

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ**

**INFLUENCIA DEL AGRIETAMIENTO EN LA RESPUESTA
SÍSMICA DE EDIFICIOS APORTICADOS PERUANOS**

Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, que presentan los bachilleres:

**Claudia Rebeca Luk Malca
Lizbeth Mayleng Luque Curilla**

**ASESORES: Alejandro Muñoz Pelaez
Marcos Tinman Behar**

Lima, Octubre del 2011

INFLUENCIA DEL AGRIETAMIENTO EN LA RESPUESTA SÍSMICA DE EDIFICIOS APORTICADOS PERUANOS

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

RESÚMEN

Los sismos alrededor del mundo han evidenciado la estrecha relación entre los desplazamientos laterales y el daño estructural y no estructural de las edificaciones. Esto ha generado la revisión de los valores máximos de la deriva y el posible cambio en los códigos de diseño sismorresistente de muchos países.

El objetivo de este trabajo es el estudio de la influencia del agrietamiento en la respuesta sísmica de edificios aporticados peruanos. Se analizaron edificios de 4, 5 y 6 pisos usando diferentes niveles de reducción en las inercias.

Con los resultados se estudió la influencia del agrietamiento sobre los periodos de vibración, las derivas de entrepiso, la distribución de fuerzas internas y las fuerzas cortantes basales.

Los resultados muestran que con la reducción de inercia, la deriva y el periodo aumentan significativamente y las fuerzas internas se reducen. Para los valores de reducción establecidos en la Norma de Concreto, el periodo y la deriva aumentan por factores de 1.5 y la fuerza cortante se reduce por un factor de 0.7.

Cuando la inercia de columnas y vigas se reduce en simultáneo en el rango de 1 a 0.35 y de 1 a 0.18 respectivamente, el periodo y la deriva llegan a duplicarse y la fuerza cortante varía hasta reducirse por 0.6.

Se recomienda extender este estudio a edificios con sistemas duales y de muros de concreto armado.



A mi padre, quién depositó en mi sus ilusiones, sueños y que fue mi más grande apoyo. A mi madre, quien siempre me alentó ante todas las circunstancias. A mi familia quienes siempre me brindaron su apoyo, amor y oraciones.

GRACIAS

LMLC



A mi abuelo, que es mi padre, que siempre estuvo a mi lado, apoyándome y guiándome en todo momento y a mi abuela que con su alma de ángel me ayudó a ser una mejor persona.

GRACIAS

CRLM

Agradecimientos

Las autoras desean expresar su sincero agradecimiento a los Ingenieros Alejandro Muñoz Peláez y Marcos Tinman Behar, que estimularon y facilitaron con interés y entusiasmo la elaboración de este trabajo. Su consejo y orientación fueron un apoyo fundamental que se aprecian con especial gratitud.

ÍNDICE

CAPÍTULO I

<u>1. INTRODUCCIÓN</u>	1
1.1 Objetivos y Presentación del Problema.....	1
1.2 Organización del Documento.....	3

CAPÍTULO II

<u>2. DERIVA Y DAÑO ESTRUCTURAL</u>	4
2.1 Relación entre Daño y Deriva.....	4
2.2 Índice de Daños.....	5
2.3 Valores Típicos de Deriva y Daño.....	6
2.4 Enfoque Probabilístico.....	8

CAPÍTULO III

<u>3. NORMAS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE Y EL CONTROL DE LA DERIVA</u>	10
3.1 Control de Deriva.....	10
3.2. Las Normas de Edificaciones.....	11
3.2.1 Las Normas Peruanas de Edificaciones.....	11
3.2.2 American Concrete Institute.....	13
3.2.3 Federal Emergency Management Agency 356.....	13

CAPÍTULO IV

<u>4. INFLUENCIA DEL AGRIETAMIENTO EN LA RESPUESTA SÍSMICA DE EDIFICACIONES PERUANAS</u>	17
4.1 Los edificios estudiados	17
4.2 Solicitaciones Sísmicas	19
4.3 Influencia del Agrietamiento en la Respuesta Estructural	20
4.3.1 Casos Estudiados.....	20
4.3.2 Parámetros empleados de la Respuesta Estructural.....	22
4.4 Resultados	22
4.5 Análisis y Discusión de Resultados	24
4.5.1 Variación del Periodo y Cortante con el agrietamiento.....	24
4.5.2 Variación de la Deriva con el agrietamiento.....	26
4.5.3 Variación de los Momentos Máximos con el agrietamiento.....	27

CAPÍTULO V

<u>5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</u>	30
REFERENCIAS	32
BIBLIOGRAFÍA	33

ANEXOS

Capítulo I

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Objetivos y Presentación del Problema

Durante los últimos años, se ha visto que existe una estrecha relación entre el daño y la deriva que sufren los edificios en movimientos sísmicos. Se ha observado que los edificios flexibles sufren mayor daño estructural que los edificios rígidos y hasta los edificios antiguos rigidizados por la tabiquería sufren menor daño.

Dada la relación entre el daño y la deriva es necesario limitar los desplazamientos laterales de las estructuras durante terremotos.

Un efectivo control de los desplazamientos laterales puede ser logrado estableciendo un límite razonable para la deriva de entrepiso junto con procedimientos adecuados para estimar los desplazamientos.

Los códigos en su intento por limitar los desplazamientos laterales establecen valores máximos de deriva de entrepiso. Algunos establecen valores únicos de deriva, como lo son la Norma Sismorresistente Colombiana (NSR-98) [Ref. 1] con valores de $10^{0}/_{00}$ para concreto reforzado, la Norma Sismorresistente Chilena con valores límite de $2^{0}/_{00}$, la Norma Sismorresistente Mexicana con valores límite de $12^{0}/_{00}$ y la Norma Sismorresistente Peruana (NTE E.030) [Ref. 2] con valores límites de $7^{0}/_{00}$ para edificios de concreto armado. Existen otros que no tienen un único valor de deriva para un mismo tipo estructural, como la Norma Turca "Specification for Structures To Be Built in Disaster Areas" (SSBDA-97) [Ref. 3]. la cual señala valores menores a $20^{0}/_{00}$.

Los límites asumidos por los códigos son cuestionados a nivel mundial, tanto desde el punto de vista estructural como de protección del contenido.

No obstante, el realizar estimaciones de los desplazamientos laterales es una tarea complicada, tanto por la incertidumbre en la demanda sísmica como por lo incierto en las características estructurales de los edificios.

Los desplazamientos laterales establecidos en todas las normas son aceptados considerando el uso de modelos elásticos. Sin embargo, en el caso de las estructuras de concreto armado es necesario incorporar en los modelos el agrietamiento natural que presentan los elementos en condiciones de servicio.

Los códigos sugieren considerar reducciones en las inercias de las secciones de vigas, columnas y muros estructurales; así por ejemplo el American Concrete Institute (ACI) [Ref. 4] señala factores de reducción de inercia para vigas de 0.35 y columnas de 0.70.

La Norma Peruana de Diseño Sismorresistente [Ref. 3] por su parte establece el límite para la deriva de entrepiso en edificios de concreto armado y no especifica si el modelo debe incorporar o no el agrietamiento en los elementos estructurales.

La práctica actual en el Perú es usar las secciones brutas de los elementos para determinar los desplazamientos laterales y verificar el límite de 7‰ .

Además, también establece que para incorporar los efectos de segundo orden en las fuerzas internas, se puede hacer uso de secciones de inercia reducida al calcular los desplazamientos laterales de primer orden usando modelos elásticos.

Da la impresión que el límite de deriva del códigos actual es muy exigente (7‰), es por ello que los efectos de segundo orden no son importantes para los edificios peruanos y por tanto se podría decir que las Normas Peruanas no establecen un procedimiento claro para incorporar el agrietamiento en el control de la deriva.

El objetivo de este trabajo es el estudio de la influencia del agrietamiento en la respuesta sísmica de tres edificios peruanos. Se trabajó con edificios aporticados de 4, 5 y 6 pisos usando diferentes niveles de reducción en las inercias. Con los resultados se estudió la influencia del agrietamiento sobre los periodos de vibración, las derivas de entrepiso, la distribución de fuerzas internas y las cortantes basales. Finalmente, se sugieren algunos valores de deriva permisible en función del agrietamiento.

1.2 Organización del documento

En el capítulo dos se estudia la relación entre la deriva de entrepiso y el daño producido en los edificios. Se revisan algunos índices sugeridos para cuantificar el mismo.

En el capítulo tres se presenta los procedimientos establecidos por algunas normas de edificaciones para el control de la deriva.

En el capítulo cuatro se estudia la influencia de agrietamiento en la respuesta sísmica de edificaciones peruanas y en capítulo cinco se presentan las conclusiones y recomendaciones.



Capítulo II

2. DERIVA Y DAÑO ESTRUCTURAL

2.1 Relación entre el daño y la deriva

Durante los últimos años, los sismos severos han demostrado la estrecha relación entre los desplazamientos laterales y el daño que sufren los edificios durante un movimiento sísmico.

Los terremotos muestran que los edificios rígidos tienen un mejor comportamiento en relación a los edificios flexibles. En muchos casos edificios construidos en décadas pasadas con modestos criterios de protección sísmica, han tenido un buen desempeño debido a la rigidez que les proporcionaron los muros de relleno adecuadamente dispuestos en la altura y la planta.

Se ha visto también que los edificios diseñados y construidos siguiendo códigos modernos en general logran un comportamiento adecuado, sin embargo, satisfacer los requisitos de una norma no siempre protege contra el daño que producen los terremotos severos.

Durante los primeros segundos de un terremoto severo las edificaciones pueden mantenerse elásticas y sin daño; mientras va incrementando el movimiento del suelo, aumentan las oscilaciones laterales hasta que, en algún instante el sistema estructural abandona el régimen elástico y se inicia el daño incursionando en el régimen inelástico.

La severidad de las incursiones inelásticas de una estructura depende tanto de la intensidad del movimiento del suelo como de la resistencia lateral de la propia estructura. Así, a menor resistencia lateral, mayores serán las incursiones inelásticas, mayor el daño y mayor cercanía al colapso.

A continuación se presentan tres enfoques de la relación daño-deriva y escenario sísmico: el primero basado en índices, el segundo en función de valores típicos y el tercer enfoque basado en términos probabilísticos.

2.2 Índices de daño (I_D)

Los Índices de Daño tienen por finalidad estimar numéricamente el daño en estructuras. Estos índices pueden referirse a elementos o a la estructura en su conjunto.

