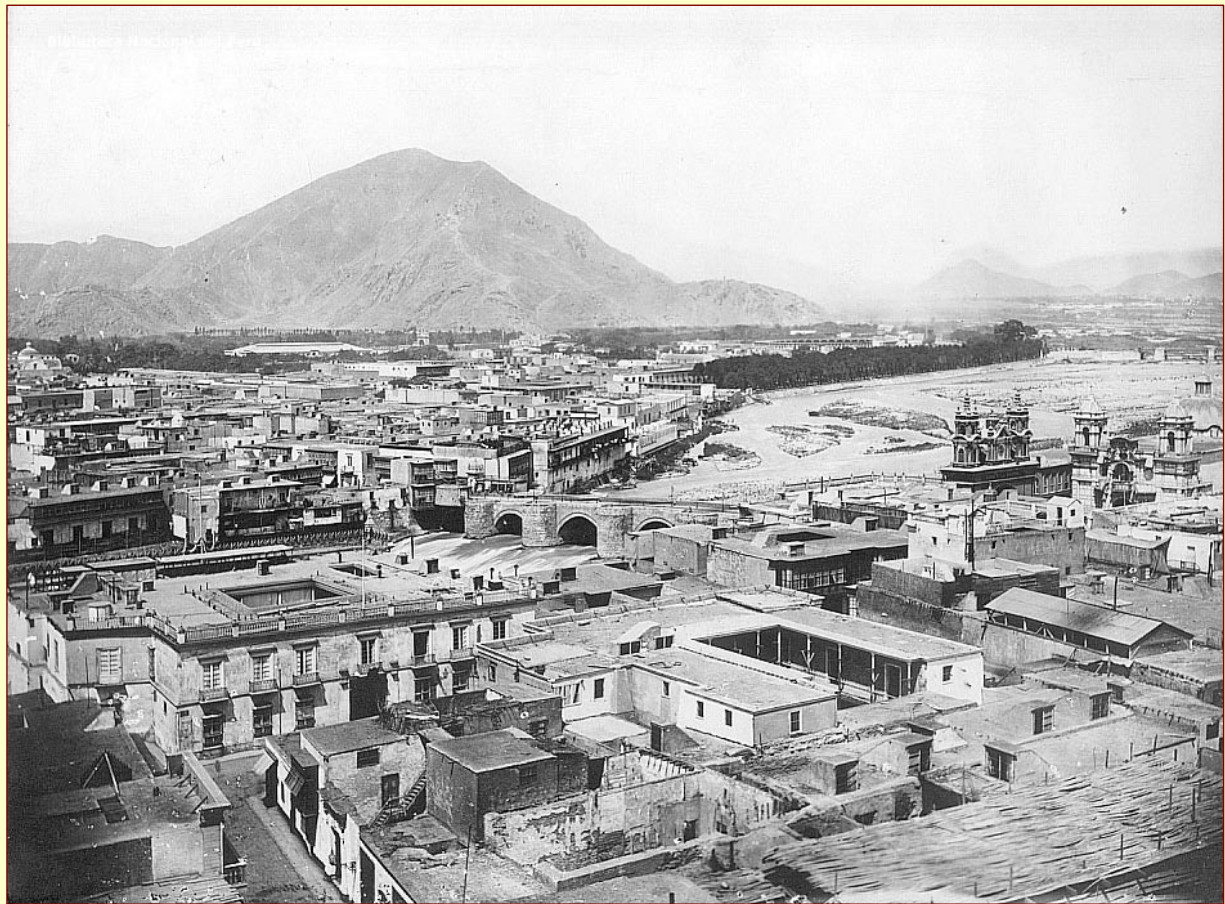


EVOLUCIÓN DEL DISEÑO EN CONCRETO ARMADO EN EL PERÚ

Ing. Antonio Blanco Blasco

**El uso del concreto armado se inicia en el Perú
entre 1910 y 1920.**

**No se conoce con precisión cual fue la primera
obra construida con columnas, vigas y losas de
concreto armado.**



En los inicios del siglo XX, todas las edificaciones se basaban en muros de adobe o ladrillo, con muros de quincha o ladrillo en el segundo nivel.

Los entrepisos y techos eran con viguetas de madera, excepto en el caso de bóvedas o cúpulas que podían ser de madera, ladrillo o piedra.





