



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CENTRO PERUANO JAPONES DE
INVESTIGACIONES SISMICAS Y
MITIGACION DE DESASTRES



(Texto de la Conferencia presentada en el Seminario Internacional de Planeam
amiento, Diseño, Reparación y Administración de Hospitales en Zonas Sísm
icas
Realizado en Lima - Perú, del 20 de Agosto al 9 de Setiembre de 1989)

" CONCRETO ARMADO EN ZONAS SISMICAS "

Ing. José Grases

Profesor, Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela

INTRODUCCION Y ANTECEDENTES

El diseño sismorresistente requiere la toma de decisiones en áreas del con
ocimiento que aún son de dominio incompleto: las acciones sísmicas prev
isibles y la respuesta estructural no lineal bajo movimientos intensos del
terreno. En una u otra forma, éstas decisiones condicionan el resultado
final de edificaciones proyectadas en zonas sísmicas, ignorándose habitualm
ente las incertidumbres asociadas a tales conocimientos incompletos. Por
otra parte, las previsiones de diseño contra futuras solicitaciones debid
as a sismos son respaldadas y justificadas en las memorias de cálculo por
la normativa vigente, aceptando tácitamente que tal normativa contiene
predicciones confiables para las edificaciones cubiertas en su ámbito aplicac
ción, que garantizan la seguridad frente a solicitaciones de tipo sísmico.

Aún cuando hay aspectos mal conocidos y otros que no se han incorporado a las normas vigentes, las estrategias de análisis y diseño han sufrido modificaciones sustanciales y las normativas se han ido adaptando a la luz de lecciones aprendidas en terremotos que han afectado centros urbanos, con lo cual hoy en día se logran diseños más confiables. ..

Para limitar las consecuencias desfavorables de sismos intensos, es preciso respetar un conjunto de recomendaciones cuya finalidad es la de conferir al sistema resistente a sismos la cualidad de mantener una elevada capacidad para absorber y disipar energía, sin pérdua apreciable de la resistencia de sus elementos portantes, redistribuyendo las sollicitaciones debidas al efecto conjunto del sismo y la gravedad terrestre. Las recomendaciones que conducen a éste comportamiento dúctil en estructuras de concreto armado, se presentan aquí. (Diapositiva 1)

La experiencia adquirida en sismos intensos que han afectado edificaciones de concreto armado, así como ensayos de laboratorio, ha puesto de manifiesto que con este material, bien diseñado y ejecutado, se pueden construir obras capaces de resistir movimientos sísmicos intensos. El edficio de la Figura constituido por muros estructurales de concreto armado, sobrevivió sin ningún tipo de daño el terremoto de Caracas de 1967 y está ubicado en un área donde se derrumbaron 4 edificios y los daños fueron generalizados. (Diapositiva 2)

Para la mayoría de las edificaciones ordinarias de concreto armado, el criterio dominante es el de prevenir la inestabilidad (ruina ó colapso) como consecuencia del sismo más severo que pueda esperarse durante la vida útil de la edificación. Esta estrategia encaminada a la protección de vidas, está asociada a lograr que el sistema resistente a sismos posea suficiente resistencia, y capacidad de absorción y disipación de energía. Otros criterios de resistencia y rigidez, permiten controlar daños como consecuencia de eventos sísmicos moderados, aún cuando sean más frecuentes.

Particularidades de las Acciones Sísmicas

Por sus características, esta amenaza de la naturaleza exige un enfoque singular cuando se trata de mitigar sus efectos en las construcciones da

do lo infrecuente de los eventos más intensos; la solución del proyecto tiende a ser óptima desde un punto de vista económico sí, en los criterios de diseño contra tales eventos de extrema severidad, se aceptan daños importantes en las construcciones, incluso daños estructurales, en lugar de pretender evitarlos totalmente a base de soluciones más robustas y costosas.

De aquí que, en general, no resulta económico diseñar estructuras que respondan elásticamente bajo las acciones sísmicas más severas previsibles. Las fuerzas laterales F_i de diseño establecidas en los códigos para simular la acción sísmica, son menores que las correspondientes a la respuesta elástica de la estructura sometida a sismos de una intensidad comparable a la que se considera en dichos códigos (Figura 1)

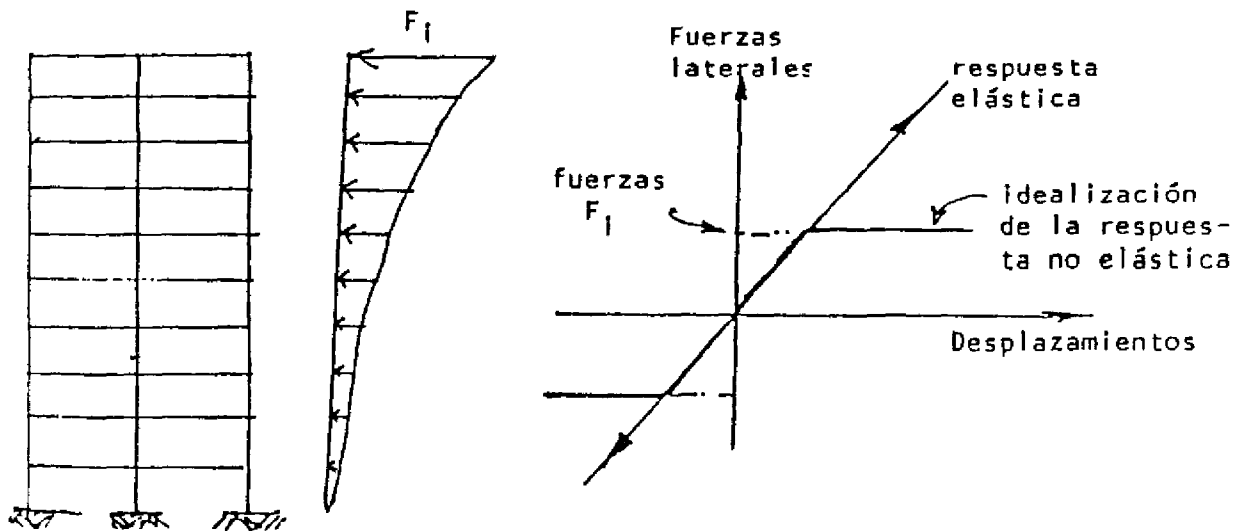


Figura 1 Fuerzas Laterales para simular la Acción Sísmica

No obstante, la experiencia revela que estructuras diseñadas con tales acciones puede sobrevivir sismos intensos. Esto es esencialmente atribuido a la capacidad que poseen las edificaciones bien diseñadas de absorber y disipar energía de deformación, así como a efectos debidos a la reducción de rigidez, interacción suelo-estructura y posible sobre-resistencia.

