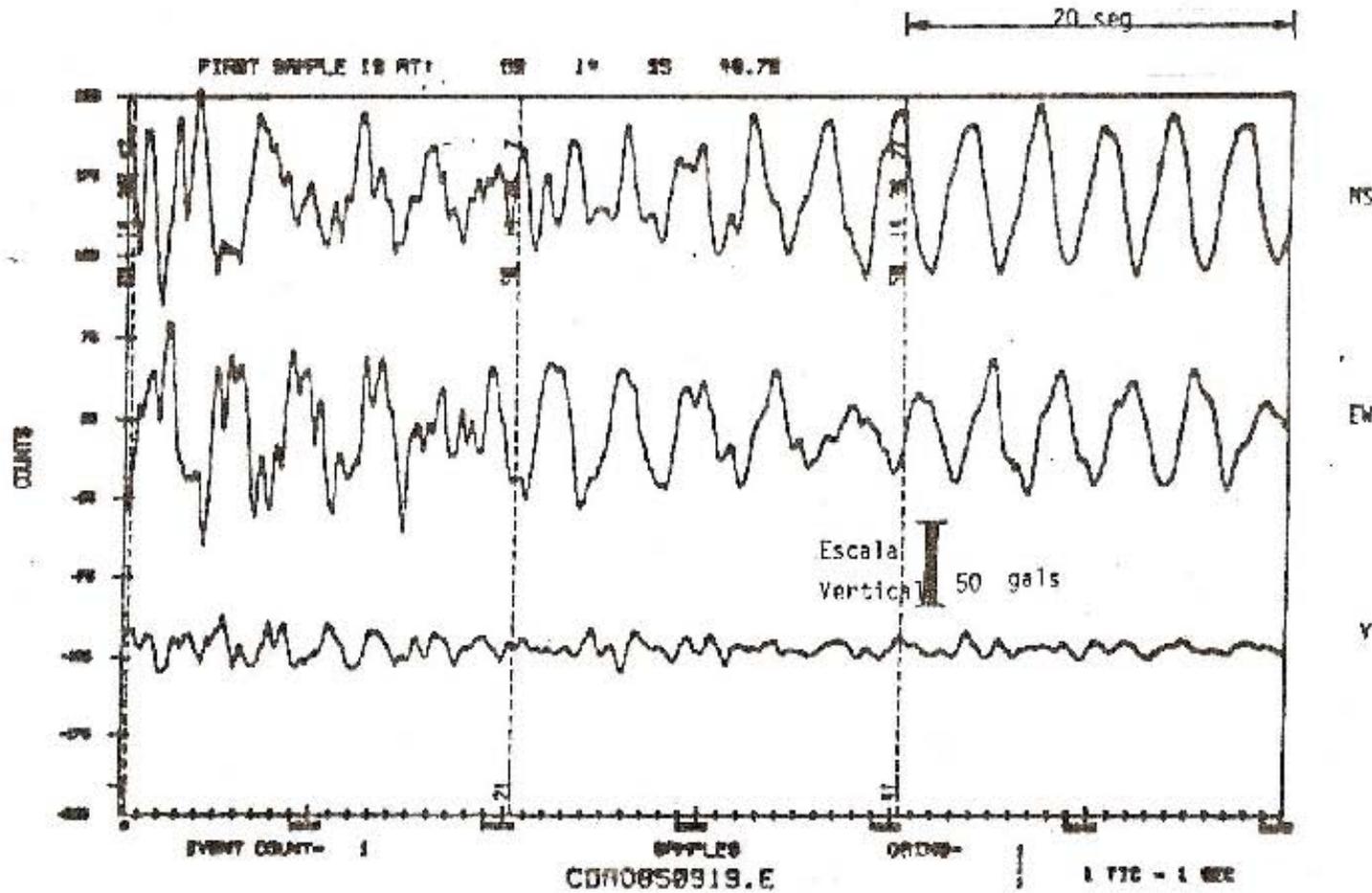
- r) En 1985 se sumó el efecto de la orientación sureste hacia la Ciudad de México, además de una regularidad de los movimientos del terreno, durante unos dos minutos, junto con la presencia de periodos dominantes del terreno de **2 seg.**

VARIABLE	DIRECCION	CENTRAL DE ABASTOS* FRIGORIFICO	SRIA. DE COMUNICACIONES* Y TRANSPORTES. SCOP.	CENTRAL DE ABASTOS** OFICINA
ACELERACION gals (cm/seg ²)	NS	81	98	69
	EW	95	168	80
	V	27	36	36
VELOCIDAD (cm/seg)	NS	25	39	35
	EW	38	61	42
	V	9	9	11
DESPLAZAMIENTO (cm)	NS	15	17	25
	EW	19	21	25
	V	8	7	9

