

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Ingeniería Civil



***TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL***

***“Determinación del Índice de Juicio
Estructural Iso para El Método de Evaluación
de la Vulnerabilidad Sísmica de Hirosawa”***

Por:

Bach. Luna Victoria Vera Enrique Alejandro

Asesor

Dr. Ing. Carlos A. Zavala Toledo

Lima - Perú 1998

INDICE

Dedicatoria.

Agradecimientos.

Indice.

CAPITULO I

<i>Introducción.....</i>	<i>6</i>
<i>Generalidades.....</i>	<i>9</i>

CAPITULO II

CONSIDERACIONES SÍSMICAS

<i>Intensidad.....</i>	<i>10</i>
<i>Zonificación sísmica.....</i>	<i>10</i>
<i>Tipo de Suelo y periodo predominante.....</i>	<i>11</i>
<i>Magnitud.....</i>	<i>11</i>
<i>Aceleración máxima.....</i>	<i>12</i>
<i>Sismo 03 de Octubre de 1974.....</i>	<i>12</i>
<i>a) Información sísmológica.....</i>	<i>12</i>
<i>b) Distribución de intensidades en Lima Metropolitana.....</i>	<i>14</i>
<i>c) Daños producidos en el Callao.....</i>	<i>14</i>

CAPITULO III

ESTUDIO ESTRUCTURAL

<i>Características estructurales de la edificación Sector-I.....</i>	<i>25</i>
<i>Descripción del modelo estructural adoptado.....</i>	<i>26</i>
<i>Descripción del estado de los materiales.....</i>	<i>30</i>

<i>Comportamiento dinámico de la estructura</i>	30
• <i>Análisis dinámico del sistema estructural</i>	30
• <i>Características dinámicas del Sector - I</i>	31
• <i>Análisis por cargas de gravedad</i>	32
• <i>Combinaciones de carga</i>	32
<i>Respuesta dinámica del modelo estructural</i>	32
<i>Estimación de la resistencia de la estructura</i>	33
<i>Demanda sísmica y resistencia de la estructura</i>	34
• <i>Demanda resistencia estructural del modelo</i>	34

CAPITULO IV

ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL MEDIANTE EL MÉTODO DE HIROSAWA .

<i>·Criterios adoptados para la evaluación de la seguridad sísmica de hospitales</i>	41
<i>Antecedentes</i>	43
<i>Subíndice sísmico que representa el comportamiento estructural básico Eo</i>	44
<i>a) subíndice Eo para edificios sin columnas frágiles</i>	47
<i>b) subíndice Eo para edificios con columnas frágiles</i>	50
<i>Índice C de resistencia</i>	51
I) <i>Momento último de flexión</i>	52
a) <i>Momento último de una columna rectangular</i>	52
b) <i>Momento último de una columna con muros a sus lados</i>	53
c) <i>Momento último de un muro con columnas en ambos extremos</i>	54
II) <i>fuerzas cortantes últimas</i>	56
a) <i>Cortante último de una columna rectangular</i>	56
b) <i>Cortante último de una columna con muros a sus lados</i>	57

c) <i>Cortante último de un muro con columnas</i>	
<i>en ambos extremos.....</i>	58
III) <i>Tipos de falla.....</i>	60
IV) <i>Clasificación de miembros verticales.....</i>	61
<i>Indice de ductilidad F.....</i>	62
I) <i>Ductilidad de desplazamiento.....</i>	65
II) <i>Indice de ductilidad F.....</i>	66
<i>Subíndice sísmico del movimiento del terreno G.....</i>	68
<i>Subíndice sísmico del perfil estructura Sd</i>	68
<i>Subíndice sísmico que depende del tiempo de deterioro T.....</i>	73
<i>Investigaciones específicas.....</i>	73
<i>Indice sísmico del comportamiento estructural.....</i>	74
<i>Vulnerabilidad estructural del Sector-I Método de</i>	
<i>Hirosawa de segundo orden</i>	75

CAPITULO V

COMPARACION DE CODIGOS DE DISEÑO SISMO RESISTENTES DEL PERU Y JAPON.

<i>Código Peruano.....</i>	77
a) <i>La sismicidad regional en el código Peruano.....</i>	77
b) <i>Concepción estructural sismo resistente.....</i>	77
c) <i>Cortante sísmico lateral.....</i>	77
d) <i>Evaluación de cortantes de entrepiso.....</i>	84
 <i>Código Japonés.....</i>	 86
a) <i>Cortante sísmico lateral.....</i>	86
b) <i>Evaluación de cortantes de entrepiso.....</i>	90
• <i>Análisis del índice Iso.....</i>	93
• <i>Cálculo de Iso para Japón según Hirosawa.....</i>	94
• <i>Cálculo de Iso para Perú según Hirosawa.....</i>	94
• <i>Niveles de sismo normalizados al sismo 03/10/74.....</i>	96

• <i>Cálculo del Índice de Juicio Estructural Iso.....</i>	<i>97</i>
--	-----------

CAPITULO VI

<i>Conclusiones.....</i>	<i>106</i>
--------------------------	------------

<i>Recomendaciones.....</i>	<i>110</i>
-----------------------------	------------

Anexo I: Análisis de Vibraciones en el Hospital Nacional Daniel Alcides Carrión, Sector San Juan – Callao.

Anexo II: Prueba de esclerometría en el Hospital Nacional Daniel Alcides Carrión, Sector San Juan – Callao.

Anexo III: Tablas Calculo Índice Eo, Índice Sd, Índice T, Índice Iso.

Anexo IV: Planos de arquitectura y placas .

Referencias Bibliográficas.

CAPITULO I

INTRODUCCION

Hay una necesidad creciente de evaluar la seguridad sísmica de las estructuras de edificios (Hospitales), ya que se han diseñado con reglamentos que no consideran las acción sísmica en muchos casos y como consecuencia han sido dañados en temblores previos. Sin embargo, no se ha establecido todavía ningún procedimiento sistemático, debido a la corta historia de la investigación de esta materia.

En lo que se refiere a edificaciones la mayoría de los países han adoptado normas de diseño basados en conceptos de diseño último y en el comportamiento dinámico, y la seguridad estructural de los edificios esta regida principalmente por los sismos.

Si bien resulta antieconómico e imposible diseñar una estructura para resistir sismos severos, solo por su resistencia y sin daños; es esperado que los edificios con una adecuada resistencia y una gran ductilidad puedan sobrevivir a sismos severos

El presente estudio tiene la finalidad de determinar el Índice de Juicio Estructural Iso para el Método de Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Hirosawa.

Con el fin de evaluar la vulnerabilidad sísmica de edificios, en el caso específico de Hospitales, se ha considerado el cálculo de esta a partir del Índice estructural de Hirosawa (1992) de segundo orden, que puede situarse como un método capaz de predecir riesgo y daño del edificio y que fue calibrado basado en la experiencia Japonesa frente a los eventos sísmicos. Después del sismo de Tokachi – Oki de 1968.

Este método ha sido adoptado por el Ministerio de Construcción de Japón en la evaluación de la seguridad sísmica de edificios de concreto reforzado, por este motivo se pretende calibrar este método haciéndolo compatible con las exigencias de las normas sismoresistentes en el Perú.

Para este estudio nos basaremos en el edificio (Sector I) del Hospital Daniel Alcides Carrión del Callao.

Entre los sismos más severos que han afectado esta edificación en el presente siglo, se puede mencionar los sismos de 1940 (Mayo 24), de 1966 (Octubre 17) (Grado VIII M.M.) y el de 1974 (Octubre 03) (Grado VII-IX). Particularmente éste último sismo produjo daños importantes en las edificaciones del Hospital en el Sector San Juan.

A consecuencias del sismo del 03 de Octubre de 1974, todos los niveles del Sector I (nuestro estudio), II y V del Sector San Juan sufrieron daños (fisuras, grietas, desprendimientos, etc.) en la tabiquería. Estos daños se concentraron principalmente en el segundo y tercer nivel en el eje central longitudinal y luego se propagaron en menor escala hacia los niveles superiores. La placa del ascensor sufrió también desprendimiento de mayólica y un carril del ascensor se desalineó. Los sectores II, IV y VI del Sector San Juan sufrieron también algunos daños.

En el año 1988, se desarrollo un proyecto estructural de reforzamiento que se llevó a ejecución en la década del 80 con el criterio de proporcionar a las estructuras dañadas suficiente capacidad para soportar sismos severos con un comportamiento según el reglamento vigente y limitar deformaciones excesivas y por tanto, daños en la

tabiquería.

La solución de reforzamiento fue el colocar placas de concreto armado en ambos sentidos de las edificaciones. Una consideración de ubicación de las placas nuevas fue de no introducir esfuerzos adicionales notables por torsión, tratando en lo posible de no alterar la arquitectura y funcionalidad en cada uno de los sectores considerados.

Se pretende realizar el análisis basado en la máxima respuesta espectral del sismo del 03 de Octubre 1974, este método estará apoyado por un análisis dinámico del sistema estructural, mediante la generación de un modelo matemático usando el programa Etabs, considerando además un mecanismo de falla tipo panel (para edificios aporricados).

Se interrelacionara los cortantes del modelo matemático del edificio (Sector I), obtenidos mediante el programa PCACOL V.2.3 ,con los cortantes obtenidos mediante el análisis de capacidad última de la estructura (considerados como la resistencia de la estructura) y los cortantes obtenidos basados en el análisis de la máxima respuesta espectral del sismo del 03 de Octubre 1974 de la estructura (considerados como demanda) y Variando los niveles de sismo hasta llegar a una igualdad.

En este momento se considerara que nos encontramos en un estado intermedio justo en el limite de la resistencia de la edificación, punto donde debemos calcular el índice de juicio estructural Iso, el cual será considerado como Umbral, además este deberá ser un valor similar al previamente establecido entre una comparación de la Norma Sismo Resistente del Perú y la Norma Sismo Resistente del Japón.

GENERALIDADES

El Hospital Nacional Daniel Alcides Carrión se encuentra ubicado en la Avenida Guardia Chalaca, distrito de Bellavista, en la Provincia Constitucional del Callao y presta servicios a una zona de gran densidad poblacional.

Este hospital es el resultado de la unión de dos hospitales que en la actualidad se denominan Sector Carrión y Sector San Juan. El sector Carrión fue en sus inicios denominado Hospital Daniel Alcides Carrión, siendo iniciada su construcción en 1939 por la Sociedad de Beneficencia Pública del Callao, inaugurado con 460 camas en 1941.

El sector San Juan, fue en sus inicios el Hospital San Juan de Dios, obra gestada por la Beneficencia Pública del Callao e inaugurada el 15 de junio de 1968.

El Callao, donde se ubica el Hospital, desde el punto de vista de sismicidad regional, está considerado en el área de Lima, que pertenece a la región conocida como círculo circumpacífico, donde se producen el 80% de los sismos destructivos que asolan nuestro planeta, algunos de los cuales han causado graves daños en nuestro país.

El edificio en estudio es denominado como Sector I y se toma este ya que se le considero como la edificación mas dañada en el proceso de Reforzamiento de la década de los 80, a consecuencia del sismo del 03 de Octubre de 1974.

CAPITULO II.

CONSIDERACIONES SISMICAS.

Intensidades

Según el análisis sismotectónico, existen en el mundo dos zonas muy importantes de actividad sísmica conocidas como el Círculo Alpino Himalayo y el Círculo Circumpacífico. En esta última donde se localiza el Perú, han ocurrido el 80% de los eventos sísmicos en el mundo. Por lo tanto, nuestro país está comprendido entre una de las regiones de más alta actividad sísmica.

La fuente de datos de intensidad sísmica que describe los principales eventos sísmicos ocurridos en el Perú son presentados por Silgado (1978). En la Figura N°2.1 se presenta el Mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas observadas en el Perú que está basada en isosistas de sismos peruanos y datos de intensidades de sismos históricos y recientes (Alva et.al. 1984).

De lo anterior se concluye que de acuerdo al área sísmica donde se ubica la zona en estudio existe la posibilidad de que ocurran sismos de intensidades del orden de IX en la escala de Mercalli Modificada.

Zonificación Sísmica

Dentro del territorio peruano se han establecido diversas zonas, las cuales

presentan diferentes características de acuerdo a la mayor o menor presencia de los sismos. Según el Mapa de Zonificación Sísmica presentado en la Figura N°2.2, la localidad del Callao se encuentra comprendida en la Zona 3 correspondiéndole una sismicidad alta.

Tipo De Suelo Y Período Predominante

De acuerdo a las Normas de Diseño Sismo Resistente del Reglamento Nacional de Construcciones, el suelo de cimentación del Hospital Carrión corresponde a un suelo tipo III, con un período predominante de $T_s = 0.9$ seg.

Es importante indicar que en el estudio realizado por Huamán (1991), se llevaron a cabo mediciones de microtrepidaciones en diversos lugares de la Provincia Constitucional. Los resultados de estas mediciones en el área del Hospital Carrión indican valores del orden de 0.30 segundos, guardando relación con el tipo de suelo existente en la zona. Este período predominante obtenido para vibración ambiental (natural), rango en el cual el comportamiento del suelo es lineal, puede eventualmente llegar a ser mayor cuando la fuente excitadora sea un movimiento sísmico, pudiendo llegar a los valores que indica el Reglamento Nacional de Construcciones, debido a que este tipo de movimientos deformaciones que están en el rango no lineal del suelo.