De lo anterior es evidente que en la concepción y diseño del sistema resistente a sismos con las acciones sísmicas estipuladas en las normas, de

be garantizarse una capacidad de absorción y disipación de energía en sus miembros y uniones, consistente con aquellas. Esto implica que las regiones críticas posean la ductilidad suficiente para sobrevivir varios siglos de deformaciones inelásticas alternantes sin pérdida apreciable de la capacidad portante. Por tanto, es preciso evitar toda forma de falla frágil y garantizar una capacidad adecuada de absorber y disipar energía por cedencia a la flexión, capacidad esta que se puede expresar en términos de la tenacidad de los miembros del sistema resistente a sismos. En la Figura 2.2 se ilustran esquemáticamente las diferencias del comportamiento, características de miembros: insuficientemente reforzados para resistir las tensiones debidas a la flexión alternante (Figura 2 - a) y las que presentan un comportamiento estable (Figura 2 - b).

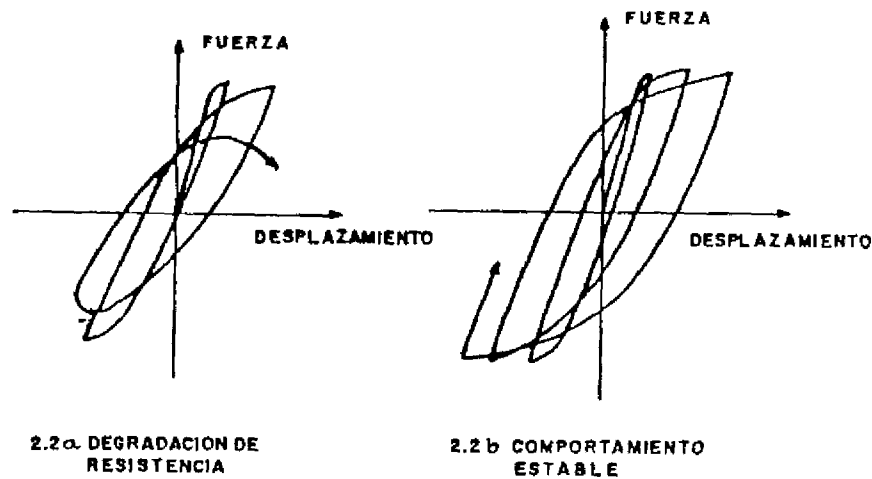


Figura 2 Diagramas de Restitución Característicos

En el caso particular de las estructuras de concreto armado, lo antes dicho se traduce en un detallado cuidadoso de las armaduras de refuerzo, las cuales, además de suministrar resistencia a la flexión a la compresión, y al corte en miembros y uniones, deben confinar adecuadamente al concreto y evitar el pandeo prematuro de las barras sometidas a deformaciones de compresión en las secciones más solicitadas por la acción sísmica (Figura 3). Por éstas razones, con frecuencia se acostuma que el diseño sismo-resistente requiere un cuidadoso equilibrio entre ciencia y arte de armar.

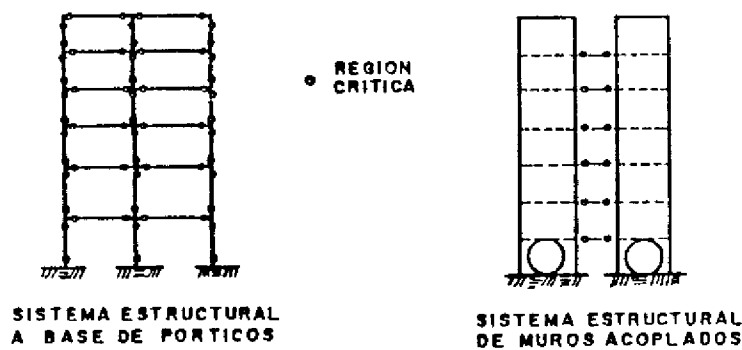


Figura 3 Regiones Críticas en Sistemas Estructurales de Concreto Armado

Causas de Daños Frecuentes.-

Del análisis e interpretación de los efectos de sismos intensos se han extraído numerosas lecciones. Como causas de un desempeño inadecuado de edificaciones sacudidas por sismos intensos, es frecuente encontrar las siguientes:

- i) la separación inadecuada entre edificaciones de varios niveles a conducido a interacciones desfavorables;
- ii) irregularidades en la distribución de rigideces, de masa y /ó resistencias; (Diapositiva 3)
- iii) la interacción de elementos no estructurales; esta ha dado lugar a situaciones como la descrita en i.
- iv) ausencia de diafragmas horizontales, esenciales para lograr la distribución de las fuerzas inerciales entre los diferentes elementos del sistema resistente a sismos; (Diapositiva 4)
- v) en el caso de las edificaciones de concreto armado, se presentan con frecuencia las deficiencias siguientes en los detalles de la armadura de refuerzo:
 - * escasez de refuerzo transversal en regiones críticas (zonas de rotulación ó zonas de empalme de barras), dando lugar al pandeo prematuro del refuerzo longitudinal ó pérdida de continuidad del elemento portante; los daños en columnas son más frecuentes ; (Diapositiva 5)
 - * incapacidad de resistir el corte asociado a la cedencia por flexión;

ésta situación es típica en las denominadas columnas cortas;
(Diapositivas 6 y 7)

- * empalmes en zonas inadecuadas;
- * longitudes de anclaje insuficientes;
- * las debilidades en las zonas de unión o en los elementos que vinculan partes de la estructura, son puestas en evidencia durante la respuesta de la edificación; (Diapositiva 8)

vi) defectos de construcción y uso de materiales inadecuados, bien sea concreto de mala calidad, ó aceros de poca ductilidad.

Apartando las fallas por sobre-esfuerzo debidas a una estructuración inadecuada (torsión excesiva, columnas cortas, pisos blandos, discontinuidades de masa y rigidez), en elementos de concreto armado pertenecientes a edificaciones bien proporcionadas sin evidencias de irregularidades, han ocurrido daños por alguna de las razones siguientes:

- * las solicitaciones reales excedieron las de diseño ; (Diapositiva 9)
- * excesivos esfuerzos de compresión en columnas, ó elevados esfuerzos de flexo-tracción como consecuencia de una esbeltez excesiva; (Diap.10)
- * armado insuficiente de vigas; (Diapositivas 11 y 12)
- * armado insuficiente de muros. (Diapositiva 13)

Sistemas Estructurales de Concreto Armado

En las normas suelen distinguirse cuatro tipologías estructurales de concreto armado, en función de los elementos del sistema resistente a sismos. Estas son las siguientes: (Diapositiva 14)

Tipo I

Estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante deformaciones debidas esencialmente a la flexión de sus miembros estructurales, tales como los sistemas estructurales constituidos principalmente por pórticos. (Diapositiva 15)

Tipo II

Estructuras constituídas por pórticos y muros estructurales de concreto armado o pórticos diagonalizados, cuya acción conjunta sea capaz de resistir la totalidad de las fuerzas sísmicas. Los pórticos por si solos deben estar en capacidad de resistir por lo menos el 25% de esas fuerzas.

