

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE  
EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO SIN Y  
CON NÚCLEO CENTRAL**

**TESIS**

**Para optar el Título Profesional de:**

**INGENIERO CIVIL**

**RODOLFO JAVIER LAURA SULCA**

**Lima-Perú**

**2009**

## RESUMEN

En la actualidad, con la existencia de software y computadoras de grandes capacidades y velocidades, es posible modelar edificios muy cercanos a la realidad, analizarlos y mejorar el conocimiento que se tiene del comportamiento dinámico de estos. Dicho conocimiento puede muchas veces reducir el tiempo en el que uno puede invertir en el estudio de un proyecto y además definir en forma apropiada su configuración estructural.

Esta tesis trata sobre el comportamiento de edificios de concreto armado netamente aporticados y sistemas duales con núcleos resistentes. Se seleccionaron para el estudio grupos de edificios con características similares para cada sistema estructural. A cada edificio se le realizó un análisis lineal elástico dinámico por el método modal espectral y tomando en cuenta la Norma Técnica de Edificación E.030. Los elementos estructurales de dichos edificios fueron dimensionados por fórmulas típicas o siguiendo criterios establecidos en nuestra práctica. Estos edificios fueron modelados en forma tridimensional, como si fueran edificios reales a diseñar.

En general, en estos edificios se examina la demanda de desplazamientos así como el efecto del acoplamiento lateral-torsional en los torques y cortantes basales. En cuanto a los desplazamientos, básicamente se comparan las distorsiones de entrepiso. Dicho parámetro es muy importante ya que está directamente relacionado con los daños en un edificio. Los resultados de los análisis muestran que los edificios netamente aporticados dimensionados como típicamente se hace en nuestro medio, no cumplen con las distorsiones máximas permitidas por la NTE-E.030, mas aún los edificios menores a 4 pisos. Además, el estudio revela interesantes resultados para cada sistema estructural, los que ayudarán a comprender mejor el comportamiento de edificios y así mejorar las estructuraciones o predecir sus comportamientos.

## ÍNDICE

RESUMEN	2
LISTA DE TABLAS	4
LISTA DE FIGURAS	11
INTRODUCCIÓN	13
<b>CAPITULO 1 GENERALIDADES. ASPECTOS IMPORTANTES</b>	<b>18</b>
1.1 Edificios Simétricos y Asimétricos en Planta	18
1.2 Deformaciones Laterales de Edificios: Corte + Flexión	20
1.3 Importancia del Análisis Dinámico en la Predicción de la Respuesta Sísmica de Edificios	21
1.4 Limitaciones del Análisis Elástico Lineal	22
1.5 Importancia del Control de las Distorsiones	23
1.6 Incertidumbres de Modelado en la Estimación de la Respuesta Sísmica de Edificios	24
<b>CAPITULO 2 ANÁLISIS DINÁMICO</b>	<b>25</b>
2.1 Introducción	25
2.2 Ecuación de Movimiento de Sistemas de VGDL	25
2.3 Frecuencias y Modos de Vibración	26
2.4 Análisis Modal	26
2.5 Análisis Modal Espectral	27
<b>CAPITULO 3 DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS</b>	<b>31</b>
3.1 Modelos Estructurales Considerados para el Análisis	31
3.2 Idealización en ETABS e Hipótesis de Modelado	36
3.3 Propiedades de los Materiales	36
<b>CAPITULO 4 DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES</b>	
4.1 Introducción	39
4.2 Dimensionamiento de Columnas	39
4.3 Dimensionamiento de Vigas	45
4.4 Dimensionamiento de Muros	46
4.5 Dimensionamiento de Losas	46
4.6 Metrado de Cargas y Masas Considerados	46
<b>CAPITULO 5 ANÁLISIS SÍSMICO SEGÚN LA NTE-E.030</b>	<b>52</b>
5.1 Introducción	52
5.2 Cortante Basal Estático	52
5.3 Análisis Modal Espectral	53
<b>CAPITULO 6 RESULTADOS Y DISCUSIONES</b>	<b>56</b>
6.1 Edificios Sin Núcleo Central (Aporticados)	56
6.2 Edificios Con Núcleo Central	89
CONCLUSIONES	106
RECOMENDACIONES	108
BIBLIOGRAFÍA	109

## INTRODUCCIÓN

En el Perú, los edificios de concreto armado son generalmente preferidos por los proyectistas, sobre todo para edificios de oficinas a los que se le debe dar un uso eficiente al espacio interior. Estos edificios pueden ser netamente aporticados, de muros de corte o sistemas duales. Si bien se conoce bastante sobre las ventajas de cada sistema, se sabe poco del comportamiento de edificios con determinadas características. Hoy en día, gracias a las mejoras en las herramientas de cómputo, podemos analizar los edificios utilizando modelos "reales" o modelos tridimensionales y de esta manera mejorar el conocimiento que se tiene sobre el comportamiento de edificios; dicho conocimiento *puede ser de gran utilidad en los inicios de la concepción arquitectónica, estructuración y/o etapa de análisis estructural de un proyecto.*

Los edificios aporticados, si están bien diseñados y detallados, son estructuras que poseen altas capacidades de disipación de energía, característica muy conveniente en el caso de sismos severos, la desventaja de estos edificios es que son muy flexibles, es decir poseen poca rigidez lateral, por lo que se les suele adicionar muros de corte para incrementar su rigidez, transformándose a un sistema dual. La rigidez de los muros de corte puede ser utilizada para minimizar deformaciones sísmicas y por lo tanto reducir daños a elementos estructurales y no estructurales. Sin embargo, pocas veces un diseñador puede colocar las placas adecuadamente dentro de la planta del edificio, por lo que su estructuración y finalmente su diseño queda restringido por cuestiones de funcionalidad y arquitectura, como en el caso de edificios con placa en forma de "C" utilizado comúnmente como núcleo de servicio, donde puede ir el ascensor o la escalera. Entonces, un edificio estructurado inicialmente en base a pórticos de concreto armado, que pueden estar distribuidos simétrica o asimétricamente dentro de la planta, puede volverse totalmente asimétrico con un comportamiento distinto a la de un edificio netamente aporticado, ya que como se sabe edificios asimétricos producen efectos torsionales que según su magnitud pueden ser perjudiciales en movimientos sísmicos severos. Así, se tiene 2 tipos de estructuraciones de concreto armado muy comunes en el Perú: netamente aporticados y aporticados con núcleos rígidos, los cuales pueden ser estudiados con mas detalle.

En el caso de edificios netamente aporricados, muchas veces un diseñador se encuentra en la práctica con estructuraciones similares, solo que con distintos números de planos resistentes, ya sea con plantas iguales o distintas y en algunos casos edificios con plantas iguales pero con distintos números de pisos. En estos casos existe cierto desconocimiento sobre el patrón de comportamiento que seguirán al compararse entre ellos. Mas aún, no conocemos a priori si con el predimensionamiento típico de los elementos estructurales, como el realizado en nuestro medio, cumplirá con los máximos desplazamientos permitidos por la norma.

El otro caso típico en el Perú son los edificios cuyo sistema estructural es en base a pórticos de concreto armado con núcleos rígidos resistentes en forma de C, cuyo núcleo podría crear una asimetría en planta y por lo tanto rotaciones, por lo que según los desplazamientos obtenidos podría ser necesario adicionarles placas dentro de la planta del edificio para controlar desplazamientos y así satisfacer los requerimientos de la NTE-E.030; pero, muchas veces un diseñador inexperto coloca placas dentro de la planta del edificio solo para hacer cumplir el ítem de control de desplazamientos laterales, olvidándose o sin darse cuenta (tal vez por desconocimiento de principios fundamentales) que para una estructura asimétrica en planta se producirán momentos de torsión y posibles problemas de concentración de esfuerzos y deformaciones que deberían minimizarse. En consecuencia, se tiene una incertidumbre al momento de configurar una edificación, ya que debe tenerse en cuenta la disposición de placas para que dicho edificio se comporte satisfactoriamente en un eventual movimiento sísmico. Es cierto que en la actualidad es posible utilizar amortiguadores u otro tipo de dispositivos para minimizar los movimientos torsionales y básicamente toda la respuesta dinámica del edificio; sin embargo, en nuestro país, estas soluciones son poco probables en la actualidad, por lo que debiera entenderse de mejor manera el comportamiento dinámico de edificios, por lo menos en el rango elástico, de tal manera que podamos mejorar su comportamiento con otras soluciones, como configurándolo de otra manera o introduciendo elementos resistentes de una manera óptima; todo esto con el fin de eliminar o reducir los efectos del fenómeno de acoplamiento lateral-torsional y/o desplazamientos laterales.

El comportamiento de los dos tipos de edificios anteriores, pueden ser examinados mediante la utilización de la Norma Técnica de Edificación E.030 de Diseño Sismorresistente (NTE-E.030). Al efectuar los análisis y según la estructuración realizada, se obtendrán sus respectivas propiedades dinámicas y parámetros de respuesta estructural que son de gran interés en la etapa de análisis sísmico, ya que según éstos podemos realizar algunas modificaciones a nuestro edificio para mejorar su comportamiento y/o verificar desplazamientos máximos permitidos por la Norma.

Los objetivos globales de esta tesis son mejorar el conocimiento que se tiene sobre los patrones de comportamiento de edificios de concreto armado dimensionados como se hace típicamente en nuestro medio y examinar las demandas sísmicas que se producen al aplicar fuerzas sísmicas según la norma peruana NTE-E.030, para ello utilizaremos dos clases de edificios cuyo uso es de oficinas estructurados en base a pórticos y muros de corte, que son de alguna manera *edificaciones típicas en nuestro medio*. Los objetivos globales pueden descomponerse en los siguientes objetivos específicos:

-Examinar la relación existente entre las demandas de desplazamientos laterales de edificios con plantas iguales y distinto número de pisos, edificios con plantas de distintas relaciones de aspecto y edificios de distinto número de planos resistentes.

-Examinar la influencia de la ubicación de muros de corte en el comportamiento dinámico de edificios con núcleo central y el efecto del acoplamiento lateral-torsional en la respuesta sísmica de edificios sin y con núcleo central.

-Examinar si los edificios aporticados cumplen con las distorsiones máximas permitidas por la NTE-E.030 sin necesidad de colocar adicionalmente muros de corte.

La primera clase de edificios serán nominalmente simétricos estructurados en base a pórticos, considerándose edificios desde 2 hasta 10 pisos con planta cuadrada de  $21 \times 21 \text{ m}^2$  y un edificio de 5 pisos con planta rectangular de  $21 \times 42 \text{ m}^2$ , con luces entre ejes de columnas igual a 7.00 m, haciendo un total de 10 modelos inicialmente. Además, a todos los modelos anteriores se les disminuirá las luces entre ejes de columnas a una distancia de 5.25 m, de tal manera de

incrementar el número de planos resistentes en cada edificio; por lo tanto tendremos 20 modelos para el primer grupo de edificios.

La segunda clase de edificios serán de 5 pisos con los mismos elementos de los edificios de 5 pisos del grupo anterior, cuyos vanos son de 7.00m; pero, a este grupo se le colocará un núcleo central (caja de ascensores y/o escaleras) de concreto armado en forma de C mas otra(s) placa(s) de sección rectangular que irá variando de ubicación (alejándose respecto al núcleo) en cada modelo, seleccionando un total de 12 modelos para este grupo de edificios.

Todos los modelos de edificios serán analizados mediante el programa de computadora ETABS Nonlinear versión 8.09, software que permite realizar análisis estático y dinámico de edificios por el método de elementos finitos. Para nuestro caso realizaremos un análisis dinámico elástico lineal, por el método modal espectral.

Este estudio esta organizado en 6 capítulos, los que cubren aspectos teóricos y resultados de modelos analíticos.

En el primer capítulo se menciona algunos conceptos y aspectos importantes que se deben tener en cuenta cuando se analizan edificios.

En el segundo capítulo se describe en forma breve la teoría del análisis dinámico de sistemas de varios grados de libertad, mencionándose solamente los aspectos mas importantes que se tienen en cuenta, sin profundizar demasiado en el tema ya que dicha teoría se encuentran en muchos textos.

En el tercer capitulo se describen los modelos de edificios utilizados en el estudio, así como las hipótesis de modelado utilizados en el análisis de los edificios.

En el cuarto capítulo se menciona las consideraciones tomadas en el predimensionamiento de los elementos estructurales así como las dimensiones asumidas.

En el capítulo 5 se analizan los modelos de edificios tomando en consideración la N.T.E.-E.030.

Finalmente, en el capítulo 6 se hacen las discusiones de los resultados de los análisis para los dos tipos de estructuraciones.



## CAPÍTULO 1. GENERALIDADES. ASPECTOS IMPORTANTES

### 1.1 EDIFICIOS SIMÉTRICOS Y ASIMÉTRICOS EN PLANTA

Los daños estructurales y no estructurales en edificios debido a los sismos dependerán fuertemente de su configuración. Sismos pasados han demostrado que los edificios asimétricos son los que mayores daños sufren o han llegado a colapsar. Un edificio será asimétrico si el centro de masa (CM) y el centro de rigidez (CR) no coinciden. A la distancia de separación entre ambos centros se le denomina *excentricidad natural* o *excentricidad estática*. La Figura 1.1 muestra un ejemplo de edificios simétricos y asimétricos en planta. Puede denominarse borde flexible al plano resistente que está más alejado del CR y borde rígido al plano resistente opuesto.

Determinar exactamente la ubicación del centro de masa en un piso de un edificio real es casi imposible e impráctico en la etapa de análisis, por lo que para la modelación y análisis de edificios es necesario recurrir a ciertas hipótesis para su ubicación: si las masas en un piso están uniformemente distribuidos y el diafragma horizontal es tal que puede considerarse como infinitamente rígido en su plano, entonces el centro de masa suele ubicarse en el centroide del diafragma.

Para edificios de un nivel, el centro de rigidez es el punto del diafragma que al aplicar una fuerza, este se desplaza sin causar rotación. Para edificios de varios pisos el centro de rigidez de un nivel es aquel punto que al aplicar una carga lateral, no causa rotación de ese nivel, en cambio los otros niveles si pueden rotar. Lo anterior es una definición de centro de rigidez adoptado por el programa ETABS [6], existen otras definiciones más debido a que no se ha llegado a un consenso entre los investigadores.

Un edificio nominalmente simétrico será en realidad asimétrico en algún grado, debido a que no se conocen con exactitud la ubicación del centro de masa o debido a algunas variaciones en las propiedades de sus elementos como por ejemplo el módulo de elasticidad o el momento de inercia además de otros factores, por lo que los códigos sísmicos exigen incorporar una *excentricidad accidental* en el análisis sísmico de cualquier tipo de edificio [5].

### Efectos Torsionales: acoplamiento lateral-torsional

La existencia de una asimetría en planta en un edificio producirá el fenómeno de acoplamiento lateral-torsional, es decir que la estructura frente a fuerzas laterales, tendrá además de desplazamientos laterales, rotaciones, y estos efectos torsionales suelen causar efectos desfavorables en su comportamiento dinámico.

Debido al acoplamiento torsional, los planos resistentes de un edificio no solo estarán sujetos a fuerzas cortantes de traslación sino también a cortantes por rotación. Al suceder esto, los planos resistentes tendrán desplazamientos no uniformes por lo que las demandas de ductilidad pueden concentrarse en el lado flexible y si están mal diseñados o detallados pueden llevar al colapso de la estructura. Es así que se recomienda configurar edificios que sean lo mas simétricos posibles ya que además la experiencia a demostrado que estos se han comportado mejor que edificaciones asimétricas.

El grado de acoplamiento puede reflejarse por la relación existente entre las masas asociadas a la componente rotacional y traslacional de los modos de vibración de frecuencias mas bajas del edificio. Es preferible disminuir la masa asociada a la componente rotacional de tal manera de obtener un comportamiento traslacional puro.

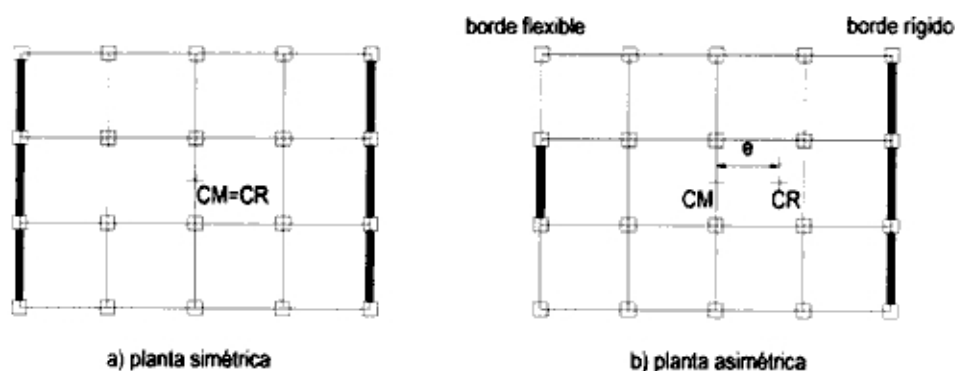


Figura 1.1 Edificios sin y con asimetría en planta

### Relación de periodos no acoplados

Existe un parámetro muy importante del cual depende la respuesta de edificios en el estado elástico, este es el llamado parámetro  $\Omega$  que viene a ser la relación de periodos fundamentales de traslación y rotación no acoplados. Si el valor de

este parámetro es menor a 1 ( $\Omega < 1$ ), a estos edificios se les llama edificios torsionalmente flexibles y si  $\Omega > 1$  entonces se les llama edificios torsionalmente rígidos [5]. En teoría, se prefieren edificios con gran rigidez torsional ya que tendrán un mejor comportamiento.

## 1.2 DEFORMACIONES LATERALES DE EDIFICIOS: CORTE + FLEXIÓN

Un sismo generará fuerzas inerciales en un edificio que hará que éste se mueva en distintas direcciones. Estas fuerzas se concentrarán a nivel de los entrepisos donde puede suponerse está la mayor cantidad de masa en un piso, entonces se desplazará lateralmente haciendo que se deformen sus elementos.

Desde un punto de vista global, un edificio puede ser representado como un voladizo fijo en su base, sujeto a fuerzas axiales, de corte y momentos a lo largo de toda su altura. Este simple esquema es fundamental para entender su comportamiento.

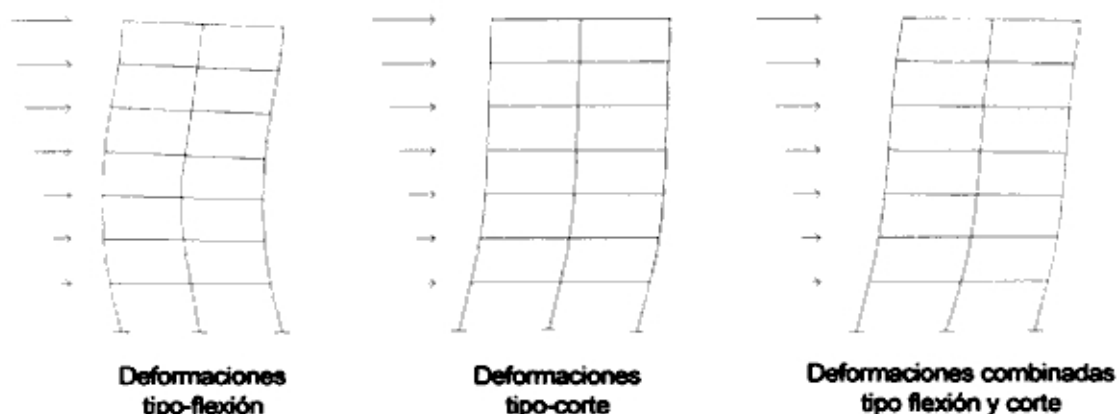


Figura 1.2 Tipos de deformaciones en edificaciones

Las deformaciones laterales de edificios generalmente son una combinación de deformaciones laterales tipo corte y deformaciones laterales tipo flexión [9]. La Figura 1.2 indica los tipos de deformaciones en edificios.

La deformación global de edificios aperticados, frente a fuerzas laterales es predominantemente en corte [11], esto es debido a que las rigideces de cada piso no varían mucho entre sí. Sus distorsiones máximas se producirán en la parte inferior. Típicamente en el pasado los investigadores utilizaron modelos de

viga de corte en el análisis de edificios aporticados, tomando en cuenta solo deformaciones por corte. Hoy en día es posible utilizar modelos mas reales de edificios para su análisis y diseño.

En el caso de edificios con gran cantidad de placas su comportamiento se aproximará a la de una viga de flexión [11], es decir, las mayores deformaciones se producirán en la parte superior.

Para edificaciones mixtas o sistemas duales, es decir conformadas por pórticos y muros de corte, ocurrirán deformaciones intermedias a los casos anteriores. La deformación del pórtico es del tipo de corte y la del muro, de flexión. Bajo la suposición de diafragmas rígidos en cada piso, las deformaciones de ambos tipos de estructuras están obligados a igualarse y así la deformada será en un modo intermedio. En los pisos inferiores el pórtico se deformará mucho y el muro muy poco.

### **1.3 IMPORTANCIA DEL ANÁLISIS DINAMICO EN LA PREDICCIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE EDIFICIOS**

En la actualidad, los códigos sísmicos permiten realizar análisis estático a edificios para hallar las fuerzas de diseño y desplazamientos, pudiéndose obtener resultados relativamente satisfactorios y con cierto grado de seguridad, pero esto es cierto solamente cuando el edificio es regular y con ciertas condiciones adicionales, como el no tener una excentricidad pequeña y los periodos fundamentales no acoplados traslacional y rotacional estén alejados, además de tener una altura moderada, ya que si el edificio es de gran altura, la influencia de los modos de vibración superiores pueden ser muy importantes como para obviarlos y además los esfuerzos producidos en un edificio de gran altura serán demasiados conservadores como el caso de momentos de volteo utilizando el método estático. Además no debe olvidarse que la excentricidad estática llega a incrementarse debido a amplificaciones dinámicas y que los reglamentos solo nos brindan métodos simplificados para tratar de tomarlos en cuenta.

La respuesta de una estructura frente a un movimiento sísmico es un fenómeno dinámico, por tanto debería ser tratado como tal y realizar un análisis dinámico a nuestras estructuras para ser mas realista, mas aún cuando tenemos la posibilidad de utilizar herramientas de cómputo como son los softwares y las

altas velocidades y capacidades de almacenamiento de las computadoras que nos facilita grandemente los cálculos. Con un análisis dinámico se está cubriendo las desventajas del análisis estático comentados anteriormente.

Existen varios tipos de análisis dinámico, el mas "exacto" es el tiempo-historia pero cuyo uso esta restringido a estructuras altamente irregulares o donde haya dudas sobre su comportamiento, esto es debido a lo complicado sino a la gran sensibilidad que tienen a los sismos considerados y a las hipótesis de modelado. El análisis dinámico cuyo uso es común en el diseño de edificios es el modal espectral [13], que ha sido demostrado que da resultados satisfactorios sobre todo si la estructura tiene un comportamiento elástico o cercanamente elástico.

#### 1.4 LIMITACIONES DEL ANÁLISIS ELÁSTICO LINEAL

Pocas veces se han realizado diseños de edificios para que se comporten elásticamente ante sismos severos debido al alto costo que puede significar su construcción, por lo que los códigos sísmicos permiten que las fuerzas sísmicas se reduzcan por un coeficiente de reducción  $R$ , de tal manera que las estructuras a diseñar ingresen al rango inelástico y, para evitar que la edificación colapse, se le debe dotar de suficiente capacidad de disipación de energía, esto es posible al suministrarles ductilidad a sus elementos.

Las normas sísmicas actuales aceptan para el análisis de edificios métodos lineales estático o dinámico asumiendo comportamiento elástico de los mismos; pero estos métodos pueden ser insuficientes para describir el comportamiento real de estructuras ante *fuerzas sísmicas intensas* donde muchos de sus elementos alcanzarán la fluencia y que tal vez lo lleven al colapso si están mal diseñados o si poseen escasa ductilidad. Un análisis dinámico no-lineal tiempo historia es el mejor método para predecir las demandas sísmicas de una estructura. Este método es muy complejo en su concepción y uso, por lo que en la actualidad se han creado varios métodos simplificados de análisis no lineal de edificios (por ej. Pushover), aunque también tienen sus limitaciones.

Como se ha demostrado en investigaciones pasadas, un análisis lineal puede ser un método simple para predecir la respuesta inelástica de edificios de cierto grado de regularidad, siempre y cuando se consideren convenientemente las propiedades de secciones agrietadas de los elementos estructurales, esto nos

llevará a hallar las demandas sísmicas dentro de cierto grado de confiabilidad. También se demostró que la afirmación anterior es cierta solo cuando el periodo efectivo de la estructura es mayor que el periodo característico del sismo, caso contrario *la respuesta dependerá de la resistencia de la edificación* [2].

Los métodos de análisis elásticos típicamente empleados en el diseño de estructuras no predicen muy bien la distribución de demandas sísmicas en una estructura irregular, llevando a un diseño inadecuado en las zonas de irregularidad. En estas estructuras, el comportamiento inelástico puede concentrarse en la zona de irregularidad resultando en una falla rápida de los elementos estructurales en esta área por lo que para edificios altamente irregulares es necesario obtener demandas "exactas" para un correcto diseño y detallado de sus elementos, asumir un comportamiento elástico de la estructura no será la mejor manera de lograrlo por lo que un análisis inelástico es útil en estos casos.

### 1.5 IMPORTANCIA DEL CONTROL DE LAS DISTORSIONES

Uno de los parámetros más importantes en la respuesta estructural de edificios sujetos a movimientos sísmicos son las *distorsiones de entrepiso*. Éste es medido como el desplazamiento relativo de pisos consecutivos entre su altura. Éste parámetro está directamente relacionado con el daño de los elementos estructurales y no estructurales en un edificio.

Parte importante del costo total de un edificio está conformado por componentes no estructurales y mucho de estos componentes son sensibles a la distorsión de entrepiso por lo que el costo debido a los daños producidos por un sismo podría ser enorme. Si los desplazamientos laterales impuestos sobre un edificio son bastante grandes, el daño estructural ocurre y podría llevar al colapso parcial o total del edificio por lo que las normas limitan los desplazamientos a través de distorsiones máximas. A pesar que las normas imponen un límite a las distorsiones, el daño en la mayoría de elementos no estructurales empieza a una deformación mucho menor que el inicio de los daños estructurales. Otros motivos por lo que las normas limitan desplazamientos son debidos a que la excesiva flexibilidad de un edificio puede causar pánico a las personas y a que los efectos de segundo orden podrían ser muy importantes [3]. Los

desplazamientos o límites de distorsión son también función del sistema estructural y su habilidad de deformarse (ductilidad).

## 1.6 INCERTIDUMBRES DE MODELADO EN LA ESTIMACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE EDIFICIOS

Para determinar la respuesta de un edificio real frente a sismos futuros, se debe desarrollar un modelo matemático que represente adecuadamente a dicho edificio. Esto es una tarea difícil. El modelo adoptado deberá tener las propiedades que describan la respuesta del edificio tan aproximadamente como sea posible. Es así que se debe buscar un buen modelo y en esa búsqueda se efectúan muchas simplificaciones que en muchos casos se deben a incertidumbres. Estas incertidumbres se deben a las propiedades mecánicas de los elementos estructurales, el no considerar los elementos no estructurales, asumir empotramiento en la base del edificio, incertidumbre en el grado de agrietamiento de los elementos estructurales, incertidumbre del aporte de la losa en la rigidez de las vigas, etc.

En el caso de edificios de concreto armado las incertidumbres de modelado se deben principalmente a la estimación de las rigideces de los elementos, esto es, disminución de la rigidez al considerar cierta cantidad de agrietamiento y aumento de la rigidez al considerar el aporte del acero de refuerzo. Además en el caso de rigideces de vigas, existirá una incertidumbre cuando se considere el ancho efectivo de la losa. Normas extranjeras y algunos investigadores recomiendan el uso de distintos momentos de inercia efectivos de los elementos estructurales como una fracción de los momentos de inercia de las secciones brutas [3].

Las consideraciones anteriores llevarán a determinar distintos valores en la respuesta estructural si se consideran distintas hipótesis de modelado. Es así que para un mismo edificio, distintos diseñadores pueden obtener diferentes resultados, así hayan empleado la misma herramienta matemática. Sin embargo, en el caso de un *análisis modal espectral* donde se considera al sismo como un espectro de pseudoaceleraciones, es decir, considerar un sismo futuro muy simplificado, pueden ser aceptables las estimaciones de las respuestas con alguno de las distintas hipótesis de modelado, claro está justificado con un criterio ingenieril.