Magnitud

En el Estudio de Peligro Sísmico en el Perú realizado por Castillo y Alva (1993), se establece que la magnitud máxima para la fuente sismogénica en la cual se encuentra la zona en estudio es de 8.0, correspondiendo este valor a un sismo localizado en la zona de subducción superficial.

Aceleración Máxima

Las Figuras N° 2.3 y N° 2.4 presentan los Mapas de Isoaceleraciones de la zona en estudio para 50 y 100 años de vida útil respectivamente. Por otro lado, la metodología propuesta en el Estudio de Análisis De La Vulnerabilidad Estructural del Hospital Nacional Daniel Alcides Carrión del Callao se proporcionan los valores de aceleraciones máxima conservadores, por lo tanto, para la evaluación de las aceleraciones máximas en la zona en estudio se considero conveniente disminuir los valores obtenidos aplicando un factor de reducción de 2/3, con lo cual se obtendrán los valores de las aceleraciones efectivas a nivel del roca basal. Este factor de reducción considera el valor promedio de la aceleración en lugar del valor de pico que ocurre en solo un instante de tiempo. Finalmente, para la obtención de las aceleraciones superficiales, necesarias en el análisis estructural se ha estimado la posible amplificación que podrían sufrir las ondas sísmicas propagándose verticalmente primero a través del suelo gravoso de gran potencia, y posteriormente a través del estrato de suelo fino que en la zona en estudio varía entre 5 y 10 metros de espesor. La Tabla N° 1 presenta un resumen de los valores de aceleración obtenidos considerando tiempos de vida útil de 50 y 100 años.

Sismo 03 De Octubre De 1974

a) Información Sismológica.

El epicentro de este sismo según el NEIS (National Earthquake Information Service) del USGS, se ubicó en los 12.2° de Latitud Sur y 77.67° de Longitud Oeste, a unos 80 Km. al oeste de Lima. La profundidad focal según la misma fuente de 13 Km. El USGS le asignó una magnitud $m_b=6.6$ y $M_s=7.6$.

La fig. 2.5 y 2.6 muestran mapas de isosistas del sismo según el Instituto Geofísico del Perú (1974) y según Giesecke, Ocola y Silgado (1980).

Los acelerogramas registrados en un instrumento tipo Montana ubicado en el centro de Lima, y en otro del tipo SMA-1 ubicado en las Gardenias Surco, ambos

propiedad del Instituto Geofísico del Perú se muestran las siguientes características.

- a) *Larga duración alrededor de 99 segundos.*

Tabla N° 1. Valores de Aceleración Obtenidos para la Zona en Estudio

<i>Tiempo de Vida Útil (años)</i>	<i>Aceleración Máxima (g)</i>	<i>Aceleración Efectiva (g)</i>	<i>Aceleración Superficial Estimada (g)</i>
50	0.44	0.29	0.55
100	0.52	0.35	0.65

- b) *Altas aceleraciones, mayores de 0.2g.*
 c) *Gran cantidad de periodos cortos, menores que 0.1 seg.*

Las aceleraciones máximas fueron

0.228g para la componente N82W.

0.220g para la componente N08E.

0.140g para la componente vertical.

El periodo predominante del espectro de respuesta para un amortiguamiento de 0% es de 0.38 seg. Por comparación, el periodo predominante espectral en Lima, medido a causa de los terremotos del 17 de Octubre de 1966, 31 de mayo de 1970 y 5 de Enero de 1974 estaba en el rango de 0.1 a 0.16 seg.

la aceleración máxima horizontal pico para es sismo del 03 de Octubre de 1974 fue aproximadamente tres veces menor que la del sismo de 1966. La baja

atenuación de estas señales a estas distancias implica un alto Q o baja absorción de la energía sísmica.

El periodo predominante de 0.38 seg. (Relativamente largo para los sismos peruanos), da una indicación de porque las viviendas y estructuras de 1 o 2 pisos no sufrieron mayor daño.

La mayor parte de las estructuras que sufrieron daños severos, fueron construcciones de mas de tres pisos, y construcciones tipo adobe y quincha de 1 o 2 pisos.

b) Distribución de las Intensidades en Lima Metropolitana.

La fig. 2.7 muestra el mapa de Intensidades para Lima metropolitana según espínosa, Husid, Algermissen y De las Casas (1975). Sismo 03 de Octubre de 1974.

La intensidad más alta en la escala de Mercalli Modificada en Lima fue IX. Esta intensidad fue observada en los distritos del callao, barranco, La Molina y Lima. La distribución de las Intensidades en estos distritos es muy diversificada, y esto puede deberse en parte a los diferentes tipos de estructuras y a posibles efectos localizados de amplificación de Suelo.

c) Daños Producidos en el Callao (Fernández, 1974)

Los mayores daños producidos en esta zona son los que presentaron modernas estructuras de concreto armado, como los edificios de la escuela Naval, en la Punta; la Oficina de Correos, en la calle 2 de mayo y un antiguo silo del terminal marítimo, que colapsó y perdi20m de los 60m que tenía originalmente. Respecto a los daños en la Escuela Naval, estos se resumieron en el colapso total de varios edificios y en la falla parcial de otros que han motivado su abandono o una fuerte reparación de los mismos; al respecto no ha habido mayores investigaciones, aparentemente debido a la naturaleza reservada de esas instalaciones. En cuanto a

la Oficina de Correos, espinosa et al, 1975, sugieren que el colapso de esta estructura podría deberse a una combinación de una pobre estructura y a un efecto de amplificación de las ondas sísmicas. Con respecto al silo, se atribuye a su forma de péndulo invertido, por la torre elevadora de la parte alta, la causa del colapso.

Otros daños se reportaron en los depósitos de la fabrica Pilsen Callao, entre Castilla y Sucre, donde cayeron grandes paredes; en viviendas dañadas en las calles Apurimac, Sáenz Peña, Colón, Ancash, Venezuela; y en la Perla y Bellavista, donde cayeron tramos de paredes o arcos, cornisas y parapetos elevados. La Iglesia matriz del Callao, ya gravemente dañada en 1966, colapsó totalmente.

Este sismo produjo daños importantes en las edificaciones del Hospital en el Sector San Juan, todos los niveles de los sectores I (nuestro estudio), II y V del Sector San Juan sufrieron daños (fisuras, grietas, desprendimientos, etc.) en la tabiquería. Estos daños se concentraron principalmente en el segundo y tercer nivel en el eje central longitudinal y luego se propagaron en menor escala hacia los niveles superiores. La placa del ascensor sufrió también desprendimiento de mayólica y un carril del ascensor se desalineó. Los sectores II, IV y VI del Sector San Juan sufrieron también algunos daños.

En la zona sur del Callao, donde las casas son en su mayoría de adobe y quincha, éstas cedieron y cayeron. Las tuberías de agua y desagüe antiguas y deterioradas sufrieron roturas.

Información

En la fig. 2.8 Se muestra el registro de aceleraciones, velocidades y desplazamientos. Comp, N82W sismo del 03 de Octubre de 1974.. (Ref. Brady y Pérez 1977).

En la fig. 2.9 se muestra en el espectro de respuesta de la comp. N82W sismo del 03 de Octubre de `1974 (Ref. Brady y Pérez 1977).

En la fig. 2.10 se muestra el espectro de respuesta de aceleraciones normalizado a

*400 gals según el Estudio de Microzonificación Sísmica de la Punta y el Callao,
Ing. Carlos E. Huaman Egoavil (Marzo 1991) UNI-CISMID.*

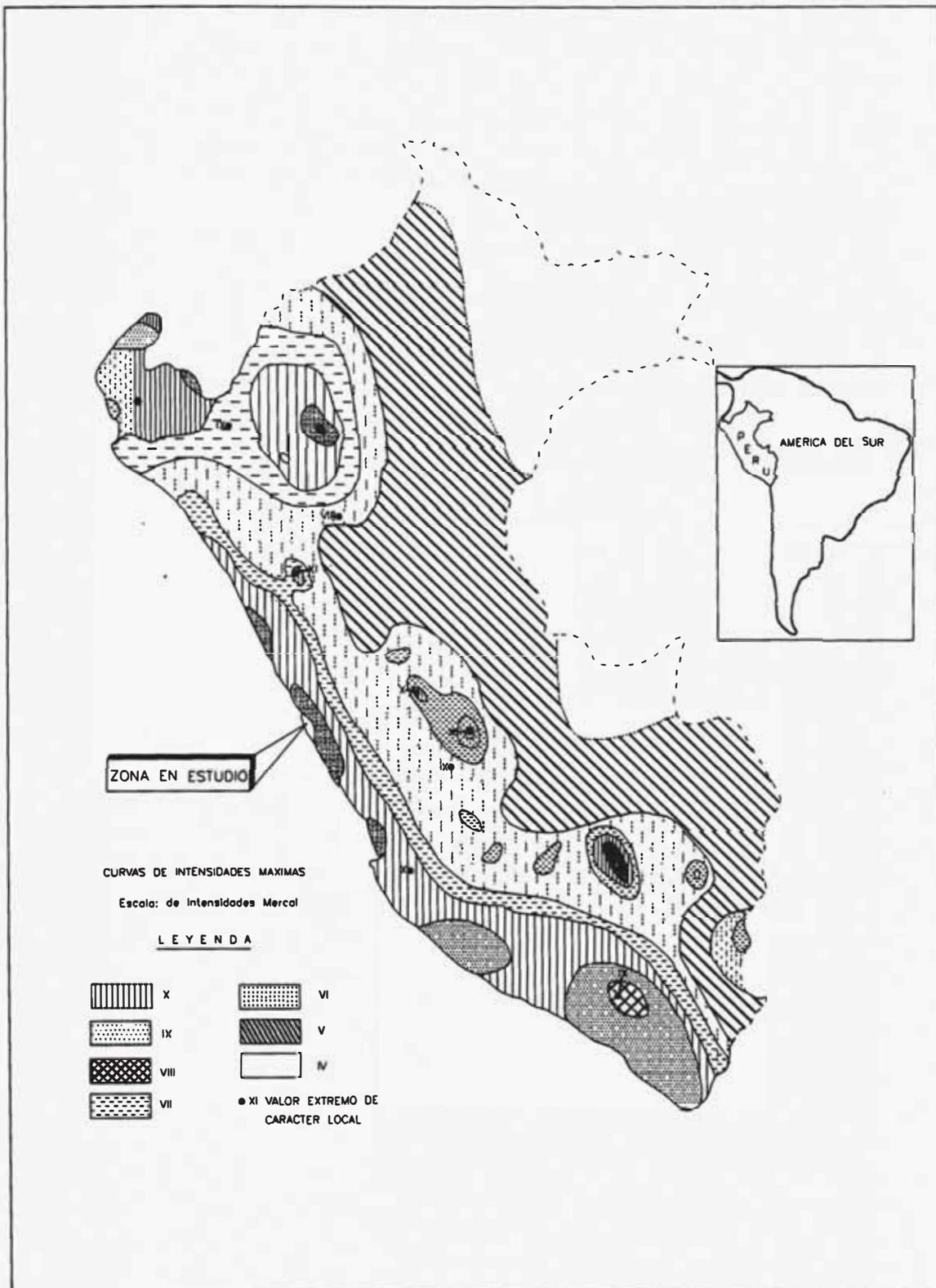


Figura N° 2.1 : Mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas (Alva et al. 1984)