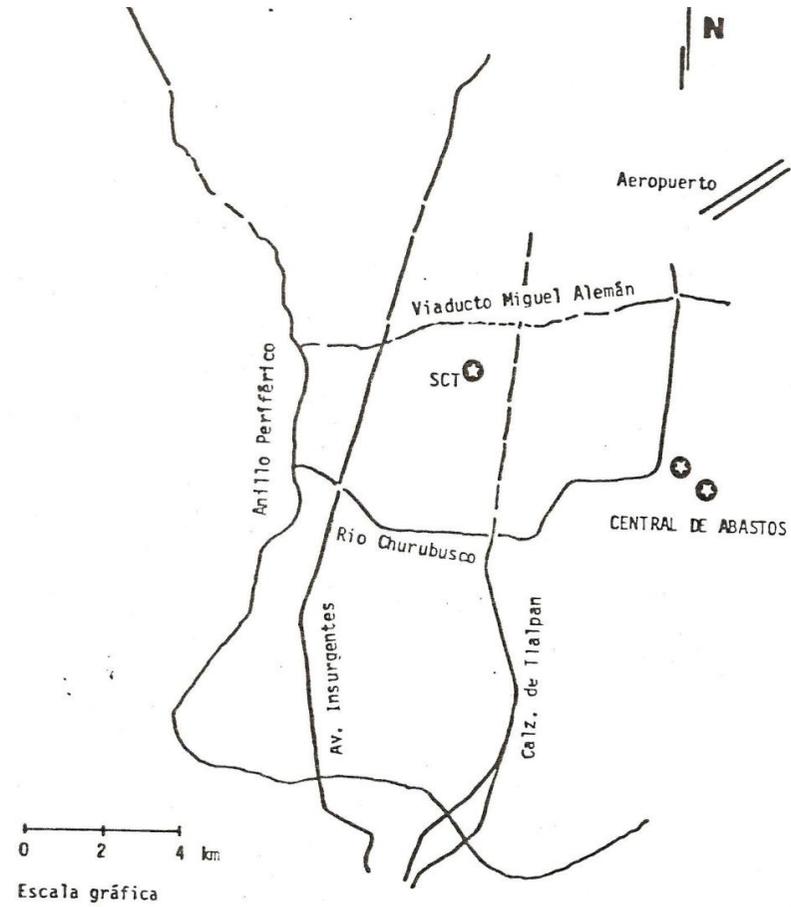
Tabla 1. Aceleraciones, velocidades y desplazamientos en dos estaciones de campo libre (*) y dentro de un edificio de un piso (**).



Acelerograma del sismo del 19 de septiembre de 1985, obtenido frente al frigorífico en la Central de Abastos en México D.F.



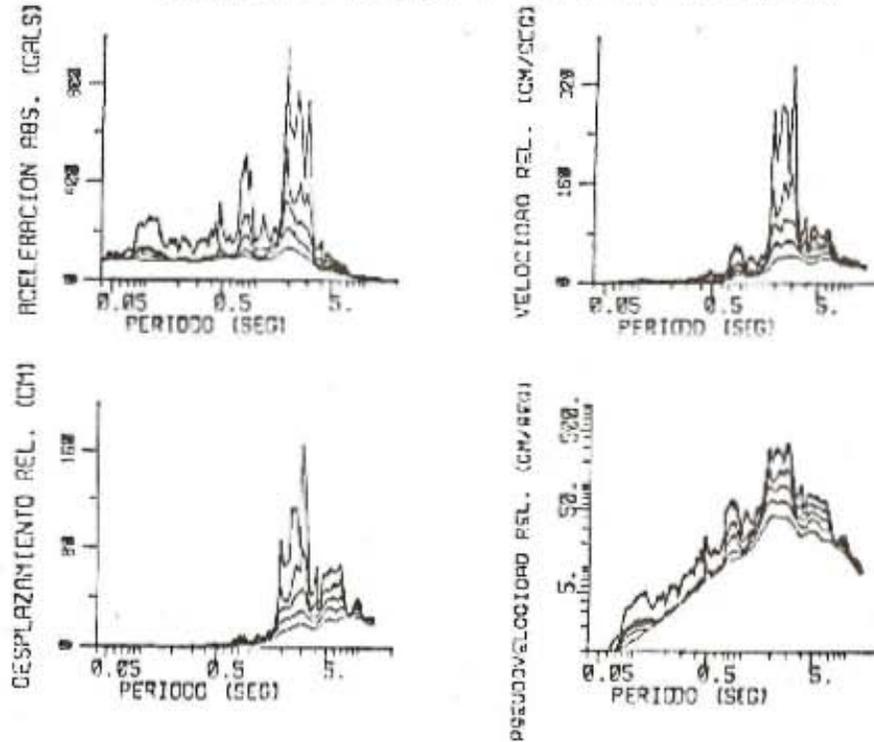
Acelerograma del sismo del 19 de septiembre de 1985, obtenido frente al frigorífico en la Central de Abastos en México D.F.



LOCALIZACIÓN DE ACELERÓGRAFOS DE CENTRAL DE ABASTOS Y CENTRO SCOP (SCT) EN MÉXICO D.F.