## CAPÍTULO 2. ANÁLISIS DINÁMICO

### 2.1 INTRODUCCIÓN

Si uno se fijara en un edificio real se dará cuenta que estará formado por elementos continuos y como tal posee infinitos puntos, por lo que si es sujeto a un movimiento sísmico tendrá infinitos desplazamientos. Es así que un edificio es discretizado con masas concentradas en nudos para facilitar su análisis. Pero no en todos estos nudos actuarán fuerzas de inercia significativas por lo que al analizar edificios, solo nos interesa ciertos grados de libertad que representen adecuadamente la respuesta del edificio.

En este capítulo solo describiremos los aspectos mas saltantes que incluyen en el análisis dinámico de una estructura sujeto a una aceleración en la base en una dirección. No se pretende profundizar en el tema, ya que existen numerosos textos que tratan sobre ello. El método modal espectral es el método que utilizaremos para el análisis sísmico de los modelos a estudiar, por lo que se darán algunas descripciones del método.

### 2.2 ECUACIÓN DE MOVIMIENTO DE SISTEMAS DE VGDL

La ecuación de movimiento de sistemas de varios grados de libertad (VGDL), en el caso de estructuras sometidos a excitaciones sísmicas en una dirección es:

$$M \ddot{u}(t) + C \dot{u}(t) + Ku(t) = -MJ \ddot{u}_s(t) \quad (2.1)$$

donde  $M$ ,  $C$ ,  $K$  son las matrices de masa, amortiguamiento y de rigidez respectivamente;  $\ddot{u}(t)$ ,  $\dot{u}(t)$ ,  $u(t)$  son los vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento respectivamente;  $\ddot{u}_s(t)$  la aceleración horizontal del suelo y  $J$  es un vector que contiene unos en los lugares correspondientes a los grados de libertad orientados en la dirección de análisis y ceros en el resto de los lugares. La ecuación (2.1) expresa  $N$  ecuaciones de movimiento y es igual al número de grados de libertad que tiene el sistema.



### 2.3 FRECUENCIAS Y MODOS DE VIBRACIÓN

En la vida real, toda estructura se encuentra en movimiento debido al viento, paso de los vehículos, vibración de maquinas, etc.; es decir, se encuentran en vibración libre. Dos de las propiedades dinámicas más importantes de toda estructura son las frecuencias y los modos de vibración; éstos pueden determinarse fácilmente a través de ensayos de vibración de ambiente en los edificios reales.

Matemáticamente, las frecuencias y modos de vibración pueden determinarse considerando que no existe amortiguamiento y tampoco existe movimiento del terreno, es decir la ecuación de movimiento de la estructura sería:

$$M \ddot{u}(t) + Ku(t) = 0 \quad (2.2)$$

Realizando algunos cambios se llega a:

$$(K - \omega^2 M)\Phi = 0 \quad (2.3)$$

donde  $\Phi$  es la matriz modal que contiene los modos de vibración y  $\omega$  son las frecuencias naturales de vibración.

$$\Phi = [\phi_1 \ \phi_2 \ \dots \ \phi_N]$$

La ecuación (2.3) se cumple si:

$$|K - \omega^2 M| = 0 \quad (2.4)$$

La ecuación (2.4) representa un sistema de ecuaciones lineales homogéneo y para su solución existen diferentes métodos y algunos de los cuales serán los más adecuados para programas de análisis de edificios.

### 2.4 ANÁLISIS MODAL

La determinación de las formas de modo es útil para poder desacoplar las ecuaciones de movimiento, reduciendo la solución de un sistema de  $n$  grados de libertad a la solución de  $n$  ecuaciones independientes de 1 grado de libertad, de la siguiente manera.

En la ecuación (2.1) podemos hacer el cambio:

$$u(t) = \Phi Y(t) \quad (2.5)$$

donde:

$\Phi$  = matriz modal que contiene  $N$  vectores espaciales

$Y(t)$  = vector que contiene  $N$  funciones de tiempo.

Entonces tendríamos:

$$\dot{u}(t) = \Phi \dot{Y}(t) \quad \text{y} \quad \ddot{u}(t) = \Phi \ddot{Y}(t) \quad (2.6)$$

Luego, reemplazando en la ecuación (2.1) obtenemos:

$$M \Phi \ddot{Y}(t) + C \Phi \dot{Y}(t) + K \Phi Y(t) = -M J \ddot{u}_s(t) \quad (2.7)$$

y por condiciones de ortogonalidad se tiene:

$$\Phi^T M \Phi = I \quad \text{y} \quad \Phi^T K \Phi = W^2 \quad (2.8)$$

Donde  $I$  es una matriz diagonal unitaria y  $W^2$  es una matriz diagonal cuyos términos en la diagonal son  $\omega^2$ .

Luego, premultiplicando la ecuación (2.7) por  $\Phi^T$  y ordenándolo obtenemos la ecuación de movimiento desacoplada:

$$\ddot{y}_j(t) + 2\beta_j \omega_j \dot{y}_j(t) + \omega_j^2 y_j(t) = -p_j \ddot{u}_s(t) \quad (2.9)$$

donde  $p_j$  se le denomina factor de participación modal y esta dado por:

$$p_j = \Phi^T M J \quad (2.10)$$

Resolviendo la ecuación diferencial (2.9) y reemplazando en (2.5) se obtiene el desplazamiento de la masa  $n$  en el instante  $t$ :

$$u_n(t) = \Phi Y(t) = \sum \phi_j y_j(t) \quad (2.11)$$

## 2.5 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

La ecuación anterior (2.11) permite hallar el desplazamiento de la masa  $n$  en cualquier instante y de ahí es posible calcular las fuerzas y momentos en los elementos, también en un instante cualquiera; sin embargo, para fines de análisis y diseño de sistemas estructurales lo que interesa son las fuerzas y desplazamientos máximos en los elementos. Un método muy simple que nos permite estimar fuerzas y desplazamientos máximos es el modal espectral, el cual utiliza las formas de modo de vibración de la estructura y un espectro de respuesta de aceleración de diseño que es definido por códigos sísmicos.

Utilizando las formas de modo y un espectro de diseño, el desplazamiento máximo de la masa  $n$  para cada modo de vibración  $j$  es:

$$u_{nj \text{ máx}} = A_j p_j \phi_{nj} / \omega_j^2 \quad (2.12)$$

Donde  $A_j$  es la pseudoaceleración máxima obtenida del espectro de diseño para cada periodo  $T_j$ ; entonces  $A_j/\omega_j^2$  es el valor máximo de  $y_j$ .

Una vez obtenido la respuesta máxima para cada modo de vibración es posible combinarlos adecuadamente con algún criterio para obtener la respuesta máxima probable que la estructura podría tener. El criterio de combinación modal CQC es un método muy utilizado por los diseñadores.

### Combinación Modal Espectral

Para determinar las respuestas máximas, se puede utilizar distintos métodos de combinación modal. Entre las mas comunes tenemos: la suma absoluta de los valores de la respuesta modal, la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados y el método CQC o combinación cuadrática completa. El primer método es conservador, el segundo no puede ser utilizado cuando las frecuencias de vibración difieren en menos del 10% y el tercero, CQC, se ha demostrado que da buenos resultados cuando las frecuencias son cercanas entre sí.

En el método CQC el valor de la respuesta máxima puede ser estimado con la siguiente fórmula:

$$R = \sqrt{\sum_i \sum_j r_i \rho_{ij} r_j}$$

donde  $r_i$  y  $r_j$  son las respuestas modales asociado con los modos  $i$  y  $j$ , y para el caso en que el porcentaje de amortiguamiento crítico ( $\beta$ ) es constante, el coeficiente de producto cruzado ( $\rho_{ij}$ ) esta dado por:

$$\rho_{ij} = \frac{8\beta^2(1+r)r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\beta^2r(1+r)^2}$$

donde :  $r = \omega_i/\omega_j \leq 1.0$

Para complementar este capítulo, a continuación se harán las definiciones de espectro de respuesta de aceleración y espectro de diseño.

### Espectro de Respuesta de Aceleración

El espectro de respuesta de aceleración se define como el lugar geométrico de las máximas respuestas de aceleraciones de sistemas de un grado de libertad

con distintos periodos y con un amortiguamiento crítico  $\beta$  constante, cuando son sometidos a un movimiento del suelo (Figura 2.1). Como las respuestas máximas dependen del sismo y del grado de amortiguamiento entonces cada lugar tendrá un espectro de respuesta diferente.

Los espectros de respuesta de aceleración suelen tener una forma irregular, presentando picos y valles a lo largo del espectro.

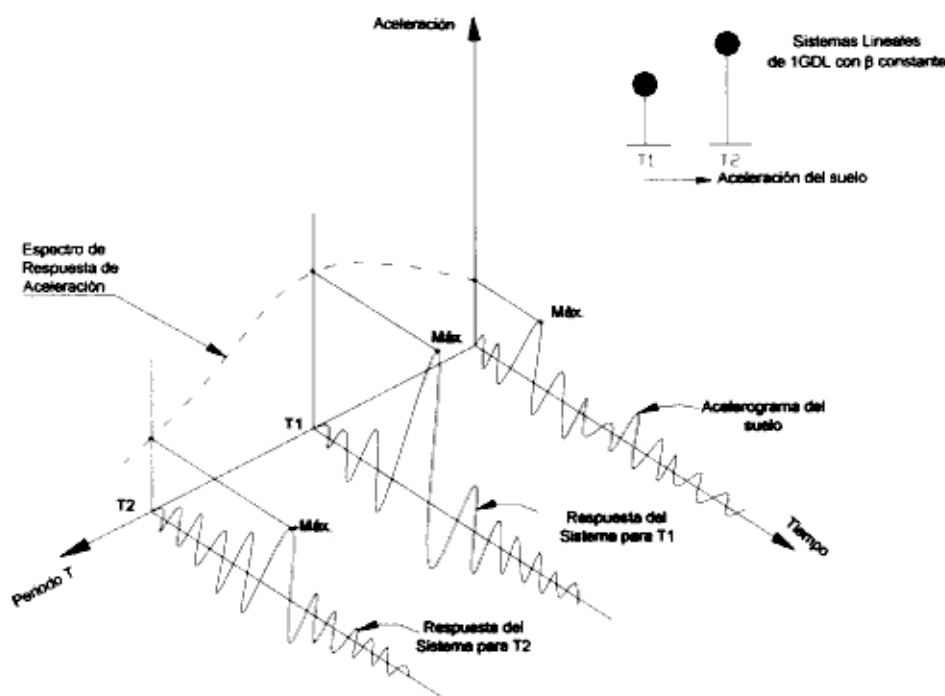


Figura 2.1 Esquema del cálculo del espectro de respuesta de aceleración

### Espectro de Diseño

En el método modal espectral, es necesario tener o definir un espectro de aceleración de diseño, que viene a ser la envolvente de varios espectros de respuesta de sismos de una determinada zona y es determinado estadísticamente. Para efectos de diseño, la curva espectral resultante que presenta variaciones bruscas, es suavizado y es así que los códigos sísmicos suelen definirlos de una manera simplificada y racional. En el caso del código

peruano, este espectro es definido mediante una ecuación que estará en función de varios parámetros los que definidos convenientemente dará como resultado dos regiones: en el rango de periodos cortos la aceleración es constante y en la zona de periodos medios y largos la aceleración es decreciente. De acuerdo a la afirmación anterior, el espectro de aceleración de diseño para el Perú, según la NTE-E.030 actual, es definido por:

$$S_a = \frac{ZUSC}{R} g$$

Donde:

$$C = 2.5 \left( \frac{T_p}{T} \right) \leq 2.5$$

Z= factor de zona

U= factor de uso e importancia

S= factor de suelo

C= factor de amplificación sísmica

R= coeficiente de reducción de fuerza sísmica

T<sub>p</sub>= periodo que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo

T= periodo de la estructura

g= aceleración de la gravedad

## CAPÍTULO 3. DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS

### 3.1 MODELOS ESTRUCTURALES CONSIDERADOS PARA EL ANÁLISIS

Para el estudio del comportamiento dinámico de edificios de concreto armado se utilizó dos grupos de edificios, en todos ellos la altura del primer entrepiso es de 3.50m y los pisos superiores tienen una altura de 3.00m.

El primer grupo fue estructurado en base a pórticos, considerándose edificios de 2,3,4,5,6,7,8,9 y 10 pisos, cuyas dimensiones en planta son de 21x21 m<sup>2</sup> y por cada edificio se consideró distancias entre ejes de columnas igual a 7.00 m y 5.25m, tal como se muestra en la Figura 3.1. Para una mejor comparación entre ellos, las secciones transversales de las columnas se tomarán cuadradas y serán constantes en toda su altura. La última consideración es utilizado debido a que nos encontramos en una zona de alta sismicidad por lo que se recomienda no variar las secciones de las columnas tan solo cambiar la resistencia del concreto. En este grupo también se incluyó 2 edificios de 5 pisos de planta rectangular cuyas dimensiones son de 21x42 m<sup>2</sup> y con distancias entre ejes de columnas igual a 7.00m y 5.25m. La Figura 3.2 muestra dichas plantas rectangulares.

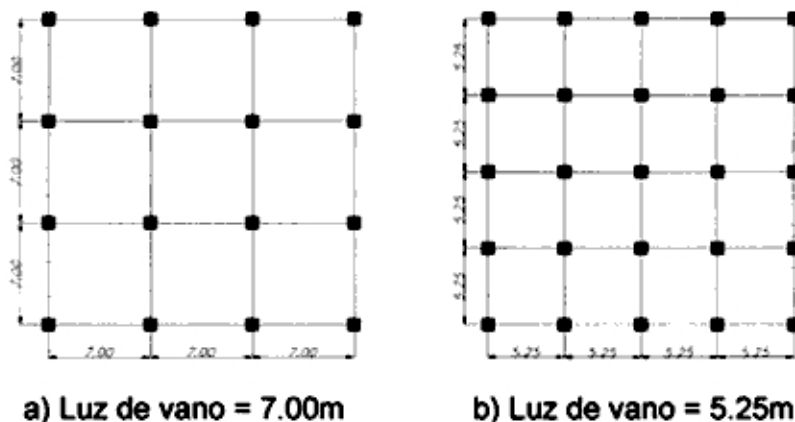
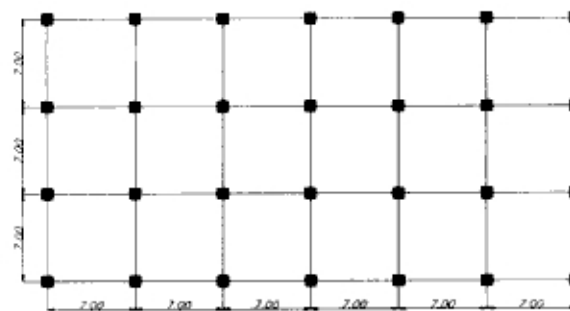
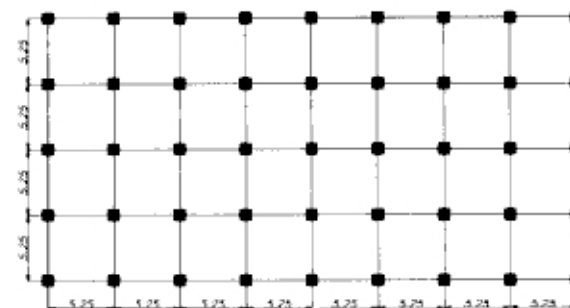


Figura 3.1 Plantas cuadradas típicas de los edificios aporticados de 2 hasta 10 pisos con 7.00m y 5.25m de luces de vanos



a) Luz de vano = 7.00m

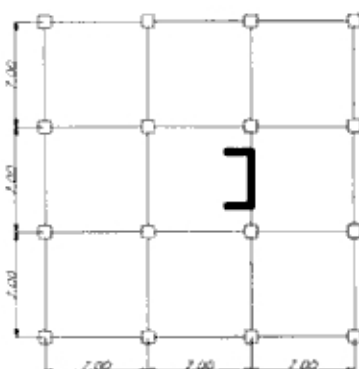


b) Luz de vano = 5.25m

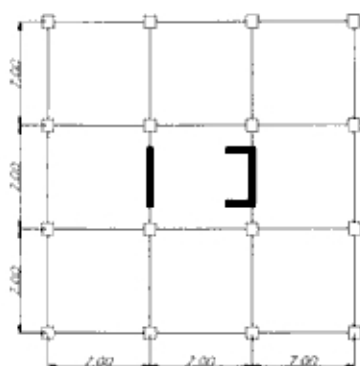
Figura 3.2 Plantas rectangulares de los edificios aporcionados de 5 pisos con 7.00m y 5.25m de luces de vanos

El segundo grupo de edificios posee un núcleo rígido de concreto armado en forma de C de 25cm de espesor, cuya dimensión principal es de 4.00m y las alas de 2.00m cada uno. Además, algunos edificios tienen muros de corte adicionales de sección rectangular ubicados estratégicamente dentro de la planta del edificio. Las longitudes de estos muros de corte son de 2 y 4m y sus espesores de 25cm. Los modelos de planta cuadrada se denotan con las letras PC y se muestran en la Figura 3.3, mientras que los modelos de planta rectangular se denotan con las letras PR y se muestran en la Figura 3.4. Todos estos edificios son de 5 pisos. La idea principal de asumir este tipo de modelos es evaluar el efecto que produce variar el centro de rigidez (ya no el centro de masa) al modificar la ubicación de los muros de corte dentro de la planta del edificio. Al igual que en el caso anterior la altura del primer entrepiso es de 3.5m y de los pisos superiores 3.00m. Se debe indicar que el espesor de 25cm de los muros de corte es superior a lo que normalmente se toma en edificios de 5 pisos (20cm), esto se hizo debido a que se utilizó las secciones de las columnas

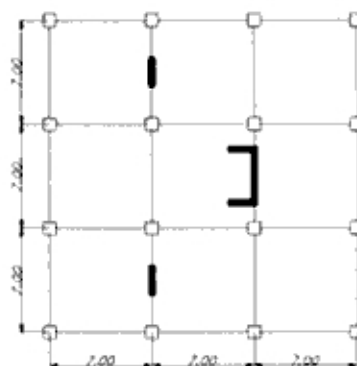
halladas para los edificios aporticados sin disminuirlos, como podría haberse realizado.



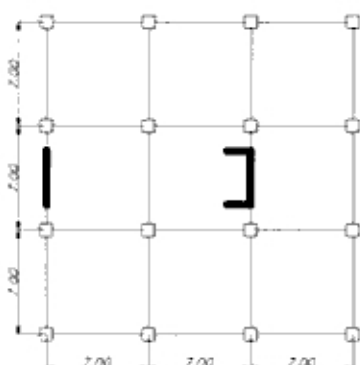
a) MODELO PC-1



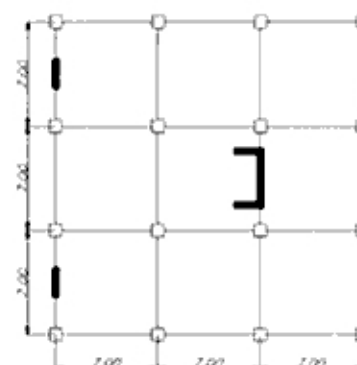
b) MODELO PC-2



c) MODELO PC-21



d) MODELO PC-3



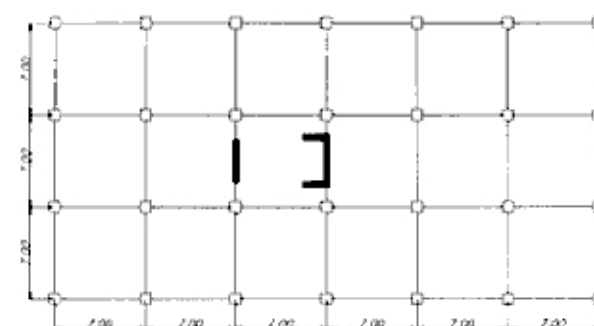
d) MODELO PC-31

Figura 3.3 Modelos considerados para los edificios aporticados con muros de corte de planta cuadrada





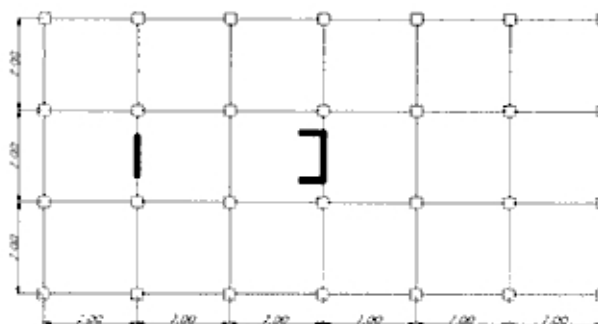
a) MODELO PR-1



b) MODELO PR-2

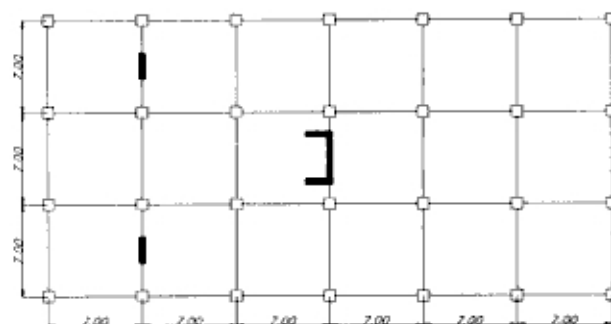


c) MODELO PR-21



d) MODELO PR-3

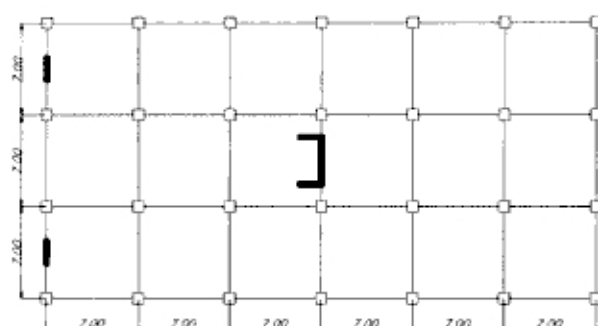
Figura 3.4 Modelos considerados para los edificios aporticados con muros de corte de planta rectangular



e) MODELO PR-31



f) MODELO PR-4



g) MODELO PR-41

Figura 3.4 Modelos considerados para los edificios aporticados con muros de corte de planta rectangular (continuación)

### 3.2 IDEALIZACIÓN EN ETABS E HIPÓTESIS DE MODELADO

Las losas de entrepiso y techo fueron modelados con elementos shell y se consideró un enmallado interno de los elementos con un tamaño máximo de 3m. Este valor se escogió después de un análisis preliminar con tamaños máximos de 1m el cual no producía mucha variación. Estas losas se consideraron infinitamente rígidas frente a acciones en su plano, por lo que las masas se concentraron en un nudo a nivel de los diafragmas con tres grados de libertad: dos traslaciones horizontales y una rotación alrededor de su eje vertical.

Las vigas y columnas fueron modeladas con elementos frame.

Las placas fueron modelados con elementos shell, asignándoles un enmallado interno con un tamaño máximo de elemento igual a 2m.

En la zona de unión viga-columna se consideró un factor de zona rígida igual a 0.5 para tomar en cuenta las deformaciones por flexión y corte.

No se consideró agrietamientos de los miembros estructurales debido al ingreso inelástico, por tanto se usó las áreas brutas de las secciones. La consideración de secciones brutas representa la práctica actual entre los diseñadores y nos ayudará a saber las distorsiones "mínimas" que presentan los edificios aporticados utilizando esta hipótesis de modelado.

Todos los modelos se consideraron empotrados en su base. Además, en los análisis se tomó en cuenta los efectos  $P-\Delta$  mediante una opción que permite utilizar el programa, aunque se verificó luego que dichos efectos tienen una influencia mínima sobre la respuesta de los edificios y pudieron haber sido ignorados en el análisis.

Los modelos matemáticos serán analizados mediante el programa de computadora ETABS, que es un software de propósito específico que utiliza técnicas modernas de métodos numéricos en elementos finitos, lo cual nos permite obtener resultados confiables, claro está dependiendo del modelo matemático asumido.

### 3.3 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

El material utilizado en los elementos estructurales es el concreto cuya relación de poisson se consideró igual a  $\mu=0.2$ .

El módulo de elasticidad E, se halló en forma aproximada de la expresión que recomienda el ACI para concretos de peso normal:

$$E = 15100 \sqrt{f'c} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (3.1)$$

Donde  $f'c$  es la resistencia del concreto.

Luego, para las columnas, dependiendo del número de pisos, se utilizó distintas resistencias del concreto por lo que se utilizó los valores de E que se indican en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1 Variación de la resistencia del concreto y módulo de elasticidad en columnas según el número de pisos

Número de pisos	Niveles	$f'c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	E (ton/m <sup>2</sup> )
Hasta 5	1 al 5	210	2190000
6	1 al 2	280	2500000
	3 al 6	210	2190000
7	1 al 2	280	2500000
	3 al 7	210	2190000
8	1 al 4	280	2500000
	5 al 8	210	2190000
9	1 al 4	350	2800000
	5 al 8	280	2500000
	9	210	2190000
10	1 al 4	350	2800000
	5 al 8	280	2500000
	9 al 10	210	2190000

Para las vigas y losas se utilizó una resistencia del concreto igual a  $f'c=210$  kg/cm<sup>2</sup> y  $E=2190000$  ton/m<sup>2</sup> para todos los pisos y para cualquier modelo.

Se asumió al concreto como un material isotrópico por lo que internamente el programa calcula el módulo de corte en función del módulo de elasticidad y módulo de poisson mediante la siguiente relación:

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \quad (3.2)$$

Adicionalmente se consideró el peso volumétrico del concreto armado igual a 2400kg/m<sup>3</sup>.

A modo de ejemplo en la Figura 3.5 se muestra el modelo en ETABS del edificio aporticado de 10 pisos utilizado para el análisis.

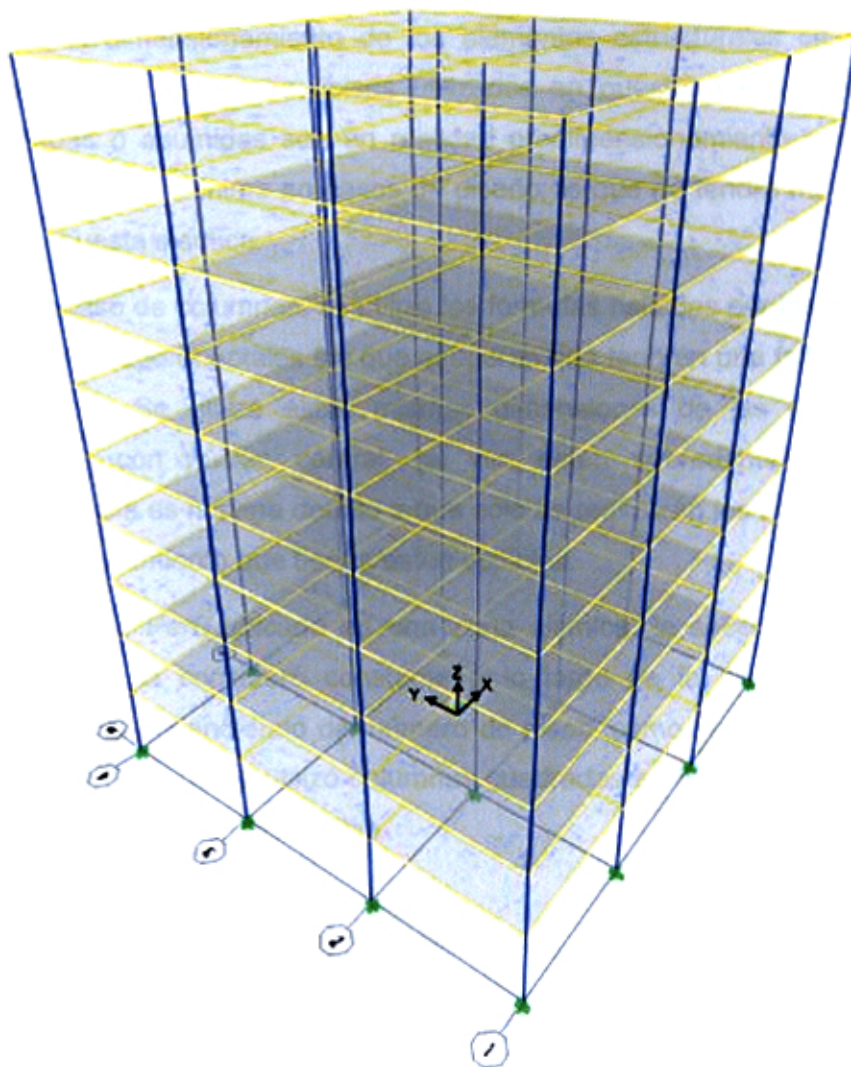


Figura 3.5 Modelo 3D del edificio aporticado de 10 pisos con 7.00m de luz de vano

## CAPÍTULO 4. DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

### 4.1 INTRODUCCIÓN

Para el dimensionamiento de los elementos estructurales se utilizó fórmulas clásicas y/o secciones típicas utilizados en nuestro medio. Las dimensiones halladas o asumidas son en realidad predimensionamiento que podrían tener una variación mínima en casos de diseño, lo que no tendrá mayor influencia en la respuesta sísmica.