ZONAS SISMICAS

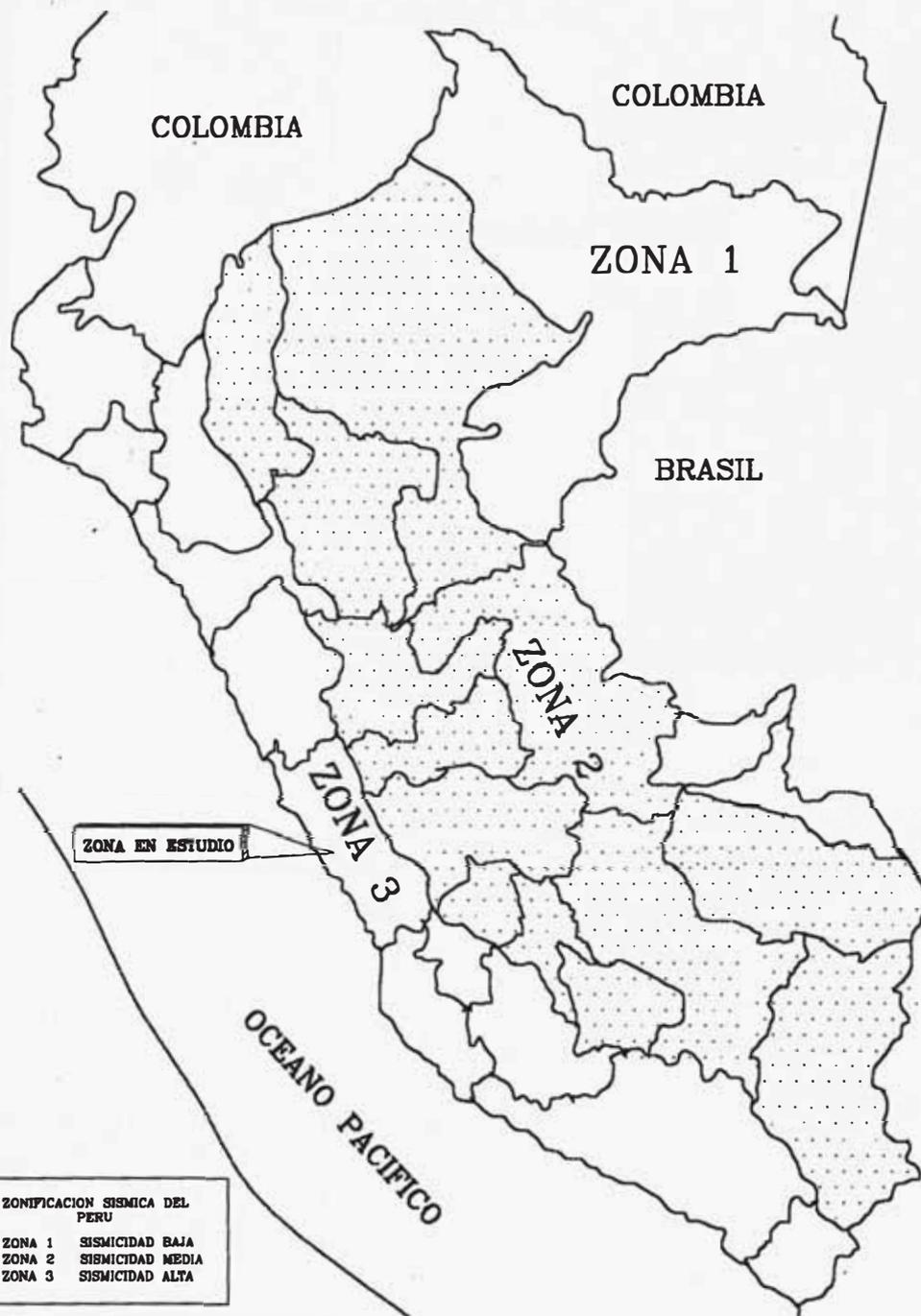
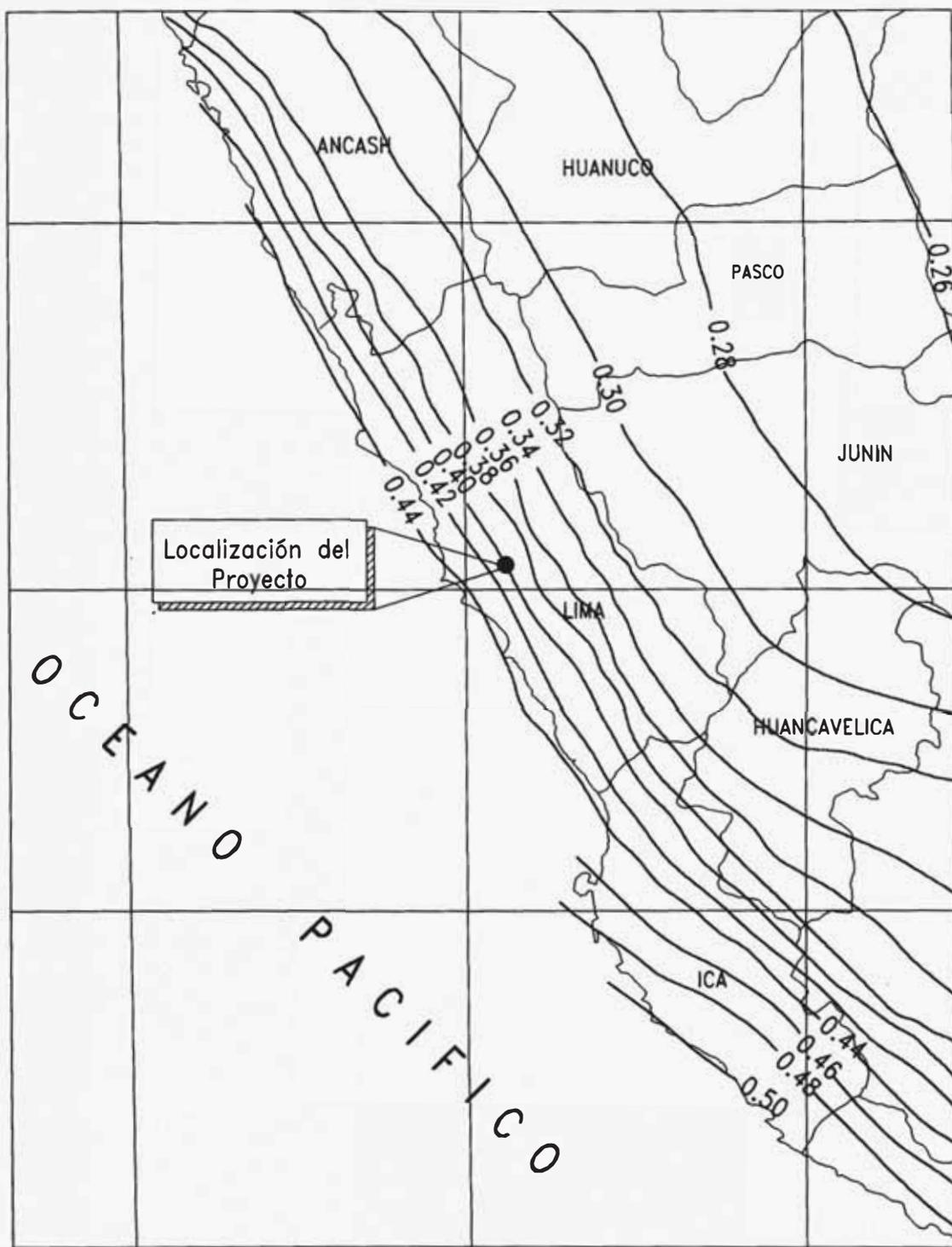


Fig 2.2 Zonificación Sísmica del Perú según el Reglamento Nacional de Construcciones (Octubre 1997).



ESCALA GRAFICA

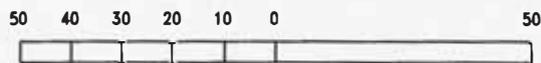


Figura N°2.3 : Mapa de Isoaceleraciones de la Zona en Estudio (50 años).
(Alva y Castillo, 1993)

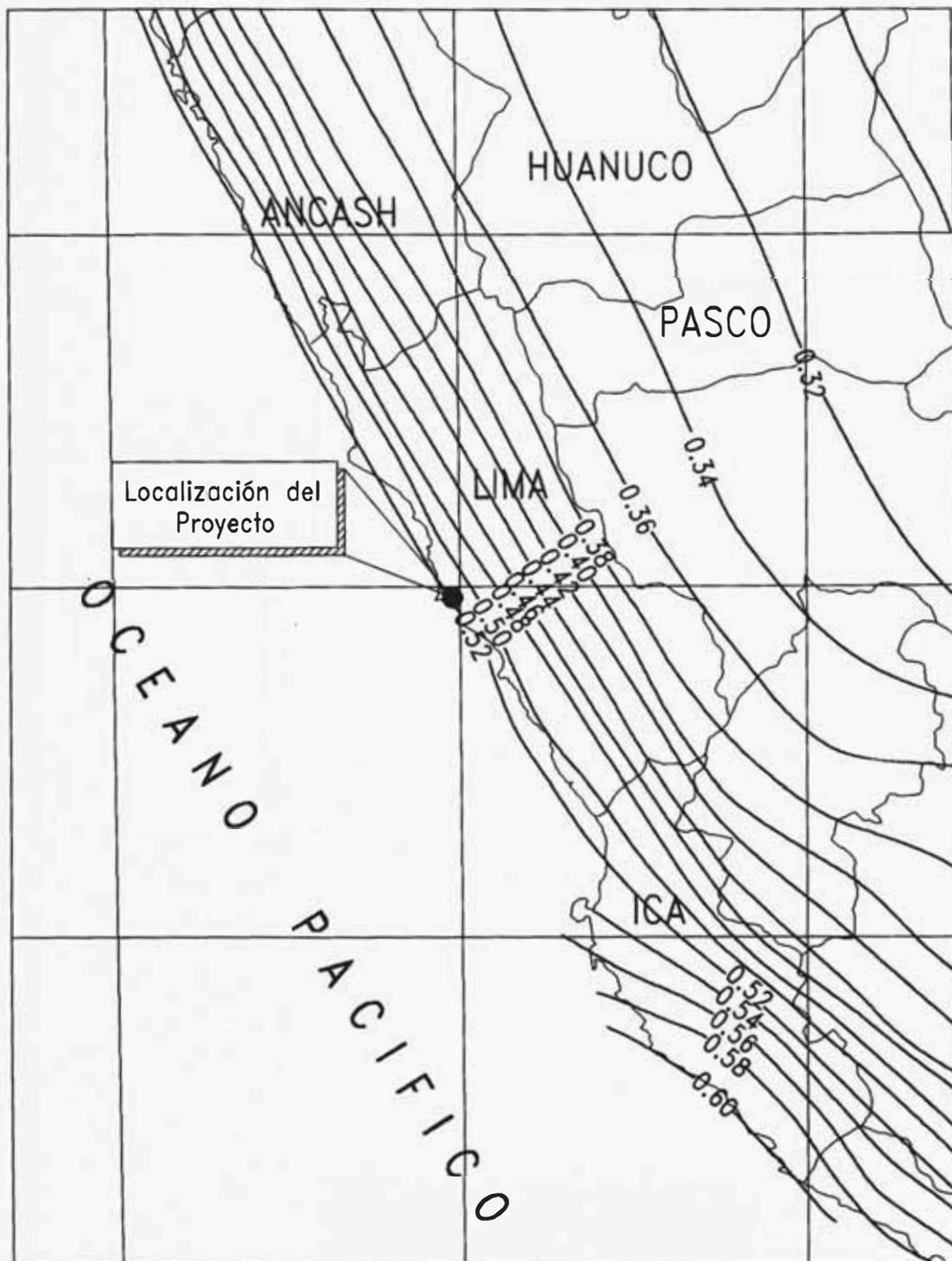


Figura Nº2.4 : Mapa de Isoaceleraciones de la Zona en Estudio (100 años)
(Alva y Castillo, 1993)