Con la llegada del cemento se inician obras en concreto y concreto armado, cambiándose la concepción del diseño arquitectónico y estructural.

Sin embargo, a pesar de estructurarse en base a pórticos (vigas y columnas) de concreto armado, no desaparecen los muros de albañilería, que eran gruesos ($e \geq 25$ cm). Estos siempre estaban presentes en los cerramientos laterales, fachadas y divisiones interiores.





Las primeras edificaciones se hacen con el concepto de pórticos principales en una sola dirección. En estos ejes se apoyaban losas macizas armadas en una dirección o aligerados con viguetas en una dirección.

No existía el criterio de colocar vigas en la dirección secundaria, ni peraltadas ni chatas, excepto casos especiales.

Los conocimientos sísmicos eran prácticamente inexistentes.



Entre 1920 y 1930 se da un gran desarrollo de la ciudad de Lima, con nuevas avenidas, plazas y edificaciones importantes.

Basta recordar que en esa década se construyen las edificaciones más importantes de la Plaza de Armas, la Plaza San Martín y las calles y avenidas del centro histórico.



El terremoto de 1940 en Lima, afecta en forma muy importante las edificaciones de adobe.

Las nuevas edificaciones de concreto no tienen mayores problemas, lo que hace que no se adviertan los defectos de estructuración de esa época. Muchas de estas edificaciones no se afectan gracias a la contribución de los muros de albañilería, que ayudan en proporcionar rigidez y resistencia.

La mayoría de los primeros diseños en concreto armado se hacen por compañías extranjeras.

Los libros de consulta eran europeos (alemanes, franceses, españoles, italianos).

Los códigos del ACI todavía no se usaban con frecuencia.



En las décadas de 1950 y 1960 se producen cambios importantes en la arquitectura peruana.

Se eliminan los muros de albañilería de las edificaciones.

Se hacen ventanas más amplias y mamparas de piso a techo.

Se comienzan a usar los tabiques de ladrillo, como elementos no estructurales que se construían después de haber vaciado y desencofrado los entrepisos y vigas.

Se hacen los primeros edificios de planta libre.



Estos cambios hacen que los pórticos se conviertan en los únicos elementos que proporcionan rigidez lateral y resistencia sísmica.

No se tenían muros de concreto armado, salvo casos especiales.

Se comienza a hacer costumbre usar muros en las cajas de ascensores y escaleras.

Sin embargo, en el análisis de fuerzas laterales no se toma en cuenta el aporte de estos muros, sino se confía todo en las columnas.

Se hacen edificios importantes de hasta 22 pisos, con pórticos de concreto armado y algunos muros.

Se estimaban los momentos debidos a sismo, en las columnas y vigas, considerando una fuerza lateral del orden del 5 al 10% del peso de la columna en un determinado nivel, aplicada a la mitad de la altura del entrepiso o se hacía un Cross con desplazamiento lateral.

En estas décadas, el diseño en concreto armado se hacía con cargas en servicio por el método elástico.