En el caso de columnas, se utilizó las fórmulas halladas por los japoneses según ensayos experimentales los que aseguran que tendrán una falla dúctil, lo cual es deseable. Se utilizó estas mismas dimensiones de las columnas para los edificios con núcleo central, tal vez estén sobredimensionados, pero su importancia es mínima debido a que solo se realizarán los análisis para observar el comportamiento que tienen estos edificios.

Estando el Perú ubicado en una zona sísmica, la sección transversal de las columnas se consideró constante a lo largo de la altura pero se varió su resistencia dependiendo del número de pisos, como se mostró en la Tabla 3.1. Cabe indicar que se utilizó columnas cuadradas en todos los modelos para una mejor comparación entre ellos.

### 4.2 DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Las columnas se dimensionan con la fórmula:

$$bD = \frac{\alpha P_G}{n f'c} \quad (4.1)$$

Siendo:

$b$  = dimensión menor de la sección de la columna

$D$  = dimensión mayor de la sección de la columna

$P_G$  = carga axial que soporta la columna debido a las cargas de gravedad

$n$  = valor que depende del tipo de columna

$f'c$  = resistencia del concreto a la compresión simple

$\alpha$  = factor que toma en cuenta la carga sísmica y que incrementa la carga axial debido a cargas de gravedad y que depende también del tipo de columna.

Para todos los modelos de edificios, se consideró 4 tipos de columnas los que fueron dimensionados con la fórmula 4.1. La definición, ubicación y los valores de  $n$  y  $\alpha$  considerados para estos tipos de columnas se muestran en la Tabla 4.1 y Figura 4.1.

Tabla 4.1 Definición de tipos de columnas y valores considerados para  $n$  y  $\alpha$

Columna interior	Tipo C1	$n=0.30$ $\alpha=1.10$
Columna exterior	Tipo C2 y C3	$n=0.25$ $\alpha=1.25$
Columna de esquina	Tipo C4	$n=0.20$ $\alpha=1.50$

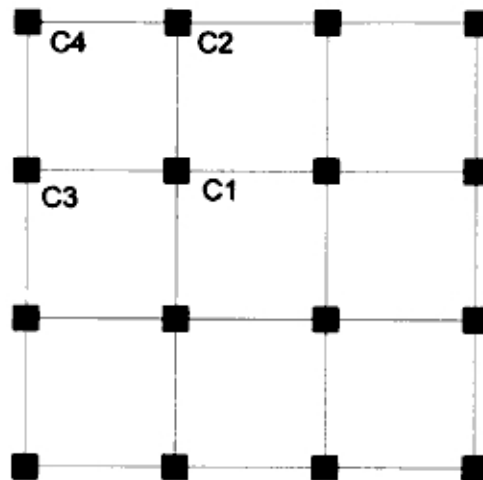


Figura 4.1 Ubicación de las columnas tipo C1, C2, C3 y C4

### Cálculo de las dimensiones de las columnas del edificio de 2 pisos:

Para hallar la carga axial que soporta la columna inferior, se asumió una losa maciza de 17cm de espesor con un acabado de 100 kg/m<sup>2</sup>, vigas de 30x60cm<sup>2</sup>, columnas de 45x45cm<sup>2</sup>, tabiquería de 150kg/m<sup>2</sup> y sobrecarga de 250kg/m<sup>2</sup> por tratarse de oficinas. Con estos valores hallamos las dimensiones de las columnas:

Peso Losa	=	408 kg/m <sup>2</sup>
Acabado	=	100 kg/m <sup>2</sup>
Tabiquería	=	150 kg/m <sup>2</sup>
Peso de Vigas	=	123 kg/m <sup>2</sup>
Peso de Columnas	=	30 kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga	=	<u>250</u> kg/m <sup>2</sup>
w (carga por m <sup>2</sup> )	=	1061 kg/m <sup>2</sup>
w (carga por m <sup>2</sup> )	=	1.061 ton/m <sup>2</sup>

#### Columna tipo C1

w	=	1.061 ton/m <sup>2</sup>
Área tributaria (At)	=	49 m <sup>2</sup>
N° de pisos (N)	=	2
P <sub>G</sub>	=	w.At.N = 1.061x49x2 = 103.978 ton
n	=	0.3
α	=	1.10
f <sub>c</sub>	=	0.21 ton/cm <sup>2</sup>

Reemplazando valores en (4.1) obtenemos:

$$bxD = 1815.489 = 42.61 \times 42.61 \text{ cm}^2$$

Finalmente se toma :  $bxD = 45 \times 45 \text{ cm}^2$

#### Columna tipo C2 y C3

w	=	1.061 ton/m <sup>2</sup>
Área tributaria (At)	=	24.5 m <sup>2</sup>
N° de pisos (N)	=	2
P <sub>G</sub>	=	w.At.N = 1.061x24.5x2 = 51.989 ton
α	=	1.25



$$n = 0.25$$

$$f_c = 0.21 \text{ ton/cm}^2$$

Reemplazando valores en (4.1) obtenemos:

$$bx_D = 1237.833 = 35.18 \times 35.18 \text{ cm}^2$$

Finalmente se toma :  $bx_D = 35 \times 35 \text{ cm}^2$

#### Columna tipo C4

$$w = 1.061 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Área tributaria (At)} = 12.25 \text{ m}^2$$

$$N^\circ \text{ de pisos (N)} = 2$$

$$P_G = w \cdot At \cdot N = 1.061 \times 12.25 \times 2 = 25.9945 \text{ ton}$$

$$\alpha = 1.5$$

$$n = 0.2$$

$$f_c = 0.21 \text{ ton/cm}^2$$

Reemplazando valores en (4.1) obtenemos:

$$bx_D = 928.375 = 30.5 \times 30.5 \text{ cm}^2$$

Finalmente se toma :  $bx_D = 30 \times 30 \text{ cm}^2$

Para las columnas de los otros edificios se sigue un procedimiento similar obteniéndose las dimensiones de las columnas mostrados en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2 Sección transversal de columnas de edificios con luces de 7.00m

EDIFICIO	C1 (cm <sup>2</sup> )	C2 (cm <sup>2</sup> )	C3 (cm <sup>2</sup> )	C4 (cm <sup>2</sup> )
2 Pisos	45x45	35x35	35x35	30x30
3 Pisos	55x55	45x45	45x45	40x40
4 Pisos	60x60	50x50	50x50	45x45
5 Pisos	70x70	60x60	60x60	50x50
6 Pisos	65x65	55x55	55x55	45x45
7 Pisos	70x70	60x60	60x60	50x50
8 Pisos	75x75	65x65	65x65	55x55
9 Pisos	70x70	60x60	60x60	50x50
10 Pisos	75x75	65x65	65x65	55x55

**Dimensiones de columnas de los edificios aporticados con luces de 5.25m entre ejes de columnas:**

Para hallar la carga axial que soporta la columna se asumió una losa aligerada de 20cm de espesor armado en una dirección, con un acabado de 100 kg/m<sup>2</sup>, vigas con un peso de 114 kg/m<sup>2</sup>, columnas con un peso de 24 kg/m<sup>2</sup>, tabiquería de 150kg/m<sup>2</sup> y sobrecarga de 250kg/m<sup>2</sup> por tratarse de oficinas. Luego tenemos:

Peso Aligerado	=	300 kg/m <sup>2</sup>
Acabado	=	100 kg/m <sup>2</sup>
Tabiquería	=	150 kg/m <sup>2</sup>
Peso de Vigas	=	114 kg/m <sup>2</sup>
Peso de Columnas	=	24 kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga	=	<u>250</u> kg/m <sup>2</sup>
w (carga por m2)	=	938 kg/m <sup>2</sup>
w (carga por m2)	=	0.938 t/m <sup>2</sup>

**Columna tipo C1**

w	=	0.938 t/m <sup>2</sup>
Área tributaria (At)	=	27.5625 m <sup>2</sup>
N° de pisos (N)	=	2
P <sub>G</sub>	=	w.At.N = 0.938x27.5625x2 = 51.7072 ton
α	=	1.1
n	=	0.3
f <sub>c</sub>	=	0.21 ton/cm <sup>2</sup>

Reemplazando valores en (4.1) obtenemos:

bxD	=	902.825 = 30.05 cm <sup>2</sup>
Finalmente se toma :	bxD	= 30x30 cm <sup>2</sup>

**Columna tipo C2 y C3**

w	=	0.938 t/m <sup>2</sup>
Área tributaria (At)	=	13.78125 m <sup>2</sup>
N° de pisos (N)	=	2
P <sub>G</sub>	=	w.At.N = 0.938x13.78125x2 = 25.8536 ton
α	=	1.25

$$\begin{aligned} n &= 0.25 \\ f_c &= 0.21 \text{ ton/cm}^2 \end{aligned}$$

Reemplazando valores en (4.1) obtenemos:

$$bx_D = 615.5619 = 24.81 \times 24.81 \text{ cm}^2$$

Finalmente se toma :  $bx_D = 25 \times 25 \text{ cm}^2$

#### Columna tipo C4

$$\begin{aligned} w &= 0.938 \\ \text{Área tributaria (At)} &= 6.890625 \text{ m}^2 \\ \text{N}^\circ \text{ de pisos (N)} &= 2 \\ P_G &= w \cdot At \cdot N = 0.938 \times 6.890625 \times 2 = 12.9268 \text{ ton} \\ \alpha &= 1.5 \\ n &= 0.2 \\ f_c &= 0.21 \end{aligned}$$

Reemplazando valores en (4.1) obtenemos:

$$bx_D = 461.6714 = 21.49 \times 21.49 \text{ cm}^2$$

Finalmente se toma :  $bx_D = 25 \times 25 \text{ cm}^2$

Para las columnas de los otros modelos se sigue un procedimiento similar obteniéndose las siguientes dimensiones:

Tabla 4.3 Sección transversal de columnas de edificios con luces de 5.25m

EDIFICIO	C1 (cm <sup>2</sup> )	C2 (cm <sup>2</sup> )	C3 (cm <sup>2</sup> )	C4 (cm <sup>2</sup> )
2 Pisos	30x30	25x25	25x25	25x25
3 Pisos	40x40	30x30	30x30	25x25
4 Pisos	45x45	35x35	35x35	30x30
5 Pisos	50x50	40x40	40x40	35x35
6 Pisos	45x45	40x40	40x40	35x35
7 Pisos	50x50	40x40	40x40	35x35
8 Pisos	55x55	45x45	45x45	40x40
9 Pisos	50x50	45x45	45x45	35x35
10 Pisos	55x55	45x45	45x45	40x40

### 4.3 DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

En el caso de los modelos con luces entre ejes de columnas igual a 7.00m, el dimensionamiento de las vigas se hizo con las formulas para vigas que soportan losas macizas armadas en dos sentidos:

$$h=B/\beta$$

$$b=A/20$$

Donde: A= dimensión menor del panel  
B= dimensión mayor del panel

#### **Cálculo de las dimensiones de las vigas de los modelos con 7.00m de luz de vanos:**

En el caso de los modelos con luces entre ejes de columnas igual a 7.00m, los paneles de las losas tienen lados iguales ( $A=B=7.00m$ ), entonces  $\beta=13$  en este caso (sobrecarga =  $250kg/m^2$ ). Con estos datos podemos hallar las dimensiones de las vigas:

$$A = 7 \text{ m}$$

$$B = 7 \text{ m}$$

$$h = B/13 = 0.5384 \text{ m}$$

$$b = A/20 = 0.35 \text{ m}$$

Modificando las dimensiones de las vigas por el criterio de igualdad de rigideces y haciendo algunas simplificaciones obtenemos

$$bxh=30x60 \text{ cm}^2$$

Por simplicidad y cuestiones sísmicas se tomó las dimensiones de las vigas de borde igual a  $30x60 \text{ cm}^2$  para ambas direcciones, aún cuando soportan menos carga.

#### **Cálculo de las dimensiones de las vigas de los modelos con luces 5.25m:**

Para el caso de luces entre ejes de columnas de 5.25m, en el dimensionamiento de las vigas se utilizó las formulas:

$$h=ln/11$$

$$b=B/20$$

Donde: ln= luz libre de la viga  
B= ancho del área tributaria

Luego, de los modelos tenemos que:

$$l_n = 4.95 \text{ m}$$

$$B = 5.25 \text{ m}$$

$$h = l_n/11 = 0.45 \text{ m}$$

$$b = B/20 = 0.2625 \text{ m}$$

Modificando estos valores hallados por el criterio de igualdad de rigideces y haciendo algunas simplificaciones, obtenemos:  $b \times h = 25 \times 50$ . Estas dimensiones fueron considerados también para las vigas secundarias y de borde.

#### 4.4 DIMENSIONAMIENTO DE MUROS

Los muros de corte o placas comúnmente llamados en el Perú, se utilizaron en la modelación de edificios con núcleo central. El espesor de dicho núcleo y las demás placas adicionales se consideró igual a 25cm en toda la altura.

#### 4.5 DIMENSIONAMIENTO DE LOSAS

Para el caso de los edificios con luces de 7.00m se consideró losa maciza armada en dos direcciones con espesor hallado según las recomendaciones prácticas dadas por el Ing. Antonio Blanco [4]:

$$h = l_n/40 = 6.7/40 = 0.167 \text{ m, ó}$$

$$h = \text{perímetro de paño}/180 = 4 \times 6.7/180 = 0.15 \text{ m}$$

Por tanto se tomará  $h = 17 \text{ cm}$  de espesor de losa maciza para los edificios con luces de 7.00m.

En el caso de los modelos con luces entre ejes de columnas igual a 5.25 m se utilizó una losa aligerada de 20 cm de espesor armado en una dirección.

#### 4.6 METRADO DE CARGAS Y MASAS CONSIDERADOS

Para todos los pisos se ha considerado un acabado de  $100 \text{ kg/m}^2$ , tabiquería uniformemente distribuida de  $150 \text{ kg/m}^2$  y sobrecarga de  $250 \text{ kg/m}^2$ ; para la azotea un acabado de  $100 \text{ kg/m}^2$ , tabiquería de  $50 \text{ kg/m}^2$  y sobrecarga de  $100 \text{ kg/m}^2$ .

Siendo el ETABS un programa que fue desarrollado exclusivamente para el análisis y diseño de edificios, posee ciertas herramientas que permiten ingresar la masa por unidad de superficie en los diafragmas, luego internamente el programa halla las masas traslacionales y rotacional en el centro de masa del diafragma rígido. Con esta ayuda, se hace innecesario calcular analíticamente el centro de masa, el momento de inercia de masa y realizar cálculos para hallar la

masa total en un piso sumando las masas de los distintos elementos. Adicionalmente ETABS determina el centro de rigidez en el diafragma rígido, el cual nos es útil para trasladar la masa concentrada en el centro de masa hacia el centro de rigidez lo que nos permitirá determinar el efecto de acoplamiento lateral-torsional en los edificios con núcleo central.

De lo expresado anteriormente, primero se modeló a los edificios tridimensionalmente en el ETABS, con sus respectivas propiedades, luego se ingresó las masas de los acabados, tabiquerías y sobrecarga añadiéndoles a la estructura como masa por unidad de superficie en las losas, enseguida se corrió el programa para determinar los modos de vibración e indirectamente se halló las masas traslacionales y rotacional, el centro de masa y el centro de rigidez, datos que son de nuestro interés. Con estos datos hallados creamos otro modelo, concentrando la masa en cada piso en el centro de masa hallado por el programa.

Finalmente, las masas consideradas para los distintos modelos se indican desde la Tabla 4.4 hasta la Tabla 4.9.

Tabla 4.4 Masas Considerados en Edificios Aporticados de Plantas Cuadradas  
(Luz=7.00m)

Edificio	Nivel	$m_x$ (ton-s <sup>2</sup> /m)	$m_y$ (ton-s <sup>2</sup> /m)	J (ton-m-s <sup>2</sup> )
2 PISOS	2	34.1076	34.1076	2808.8118
	1	41.2035	41.2035	3367.8196
3 PISOS	3	34.4869	34.4869	2852.6781
	2	41.9362	41.9362	3453.3583
	1	42.1487	42.1487	3475.9727
4 PISOS	4	34.7207	34.7207	2880.0135
	3	42.4565	42.4565	3513.6474
	2	42.4565	42.4565	3513.6474
	1	42.7168	42.7168	3541.7541
5 PISOS	5	35.2079	35.2079	2929.9843
	4	43.5282	43.5282	3623.3131
	3	43.5282	43.5282	3623.3131
	2	43.5282	43.5282	3623.3131
	1	43.8858	43.8858	3661.3689

Tabla 4.4 Masas Considerados en Edificios Aporticados de Plantas Cuadradas (Luz=7.00m)...Continuación

Edificio	Nivel	$m_x$ (ton-s <sup>2</sup> /m)	$m_y$ (ton-s <sup>2</sup> /m)	J (ton-m-s <sup>2</sup> )
6 PISOS	6	34.9228	34.9228	2897.0666
	5	42.9049	42.9049	3551.8593
	4	42.9049	42.9049	3551.8593
	3	42.9049	42.9049	3551.8593
	2	42.9049	42.9049	3551.8593
	1	43.2062	43.2062	3583.4925
7 PISOS	7	35.208	35.208	2929.9843
	6	43.5282	43.5282	3623.313
	5	43.5282	43.5282	3623.313
	4	43.5282	43.5282	3623.313
	3	43.5282	43.5282	3623.313
	2	43.5282	43.5282	3623.313
	1	43.8859	43.8859	3661.3689
8 PISOS	8	35.5226	35.5226	2966.5035
	7	44.2102	44.2102	3701.9698
	6	44.2102	44.2102	3701.9698
	5	44.2102	44.2102	3701.9698
	4	44.2102	44.2102	3701.9698
	3	44.2102	44.2102	3701.9698
	2	44.2102	44.2102	3701.9698
	1	44.6292	44.6292	3747.0486
9 PISOS	9	35.208	35.208	2929.9843
	8	43.5282	43.5282	3623.313
	7	43.5282	43.5282	3623.313
	6	43.5282	43.5282	3623.313
	5	43.5282	43.5282	3623.313
	4	43.5282	43.5282	3623.313
	3	43.5282	43.5282	3623.313
	2	43.5282	43.5282	3623.313
	1	43.8859	43.8859	3661.3689
10 PISOS	10	35.5226	35.5226	2966.5035
	9	44.2103	44.2103	3701.9698
	8	44.2103	44.2103	3701.9698
	7	44.2103	44.2103	3701.9698
	6	44.2103	44.2103	3701.9698
	5	44.2103	44.2103	3701.9698
	4	44.2103	44.2103	3701.9698
	3	44.2103	44.2103	3701.9698
	2	44.2103	44.2103	3701.9698
	1	44.6292	44.6292	3747.0486

Tabla 4.5 Masas Considerados en Edificios Aporticados de Plantas Cuadradas  
(Luz=5.25m)

Edificio	Nivel	$m_x$ (ton-s <sup>2</sup> /m)	$m_y$ (ton-s <sup>2</sup> /m)	J (ton-m-s <sup>2</sup> )
2 PISOS	2	28.2062	28.2062	2281.4883
	1	35.1563	35.1563	2827.2169
3 PISOS	3	28.4763	28.4763	2299.3917
	2	35.6683	35.6683	2858.1194
	1	35.838	35.838	2873.2457
4 PISOS	4	28.7394	28.7394	2325.9978
	3	36.2557	36.2557	2917.2403
	2	36.2557	36.2557	2917.2403
	1	36.4794	36.4794	2937.7857
5 PISOS	5	29.0484	29.0484	2357.6685
	4	36.9349	36.9349	2986.4904
	3	36.9349	36.9349	2986.4904
	2	36.9349	36.9349	2986.4904
	1	37.2204	37.2204	3013.2991
6 PISOS	6	29.9189	29.9189	2353.2876
	5	36.6483	36.6483	2976.3359
	4	36.6483	36.6483	2976.3359
	3	36.6483	36.6483	2976.3359
	2	36.6483	36.6483	2976.3359
	1	36.9076	36.9076	3002.1823
7 PISOS	7	29.0484	29.0484	2357.6685
	6	36.9349	36.9349	2986.4904
	5	36.9349	36.9349	2986.4904
	4	36.9349	36.9349	2986.4904
	3	36.9349	36.9349	2986.4904
	2	36.9349	36.9349	2986.4904
	1	37.2204	37.2204	3013.2991
8 PISOS	8	29.4034	29.4034	2394.4038
	7	37.7061	37.7061	3065.8697
	6	37.7061	37.7061	3065.8697
	5	37.7061	37.7061	3065.8697
	4	37.7061	37.7061	3065.8697
	3	37.7061	37.7061	3065.8697
	2	37.7061	37.7061	3065.8697
	1	38.0609	38.0609	3099.7857



**Tabla 4.5 Masas Considerados en Edificios Aporticados de Plantas Cuadradas (Luz=5.25m)...Continuación**

Edificio	Nivel	mx (ton-s2/m)	my (ton-s2/m)	J (ton-m-s2)
9 PISOS	9	29.2083	29.2083	2378.3574
	8	37.2823	37.2823	3031.2869
	7	37.2823	37.2823	3031.2869
	6	37.2823	37.2823	3031.2869
	5	37.2823	37.2823	3031.2869
	4	37.2823	37.2823	3031.2869
	3	37.2823	37.2823	3031.2869
	2	37.2823	37.2823	3031.2869
	1	37.5989	37.5989	3062.1135
10 PISOS	10	29.4034	29.4034	2394.4038
	9	37.7061	37.7061	3065.8697
	8	37.7061	37.7061	3065.8697
	7	37.7061	37.7061	3065.8697
	6	37.7061	37.7061	3065.8697
	5	37.7061	37.7061	3065.8697
	4	37.7061	37.7061	3065.8697
	3	37.7061	37.7061	3065.8697
	2	37.7061	37.7061	3065.8697
	1	38.0609	38.0609	3099.7857

**Tabla 4.6 Masas Considerados en Edificio Aporticado de 5 Pisos con Planta Rectangular (Luz=7.00m)**

Nivel	mx (ton-s2/m)	my (ton-s2/m)	J (ton-m-s2)
5	69.2620	69.2620	13570
4	85.6304	85.6304	16777
3	85.6304	85.6304	16777
2	85.6304	85.6304	16777
1	86.3005	86.3005	16930

**Tabla 4.7 Masas Considerados en Edificio Aporticado de 5 Pisos con Planta Rectangular (Luz=5.25m)**

Nivel	mx (ton-s2/m)	my (ton-s2/m)	J (ton-m-s2)
5	57.3386	57.3386	11086
4	72.9720	72.9720	14075
3	72.9720	72.9720	14075
2	72.9720	72.9720	14075
1	73.5196	73.5196	14190

Tabla 4.8 Masas Considerados en Edificio con Núcleo Central y Planta Cuadrada

Modelo	Nivel	mx (ton-s2/m)	my (ton-s2/m)	J (ton-m-s2)
PC-1	5	36.0253	36.0253	2895.0297
	4	44.3749	44.3749	3552.8614
	3	44.3749	44.3749	3552.8614
	2	44.3749	44.3749	3552.8614
	1	44.8600	44.8600	3585.2373
PC-2, PC-21, PC-3, PC-31	5	36.5765	36.5765	2897.6767
	4	45.1099	45.1099	3558.1905
	3	45.1099	45.1099	3558.1905
	2	45.1099	45.1099	3558.1905
	1	45.6869	45.6869	3591.0379

Tabla 4.9 Masas Considerados en Edificio con Núcleo Central y Planta Rectangular

Modelo	Nivel	mx (ton-s2/m)	my (ton-s2/m)	J (ton-m-s2)
PR-1	5	69.8499	69.8499	13444
	4	85.9722	85.9722	16505
	3	85.9722	85.9722	16505
	2	85.9722	85.9722	16505
	1	86.7237	86.7237	16634
PR-2, PR-3, PR-4, PR-21, PR-31, PR-41	5	70.4012	70.4012	13454
	4	86.7072	86.7072	16524
	3	86.7072	86.7072	16524
	2	86.7072	86.7072	16524
	1	87.5506	87.5506	16654

## **CAPÍTULO 5. ANÁLISIS SÍSMICO SEGÚN LA NTE-E.030**

### **5.1 INTRODUCCIÓN**

La norma actualmente vigente en el Perú, para el diseño sismorresistente, es la Norma Técnica de Edificación E.030 (NTE-E.030). En dicha norma se exige realizar análisis sísmico a las estructuras ya sea estático o dinámico, dependiendo si el edificio es regular o irregular. En este estudio se hizo uso del análisis dinámico. El cortante dinámico y otros parámetros de respuesta estructural fueron hallados utilizando el método modal espectral.

Para los edificios netamente aporricados, el análisis dinámico se realizó sin y con excentricidad accidental de 5% en la dirección de análisis (Y-Y), es decir  $e=0.05b$ , donde  $b=21.00m$  para edificios de planta cuadrada y  $b=42.00m$  para edificios de planta rectangular. Para los edificios con muros de corte no se consideró excentricidades accidentales.

### **5.2 CORTANTE BASAL ESTÁTICO**

La norma de diseño sismorresistente indica que antes de hacer uso de los valores hallados por el análisis dinámico deberá cumplirse con ciertas condiciones, como el cortante basal mínimo que debe tener una edificación. Esta condición se debe a que en la realidad una edificación tendrá una rigidez mayor que la que uno considera como modelo de análisis, es decir obviando algunos elementos no estructurales que seguramente existen en una edificación, como por ejemplo los tabiques. Este "incremento" de rigidez hace que el edificio tenga un periodo de vibración menor que la que indican los cálculos, por ende, el cortante actuante será mayor que la supuesta, y de aquí, si los elementos estructurales fueron diseñados con un cortante menor, el edificio puede fallar. Por tanto, es necesario cuando se realiza un análisis dinámico, calcular el cortante basal estático que sirve de base para compararlo con el cortante dinámico. La norma indica una fuerza cortante mínima de 80% para edificios regulares y 90% para edificios irregulares.

El cortante basal estático o fuerza de corte en la base se halla con la siguiente fórmula:

$$V = \frac{ZUSC}{R} P \quad (5.1)$$

Donde  $C/R \geq 0.125$ , y:

V= Fuerza cortante en la base de la estructura

P= Peso total de la edificación

Los parámetros Z, U, S y C fueron definidos en el Capítulo 2

De las variables anteriores, para una estructura dada, el factor crítico es el periodo fundamental del edificio, ya que la resistencia que se le dará a la estructura dependerá de este valor, por tanto su estimación debe ser lo mas cercano al real.

El periodo fundamental puede obtenerse como un 0.85 del valor obtenido mediante un análisis modal, cuando no se consideran los efectos rigidizantes de los elementos no estructurales. La NTE-E.030 brinda fórmulas simples para hallar el periodo fundamental de un edificio. Sin embargo, dado que en la actualidad existen programas bastante "amigables" es posible modelar edificios lo mas cercano a la realidad, de esta manera obtener su periodo fundamental con cierta precisión, lo que permitiría estimar mejor los cortantes basales estático y dinámico.

Debido a que en este estudio no se están diseñando los edificios, el cálculo del cortante basal puede excluirse, ya que este valor solo sirve de referencia para incrementar la resistencia de la estructura si fuera necesario.

### 5.3 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

Todos los modelos fueron analizados solo en la dirección Y-Y. Para los modelos de planta rectangular la dirección Y-Y es en la dirección mas corta de la planta.

Para el análisis dinámico se consideró una aceleración seudoespectral dada por la fórmula:

$$S_a = \frac{ZUSC}{R} g$$

Los valores de los parámetros considerados para este estudio, son los siguientes:

Z=0.4 (zona 3)  
U=1.0 (oficinas, categoría C)  
S=1.0 (suelo tipo S1)  
 $C=2.5 \times (T_p/T) \leq 2.5$   
R=8 (aporticados)  
R=7 (pórticos con muros)  
T<sub>p</sub>=0.4 seg.

Las Figuras 5.1 y 5.2 muestran los espectros de aceleraciones utilizados en el análisis de los edificios aporticados y edificios aporticados con muros de corte respectivamente.

Las respuestas máximas se obtuvieron mediante la Combinación Cuadrática Completa (CQC) de las formas de modo de vibración, considerando además un amortiguamiento crítico igual a  $\beta=5\%$ . Para todos los casos se utilizó un 100% de participación de masa de la estructura.