Tipo III

Estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante pórticos diagonalizados o muros estructurales de concreto armado, que soportan la totalidad de las cargas permanentes y variables. Los últimos son los sistemas comúnmente denominados apantallados o de muros estructurales. Se consideran igualmente dentro de este grupo las estructurales Tipo II, cuyos pórticos no sean capaces de resistir por si solos el 25% de las fuerzas sísmicas totales, pero sí contribuyan a resistir las cargas gravitacionales.

Tipo IV

Estructuras sustentadas por una sola columna. Estructuras que no posean diafragmas con la rigidez y resistencia necesaria para distribuir eficazmente las fuerzas sísmicas entre los diversos miembros verticales. (Diapositiva 16)

Todos los tipos de estructuras, con excepción del Tipo IV, deberán poseer suficientes diafragmas para distribuir eficazmente las acciones sísmicas entre los diferentes miembros del sistema resistente a sismos.

Sobrecargas y Factores de Carga

Gravedad

Los efectos de la gravedad terrestre son los del peso propio (CM) y las sobrecargas de servicio (CV). Por ejemplo, algunas cargas máximas de servicio para instalaciones hospitalarias, según normas de diferentes países, se dan en la Tabla I

Parte de la instalación	Cargas Máximas de Servicio para Hospitales		
	Venezuela 1983	México * 1986	USA (UBC) 1970
Habitaciones	175	170	193
Laboratorios y salas de operación	300	250	---
Depósitos de cadáveres	600	---	---
Corredores	300	---	---

* pueden sufrir reducciones para áreas en exceso de 36 m^2

Tabla 1 Sobrecargas de servicio para instalaciones hospitalarias

Factores de Carga

Los factores de carga tienen por finalidad lograr una seguridad adecuada contra posibles excedencias de las sobrecargas estipuladas; igualmente persiguen satisfacer los estados límites de servicio y últimos. De este modo la carga última U (resistencia requerida) es calculada mayorando los correspondientes efectos.

Así, las dos siguientes superposiciones de efectos son comunes en el diseño de edificaciones de concreto armado.

$$U = 1,4 \text{ CM} + 1,7 \text{ CV (gravedad)}$$

$$U = 0,75 (1,4 \text{ CM} + 1,7 \text{ CV}) + S \quad (\text{gravedad} + \text{sismo})$$

A nivel de diseño de miembros, los factores de carga no sufren variaciones con las consecuencias de la eventual falla. Por ejemplo, los factores de carga para un hospital y un edificio industrial son iguales; esto es debido a que en la selección de las sobrecargas de servicio ya se tomó en cuenta la gravedad del eventual mal funcionamiento. En el caso

de los sismos, las normas que establecen las fuerzas para simular sus efectos dinámicos -- y por tanto para calcular S -- establecen en forma explícita tal factor de importancia (Tabla 2)

Utilización de la edificación	Factor de importancia de la acción sísmica		
	Venezuela	México	USA (UBC 1976)
Vivienda, oficina o comercio	1,00	1,00	1,00
Hospitales	1,25	1,50	1,50
Estación de bomberos	1,25	1,50	1,50
Represa de gran altura	La determinación de los movimientos del terreno requiere estudios especiales, el factor varía entre 1,40 y 2,0 aproximadamente.		
Centrales nucleares			

Tabla 2 Factores de importancia según diferentes normas

Resistencia y Ductilidad

Resistencia de Diseño

La resistencia de diseño de una sección de concreto armado es igual a la resistencia, afectada por un factor de reducción φ , típicamente igual a 0,90 para flexión (flexotracción ó tracción), e igual a 0,75 para flexocompresión (ó compresión axial) para columnas zunchadas y 0,70 si no son zunchadas. La reducción de resistencia en los elementos sometidos a flexión es menor ya que estos elementos están diseñados para fallar de un modo dúctil, por cedencia del acero a tracción. Las columnas están sujetas a reducciones mayores puesto que su falla puede ser frágil y, eventualmente, comprometer la seguridad de la estructura.

En forma simplificada, el factor de seguridad global se puede estimar dividiendo la carga última (resistencia requerida), entre la de diseño (ca

pacidad resistente minorada}. Por ejemplo, bajo la acción de la gravedad terrestre; el cociente:

$$F = \frac{(1,4 \text{ CM} + 1,7 \text{ CV}) / \psi}{\text{CM} + \text{CV}}$$

depende de la proporción $\psi = \text{CV} / \text{CM}$.

Para el caso de flexión ($\psi = 0,90$), $\psi = 0$ dá $F = 1,55$ y $\psi = 4$ dá $F = 1,82$; si se trata de compresión ($\psi = 0,70$), $\psi = 0$ dá $F = 1,99$ y $\psi = 4$ dá $F = 2,34$.

Un cálculo similar para las combinaciones que incorporan el efecto sísmico, el cual no es mayorado, conduce a valores de F cercanos a $1/\psi$; tanto más cercanos cuanto más importante sea la relación $S/(\text{CM} + \text{CV})$. Este resultado es congruente con los criterios empleados para seleccionar las acciones sísmicas de diseño.

Ductilidad

En la Figura 4 se ilustran diagramas carga - desplazamiento típicos de miembros de concreto armado, bajo deformación monotónicamente creciente: dúctil y frágil.