Mario Rodríguez [Ref. 5] del Instituto de Ingeniería de la Universidad Autónoma de México desarrolló un índice basado en la energía histerética (EH), la altura y deriva de entrepiso (h y D_{rd}) y parámetros que dependen del sistema y deformada estructural (λ y α respectivamente).

$$I_D = \frac{\gamma^2 E_H}{(\alpha D_{rd})^2} \quad \alpha = 2\pi\lambda h$$

Park y Ang [Ref. 5] definieron un índice relacionado con la energía histerética, los desplazamientos y la resistencia estructural.

$$I_D = \frac{u_m}{u_u} + \frac{\beta \cdot m \cdot E_H}{u_u \cdot r_y}$$

Dónde:

u_m : Desplazamiento máximo

u_u : Desplazamiento último por cargas monótonas

β : Parámetro que considera la repetición de la carga cíclica y que controla el deterioro de resistencia en función de la cantidad de energía disipada.

m : Masa del sistema

E_H : Energía histerética por unidad de masa disipada durante el sismo

r_y : Fuerza resistente en la fluencia

2.3 Valores típicos de deriva y daño

Existen valores sugeridos para la deriva relacionada a cada nivel de daño para diferentes sistemas estructurales y diferentes niveles de diseño Sismorresistente. Probablemente el más difundido sea el preparado por Hazus [Ref. 7]

Para el caso de edificios de concreto armado, Hazus [Ref. 7] considera tres tipos de edificios: los edificios de pórticos de concreto armado (C1), los de muros de concreto armado (C2) y los de pórticos de concreto armado relleno con muros de albañilería (C3). Para cada tipo, Hazus [Ref. 7] hace una distinción en función a la altura de la edificación: medianos (M), bajos (L) y altos (H) como se muestra en la tabla que siguiente:

Descripción	Nombre	Número de Pisos	Designación
Pórticos de concreto armado (C1)	Bajos	1-3	C1L
	Medianos	4-7	C1M
	Altos	8+	C1H
Muros de corte de concreto (C2)	Bajos	1-3	C2L
	Medianos	4-7	C2M
	Altos	8+	C2H
Pórticos de Concreto Armado rellenos con Muros de Albañilería (C3)	Bajos	1-3	C3L
	Medianos	4-7	C3M
	Altos	8+	C3L

Tabla 2.1. Descripción de tipos estructurales de HAZUS

En cuanto al nivel de diseño estructural, Hazus considera 4 niveles de exigencia: alto, moderado, bajo y pre-código. Los tipos de daño se dividen en leve, moderados, severos y completos.

Los valores de deriva y daño sugeridos por Hazus para edificios de concreto se presentan a continuación.

Nivel de Diseño	Tipo	Distorsión Angular de Entrepiso en el Límite de Daño Estructural, δ_{ab} en edificios de concreto armado			
		Daño leve	Daño moderado	Daño severo	Daño Completo
Alto	C1L	0.0050	0.0100	0.0300	0.0800
	C1M	0.0033	0.0067	0.0200	0.0533
	C1H	0.0025	0.0050	0.0150	0.0400
	C2L	0.0040	0.0100	0.0300	0.0800
	C2M	0.0027	0.0067	0.0200	0.0533
	C2H	0.0020	0.0050	0.0150	0.0400
Moderado	C1L	0.0050	0.0087	0.0233	0.0600
	C1M	0.0033	0.0058	0.0156	0.0400
	C1H	0.0025	0.0043	0.0117	0.0300
	C2L	0.0040	0.0084	0.0232	0.0600
	C2M	0.0027	0.0056	0.0154	0.0400
	C2H	0.0020	0.0042	0.0116	0.0300
Bajo	C1L	0.0050	0.0080	0.0200	0.0500
	C1M	0.0033	0.0053	0.0133	0.0333
	C1H	0.0025	0.0040	0.0100	0.0250
	C2L	0.0040	0.0076	0.0197	0.0500
	C2M	0.0027	0.0051	0.0132	0.0333
	C2H	0.0020	0.0038	0.0099	0.0250
	C3L	0.0030	0.0060	0.0150	0.0350
	C3M	0.0020	0.0040	0.0100	0.0233
	C3H	0.0015	0.0030	0.0075	0.0175

Pre- Código	C1L	0.0040	0.0064	0.0160	0.0400
	C1M	0.0027	0.0043	0.0107	0.0267
	C1H	0.0020	0.0032	0.0080	0.0200
	C2L	0.0032	0.0061	0.0158	0.0400
	C2M	0.0021	0.0041	0.0105	0.0267
	C2H	0.0016	0.0031	0.0079	0.0200
	C3L	0.0024	0.0048	0.0120	0.0280
	C3M	0.0016	0.0032	0.0080	0.0187
	C3H	0.0012	0.0024	0.0060	0.0140

Tabla 2.2. Valores de deriva y daño sugeridos por HAZUS para edificios de concreto

2.4 Enfoque Probabilístico

Debido a los procesos constructivos y la natural aleatoriedad en los materiales, estructuras nominalmente iguales llegan a tener diferencias importantes en su resistencia y rigidez.

Por otro lado, debido a la variabilidad en las condiciones de sitio, la direccionalidad del movimiento sísmico y otros factores, la demanda sísmica sobre estructuras similares podría ser notablemente diferente.

Debido a la variabilidad en las características estructurales y en la demanda sísmica, el desempeño de estructuras nominalmente iguales o similares es considerablemente diferente. Por tanto es necesario manejar la relación entre la deriva y el daño estructural en términos de probabilidades.

Una manera de lograr la representación probabilística de la relación daño-deriva es por medio de funciones denominadas curvas de fragilidad.

Las curvas de fragilidad son una propuesta de metodología para cuantificar el desempeño de grupos de estructuras. Estas curvas se usan para determinar la probabilidad de que el grupo de estructuras de las mismas características, alcance o exceda estados de daño específicos para un determinado nivel de respuesta sísmica.

Cada curva de fragilidad corresponde a un nivel de daño y un punto en la curva muestra la probabilidad de que un grupo de estructuras alcance o supere el nivel de daño de la curva asociado a un desplazamiento espectral S_d . La figura 2.1 muestra a manera de ejemplo la relación deriva-daño para un cierto tipo de estructura.

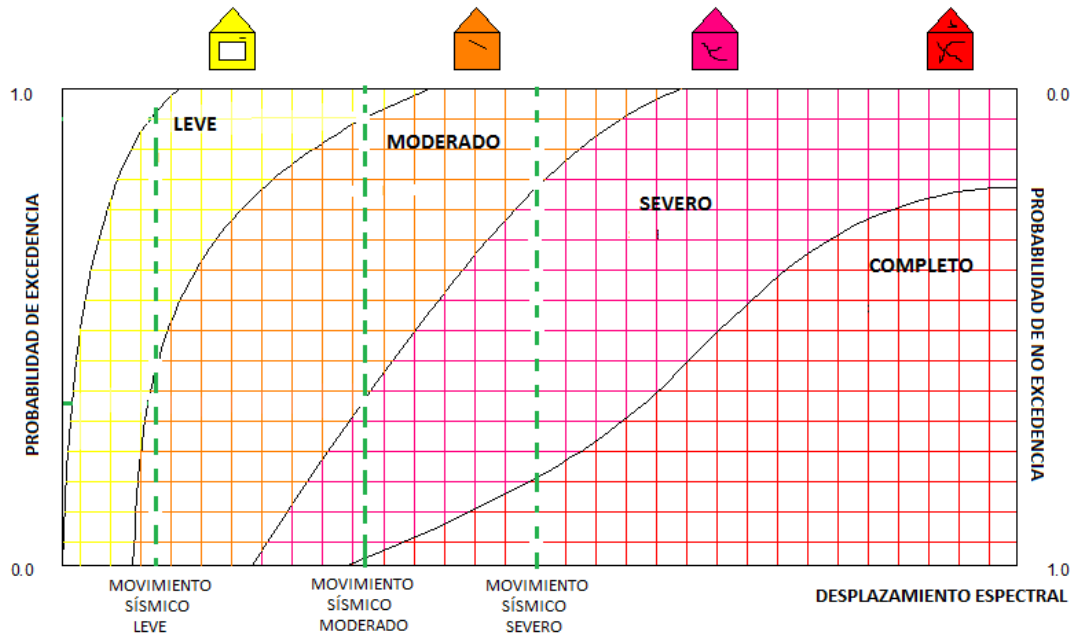


Figura 2.1. Curva de Fragilidad

La probabilidad de que un grupo de estructuras alcance o exceda un estado de daño se calcula como la diferencia entre las curvas de fragilidad. En la figura 2.1, tenemos que para un desplazamiento espectral S_d correspondiente a un movimiento sísmico severo, hay una probabilidad de que aproximadamente un 25% de las estructuras tengan un daño moderado, un 55% presente un daño severo y un 20% tenga un daño completo.

Mediante las curvas de fragilidad podemos apreciar que a más desplazamiento espectral la estructura tendrá mayor probabilidad de sufrir mayores daños.

Capítulo III

3. NORMAS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE Y EL CONTROL DE LA DERIVA

3.1 Control de la Deriva

Dado que el daño estructural y no estructural se encuentran directamente relacionados con los desplazamientos laterales, es necesario controlar la deriva que se produciría en las edificaciones durante movimientos sísmicos.

Para lograr un control efectivo de la deriva, es necesario establecer procedimientos adecuados para estimar los desplazamientos y también es preciso contar con límites de deriva representativos de los niveles de daño estructural y no estructural que se quiere controlar.

Los desplazamientos dependen fundamentalmente de la rigidez lateral, del comportamiento inelástico de la edificación y de la demanda sísmica.

Para fines prácticos, las normas permiten estimar los desplazamientos laterales de los edificios empleando modelos elásticos junto a sollicitaciones artificialmente reducidas; los valores que así se obtienen luego se afectan de coeficientes muy sencillos para estimar las derivas en condiciones sísmicas severas.

La rigidez lateral de una estructura depende de las propiedades geométricas de sus elementos estructurales, junto a las propiedades del material.

Las estructuras de concreto armado en condiciones normales de servicio tienen un nivel importante de agrietamiento y por tanto la rigidez de sus elementos se reduce. Para sollicitaciones sísmicas aún muy pequeñas los elementos ya están fisurados y en el cálculo de los desplazamientos laterales se debería tomar en cuenta la fisuración de sus elementos.

El daño en los elementos no estructurales depende de su ubicación dentro del sistema estructural y también de sus propias características, como el tipo de material de construcción.

El daño en el sistema estructural depende fundamentalmente de las características de rigidez y ductilidad de la propia estructura; así por ejemplo, ante un mismo nivel de

deriva, los sistemas aporticados (que son flexibles y dúctiles), presentarían menor daño que los edificios de albañilería. Por esta razón en las Normas de Diseño Sismorresistente [Ref. 2], se establecen límites para cada sistema estructural.

3.2 Las Normas de edificaciones

3.2.1 Las Normas Peruanas de Edificaciones

La Norma Peruana de Diseño Sismorresistente, NTE E.030 [Ref. 2] permite emplear un modelo elástico junto a solicitaciones sísmicas reducidas. Para modelar el sistema estructural, la Norma no establece ninguna indicación respecto a cómo considerar la reducción de rigidez por el agrietamiento natural del concreto.

Según la NTE E.030 [Ref. 2], el modelo elástico puede emplearse junto a procedimientos tiempo historia, análisis espectral o de simples fuerzas estáticas equivalentes.

La NTE E.030 [Ref. 2] permite reducir las solicitaciones sísmicas mediante un factor de reducción "R" que depende del sistema estructural como se muestra en la tabla que sigue:

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente de Reducción, R Para estructuras regulares
Acero	
Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos.	9.5
Otras estructuras de acero:	
Arriostres Excéntricos	6.5
Arriostres en Cruz	6.0

Concreto Armado	
Pórticos ⁽¹⁾	8
Dual ⁽²⁾	7
De muros estructurales ⁽³⁾	6
Muros de ductilidad limitada ⁽⁴⁾	4
Albañilería Armada o Confinada⁽⁵⁾	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

*Para estructuras irregulares, los valores de R deben ser tomados como $\frac{3}{4}$ de los anotados en la Tabla.