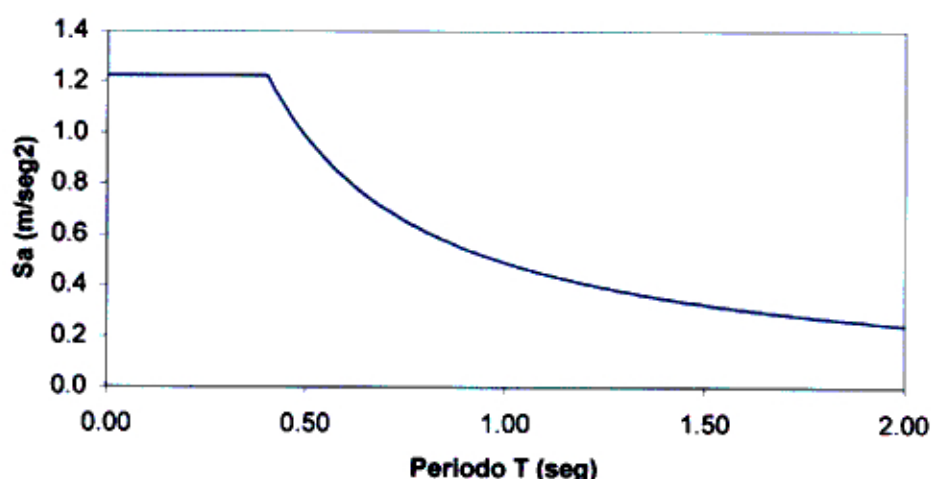


Figura 5.1 Espectro inelástico de aceleraciones utilizado en el análisis de edificios aporticados

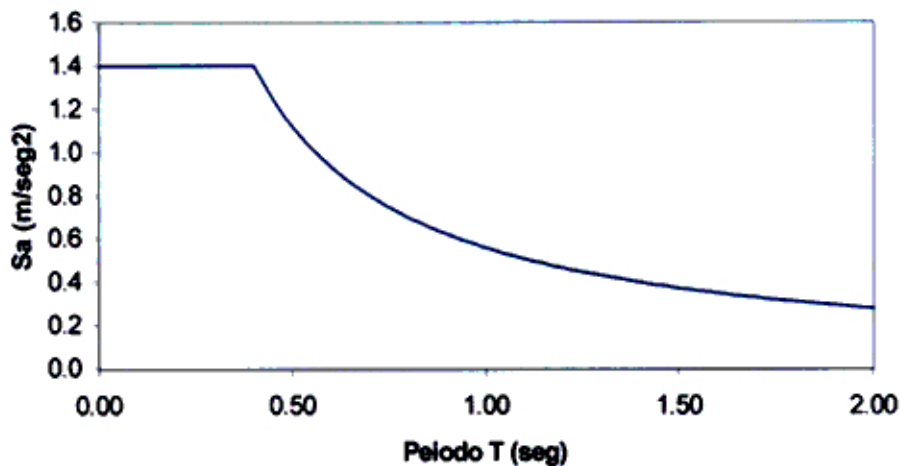


Figura 5.2 Espectro inelástico de aceleraciones utilizado en el análisis de edificios aporticados con muros de corte

## **CAPÍTULO 6. RESULTADOS Y DISCUSIONES**

### **6.1 EDIFICIOS SIN NÚCLEO CENTRAL (APORTICADOS)**

Este grupo de edificios se refiere a los pórticos de concreto armado cuyos modelos se expusieron en el Capítulo 3. En todos los casos se consideró un número de modos igual al número de grados de libertad de cada edificio, es decir  $3n$ , ya que se consideró 3 grados de libertad por piso, siendo  $n$  el número de pisos del edificio considerado.

A continuación se mostrarán y discutirán los resultados obtenidos.

#### **Edificios con plantas iguales y distinto número de pisos**

En esta parte del estudio, se analizaron edificios aporticados desde 2 hasta 10 pisos sin y con excentricidad  $e=0.05b$ , todos ellos con las mismas dimensiones en planta. En la Tabla 6.1 hasta la Tabla 6.18 se muestran los periodos y modos de vibración de los edificios de planta cuadrada con luces de 7.00m. Las Tablas 6.19, 6.21, 6.23 y 6.25 muestran los valores de las distorsiones de entrepiso en la altura de los edificios aporticados de planta cuadrada.

En la Figura 6.1 se observa que al incrementar el número de pisos de edificios, los desplazamientos en la azotea se incrementan debido a su flexibilidad; en cambio las distorsiones máximas de entrepiso, contrario a lo que uno podría suponer, se mantienen en promedio aproximadamente constantes a partir de edificaciones de 3 pisos cuando las luces de vanos son de 7.00m y de 4 pisos cuando las luces de vanos son de 5.25m, tal como se observa en las Tablas 6.20, 6.22, 6.24 y 6.26. La distorsión máxima en los edificios de 2 y 3 pisos se produce a una misma altura o piso y son en algunos casos, superiores a los edificios de mayor número de pisos. En las Tablas anteriores también observamos que las distorsiones máximas se producen en los pisos inferiores 3, 2 y 1, es decir, aproximadamente entre  $1/3$  a  $1/2$  de la altura total del edificio.

En conclusión, se puede afirmar que edificios aporticados con plantas iguales y distinto número de pisos (a partir de 4 pisos), donde sus elementos estructurales han sido dimensionados siguiendo una misma metodología, tendrán aproximadamente las mismas distorsiones máximas, y esto se da en el segundo y tercer piso, a  $1/3$  o  $1/2$  de la altura del edificio (aproximadamente). Para

edificios de baja altura (3 pisos o menos), las distorsiones máximas se dan en el primer piso y son generalmente mayores que la de los edificios de mayor número de pisos.

Tabla 6.1 Periodos y masas efectivas para cada modo de vibración del edificio de 2 pisos con planta cuadrada (luz=7.00m y e=0)

Modo	Periodo	%Masa X	%Masa Y	%Masa $\theta$	$\Sigma$ %Masa X	$\Sigma$ %Masa Y	$\Sigma$ %Masa $\theta$
1	0.4925	2.8737	92.9362	0.0000	2.8737	92.9362	0.0000
2	0.4925	92.9362	2.8737	0.0000	95.8099	95.8099	0.0000
3	0.4668	0.0000	0.0000	96.4460	95.8099	95.8099	96.4460
4	0.1569	0.0154	4.1747	0.0000	95.8253	99.9846	96.4460
5	0.1569	4.1747	0.0154	0.0000	100.0000	100.0000	96.4460
6	0.1512	0.0000	0.0000	3.5540	100.0000	100.0000	100.0000

Tabla 6.2 Periodos y masas efectivas para cada modo de vibración del edificio de 2 pisos con planta cuadrada (luz=7.00m y e=0.05b)

Modo	Periodo	%Masa X	%Masa Y	%Masa $\theta$	$\Sigma$ %Masa X	$\Sigma$ %Masa Y	$\Sigma$ %Masa $\theta$
1	0.5106	0.0000	70.6728	25.3404	0.0000	70.6728	25.3404
2	0.4925	95.8099	0.0000	0.0000	95.8099	70.6728	25.3404
3	0.4502	0.0000	25.1353	71.1070	95.8099	95.8081	96.4474
4	0.1635	0.0000	2.8549	1.0969	95.8099	98.6630	97.5444
5	0.1569	4.1901	0.0000	0.0000	100.0000	98.6630	97.5444
6	0.1451	0.0000	1.3370	2.4556	100.0000	100.0000	100.0000

Tabla 6.3 Periodos y masas efectivas para cada modo de vibración del edificio de 3 pisos con planta cuadrada (luz=7.00m y e=0)

Modo	Periodo	%Masa X	%Masa Y	%Masa $\theta$	$\Sigma$ %Masa X	$\Sigma$ %Masa Y	$\Sigma$ %Masa $\theta$
1	0.5315	2.7912	87.6526	0.0000	2.7912	87.6526	0.0000
2	0.5315	87.6526	2.7912	0.0000	90.4438	90.4438	0.0000
3	0.4736	0.0000	0.0000	91.2872	90.4438	90.4438	91.2872
4	0.1633	0.2438	7.9687	0.0000	90.6876	98.4124	91.2872
5	0.1633	7.9687	0.2438	0.0000	98.6563	98.6563	91.2872
6	0.1479	0.0000	0.0000	7.5589	98.6563	98.6563	98.8461
7	0.0905	0.3264	1.0173	0.0000	98.9827	99.6736	98.8461
8	0.0905	1.0173	0.3264	0.0000	100.0000	100.0000	98.8461
9	0.0842	0.0000	0.0000	1.1539	100.0000	100.0000	100.0000



Tabla 6.4 Periodos y masas efectivas para cada modo de vibración del edificio de 3 pisos con planta cuadrada (luz=7.00m y e=0.05b)

Modo	Periodo	%Masa X	%Masa Y	%Masa $\theta$	$\Sigma$ %Masa X	$\Sigma$ %Masa Y	$\Sigma$ %Masa $\theta$
1	0.5433	0.0000	79.6232	10.9562	0.0000	79.6232	10.9562
2	0.5315	90.4438	0.0000	0.0000	90.4438	79.6232	10.9562
3	0.4833	0.0000	10.8186	80.3329	90.4438	90.4418	91.2891
4	0.1673	0.0000	7.0229	1.0665	90.4438	97.4647	92.3556
5	0.1633	8.2125	0.0000	0.0000	98.6563	97.4647	92.3556
6	0.1444	0.0000	1.1891	6.4927	98.6563	98.6538	98.8483
7	0.0933	0.0000	1.0693	0.2266	98.6563	99.7231	99.0749
8	0.0905	1.3437	0.0000	0.0000	100.0000	99.7231	99.0749
9	0.0817	0.0000	0.2769	0.9251	100.0000	100.0000	100.0000

Tabla 6.5 Periodos y masas efectivas para cada modo de vibración del edificio de 4 pisos con planta cuadrada (luz=7.00m y e=0)

Modo	Periodo	%Masa X	%Masa Y	%Masa $\theta$	$\Sigma$ %Masa X	$\Sigma$ %Masa Y	$\Sigma$ %Masa $\theta$
1	0.6443	3.4389	83.7588	0.0000	3.4389	83.7588	0.0000
2	0.6443	83.7588	3.4389	0.0000	87.1977	87.1977	0.0000
3	0.5625	0.0000	0.0000	87.9973	87.1977	87.1977	87.9973
4	0.1976	0.1606	9.4438	0.0000	87.3583	96.6415	87.9973
5	0.1976	9.4438	0.1606	0.0000	96.8021	96.8021	87.9973
6	0.1751	0.0000	0.0000	9.1152	96.8021	96.8021	97.1125
7	0.1057	0.0001	2.6426	0.0000	96.8022	99.4446	97.1125
8	0.1057	2.6426	0.0001	0.0000	99.4447	99.4447	97.1125
9	0.0958	0.0000	0.0000	2.3988	99.4447	99.4447	99.5113
10	0.0703	0.4813	0.0739	0.0000	99.9261	99.5187	99.5113
11	0.0703	0.0739	0.4813	0.0000	100.0000	100.0000	99.5113
12	0.0649	0.0000	0.0000	0.4887	100.0000	100.0000	100.0000

Tabla 6.6 Periodos y masas efectivas para cada modo de vibración del edificio de 4 pisos con planta cuadrada (luz=7.00m y e=0.05b)

Modo	Periodo	%Masa X	%Masa Y	%Masa $\theta$	$\Sigma$ %Masa X	$\Sigma$ %Masa Y	$\Sigma$ %Masa $\theta$
1	0.6567	0.0000	79.0494	8.2530	0.0000	79.0494	8.2530
2	0.6443	87.1977	0.0000	0.0000	87.1977	79.0494	8.2530
3	0.5519	0.0000	8.1466	79.7461	87.1977	87.1960	87.9991
4	0.2017	0.0000	8.5536	0.9774	87.1977	95.7496	88.9765
5	0.1976	9.6043	0.0000	0.0000	96.8021	95.7496	88.9765
6	0.1715	0.0000	1.0491	8.1391	96.8021	96.7987	97.1156
7	0.1083	0.0000	2.2649	0.3324	96.8021	99.0637	97.4481
8	0.1057	2.6427	0.0000	0.0000	99.4447	99.0637	97.4481
9	0.0935	0.0000	0.3793	2.0649	99.4447	99.4430	99.5129
10	0.0723	0.0000	0.4536	0.0864	99.4447	99.8966	99.5993
11	0.0703	0.5553	0.0000	0.0000	100.0000	99.8966	99.5993
12	0.0631	0.0000	0.1034	0.4007	100.0000	100.0000	100.0000

Tabla 6.7 Periodos y masas efectivas para cada modo de vibración del edificio de 5 pisos con planta cuadrada (luz=7.00m y e=0)

Modo	Periodo	%Masa X	%Masa Y	%Masa $\theta$	$\Sigma$ %Masa X	$\Sigma$ %Masa Y	$\Sigma$ %Masa $\theta$
1	0.7263	2.3151	81.6686	0.0000	2.3151	81.6686	0.0000
2	0.7263	81.6686	2.3151	0.0000	83.9837	83.9837	0.0000
3	0.6272	0.0000	0.0000	84.9053	83.9837	83.9837	84.9053
4	0.2192	1.0439	9.5642	0.0000	85.0276	93.5479	84.9053
5	0.2192	9.5642	1.0439	0.0000	94.5918	94.5918	84.9053
6	0.1928	0.0000	0.0000	10.1176	94.5918	94.5918	95.0229
7	0.1136	0.0474	3.6733	0.0000	94.6392	98.2651	95.0229
8	0.1136	3.6733	0.0474	0.0000	98.3125	98.3125	95.0229
9	0.1025	0.0000	0.0000	3.4501	98.3125	98.3125	98.4731
10	0.0705	0.9118	0.4603	0.0000	99.2243	98.7728	98.4731
11	0.0705	0.4603	0.9118	0.0000	99.6846	99.6846	98.4731
12	0.0650	0.0000	0.0000	1.2444	99.6846	99.6846	99.7174
13	0.0509	0.1694	0.1460	0.0000	99.8540	99.8306	99.7174
14	0.0509	0.1460	0.1694	0.0000	100.0000	100.0000	99.7174
15	0.0477	0.0000	0.0000	0.2828	100.0000	100.0000	100.0000

Tabla 6.8 Periodos y masas efectivas para cada modo de vibración del edificio de 5 pisos con planta cuadrada (luz=7.00m y e=0.05b)

Modo	Periodo	%Masa X	%Masa Y	%Masa $\theta$	$\Sigma$ %Masa X	$\Sigma$ %Masa Y	$\Sigma$ %Masa $\theta$
1	0.7393	0.0000	77.1111	6.9802	0.0000	77.1111	6.9802
2	0.7263	83.9837	0.0000	0.0000	83.9837	77.1111	6.9802
3	0.6162	0.0000	6.8705	77.9271	83.9837	83.9817	84.9073
4	0.2236	0.0000	9.5584	0.9821	83.9837	93.5401	85.8894
5	0.2192	10.6081	0.0000	0.0000	94.5918	93.5401	85.8894
6	0.1891	0.0000	1.0474	9.1376	94.5918	94.5875	95.0270
7	0.1163	0.0000	3.2205	0.4522	94.5918	97.8080	95.4792
8	0.1136	3.7207	0.0000	0.0000	98.3125	97.8080	95.4792
9	0.1001	0.0000	0.5014	2.9969	98.3125	98.3094	98.4760
10	0.0725	0.0000	1.1299	0.2137	98.3125	99.4393	98.6897
11	0.0705	1.3721	0.0000	0.0000	99.6846	99.4393	98.6897
12	0.0632	0.0000	0.2439	1.0291	99.6846	99.6832	99.7188
13	0.0526	0.0000	0.2480	0.0588	99.6846	99.9311	99.7776
14	0.0509	0.3154	0.0000	0.0000	100.0000	99.9311	99.7776
15	0.0462	0.0000	0.0689	0.2224	100.0000	100.0000	100.0000

Tabla 6.9 Periodos y masas efectivas para cada modo de vibración del edificio de 6 pisos con planta cuadrada (luz=7.00m y e=0)

Modo	Periodo	%Masa X	%Masa Y	%Masa $\theta$	$\Sigma$ %Masa X	$\Sigma$ %Masa Y	$\Sigma$ %Masa $\theta$
1	0.9105	2.9218	80.6751	0.0000	2.9218	80.6751	7.0424
2	0.9105	80.6751	2.9218	0.0000	83.5969	83.5969	7.0424
3	0.7866	0.0000	0.0000	84.4913	83.5969	83.5969	84.4933
4	0.2838	0.3013	9.9329	0.0000	83.8982	93.5298	85.4314
5	0.2838	9.9329	0.3013	0.0000	93.8310	93.8310	85.4314
6	0.2491	0.0000	0.0000	9.8446	93.8310	93.8310	94.3406
7	0.1535	0.9836	2.6839	0.0000	94.8147	96.5150	94.7630
8	0.1535	2.6839	0.9836	0.0000	97.4986	97.4986	94.7630
9	0.1379	0.0000	0.0000	3.4216	97.4986	97.4986	97.7619
10	0.0982	1.4012	0.2080	0.0000	98.8998	97.7066	97.9896
11	0.0982	0.2080	1.4012	0.0000	99.1078	99.1078	97.9896
12	0.0900	0.0000	0.0000	1.4457	99.1078	99.1078	99.2060
13	0.0697	0.3898	0.2907	0.0000	99.4976	99.3985	99.3282
14	0.0697	0.2907	0.3898	0.0000	99.7884	99.7884	99.3282
15	0.0651	0.0000	0.0000	0.6069	99.7884	99.7884	99.8118
16	0.0560	0.2116	0.0000	0.0000	100.0000	99.7884	99.8576
17	0.0560	0.0000	0.2116	0.0000	100.0000	100.0000	99.8576
18	0.0531	0.0000	0.0000	0.1899	100.0000	100.0000	100.0000

Tabla 6.10 Periodos y masas efectivas para cada modo de vibración del edificio de 6 pisos con planta cuadrada (luz=7.00m y e=0.05b)

Modo	Periodo	%Masa X	%Masa Y	%Masa $\theta$	$\Sigma$ %Masa X	$\Sigma$ %Masa Y	$\Sigma$ %Masa $\theta$
1	0.9271	0.0000	76.6608	7.0424	0.0000	76.6608	7.0424
2	0.9105	83.5969	0.0000	0.0000	83.5969	76.6608	7.0424
3	0.7727	0.0000	6.9344	77.4509	83.5969	83.5951	84.4933
4	0.2893	0.0000	9.2425	0.9381	83.5969	92.8376	85.4314
5	0.2838	10.2342	0.0000	0.0000	93.8310	92.8376	85.4314
6	0.2443	0.0000	0.9885	8.9092	93.8310	93.8261	94.3406
7	0.1571	0.0000	3.2035	0.4224	93.8310	97.0297	94.7630
8	0.1535	3.6676	0.0000	0.0000	97.4986	97.0297	94.7630
9	0.1348	0.0000	0.4642	2.9989	97.4986	97.4938	97.7619
10	0.1008	0.0000	1.3473	0.2276	97.4986	98.8411	97.9896
11	0.0982	1.6092	0.0000	0.0000	99.1078	98.8411	97.9896
12	0.0876	0.0000	0.2637	1.2164	99.1078	99.1048	99.2060
13	0.0719	0.0000	0.5393	0.1222	99.1078	99.6441	99.3282
14	0.0697	0.6806	0.0000	0.0000	99.7884	99.6441	99.3282
15	0.0631	0.0000	0.1424	0.4837	99.7884	99.7865	99.8118
16	0.0580	0.0000	0.1593	0.0458	99.7884	99.9458	99.8576
17	0.0560	0.2116	0.0000	0.0000	100.0000	99.9458	99.8576
18	0.0512	0.0000	0.0542	0.1424	100.0000	100.0000	100.0000

Tabla 6.11 Periodos y masas efectivas para cada modo de vibración del edificio de 7 pisos con planta cuadrada (luz=7.00m y e=0)

Modo	Periodo	%Masa X	%Masa Y	%Masa $\theta$	$\Sigma$ %Masa X	$\Sigma$ %Masa Y	$\Sigma$ %Masa $\theta$
1	1.0221	72.0520	10.1744	0.0000	72.0520	10.1744	0.0000
2	1.0221	10.1744	72.0520	0.0000	82.2265	82.2265	0.0000
3	0.8727	0.0000	0.0000	83.0876	82.2265	82.2265	83.0876
4	0.3173	0.3723	9.9880	0.0000	82.5987	92.2144	83.0876
5	0.3173	9.9880	0.3723	0.0000	92.5867	92.5867	83.0876
6	0.2749	0.0000	0.0000	9.9880	92.5867	92.5867	93.0756
7	0.1707	0.1440	3.8071	0.0000	92.7307	96.3938	93.0756
8	0.1707	3.8071	0.1440	0.0000	96.5378	96.5378	93.0756
9	0.1510	0.0000	0.0000	3.7555	96.5378	96.5378	96.8312
10	0.1082	0.1217	1.8210	0.0000	96.6595	98.3587	96.8312
11	0.1082	1.8210	0.1217	0.0000	98.4804	98.4804	96.8312
12	0.0974	0.0000	0.0000	1.7980	98.4804	98.4804	98.6291
13	0.0752	0.0060	0.9531	0.0000	98.4864	99.4335	98.6291
14	0.0752	0.9531	0.0060	0.0000	99.4395	99.4395	98.6291
15	0.0687	0.0000	0.0000	0.8742	99.4395	99.4395	99.5034
16	0.0567	0.1089	0.3216	0.0000	99.5484	99.7611	99.5034
17	0.0567	0.3216	0.1089	0.0000	99.8699	99.8699	99.5034
18	0.0524	0.0000	0.0000	0.3856	99.8699	99.8699	99.8889
19	0.0474	0.0044	0.1256	0.0000	99.8744	99.9956	99.8889
20	0.0474	0.1256	0.0044	0.0000	100.0000	100.0000	99.8889
21	0.0441	0.0000	0.0000	0.1111	100.0000	100.0000	100.0000

Tabla 6.12 Periodos y masas efectivas para cada modo de vibración del edificio de 7 pisos con planta cuadrada (luz=7.00m y e=0.05b)

Modo	Periodo	%Masa X	%Masa Y	%Masa $\theta$	$\Sigma$ %Masa X	$\Sigma$ %Masa Y	$\Sigma$ %Masa $\theta$
1	1.0393	0.0000	76.2674	6.0512	0.0000	76.2674	6.0512
2	1.0221	82.2265	0.0000	0.0000	82.2265	76.2674	6.0512
3	0.8583	0.0000	5.9574	77.0384	82.2265	82.2247	83.0896
4	0.3230	0.0000	9.5045	0.8105	82.2265	91.7293	83.9001
5	0.3173	10.3602	0.0000	0.0000	92.5867	91.7293	83.9001
6	0.2700	0.0000	0.8527	9.1801	92.5867	92.5820	93.0803
7	0.1742	0.0000	3.5407	0.3820	92.5867	96.1227	93.4622
8	0.1707	3.9511	0.0000	0.0000	96.5378	96.1227	93.4622
9	0.1480	0.0000	0.4098	3.3740	96.5378	96.5325	96.8362
10	0.1107	0.0000	1.6951	0.2228	96.5378	98.2275	97.0590
11	0.1082	1.9427	0.0000	0.0000	98.4804	98.2275	97.0590
12	0.0952	0.0000	0.2485	1.5743	98.4804	98.4760	98.6333
13	0.0771	0.0000	0.8125	0.1296	98.4804	99.2886	98.7629
14	0.0752	0.9591	0.0000	0.0000	99.4395	99.2886	98.7629
15	0.0669	0.0000	0.1475	0.7437	99.4395	99.4361	99.5066
16	0.0583	0.0000	0.3548	0.0655	99.4395	99.7909	99.5721
17	0.0567	0.4304	0.0000	0.0000	99.8699	99.7909	99.5721

Tabla 6.12 Periodos y masas efectivas para cada modo de vibración del edificio de 7 pisos con planta cuadrada ( $luz=7.00m$  y  $e=0.05b$ )...Continuación

Modo	Periodo	%Masa X	%Masa Y	%Masa $\theta$	$\Sigma\%$ Masa X	$\Sigma\%$ Masa Y	$\Sigma\%$ Masa $\theta$
18	0.0509	0.0000	0.0743	0.3209	99.8699	99.8652	99.8930
19	0.0488	0.0000	0.1088	0.0173	99.8699	99.9740	99.9103
20	0.0474	0.1301	0.0000	0.0000	100.0000	99.9740	99.9103
21	0.0428	0.0000	0.0260	0.0897	100.0000	100.0000	100.0000

Tabla 6.13 Periodos y masas efectivas para cada modo de vibración del edificio de 8 pisos con planta cuadrada ( $luz=7.00m$  y  $e=0$ )

Modo	Periodo	%Masa X	%Masa Y	%Masa $\theta$	$\Sigma\%$ Masa X	$\Sigma\%$ Masa Y	$\Sigma\%$ Masa $\theta$
1	1.1351	0.7960	80.3416	0.0000	0.7960	80.3416	0.0000
2	1.1351	80.3416	0.7960	0.0000	81.1376	81.1376	0.0000
3	0.9616	0.0000	0.0000	81.9492	81.1376	81.1376	81.9492
4	0.3511	3.2578	7.1719	0.0000	84.3954	88.3095	81.9492
5	0.3511	7.1719	3.2578	0.0000	91.5672	91.5672	81.9492
6	0.3026	0.0000	0.0000	10.0691	91.5672	91.5672	92.0183
7	0.1878	0.0371	4.0979	0.0000	91.6043	95.6652	92.0183
8	0.1878	4.0979	0.0371	0.0000	95.7023	95.7023	92.0183
9	0.1653	0.0000	0.0000	3.9412	95.7023	95.7023	95.9595
10	0.1182	0.0163	2.1303	0.0000	95.7186	97.8325	95.9595
11	0.1182	2.1303	0.0163	0.0000	97.8488	97.8488	95.9595
12	0.1059	0.0000	0.0000	2.0287	97.8488	97.8488	97.9882
13	0.0811	0.0005	1.1778	0.0000	97.8493	99.0267	97.9882
14	0.0811	1.1778	0.0005	0.0000	99.0272	99.0272	97.9882
15	0.0738	0.0000	0.0000	1.1029	99.0272	99.0272	99.0910
16	0.0598	0.3941	0.2277	0.0000	99.4213	99.2549	99.0910
17	0.0598	0.2277	0.3941	0.0000	99.6490	99.6490	99.0910
18	0.0549	0.0000	0.0000	0.5823	99.6490	99.6490	99.6733
19	0.0472	0.1341	0.1167	0.0000	99.7831	99.7657	99.6733
20	0.0472	0.1167	0.1341	0.0000	99.8998	99.8998	99.6733
21	0.0437	0.0000	0.0000	0.2323	99.8998	99.8998	99.9056
22	0.0402	0.0038	0.0964	0.0000	99.9036	99.9962	99.9056
23	0.0402	0.0964	0.0038	0.0000	100.0000	100.0000	99.9056
24	0.0374	0.0000	0.0000	0.0944	100.0000	100.0000	100.0000

Tabla 6.14 Periodos y masas efectivas para cada modo de vibración del edificio de 8 pisos con planta cuadrada (luz=7.00m y e=0.05b)

Modo	Periodo	%Masa X	%Masa Y	%Masa $\theta$	$\Sigma$ %Masa X	$\Sigma$ %Masa Y	$\Sigma$ %Masa $\theta$
1	1.1533	0.0000	75.7696	5.4488	0.0000	75.7696	5.4488
2	1.1351	81.1376	0.0000	0.0000	81.1376	75.7696	5.4488
3	0.9465	0.0000	5.3664	76.5023	81.1376	81.1360	81.9511
4	0.3571	0.0000	9.6225	0.7654	81.1376	90.7585	82.7166
5	0.3511	10.4296	0.0000	0.0000	91.5672	90.7585	82.7166
6	0.2974	0.0000	0.8043	9.3061	91.5672	91.5628	92.0227
7	0.1915	0.0000	3.7334	0.3749	91.5672	95.2962	92.3976
8	0.1878	4.1350	0.0000	0.0000	95.7023	95.2962	92.3976
9	0.1621	0.0000	0.4014	3.5663	95.7023	95.6977	95.9640
10	0.1208	0.0000	1.8888	0.2384	95.7023	97.5865	96.2024
11	0.1182	2.1466	0.0000	0.0000	97.8488	97.5865	96.2024
12	0.1035	0.0000	0.2584	1.7897	97.8488	97.8449	97.9921
13	0.0832	0.0000	1.0078	0.1561	97.8488	98.8526	98.1481
14	0.0811	1.1783	0.0000	0.0000	99.0272	98.8526	98.1481
15	0.0720	0.0000	0.1719	0.9455	99.0272	99.0245	99.0936
16	0.0614	0.0000	0.5177	0.0957	99.0272	99.5421	99.1893
17	0.0598	0.6219	0.0000	0.0000	99.6490	99.5421	99.1893
18	0.0535	0.0000	0.1050	0.4858	99.6490	99.6471	99.6751
19	0.0486	0.0000	0.2045	0.0420	99.6490	99.8516	99.7171
20	0.0472	0.2508	0.0000	0.0000	99.8998	99.8516	99.7171
21	0.0425	0.0000	0.0474	0.1893	99.8998	99.8990	99.9064
22	0.0414	0.0000	0.0803	0.0184	99.8998	99.9794	99.9248
23	0.0402	0.1002	0.0000	0.0000	100.0000	99.9794	99.9248
24	0.0363	0.0000	0.0206	0.0752	100.0000	100.0000	100.0000