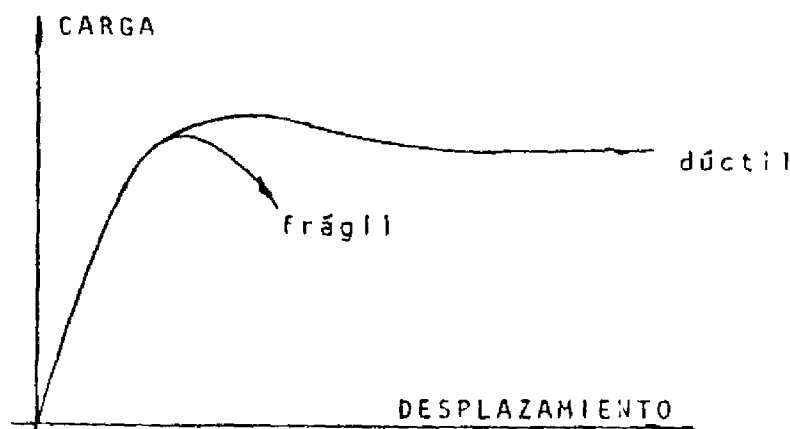


Figura 4 Cualitativas entre Conducta Dúctil y Frágil

Para historias de desplazamientos con alternancias, Figura 5 a (cambios de signo en el desplazamiento), propias de la acción sísmica, una conducta dúctil implica estabilidad en los lazos de histerésis (Figura 5 b) a diferencia de una conducta frágil, generalmente asociada a pérdida de rigidez, de resistencia y, de una manera más general, de la capacidad de absorber y disipar energía (Figura 5 c)

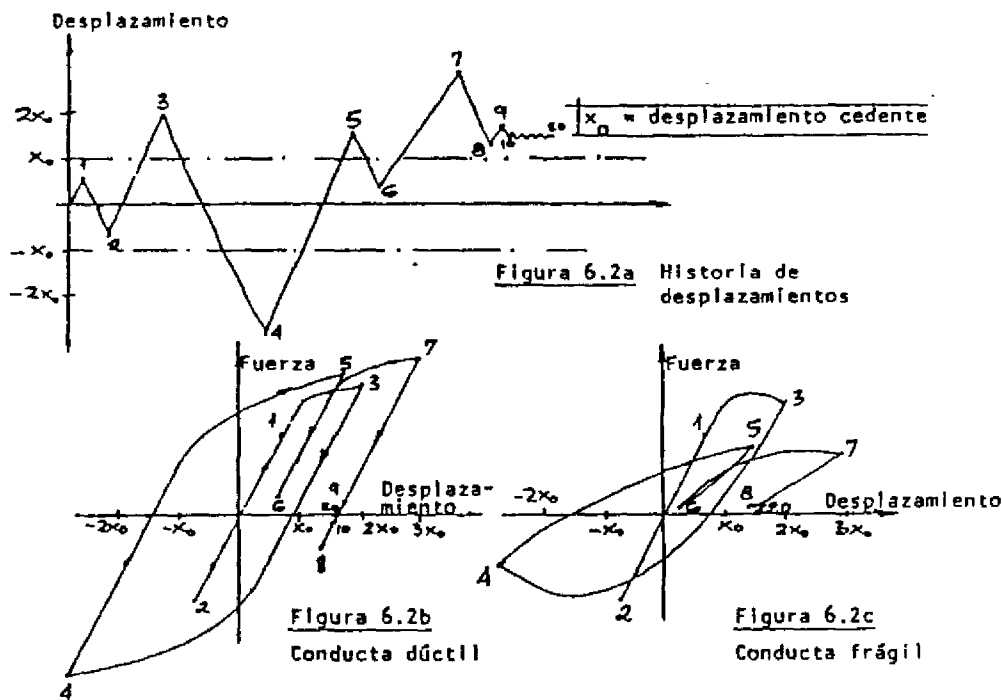


Figura 5 Historia de desplazamientos alternantes, y diferencias entre conducta dúctil y frágil

Cuando se consideran acciones de tipo sísmico, es muy importante asegurar la conducta dúctil. Esto quiere decir que el sistema portante no sufra reducciones apreciables en su resistencia una vez excedida la deformación cedente, lo cual permite eventuales redistribuciones de solicitaciones, diferentes a la que corresponde a la respuesta elástica. La manera de lograr tal conducta dúctil en miembros de concreto armado, es cuidando el diseño y ejecución de las armaduras de refuerzo (véase la sección sobre requerimientos de diseño y ejecución).

Principios generales del Diseño Dúctil

Tal como se ha anotado, la experiencia demuestra que las estructuras

de concreto armado puede resistir exitosamente movimientos sísmicos intensos; esto es así, siempre y cuando se satisfagan ciertas condiciones que permitan absorber y disipar energía de deformación, las cuales constituyen los requisitos de las normas vigentes. De igual modo, los armados inadecuados han sido el origen del comportamiento catastrófico de edificaciones afectadas por movimientos sísmicos. La manera de cubrir las incertidumbres propias de los posibles movimientos futuros del terreno y de la respuesta dinámica de las edificaciones en el dominio de las deformaciones inelásticas, es un armado eficiente que confiera a la edificación suficiente resistencia y capacidad de absorción y disipación de energía. El sistema resistente a sismos se debe comportar de un modo controlado; es decir, requiere identificar los mecanismos potenciales de ruina y verificar que los componentes críticos de la edificación no fallen de un modo frágil. Para ello se debe tener presente un conjunto de principios generales del diseño dúctil; en particular, verificar que las zonas de disipación de energía se sitúen en elementos que no comprometan en forma prematura la estabilidad del conjunto bajo las acciones gravitacionales.

Estos principios se agrupan aquí en los cuatro que siguen:

i) Concepción del sistema resistente a sismos (estructura)

- * Evitar configuraciones irregulares. La mejor estrategia es aquella que evita problemas cuya solución no es bien comprendida; (Diapositivas 17 y 18)
- * Disponer el mayor número posible de líneas de resistencia. Preferiblemente, la configuración final debe estar compuesta de varios sistemas estructurales unidos entre sí por elementos que actúan como vínculos disipadores de energía;
- * Suministrar rigidez y resistencia a los elementos portantes en forma tal que se asegure el aprovechamiento global de la resistencia y capacidad de absorción de energía de la estructura en conjunto; se minimiza así la probabilidad de formación de mecanismos prematuros; (Diapositiva 19)
- * Controlar las demandas globales y locales de ductilidad, reduciendo en lo posible la respuesta; idealmente habría que disponer sistemas de aislación, lo cual aún no puede considerarse de aplicación práctica

tica. Las configuraciones regulares tienden a limitar las demandas locales, para lo cual es preciso:

- * que el edificio sea preferiblemente liviano;
- * limitar los efectos de torsión
- * en sitios donde las características del subsuelo puedan dar lugar a excitaciones casi armónicas con ordenadas espectrales pronunciadas, alejar el período fundamental de la estructura de la zona de resistencia.