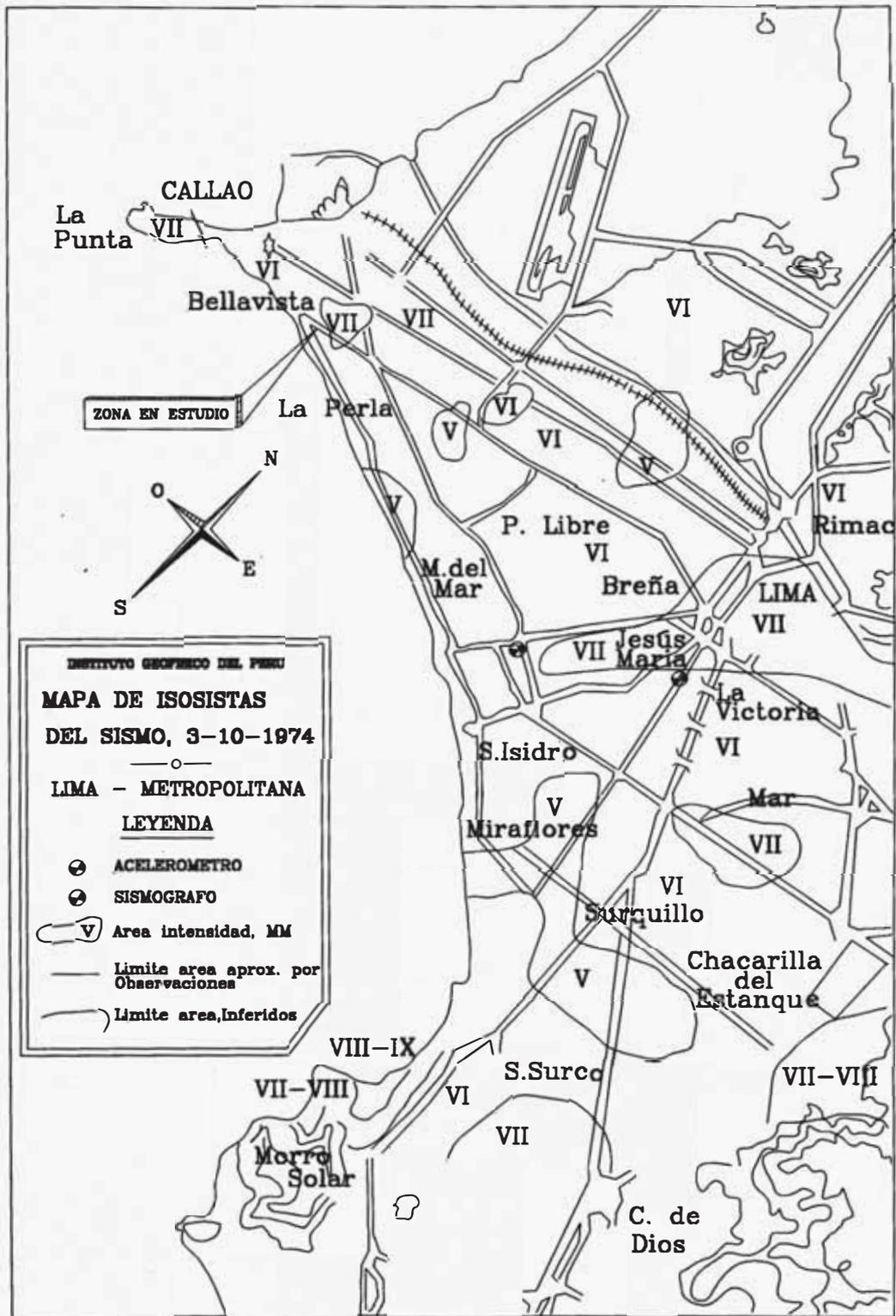


figura N° 2.5 Mapa de isosistas Sismo 03 Octubre de 1974

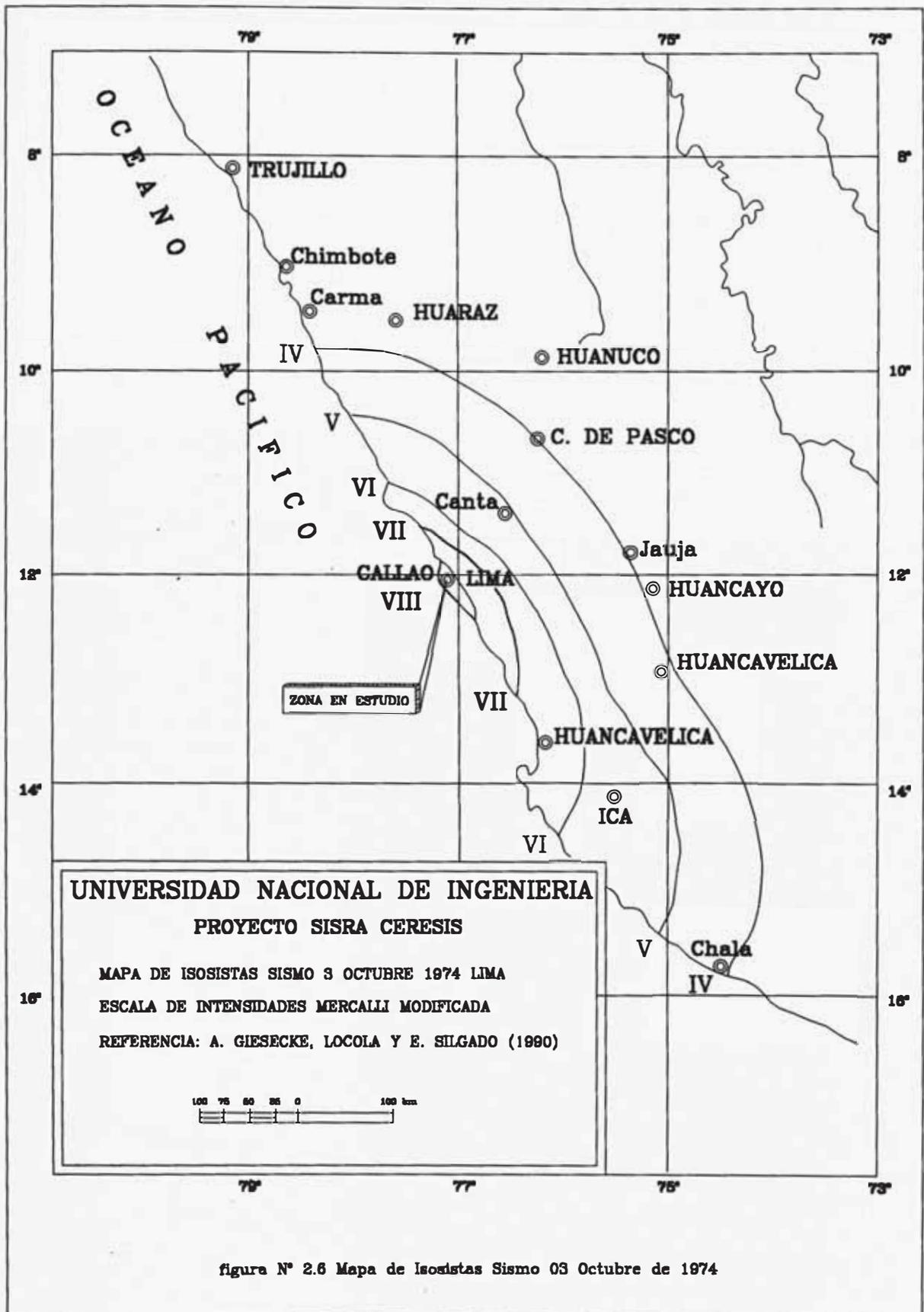


figura N° 2.6 Mapa de Isosistas Sismo 03 Octubre de 1974

RESPONSE SPECTRA
LIMA, PERU. INST GEOF 10/3/74, 1421GCT.N82W
0,2,5,10,20 PERCENT CRITICAL DAMPING
SEISMIC ENGINEERING BRANCH/USGS

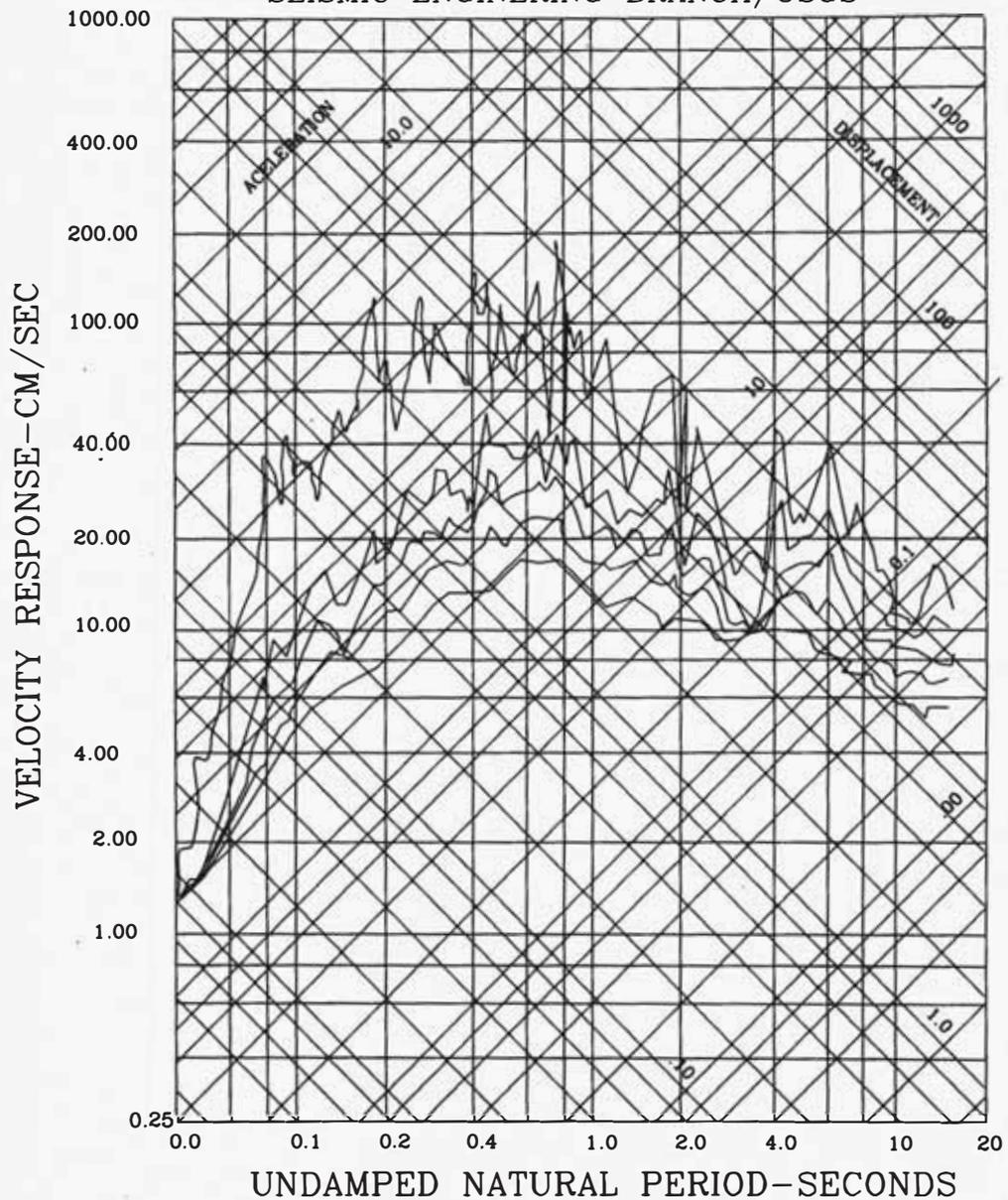
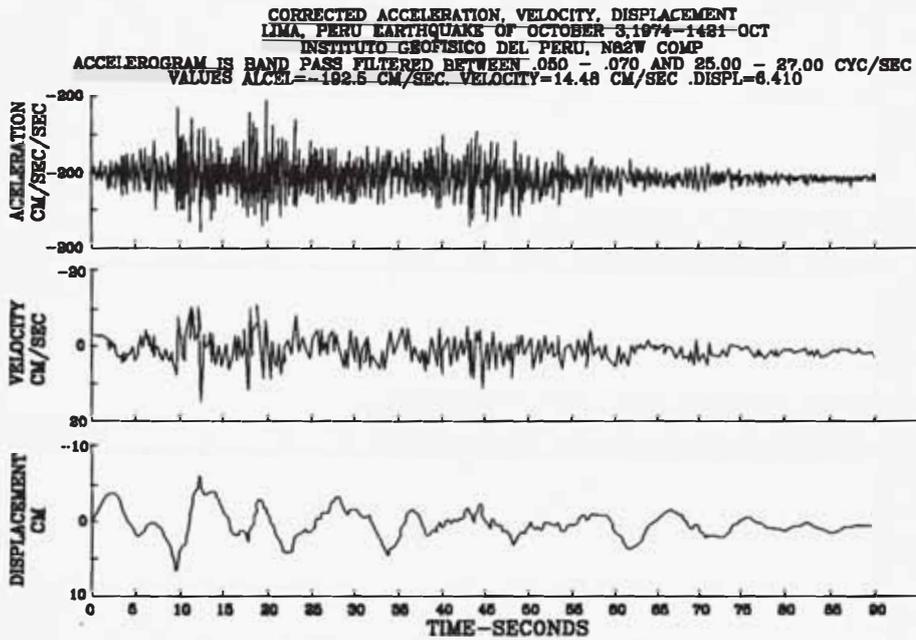


Fig 2.9 Espectro de Respuesta de la Comp. N82W ,sismo 03-10-74
(Ref. Brady y Perez 1997)



REGISTRO CORREGIDO DE ACELERACIONES
 VELOCIDADES Y DESPLAZAMIENTOS
 COMP. N82W, SISMO DEL 03 DE OCTUBRE DE 1974

Fig 2.8 Registro de aceleraciones, velocidades y desplazamientos
 Comp N82W sismo 03/10/74 (Ref. Brady y Perez 1987)

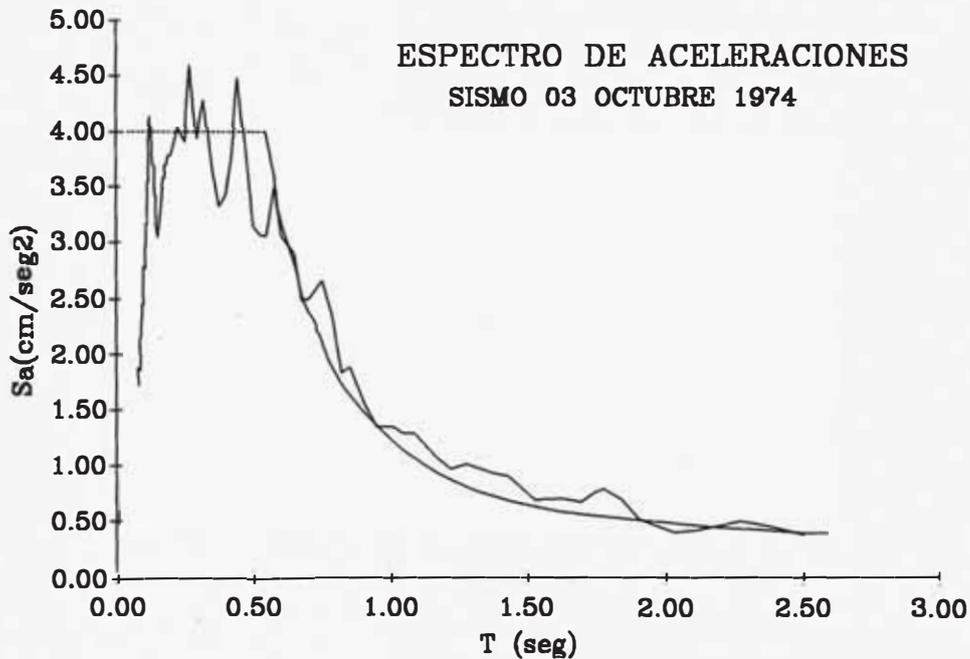


Fig 2.10 Espectro sismo 03-10-74
 Normalizado a 400 gals

CAPITULO III.

ESTUDIO ESTRUCTURAL.

Características Estructurales de la edificación Sector I

Esta edificación consta de nueve pisos y un Sótano. Este sector en planta de los niveles Sótano y Primer piso tiene una forma rectangular y tiene por dimensión 46.8 m de longitud, formada por catorce vanos de una longitud de 3.6 m. entre los ejes 1 al 14, en la dirección paralela a la Av. Guardia Chalaca y 14.55 m. de ancho con dos vanos el primero entre los ejes A y B de 7.75 m. y el segundo entre los ejes B y C de 6.8 m. en la dirección perpendicular a la Av. Guardia Chalaca, además piso típico del segundo al octavo nivel con 32.4 m. de longitud, formada por nueve vanos de una longitud de 3.6 m. entre los ejes 5 al 14 y 14.55 m. de ancho con dos vanos 7.75 y 6.80 m. similar a los pisos inferiores y el último nivel tiene una reducción en su área techada. La altura de piso típico es de 3.25 m y en el Sótano y primer nivel la altura es de 3.85m.