Tabla 6.15 Periodos y masas efectivas para cada modo de vibración del edificio de 9 pisos con planta cuadrada (luz=7.00m y e=0)

Modo	Periodo	%Masa X	%Masa Y	%Masa $\theta$	$\Sigma$ %Masa X	$\Sigma$ %Masa Y	$\Sigma$ %Masa $\theta$
1	1.3131	0.0043	81.3533	0.0000	0.0043	81.3533	0.0000
2	1.3131	81.3533	0.0043	0.0000	81.3576	81.3576	0.0000
3	1.1108	0.0000	0.0000	82.2077	81.3576	81.3576	82.2077
4	0.4128	7.4472	2.7241	0.0000	88.8048	84.0817	82.2077
5	0.4128	2.7241	7.4472	0.0000	91.5289	91.5289	82.2077
6	0.3547	0.0000	0.0000	9.8019	91.5289	91.5289	92.0096
7	0.2261	0.0112	3.9086	0.0000	91.5401	95.4375	92.0096
8	0.2261	3.9086	0.0112	0.0000	95.4487	95.4487	92.0096
9	0.1984	0.0000	0.0000	3.7414	95.4487	95.4487	95.7510
10	0.1459	0.0368	2.0344	0.0000	95.4855	97.4831	95.7510
11	0.1459	2.0344	0.0368	0.0000	97.5199	97.5199	95.7510
12	0.1302	0.0000	0.0000	1.9507	97.5199	97.5199	97.7017
13	0.1022	1.1415	0.0473	0.0000	98.6614	97.5672	97.7017
14	0.1022	0.0473	1.1415	0.0000	98.7087	98.7087	97.7017

Tabla 6.15 Periodos y masas efectivas para cada modo de vibración del edificio de 9 pisos con planta cuadrada (luz=7.00m y e=0)...Continuación

Modo	Periodo	%Masa X	%Masa Y	%Masa $\theta$	$\Sigma$ %Masa X	$\Sigma$ %Masa Y	$\Sigma$ %Masa $\theta$
15	0.0927	0.0000	0.0000	1.1082	98.7087	98.7087	98.8099
16	0.0759	0.4946	0.1973	0.0000	99.2033	98.9060	98.8099
17	0.0759	0.1973	0.4946	0.0000	99.4006	99.4006	98.8099
18	0.0697	0.0000	0.0000	0.6391	99.4006	99.4006	99.4490
19	0.0594	0.0943	0.2816	0.0000	99.4948	99.6822	99.4490
20	0.0594	0.2816	0.0943	0.0000	99.7764	99.7764	99.4490
21	0.0551	0.0000	0.0000	0.3463	99.7764	99.7764	99.7953
22	0.0489	0.0842	0.0714	0.0000	99.8606	99.8479	99.7953
23	0.0489	0.0714	0.0842	0.0000	99.9320	99.9320	99.7953
24	0.0457	0.0000	0.0000	0.1414	99.9320	99.9320	99.9367
25	0.0430	0.0391	0.0288	0.0000	99.9712	99.9609	99.9367
26	0.0430	0.0288	0.0391	0.0000	100.0000	100.0000	99.9367
27	0.0404	0.0000	0.0000	0.0633	100.0000	100.0000	100.0000

Tabla 6.16 Periodos y masas efectivas para cada modo de vibración del edificio de 9 pisos con planta cuadrada (luz=7.00m y e=0.05b)

Modo	Periodo	%Masa X	%Masa Y	%Masa $\theta$	$\Sigma$ %Masa X	$\Sigma$ %Masa Y	$\Sigma$ %Masa $\theta$
1	1.3342	0.0000	75.9998	5.4427	0.0000	75.9998	5.4427
2	1.3131	81.3576	0.0000	0.0000	81.3576	75.9998	5.4427
3	1.0934	0.0000	5.3562	76.7669	81.3576	81.3560	82.2097
4	0.4198	0.0000	9.4061	0.7230	81.3576	90.7621	82.9327
5	0.4128	10.1714	0.0000	0.0000	91.5289	90.7621	82.9327
6	0.3488	0.0000	0.7621	9.0816	91.5289	91.5243	92.0142
7	0.2305	0.0000	3.5520	0.3438	91.5289	95.0762	92.3580
8	0.2261	3.9198	0.0000	0.0000	95.4487	95.0762	92.3580
9	0.1946	0.0000	0.3673	3.3981	95.4487	95.4435	95.7561
10	0.1491	0.0000	1.8357	0.2165	95.4487	97.2792	95.9726
11	0.1459	2.0712	0.0000	0.0000	97.5199	97.2792	95.9726
12	0.1274	0.0000	0.2356	1.7341	97.5199	97.5148	97.7066
13	0.1048	0.0000	1.0247	0.1491	97.5199	98.5396	97.8557
14	0.1022	1.1888	0.0000	0.0000	98.7087	98.5396	97.8557
15	0.0905	0.0000	0.1651	0.9580	98.7087	98.7047	98.8137
16	0.0780	0.0000	0.5802	0.1006	98.7087	99.2848	98.9143
17	0.0759	0.6919	0.0000	0.0000	99.4006	99.2848	98.9143
18	0.0678	0.0000	0.1128	0.5375	99.4006	99.3976	99.4518
19	0.0612	0.0000	0.3062	0.0627	99.4006	99.7038	99.5144
20	0.0594	0.3759	0.0000	0.0000	99.7764	99.7038	99.5144
21	0.0535	0.0000	0.0705	0.2828	99.7764	99.7743	99.7973
22	0.0504	0.0000	0.1242	0.0278	99.7764	99.8985	99.8251
23	0.0489	0.1556	0.0000	0.0000	99.9320	99.8985	99.8251
24	0.0445	0.0000	0.0511	0.0155	99.9320	99.9497	99.8406
25	0.0443	0.0000	0.0346	0.1106	99.9320	99.9843	99.9511
26	0.0430	0.0680	0.0000	0.0000	100.0000	99.9843	99.9511
27	0.0391	0.0000	0.0157	0.0489	100.0000	100.0000	100.0000

Tabla 6.17 Periodos y masas efectivas para cada modo de vibración del edificio de 10 pisos con planta cuadrada ( $luz=7.00m$  y  $e=0$ )

Modo	Periodo	%Masa X	%Masa Y	%Masa $\theta$	$\Sigma\%$ Masa X	$\Sigma\%$ Masa Y	$\Sigma\%$ Masa $\theta$
1	1.4266	0.5012	79.9833	0.0000	0.5012	79.9833	0.0000
2	1.4266	79.9833	0.5012	0.0000	80.4845	80.4845	0.0000
3	1.1981	0.0000	0.0000	81.3072	80.4845	80.4845	81.3072
4	0.4467	6.1747	4.0374	0.0000	86.6592	84.5218	81.3072
5	0.4467	4.0374	6.1747	0.0000	90.6966	90.6966	81.3072
6	0.3814	0.0000	0.0000	9.8352	90.6966	90.6966	91.1424
7	0.2434	0.0201	4.0097	0.0000	90.7167	94.7063	91.1424
8	0.2434	4.0097	0.0201	0.0000	94.7264	94.7264	91.1424
9	0.2123	0.0000	0.0000	3.8709	94.7264	94.7264	95.0132
10	0.1564	1.1975	0.9992	0.0000	95.9239	95.7256	95.0132
11	0.1564	0.9992	1.1975	0.0000	96.9232	96.9232	95.0132
12	0.1385	0.0000	0.0000	2.0859	96.9232	96.9232	97.0991
13	0.1088	0.0143	1.3054	0.0000	96.9374	98.2285	97.0991
14	0.1088	1.3054	0.0143	0.0000	98.2428	98.2428	97.0991
15	0.0978	0.0000	0.0000	1.2506	98.2428	98.2428	98.3497
16	0.0800	0.1897	0.6277	0.0000	98.4325	98.8705	98.3497
17	0.0800	0.6277	0.1897	0.0000	99.0602	99.0602	98.3497
18	0.0728	0.0000	0.0000	0.7672	99.0602	99.0602	99.1169
19	0.0618	0.1476	0.3419	0.0000	99.2078	99.4022	99.1169
20	0.0618	0.3419	0.1476	0.0000	99.5498	99.5498	99.1169
21	0.0567	0.0000	0.0000	0.4603	99.5498	99.5498	99.5771
22	0.0500	0.1919	0.0782	0.0000	99.7417	99.6280	99.5771
23	0.0500	0.0782	0.1919	0.0000	99.8199	99.8199	99.5771
24	0.0462	0.0000	0.0000	0.2537	99.8199	99.8199	99.8308
25	0.0421	0.0103	0.1111	0.0000	99.8302	99.9311	99.8308
26	0.0421	0.1111	0.0103	0.0000	99.9414	99.9414	99.8308
27	0.0391	0.0000	0.0000	0.1134	99.9414	99.9414	99.9442
28	0.0375	0.0327	0.0259	0.0000	99.9741	99.9673	99.9442
29	0.0375	0.0259	0.0327	0.0000	100.0000	100.0000	99.9442
30	0.0350	0.0000	0.0000	0.0558	100.0000	100.0000	100.0000

Tabla 6.18 Periodos y masas efectivas para cada modo de vibración del edificio de 10 pisos con planta cuadrada ( $luz=7.00m$  y  $e=0.05b$ )

Modo	Periodo	%Masa X	%Masa Y	%Masa $\theta$	$\Sigma\%$ Masa X	$\Sigma\%$ Masa Y	$\Sigma\%$ Masa $\theta$
1	1.4484	0.0000	75.5972	4.9645	0.0000	75.5972	4.9645
2	1.4266	80.4845	0.0000	0.0000	80.4845	75.5972	4.9645
3	1.1802	0.0000	4.8858	76.3446	80.4845	80.4830	81.3091
4	0.4540	0.0000	9.5022	0.6694	80.4845	89.9852	81.9786
5	0.4467	10.2121	0.0000	0.0000	90.6966	89.9852	81.9786
6	0.3753	0.0000	0.7070	9.1682	90.6966	90.6922	91.1468
7	0.2479	0.0000	3.6778	0.3317	90.6966	94.3700	91.4785
8	0.2434	4.0298	0.0000	0.0000	94.7264	94.3700	91.4785



Tabla 6.18 Periodos y masas efectivas para cada modo de vibración del edificio de 10 pisos con planta cuadrada (luz=7.00m y e=0.05b)... Continuación

Modo	Periodo	%Masa X	%Masa Y	%Masa $\theta$	$\Sigma$ %Masa X	$\Sigma$ %Masa Y	$\Sigma$ %Masa $\theta$
9	0.2084	0.0000	0.3514	3.5397	94.7264	94.7213	95.0181
10	0.1596	0.0000	1.9689	0.2117	94.7264	96.6902	95.2298
11	0.1564	2.1968	0.0000	0.0000	96.9232	96.6902	95.2298
12	0.1357	0.0000	0.2280	1.8741	96.9232	96.9182	97.1040
13	0.1113	0.0000	1.1571	0.1508	96.9232	98.0752	97.2548
14	0.1088	1.3197	0.0000	0.0000	98.2428	98.0752	97.2548
15	0.0956	0.0000	0.1632	1.0991	98.2428	98.2384	98.3540
16	0.0820	0.0000	0.7006	0.1072	98.2428	98.9390	98.4611
17	0.0800	0.8174	0.0000	0.0000	99.0602	98.9390	98.4611
18	0.0710	0.0000	0.1180	0.6589	99.0602	99.0570	99.1200
19	0.0634	0.0000	0.4104	0.0730	99.0602	99.4674	99.1930
20	0.0618	0.4896	0.0000	0.0000	99.5498	99.4674	99.1930
21	0.0552	0.0000	0.0800	0.3865	99.5498	99.5474	99.5795
22	0.0514	0.0000	0.2223	0.0441	99.5498	99.7697	99.6236
23	0.0500	0.2701	0.0000	0.0000	99.8199	99.7697	99.6236
24	0.0449	0.0000	0.0486	0.2088	99.8199	99.8183	99.8324
25	0.0433	0.0000	0.0988	0.0207	99.8199	99.9171	99.8531
26	0.0421	0.1214	0.0000	0.0000	99.9414	99.9171	99.8531
27	0.0387	0.0000	0.0465	0.0114	99.9414	99.9636	99.8645
28	0.0379	0.0000	0.0242	0.0912	99.9414	99.9878	99.9557
29	0.0375	0.0586	0.0000	0.0000	100.0000	99.9878	99.9557
30	0.0339	0.0000	0.0122	0.0443	100.0000	100.0000	100.0000

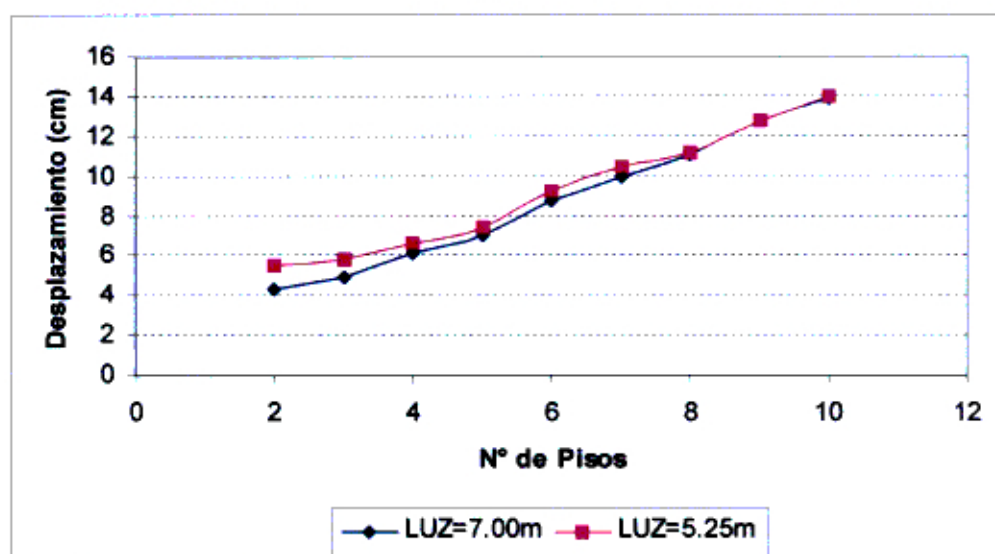


Figura 6.1 Desplazamiento de la azotea en edificios aporticados de planta cuadrada para 2 luces de vanos: 7.00m y 5.25m (e=0)

Tabla 6.19 Distorsiones de entrepiso de edificios aporticados con planta cuadrada (Luz=7.00m y e=0)

NIVEL	10 PISOS	9 PISOS	8 PISOS	7 PISOS	6 PISOS	5 PISOS	4 PISOS	3 PISOS	2PISOS
10	0.00220								
9	0.00328	0.00227							
8	0.00418	0.00343	0.00233						
7	0.00491	0.00444	0.00350	0.00236					
6	0.00551	0.00522	0.00455	0.00368	0.00247				
5	0.00604	0.00586	0.00539	0.00485	0.00401	0.00270			
4	0.00643	0.00632	0.00599	0.00578	0.00535	0.00428	0.00296		
3	0.00667	0.00673	0.00643	0.00647	0.00636	0.00562	0.00501	0.00355	
2	0.00632	0.00661	0.00628	0.00647	0.00664	0.00623	0.00646	0.00603	0.00496
1	0.00379	0.00421	0.00388	0.00426	0.00472	0.00436	0.00541	0.00607	0.00815

Tabla 6.20 Distorsiones Máximas de edificios aporticados con planta cuadrada (Luz=7.00m y e=0)

Nº DE PISOS	DISTORSIÓN MÁXIMA	PISO EN QUE OCURRE
10	0.00667	3
9	0.00673	3
8	0.00643	3
7	0.00647	3
6	0.00664	3
5	0.00623	2
4	0.00646	2
3	0.00607	1
2	0.00815	1

Tabla 6.21 Distorsiones de entrepiso de edificios aporticados con planta cuadrada (Luz=7.00m y e=0.05b)

NIVEL	10 PISOS	9 PISOS	8 PISOS	7 PISOS	6 PISOS	5 PISOS	4 PISOS	3 PISOS	2PISOS
10	0.00256								
9	0.00386	0.00266							
8	0.00493	0.00404	0.00274						
7	0.00580	0.00525	0.00415	0.00278					
6	0.00652	0.00618	0.00539	0.00437	0.00292				
5	0.00715	0.00694	0.00639	0.00575	0.00478	0.00317			
4	0.00760	0.00749	0.00709	0.00686	0.00637	0.00507	0.00351		
3	0.00792	0.00800	0.00763	0.00770	0.00758	0.00668	0.00596	0.00420	
2	0.00755	0.00790	0.00750	0.00775	0.00796	0.00746	0.00773	0.00721	0.00572
1	0.00457	0.00509	0.00469	0.00517	0.00575	0.00530	0.00657	0.00740	0.00971

Tabla 6.22 Distorsiones Máximas de edificios aporticados con planta cuadrada (Luz=7.00m y e=0.05b)

Nº DE PISOS	DISTORSIÓN MÁXIMA	PISO EN QUE OCURRE
10	0.00792	3
9	0.00800	3
8	0.00763	3
7	0.00775	2
6	0.00796	2
5	0.00746	2
4	0.00773	2
3	0.00740	1
2	0.00971	1

Tabla 6.23 Distorsiones de entrepiso de edificios aporticados con planta cuadrada (Luz=5.25m y e=0)

NIVEL	10 PISOS	9 PISOS	8 PISOS	7 PISOS	6 PISOS	5 PISOS	4 PISOS	3 PISOS	2PISOS
10	0.00192								
9	0.00313	0.00202							
8	0.00404	0.00326	0.00204						
7	0.00478	0.00431	0.00336	0.00217					
6	0.00538	0.00511	0.00446	0.00370	0.00232				
5	0.00590	0.00573	0.00530	0.00492	0.00401	0.00238			
4	0.00625	0.00614	0.00583	0.00566	0.00537	0.00418	0.00278		
3	0.00665	0.00665	0.00640	0.00665	0.00644	0.00566	0.00504	0.00354	
2	0.00670	0.00688	0.00664	0.00692	0.00723	0.00668	0.00680	0.00657	0.00537
1	0.00464	0.00506	0.00478	0.00552	0.00592	0.00570	0.00676	0.00813	0.01114

Tabla 6.24 Distorsiones Máximas de edificios aporticados con planta cuadrada (Luz=5.25m y e=0)

N° DE PISOS	DISTORSIÓN MÁXIMA	PISO EN QUE OCURRE
10	0.00670	2
9	0.00688	2
8	0.00664	2
7	0.00692	2
6	0.00723	2
5	0.00668	2
4	0.00680	2
3	0.00813	1
2	0.01114	1

Tabla 6.25 Distorsiones de entrepiso de edificios aporticados con planta cuadrada (Luz=5.25m y e=0.05b)

NIVEL	10 PISOS	9 PISOS	8 PISOS	7 PISOS	6 PISOS	5 PISOS	4 PISOS	3 PISOS	2PISOS
10	0.00226								
9	0.00375	0.00239							
8	0.00484	0.00391	0.00243						
7	0.00574	0.00518	0.00406	0.00259					
6	0.00646	0.00613	0.00539	0.00446	0.00278				
5	0.00710	0.00689	0.00640	0.00593	0.00485	0.00282			
4	0.00752	0.00739	0.00701	0.00706	0.00649	0.00498	0.00323		
3	0.00802	0.00802	0.00772	0.00801	0.00778	0.00677	0.00588	0.00384	
2	0.00814	0.00833	0.00807	0.00838	0.00876	0.00802	0.00796	0.00716	0.00641
1	0.00574	0.00622	0.00593	0.00685	0.00727	0.00702	0.00816	0.00917	0.01338

Tabla 6.26 Distorsiones Máximas de edificios aporticados con planta cuadrada (Luz=5.25m y e=0.05b)

Nº DE PISOS	DISTORSIÓN MÁXIMA	PISO EN QUE OCURRE
10	0.00814	2
9	0.00833	2
8	0.00807	2
7	0.00838	2
6	0.00876	2
5	0.00802	2
4	0.00816	1
3	0.00917	1
2	0.01338	1

### **Edificios con plantas de distintas relaciones de aspecto**

En este caso, al analizar dos edificios de 5 pisos con relaciones de aspecto  $a/b=1$  y  $a/b=0.5$  (planta cuadrada y planta rectangular), ambos simétricos con las mismas dimensiones de sus elementos estructurales, se observa que las distorsiones máximas en un extremo del edificio de planta rectangular tienen pequeños incrementos con respecto al edificio de planta cuadrada. El mayor incremento es de 6% y se da en el piso superior y va disminuyendo de piso a piso, tal como se muestra en la Tabla 6.29. Sin embargo, para fines de control de desplazamientos, interesa la distorsión máxima el cual se da en el segundo piso y solo tiene un incremento de 2.69%, pudiéndose considerar este incremento despreciable para fines de análisis y diseño de ambos edificios. Estos incrementos mínimos se da cuando no se toma en cuenta las excentricidades accidentales, mientras que al tomarlas en cuenta ( $e=0.05b$ ) las distorsiones máximas en un extremo del edificio rectangular son mayores que la de la planta cuadrada, en este caso, la distorsión máxima obtenida en el segundo piso es 16.01% mayor (ver Tabla 6.30). Ahora, si tomamos las distorsiones en el centro de masa, el cual es utilizado por algunos diseñadores para verificar si cumplen o no con las distorsiones máximas permitidas por la Norma, el análisis dinámico indica que la distorsión en el edificio de planta cuadrada es ligeramente mayor que la distorsión del edificio de planta rectangular, tal como puede verse en la Tabla 6.31.

Los incrementos de las distorsiones del edificio de planta rectangular con respecto al edificio de planta cuadrada, mostrados en la Tabla 6.30, se deben a que el edificio de planta rectangular activa mayor masa rotacional, 15.83% (Tabla 6.28), mientras que el edificio de planta cuadrada la masa rotacional activada es solo de 6.98% (Tabla 6.8), ambos para una excentricidad de 5% de la dimensión perpendicular a la dirección del análisis.

En conclusión, puede afirmarse que si tenemos dos edificios simétricos, con distintas dimensiones en planta, pero con las mismas dimensiones de vigas y columnas, sus distorsiones pueden considerarse iguales sin importar el número de planos resistentes que tengan. Esta afirmación es generalmente utilizado en investigaciones de modelos de edificios simétricos, cuando solo toman un plano resistente para su análisis. Sin embargo, en casos reales no existen edificios

simétricos, por lo que al considerar una excentricidad accidental, sus distorsiones sufrirán distintos incrementos y ya no pueden considerarse iguales.

Tabla 6.27 Periodos y masas efectivas para cada modo de vibración del edificio aporticado de 5 pisos con planta rectangular (Luz=7.00m y e=0.0b)

Modo	Periodo	%Masa X	%Masa Y	%Masa $\theta$	$\Sigma$ %Masa X	$\Sigma$ %Masa Y	$\Sigma$ %Masa $\theta$
1	0.7472	0.0000	83.6770	0.0000	0.0000	83.6770	0.0000
2	0.7199	84.0791	0.0000	0.0000	84.0791	83.6770	0.0000
3	0.6763	0.0000	0.0000	84.4522	84.0791	83.6770	84.4522
4	0.2241	0.0000	10.7560	0.0000	84.0791	94.4331	84.4522
5	0.2176	10.5337	0.0000	0.0000	94.6127	94.4331	84.4522
6	0.2061	0.0000	0.0000	10.3470	94.6127	94.4331	94.7991
7	0.1152	0.0000	3.8215	0.0000	94.6127	98.2546	94.7991
8	0.1130	3.7079	0.0000	0.0000	98.3206	98.2546	94.7991
9	0.1082	0.0000	0.0000	3.5894	98.3206	98.2546	98.3886
10	0.0709	0.0000	1.4183	0.0000	98.3206	99.6728	98.3886
11	0.0702	1.3656	0.0000	0.0000	99.6863	99.6728	98.3886
12	0.0679	0.0000	0.0000	1.3114	99.6863	99.6728	99.7000
13	0.0510	0.0000	0.3272	0.0000	99.6863	100.0000	99.7000
14	0.0508	0.3137	0.0000	0.0000	100.0000	100.0000	99.7000
15	0.0494	0.0000	0.0000	0.3000	100.0000	100.0000	100.0000

Tabla 6.28 Periodos y masas efectivas para cada modo de vibración del edificio aporticado de 5 pisos con planta rectangular (Luz=7.00m y e=0.05b)

Modo	Periodo	%Masa X	%Masa Y	%Masa $\theta$	$\Sigma$ %Masa X	$\Sigma$ %Masa Y	$\Sigma$ %Masa $\theta$
1	0.7761	0.0000	68.0472	15.8251	0.0000	68.0472	15.8251
2	0.7199	84.0791	0.0000	0.0000	84.0791	68.0472	15.8251
3	0.6513	0.0000	15.6270	68.6301	84.0791	83.6742	84.4552
4	0.2336	0.0000	8.4410	2.1980	84.0791	92.1152	86.6533
5	0.2176	10.5337	0.0000	0.0000	94.6127	92.1152	86.6533
6	0.1977	0.0000	2.3116	8.1519	94.6127	94.4268	94.8052
7	0.1208	0.0000	2.8085	0.9347	94.6127	97.2353	95.7399
8	0.1130	3.7079	0.0000	0.0000	98.3206	97.2353	95.7399
9	0.1031	0.0000	1.0147	2.6530	98.3206	98.2500	98.3929
10	0.0749	0.0000	0.9730	0.4038	98.3206	99.2230	98.7967
11	0.0702	1.3656	0.0000	0.0000	99.6863	99.2230	98.7967
12	0.0643	0.0000	0.4477	0.9052	99.6863	99.6707	99.7020
13	0.0541	0.0000	0.2129	0.1028	99.6863	99.8836	99.8048
14	0.0508	0.3137	0.0000	0.0000	100.0000	99.8836	99.8048
15	0.0465	0.0000	0.1164	0.1952	100.0000	100.0000	100.0000

Tabla 6.29 Incremento de la distorsión de entrepiso en el borde flexible de edificios de 5 pisos de planta cuadrada y rectangular (Luz=7.00m y e=0)

Piso	Distorsión (e=0)		Incremento de distorsión (%)
	Planta Cuadrada	Planta Rectangular	
5	0.00270	0.00286	6.00
4	0.00428	0.00446	4.35
3	0.00562	0.00582	3.63
2	0.00623	0.00640	2.69
1	0.00436	0.00440	0.96

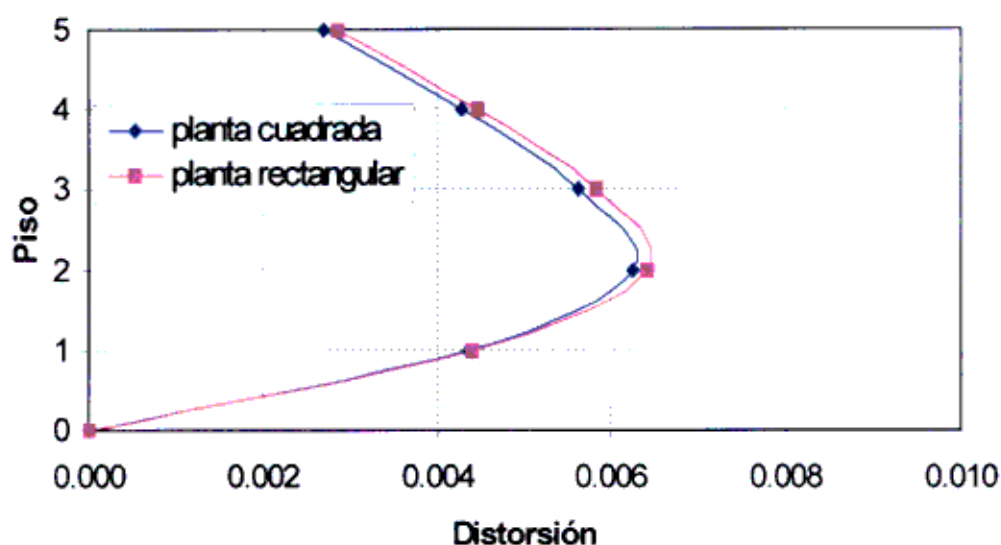


Figura 6.2 Comparación de distorsión de entrepiso de 2 edificios de 5 pisos con relaciones de aspecto: a/b=1 y a/b=0.5 (Luz=7.00m y e=0)

Tabla 6.30 Incremento de la distorsión de entrepiso en el borde flexible de edificios de 5 pisos de plantas cuadrada y rectangular (Luz=7.00m y e=0.05b)

Piso	Distorsión (e=5%b)		Incremento de distorsión (%)
	Planta Cuadrada	Planta Rectangular	
5	0.00317	0.00378	19.09
4	0.00507	0.00595	17.40
3	0.00668	0.00779	16.61
2	0.00746	0.00865	16.01
1	0.00530	0.00607	14.61



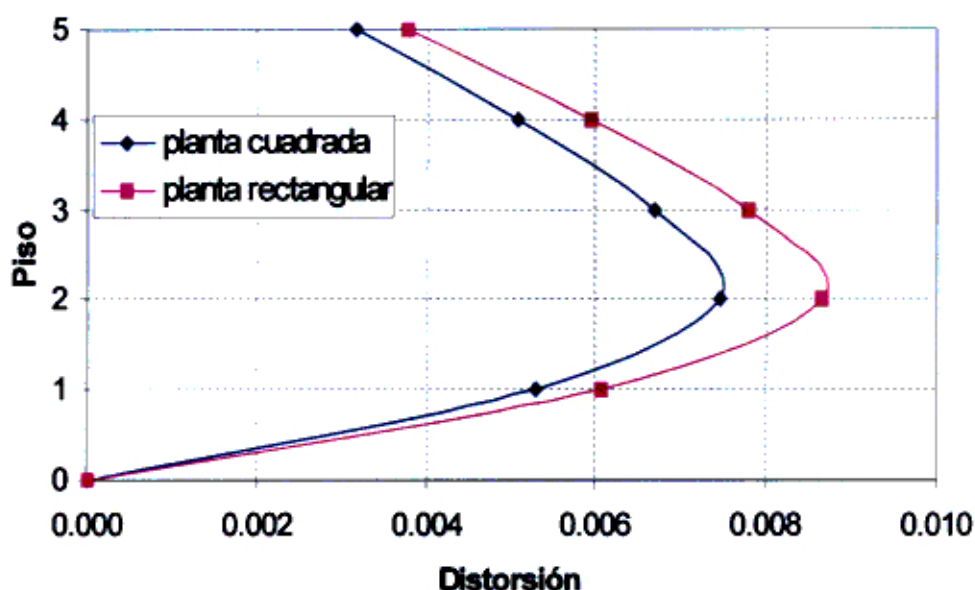


Figura 6.3 Comparación de distorsión de entrepiso de 2 edificios de 5 pisos con relaciones de aspecto:  $a/b=1$  y  $a/b=0.5$  ( $Luz=7.00m$  y  $e=0.05b$ )

Tabla 6.31 Decremento de la distorsión de entrepiso en el centro de masa (CM) de edificios de 5 pisos de plantas cuadrada y rectangular ( $Luz=7.00m$  y  $e=0.05b$ )

Piso	Distorsión en el CM ( $e=5\%b$ )		Decremento de la distorsión (%)
	Planta Cuadrada	Planta Rectangular	
5	0.00257	0.00257	0.00
4	0.00407	0.00401	-1.62
3	0.00535	0.00522	-2.36
2	0.00594	0.00575	-3.13
1	0.00417	0.00397	-4.85

### Edificios con plantas iguales y distinto número de planos resistentes

En 2 edificios con plantas iguales, uno con 4 planos resistentes en cada dirección y el otro con 5 planos resistentes, donde sus elementos estructurales han sido dimensionados siguiendo una misma regla o un mismo criterio, se observa que al incrementar el número de planos resistentes en la planta de un edificio, la distorsión máxima del edificio con mayor número de planos resistentes es mayor o en algunos casos aproximadamente igual que el edificio

con menor número de planos resistentes, tal como se observa en las Tablas 6.32 y 6.33. Aparentemente, en un estado inicial de la estructuración, uno podría suponer que al adicionar más columnas en la planta de un edificio se rigidizará la estructura y se obtendrá menores distorsiones, pero esto no es así. Esta conclusión se da para edificios en los que las secciones transversales de las vigas y columnas *se disminuyen* debido a que tendrán menor luz y menor área tributaria respectivamente y no considerando las mismas secciones de las vigas ni aumentando el número de columnas con la misma sección transversal, caso que podría no ser una solución económica.