ii) Resistencia y armado

- * La resistencia y rigidez a diferentes alturas del sistema resistente a sismos debe ser lo más uniforme, sin discontinuidades. Lo mismo es deseable para la distribución de masas; (Diapositiva 20)
- * Permitir la formación de regiones que alcancen deformaciones inelásticas (post-elásticas), debidamente localizadas, y construirlas de forma tal que estén en capacidad de disipar energía sin pérdida apreciable de resistencia;
- * Asegurar que en las regiones críticas se desarrollen rótulas de longitud suficiente para que las demandas de ductilidad de curvaturas no sean excesivas. Para ello, en concreto armado se requiere:
 - * concretos de suficiente resistencia ($> 200 \text{ Kg/cm}^2$);
 - * aceros que garanticen un endurecimiento no menor de un 25% (es decir, rotura/cedencia por lo menos igual a 1,25);
 - * limitar los porcentajes de esfuerzo longitudinal;
 - * confinar las secciones de concreto armado, de modo tal que con el refuerzo transversal se evite el pandeo prematuro de las armaduras longitudinales sometidas a deformaciones de compresión.
- * Garantizar ciclos histeréticos estables hasta los niveles de deformación previsibles. En concreto armado se requiere:
 - * un confinamiento adecuado de las armaduras de refuerzo que deban soportar deformaciones de compresión.
 - * disponer longitudes suficientes de anclaje de las armaduras lon-

gitudinales a fin de evitar la degradación de resistencia como secuencia de acciones alternantes.

- * Evitar efectos $P-\Delta$ excesivos, pues reducen parte de la resistencia lateral. Con este fin es necesario:
 - * limitar la desplazabilidad;
 - * evitar el "ablandamiento" excesivo por deformaciones inelásticas en las conexiones como consecuencia de la pérdida local de adherencia;
 - * limitar grandes masas en la parte superior de la edificación.

iii) Elementos no estructurales

- * Evaluar la posible interacción entre los elementos del sistema resistente a sismos y los elementos no estructurales; eventualmente incorporar la capacidad portante de estos a la de la estructura, verificando la estabilidad de los estados límites últimos.
(Diapositivas 21 y 22)

iv) Fundaciones

- * Que la resistencia del suelo y del sistema de fundaciones sea compatible con la de la superestructura y las acciones que esta pueda transmitir a las primeras.

Algunos de estos principios generales, esencialmente válidos cualquiera sea el material, aparecen ocasionalmente bajo el nombre de "diseño conceptual" y a ellos se recomienda asignar tanta importancia como el cálculo de las solicitaciones sísmicas. De igual manera debe tenerse presente que una inspección inteligente es tan importante como un buen proyecto.

Requerimientos de Diseño y Ejecución

Las normas para el diseño de elementos de concreto armado en zonas sísmicas, además de suministrar la resistencia y rigidez necesaria para soportar las solicitaciones máximas previsibles, tienen como objetivo evitar

la falla prematura generalmente de tipo frágil. Ello requiere criterios de diseño y el respeto a disposiciones constructivas adicionales a las que son de uso común en el diseño para soportar acciones gravitacionales:

Factores de Minoración de Resistencias

Es sabido que los factores ϕ de minoración establecidos en el diseño de miembros de concreto armado, tienen por finalidad compensar las incertidumbres en la estimación de resistencias. Los valores prescritos de ϕ para acciones estáticas o monotónicamente crecientes, no siempre son representativos de los efectos debidos a acciones repetidas de signos alternante. En la Tabla 3 se anotan valores representativos de normativas vigentes.

Tipo de sollicitación		Factores de Minoración		
		Acciones debidas a gravedad	Acciones Sísmicas	
			Diseño	Cálculo de sollicitaciones máximas
Flexión sin carga axial		0,90	0,90	1,0
Tracción axial y flexo-tracción		0,90	0,90	--
Compresión axial y flexo-compresión	Miembros zunchados	0,75 (1)	0,75 (0,50 cuando no se satisfacen requisitos normativos)	1,0
	Otros miembros	0,70 (1)		
Corte y torsión		0,85	0,85 (0,60 cuando la resistencia de diseño es menor que la exigida)	--
Aplastamiento de Concreto		0,70	---	--

Tabla 3 Factores de Minoración de Resistencias

Zonas a Confinar y Pandeo Prematuro de Armaduras

A fin de evitar el pandeo prematuro de las armaduras longitudinales sometidas a deformaciones alternantes de compresión, la separación centro a centro de las barras no debe exceder ciertos límites. Las zonas usualmente indicadas como de posible rotulación, para miembros sometidos a flexión o a flexo-compresión, se dan en Tabla 4

Se utiliza el menor de los valores, según los criterios que siguen:	Zonas de posible rotulación	
	A la flexión	A la flexo-compresión
Separación máxima (cm)	20 a 30	10 a 20
Referida a la profundidad efectiva (d)	d/4 a d/3	---
Referida al diámetro ϕL de la barra longitudinal más delgada	8 ϕL	6 ϕL
Referida al diámetro del estribo ϕe	24 ϕe	---
Referida a la menor dimensión del miembro (b)	---	b/5 a b/4

Tabla 4 Rangos usuales de la separación máxima de estribos, medida de centro a centro.

La extensión de las zonas a confinar tanto para miembros sometidos a flexión, como para aquellos sometidos a flexión y carga axial, se comparan en la Tabla 5 (Diapositiva 23)

Tipo de sollicitación	Extensión de la zona a confinar, en términos de:		
Flexión	Distancia medida desde la cara de apoyo		2 h
	Distancia a cada lado de la sección en donde la armadura alcanzar el límite elastico		2 h
Flexo-compresión	Distancia medida desde cada extremo del miembro; seleccionar el mayor entre:	Dimensión de la sección transversal	la mayor
		Altura libre del miembro	1/6
		Longitud en cm	45

Tabla 5 Extensión de la zona a confinar, a fin de evitar el pandeo prematuro de las armaduras

La agrupación de barras de refuerzo tal como la de esta columna de un edificio de 10 pisos, dañada por un terremoto, requiere más armadura de confinamiento para evitar el pandeo. En los miembros sometidos a flexión, la separación máxima de estribos a todo lo largo del miembro está condicionada por la fuerza cortante (gravedad + sismo), pero en ningún caso debe exceder $d/2$. (Diapositivas 24 Y 25)

Fuerzas Cortantes de Diseño

Las fuerzas cortantes a considerar en el diseño de miembros, no son las que se obtiene en el análisis sino las máximas asociadas a la formación de rótulas plásticas. Por tanto, es preciso que en los cálculos se considere el acero realmente dispuesto en la sección cualquiera que sea el tipo de miembro.