Esta edificación es una estructura aporticada (vigas y columnas) de concreto armado vaciadas in situ. En los ejes A y C las columnas son de 0.35mx0.60m en el sótano hasta llegar a 0.35mx0.40m en el noveno piso las vigas son de 0.25x0.60m típico, en el eje B las columnas son de 0.35x0.80 en el Sótano hasta llegar a 0.35x0.40 en el noveno piso, las vigas son de 0.25x0.40m. típico. Las vigas son de 0.35mx0.60m en el sentido principal pórticos entre los ejes 1 al 14. Las losas de techo son aligeradas de espesor 0.20m. La tabiquería es de ladrillo pandereta.

La cimentación es en base a zapatas aisladas con peralte de 1.0m y de dimensiones variables. Asimismo, en la zona perimétrica posterior existen muros de contención de 0.35m y 0.40m de ancho que dejan ventanas altas.

Descripción de los Modelos Estructurales Adoptados.

El comportamiento dinámico de las estructuras ha sido determinado mediante la generación de un modelo matemático en el que se considera la contribución de los elementos estructurales tales como vigas, columnas y muros en la determinación de la rigidez lateral de cada nivel de la estructura. Las fuerzas de sismo son del tipo inercial por lo que es necesario precisar la cantidad y distribución de la masa en los pisos para poder completar los requisitos del modelo.

Debido a la existencia de elementos no estructurales como paneles de madera, muros de albañilería, tabiquería, etc., se ha comprobado en diversos estudios que la contribución de estos elementos no estructurales afectan el comportamiento dinámico de las estructuras en el rango elástico, por lo que es necesario, para estos efectos el considerar la contribución de estos elementos en la rigidez lateral de las estructuras. Un modelo de muro frágil frente a distorsiones excesivas de piso, al que denominaremos elemento "galleta" ha sido considerado con el propósito de introducir la contribución de rigidez lateral de los elementos no estructurales antes mencionados.

Luego, utilizando los elementos viga, columna, placas y galleta, se ha modelado el edificio en estudio tratando de reproducir las condiciones actuales de la edificación para de esta manera verificar el periodo de la edificación con los periodos obtenidos en el Estudio de Vulnerabilidad Sísmica de Hospitales, obteniendo un periodo de 0.57 seg. Para nuestro modelo reforzado con placas del Sector - I (condición actual de la edificación) y una edificación mas rigida como la del sector III (Edificio C) en el cual se ha determinado un periodo de 0.39 ~ 0.51 seg. Como se muestra en la Tabla 3.1 Resultados de mediciones de microtrepidaciones), obteniendo asi un periodo que los consideramos valido para nuestro modelo dando de esta manera valides a nuestro modelo ya que

comparandolo con el periodo fundamental para edificios de concreto armado cuyos elementos sismoresistentes sean fundamentalmente muros de corte obtenido de la Norma Sismoresistente de Octubre 1997 (Vigente) obtenemos un periodo de:

$$T=(3.85*2+3.25*8)/60 = 33.70/60=0.56 \text{ seg}$$

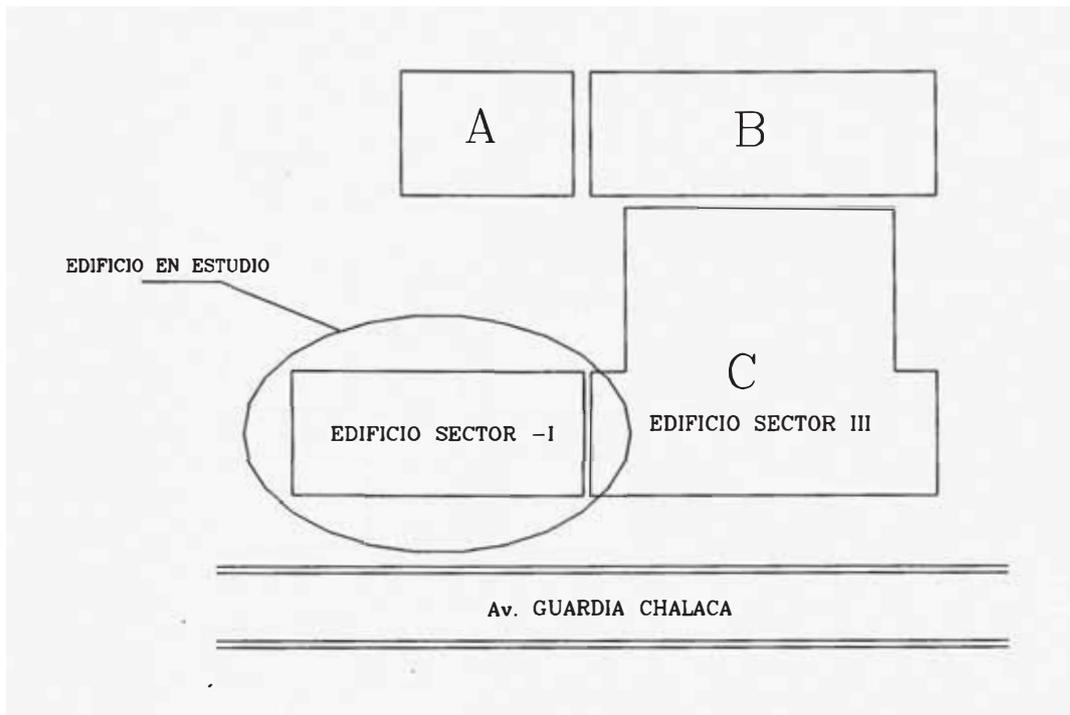
Luego con el conocimiento de que en el año 1988, se desarrollo un proyecto estructural de Reforzamiento que se llevó a ejecución en la década del 80 con el criterio de proporcionar a las estructuras dañadas suficiente capacidad para soportar sismos severos con un comportamiento según el reglamento vigente y limitar deformaciones excesivas y por tanto, daños en la tabiquería.

Y sabiendo que la solución de Reforzamiento fue el colocar placas de concreto armado en ambos sentidos de las edificaciones. Una consideración de ubicación de las placas nuevas fue de no introducir esfuerzos adicionales notables por torsión, tratando en lo posible de no alterar la arquitectura y funcionalidad en cada uno de los sectores considerados.

Pero con conocimiento que al producirse el sismo del 03 de Octubre de 1974 el edificio aun no se encontraba reforzado por este motivo es que lo que consideraremos el modelo estructural sin placas (condición de la estructura al producirse el sismo).

Se representan la ubicación de la estructura en el Hospital Daniel Alcides Carrión (Ver Fig. 3.1).

Figura 3.1. Ubicación del bloque Sector I del Hospital Daniel Alcides Carrión.



Los elementos no estructurales han sido idealizados considerando las propiedades mecánicas de la albañilería y se han introducido en el modelo tal como se presenta en las Fig. 3.2.

Debido a las características de las estructuras, se considera importante comparar nuestros resultados con la medición de vibraciones de los edificios involucrados en el estudio de Vulnerabilidad Sísmica de Hospitales (Anexo I), con el propósito de calibrar el modelo matemático desarrollado. Las mediciones de vibraciones se han determinado en las direcciones principales de los edificios, la dirección X se ha medido en el canal CH1, y la dirección Y en el canal CH2.

Los resultados de las mediciones que se muestran a continuación son del Sector III que es un edificio similar al Sector I.

Tabla 3.1. Resultados de mediciones de microtrepidaciones, Sector III.

Sector III	CH1		CH2	
	Frecuencia	Periodo	Frecuencia	Periodo
	(Hz)	(s)	(Hz)	(s)
	1.95-2.56	0.39 ~0.51	2.08	0.48

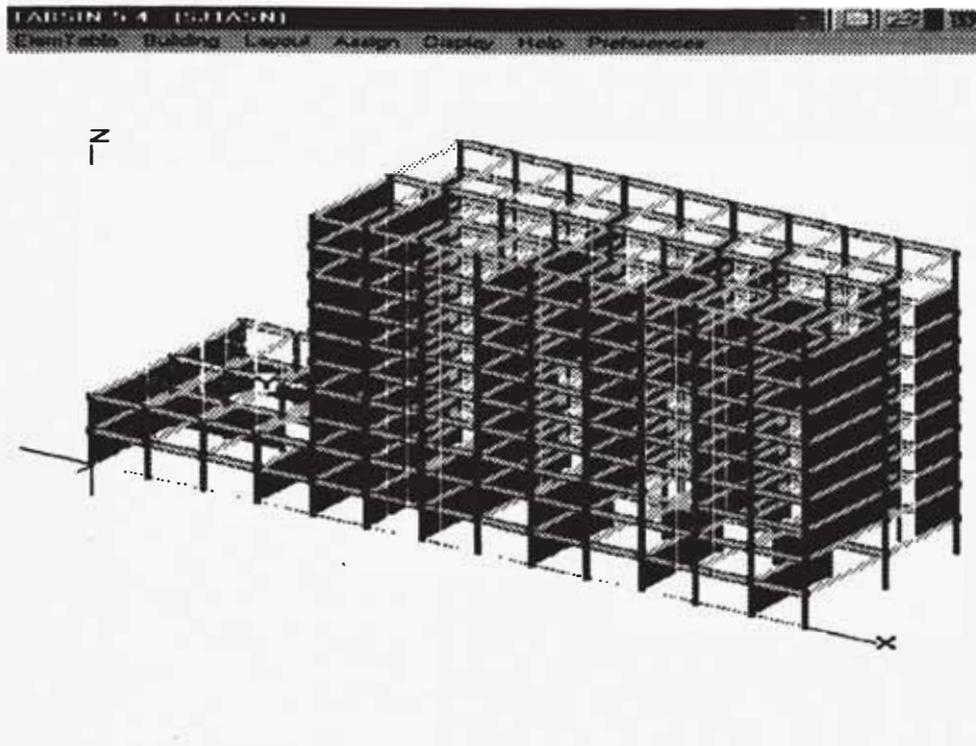


Figura 3.2. Modelo estructural del Sector I Antes del Reforzamiento con muros de relleno

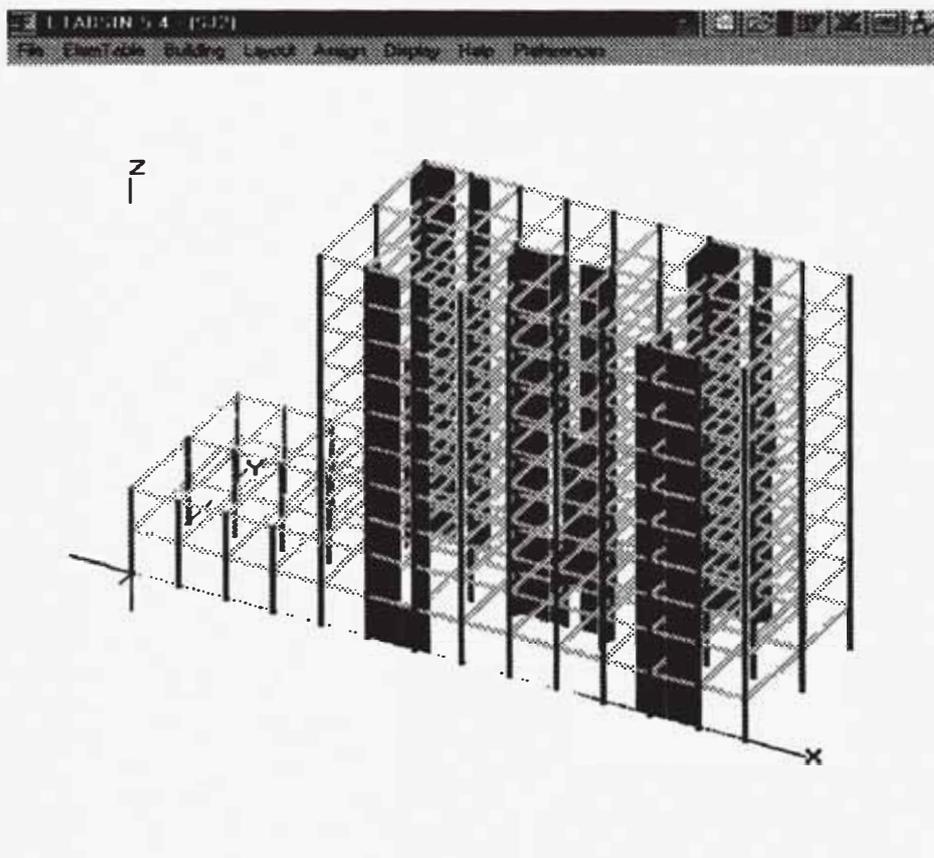


Figura 3.3. Modelo estructural del Sector I Después del Reforzamiento con placas sin muros de relleno

Descripción del Estado de los Materiales

En la recopilación de información de los planos estructurales, debido a que este hospital fue construido en las décadas del 40 (Sector Carrión) y 60 (Sector San Juan), fue difícil encontrar los juegos completos de planos. En este caso sólo se encontraron planos estructurales de ubicación de los muros de Reforzamiento y la distribución de refuerzo en estos. Debe acotarse que no se ha encontrado ninguno de los planos estructurales de los proyectos originales de las edificaciones, sólo de arquitectura (Anexo IV). Nos hemos apoyado en los ensayos de esclerometría realizados en el Estudio de Vulnerabilidad de Hospitales con el objeto de conocer el nivel de la resistencia mecánica de los materiales. Estos resultados son presentados en el Anexo II. Los ensayos arrojaron un valor promedio de la resistencia del concreto f'_c de 175 kgf/cm^2 para el caso del concreto en las edificaciones antes del reforzamiento.