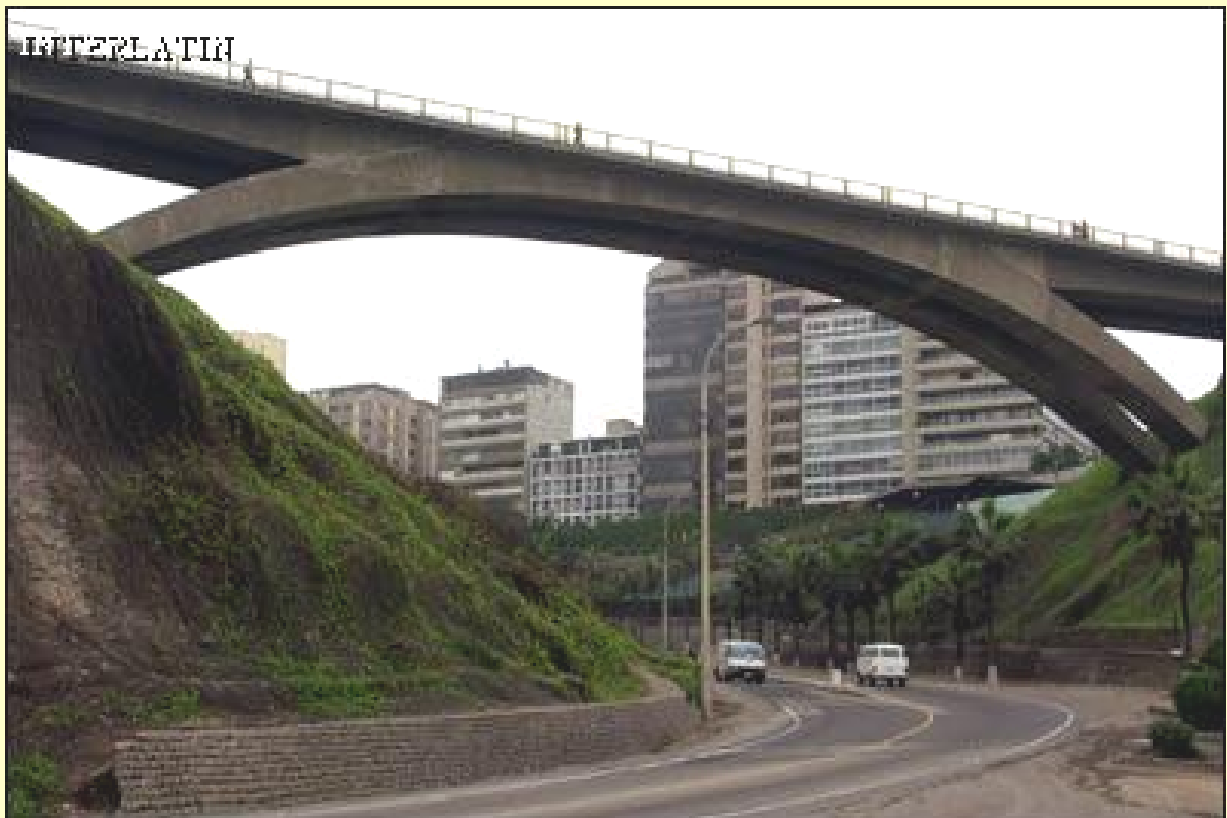
A la luz de los conocimientos actuales, podemos decir que los edificios construidos en las décadas de 1950, 1960 y probablemente 1970, son los más flexibles, pues ya no tienen el aporte de los muros gruesos de albañilería, no tienen gran rigidez lateral y generalmente tienen una dirección muy débil .

En esos años ya era común el uso del ACI, para hacer los diseños de los diferentes elementos de las edificaciones.

El código de 1963 fue muy divulgado en nuestro medio.

Se hacen construcciones importantes con nuevos sistemas constructivos, como las losas en dos direcciones, con casetones o waffles, con losas sin vigas, con viguetas pretensadas prefabricadas, con volados grandes, con vigas chatas de luces importantes, etc.

La ingeniería peruana estaba al día con los sistemas constructivos en concreto armado, pre o postensado e incluso prefabricado.



En los años 1966,1970 y 1974 se inicia la transformación de los criterios de estructuración, análisis y diseño de edificaciones en concreto en el Perú, debido a las enseñanzas de los tres terremotos de octubre, mayo y octubre de esos años, en los que se afectan gran cantidad de edificaciones de adobe, albañilería y concreto de Lima, Ancash, La Libertad, Ica y Junín.



En el año 1971, el ACI publica su nuevo código 318.

En esta edición se incluye por primera vez un capítulo de diseño sismorresistente.

Se pasa a diseñar todos los elementos de concreto armado por el método de resistencia o de cargas últimas. En el ACI de 1963 ya se incluía este método, pero como diseño alternativo.

En el ACI 318-71 se tienen nuevos procedimientos para el diseño de columnas en relación con los efectos de esbeltez. Ya no se reduce la carga axial, sino que se amplifican los momentos de diseño.

Aparece por primera vez un capítulo para diseño de elementos sometidos a torsión y cortante.

Aparecen por primera vez los métodos de diseño de losas en dos direcciones, denominados Método Directo y Método del Pórtico Equivalente.

En 1967 se desarrolla el proyecto de la primera Norma Sísmica Peruana.

En estos años se comienzan a analizar los muros de corte, por el método de Muto.

Comienzan a usarse las calculadoras y aparecen las primeras computadoras.

Se comienza a enseñar ingeniería antisísmica o sismorresistente, así como el análisis matricial de estructuras.