Armadura Longitudinal

* Miembros sometidos a flexión:

Para asegurar un comportamiento dúctil bajo la acción de momentos flectores de signo alternante, en las normas se establecen límites superiores e inferiores; estos límites toman en consideración que, para la

misma cuantía, la ductilidad de curvaturas disponible varía inversamente con el valor del esfuerzo cedente del acero. La cuantía geométrica ($A_s/b.d$) varía entre un máximo del orden de 2,5% eventualmente función de f_y - y un mínimo de $14/f_y$, donde f_y es el esfuerzo cedente en Kg/cm^2 .

Para cubrir las incertidumbres acerca del verdadero trazado de la envolvente de momentos, debido a que no se puede predecir la secuencia de formación de articulaciones plásticas de la estructura completa, en los miembros sometidos a flexión exige que a lo largo del mismo exista una capacidad resistente a momentos positivos de por lo menos un 25% de los valores máximos. Aún cuando son muy raros los casos de daños en vigas que se pueden atribuir a la razón anterior, dado que efectivamente hay incertidumbres propias de la respuesta no elástica, se considera una buena práctica respetar esa prescripción.

* Miembros sometidos a flexo-compresión:

En miembros sometidos a flexión y compresión axial, es usual limitar las cuantías geométricas de refuerzo longitudinal entre 0,01 y 0,06; el límite superior de la cuantía tiene por finalidad limitar las fuerzas cortantes y evitar la congestión de armaduras.

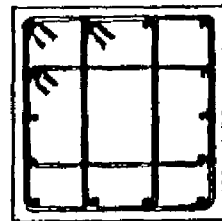
Armadura Transversal Tipos

En la determinación de la armadura transversal para los miembros sometidos a flexión, se debe tener presente que usualmente la contribución del concreto se supone nula cuando se cumplen las dos condiciones siguientes:

- a) la fuerza axial mayorada en el elemento, incluyendo el efecto del sismo, es menor que $0,05 A_g F'_c$;
- b) cuando la contribución del sismo a la fuerza cortante de diseño supera el 50% del total.

La contribución del concreto en la resistencia al corte de elementos sometidos a flexo-compresión, se supone igual a cero si la carga axial mayorada incluidos los efectos del sismo es menor que $0,05 A_g f'_c$.

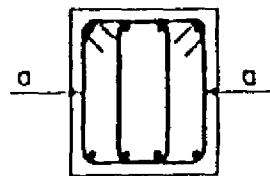
En aquellas estructuras que deban resistir acciones sísmicas intensas , las normas son particularmente exigentes en relación a la configuración de la armadura transversal. En las Figuras 6 , 7 y 8 se describen diferentes tipos prescritos y en la Tabla 6 se indican las regiones en las cuales deben disponerse. (Diapositivas 26 y 27)



TRES ESTRIBOS CERRADOS



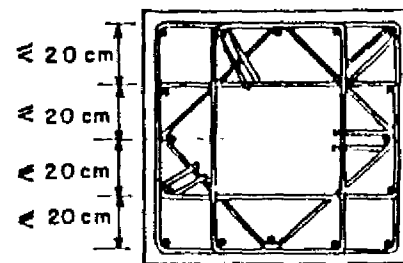
DOS ESTRIBOS CERRADOS



DOS ESTRIBOS CERRADOS

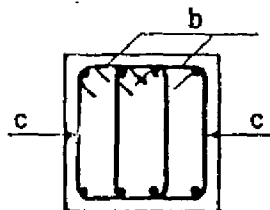


PIEZA d



CUATRO ESTRIBOS CUADRADOS

ESTRIBOS CERRADOS DE UNA PIEZA



DOS ESTRIBOS CERRADOS FORMADOS POR LAS PIEZAS b y c



PIEZA c



PIEZA b

PARTES DE UN ESTRIBO ABIERTO

ESTRIBOS CERRADOS FORMADOS POR DOS PIEZAS

FIGURA 6 - TIPOS DE ESTRIBOS CERRADOS

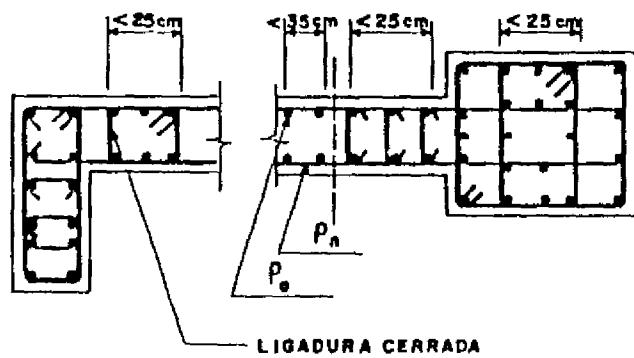
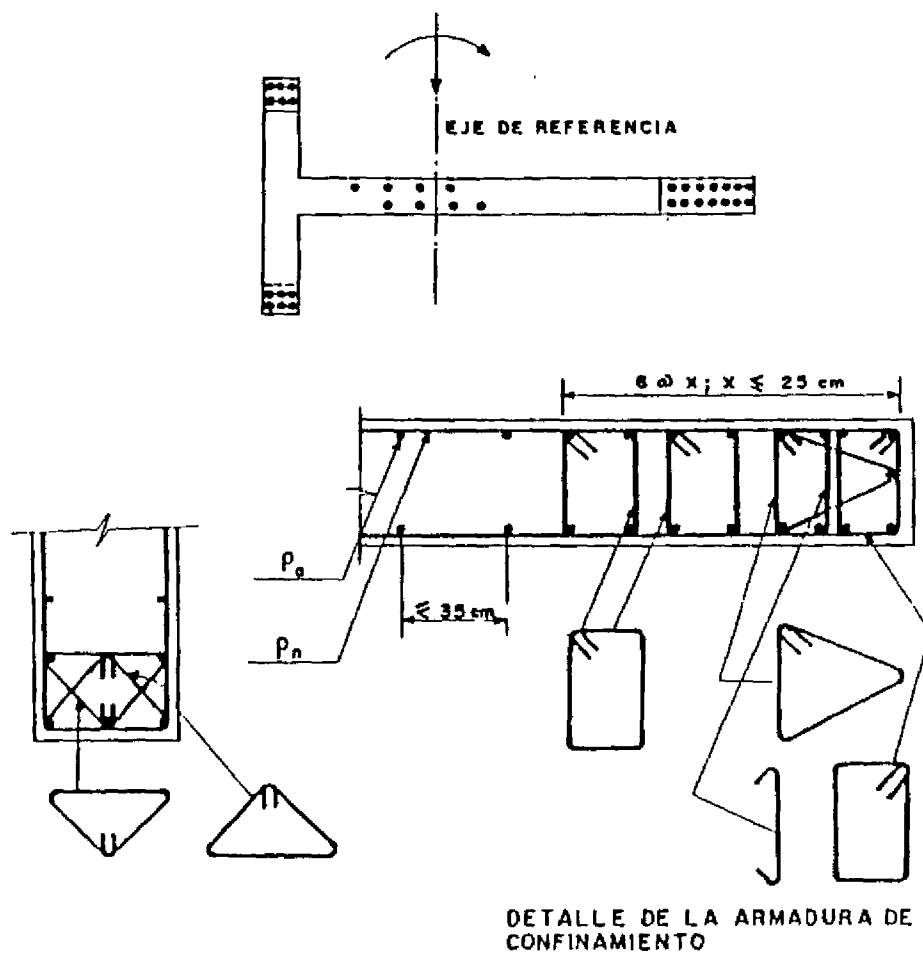