Por otro lado es necesario una verificación de la calidad del refuerzo utilizado en la construcción de este hospital. Se ha asumido que el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo es del orden de 2800 kgf/cm^2 que corresponde a la calidad de los materiales empleados en aquella época.

COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE LA ESTRUCTURA.

Análisis Dinámico del Sistema Estructural

Para efectuar el análisis dinámico se han determinado las masas de cada piso, considerándolas concentradas en los niveles de entrepiso. El programa ETABS determina las rigideces y calcula las frecuencias naturales y los modos de vibración de las estructuras. En el análisis tridimensional se ha empleado la superposición de los primeros modos de vibración más representativos de la estructura.

De acuerdo a los registros de aceleraciones espectrales del Sismo del 03 de Octubre de 1974 se ha construido una curva normalizando el espectro de diseño con una aceleración máxima de 400 gals. basándonos en el "Estudio de

Microzonificación Sísmica de la Punta y el Callao", Ing Carlos E. Huaman Egoavil (Marzo 1991). UNI - CISMID.

Para cada una de las aceleraciones, serán utilizados espectros normalizados en el análisis dinámico de los sistemas estructurales. Cada espectro es procesado por ETABS determinando los esfuerzos, desplazamientos absolutos y relativos producidos.

CARACTERISTICAS DINAMICAS DEL SECTOR I

Según el valor estimado por el Código de Diseño Sismo – Resistente tenemos $T = 0.9628$ seg, luego los valores obtenidos del análisis estructural son:

Tabla 3.2 PERIODOS Y FRECUENCIAS (Antes del Reforzamiento).

Modo Número	Periodo (Seg)	Frecuencia (Cicles/Seg)	Circular/Freq (Radians/seg)
1	1.082	92450	5.809
2	0.714	1.40115	8.804
3	0.523	1.91256	12.017
4	0.398	2.50961	15.768
5	0.235	4.25573	26.740
6	0.218	4.58811	28.828
7	0.177	5.64123	35.445
8	0.149	6.68996	42.034
9	0.140	7.13755	44.847
10	0.121	8.29508	52.120
11	0.096	10.374	65.182
12	0.089	11.1856	70.281

Tabla 3.3 MODAL DIRECTION FACTORS

Modo Numero	X-TRANS DIRECTION	Y-TRANS DIRECTION	Z-ROTN DIRECTION
1	99.98507	0.008	0.0073
2	0.73322	92.017	7.24993
3	4.34644	7.621	88.03275
4	96.19306	0.412	3.39544
5	55.56056	33.489	10.94995
6	43.62656	47.060	9.31316
7	92.62064	4.621	2.75792
8	6.99064	64.192	28.81702
9	1.73672	20.697	77.56641
10	98.27007	0.432	1.2979
11	97.55029	1.148	1.30183
12	76.2404	5.677	18.08274

La información es procesada con la finalidad de ser utilizada en el análisis de vulnerabilidad de elementos no estructurales.

Análisis por Cargas de Gravedad

En este análisis se calculan las solicitaciones (momentos flectores, fuerzas cortantes, cargas axiales y momentos de torsión) originadas por la carga permanente y sobrecargas especificadas en el diseño original.

Combinaciones de Carga

Las cargas últimas son halladas superponiendo los efectos resultado del análisis dinámico y de las debidas a las cargas de gravedad considerando los factores de carga especificados en la Norma Peruana.

ETABS evalúa la envolvente de las solicitaciones indicadas y para cada elemento obtiene los valores máximos en las secciones críticas que sirven para la verificación del diseño.

Respuesta Dinámica Sector - I

Tabla 3.4. Cortante por nivel (tonf), Sismo 03/10/74

	SISMO X-X	SISMO Y-Y
SOTANO	524.73	830.53
1er. PISO	492.76	810.06
2do. PISO	439.13	760.64
3er. PISO	401.19	705.67
4to. PISO	363.5	643.26
5to. PISO	324.1	574.23
6to. PISO	283.56	494.41
7mo. PISO	235.56	397.55
8vo. PISO	172.05	278.47
9no. PISO	87.89	142.75

Estimación de la resistencia de la Estructura.

De acuerdo a la teoría de diseño plástico, la capacidad última de la estructura será alcanzada cuando un buen número de secciones alcancen la fluencia y originen un mecanismo de falla. Esto es comúnmente conocido como la formación del mecanismo de colapso mediante la disipación de energía a través de rótulas plásticas, que se formarían en los encuentros de las secciones viga-columna de los miembros del sistema aperticado. Para que este mecanismo se llegue a formar, es necesario que los encuentros vigas-columnas estén dotados del refuerzo de corte y flexión necesarios, de manera que sean capaces de sufrir una deformación tal que disipe energía.

Por tratarse de un sistema de losa rígida, puede asumirse que el mecanismo de falla más desfavorable es del tipo panel, en los que las columnas formarían rótulas plásticas en los encuentros con las vigas; de este modo los momentos últimos que se originan en las columnas determinarán el corte último resistente de la estructura. Para tal efecto se determinó el nivel de carga axial para la combinación de cargas mas desfavorable. Utilizando el programa PCACOL versión 2.3 de Portland Cement Association, se determinó para el nivel de carga axial estimado el momento flector a partir de la superficie de interacción que proporciona el programa. Una vez conocido el momento de cada columna se determina el cortante actuante asumiendo el mecanismo de falla tipo panel. Posteriormente, conocidos los cortantes en cada elemento columna fue posible conocer la capacidad teórica de cada uno de los entresijos. Esta capacidad es comparada con la respuesta espectral de la estructura para las condiciones del sismo del 03 de Octubre de 1974 normalizado a las aceleraciones máximas esperadas.

La capacidad es sinónimo de resistencia de la estructura mientras que la respuesta es sinónimo de demanda estructural, de modo que una estimación de la vulnerabilidad estructural puede hacerse mediante la comparación de la demanda contra la resistencia del sistema estructural. Esta estimación indicará la tendencia

existente hacia una cuantificación de la seguridad estructural que nos indica si la estructura es segura o insegura frente a una demanda, en base al parámetro de resistencia o capacidad última.

Basados en la información obtenida de los planos estructurales disponibles y asumiendo algunos valores de cuantías de refuerzo en secciones donde no se pudo contar con la información completa, se evalúa la resistencia estructural considerando las fórmulas existentes para momentos últimos considerando los efectos de flexión y carga axial para cada una de las columnas del sistema estructural. Esto se hizo bajo la suposición de un modo de falla tipo panel del edificio. Resultado de ello se presentan los gráficos de cortantes últimos (fig. 3.4 y fig 3.5), que muestra la capacidad actual de la edificación y la capacidad requerida cuando ocurrió el sismo.

DEMANDA - RESISTENCIA DE LA ESTRUCTURA

Entiéndase como demanda sísmica a la solicitud a que será expuesta la estructura ante la ocurrencia de un sismo. En el presente estudio como se menciona previamente los niveles de demanda a la que la estructura será sometida, bajo el sismo del 03 de Octubre de 1974 normalizado a una aceleración máxima de 400 gals.

Para esta demanda se realizó el análisis espectral utilizando ETABS. Dos tipos de análisis para cada una de las demandas fueron efectuados: uno considerando la influencia de muros y paneles no estructurales y otro sin considerar la influencia de estos en el análisis sísmico del sistema.

Para el primer caso se considero elementos muro con un modulo de elasticidad de 20000 kg/cm² que corresponde a una albañilería de ladrillo de calidad baja. Bajo esta suposición se efectuaron las simulaciones, las mismas que serán comparadas con la resistencia de la estructura a fin de mostrar la tendencia a la vulnerabilidad del sistema.

Demanda - Resistencia Estructural Edificio Sector-I

Se considero en un princio el sistema reforzado y con los muros no estructurales (Condición actual -placas y muros), se realizo el análisis dinámico que arrojo periodos de vibración del edificio $T_1=0.57$ seg. $T_2=0.469$ seg. $T_3= 0.341$ seg. El análisis de los modos mediante ETABS señalan que el primer modo corresponde a una vibración en la dirección x-x, el segundo modo corresponde a una vibración en la dirección y-y y el tercer modo corresponde a una vibración rotacional.

Con el objeto de estudiar la influencia que proporcionan los muros no estructurales al sistema aporticado de vigas columnas con que el modelo estructural fue idealizado, se considero luego el sistema no reforzado con los muros estructurales y por ultimo el sistema no reforzado sin los muros no estructurales. En cada uno de estos casos se realizaron los análisis dinámicos que arrojaron periodos de vibración del edificio no reforzado con muros no estructurales $T_1=1.08$ seg. $T_2=0.71$ seg. $T_3= 0.522$ seg. y para el edificio no reforzado sin muros no estructurales $T_1=2.75$ seg. $T_2= 2.44$ seg. $T_3= 1.83$ seg.; estos modos coinciden en componente y dirección con los hallados en el modelo reforzado y con muros no estructurales.

Es evidente que la diferencia en periodos indican que el no considerar los muros no-estructurales en el modelo causaría una sub-estimación de la capacidad estructural y a la vez una distorsión del modelo que en este caso no representaría al edificio. Por esta razón estos resultados son comparados con el periodo de vibración actual del sistema y fue medido mediante micro trepidaciones. Ha de mencionarse que estas mediciones solo permiten la evaluación de los modos translacionales solamente por lo que la verificación del modelo se hará en base a considerar el primer y segundo periodos como representativos del sistema. La medición arrojo un periodo fundamental de $T=0.51$ seg. en la dirección x-x y $T=0.48$ seg. en la dirección y-y que son cercanos al primer y segundo modo del modelo no reforzado y con muros no estructurales que es la condición como se encontraba el edificio el 03 de Octubre de 1974.

Los valores del análisis para la demanda del sismo correspondientes a un análisis elástico ejecutado por ETABS, son multiplicados por un factor de 1.25 de acuerdo a las normas peruanas de diseño sismoresistente para el cálculo de los valores máximos que podrían generarse durante un evento de tal naturaleza. Estos resultados son presentados en la Tabla N° 3.5 Tabla N° 3.6 la Fig 3.4 y la Fig 3.5 donde se observan los valores de cortantes máximos al que la estructura estaría sometida en un evento como este. Los Valores de cortante son comparados con los valores de resistencia de la estructura hallados y que son denominados cortante ultimo o capacidad. Estos resultados muestran que la estructura tiende a ser insegura y esto nos confirma los registros del levantamiento de daños de la época de los 80.

Además se han realizado los gráficos de distorsiones de entrepiso para cada una de las direcciones principales del análisis, en la Tabla N° 3.7, Fig 3.6 y Fig 3.7, en la dirección x-x en el nivel 2 obtenemos daños visibles en la arquitectura y en el nivel 3 obtenemos agrietamiento medio, por tanto volvemos a darle validez al modelo adoptado ya que estos daños fueron descritos en el levantamiento de daños realizado en la época de los 80, estos daños los atribuimos aparentemente a las excesivas deformaciones generadas durante el sismo, en la dirección y-y obtenemos valores menos críticos debido a una mayor rigidez de sus elementos en esta dirección que limitaron los desplazamientos en esta dirección..

Tabla 3.5. Cortantes de Edificio Sector -I - Dirección x-x

NIVELES	CORTANTES RESISTENTES (C)	CORTANTES DE SISMO sismo 03/10/74 (tn) 400 gals (D)
1	424.20	524.73
2	424.20	492.76
3	323.04	439.13
4	305.10	401.19
5	287.15	363.50
6	269.20	324.10
7	251.26	283.98
8	242.28	235.56
9	215.36	172.05
10	215.36	87.89

Tabla 3.6. Cortantes de Edificio Sector -I - Dirección y-y

NIVELES	CORTANTES RESISTENTES (C)	CORTANTES DE SISMO sismo 03/10/74 (tn) (D)
1	882.64	830.53
2	869.16	810.06
3	618.42	760.64
4	540.54	705.67
5	478.23	643.26
6	412.80	574.23
7	356.72	494.41
8	328.68	397.55
9	253.89	278.47
10	253.89	142.75

Tabla N° 3.7 DISTORSIONES DE ENTREPISO

NIVEL	PISO	X-X	Y-Y
10	PISO9	0.00131	0.00151
9	PISO8	0.00133	0.00146
8	PISO7	0.00135	0.00151
7	PISO6	0.00135	0.00154
6	PISO5	0.00122	0.00152
5	PISO4	0.00138	0.00145
4	PISO3	0.00138	0.00132
3	PISO2	0.00224	0.00108
2	PISO1	0.00393	0.00028
1	SOTANO	0.00052	0.00014