SISMO		REGISTRO		CORRECCION	
GR0-MICH	1061	ESTR	33-114	METOD	0.870
DATA	05/09/85	INST	5822	FILTRD	0.100
FECHA	13:19:45	COMP	13:19:45	ΔT	0.018
HORA	17.988	HORA	52.99	MAX ACEL	88.53
EPIC	182.478	DLR	422	MAX VEL	23.23
H	7.7	DIST		MAX DESP	12.19
	33				

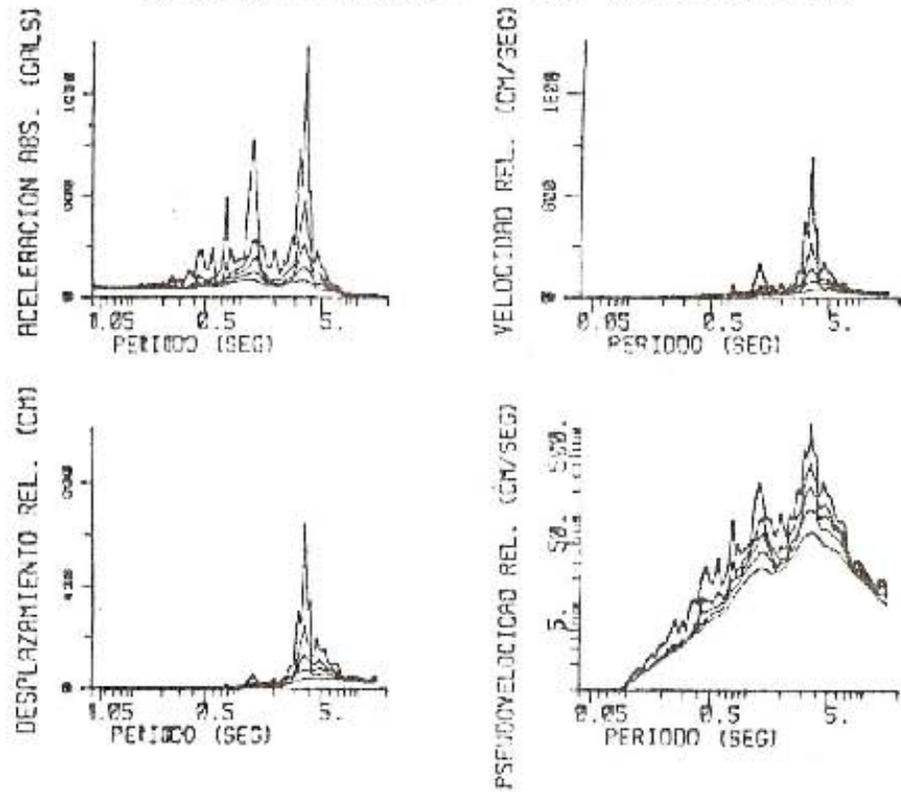
ESPECTRO DE RESPUESTA AMORT (X) 0.2.5.10.20



Espectros de respuesta para la componente NS del registro obtenido frente al frigerífico de la Central de Abastos en México D.F. el 19 de septiembre de 1985.

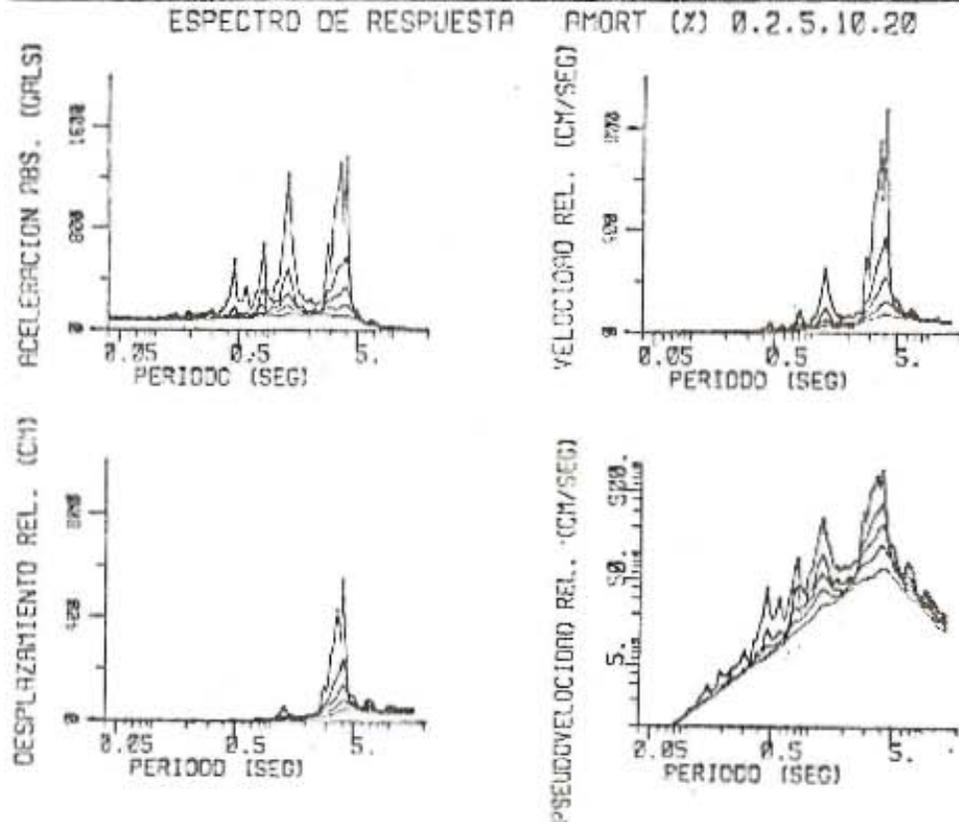
SIGNO	GR0-MICH	REGISTRO	C3AC850019AL.T	CORRECCION
ORIG	INFI	ES11	CE70	METODO CALTECH.
FECHA	850919	ING1	03-115	FILTRO 0.050 0.070 10.0 13.0
HORA	14:34:58	COM2	NR00	ΔT 0.020
EPIC	17.000 102.470	MD19	19:34:49	MAX ACEL 65.84 -69.85
H	7.0	DUR	179.99	MAX VEL 31.24 -35.82
R	03	DTAT	400	MAX DESP 19.57 -25.00