Tabla 3.1. Factor de reducción, R, NTE-030

Los desplazamientos laterales obtenidos del análisis elástico con fuerzas reducidas se multiplican luego por 0.75R para obtener los valores correspondientes al sismo de diseño.

Los desplazamientos correspondientes al sismo de diseño, deben satisfacer los siguientes límites de deriva establecidos por la NTE E.030 [Ref. 2].

LÍMITES PARA EL DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO	
Estos límites no son aplicables a naves industriales	
Material Predominante	(Δ_i/h_{ei})
Concreto armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010

Tabla 3.2: Límites de desplazamiento lateral de entrepiso, NTE E.030

La Norma Peruana de Diseño de Concreto Armado, NTE R.060 [Ref. 6] toma en cuenta los posibles efectos de segundo orden sólo para propósitos de diseño de los elementos e indica que la deriva de entrepiso debe calcularse mediante un análisis elástico de primer

orden que tome en cuenta la presencia de regiones agrietadas. Alternativamente, permite usar las propiedades de las secciones brutas de los elementos, afectadas de factores de reducción de inercia.

La Norma de Concreto NTE E.060 [Ref.6] no establece de expreso la manera de considerar el agrietamiento con fines de control de deriva.

Existe una aparente incompatibilidad entre ambas normas ya que los límites de deriva de la NTE E.030 [Ref. 2] corresponden al cálculo de desplazamientos laterales sin considerar agrietamiento mientras que la Norma de Concreto [Ref.6] establece factores de reducción de inercias pero para otros propósitos.

3.2.2 American Concrete Institute

El Código 318 del ACI [Ref. 4] establece que es necesario estimar los efectos de segundo orden sobre las sollicitaciones internas de los elementos y considera que para este propósito los desplazamientos laterales se deben calcular considerando los siguientes factores de reducción de las propiedades:

Momentos de Inercia, I_g

Vigas.....0.35 I_g

Columnas.....0.70 I_g

El enfoque y valores del ACI [Ref. 4] son iguales a los establecidos en la Norma Peruana de Concreto Armado NTE E.060 [Ref. 6].

3.2.3 Federal Emergency Management Agency 356

La Agencia Americana para el Manejo de Emergencias FEMA [Ref. 8] establece una relación directa entre la deriva y el estado de daño de una edificación.

FEMA [Ref. 8] establece tres niveles de daño que de menor a mayor daño denomina: de Ocupación Inmediata, de Resguardo de la Vida y de Prevención del Colapso.

Para cada sistema estructural, FEMA [Ref. 8] asocia valores de deriva con cada nivel de daño como se muestra en la tabla que sigue:

Niveles y daño de comportamiento estructural- Elementos verticales				
		Niveles de comportamiento estructural		
SISTEMA ESTRUCTURAL	TIPO	Prevención al colapso	Resguardo de Vida	Ocupación Inmediata
Elementos de Concreto	Deriva	4% temporal o permanente	2% temporal; 1% permanente	1% temporal; Permanente despreciable
Pórtico de Acero resistente a momento	Deriva	5% temporal o permanente	2.5% temporal; 1% permanente	0.7% temporal; Permanente despreciable
Pórtico de Acero arriostrados	Deriva	2% temporal o permanente	1.5% temporal; 0.5% permanente	0.5% temporal; Permanente despreciable
Muros de concreto	Deriva	2% temporal o permanente	1% temporal; 0.5% permanente	0.5% temporal; Permanente despreciable
Pórtico relleno con albañilería sin reforzar	Deriva	0.6% temporal o permanente	0.5% temporal; 0.3% permanente	0.1% temporal; Permanente despreciable

Pórtico sin relleno de albañilería sin reforzar	Deriva	1% temporal o permanente	0.6% temporal; 0.6% permanente	0.3% temporal; 0.3% permanente
Muros de mampostería reforzados	Deriva	1.5% temporal o permanente	0.6% temporal; 0.6% permanente	0.2% temporal; 0.2% permanente
Muros de madera	Deriva	3% temporal o permanente	2% temporal; 1% permanente	1% temporal; 0.25% permanente

Tabla 3.3. Niveles y daño de comportamiento estructural- Elementos verticales, FEMA 356

FEMA 356 [Ref. 8] propone factores de reducción por agrietamiento para los casos de cortante, flexión y fuerza normal según el tipo de elemento, tal como se muestra en la siguiente tabla.

Valores de Rigidez efectivas			
Componentes	Rigidez a la Flexión	Rigidez Cortante	Rigidez Axial
Vigas no preesforzadas	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	-----
Vigas preesforzadas	$E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	-----
Columnas bajo compresión diseñadas por cargas de gravedad $\geq 0.5A_g f'_c$	$0.7E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Columnas bajo compresión diseñadas por cargas de gravedad $\leq 0.3A_g f'_c$ o por tensión	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Muros agrietados	$0.8E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Muros no agrietados	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Losas sin vigas no preesforzadas	-----	$0.4E_c A_w$	-----
Losas sin vigas preesforzadas	-----	$0.4E_c A_w$	-----

Tabla 3.4. Valores de rigidez efectiva, FEMA 356

Capítulo IV

4. INFLUENCIA DEL AGRIETAMIENTO EN LA RESPUESTA SÍSMICA DE EDIFICACIONES PERUANAS

4.1 Los edificios estudiados

Se estudió la respuesta de edificios aporticados de 4, 5 y 6 pisos ubicados en Lima sobre grava de buena calidad (GW).

Para todos los edificios se consideró 3.5 m. de altura en el primer entrepiso y 2.70 para los siguientes entrepisos.

La planta de todos los edificios es de 22 x 33 m (726m^2 .por nivel) con columnas cuadradas dispuestas cada 5.5m en cada dirección. (Figura 4.1)

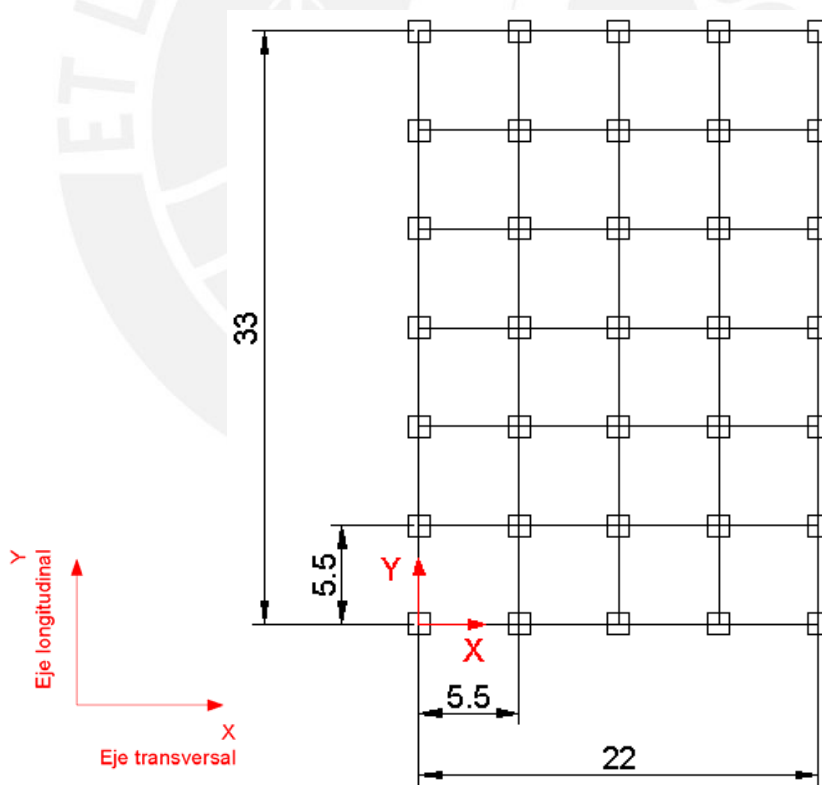


Figura 4.1. Planta de la edificación

Se ha supuesto concreto armado de $f'c=210 \text{ Kg./cm}^2$ y acero de $f_y= 4200 \text{ Kg./cm}^2$. Las losas son macizas de 15cm y en todos los casos descansan sobre vigas de 25x50cm.

El lado de las columnas (sección cuadrada) se fijó como el mínimo necesario para satisfacer el límite de deriva lateral indicado en la NTE E.030 ($\Delta/he = 0.007$) [Ref. 2] empleando la sección bruta (sección no agrietada).

Se desarrollaron modelos elásticos con elementos unidimensionales con deformaciones por cortante, flexión y carga axial. En cada nivel se consideró un diafragma rígido con tres grados de libertad. La figura 4.2 muestra el modelo para el caso de un edificio de 5 pisos.

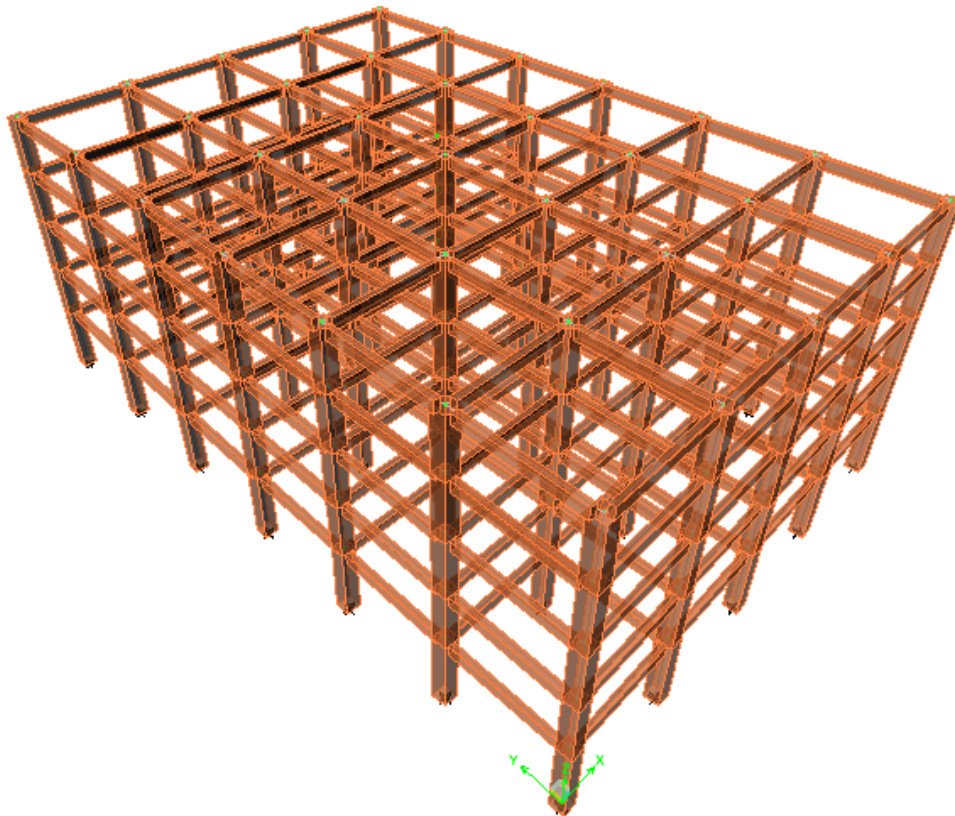


Figura 4.2. Modelo de 5 pisos ETABS

Además del peso propio de los elementos, se consideraron las cargas indicadas en la tabla 4.1