En general se observa una disminución de las distorsiones de entrepiso en los pisos superiores, arriba del piso donde ocurre la distorsión máxima, mientras que en los pisos inferiores se observa un incremento de la distorsión. Las Tablas 6.34 y 6.35 muestran el incremento (+) o decremento (-) de la distorsión al disminuir las luces de vanos de 7.00m a una luz de 5.25m de edificios de planta cuadrada. En todos los casos se observa que el mayor incremento ocurre en el primer piso, entre 20% y 38% aproximadamente, lo que significaría que si comparamos los incrementos de las distorsiones máximas para edificios de 2 a 10 pisos, el mayor incremento se dará en los edificios de 2 y 3 pisos ya que para estos edificios la distorsión máxima sucede en el primer piso. Las Tablas 6.36 y 6.37 muestran las variaciones de las distorsiones de los edificios de planta rectangular de 5 pisos, de los cuales podemos observar que la variación de la distorsión máxima es ligeramente menor que la variación que sucede en los edificios de planta cuadrada de 5 pisos.

Este comportamiento se debe a que en realidad el edificio se vuelve más flexible al disminuir las secciones de vigas y columnas; además, al disminuir las luces entre ejes de columnas, se está disminuyendo las luces de los paños de la losa de entrepiso y por ende, el espesor de éste, por tanto tendrá menos masa.

Entonces, si en la etapa de estructuración de un edificio se tiene dos modelos, con dos luces distintas, y se quiere decidir cuál de las dos estructuraciones anteriores es más conveniente, uno podría elegir por el que tiene menor distorsión (el que posee mayor luz), ya que provocará menor daño, pero también no se debe de olvidar que estructuras con mayor redundancia (mayor número de elementos verticales) se comportarán mejor en sismos severos.

Tabla 6.32 Incremento de la distorsión máxima entre edificios aporticados de planta cuadrada para 2 luces de vanos: 7.00m y 5.25m (e=0)

N° de PISOS	DISTORSIÓN MÁXIMA (e=0)		Incremento (%)
	LUZ=7.00m	LUZ=5.25m	
10	0.00667	0.00670	0.450
9	0.00673	0.00688	2.228
8	0.00643	0.00664	3.361
7	0.00647	0.00692	6.951
6	0.00664	0.00723	8.853
5	0.00623	0.00668	7.218
4	0.00646	0.00680	5.200
3	0.00607	0.00813	33.893
2	0.00815	0.01114	36.745

Tabla 6.33 Incremento de las distorsiones máximas producidas al disminuir las luces de las vigas de edificios aporticados (e=0.05b)

N° de PISOS	DISTORSIÓN MÁXIMA (e=5%)		Incremento (%)
	LUZ=7.00m	LUZ=5.25m	
10	0.00792	0.00814	2.727
9	0.00800	0.00833	4.201
8	0.00763	0.00807	5.739
7	0.00775	0.00838	8.133
6	0.00796	0.00876	10.106
5	0.00746	0.00802	7.562
4	0.00773	0.00816	5.508
3	0.00740	0.00917	23.925
2	0.00971	0.01338	37.739

Tabla 6.34 Variación de la distorsión de entrepiso entre edificios aporticados de planta cuadrada para 2 luces de vanos: 7.00m y 5.25m (e=0)

NIVEL	VARIACIÓN DE LA DISTORSIÓN (%)								
	10 PISOS	9 PISOS	8 PISOS	7 PISOS	6 PISOS	5 PISOS	4 PISOS	3 PISOS	2 PISOS
10	-12.568								
9	-4.396	-11.346							
8	-3.300	-4.895	-12.596						
7	-2.686	-2.838	-3.945	-8.376					
6	-2.503	-2.184	-1.847	0.489	-6.311				
5	-2.383	-2.152	-1.780	1.485	0.000	-11.778			
4	-2.801	-2.846	-2.605	1.349	0.449	-2.384	-6.073		
3	-0.360	-1.248	-0.467	2.783	1.226	0.855	0.599	-0.169	
2	5.977	4.083	5.832	6.951	8.853	7.218	5.200	8.955	8.222
1	22.662	20.257	23.375	29.577	25.413	30.674	24.972	33.893	36.745

Tabla 6.35 Variación de la distorsión de entrepiso entre edificios aporticados de planta cuadrada para 2 luces de vanos: 7.00m y 5.25m ( $e=0.05b$ )

VARIACIÓN DE LA DISTORSIÓN (%)									
NIVEL	10 PISOS	9 PISOS	8 PISOS	7 PISOS	6 PISOS	5 PISOS	4 PISOS	3 PISOS	2 PISOS
10	-11.710								
9	-2.799	-10.158							
8	-1.705	-3.412	-11.379						
7	-1.035	-1.371	-2.026	-7.112					
6	-0.829	-0.777	0.000	2.198	-4.928				
5	-0.672	-0.606	0.094	3.128	1.506	-11.153			
4	-1.105	-1.361	-1.100	2.797	1.883	-1.775	-8.034		
3	1.288	0.225	1.101	4.053	2.532	1.257	-1.408	-8.571	
2	7.705	5.467	7.600	8.133	10.106	7.562	2.948	-0.666	12.067
1	25.591	22.288	26.343	32.367	26.382	32.503	24.201	23.925	37.739

Tabla 6.36 Variación de la distorsión de entrepiso entre edificios aporticados de 5 pisos de planta rectangular para 2 luces de vanos: 7.00m y 5.25m ( $e=0$ )

NIVEL	DISTORSIÓN ( $e=0\%$ )		Variación de la distorsión (%)
	LUZ=7.00m	LUZ=5.25m	
5	0.00286	0.00247	-13.84
4	0.00446	0.00428	-4.03
3	0.00582	0.00579	-0.52
2	0.00640	0.00680	6.19
1	0.00440	0.00568	28.88

Tabla 6.37 Variación de la distorsión de entrepiso entre edificios aporticados de 5 pisos de planta rectangular para 2 luces de vanos: 7.00m y 5.25m ( $e=0.05b$ )

NIVEL	DISTORSIÓN ( $e=5\%$ )		Variación de la distorsión (%)
	LUZ=7.00m	LUZ=5.25m	
5	0.00378	0.00325	-13.97
4	0.00595	0.00568	-4.54
3	0.00779	0.00769	-1.39
2	0.00865	0.00908	4.92
1	0.00607	0.00780	28.46

### **Distorsiones de entrepiso de edificios aporticados**

Para determinar si los edificios aporticados cumplen con las distorsiones máximas permitidas por la Norma, los elementos estructurales de los modelos que se utilizaron para ello, fueron dimensionados siguiendo criterios típicos adoptados en nuestro medio, tal vez no exista concordancia entre distintos profesionales de nuestro medio, pero las reglas utilizadas en el predimensionamiento pueden ser las más conservadoras. Uno podría argumentar, que siempre es posible diseñar edificios aporticados sea cual sea el número de pisos y si no cumplieran con los desplazamientos máximos permitidos por la Norma recurrir a soluciones como: robusteciendo las secciones de las columnas, peraltando más las vigas, colocando arriostres, etc.; pero estas soluciones no son las más comunes en nuestro medio, siendo la solución más usual adicionar placas, además es posible que las soluciones iniciales no sean económicas o arquitectónicamente no sean permisibles, ya que, por ejemplo, en el caso del robustecimiento de las columnas se estaría disminuyendo el área libre útil en planta y en el caso de aumentar el peralte de las vigas se estaría disminuyendo la altura libre de entrepiso o aumentándolo, lo que produciría un incremento del costo de construcción del edificio. Es por ello que la idea general de esta parte del estudio es verificar si los edificios aporticados dimensionados típicamente como se hace en nuestro medio cumplen con las distorsiones máximas permitidas por la Norma, para esto se utilizan modelos de edificios con columnas de secciones cuadradas para tener la misma rigidez en ambas direcciones de la planta los que nos darán una idea de los valores máximos de las distorsiones que poseen estos edificios, y si quisiéramos utilizar en estos mismos edificios columnas de secciones rectangulares significaría que estamos rigidizando el edificio en una dirección y podría ser que la distorsión de entrepiso cumpla con la Norma en esa dirección mientras que en la otra nos estaríamos alejando más del máximo permitido.

En las Figuras 6.4 y 6.7 se observa que las distorsiones máximas de entrepiso de edificios aporticados simétricos (sin excentricidad accidental), son en promedio menores al máximo permitido (0.007). Sin embargo, al considerar la excentricidad accidental (0.05b), la distorsión máxima en el extremo flexible del edificio supera el máximo permitido, como se observa en las Figuras 6.5 y 6.8; mientras que si consideramos la distorsión en el centro de masa (CM) en el piso donde sucede la distorsión máxima, obtenemos en todos los edificios valores

ligeramente inferiores al máximo permitido, exceptuando al edificio de 2 pisos. Esto último se observa en la Tabla 6.38.

De acuerdo a los resultados presentados en las Tablas 6.32 y 6.33 y de las conclusiones halladas cuando incrementamos el número de columnas en una misma planta de un edificio, las distorsiones máximas son mayores que en el caso con menor número de columnas. Como tal, los edificios de 2 y 3 pisos, dimensionados para una menor luz entre ejes de columnas, sus distorsiones de entrepiso se alejarán más que los edificios que poseen mayor luz, por lo tanto, se demuestra aún mas que los edificios aporticados 2 y 3 pisos no cumplen con la Norma. Para superar este problema habría que aumentar las secciones de las columnas o peraltar las columnas en un sentido y colocar placas en la otra dirección o cualquier otra solución que considere conveniente el diseñador.

Si bien los resultados anteriores son para edificios con planta cuadrada, se debe esperar que las distorsiones máximas de entrepiso en el caso de edificios con planta rectangular, superarán aún mas la distorsión máxima permisible (0.007), tal como pudo observarse en el caso de edificios de distinto relación de aspecto.

Como toda edificación real tendrá cierta excentricidad, las distorsiones máximas que se hallen deben considerar dicha excentricidad, aún si estos edificios son simétricos. Por tanto, edificios netamente aporticados con elementos estructurales dimensionados según fórmulas y prácticas utilizados en nuestro medio, no cumplirán los desplazamientos máximos permitidos por la Norma. Esto significa que en la etapa inicial de un proyecto, si se quiere utilizar un sistema estructural aporticado, las dimensiones que se den a las vigas y columnas deben ser *algo superiores* a los predimensionamientos típicos que se suele utilizar para que las distorsiones de entrepiso sean menores a 0.007. Este incremento de las secciones tal vez no sea muy económico y debe ser comparado con la otra alternativa de incluir placas, si es que fuera posible.

Así tenemos que, no será suficiente utilizar las fórmulas clásicas utilizados en nuestro medio para el predimensionamiento de columnas y vigas, sino aumentar las dimensiones halladas en cierto porcentaje de tal manera que con estas secciones mas robustas se pueda controlar las distorsiones de entrepiso. Esta tarea puede llevar a realizar tanteos en las dimensiones hasta cumplir con los desplazamientos máximos.

Algunos códigos extranjeros establecen que para edificios regulares las distorsiones de entrepiso deben hallarse en los centros de masa de dos pisos consecutivos. Para este caso, considerando la excentricidad accidental en los edificios, las distorsiones máximas en los centros de masa son mucho menores al máximo permitido (Tabla 6.38), por lo que uno podría pensar disminuir las secciones de las columnas hasta llegar a igualar la distorsión máxima en el centro de masa al valor de 0.007. Este caso también se da cuando algunos diseñadores no utilizan las formulas típicas para el predimensionamiento, sino realizan tanteos a partir de dimensiones pequeñas hasta obtener dimensiones mínimas que controlen los desplazamientos. Sin embargo, esta disminución o dimensiones mínimas de las secciones involucrarán un incremento de las cuantías de acero, pudiendo sobrepasar los 6% permitidos. Además, controlar las distorsiones máximas solo en los centros de masa podría no representar o indicar las distorsiones que ocurren en el borde flexible, valores que podrían ser muy superiores al máximo permitido lo que generaría daños significativos en esta parte del edificio. En la Tabla 6.38 se observa que la distorsión máxima en el borde flexible para edificios de planta cuadrada, considerando la excentricidad accidental, es en promedio 26% mayor que la distorsión en el centro de masa, mientras que para el edificio de planta rectangular, la distorsión máxima en el borde flexible es 50% mayor que la distorsión en el centro de masa (Tabla 6.39). Esto significa que si en la etapa de análisis de un edificio, controlamos la distorsión solo en el centro de masa hasta obtener la distorsión máxima permisible de 0.007, en el borde flexible se estaría alcanzando distorsiones de hasta  $1.5 \times 0.007 = 0.0105$ . Por tanto, se debe esperar daños significativos en el perímetro del edificio.

En la Figura 6.10 se muestra el efecto que produce la consideración de la excentricidad accidental de  $0.05b$  en el edificio de planta rectangular. Se observa que las distorsiones en el borde flexible son mucho mayores que en los centros de masa y además, las distorsiones en dichos centros son menores que las distorsiones en el centro de masa cuando el edificio no posee excentricidad accidental. Por tanto, el criterio de restringir las distorsiones máximas en los centros de masas podría no ser conservador y se debe ser muy cuidadoso en su uso.

En conclusión, edificios aporricados dimensionados típicamente como se hace en nuestro medio, no cumplirán los desplazamientos máximos permitidos por la

NTE-E.030. En el análisis de los edificios estudiados no se consideró el efecto del agrietamiento en los elementos debido a su incursión inelástica, por lo que si quisiera tomarse en cuenta, las distorsiones máximas en edificios aporticados se alejarían mucho mas del máximo permitido.

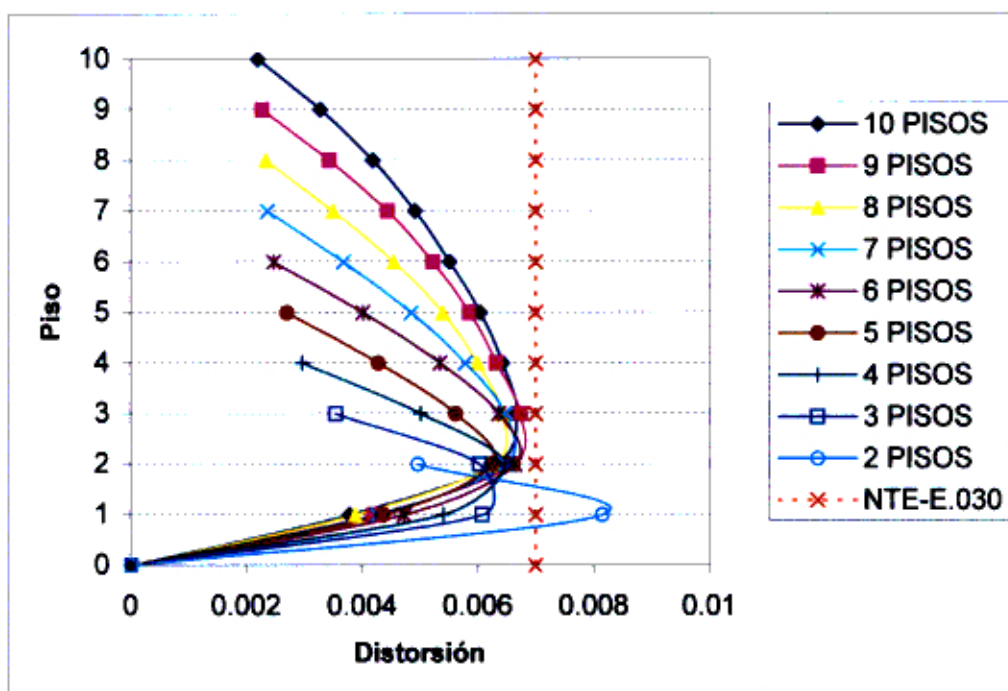


Figura 6.4 Distorsiones de Entrespiso de Edificios Aporticados de Planta Cuadrada (Luz=7.00m y e=0)



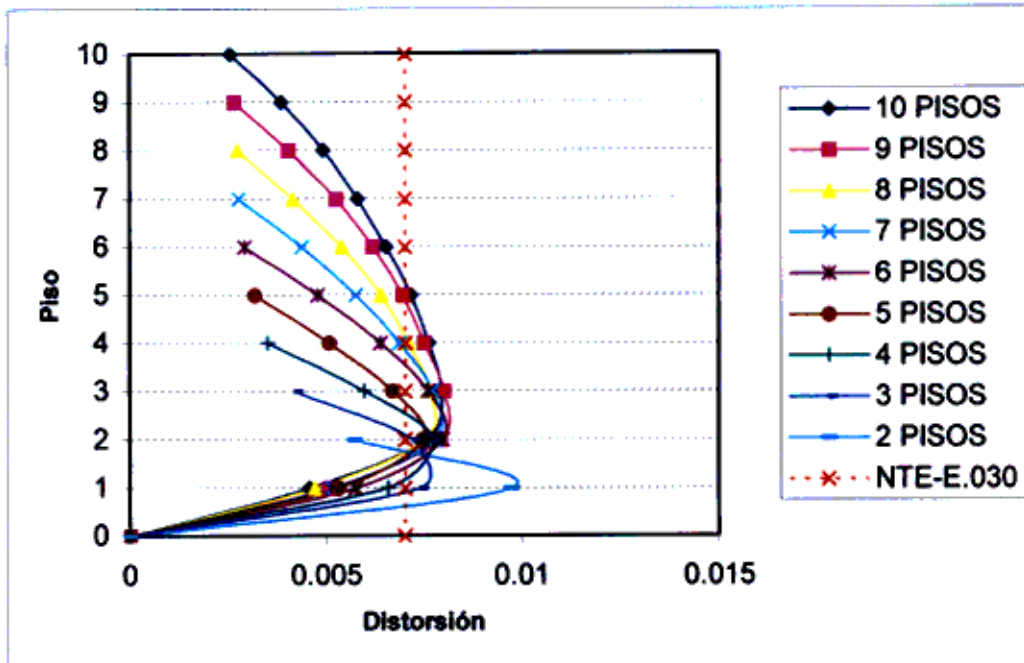


Figura 6.5 Distorsiones de Entrepiso en el borde flexible de Edificios Aporticados de Planta Cuadrada (Luz=7.00m y e=0.05b)

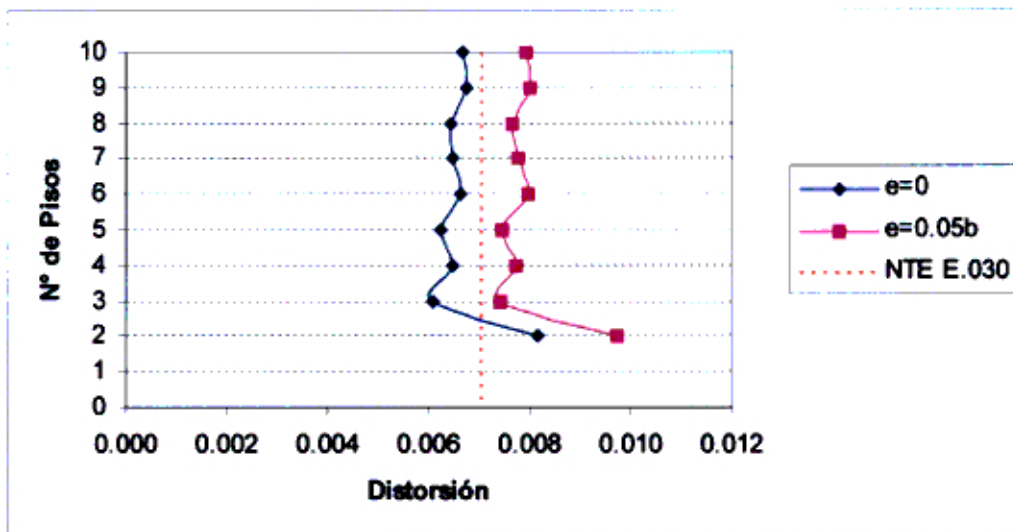


Figura 6.6 Distorsiones Máximas de Entrepiso de Edificios Aporticados de planta Cuadrada con excentricidades: e=0 y e=0.05b (Luz=7.00m)

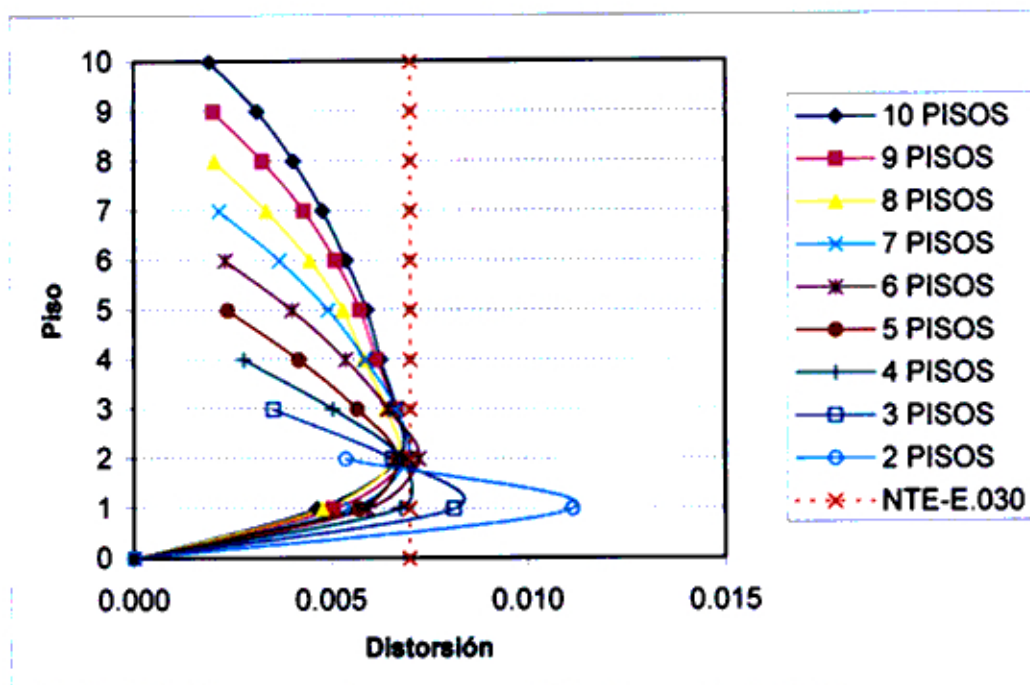


Figura 6.7 Distorsiones de Entrepiso de Edificios Aporticados de Planta Cuadrada (Luz=5.25m y e=0)

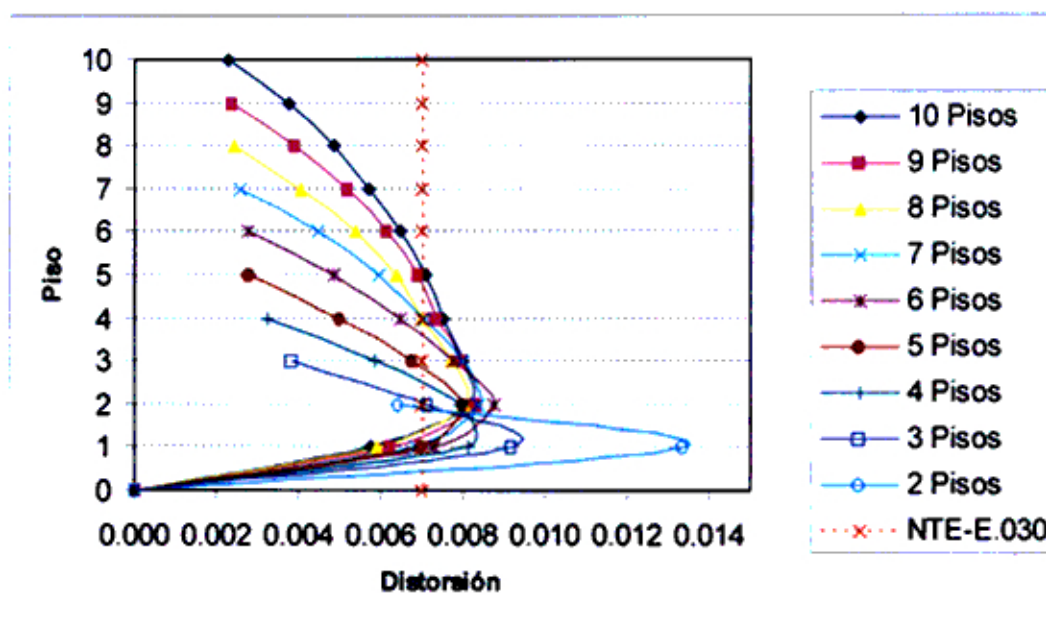


Figura 6.8 Distorsiones de Entrepiso en el borde flexible de Edificios Aporticados de Planta Cuadrada (Luz=5.25m y e=0.05b)