ESPECTRO DE RESPUESTA AMORT (X) 0.2.5.10.20



Espectros de respuesta para la componente NS del registro obtenido en la oficina principal de la Central de Abastos en México D.F. el 19 de septiembre de 1985.

SISMO		REGISTRO		CORRECCION	
DATOS	GRO-MICH	ESTR	000650918AT.T	METODO	OPTICR.
FECHA	10E1	INST	03-115	FILTRO	0.050 1.075 10.0 13.0
HORA	14:34:58	COMP	N3RE	ΔT	1.020
EPIC	17.600 102.470	HORA	14:34:58	MAX ACEL	68.13. -88.39
	7.0	DUR	179.99	MAX VEL	11.80. -32.81
	33	DIST	-400	MAX DESP	21.74. -24.69



Espectros de respuesta para la componente EW del registro obtenido en la oficina principal de la Central de Abastos en México D.F. el 19 de septiembre de 1985.

Durante los sismos posteriores a 1985, nuevamente se aprecian mayores aceleraciones y desplazamientos del terreno en S.C.T. que en otras zonas del valle de México.

Es lógico que la zona del fondo del lago, pueda subdividirse en varias sub-zonas.

Cada una obedecerá a un registro determinado de aceleraciones y desplazamientos del terreno, que se consideran propios.

Indudablemente, que el registro estadístico de aceleraciones y desplazamientos del terreno, es producto de años de trabajo y observaciones, que llevan a observaciones confiables. Ya el reglamento de 2005 para las construcciones del Distrito Federal, contempla una sub-zonificación de la zona del fondo de lago, además de una parte de la zona de transición. En esta región de la ciudad de México ha habido efectos graves en el comportamiento de los edificios ahí ubicados.

Será interesante la relación existente entre la profundidad de la capa resistente y los periodos del terreno y su influencia en las aceleraciones y desplazamientos. Es bien sabido que la capa resistente, se encuentra a profundidades menores, a medida que nos acercamos a la zona de transición. También el valor de los periodos dominantes del suelo, disminuyen, cuando se aproxima a la zona de transición.

Los periodos dominantes, más amplios del suelo, corresponden a las mayores profundidades de la capa resistente.

Todavía hay discrepancias, debido al porqué las máximas aceleraciones corresponden a periodos del suelo del orden de 2seg. Y una profundidad de la capa resistente entre 25 y 33m.

A partir de 1985, se cuenta ya con una red acelerógrafos más amplia que la que se tenía antes.

Entre otras cosas, esto ha permitido obtener registros en zonas, donde nunca antes se habían tomado aceleraciones de sismos específicos.

Si observamos las curvas de igual aceleración mostradas en el informe I.C.A. (fig. 4.7 y 4.8 de dicho informe, que es un resumen de actividades de 1987 a 1992 de la fundación I.C.A a. c.) podemos señalar que las aceleraciones crecen, desde un mínimo al poniente, (en la zona de Chapultepec) a un máximo en el centro (ya desde el año de 1957 se había detectado esa variación).