CARGAS MUERTAS	Piso típico (ton/m2)	Azotea (ton/m2)
P. losa maciza	0.36	W muerta : = 0.46
P. piso terminado	0.10	
P. tabiquería	0.10	
Sobre carga	0.20	W viva = 0.1

Tabla 4.1. Cargas Muertas

4.2 Solicitaciones sísmicas

Para todos los modelos se consideró la misma demanda sísmica por medio del espectro de la NTE E.030 [Ref. 2] representado por:

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

Se emplearon los siguientes coeficientes:

- Factor de zona : Z=0.4
- Factor de suelo : S=1
- Periodo corte de la plataforma espectral : T_p=0.4
- Coeficiente de amplificación sísmica : C=2.5(T_p/T)1.25 C<2.5
- Coeficiente de reducción : R=8

La figura 4.3 muestra el espectro empleado en el análisis

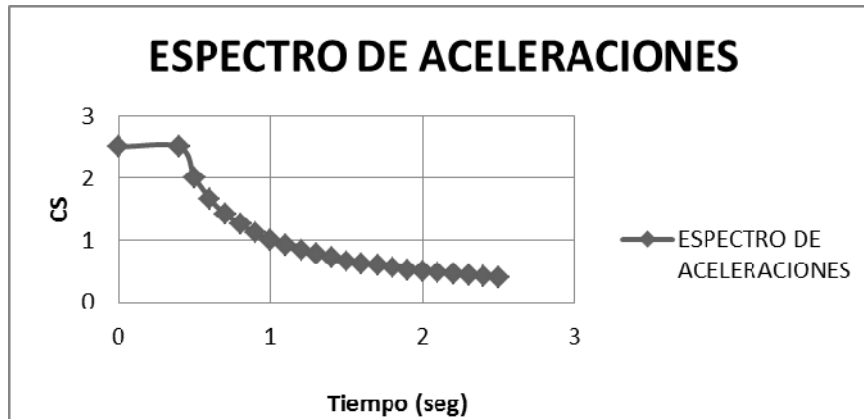


Figura 4.3. Función de respuesta Espectral

En todos los casos se empleó el método de respuesta espectral y del método estático sólo se calculó la fuerza Cortante basal del edificio con el fin de escalar las fuerzas de diseño. En todos los casos se consideraron excentricidades accidentales de 5%.

4.3 Influencia del agrietamiento en la respuesta estructural

4.3.1 Casos estudiados

Se obtuvo la respuesta de cada uno de los edificios estudiados de 4, 5 y 6 pisos empleando la Inercia reducida para sus elementos (I_r). La Inercia reducida se obtuvo como el producto de la Inercia bruta (I_b) y el factor de reducción (f).

En primer lugar se consideraron 10 casos de reducción de Inercia solo en Vigas ($f_{col} = 1$). Los siguientes 10 casos corresponden a la reducción de la Inercia solo para columnas ($f_{vigas} = 1$).

Los 10 últimos casos de estudio consideran una reducción simultánea de la inercia en vigas y columnas. Uno de estos casos es el correspondiente a los valores indicados por la NTE E.060 [Ref. 6] ($f_{vigas} = 0.35$ y $f_{columnas} = 0.7$). Otro caso es el de secciones sin agrietar y otro el $f_{vigas} = 0.05$ y $f_{columnas} = 0.1$. Los demás casos de reducción simultánea corresponden a interpolaciones según la figura 4.4.

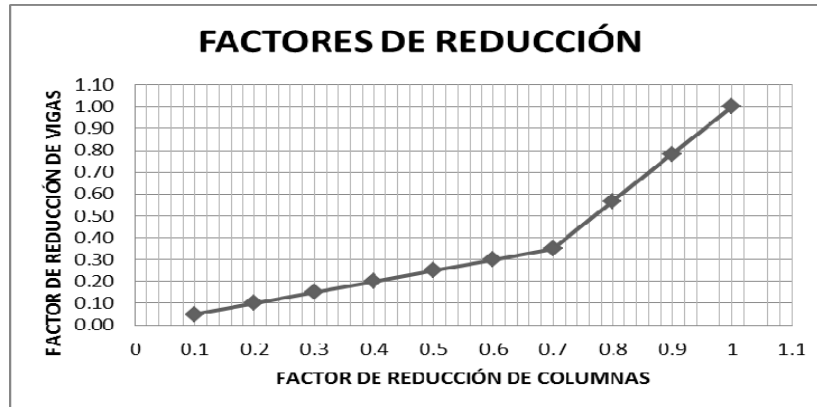


Figura 4.4. Factores de reducción para vigas y columnas

La tabla 4.2 que sigue muestra los valores de reducción para todos los casos estudiados con cada altura de edificio.

Casos	Descripción	Factor de reducción en columnas f columna	Factores de reducción en vigas f vigas
C1...C10	Reducción de Inercia en vigas	0.1,0.2,0.3,0.4,0.5, 0.6,0.7,0.8,0.9,1	1.0
C11...C20	Reducción de Inercia en columnas	1.0	0.1,0.2,0.3,0.4,0.5, 0.6,0.7,0.8,0.9,1
C21...C30	Reducción simultánea de vigas y columnas	0.1,0.2,0.3,0.4,0.5, 0.6,0.7,0.8,0.9,1	0.05,0.1,0.15,0.2,0.25, 0.3,0.35,0.57,0.78,1

Tabla 4.2. Factores de reducción para vigas y columnas

4.3.2 Parámetros empleados en la respuesta estructural

Para cada altura de edificio (4, 5 y 6 pisos) se obtuvo la respuesta considerando los 30 casos de agrietamiento indicados.

En cada caso se desarrolló el análisis por superposición espectral y se usaron los resultados del análisis modal, deriva, fuerzas internas y cortantes basales para establecer curvas de tendencia.

Como parámetros de comparación se empleó en cada dirección el periodo fundamental, la fuerza cortante y la deriva máxima de entrepiso. En cuanto a las fuerzas internas se eligió la viga y columna más esforzadas de ambas direcciones en el modelo sin agrietar como parámetro de observación.

4.4 Resultados

Los resultados de los 90 casos estudiados se incluyen en el anexo 1 organizados por altura de edificios. A continuación se presentan las curvas para el edificio de 5 pisos.

La figura 4.5 muestra la influencia del agrietamiento en el periodo fundamental y la fuerza cortante para el edificio de 5 pisos en la dirección Y. Cada curva corresponde a uno de los casos de reducción por agrietamiento (agrietamiento sólo en vigas, agrietamiento sólo en columnas y agrietamiento simultáneo en vigas y columnas).

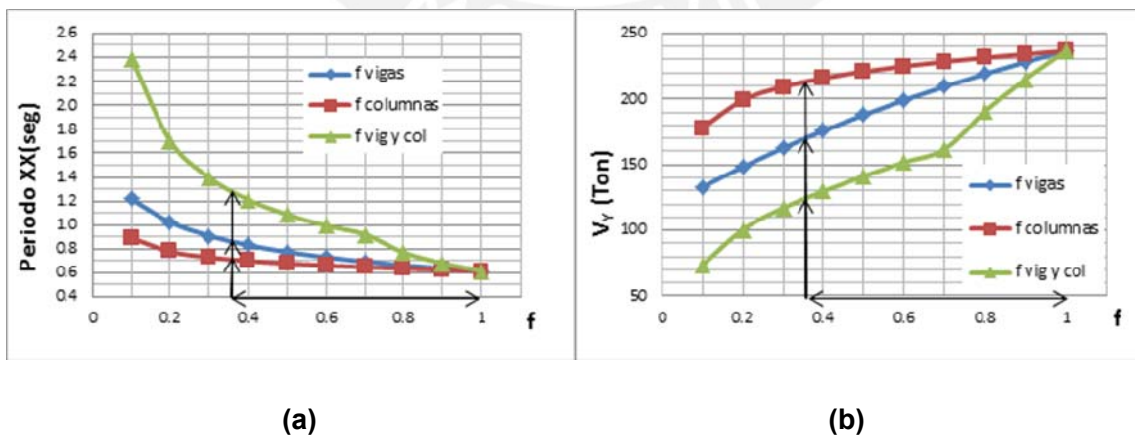


Figura 4.5. Influencia del agrietamiento en (a) el periodo (b) la fuerza cortante en un edificio de 5 pisos

Los resultados muestran que para agrietamiento simultáneo de vigas y columnas con un factor de reducción de columnas en el rango de 1 y 0.35, el periodo crece de 0.6 a 1.3 y la fuerza cortante se reduce de 225 a 120 ton.

En cuanto a la deriva, los resultados (figura 4.6) indican que para agrietamiento simultáneo de vigas y columnas con un factor de reducción de columnas en el rango de 1 a 0.35, la deriva se afecta por el agrietamiento de similar manera en ambas direcciones creciendo de 6.5 a 13⁰/₁₀₀.

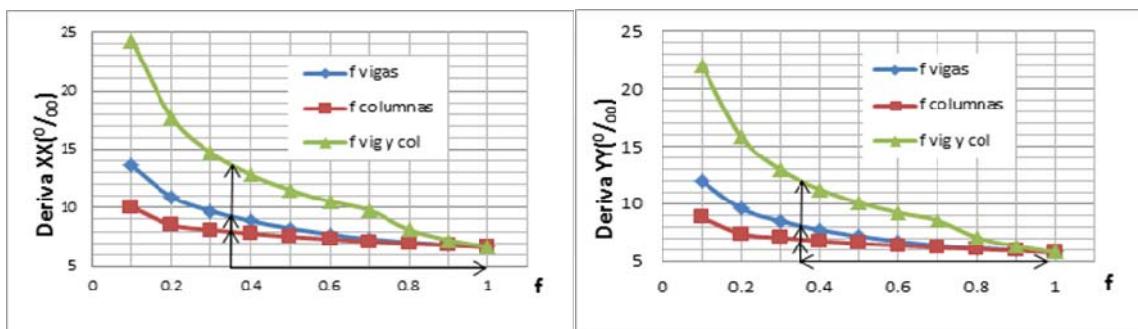
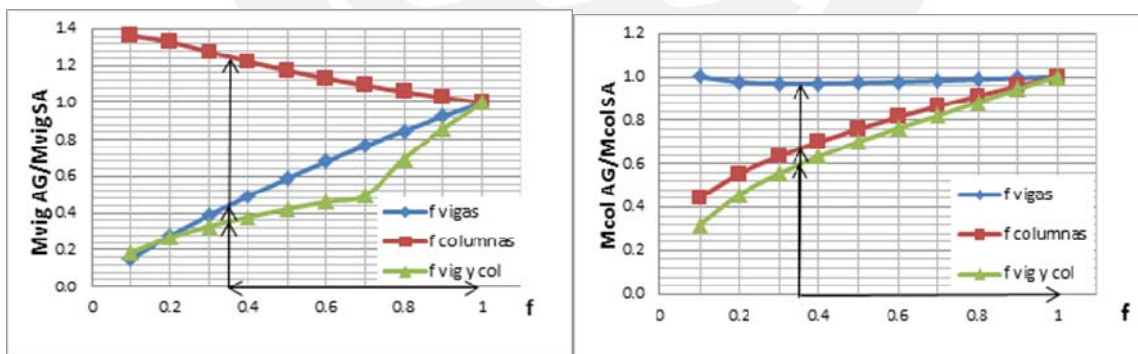


Figura 4.6. Influencia del agrietamiento en la deriva para edificios de 5 pisos

La influencia del agrietamiento en las fuerzas internas de vigas y columnas se muestra en la figura 4.7, para el edificio de 5 pisos.