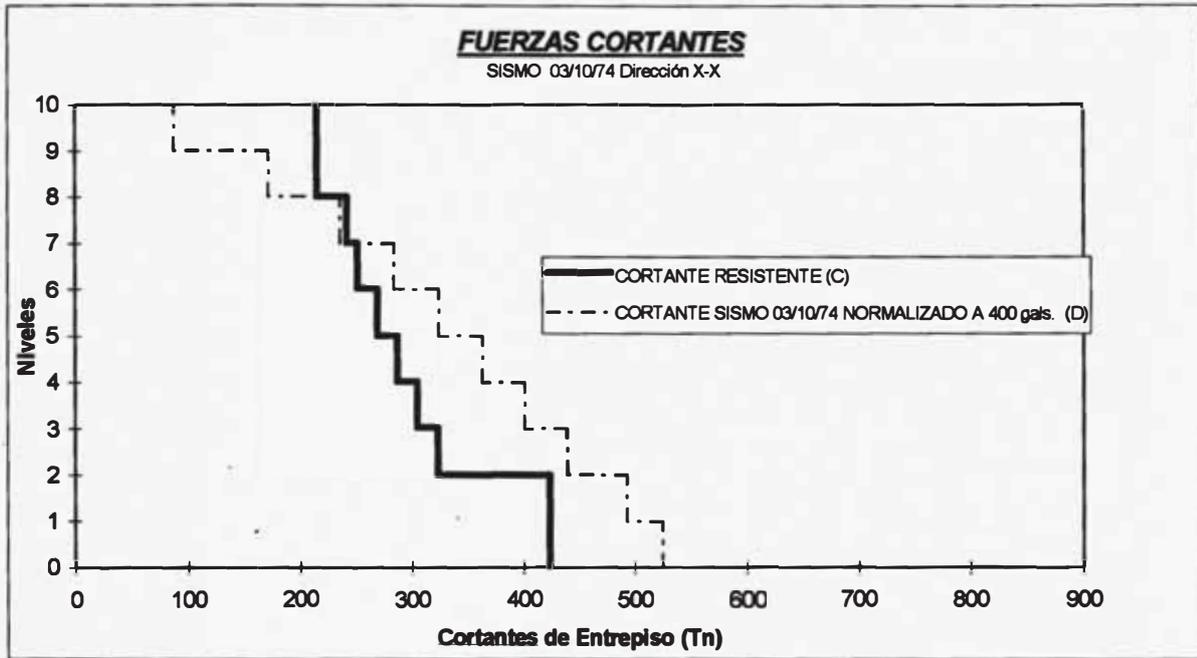


Fig. 3.4

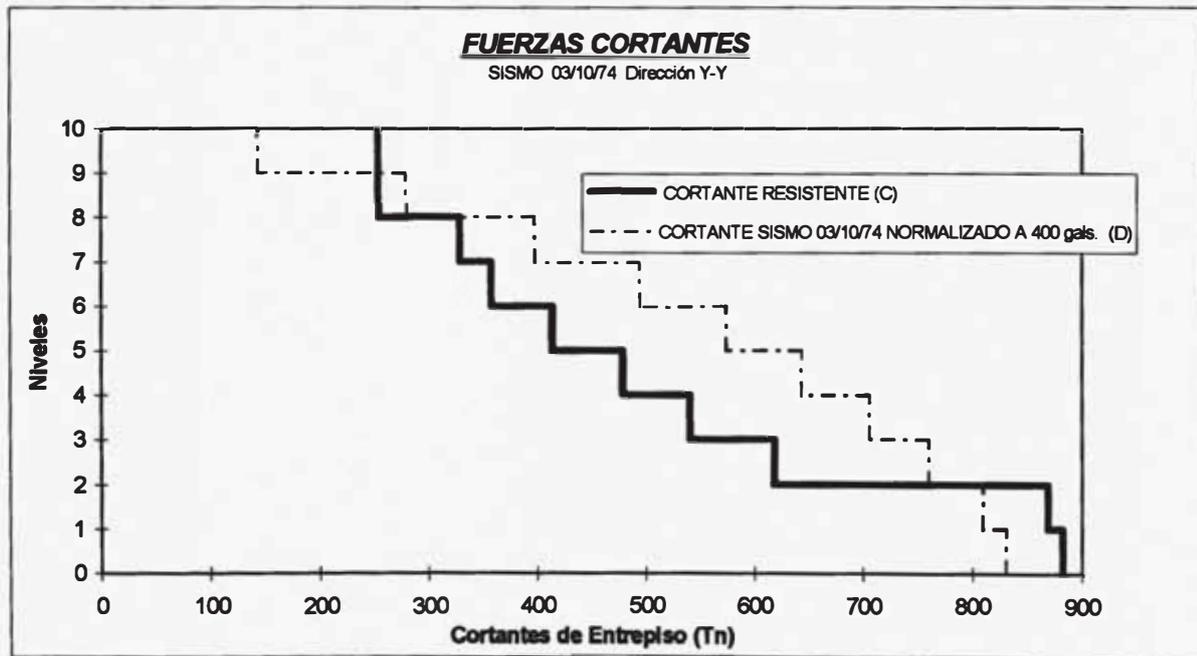


Fig. 3.5

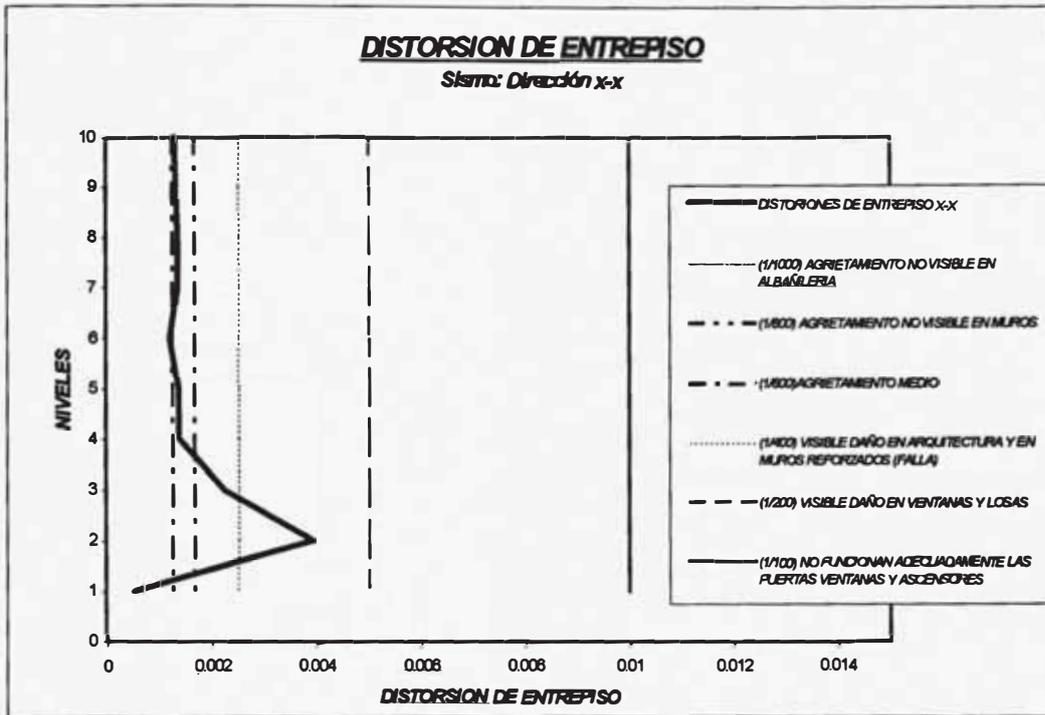


FIG 3.6

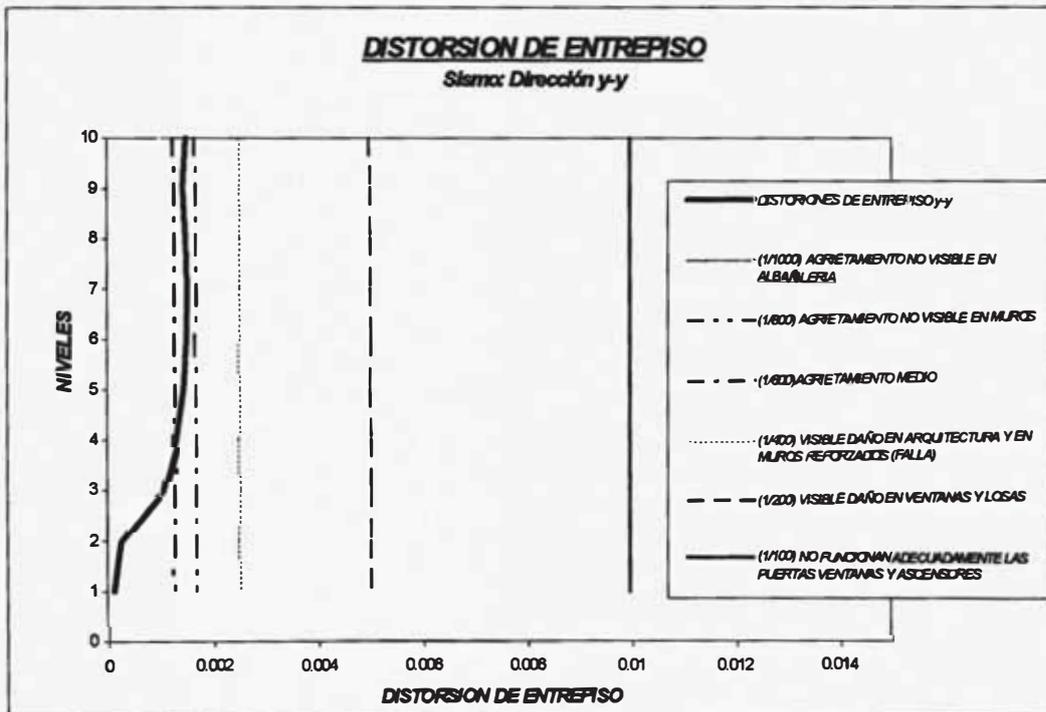
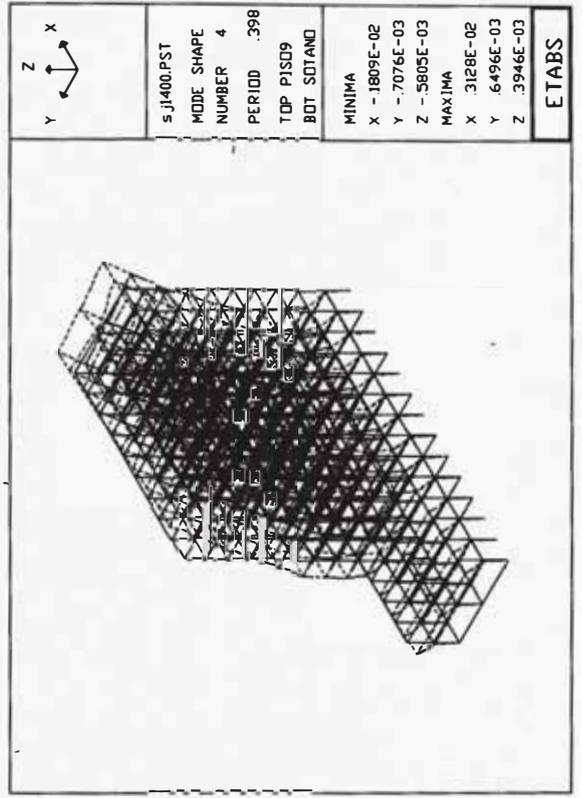
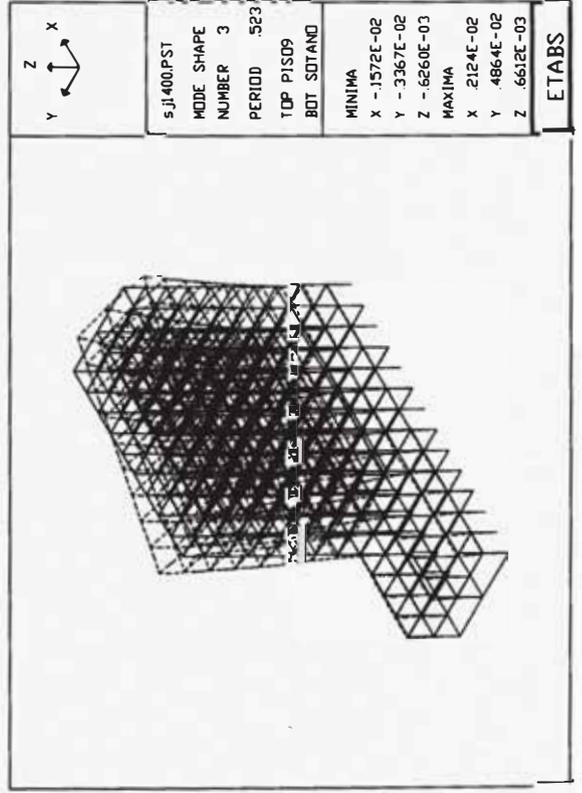
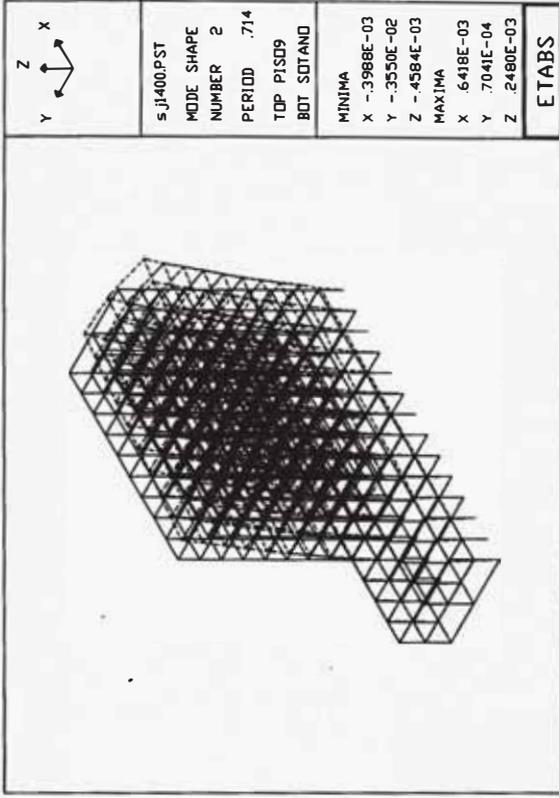
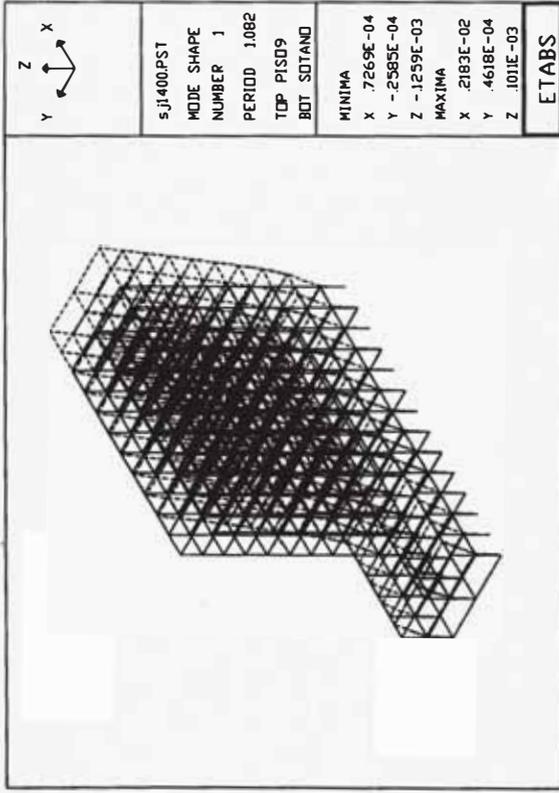


FIG 3.7

Fig. 3.8 Formas de Vibración Predominantes de la Estructura



CAPITULO IV.