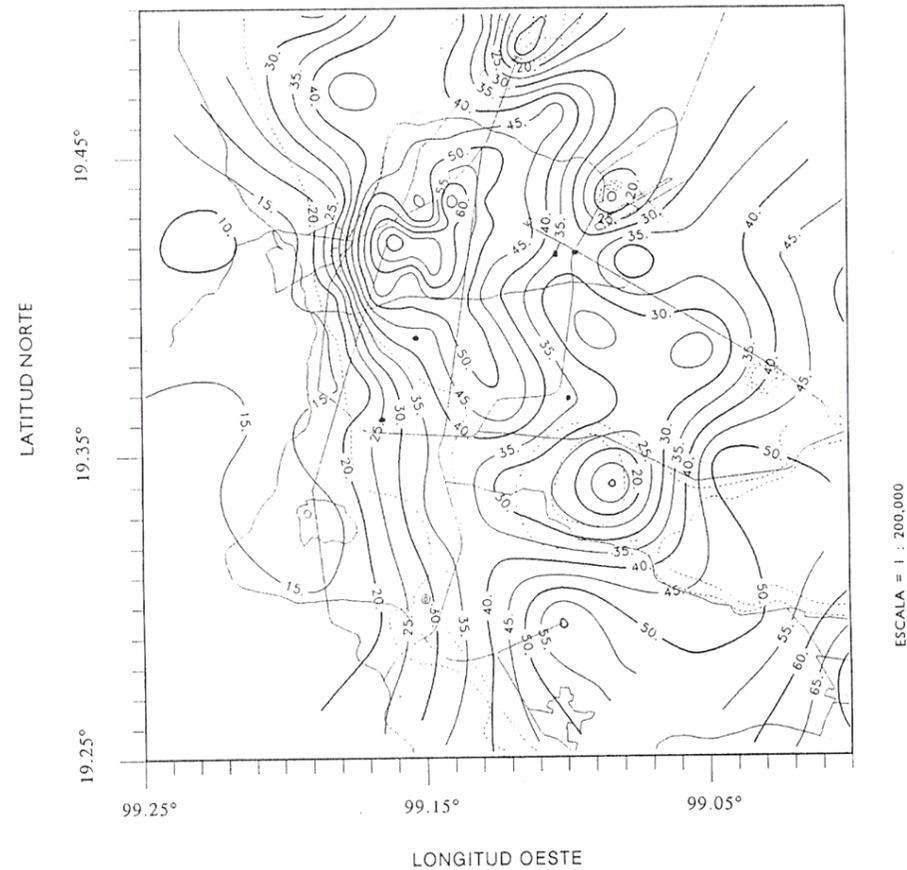


Fig. 4.7 Curvas de igual aceleración máxima horizontal (cm/s^2). Sismo del 25 de abril de 1989 (ref. 3)