(a)

(b)

Figura 4.7. Influencia del agrietamiento en las fuerzas internas de (a) vigas (b) columnas para edificios de 5 pisos

Los resultados muestran que para un orden de reducción de 1 a 0.35 con un agrietamiento simultáneo, los momentos en las vigas decrecen de 1 a 0.35 (figura 4.7a) y para las columnas decrecen de 1 a 0.7 (figura 4.7b).

4.5 Análisis y discusión de resultados.

Para facilitar el estudio se calcularon cocientes de los casos agrietados entre el caso sin agrietar; estos valores se organizan en curvas por altura de edificio que se presentan en un mismo gráfico para cada parámetro de estudio.

Para los parámetros estudiados (Periodo, cortante basal, deriva y fuerzas internas) los resultados muestran que los valores numéricos de los cocientes empleados son prácticamente iguales para ambas direcciones como el caso del periodo mostrado en la figura que sigue.

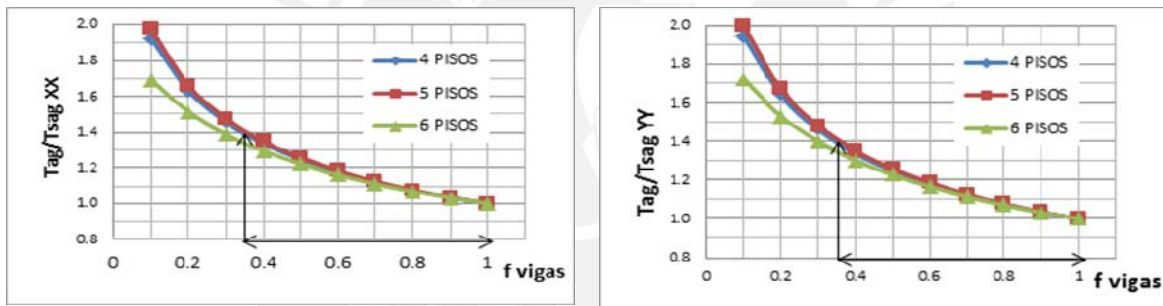


Figura 4.8. Influencia del agrietamiento de vigas en el periodo de cada dirección.

4.5.1 Variación del Periodo y Cortante con el agrietamiento

Las figuras 4.9 y 4.10 muestran la influencia del agrietamiento sobre el periodo fundamental y la fuerza cortante del edificio respectivamente.

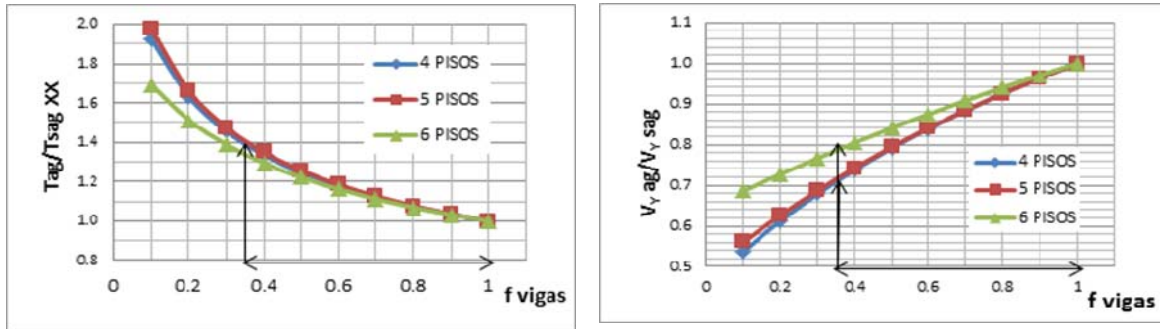


Figura 4.9. Influencia del agrietamiento de vigas en el periodo y cortante

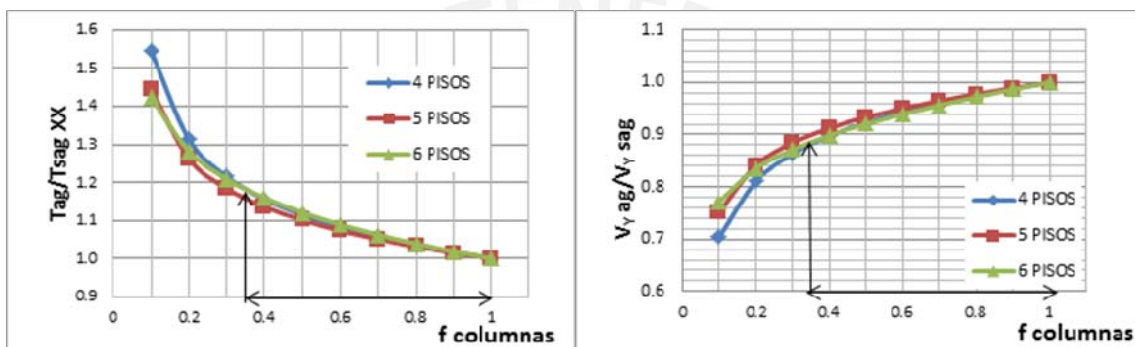


Figura 4.10. Influencia del agrietamiento de columnas en el periodo y cortante

Los resultados muestran que para un factor de agrietamiento en el rango de 1 a 0.35, el periodo crece con un factor entre 1 y 1.4 para agrietamiento en vigas y con un factor entre 1 y 1.18 para agrietamiento en columnas. Para el mismo rango del factor de agrietamiento, la fuerza cortante se reduce de 1 a 0.75 y de 1 a 0.9 para el caso de agrietamiento en vigas y columnas respectivamente.

Cuando se considera agrietamiento simultáneo para columnas (de 1 a 0.35) y vigas (de 1 a 0.18) los resultados (Figura 4.11) indican que el periodo crece con un factor de 1 a 2.0 y el cortante decrece de 1 a 0.6. Para los factores de reducción establecidos por la NTE E.060 (0.7y 0.35 para columnas y vigas respectivamente) el periodo se incrementa por un factor de 1.5 y la fuerza cortante se afecta por el factor de 0.7.

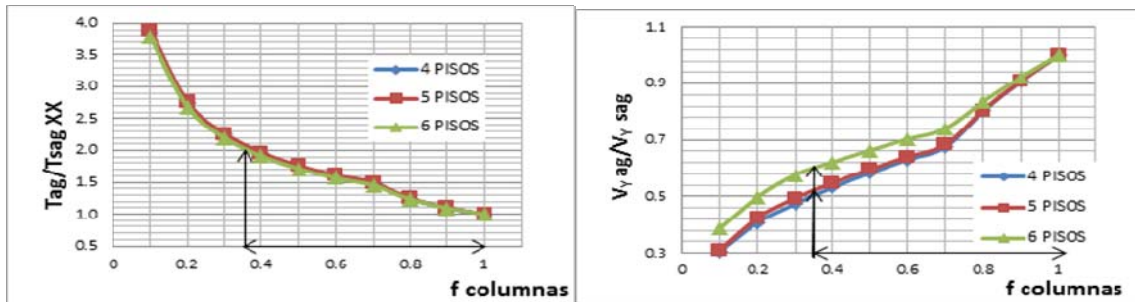


Figura 4.11. Influencia del agrietamiento de vigas y columnas en el periodo y cortante

Tanto para el periodo fundamental como para la fuerza cortante el agrietamiento en vigas tiene mayor influencia que el agrietamiento en columnas.

Se observó que al considerar secciones fisuradas el periodo crece y la ordenada espectral decrece obteniéndose demandas sísmicas menores. Por tanto si se desea mantener la resistencia lateral de las edificaciones al usar secciones agrietadas según la NTE E.060 se debería modificar el espectro o reducir el factor R por un valor del orden de 0.7.

4.5.2 Variación de la Deriva con el agrietamiento

La figura 4.12 muestra la influencia del agrietamiento sobre la deriva del edificio.

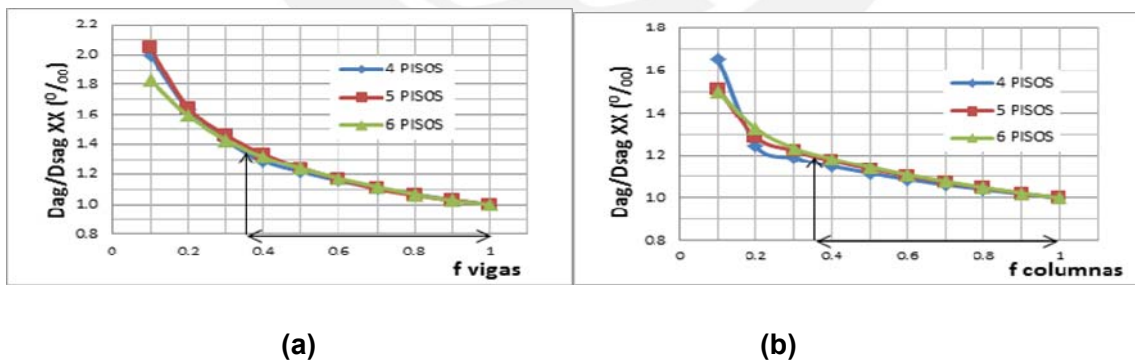


Figura 4.12. Influencia del agrietamiento de (a) vigas (b) columnas en la deriva de entrepiso

Los resultados muestran que para un factor de agrietamiento en el rango de 1 a 0.35, la deriva crece con un factor entre 1 y 1.4 para agrietamiento en vigas y con un factor entre 1 y 1.2 para agrietamiento en columnas.

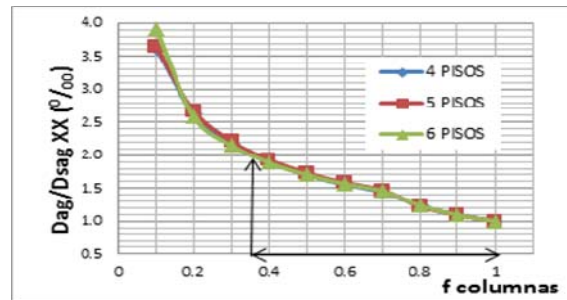


Figura 4.13. Influencia del agrietamiento de vigas y columnas en la deriva de entrepiso

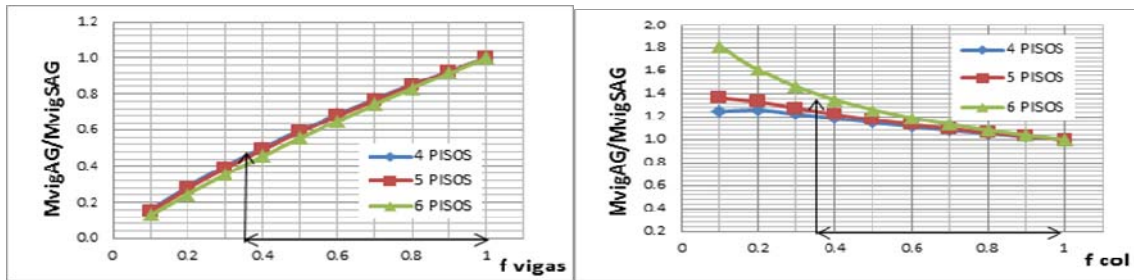
Cuando se considera agrietamiento simultáneo para columnas (de 1 a 0.35) y de vigas (de 1 a 0.18) la deriva crece con un factor de 1 a 2.0. Para los factores de reducción establecidos por la NTE E.060 (0.7y 0.35 para columnas y vigas respectivamente) la deriva se incrementa por un factor de 1.5.