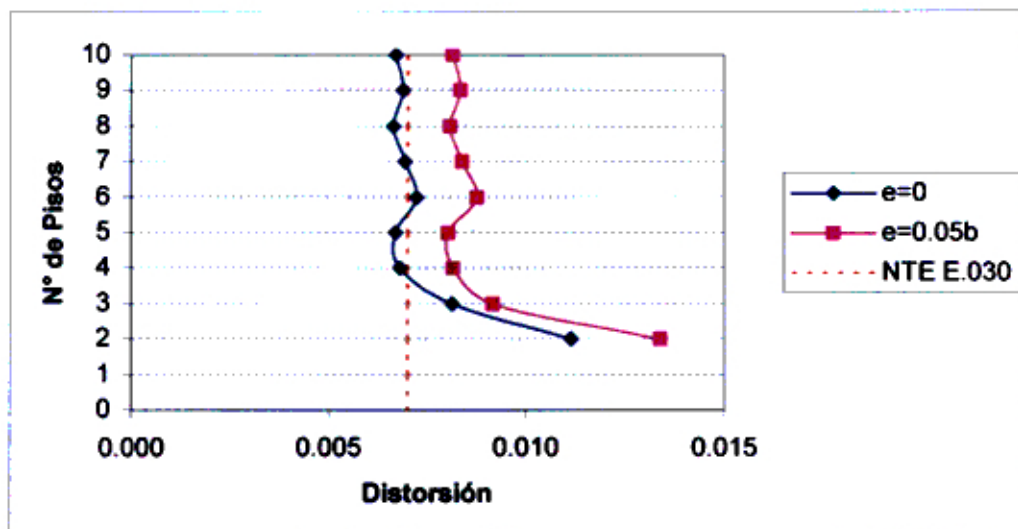


Figura 6.9 Distorsiones Máximas de Entrepiso de Edificios Aporricados de Planta Cuadrada con excentricidades  $e=0$  y  $e=0.05b$  ( $Luz=5.25m$ )

Tabla 6.38 Comparación de las Distorsiones Máximas de Entrepiso en el CM y BF de edificios aporricados de planta cuadrada ( $Luz=7.00m$  y  $e=0.05b$ )

Nº de Pisos	Distorsión en el CM	Distorsión en el Borde Flexible (BF)	$\delta_{BF}/\delta_{CM}$
10	0.00644	0.00792	1.23
9	0.00647	0.00800	1.24
8	0.00618	0.00763	1.23
7	0.00621	0.00775	1.25
6	0.00632	0.00796	1.26
5	0.00594	0.00746	1.26
4	0.00612	0.00773	1.26
3	0.00568	0.00740	1.30
2	0.00722	0.00971	1.35

Tabla 6.39 Comparación de las Distorsiones de Entrepiso en el CM y BF del edificio aporricado de 5 Pisos de planta rectangular ( $Luz=7.00m$  y  $e=0.05b$ )

Nivel	Distorsión en el CM	Distorsión en el Borde Flexible (BF)	$\delta_{BF}/\delta_{CM}$
5	0.00257	0.00378	1.47
4	0.00401	0.00595	1.49
3	0.00522	0.00779	1.49
2	0.00575	0.00865	1.50
1	0.00397	0.00607	1.53

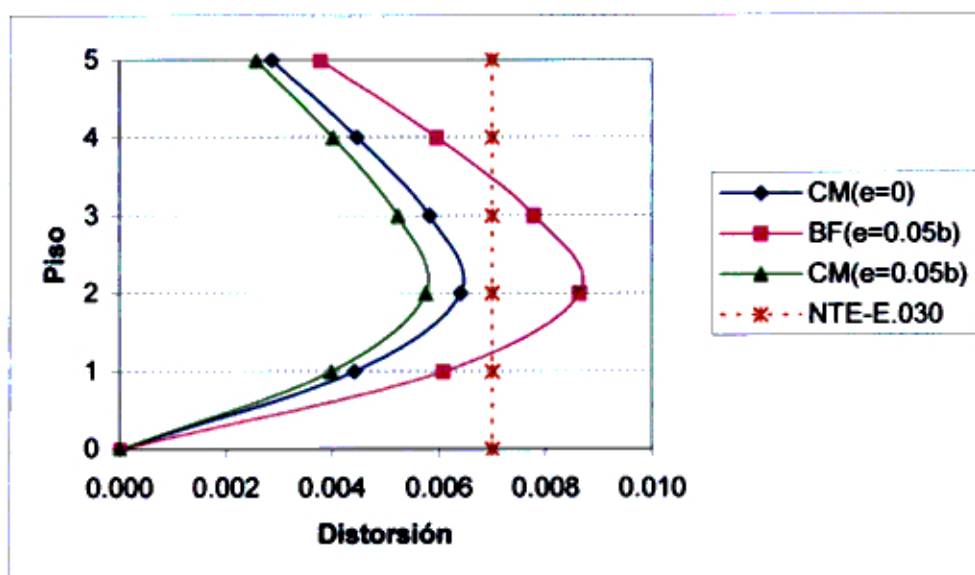


Figura 6.10 Distorsiones de Entrepiso en el Centro de Masa (CM) y Borde Flexible (BF) del Edificio Aporticado de Planta Rectangular para excentricidades:  $e=0$  y  $e=0.05b$  (Luz=7.00m)

### Efecto del acoplamiento lateral-torsional en las demandas sísmicas de edificios sin núcleo central (aporticados)

Como se mencionó en la sección 1.1, edificios con excentricidades tendrán movimientos laterales y rotacionales cuando son sometidos a fuerzas laterales, lo que producirá variaciones en su comportamiento con respecto a su correspondiente sistema torsionalmente no acoplado.

En esta parte del estudio, para edificios aporticados, se determinó el efecto global que produce la existencia de una excentricidad en los torques y cortantes basales, para ello se utilizó los modelos de edificios simétricos a los cuales se le hizo variar la ubicación del centro de masa en un  $0.05b$ .

En la Tabla 6.40 se observa que los edificios tienen valores de  $\Omega > 1$ , por lo que los edificios aporticados pueden considerarse torsionalmente rígidos.

Los cortantes basales de los edificios con excentricidad ( $V_{sb}$ ), disminuyen con respecto al edificio sin excentricidad y este efecto de la disminución es más pronunciado cuando  $\Omega$  se aproxima a la unidad y, cuando el edificio adquiere mayor rigidez torsional, el cortante basal disminuye en menor grado. La Figura 6.11 muestra el cortante basal ( $V_{sb}$ ) normalizado por el cortante basal de los

edificios sin excentricidad ( $V_{0b}$ ) y en las Tablas 6.40 y 6.41 se muestran los valores de los cortantes basales y torques basales de los edificios aporticados. En estas Tablas puede verse que, contrario a lo que sucede con los cortantes basales, los torques basales aumentan cuando al edificio tiene una excentricidad. En la Tabla 6.41 se observa que los edificios aporticados con  $e=0$ , no tienen torques basales y estos se incrementan considerablemente al darles una excentricidad (Tabla 6.42).

Debemos mencionar también que, para edificios que son torsionalmente menos rígidos, es decir cuando  $\Omega$  se acerca a la unidad, el acoplamiento es mas pronunciado, haciendo que se active en mayor grado la masa rotacional en el modo correspondiente a la dirección de análisis (Figura 6.13). Es por ello que, como se notó anteriormente, la distorsión de entrepiso del edificio de 2 pisos es superior al resto de los edificios aporticados.

Tabla 6.40 Relación de periodos traslacional y rotacional no acoplados  $\Omega=T_y/T_\theta$  de edificios aporticados (Luz=7.00m )

N° de Pisos	$\Omega$
2	1.055
3	1.122
4	1.145
6	1.158
5	1.158
7	1.171
8	1.181
9	1.182
10	1.191

Tabla 6.41 Cortante y Torque Basal de Edificios Aporticados de planta cuadrada para el caso de Luz=7.00m y  $e=0$

N° de Pisos	$V_{0b}$ (ton)	$T_{0b}$ (ton-m)
10	136.22	0.00
9	131.23	0.00
8	133.69	0.00
7	126.95	0.00
6	119.68	0.00
5	124.31	0.00
4	111.13	0.00
3	100.90	0.00
2	72.95	0.00

Tabla 6.42 Cortante y Torque Basal de Edificios Aporticados de planta cuadrada para el caso de Luz=7.00m y e=0.05b

Nº de Pisos	V <sub>5b</sub> (ton)	T <sub>5b</sub> (ton-m)
10	128.47	493.78
9	123.13	482.97
8	125.70	495.18
7	118.84	480.13
6	111.21	467.82
5	115.59	485.93
4	102.59	447.28
3	91.79	428.39
2	63.01	351.90

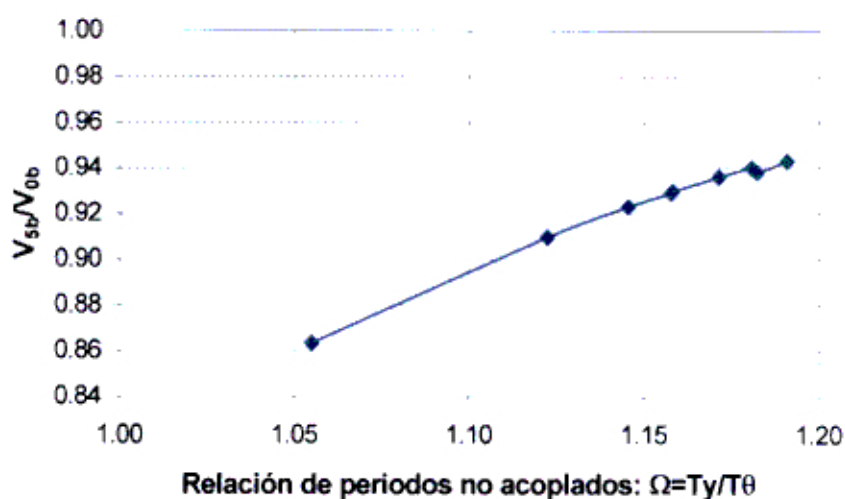


Figura 6.11 Cortante basal normalizado para edificios aporticados de planta cuadrada con e=0.05b y 7.00m de luz de vanos

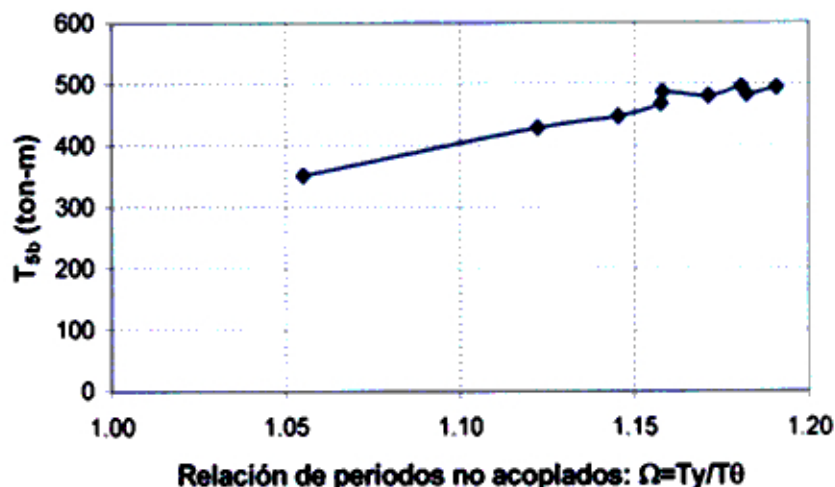


Figura 6.12 Torque basal para edificios aporticados de planta cuadrada con  $e=0.05b$  y 7.00m de luz de vanos

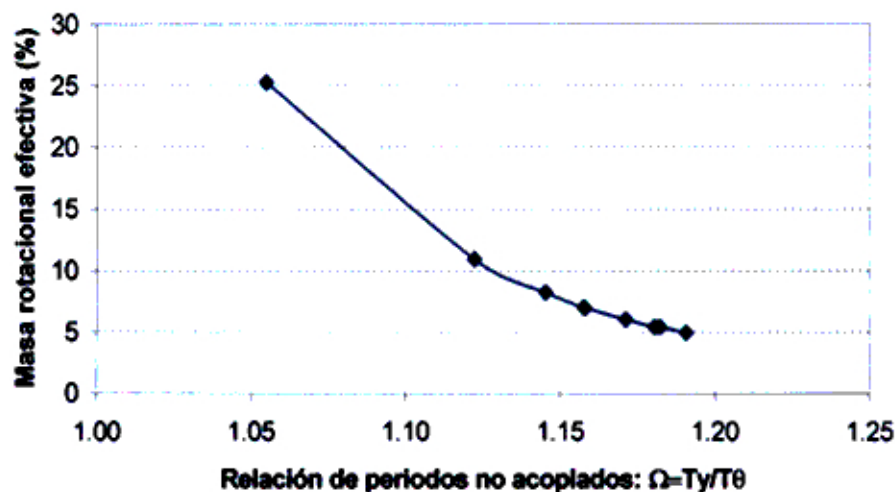


Figura 6.13 Masa rotacional efectiva activada en el primer modo debido a la excentricidad  $e=0.05b$  para el caso de edificios aporticados de planta cuadrada con 7.00m de luz de vanos

## 6.2 EDIFICIOS CON NÚCLEO CENTRAL

Los modelos adoptados para el análisis se definieron en el Capítulo 3. Los modelos con el núcleo C y los muros de corte adicionales se asumieron para determinar la influencia que tiene la ubicación de muros corte en el comportamiento dinámico. En estos modelos se hizo variar el centro de rigidez al variar la ubicación de muros, ya no el centro de masa como típicamente se hace.

Variar el centro de rigidez dentro de la planta de un edificio con núcleo central, al trasladar o alejar más un muro de corte fuera del centro de la planta, nos indica como varía su comportamiento y como varía sus propiedades dinámicas. Es posible observar como varía el parámetro  $\Omega$ , si es torsionalmente rígido o torsionalmente flexible. Además, podemos observar la variación de sus masas traslacionales y rotacionales efectivas que se activan en cada modo de vibración y según estos valores podemos conocer cual de todos los modelos activan en mayor grado las masas rotacionales. En la Tabla 6.43 hasta la Tabla 6.54 se muestran los periodos y masas efectivas que participan en cada modo de vibración de los modelos de edificios analizados.

En las Tablas 6.55 y 6.56 se indican las ubicaciones de las excentricidades de piso obtenidos para los modelos de planta cuadrada y planta rectangular respectivamente. Para todos los modelos el sistema de coordenadas se ubicó en el centro geométrico de la planta, por lo que una excentricidad negativa significa que el centro de rigidez se encuentra al lado izquierdo del centro de masa y una excentricidad positiva lo contrario, ya que los centros de masas se asumió ubicados en el centro geométrico.



Tabla 6.43 Periodos y masas efectivas para cada modo de vibración del modelo de planta cuadrada PC-1

Modo	Periodo	%Masa X	%Masa Y	%Masa $\theta$	$\Sigma\%$ Masa X	$\Sigma\%$ Masa Y	$\Sigma\%$ Masa $\theta$
1	0.671	0.000	16.596	68.825	0.000	16.596	68.825
2	0.611	79.192	0.000	0.000	79.192	16.596	68.825
3	0.361	0.000	64.268	16.063	79.192	80.864	84.887
4	0.208	0.000	2.216	7.737	79.192	83.080	92.624
5	0.167	14.290	0.000	0.000	93.482	83.080	92.624
6	0.113	0.000	0.278	3.032	93.482	83.358	95.656
7	0.106	0.000	13.290	2.556	93.482	96.648	98.213
8	0.079	4.703	0.000	0.000	98.185	96.648	98.213
9	0.073	0.000	0.197	0.933	98.185	96.845	99.146
10	0.055	0.000	2.425	0.498	98.185	99.270	99.644
11	0.054	0.000	0.036	0.215	98.185	99.305	99.859
12	0.049	1.506	0.000	0.000	99.691	99.305	99.859
13	0.038	0.000	0.586	0.120	99.691	99.891	99.979
14	0.037	0.309	0.000	0.000	100.000	99.891	99.979
15	0.031	0.000	0.109	0.022	100.000	100.000	100.000

Tabla 6.44 Periodos y masas efectivas para cada modo de vibración del modelo de planta cuadrada PC-2

Modo	Periodo	%Masa X	%Masa Y	%Masa $\theta$	$\Sigma\%$ Masa X	$\Sigma\%$ Masa Y	$\Sigma\%$ Masa $\theta$
1	0.610	79.298	0.000	0.000	79.298	0.000	0.000
2	0.515	0.000	1.653	81.312	79.298	1.653	81.312
3	0.320	0.000	77.977	1.671	79.298	79.629	82.982
4	0.167	14.221	0.000	0.000	93.518	79.629	82.982
5	0.157	0.000	0.205	12.363	93.518	79.834	95.346
6	0.093	0.000	15.397	0.566	93.518	95.231	95.912
7	0.083	0.000	0.585	2.941	93.518	95.816	98.853
8	0.079	4.682	0.000	0.000	98.200	95.816	98.853
9	0.055	0.000	0.001	0.950	98.200	95.817	99.803
10	0.049	1.494	0.000	0.000	99.695	95.817	99.803
11	0.047	0.000	3.238	0.007	99.695	99.055	99.811
12	0.043	0.000	0.003	0.189	99.695	99.058	99.999
13	0.037	0.305	0.000	0.000	100.000	99.058	99.999
14	0.033	0.000	0.801	0.001	100.000	99.859	100.000
15	0.026	0.000	0.141	0.000	100.000	100.000	100.000

Tabla 6.45 Periodos y masas efectivas para cada modo de vibración del modelo de planta cuadrada PC-21

Modo	Periodo	%Masa X	%Masa Y	%Masa $\theta$	$\Sigma$ %Masa X	$\Sigma$ %Masa Y	$\Sigma$ %Masa $\theta$
1	0.609	79.250	0.000	0.000	79.250	0.000	0.000
2	0.551	0.000	5.588	78.424	79.250	5.588	78.424
3	0.336	0.000	75.167	5.236	79.250	80.756	83.660
4	0.169	0.000	0.530	10.628	79.250	81.285	94.288
5	0.167	14.241	0.000	0.000	93.490	81.285	94.288
6	0.099	0.000	13.435	1.719	93.490	94.720	96.007
7	0.090	0.000	1.141	2.573	93.490	95.861	98.580
8	0.079	4.697	0.000	0.000	98.187	95.861	98.580
9	0.059	0.000	0.026	1.107	98.187	95.886	99.687
10	0.051	0.000	3.070	0.080	98.187	98.957	99.767
11	0.049	1.504	0.000	0.000	99.692	98.957	99.767
12	0.045	0.000	0.025	0.218	99.692	98.982	99.985
13	0.037	0.308	0.000	0.000	100.000	98.982	99.985
14	0.035	0.000	0.848	0.014	100.000	99.830	99.999
15	0.028	0.000	0.170	0.001	100.000	100.000	100.000

Tabla 6.46 Periodos y masas efectivas para cada modo de vibración del modelo de planta cuadrada PC-3

Modo	Periodo	%Masa X	%Masa Y	%Masa $\theta$	$\Sigma$ %Masa X	$\Sigma$ %Masa Y	$\Sigma$ %Masa $\theta$
1	0.613	79.218	0.000	0.000	79.218	0.000	0.000
2	0.384	0.000	14.532	66.164	79.218	14.532	66.164
3	0.320	0.000	64.964	13.969	79.218	79.496	80.133
4	0.168	14.274	0.000	0.000	93.492	79.496	80.133
5	0.113	0.000	3.441	11.799	93.492	82.937	91.932
6	0.090	0.000	12.891	3.333	93.492	95.827	95.265
7	0.079	4.701	0.000	0.000	98.193	95.827	95.265
8	0.059	0.000	0.547	2.544	98.193	96.375	97.809
9	0.049	1.501	0.000	0.000	99.693	96.375	97.809
10	0.045	0.000	2.743	1.003	99.693	99.117	98.812
11	0.041	0.000	0.110	0.668	99.693	99.227	99.480
12	0.037	0.307	0.000	0.000	100.000	99.227	99.480
13	0.033	0.000	0.054	0.084	100.000	99.281	99.563
14	0.030	0.000	0.615	0.369	100.000	99.896	99.933
15	0.024	0.000	0.104	0.067	100.000	100.000	100.000

Tabla 6.47 Periodos y masas efectivas para cada modo de vibración del modelo de planta cuadrada PC-31

Modo	Periodo	%Masa X	%Masa Y	%Masa $\theta$	$\Sigma$ %Masa X	$\Sigma$ %Masa Y	$\Sigma$ %Masa $\theta$
1	0.611	79.218	0.000	0.000	79.218	0.000	0.000
2	0.419	0.000	0.491	81.542	79.218	0.491	81.542
3	0.350	0.000	79.778	0.452	79.218	80.268	81.994
4	0.167	14.257	0.000	0.000	93.475	80.268	81.994
5	0.125	0.000	0.010	12.706	93.475	80.279	94.700
6	0.102	0.000	15.277	0.191	93.475	95.556	94.891
7	0.079	4.708	0.000	0.000	98.182	95.556	94.891
8	0.065	0.000	0.063	3.630	98.182	95.619	98.521
9	0.053	0.000	3.229	0.000	98.182	98.848	98.522
10	0.049	1.508	0.000	0.000	99.690	98.848	98.522
11	0.043	0.000	0.007	1.098	99.690	98.854	99.620
12	0.037	0.310	0.000	0.000	100.000	98.854	99.620
13	0.036	0.000	0.952	0.083	100.000	99.806	99.703
14	0.034	0.000	0.004	0.229	100.000	99.810	99.932
15	0.028	0.000	0.190	0.068	100.000	100.000	100.000

Tabla 6.48 Periodos y masas efectivas para cada modo de vibración del modelo de planta rectangular PR-1

Modo	Periodo	%Masa X	%Masa Y	%Masa $\theta$	$\Sigma$ %Masa X	$\Sigma$ %Masa Y	$\Sigma$ %Masa $\theta$
1	0.712	0.000	0.101	85.269	0.000	0.101	85.269
2	0.657	81.297	0.000	0.000	81.297	0.101	85.269
3	0.486	0.000	81.097	0.096	81.297	81.198	85.365
4	0.220	0.000	0.010	9.928	81.297	81.208	95.292
5	0.189	12.675	0.000	0.000	93.971	81.208	95.292
6	0.144	0.000	14.692	0.021	93.971	95.900	95.313
7	0.118	0.000	0.007	3.269	93.971	95.907	98.582
8	0.093	4.309	0.000	0.000	98.280	95.907	98.582
9	0.076	0.000	0.017	1.156	98.280	95.925	99.737
10	0.075	0.000	3.049	0.003	98.280	98.974	99.740
11	0.058	1.421	0.000	0.000	99.701	98.974	99.740
12	0.057	0.000	0.000	0.260	99.701	98.974	100.000
13	0.051	0.000	0.851	0.000	99.701	99.825	100.000
14	0.044	0.299	0.000	0.000	100.000	99.825	100.000
15	0.041	0.000	0.175	0.000	100.000	100.000	100.000

**Tabla 6.49 Periodos y masas efectivas para cada modo de vibración del modelo de planta rectangular PR-2**

Modo	Periodo	%Masa X	%Masa Y	%Masa $\theta$	$\Sigma$ %Masa X	$\Sigma$ %Masa Y	$\Sigma$ %Masa $\theta$
1	0.663	0.000	3.915	80.591	0.000	3.915	80.591
2	0.658	81.314	0.000	0.000	81.314	3.915	80.591
3	0.407	0.000	76.435	3.796	81.314	80.350	84.387
4	0.204	0.000	0.615	10.282	81.314	80.965	94.668
5	0.189	12.668	0.000	0.000	93.982	80.965	94.668
6	0.119	0.000	14.821	0.475	93.982	95.786	95.143
7	0.109	0.000	0.008	3.332	93.982	95.794	98.475
8	0.093	4.304	0.000	0.000	98.286	95.794	98.475
9	0.071	0.000	0.068	1.022	98.286	95.862	99.497
10	0.061	0.000	3.139	0.205	98.286	99.001	99.702
11	0.058	1.417	0.000	0.000	99.703	99.001	99.702
12	0.054	0.000	0.011	0.229	99.703	99.012	99.931
13	0.044	0.297	0.000	0.000	100.000	99.012	99.931
14	0.042	0.000	0.832	0.058	100.000	99.844	99.988
15	0.033	0.000	0.156	0.012	100.000	100.000	100.000

**Tabla 6.50 Periodos y masas efectivas para cada modo de vibración del modelo de planta rectangular PR-3**

Modo	Periodo	%Masa X	%Masa Y	%Masa $\theta$	$\Sigma$ %Masa X	$\Sigma$ %Masa Y	$\Sigma$ %Masa $\theta$
1	0.657	81.323	0.000	0.000	81.323	0.000	0.000
2	0.588	0.000	19.615	63.468	81.323	19.615	63.468
3	0.382	0.000	61.020	19.183	81.323	80.635	82.650
4	0.189	12.663	0.000	0.000	93.986	80.635	82.650
5	0.179	0.000	3.222	9.275	93.986	83.857	91.926
6	0.111	0.000	12.079	3.169	93.986	95.936	95.094
7	0.094	0.000	0.451	2.804	93.986	96.388	97.898
8	0.093	4.302	0.000	0.000	98.288	96.388	97.898
9	0.063	0.000	0.310	0.680	98.288	96.698	98.578
10	0.058	1.415	0.000	0.000	99.703	96.698	98.578
11	0.057	0.000	2.472	0.959	99.703	99.170	99.537
12	0.048	0.000	0.050	0.162	99.703	99.220	99.699
13	0.044	0.297	0.000	0.000	100.000	99.220	99.699
14	0.039	0.000	0.660	0.254	100.000	99.880	99.952
15	0.031	0.000	0.120	0.048	100.000	100.000	100.000

Tabla 6.51 Periodos y masas efectivas para cada modo de vibración del modelo de planta rectangular PR-4

Modo	Periodo	%Masa X	%Masa Y	%Masa 0	$\Sigma\%$ Masa X	$\Sigma\%$ Masa Y	$\Sigma\%$ Masa 0
1	0.658	81.309	0.000	0.000	81.309	0.000	0.000
2	0.542	0.000	39.576	42.531	81.309	39.576	42.531
3	0.361	0.000	41.066	38.125	81.309	80.641	80.657
4	0.189	12.669	0.000	0.000	93.978	80.641	80.657
5	0.163	0.000	6.792	6.806	93.978	87.434	87.463
6	0.103	0.000	8.567	7.283	93.978	96.001	94.746
7	0.093	4.307	0.000	0.000	98.285	96.001	94.746
8	0.085	0.000	1.136	2.083	98.285	97.137	96.830
9	0.058	1.417	0.000	0.000	99.703	97.137	96.830
10	0.058	0.000	0.557	0.366	99.703	97.694	97.196
11	0.052	0.000	1.681	2.066	99.703	99.375	99.262
12	0.045	0.000	0.097	0.096	99.703	99.473	99.358
13	0.044	0.298	0.000	0.000	100.000	99.473	99.358
14	0.035	0.000	0.448	0.544	100.000	99.921	99.901
15	0.028	0.000	0.079	0.099	100.000	100.000	100.000

Tabla 6.52 Periodos y masas efectivas para cada modo de vibración del modelo de planta rectangular PR-21

Modo	Periodo	%Masa X	%Masa Y	%Masa 0	$\Sigma\%$ Masa X	$\Sigma\%$ Masa Y	$\Sigma\%$ Masa 0
1	0.676	0.000	1.696	83.149	0.000	1.696	83.149
2	0.656	81.320	0.000	0.000	81.320	1.696	83.149
3	0.434	0.000	79.416	1.744	81.320	81.112	84.893
4	0.208	0.000	0.343	10.107	81.320	81.455	95.000
5	0.189	12.655	0.000	0.000	93.976	81.455	95.000
6	0.129	0.000	14.138	0.146	93.976	95.593	95.147
7	0.111	0.000	0.001	3.340	93.976	95.594	98.486
8	0.093	4.306	0.000	0.000	98.282	95.594	98.486
9	0.072	0.000	0.087	1.062	98.282	95.682	99.548
10	0.067	0.000	3.157	0.149	98.282	98.838	99.698
11	0.058	1.420	0.000	0.000	99.701	98.838	99.698
12	0.054	0.000	0.005	0.248	99.701	98.844	99.946
13	0.045	0.000	0.958	0.043	99.701	99.801	99.989
14	0.044	0.299	0.000	0.000	100.000	99.801	99.989
15	0.035	0.000	0.199	0.011	100.000	100.000	100.000

Tabla 6.53 Periodos y masas efectivas para cada modo de vibración del modelo de planta rectangular PR-31

Modo	Periodo	%Masa X	%Masa Y	%Masa $\theta$	$\Sigma$ %Masa X	$\Sigma$ %Masa Y	$\Sigma$ %Masa $\theta$
1	0.331	0.000	21.895	70.060	0.000	21.895	70.060
2	0.291	91.362	0.000	0.000	91.362	21.895	70.060
3	0.235	0.000	68.311	21.958	91.362	90.206	92.017
4	0.111	0.000	1.932	4.712	91.362	92.137	96.729
5	0.098	7.055	0.000	0.000	98.417	92.137	96.729
6	0.079	0.000	6.190	1.838	98.417	98.327	98.567
7	0.069	0.000	0.289	0.854	98.417	98.616	99.420
8	0.061	1.265	0.000	0.000	99.682	98.616	99.420
9	0.053	0.000	0.041	0.199	99.682	98.658	99.620
10	0.048	0.000	1.068	0.276	99.682	99.725	99.896
11	0.047	0.274	0.000	0.000	99.956	99.725	99.896
12	0.046	0.000	0.005	0.034	99.956	99.731	99.930
13	0.041	0.045	0.000	0.000	100.000	99.731	99.930
14	0.037	0.000	0.232	0.061	100.000	99.963	99.990
15	0.032	0.000	0.037	0.010	100.000	100.000	100.000

Tabla 6.54 Periodos y masas efectivas para cada modo de vibración del modelo de planta rectangular PR-41

Modo	Periodo	%Masa X	%Masa Y	%Masa $\theta$	$\Sigma$ %Masa X	$\Sigma$ %Masa Y	$\Sigma$ %Masa $\theta$
1	0.306	0.000	57.255	34.105	0.000	57.255	34.105
2	0.291	91.400	0.000	0.000	91.400	57.255	34.105
3	0.174	0.000	32.305	56.751	91.400	89.560	90.856
4	0.103	0.000	5.290	1.929	91.400	94.849	92.786
5	0.098	7.019	0.000	0.000	98.419	94.849	92.786
6	0.063	0.000	0.476	0.788	98.419	95.326	93.573
7	0.061	1.263	0.000	0.000	99.682	95.326	93.573
8	0.059	0.000	3.659	4.949	99.682	98.985	98.523
9	0.048	0.000	0.109	0.156	99.682	99.093	98.678
10	0.047	0.274	0.000	0.000	99.956	99.093	98.678
11	0.042	0.000	0.027	0.015	99.956	99.120	98.693
12	0.041	0.045	0.000	0.000	100.000	99.120	98.693
13	0.036	0.000	0.685	1.022	100.000	99.805	99.715
14	0.028	0.000	0.167	0.244	100.000	99.972	99.958
15	0.025	0.000	0.028	0.042	100.000	100.000	100.000

Tabla 6.55 Excentricidades de piso de los modelos con muros de corte de planta cuadrada

Modelo	Excentricidad $e_x$ (m)				
	Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 4	Piso 5
PC-1	2.98	3.16	3.09	2.94	2.75
PC-2	0.51	0.79	0.84	0.79	0.73
PC-21	1.27	1.67	1.64	1.47	1.27
PC-3	-2.06	-1.45	-1.19	-1.10	-1.02
PC-31	-0.45	0.35	0.41	0.23	0.04

Tabla 6.56 Excentricidades de piso de los modelos con muros de corte de planta rectangular

Modelo	Excentricidad $e_x$ (m)				
	Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 4	Piso 5
PR-1	0.23	0.30	0.29	0.26	0.22
PR-2	-2.19	-2.04	-1.92	-1.86	-1.79
PR-3	-4.54	-4.29	-4.07	-3.93	-3.76
PR-4	-6.70	-6.12	-5.61	-5.25	-4.90
PR-21	-1.41	-1.13	-1.09	-1.15	-1.22
PR-31	-3.00	-2.49	-2.42	-2.50	-2.59
PR-41	-4.39	-3.50	-3.29	-3.32	-3.34

### Efecto del acoplamiento lateral-torsional en los cortantes y torques basales

Para determinar el efecto que produce el acoplamiento lateral-torsional de los edificios con muros de corte, se compararon los  $V_a$  y  $T_a$  (cortante y torque basal acoplados) de todos los modelos con los  $V_{na}$  y  $T_{na}$  (cortante y torque basal no acoplados) de sus correspondientes sistemas simétricos, es decir cuando  $e=0$  en todos los pisos, observándose una disminución de los cortantes basales y un aumento del torque basal ( $V_a/V_{na} < 1$  y  $T_a/T_{na} > 1$ ), como en el caso de los edificios aporticados. En la Tabla 6.57 hasta la Tabla 6.60 se muestran los cortante y torque basal normalizados por el cortante y torque basal del sistema no acoplado.