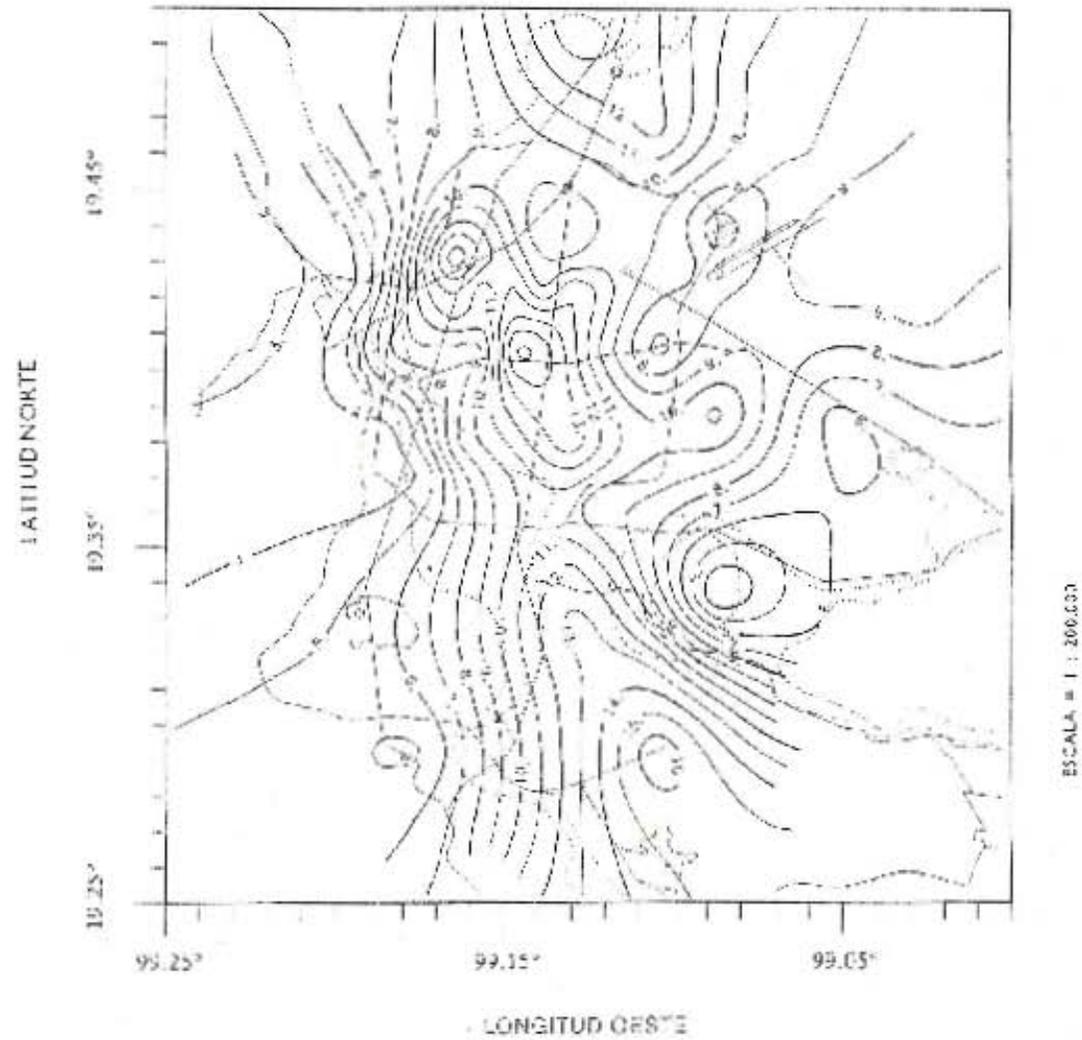
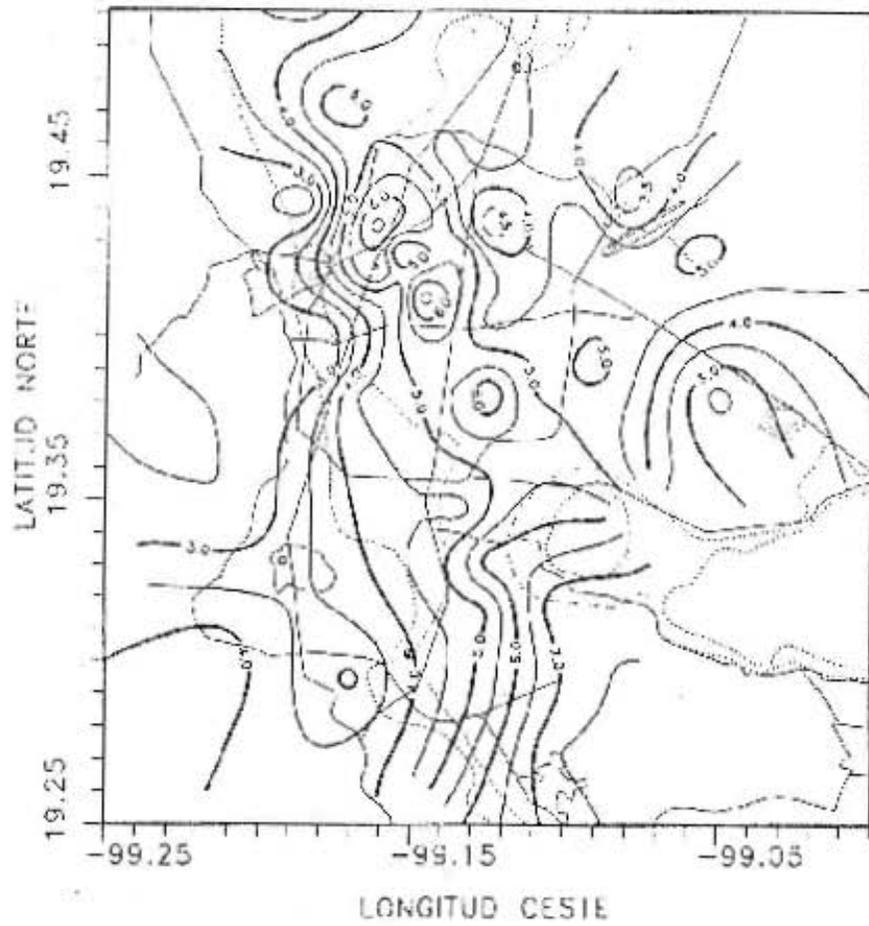
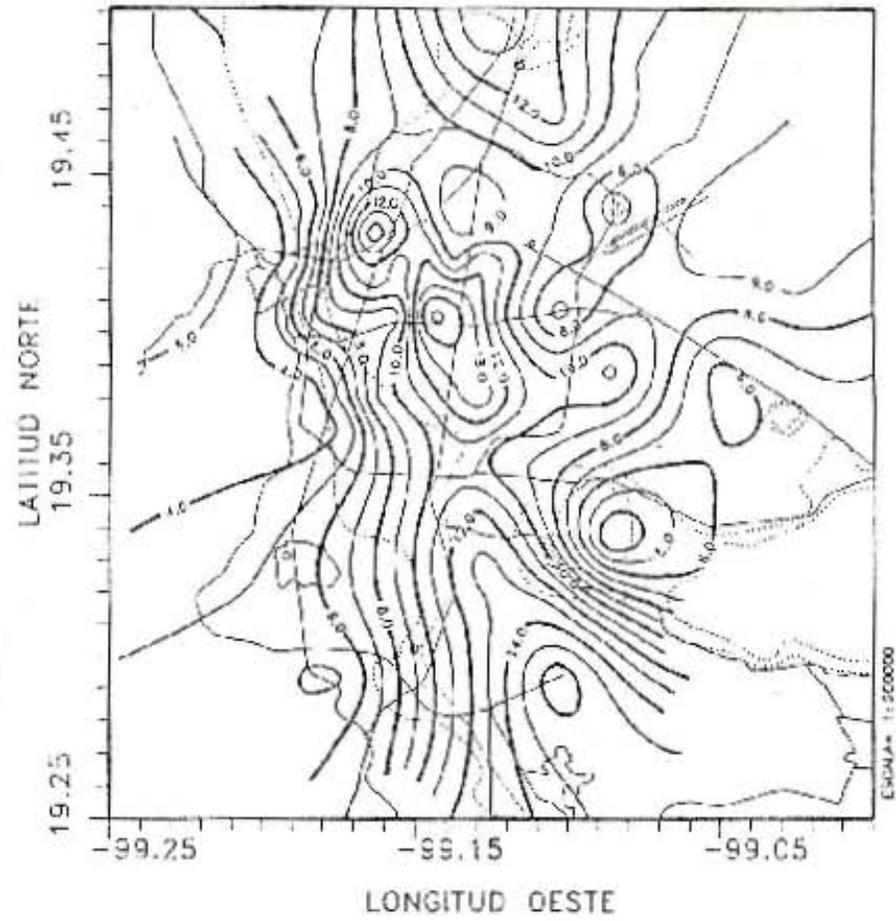