Se puede decir que en la década de 1970 se comienzan a usar los primeros programas de cómputo para el análisis de edificios.

Se usan las computadoras IBM con tarjetas perforadas, se hacen análisis estáticos y luegoseudodinámicos con pórticos planos.

Además, como los sismos nos enseñaron que muchas de las cosas que hacíamos no eran las mejores, comienza el gran cambio en la ingeniería estructural de edificaciones.

Los edificios que se hacen en los años 70 introducen muros de concreto y vigas peraltadas en las dos direcciones.

Se comienza a usar muros de concreto en los linderos laterales de las edificaciones.

Se desarrollan proyectos de albañilería considerando columnas y soleras como confinamiento de los muros. Las columnas en las viviendas y multifamiliares de 4 pisos aumentan en forma importante en relación a lo que antes se usaba.



Los criterios de estructuración cambian para buscar rigidez lateral en las dos direcciones de la planta.

Nos comenzamos a preocupar de la interacción con los tabiques de ladrillo.

Se trata de corregir el problema de columnas cortas, detallando la tabiquería en los planos de estructuras e intentando separarlos. Surgen las juntas con poliestireno expandido y las columnetas de refuerzo para la tabiquería.





Durante la ejecución de las obras, se constata que no es fácil lograr en todos los casos la separación de los tabiques, pues la colocación de insertos en vigas (tubos) para luego introducir un fierro de las columnetas (que permita un cierto juego, para no tener a la columneta en voladizo, sino con un cierto soporte lateral), resulta ser un lindo detalle para un plano, pero una complicación seria para la obra.

En otros casos, juntas rellenas con poliestireno expandido (tecnopor), que teóricamente aseguraban una independencia, eran rellenas luego para que no sean visibles.

Estos inconvenientes hicieron que muchos diseñadores cambien la solución, descartando la separación de tabiques y buscando tener mayor rigidez en la estructura, introduciendo más muros o placas.

Van cambiando las costumbres de análisis y diseño, interesando cada vez más, no solo el cálculo de esfuerzos (momentos, cortantes y axiales) sino el nivel de las deformaciones laterales.

Por otro lado ya no solamente interesa obtener una determinada resistencia por flexión o cortante sino que se va introduciendo el concepto de ductilidad.

En 1976 se publica en nuestro país la Norma de Diseño Sismorresistente, que ha regido hasta hace pocos años (1997) y que constituye la primera Norma oficialmente publicada por el ministerio de Vivienda y Construcción.

Desde 1977 hasta 1997, todas las edificaciones peruanas teóricamente han sido diseñadas con las exigencias de esta Norma.

Para el diseño en concreto armado se usaba la Norma Peruana de 1970 o el ACI de 1971, luego los de los años 1977, 1983, o 1990.

Sin embargo, los cambios importantes se dieron en el ACI 1971.

En 1989 se publica la Norma de diseño en Concreto Armado E060, que rige hasta nuestros días.

Es una Norma con mucho de ACI, pero con variantes , que a mi criterio son necesarios, pues muchas de las disposiciones del código ACI resultan innecesarias para las edificaciones peruanas.

En 1996 se produce el sismo de Nazca . Se observan daños en edificaciones escolares nuevas, que tenían solamente pórticos en una dirección, con el agravante de tener tabiques de diferente altura. Se vuelve a presentar el efecto de columna corta, a pesar de haberse independizado los parapetos o tabiques de albañilería.

El problema de fondo era que nuestra Norma sísmica de 1977, subestimaba los desplazamientos laterales. Las juntas de una o dos pulgadas resultaron insuficientes para separar realmente los parapetos y la estructura.