FIGURA 7 - EJEMPLOS DE DISPOSICION DE ARMADURA EN UN MURO ESTRUCTURAL

Tipos de armadura		Regiones donde debe disponerse
Designación	Forma	
Estribos cerrados	Figura 8.1	Zonas a ser confinadas en miembros a ser sometidos a flexión
Estribos	Figura 8.2	A todo lo largo de miembros sometidos a flexión; arriostramiento de diagonales de dinteles
Ligaduras y estribos	Figura 8.3	En muros estructurales
Ligaduras cerradas: ▶ simples ▶ múltiples Ligaduras de una rama	Figura 8.4	Armaduras de confinamiento en miembros sometidos a flexión y carga axial. Miembros de pórticos diagonalizados y miembros de cerchas cuando los esfuerzos de compresión exceden $0,2 f'c$. Armadura transversal de confinamiento en juntas viga-columna. Miembros de borde en diafragmas.

Tabla 6 Armadura transversal para diseño antisísmico

En algunas normas se acepta el estribo de una rama con un doblez a 90° en un extremo y 135° en el opuesto (Figura 8 b). Si bien este refuerzo ofrece ventajas constructivas, no es aceptado por todas las normas; evidencias experimentales sugieren como más eficiente la solución indicada en la Figura 8 c

Empalmes de Armadura

Generalmente se prohíbe el empalme de barras por solape dentro de las juntas, así como a una distancia igual a $2d$ medida a partir de la cara del apoyo. Tampoco se autoriza en zonas donde el análisis indique la posibilidad de que la armadura en tracción alcance su límite elástico debido a las incursiones de la estructura en el rango no elástico. Para asegurar un comportamiento adecuado, es recomendable disponer armadura transversal adicional a lo largo de la longitud de solape.

En elementos sometidos a flexión y carga axial, los empalmes por solape conviene disponerlos en la mitad central de la luz libre del miembro y deben ser diseñados como empalmes en tracción.

Las restricciones anteriores, así como los requisitos del armado, son debidos a la poca confiabilidad que merecen este tipo de uniones cuando son sometidas a cargas reversibles en el rango no elástico; su incumplimiento puede conducir a situaciones catastróficas tal como se ilustra en los daños en una escuela de San Salvador, afectada por el terremoto de 1986. (Diapositivas 28 y 29)

Armado de Zonas de Unión

En las zonas donde se unen miembros de la estructura portante--vigas, columnas o muros--se debe garantizar que la unión esté en capacidad de soportar los esfuerzos transmitidos por los miembros concurrentes. (Diapositivas 30 y 31)

Edificaciones Hospitalarias de Concreto Armado:

Evaluación de Vulnerabilidad

Como consecuencia de sismos recientes que han afectado centros urbanos de América diversas instalaciones hospitalarias han sufrido daños. En

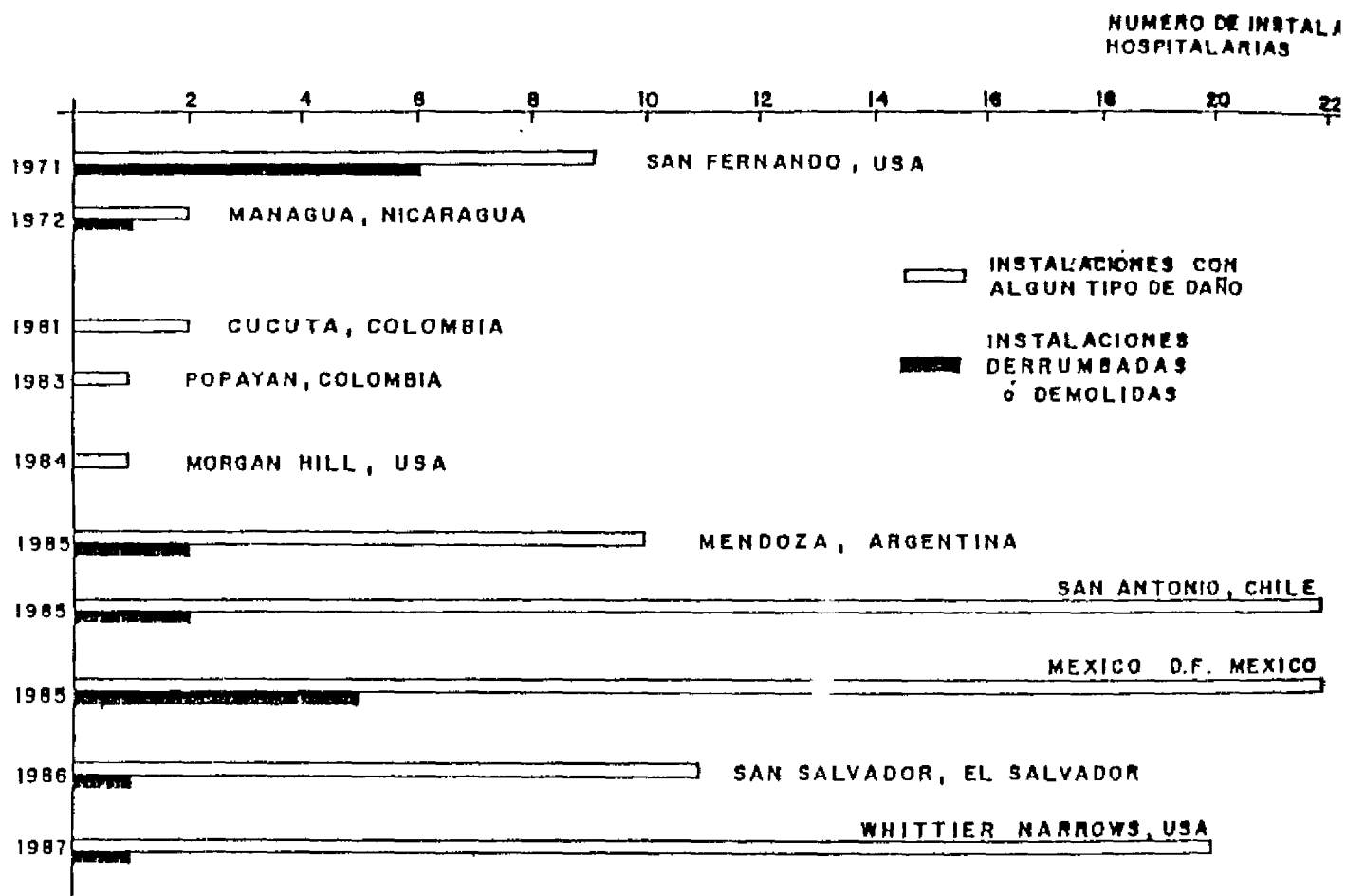
una muestra de 10 sismos sucedidos entre 1971 y 1987, se han identificado 99 edificaciones, en su gran mayoría de concreto armado, con algún tipo de daño (Figura 9.1). De ellas, 18 se arruinaron o fueron evacuadas inmediatamente después del movimiento sísmico.