Los resultados muestran que los factores de amplificación de deriva son prácticamente iguales a los de la amplificación del periodo.

Si se desea mantener las mismas exigencias de rigidez junto a los factores de agrietamiento establecidos en la NTE E.060, la deriva admisible para edificaciones podría ser de 10 ‰ .

4.5.3 Variación de los Momentos Máximos con el agrietamiento

Se analiza a continuación la influencia del agrietamiento en los momentos flectores de las vigas. Cuando se considera reducción de inercia en vigas en un rango de 1 a 0.35, los momentos decrecen de 1 a 0.45 (figura 4.14.a). Cuando se asume el mismo rango para la reducción de inercia en columnas, los momentos crecen de 1 a 1.30 (Figura 4.14.b).



(a)

(b)

Figura 4.14. Influencia del agrietamiento de (a)vigas (b)columnas en los momentos máximos de vigas

La figura 4.15 muestra la influencia del agrietamiento simultáneo en los momentos de vigas. Se observa que, cuando se consideran factores de reducción de 1 a 0.35 para columnas y de 1 a 0.18 para vigas, los momentos en las vigas decrecen de 1 a 0.35. En particular para los factores de reducción establecidos por la NTE.060 [Ref. 6] (0.7y 0.35 para columnas y vigas respectivamente) los momentos en vigas se reducen a la mitad (factor de 0.5).

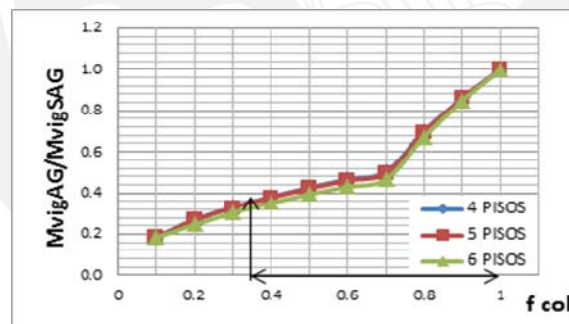


Figura 4.15. Influencia del agrietamiento simultáneo en los momentos máximos de vigas

Si el cortante se mantuviera igual en el modelo agrietado y en el modelo sin agrietar, los momentos en las vigas se reducirían por un factor de 0.71 (0.5/0.7).

Se analiza a continuación la influencia del agrietamiento en los momentos flectores de las columnas. Cuando el agrietamiento es de vigas para un rango de factor de reducción de 1 a 0.35, los momentos en las columnas no varían significativamente (figura 4.16.a).

Cuando el agrietamiento es de columnas, los momentos decrecen de 1 a 0.65 (figura 4.16.b) para el mismo rango.

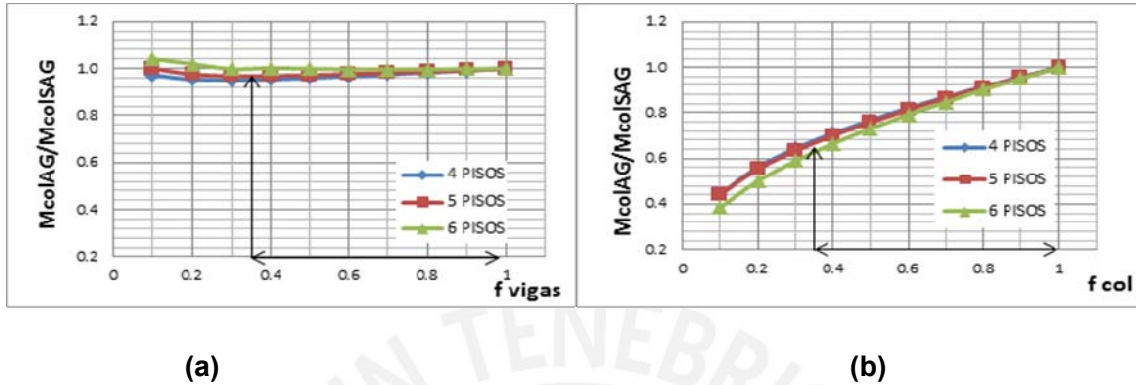


Figura 4.16. Influencia del agrietamiento de (a)vigas (b)columnas en los momentos máximos de columnas

La figura 4.17 muestra la influencia del agrietamiento simultáneo en los momentos de columnas. Se observa que, cuando se consideran factores de reducción de 1 a 0.35 para columnas y de 1 a 0.18 para vigas, los momentos en las columnas decrecen de 1 a 0.6. Para los factores de reducción establecidos por la NTE E.060 (0.7y 0.35 para columnas y vigas respectivamente) [Ref. 6] los momentos en columnas se afectan por un factor de 0.8.

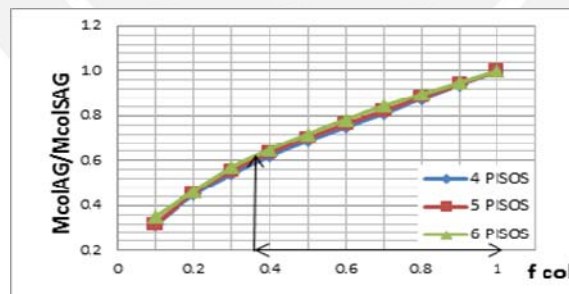


Figura 4.17. Influencia del agrietamiento simutáneo en los momentos máximos de columnas

Si el cortante se mantuviera igual en el modelo agrietado y en el modelo sin agrietar, los momentos en las columnas aumentarían por un factor de 1.14 ($0.8/0.7$).

Capítulo V

5. Conclusiones y Recomendaciones

- Las Normas Peruanas de Edificaciones no establecen la manera de cómo incorporar el agrietamiento en el control de la deriva de las edificaciones de Concreto Armado.
- La Norma Peruana de Concreto Armado NTE E.060 establece valores para reducir la rigidez de las secciones pero sólo para propósitos de diseño, al incorporar los efectos de segundo orden.

Las conclusiones que siguen corresponden a edificios aporticados de 4, 5 y 6 pisos cuyos elementos sin considerar agrietamiento, tienen las dimensiones necesarias para satisfacer los requisitos de rigidez de la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente.

- Para la reducción de inercias considerada en la Norma Peruana de Concreto ($f_{vigas} = 0.35$ y $f_{columnas} = 0.7$) el periodo y la deriva se incrementa por un factor de 1.5 y la fuerza cortante basal se reduce por un factor de 0.7.
- Para reducción de inercia en columnas de 1 a 0.35 en simultáneo con reducción en vigas de 1 a 0.18, el periodo y la deriva crecen hasta duplicarse y la fuerza cortante decrece hasta un factor de 0.6.
- Para la combinación de reducción de la Norma de Concreto, los momentos en las vigas se reducen por un factor de 0.5. Para un rango de reducción simultáneo de columnas de 1 a 0.35 y de vigas de 1 a 0.18, las vigas reducen sus momentos en el rango de 1 a 0.35.
- Para la combinación de reducción de la Norma de Concreto, los momentos en las columnas se reducen por un factor de 0.8. Para un rango de reducción simultáneo de columnas de 1 a 0.35 y de vigas de 1 a 0.18, las columnas reducen sus momentos en el rango de 1 a 0.6.

- Si se quiere mantener la misma exigencia de rigidez para los edificios aporticados y trabajar con factores de agrietamiento establecidos en la NTE E.060, el límite podría aumentar un 10 ‰ (50% más).
- Si se quiere mantener la fuerza cortante basal de la Norma vigente y usar los factores de agrietamiento establecidos en la NTE E.060, se debería incrementar el espectro o reducir el actual valor de R por 0.7.
- Si se considera agrietamiento en vigas y columnas simultáneamente como lo dice la NTE E.060 (0.35 para vigas y 0.7 para columnas), la fuerza cortante sobre el edificio decrecería y el momento en las vigas y en las columnas se reduciría en 50% y 20% respectivamente.
- Si el Cortante se mantuviera igual en el modelo agrietado y en el modelo sin agrietar, los momentos en las vigas se reducirían por un factor de 0.71 y los momentos en las columnas aumentarían por un factor de 1.14.
- De plantearse la incorporación del agrietamiento en los modelos elásticos para propósitos de diseño Sismorresistente, deberían revisarse los factores de la Norma de Diseño Sismorresistente en cuanto a fuerza cortante en la base y en los límites de deriva permitidos.
- Cuando se consideran factores de reducción en el rango de 1 a 0.35 para vigas y columnas independientemente, los resultados muestran que el agrietamiento en vigas influye más que el de columnas. El periodo y la deriva se incrementan hasta 1.4 para agrietamiento sólo en vigas y hasta 1.2 para agrietamiento sólo en columnas. Lo mismo pasa con la fuerza cortante basal, el agrietamiento en vigas decrece la fuerza cortante hasta un factor de 0.75 mientras que el agrietamiento en columnas lo hace hasta un factor de 0.9.
- Es necesario desarrollar un estudio similar al presente para sistemas duales y de muros de concreto armado.

REFERENCIAS

1. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, *Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente, NSR-98. Título A – Requisitos Generales de Diseño y Construcción Sismorresistente, Ley 400 de 1997, Decreto 33, Santafé de Bogotá D. C. Colombia, 1998.*
2. SENCICO. *Norma Técnica de Edificación NTE-E.030 Diseño Sismorresistente. Servicio Nacional de Normalización, Capacitación e Investigación para la Industria de la Construcción, Lima, 2003.*
3. *Ministry of Public Works and Settlement Government of the Republic of Turkey, Specification for Structures to be Build in Disaster Areas, Part III, Earthquake Disaster Prevention, Estambul, Turquía, 1998.*
4. *American Concrete Institute.2008.Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary.*
5. *Andrade Insúa, Luis Eduardo, Control De La Deriva En Las Normas De Diseño Sismorresistente. Tesis (Lic.) -- PUCP. Facultad de Ciencias e Ingeniería. Mención: Ingeniería Civil Lima, 2004.*
6. SENCICO. *Norma Técnica de Edificación E.060, Concreto Armado, Reglamento Nacional de Construcciones, Lima, 2009.*
7. *National Institute of Building Science (NIBS), HAZUS99: Technical Manual. Reporte preparado por el Federal Emergency Management Agency (FEMA). Washington, D.C., 1999.*
8. *FEMA, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Reports No. FEMA 367 (Provisions) and 368 (Commentary), Washington, D.C., 2000.*

BIBLIOGRAFÍA

- *The ETABS Series of Programs, Computers & Structures, 2003.*
- *Muñoz Peláez, Alejandro, Ingeniería Sismorresistente, Pontificia Universidad Católica del Perú, Marzo del 2001.*
- *"Economic Considerations of Displacement-Based Seismic Design of Structural Concrete Buildings" publicado en la revista Structural Engineering International , Volumen 6, Número 4 de 1996, órgano de difusión de la IABSE (International Association for Bridge and Structural Engineering) con sede en Zurich, Suiza.*
- *Richard E. Klingner, Diseño Unificado De Muros Por El Concepto De Desplazamientos, publicado en el artículo Conferencia Internacional de Ingeniería Antisísmica 2007.*
- *Arturo Tena Colunga (1) y Héctor Correa Arizmendi, Evaluación De Los Criterios De Diseño Por Sismo Del Rcdf Para Marcos Dúctiles De Concreto Reforzado, Revista de Ingeniería Sísmica No. 78 73-101 (2008), México.*
- *Muñoz, A (1999). Ingeniería Antisísmica. Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima*