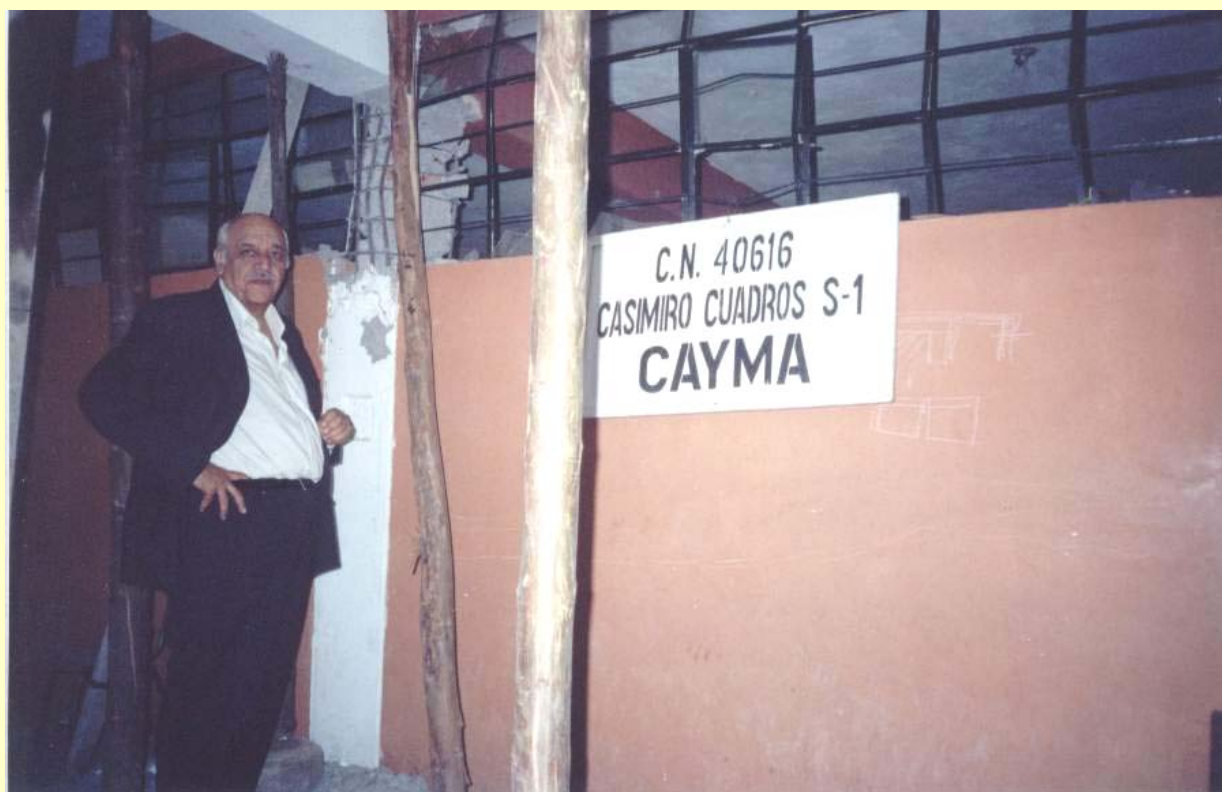
En 1997 se publica una nueva Norma de diseño sismorresistente, donde el cambio fundamental es que ,en los análisis sísmicos de las edificaciones, con los nuevos parámetros, se obtienen desplazamientos laterales del orden de 2.5 veces los que se obtenían con la Norma de 1977.

El nivel de las fuerzas se mantiene prácticamente igual, salvo en algunas edificaciones importantes para las cuales se varía el factor de uso o importancia. Se cambian los coeficientes U, S, C, Z y R, de tal manera que los niveles de fuerza se mantienen, pero que los desplazamientos resultan 2.5 veces mayores.

Los ingenieros estructurales se ven obligados a rigidizar más las estructuras. Se usa mayor cantidad de muros de corte (placas), manteniéndose los mismos procedimientos para el diseño en concreto, pues la Norma del 1989 sigue vigente. Es un cambio de estructuración, mas no de diseño.

En el año 2001 se produce el sismo de Moquegua, Arequipa y Tacna, donde edificaciones escolares, similares a las anteriores, pero con mayor rigidez lateral funcionan adecuadamente.

Se repiten los mismos defectos ya conocidos en otras edificaciones calculadas antes de la Norma de 1997.



En el año 2003 se hacen ajustes en la Norma de Diseño Sismorresistente y se decide trabajar con valores de fuerza 1.25 mayores, introduciendo el concepto de “sismo de rotura”.

Para efectos del diseño en concreto armado ya no es necesario amplificar por 1.25 para las combinaciones de carga donde interviene las fuerzas de sismo, pues las fuerzas ya vienen amplificadas.

Se comienza a trabajar una nueva Norma de diseño en concreto armado, pues los códigos ACI se siguen actualizando, teniéndose publicaciones en 1999, 2002 y 2005.