Si bien en la estadística anterior se ignora el número de edificaciones que no sufrieron daños, es un hecho reconocido que no todas las edificaciones diseñadas y construidas en años pasados satisfacen los principios y requerimientos de diseño propios de un proyecto sismorresistente (véase Figura 9)

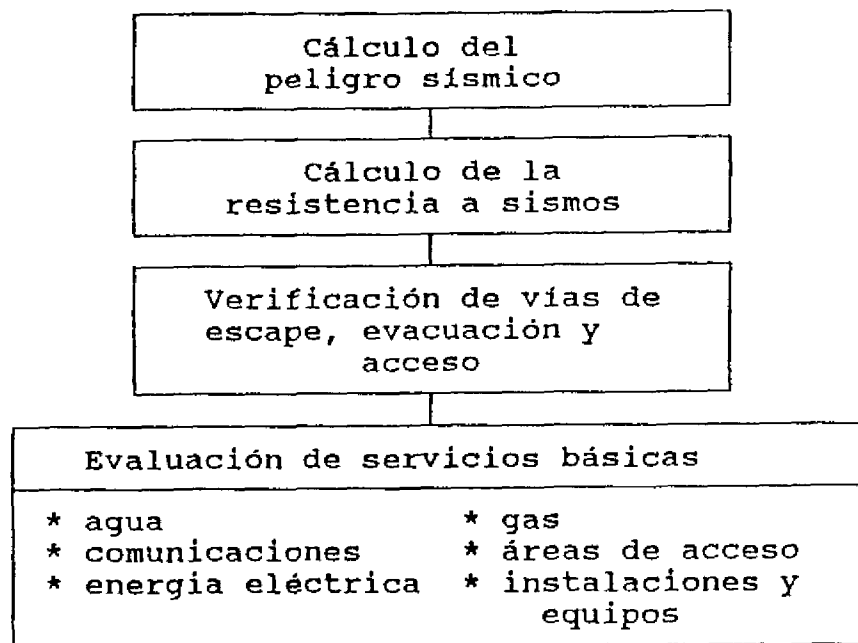
Tal vulnerabilidad a sismos puede ser evaluada en términos cuantitativos y requiere analizar los siguientes aspectos:

- * calcular el peligro sísmico de la localidad, tomando en consideración las condiciones locales del terreno.
- * calcular la resistencia a sismos de la edificación, en función del peligro sísmico del sitio.
- * analizar las eventuales vías de escape y evaluación; evaluar la señalización de equipos contra incendios.
- * evaluar los siguientes servicios básicos:
 - * agua (fuentes de abastecimiento, potabilidad y reservas)
 - * energía eléctrica (planta de emergencia, combustibles, reservas, "anatomía" del funcionamiento, áreas servidas). Paneles de control
 - * gas (ubicación de llaves de seguridad, tuberías no empotradas)
 - * comunicaciones (asegurar un sistema intra- y extra hospitalario); con frecuencia se recomienda disponer de equipos de radio de banda ciudadana (11 metros) que también puedan funcionar con baterías.
 - * instalaciones y equipos (servicios de cirugía, resucitación, de emergencia).
 - * áreas de acceso (el acceso de las ambulancias debe quedar garantizado en todo momento).

En el cuadro I se presenta esquemáticamente la cuantificación de la vulnerabilidad.



**FIGURA 9 . - INSTALACIONES HOPITALARIAS AFECTADAS
 POR TERREMOTOS RECIENTES EN AMERICA
 (1971 - 1987)**



Cuadro I Cuantificación de la Vulnerabilidad

Para reducir la vulnerabilidad en instalaciones hospitalarias, es preciso adoptar medidas preventivas que, de una manera general, se pueden agrupar en: inmediatas, mediatas y a largo plazo:

- * Inmediatas: revisión de instalaciones (generador alterno de energía, tuberías de servicio colgadas, gas, instrumental, farmacia, equipos fundamentales). Medidas de emergencia para evitar volcamientos, caída de objetos pesados, deslizamientos, roturas de tuberías (productos químicos derramados pueden incendiarse). El tiempo y dinero que se invierta identificando y asegurando equipos críticos, puede ser la diferencia por ejemplo, entre un laboratorio funcional y uno que no funcione. No olvidar la señalización de vías de escape y/o evacuación.
- * Mediatas: resolver en forma permanente los aspectos identificados como medidas inmediatas (el anclaje de equipos y gabinetes puede significar la diferencia entre la vida y la muerte de un empleado que trabaje al lado de ellos). Revisar riesgos asociados a elementos no estructurales (tabiques divisorios, falsos techos, lámparas, vidrios de fa

chada , elementos decorativos}. Programas cortos y periódicos de en trenamiento y simulacros, pueden evitar una respuesta caótica y facil itar una acción eficiente ante cualquier tipo de desastre.

- * A largo plazo: determinar en forma cuantitativa la vulnerabilidad a sismos de la edificación; si lo amerita, proceder al proyecto de refuerz o ya a su ejecución.

Esquemas similares al anterior han sido aplicados en un extenso progra ma de adecuación sísmica emprendido por el Veterans Administration en Estados Unidos de Norte América, así como por entidades gubernamental es de México, Costa Rica y Perú.