Fig. 4.8 Curvas de igual amplitudación máxima horizontal (cm/s²) Sismo del 31 de mayo de 1950 (ref. 4)



a) Sismo del 11 de mayo de 1990



b) Sismo del 31 de mayo de 1990

Fig. 4.25 Distribución de la aceleración máxima horizontal (cm/s²)

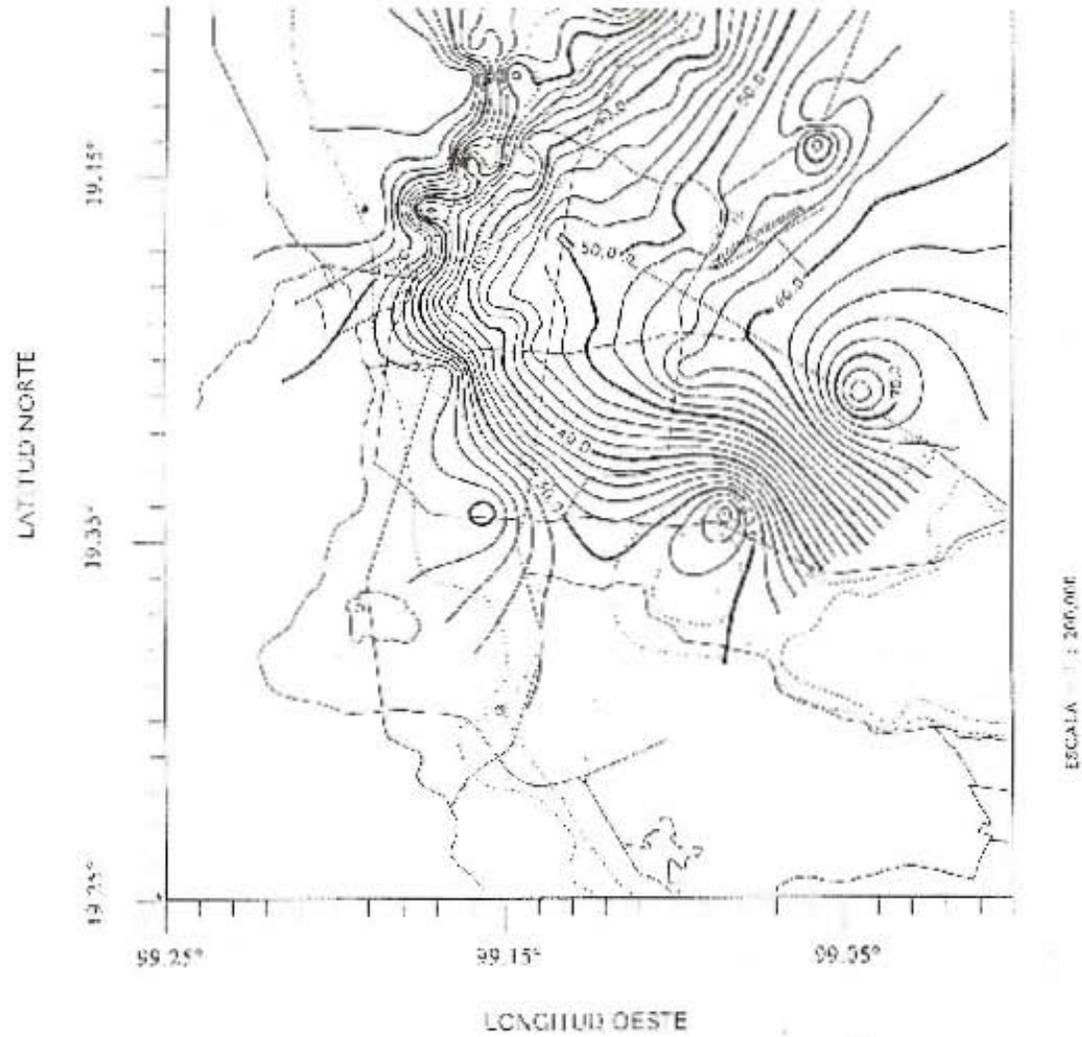


Fig. 4.4 Curvas de igual profundidad de los depósitos profundos (m)

Es notorio, por ejemplo, el incremento de aceleraciones desde el Cerro de la Estrella hacia la zona de Tlahuac, donde éstas crecen hasta un valor igual o mayor que en el centro.