En el comité convocado por Sencico para actualizar nuestra Norma de concreto, surgen dos tendencias: una que busca convertir al ACI en nuestro código y otra que busca tener una Norma propia, con muchas de las disposiciones del ACI, pero con algunas variantes.

Se concluye que sí debemos tener una Norma propia, que siga el mismo orden de capítulos del ACI, pero que no necesariamente contenga todas las disposiciones de éste.

Esta Norma todavía está en desarrollo, pero ya se tienen varios capítulos aprobados y listos.

Dentro de los cambios que podemos resaltar, están los coeficientes de amplificación de cargas, para el diseño por resistencia, que han quedado definidos en:

1.4 para carga muerta y 1.7 para carga viva (en lugar de 1.5 y 1.8). El último ACI disminuye estos factores a 1.2 y 1.6, pero por otro lado cambia los factores Φ , de reducción de resistencia.

Por otro lado el control de calidad del concreto en nuestras obras no es que puede haber en USA.

En la Norma Peruana actual, usamos:
 $\Phi=0.7$ y 0.75 para compresión y flexocompresión,
 $\Phi=0.85$ para cortante y torsión,
 $\Phi=0.9$ para flexión y tracción.

En el ACI-2005, se considera $\Phi=0.65$ para secciones controladas por compresión ($\epsilon_{st}<0.002$) y $\Phi=0.9$ para secciones controladas por tracción ($\epsilon_{st}>0.005$).

Para secciones en la transición entre ambos límites, se interpola linealmente entre los valores señalados.

Otro de los cambios de la nueva Norma será lo relativo a las longitudes de anclaje y empalmes traslapados. Estos varían, creciendo los valores que actualmente usamos. Sin embargo las longitudes de anclaje con gancho se mantienen inalterables, al igual que lo que indica el ACI 318 2005.

A partir del año 2000 se inicia un programa de construcciones de vivienda multifamiliar con préstamos hipotecarios atractivos (MIVIVIENDA). Este ha permitido que la construcción se haya reactivado y actualmente hemos cumplido 6 años de crecimiento continuo.

Muchas de estas construcciones han sido hechas con el sistema de muros portantes, pero de concreto armado. Se consideran muros en las dos direcciones, no hay columnas ni vigas, salvo excepciones y por tanto se reducen los espesores de las paredes, en relación a lo que estábamos acostumbrados.

Para edificios de aproximadamente 5 a 7 pisos, se han usado muros de solamente 10cm, teniéndose otros con espesores mayores. Para edificios de 5 o 6 pisos se han hecho edificios con todos los muros de 10cm.

Estos muros no pueden ser tratados como muros convencionales de concreto, pues en ellos no es posible considerar estribos para confinar sus núcleos extremos.

Como el sistema fue ampliándose a más pisos y se comenzaron a usar losas de transferencia, fue necesario hacer un código especial para su análisis y diseño.

Es así como se publican en diciembre de 2004, disposiciones complementarias para la Norma de Diseño Sismorresistente y para la Norma de Concreto Armado, para el análisis y diseño de edificios con muros de ductilidad limitada.

Estas normas han permitido ordenar el diseño de este tipo de edificios, controlando la seguridad de los mismos.

Conclusiones:

El diseño en Concreto Armado en los últimos 40 años varió del método de cargas en servicio al método de cargas amplificadas o de resistencia última.

Se dio énfasis al diseño sismorresistente, para lo cual se introdujeron exigencias que permiten controlar las fallas frágiles, buscando las dúctiles.

Se busca una falla por flexión frente a una por corte y se busca, dentro de la falla por flexión, que sea por el lado del acero en tracción.

Se reconoce que el concreto no es un material con niveles altos de ductilidad y que su falla en compresión es frágil. Se reconoce que para mejorar su comportamiento último debe estar confinado por estribos o espirales con poco espaciamiento, por lo menos en las zonas de máximos esfuerzos.

Se busca que siempre haya estribos, aún cuando los esfuerzos de corte sean pequeños, buscando tener al concreto confinado.

Se busca combinar pórticos de columnas y vigas, con muros de corte (placas) en las 2 direcciones de la planta, para lograr rigidez lateral y controlar el nivel de desplazamientos relativos entre piso y piso.

Se limita el desplazamiento máximo relativo de entrepiso, pues se reconoce que de esta manera se disminuyen los daños en los elementos estructurales y no estructurales de las edificaciones.