ANEXO 1:

Influencia del agrietamiento en la respuesta sísmica de edificios de 4, 5 y 6 pisos

Edificio de 4 pisos

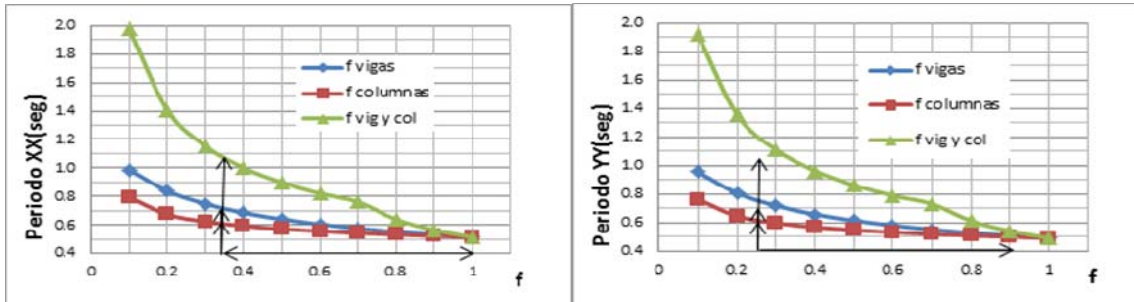


Figura A1.1. Influencia del agrietamiento en el periodo fundamental de un edificio de 4 pisos

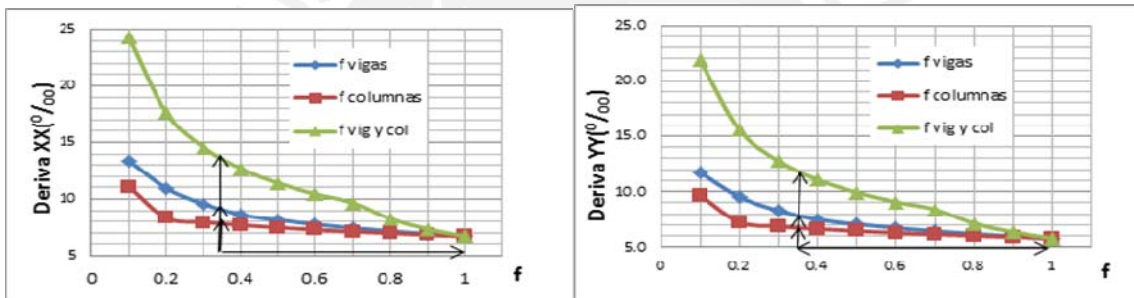


Figura A1.2. Influencia del agrietamiento en la deriva de un edificio de 4 pisos

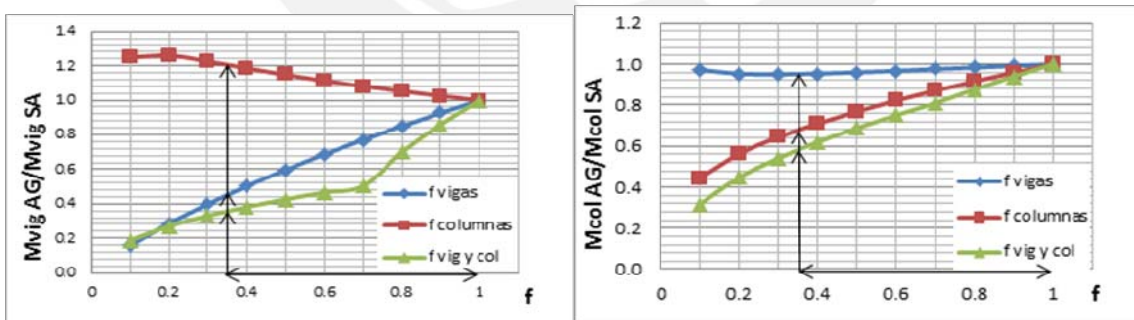


Figura A1.3. Influencia del agrietamiento en las fuerzas internas de un edificio de 4 pisos

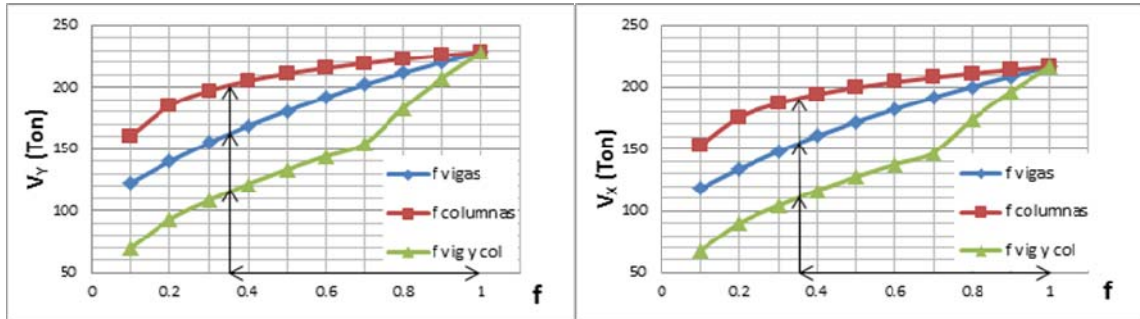


Figura A1.4. Influencia del agrietamiento en la cortante basal de un edificio de 4 pisos

Edificio de 5 pisos

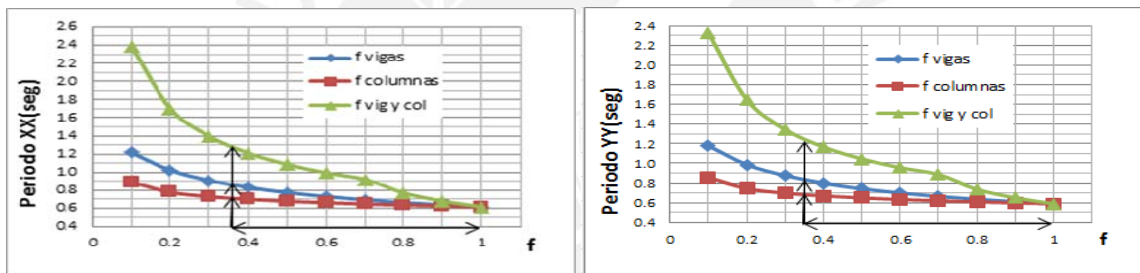


Figura A1.5. Influencia del agrietamiento en el periodo fundamental de un edificio de 5 pisos

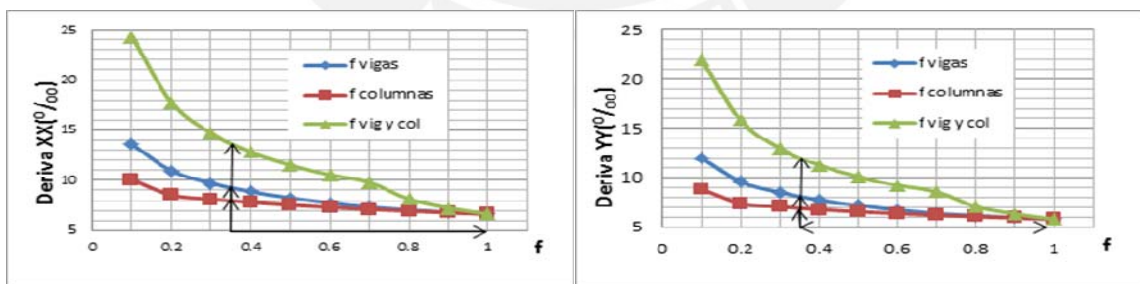


Figura A1.6. Influencia del agrietamiento en la deriva de un edificio de 5 pisos

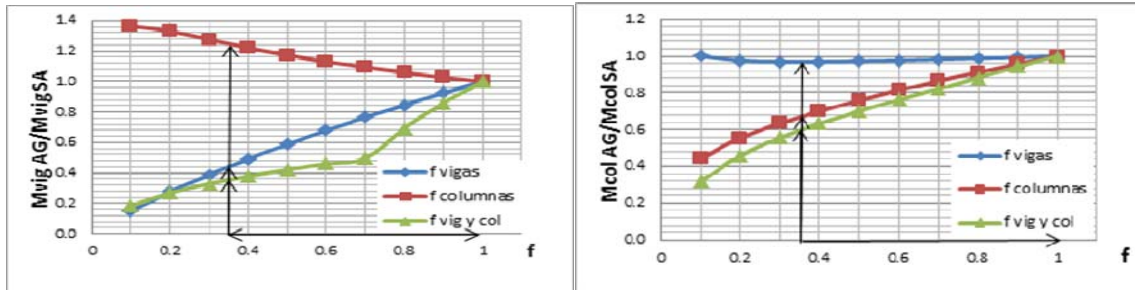


Figura A1.7. Influencia del agrietamiento en las fuerzas internas de un edificio de 5 pisos

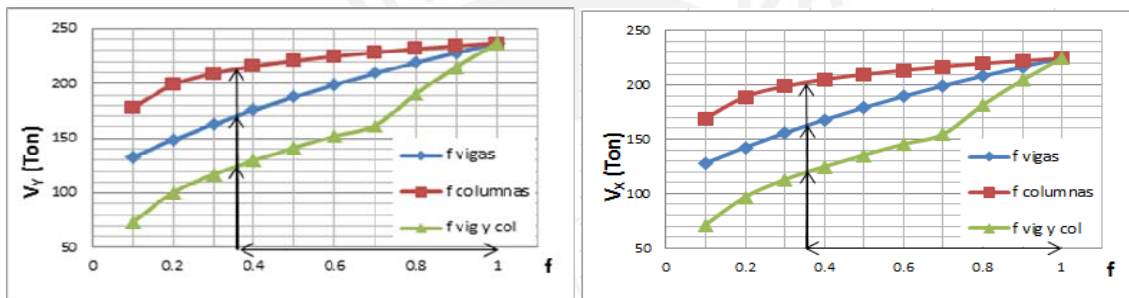


Figura A1.8. Influencia del agrietamiento en la cortante basal de un edificio de 5 pisos

Edificio de 6 pisos

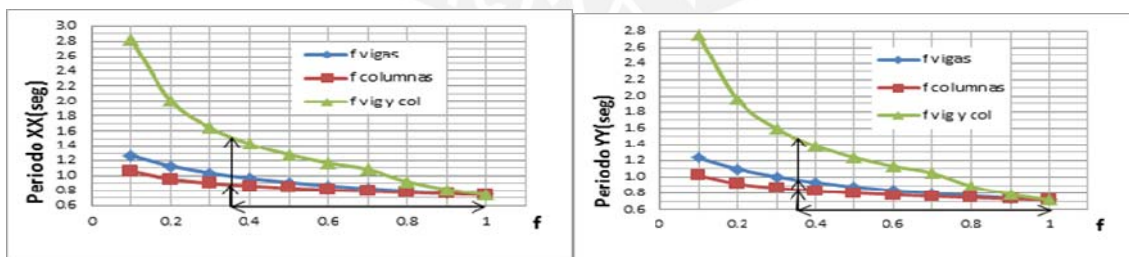


Figura A1.9. Influencia del agrietamiento en el periodo fundamental de un edificio de 6 pisos