Lo mismo se observa, desde el Cerro del Peñón del aeropuerto, hacia sus alrededores, o en el Cerro del Chiquihuite de "la Villa", rumbo al centro.

Claramente, se repite el mismo esquema de distribución de aceleraciones horizontales, si analizamos las curvas de igual aceleración de sismos más recientes.

Es curioso observar que el sismo del 25 de abril de 1989, (ver. Fig. 4.7 del reporte de la fundación I.C.A.) en el cruce del Circuito Interior y la calzada Ignacio Zaragoza las aceleraciones valen 35 Gals y en el centro llegan a 60 Gals.

Dicho en otras palabras, en el centro valen un 71% más que en el mencionado cruce.

Si analizamos la fig. 4.8 del mismo reporte de la fundación I.C.A. respecto al sismo del 31 de mayo de 1990, en el mismo cruce de calles antes descrito, las aceleraciones son de 8 Gals y en el centro 13 Gals, es decir un 62.5% mayores.

Así también para el sismo del 25 de abril de 1989, en la zona de central de abastos en Iztapalapa, las aceleraciones horizontales máximas son del orden de 35 Gals y en el centro de 60 Gals, nuevamente un 71% más elevadas.

Si se compara lo anterior, con el sismo del 31 de mayo de 1990, las aceleraciones en la misma zona antes mencionada (Central de Abastos) son del orden de 8 Gals y en el centro, llegaron a 13 Gals, o sea un 62.5% más elevadas.

Y aún más, en el terremoto de 1985, en Central de Abastos la máxima aceleración en campo libre, fue de 95 Gals y en S.C.T. (Xola y Av. Universidad) alcanzaron 168 es un 76% mayor que 95.

Ya desde los años noventas del siglo pasado, de una manera personal habíamos manifestado por escrito, la microzonificación de la zona III de la Ciudad de México, lo cual es ya una realidad en el reglamento de construcciones vigente del año 2005.

Entonces, ya puede decirse, que en el centro de la Ciudad de México, las aceleraciones son un 60 a 75% mayores que en Central de Abastos.

Además, se puede concluir, que en todos los registros obtenidos en el fondo del lago, las aceleraciones en el centro de la Ciudad de México y en parte en Tlahuac, son mayores que en el resto de ella.

Es en esta zona de Tlahuac, donde se han registrado aceleraciones iguales o mayores que las del centro de la ciudad.

Esta región no tiene todavía edificios altos y construcción densa que pudiera salir afectada.

Cuando ocurrió el sismo del 20 de septiembre de 1985 las aceleraciones fueron del orden del 50% de las del 19 de septiembre.

Las zonas del fondo de lago, respondieron con diferentes aceleraciones, pero se mantiene lo afirmado en los anteriores párrafos.

La magnitud Richter del terremoto del 19 de septiembre fue: 8.1 y la del 20 de septiembre: **7.5**.

Oficialmente, se habla de 6500 víctimas y más de 3000 edificios desalojados por daños.

Conclusiones.

La excelente trayectoria del Arq. Creixell como profesor, arquitecto, diseñador de estructuras y estudioso del fenómeno sísmico, es digna de reconocerse, ya que fue en su tiempo precursor en su especialidad.

Bernardo Calderón estudió el fenómeno sísmico y aplicó un procedimiento muy comprensible en sus publicaciones, para los iniciados en el tema.

El arquitecto Farías Arce, se enfocó en la explicación matemática de algunos casos aplicables en el diseño por sismo.

Por otra parte, después de haber realizado un estudio de cómo se lleva a cabo la enseñanza del diseño por sismo en las facultades de Aragón, Acatlán y Ciudad Universitaria de la UNAM se concluye que existe una deficiencia en la enseñanza de este campo de conocimiento. Dicha deficiencia consiste en que no se imparten las bases del diseño sísmico, y los profesores de estructuras invierten un poco del tiempo de su clase en realizar algún ejemplo numérico relacionado con el efecto de los terremotos en las construcciones.

Pese a que en la Facultad de Acatlán existe una asignatura optativa, dedicada al diseño por sismo, en ella no se imparten los conceptos que permitan primero comprender el fenómeno y después realizar los ejercicios numéricos. Por lo tanto, consideramos de vital importancia, la existencia de una asignatura en las facultades de Aragón, Acatlán y Ciudad Universitaria que denominamos "Diseño Sísmico Básico para Arquitectos" y cuyo contenido temático desarrollamos en los anexos.

La mejor formación entre los arquitectos, con respecto a este fenómeno, permitirá realizar, desde que se empezó a concebir el anteproyecto, mejores edificios en los cuales desde el principio se contemplan las secciones necesarias y según sea el caso, la necesaria rigidez o flexibilidad de la estructura para que pueda resistir satisfactoriamente los terremotos.

Julio Souza Abad.