De las Tablas anteriores, también observamos que la relación de periodos no acoplados  $\Omega$  se encuentran por debajo de la unidad por lo que este tipo de edificios deben considerarse como torsionalmente flexibles. Cuando las placas se colocan en la parte central del edificio se obtienen los valores mas bajos de  $\Omega$

y se van incrementando conforme alejamos las placas de esta zona, lo que significa que se va obteniendo mayor rigidez torsional.

Tabla 6.57 Modificaciones del cortante basal en edificios con núcleo central de planta cuadrada respecto a su correspondiente sistema simétrico ( $e=0$ )

MODELO	$\Omega$	Va (ton)	Vna (ton)	Va/Vna
PC-1	0.62	201.23	247.01	0.81
PC-2	0.63	243.79	248.74	0.98
PC-21	0.64	235.10	250.90	0.94
PC-3	0.88	217.92	247.99	0.88
PC-31	0.84	249.23	250.29	0.99

Tabla 6.58 Modificaciones del torque basal en edificios con núcleo central de planta cuadrada respecto a su correspondiente sistema simétrico ( $e=0$ )

MODELO	$\Omega$	Ta (ton)	Tna (ton)	Ta/Tna
PC-1	0.62	1026.42	717.25	1.43
PC-2	0.63	396.12	193.71	2.04
PC-21	0.64	679.73	360.93	1.88
PC-3	0.88	1056.12	287.66	3.67
PC-31	0.84	207.98	58.85	3.53

Tabla 6.59 Modificaciones del cortante basal en edificios con núcleo central de planta rectangular respecto a su correspondiente sistema simétrico ( $e=0$ )

MODELO	$\Omega$	Va (ton)	Vna (ton)	Va/Vna
PR-1	0.68	400.590	400.930	0.99
PR-2	0.63	451.980	466.970	0.97
PR-3	0.75	379.690	469.680	0.81
PR-4	0.91	312.780	457.130	0.68
PR-21	0.65	440.020	446.470	0.98
PR-31	0.81	406.650	445.460	0.91
PR-41	0.99	352.920	437.470	0.81



Tabla 6.60 Modificaciones del torque basal en edificios con núcleo central de planta rectangular respecto a su correspondiente sistema simétrico ( $e=0$ )

MODELO	$\Omega$	Ta (ton)	Tna (ton)	Ta/Tna
PR-1	0.68	228.160	102.143	2.23
PR-2	0.63	1613.566	861.002	1.87
PR-3	0.75	3380.387	1838.771	1.84
PR-4	0.91	4024.045	2436.093	1.65
PR-21	0.65	1046.499	514.789	2.03
PR-31	0.81	2518.149	1113.378	2.26
PR-41	0.99	3577.511	1456.216	2.46

### Influencia de la ubicación de muros de corte en el comportamiento dinámico de edificios con núcleo central

#### a) Planta Cuadrada

En este grupo, el núcleo resistente no se encuentra exactamente en el centro de la planta del edificio, como puede ocurrir en situaciones reales, por tanto posee una excentricidad natural. La masa del modelo PC-1 (que no posee muro de corte adicional al núcleo) es muy cercana a las masas de los modelos PC-2, PC-21, PC-3 y PC-31, por lo que también es posible realizar una comparación con estos.

En principio, observando la Tabla 6.55, las excentricidades de piso de los modelos PC-2 y PC-21 no son iguales, así como de los modelos PC-3 y PC-31. También, observando sus formas de modo y distorsiones, notamos que estos pares de edificios no tienen el mismo comportamiento. Por tanto, colocar una placa de cierto peralte en un plano resistente no tendrá la misma respuesta que colocar dos placas que tengan la mitad del peralte de la placa anterior en el mismo plano resistente. Además, a simple vista uno podría pensar que los cambios producidos entre los modelos PC-2 y PC-21, por ejemplo sus cortantes basales, sucederá lo mismo con los modelos PC-3 y PC-31, pero esto no es así. Esto debido a que en realidad al pasar del modelo PC-2 al PC-21 se está aumentando la excentricidad, mientras que al pasar del modelo PC-3 al PC-31 se está disminuyendo la excentricidad. Por lo tanto, no es sencillo predecir a simple vista los cambios que se producirán al realizar varias estructuraciones de un edificio, a pesar de tener configuraciones relativamente simples y con un solo eje de asimetría.

El modelo PC-2 a simple vista podría pensarse que tendrá desplazamientos uniformes en la dirección Y-Y, sin embargo esto no sucede, tal como se observa en la Tabla 6.62, lo que indica que el par de alas que posee el núcleo resistente en la otra dirección, afecta su rigidez y comportamiento, esto se evidencia con las excentricidades de piso halladas para este modelo. Por lo tanto, a de esperarse que dichas alas también influyan en el comportamiento de los demás modelos.

Analizando las masas traslacionales y rotacionales activadas en los modos de vibración en la dirección Y-Y de todos los modelos, se observa que los modelos PC-2 y PC-31 son los que están prácticamente desacoplados, por tanto tendrán mejor comportamiento. Es posible predecir a simple vista este comportamiento del modelo PC-2 pero no del modelo PC-31, por lo que sería necesario tantear ubicaciones de placas en un edificio hasta llegar a obtener al que mejor se comporte dinámicamente. Sin embargo, la demanda de desplazamientos en los planos resistentes de estos edificios no son uniformes como podría pensarse, esto debido a las pequeñas excentricidades que poseen. En la Tabla 6.61 hasta la Tabla 6.65 se comparan las distorsiones de entrepiso que suceden en los extremos de los edificios de planta cuadrada.

El modelo PC-1, que solo tiene el núcleo resistente, produce casi el mayor torque basal con respecto a los demás modelos, tan solo lo supera el modelo PC-3 por una mínima cantidad (Tabla 6.58), lo que indicaría que sería mejor adicionar muros de corte a un edificio con un núcleo resistente excéntrico, de tal manera de disminuir sus solicitaciones sísmicas.

Debemos indicar que de todos los modelos anteriores, el que mejor se comporta es el modelo PC-31, debido a que tiene menor acoplamiento lateral-torsional. Además este modelo es el que tiene placas ubicados en el perímetro del edificio, es decir mayor rigidez torsional y el que menor torque basal produce.

Tabla 6.61 Comparación de las distorsiones en el borde rígido y borde flexible del modelo PC-1

Nivel	Distorsión ( $\delta$ )		$\delta_{BR}/\delta_{BF}$
	Borde Flexible (BF)	Borde Rígido (BR)	
5	0.00171	0.00250	1.46
4	0.00265	0.00308	1.16
3	0.00344	0.00337	0.98
2	0.00387	0.00331	0.86
1	0.00297	0.00251	0.84

Tabla 6.62 Comparación de las distorsiones en el borde rígido y borde flexible del modelo PC-2

Nivel	Distorsión ( $\delta$ )		$\delta_{BR}/\delta_{BF}$
	Borde Flexible (BF)	Borde Rígido (BR)	
5	0.00137	0.00188	1.37
4	0.00167	0.00220	1.31
3	0.00185	0.00228	1.23
2	0.00176	0.00212	1.20
1	0.00113	0.00159	1.40

Tabla 6.63 Comparación de las distorsiones en el borde rígido y borde flexible del modelo PC-21

Nivel	Distorsión ( $\delta$ )		$\delta_{BR}/\delta_{BF}$
	Borde Flexible (BF)	Borde Rígido (BR)	
5	0.00114	0.00224	1.96
4	0.00167	0.00266	1.59
3	0.00212	0.00278	1.31
2	0.00227	0.00260	1.14
1	0.00154	0.00196	1.27

Tabla 6.64 Comparación de las distorsiones en el borde rígido y borde flexible del modelo PC-3

Nivel	Distorsión ( $\delta$ )		$\delta_{BR}/\delta_{BF}$
	Borde Rígido (BR)	Borde Flexible (BF)	
5	0.00203	0.00162	1.25
4	0.00237	0.00195	1.22
3	0.00253	0.00206	1.23
2	0.00233	0.00195	1.19
1	0.00149	0.00147	1.01

Tabla 6.65 Comparación de las distorsiones en el borde rígido y borde flexible del modelo PC-31

Nivel	Distorsión ( $\delta$ )		$\delta_{BR}/\delta_{BF}$
	Borde Flexible (BF)	Borde Rígido (BR)	
5	0.00151	0.00212	1.40
4	0.00196	0.00244	1.24
3	0.00228	0.00248	1.09
2	0.00228	0.00225	0.99
1	0.00145	0.00173	1.19

### **b) Planta Rectangular**

En forma general, para los modelos de planta rectangular, se observa que mientras se incrementa la excentricidad, las masas rotacionales se incrementan.

Analizando los edificios de par en par, es decir los modelos PR-2 con PR-21, PR-3 con PR-31 y PR-4 con PR-41, se observa que al igual que los modelos de planta cuadrada, sus comportamientos no son iguales. La Tabla 6.60 indica la variación de sus torques basales. De los 6 modelos mencionados, todos con la misma masa y densidad de muros en planta, el que produce mayor torque basal, es el modelo PR-4, esto debido a que posee la mayor excentricidad. Además, en la Tabla 6.53 vemos que este modelo activa un buen porcentaje de masa rotacional en la dirección del análisis.

Las masas del modelo PR-1 son muy cercanos a las masas de los modelos anteriores como se mostró en la Tabla 4.9 y si los comparamos observamos que el que tiene menor torque basal es el modelo PR-1, en realidad mucho menor que los demás. Por tanto, podría afirmarse que edificios con núcleo central simétricos tendrán un buen comportamiento. Sin embargo, esto no es del todo cierto, ya que si lo comparamos con su correspondiente edificio simétrico (Tabla 6.60), notaremos que el torque basal se ha duplicado y esto tan solo para excentricidades pequeñas. Esto significa que edificios con núcleo central son muy sensibles a las excentricidades.

Desde la Tabla 6.48 hasta la Tabla 6.54, podemos observar que conforme uno va alejando las placas de la parte central del edificio, es decir incrementando la excentricidad, se va incrementando el grado de acoplamiento modal, llegando a obtener valores muy cercanos de las masas traslacionales y rotacionales en los modos de vibración asociados con las frecuencias mas bajas del edificio, como en el caso del modelo PR-4. Sin embargo, estos incrementos de las masas rotacionales efectivas, no nos indica como se comportarán los edificios con muros de corte. Por ejemplo, las masas rotacionales efectivas en los modelos PR-2 y PR-21 son casi nulos o prácticamente no se activan en la dirección del análisis, por lo que indicaría aparentemente que estos edificios tendrían una respuesta prácticamente traslacional con demanda de desplazamientos uniformes, pero eso no sucede, ya que los desplazamientos o distorsiones en los extremos de los edificios son desiguales, tal como se observa en la Tablas 6.66 y 6.67. Entonces, vemos que edificios con muros de corte ubicados en la parte

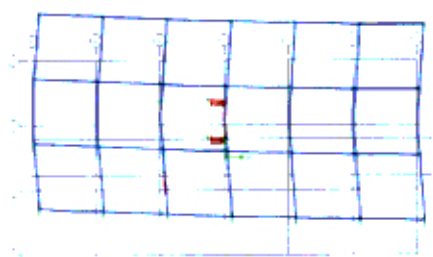
central del edificio y con excentricidades pequeñas o regulares, no activan la masa rotacional en la dirección del análisis, pero producen demanda de desplazamientos no uniformes entre sus planos resistentes. También podemos observar que el modelo PR-41, cuyas excentricidades son relativamente grandes, tiene desplazamientos prácticamente iguales en los extremos del edificio (Tabla 6.72); sin embargo, dichos desplazamientos están acompañados de rotaciones, debido a la gran masa rotacional que se activa en la dirección del análisis.

En este grupo de modelos se observa también, que mientras se coloca la o las placas adicionales cerca del núcleo central, es decir para excentricidades pequeñas, los desplazamientos máximos en la dirección Y-Y suceden en el borde rígido y estos desplazamientos crecen conforme las placas se alejan del núcleo, llegando en cierto momento a un máximo, luego empieza a disminuir mientras el desplazamiento en el borde flexible empieza a aumentar, así los desplazamientos en ambos bordes llegan a igualarse en cierto momento y cuando la excentricidad es grande, los desplazamientos máximos suceden en el extremo flexible. Esto puede notarse mejor en la Figura 6.14. En la Tabla 6.67 hasta la Tabla 6.72 se muestra la relación existente entre las distorsiones de entrepiso del borde rígido y borde flexible de los modelos con igual densidad de muros.

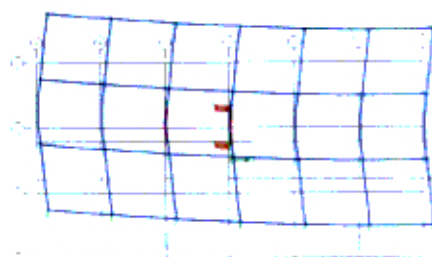
En el análisis de un edificio uno requiere controlar las torsiones y en el caso del Perú, la NTE-E.030 lo considera a través de la irregularidad torsional, comparando el desplazamiento relativo máximo en un extremo del edificio con el promedio de este desplazamiento relativo máximo y el desplazamiento relativo que ocurre en el extremo opuesto. Si aplicáramos el punto anterior a los modelos en estudio, el modelo PR-41 estaría pasando sin irregularidad torsional, ya que como lo mencionamos anteriormente, las distorsiones en los extremos son aproximadamente iguales. Sin embargo, dicho modelo tiene excentricidades grandes y modos acoplados en buen grado. Lo mismo se podría decir para el modelo PR-3, si solo consideráramos su desplazamiento relativo máximo. Por lo tanto, se debería tener cuidado al verificar irregularidades torsionales y distorsiones de entrepiso en este tipo de edificios.

En conclusión, es difícil predecir como se comportará un edificio con muros de corte, es mejor crear varios modelos con distintas ubicaciones de los muros para

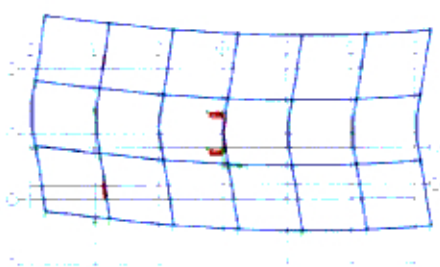
luego determinar el que mejor se comporta, el que menor acoplamiento entre los desplazamientos laterales y rotacionales presente los modos de vibración mas bajos del edificio.



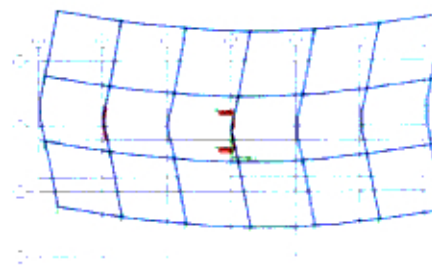
1) Modelo PR-21



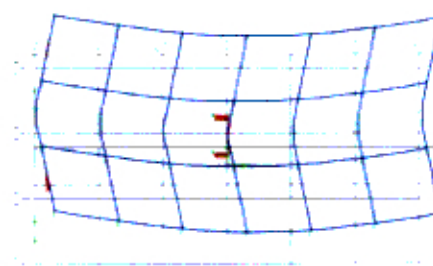
2) Modelo PR-2



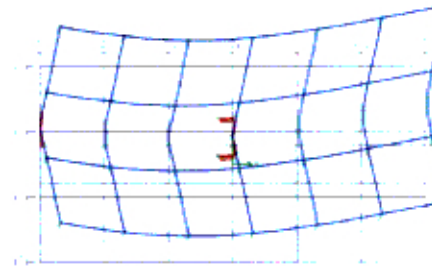
3) Modelo PR-31



4) Modelo PR-3



5) Modelo PR-41



6) Modelo PR-4

Figura 6.14 Secuencia de variación de desplazamientos al crecer la excentricidad en modelos con núcleo central de planta rectangular. Vistas en planta del quinto nivel.

Tabla 6.66 Comparación de las distorsiones en el borde rígido y borde flexible del modelo PR-1

Nivel	Distorsión ( $\delta$ )		$\delta_{BR}/\delta_{BF}$
	Borde Flexible (BF)	Borde Rígido (BR)	
5	0.00257	0.00289	1.12
4	0.00323	0.00360	1.11
3	0.00356	0.00390	1.09
2	0.00349	0.00378	1.08
1	0.00254	0.00280	1.10

Tabla 6.67 Comparación de las distorsiones en el borde rígido y borde flexible del modelo PR-2

Nivel	Distorsión ( $\delta$ )		$\delta_{BR}/\delta_{BF}$
	Borde Rígido (BR)	Borde Flexible (BF)	
5	0.00298	0.00200	1.49
4	0.00375	0.00250	1.5
3	0.00422	0.00274	1.54
2	0.00414	0.00275	1.51
1	0.00286	0.00208	1.38

Tabla 6.68 Comparación de las distorsiones en el borde rígido y borde flexible del modelo PR-21

Nivel	Distorsión ( $\delta$ )		$\delta_{BR}/\delta_{BF}$
	Borde Rígido (BR)	Borde Flexible (BF)	
5	0.00251	0.00232	1.08
4	0.00341	0.00277	1.23
3	0.00408	0.00287	1.42
2	0.00422	0.00272	1.55
1	0.00290	0.00206	1.41

Tabla 6.69 Comparación de las distorsiones en el borde rígido y borde flexible del modelo PR-3

Nivel	Distorsión ( $\delta$ )		$\delta_{BR}/\delta_{BF}$
	Borde Rígido (BR)	Borde Flexible (BF)	
5	0.00306	0.00246	1.24
4	0.00386	0.00339	1.14
3	0.00433	0.00397	1.09
2	0.00423	0.00413	1.02
1	0.00293	0.00311	0.94

**Tabla 6.70 Comparación de las distorsiones en el borde rígido y borde flexible del modelo PR-31**

Nivel	Distorsión ( $\delta$ )		$\delta_{BR}/\delta_{BF}$
	Borde Rígido (BR)	Borde Flexible (BF)	
5	0.00279	0.00224	1.25
4	0.00388	0.00287	1.35
3	0.00472	0.00321	1.47
2	0.00494	0.00329	1.50
1	0.00337	0.00249	1.35

**Tabla 6.71 Comparación de las distorsiones en el borde rígido y borde flexible del modelo PR-4**

Nivel	Distorsión ( $\delta$ )		$\delta_{BR}/\delta_{BF}$
	Borde Rígido (BR)	Borde Flexible (BF)	
5	0.00265	0.00343	0.77
4	0.00317	0.00454	0.70
3	0.00342	0.00515	0.66
2	0.00322	0.00519	0.62
1	0.00210	0.00382	0.55

**Tabla 6.72 Comparación de las distorsiones en el borde rígido y borde flexible del modelo PR-41**

Nivel	Distorsión ( $\delta$ )		$\delta_{BR}/\delta_{BF}$
	Borde Rígido (BR)	Borde Flexible (BF)	
5	0.00289	0.00271	1.07
4	0.00390	0.00367	1.06
3	0.00466	0.00429	1.09
2	0.00479	0.00444	1.08
1	0.00312	0.00326	0.96



## CONCLUSIONES

- Edificios aporticados mayores a 3 pisos, todos con la misma planta y donde sus elementos estructurales han sido dimensionados siguiendo una misma metodología, tendrán aproximadamente, las mismas distorsiones máximas de entrepiso, y esto se da en el segundo y tercer piso, a  $1/3$  o  $1/2$  de la altura del edificio (aproximadamente). Para edificios de baja altura, 3 pisos o menos, las distorsiones máximas se dan en el primer piso y son mayores que la de los edificios de mayor número de pisos.
- En edificios aporticados simétricos con plantas de distinta relación de aspecto, puede considerarse que tendrán las mismas distorsiones de entrepiso y éstas sufrirán variaciones al considerar una excentricidad accidental, como es de preverse. Además, las distorsiones que ocurren en el centro de masas del edificio de planta mas alargada serán menores que para el edificio de menor relación de aspecto.
- Al comparar dos edificios aporticados que tienen una misma planta e igual número de pisos pero con distinto número de planos resistentes, la distorsión máxima del edificio con mayor número de planos resistentes es igual o ligeramente superior al edificio con menor número de planos resistentes, siempre que sus elementos estructurales se hayan dimensionado siguiendo una misma metodología.
- Los edificios netamente aporticados, al utilizar fórmulas o criterios típicos utilizados en nuestro medio para el predimensionamiento de columnas y vigas, superarán ligeramente el límite de los desplazamientos máximos permitidos por la Norma, y en mayor medida si las luces de vanos son pequeñas; por tanto, dichos edificios no cumplen con las distorsiones máximas permitidas por la Norma Peruana. Las distorsiones máximas alcanzadas por los edificios menores a 4 pisos, resultan mucho mayores a la distorsión máxima permitida por la Norma, sobre todo para edificios de 2 pisos o menos, por lo que el dimensionamiento de sus columnas para que cumplan con los límites permisibles, podrían estar alcanzando las dimensiones de las columnas de edificios de 4 o 5 pisos. No se debe olvidar que las distorsiones fueron halladas sin considerar agrietamientos

de sus elementos, por lo que si se llegase a considerar, las distorsiones máximas serán mucho mayores que las permitidas.

- Un incremento de la excentricidad en edificios aporticados o con muros de corte hace que sus cortantes basales disminuyan y los torques basales se incrementen.
- En un edificio con muros de corte, colocar una placa de cierto peralte en un plano resistente no tendrá la misma respuesta que colocar dos placas que tengan la mitad del peralte de la placa anterior en el mismo plano resistente.
- Edificios con núcleo central y con excentricidades pequeñas tendrán desplazamientos máximos en el borde rígido y para excentricidades mayores estos máximos se trasladarán al borde flexible.
- Un edificio asimétrico en planta con núcleo central podría no tener irregularidad torsional al aplicar la NTE-E.030. Sin embargo, este podría tener un buen grado de acoplamiento lateral-torsional, por lo que se debe poner especial atención a sus masas rotacionales activas en la dirección de análisis en los modos de vibración mas bajos del edificio.

## RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar estudios de irregularidad torsional en edificios con núcleo central y determinar casos o criterios donde no deba aplicarse la condición de irregularidad torsional según la NTE-E.030.
- Se recomienda mencionar en la Norma que la determinación de los desplazamientos laterales de un modelo matemático debe hacerse considerando propiedades de secciones agrietadas de los elementos estructurales para estar en el lado de la seguridad y ser más realistas. Este punto debe ser una exigencia de la Norma.
- Se recomienda realizar estudios de edificios aporticados para determinar si incrementar las secciones de las columnas y/o vigas es más económico que adicionar placas dentro de la estructura para cumplir con los desplazamientos máximos permitidos.

## BIBLIOGRAFÍA

1. Arnold Ch. y Reitherman R. (1994). Configuración y Diseño Sísmico de Edificios. Editorial Limusa.
2. Bariola, J. (1992). "Drift Response of Medium-Rise Reinforced Concrete Buildings during Earthquakes". ACI Structural Journal.
3. Bazán E. y Meli R. (2000). Diseño Sísmico de Edificios. Editorial Limusa.
4. Blanco, A. (1994). Estructuración y Diseño de Edificaciones en Concreto Armado. Capítulo de Ingeniería Civil, CIP, Lima-Perú.
5. De La Llera J.C. and Chopra A. K. (1994). "Accidental and Natural Torsion in Earthquake Response and Design Buildings". Report UBC/EERC-94/07, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
6. ETABS - Three Dimensional Analysis of Building Systems, Habibullah, A. (2002). User's Manual. Computers and Structures Inc. Berkeley, California.
7. NEHRB (FEMA 450) (2003). Recommendations for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Part 2, 2003 Edition – Commentary, Washington D. C.
8. Hoerner, J. B. (1971). Modal Coupling and Earthquake Response of Tall Buildings. Ph.D. thesis, California Institute of Technology, Pasadena, California.
9. Miranda, E. (1999). "Approximate Seismic Lateral Deformation Demands in Multistory Buildings." J. Struct. Eng., 125(4), 417-425.
10. Morales, R. (1999). Concreto Armado II, Apuntes de clase. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima-Perú.
11. Piqué J. y Scaletti H. (1991). Análisis Sísmico de Edificios. Capítulo de Ingeniería Civil, CIP, Lima-Perú.
12. Reglamento Nacional de Edificaciones. N.T.E. E.020, E.030 y E.060.
13. Valley M., Dragovich J., and Hooper J. (2002). "Displacement-Based Seismic Design For High-Rise Concrete Buildings." The Third U.S.-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Building Structures, Seattle, Washington.
14. Wilson, E. L. (2002). Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures. Computers and Structures, Inc., Berkeley, California.