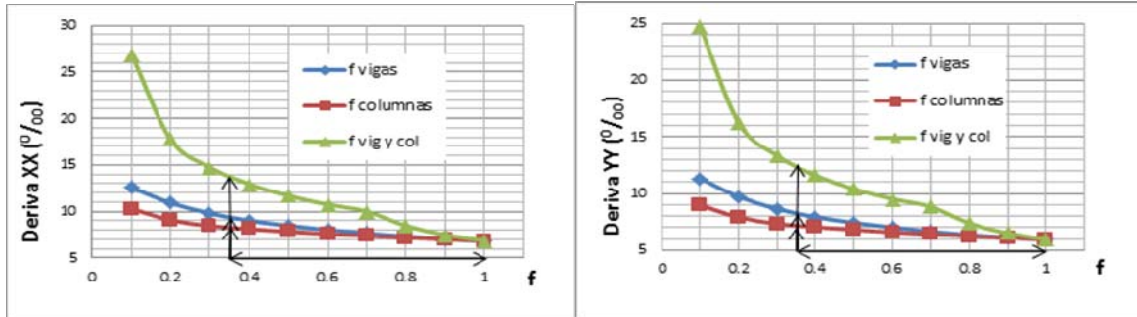


Figura A1.10. Influencia del agrietamiento en la deriva de un edificio de 6 pisos

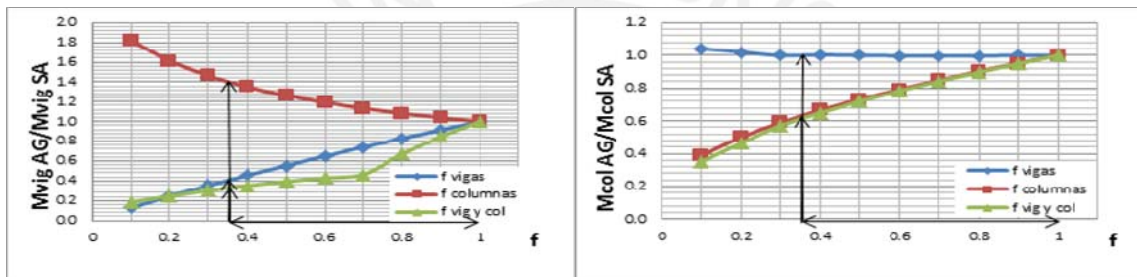


Figura A1.11. Influencia del agrietamiento en las fuerzas internas de un edificio de 6 pisos

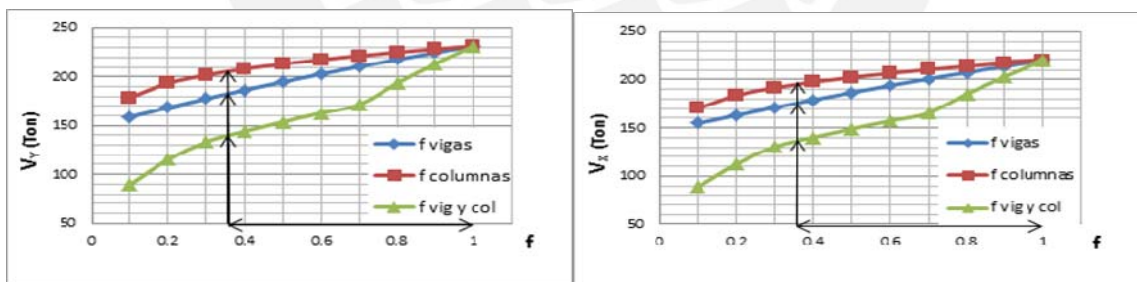


Figura A1.12. Influencia del agrietamiento en la cortante basal de un edificio de 6 pisos



ANEXO 2:

Influencia del Agrietamiento considerando los 30 casos en la
respuesta sísmica de edificaciones

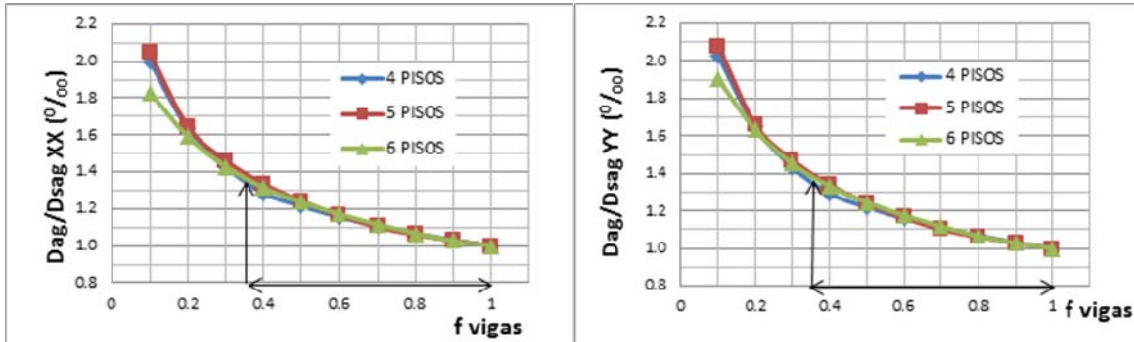


Figura A2.1. Influencia del agrietamiento de vigas en la deriva

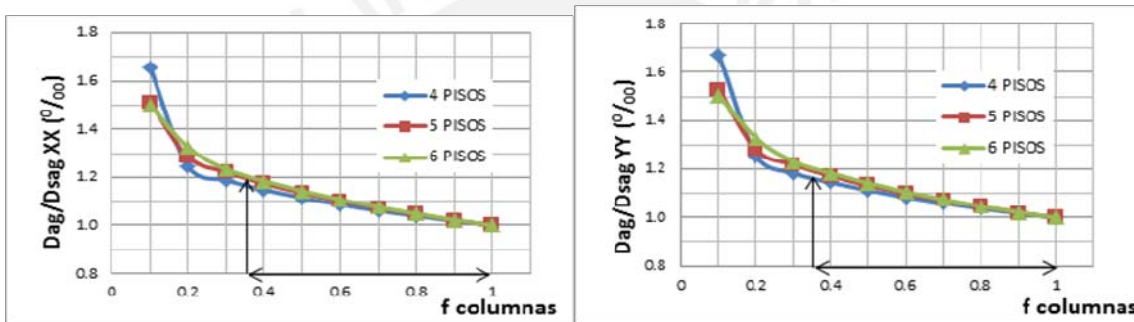


Figura A2.2. Influencia del agrietamiento de columnas en la deriva

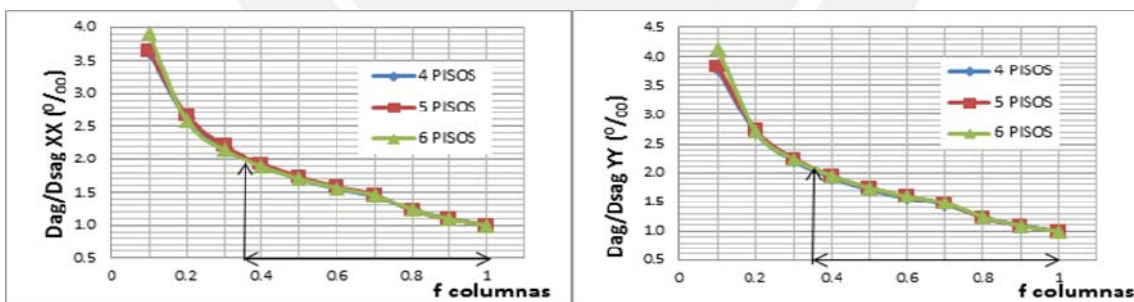


Figura A2.3. Influencia del agrietamiento de columnas y vigas en la deriva

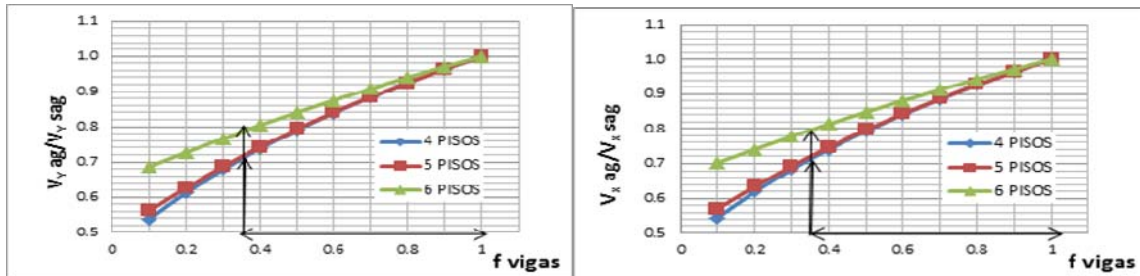


Figura A2.4. Influencia del agrietamiento de vigas en la cortante basal

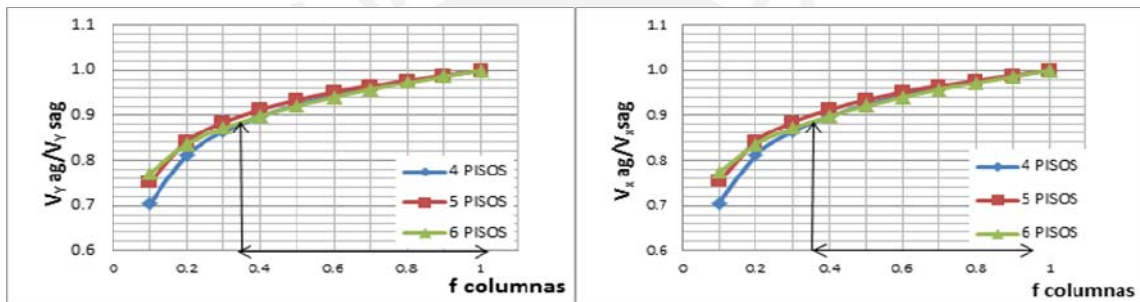


Figura A2.5. Influencia del agrietamiento de columnas en la cortante basal

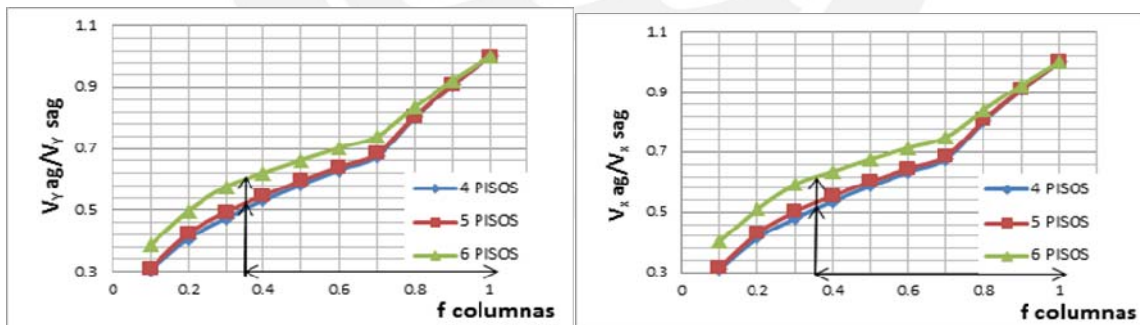


Figura A2.6. Influencia del agrietamiento de vigas y columnas en la cortante basal