ANALISIS DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL MEDIANTE EL METODO DE HIROSAWA (2do ORDEN).

Criterios Generales Adoptados Para la Evaluación de la Seguridad Sísmica de Hospitales

Este método nos dice que la seguridad sísmica es evaluada, no sólo a partir de los elementos estructurales, sino también desde el punto de vista de los elementos no estructurales, como son, materiales de acabado, etc. debido a que si los edificios son diseñados siguiendo los nuevos conceptos de diseño, según los cuales, aún cuando el edificio sea sometido a un sismo severo, no debe colapsar, ni causar pérdidas de vidas humanas y debe considerarse el hecho de que los residentes puedan salir a tiempo del edificio.

Entonces reconocemos que es importante la seguridad de los elementos no estructurales, no obstante que la información empírica, acerca de su comportamiento es escasa. Este criterio toma en cuenta los elementos no estructurales a través del índice I_n , evaluado tomando en cuenta la flexibilidad relativa de la estructura misma y los elementos no estructurales.

La evaluación consiste en una secuencia de tres pasos: desde un primer método más simple, hasta un tercer método con suposiciones y detalles de cálculo más refinados. El proceso repetitivo es llamado "clasificación" y es considerado como un método práctico para evaluar el comportamiento de un gran número de

edificios por su aplicación relativamente sencilla y rápida.

El objetivo principal es expresar la seguridad sísmica de la estructura cuantitativamente a través de un valor numérico llamado índice sísmico propuesto, y considerar condiciones tales como, uso, edad, importancia, etc., y sobre todo que la conclusión o juicio acerca de la seguridad sísmica estará sujeto al criterio del ingeniero que use los métodos.

El análisis del comportamiento de la estructura es hecho considerando cuatro factores traducidos también en índices sísmicos, éstos son: el comportamiento estructural propiamente, el cual considera la resistencia horizontal última y la ductilidad de la estructura; la distribución en planta y en perfil de los elementos estructurales, distribución de rigideces y fuerzas; el tiempo de deterioro del edificio; y, las condiciones del terreno sobre el cual está ubicado el edificio; aún cuando en esta propuesta éste último factor no está bien investigado debido a la dificultad de su evaluación.

El índice que evalúa el comportamiento estructural tiene en cuenta no sólo la resistencia, sino la capacidad de deformación de los miembros estructurales, para lo cual considera un subíndice sísmico de ductilidad.

La existencia de miembros estructurales con diversas capacidades de deformación hace que la capacidad para resistir la carga lateral esté condicionado por la presencia de los miembros frágiles (o muy frágiles).

Debido a su rigidez alta los miembros frágiles presentan en la resistencia última, desplazamientos pequeños y una reducción significativa de su resistencia para soportar la carga lateral después de alcanzar la resistencia última. Y los miembros dúctiles con relativa rigidez baja, no podrían ser investigados en condiciones de desplazamiento máximo en la resistencia última.

Si estas son las condiciones el método toma en cuenta éstas, reduciendo adecuadamente la resistencia de los miembros dúctiles para cuando se produzca la falla de los miembros frágiles con ecuaciones empíricas, de manera que la existencia de los miembros muy frágiles como columnas cortas, pueden considerarse como una condición crítica de la seguridad, ya que puede provocar el colapso local,

aún cuando el edificio no sea afectado en su totalidad.

Si la estructura consiste de miembros estructurales cuyas capacidades de deformación son distintas y aunque su seguridad no está condicionada por la presencia de miembros frágiles, su evaluación no siempre resulta fácil. Si se tienen muros de corte y columnas dúctiles, la resistencia y deformaciones críticas son distintas. Esta propuesta considera estos casos con análisis dinámicos no lineales traducidos a fórmulas empíricas.

Es posible que los edificios que no son diseñados con cargas laterales estáticas mayores, se les puede exigir un comportamiento dúctil, y si las capacidades de deformación de los miembros estructurales son similares, éstos pueden evaluarse teniendo en cuenta el concepto de igualdad de energía (tomando en cuenta la deformación inelástica), ampliada a sistemas de un solo grado de libertad, obteniéndose un factor de ductilidad, a partir del requerido de ductilidad.

Tratándose de una estructura de varios pisos, el requerimiento de ductilidad y el factor de ductilidad son evaluados en la misma forma como el obtenido por el análisis dinámico no lineal de sistemas de una masa.

En el caso de muros no se ha realizado muchos estudios acerca del comportamiento dúctil, y el factor de ductilidad no es posible evaluarlo a partir del requerimiento de ductilidad; por lo que se recurre a formulas aproximada empíricas.

Antecedentes

Los métodos para la evaluación de la seguridad Sísmica de Edificios existentes de Concreto Armado se desarrollaron a partir de varias propuestas presentadas. El reporte sobre el cual se basa este trabajo es el resultado de varias investigaciones, las cuales se desconocen o se tiene un conocimiento general de ellos

En lo que se refiere a los edificios existentes, se adoptaron procesos de estimación, usando para esto clasificaciones por pasos sucesivos que van desde el

más simple hasta el más refinado (tabla 4.1) o por grados (tabla 4.2 y tabla 4.3), siendo este último el más apropiado

la clasificación por grados se resume como sigue:

- GRADO I** : *Se considera en este grupo a los edificios que son lo suficientemente resistentes y no sufren daños durante un sismo severo.*
- GRADO II** : *Edificios con la resistencia relativamente alta dúctiles con una resistencia adecuada; de manera que se producen daños leves.*
- GRADO III** : *Edificios de poca resistencia que podrán sufrir fuertes daños. Si el edificio aloja mucha gente o está dedicado a propósitos importantes, deben ser investigados con mas detalle.*
- GRADO IV** : *Edificios cuya resistencia no es suficiente, y no podrán librarse de sufrir daños grandes durante sismos severos. Sus características sismo resistentes deben ser mejorados reforzándolos.*

Tabla 4.1 Proceso de Estimación de la Capacidad Sismoresistente por Pasos

Paso	Criterio	Definición	Resultado estimado cuando el criterio es satisfecho
1	Resistencia requerida, dada por la relación R_m y el número de pisos. $R_m \geq 2N$ y 5 ($N < 6$) $R_m \geq N+6$ y ($N > 7$)	$R_m = \frac{\text{Long. De muros en la dirección } x \text{ ó } y \text{ (cm)}}{\text{Area piso (m}^2\text{)}}$	Suficientemente Resistente
2	Resistencia aproximada de columnas ($\sum Q_c$) y muros ($\sum Q_m$) $S_b = \frac{\text{Alfa} * (\sum Q_c + \sum Q_m)}{W} \geq 1.0$	Alfa: factor de modificación $0.5 \leq \text{alfa} \leq 1.20$ $\sum Q_c + \sum Q_m$: Capacidad de carga horizontal (tn) W : fuerza cortante del piso correspondiente a 1.0 g (tn)	Suficientemente Resistente
3	Resistencia de columnas ($\sum Q_c$) y muros ($\sum Q_m$) Calculada más rigurosamente y ductilidad supuesta debido al tipo de falla y a la relación del refuerzo transversal p_m $S_b = \frac{\text{Alfa} * (\sum Q_c + \sum Q_m)}{W}$ a) $S_b \geq 1.0$ b) $0.6 \leq S_b < 1.0$ y $Q_{\text{corte}} > Q_{\text{fl}}$ c) $0.45 \leq S_b < 0.6$ y $p_m \geq \text{valor requerido: } 1$ d) $0.3 \leq S_b < 0.45$ y $p_m \geq \text{valor requerido: } 2$	$\sum Q_c + \sum Q_m$: capacidad de resistencia a la carga horizontal Q_{corte} , $Q_{\text{flexión}}$: resistencia al corte y flexión, respectivamente p_m : relación del refuerzo transversal de la columna	a) Suficientemente resistente b) Más o menos resistente y no frágil c) Resistente y dúctil d) Suficientemente dúctil
4	Igual al paso 2 y 3, tomando en cuenta los periodos predominantes del edificio y terreno y la resistencia en las condiciones actuales del concreto.		Igual a 3

Tabla 4.2 Estimación de la Capacidad Sismo Resistente por Grados

Grado	Condición	Conclusión
I	a) S_b ó $S'b > 01.0$ b) $0.6 \leq S'b < 1.0$ y $Q2 \geq Q1$	Suficientemente resistente Más o menos resistentes y con poca ductilidad
II	a) $0.6 \leq S'b < 1.0$ y $Q2 < Q1$ b) $0.4 \leq S'b < 0.6$ y $Q2 < Q1$	Resistente Dúctil
III	a) $0.4 \leq S'b < 0.6$ y $Q2 < Q1$ b) $0.2 \leq S'b < 0.4$ y $Q2 \geq Q1$	Frágil y con poca resistencia También poca resistencia
IV	Otras condiciones	Frágil y con muy poca resistencia

Tabla 4.3 Estimación de la Capacidad Sismo Resistente por Grados

Grado	Condición	Conclusión
I	a) S_b ó $S'b > 01.0$ b) $0.6 \leq S'b < 1.0$ y $Q2 \geq Q1$	Igual a la Tabla 2.2
II	a) $0.6 \leq S'b < 1.0$ y $Q2 < Q1$ b) $0.45 \leq S'b < 0.6$ y $pm \geq pm1$	
III	a) $0.45 \leq S'b < 0.6$ y $pm < pm1$ b) $0.30 \leq S'b < 0.45$ y $pm \geq pm2$	
IV	Otras condiciones	

Sub-Índice Sísmico que representa el Comportamiento Estructural básico: E_o

El sub índice E_o es calculado para el segundo método de evaluación teniendo en cuenta el comportamiento en la resistencia última, tipo de falla y ductilidad de la estructura.

Combinando los índices de resistencia C , Índice de ductilidad y otros, evaluados también se obtiene el sub índice E_o .

Una estructura con gran resistencia o con una gran capacidad de deformación cuya falla sea dúctil tendrá un valor alto de E_o .

A continuación se describe el procedimiento del cálculo de E_o para el segundo método de Evaluación.

Los miembros estructurales verticales son clasificados de acuerdo a su tipo de fallas y su resistencia al cortante último.

Para esto, basados en la suposición de que la resistencia de las vigas es lo suficientemente alta, se consideran solo los miembros estructurales verticales como elementos resistentes, los cuales podrían fallar por flexión; se determinan la fuerza cortante última; para cada miembro, en cada piso y en cada dirección. el índice de resistencia C es evaluado agrupando los miembros estructurales como se explica en el acápite correspondiente.

El índice de ductilidad F es evaluado a este nivel para cada grupo.

Estos son los dos parámetros necesarios para el cálculo de E_o cuya evaluación se describe a continuación en la Tabla 4.4 que describe la clasificación de los miembros verticales.

a) **Sub índice Eo para Edificios sin columnas frágiles**

Las formulas (4.1) y (4.2) son usadas simultáneamente en este caso, el sub índice Eo es el mayor valor resultante. La ecuación (4.1) expresa el sub Índice Eo cuando el grupo 3 llega a falla, finalmente y la ecuación (4.2) expresa el sub índice Eo, cuando el grupo 1 falla primero.

Si hubiese alguna columna cuyo tipo de falla sea por corte, y además es un elemento sísmico secundario, la ecuación (4.2) debe ser usada.

$$E_o = \frac{n+1}{n+i} * \sqrt{(E_1^2 + E_2^2 + E_3^2)} \dots\dots\dots ec.(4.1)$$

Tabla 4.4 Clasificación de los miembros verticales de acuerdo al tipo de fallas

(Segundo método de evaluación)

Tipo de falla (por)	Descripción
<i>Flexión de la columna</i>	<i>La falla por flexión, precede a la falla por cortante en la columna.</i>
<i>Flexión de muro.</i>	<i>La falla por flexión, precede a la falla por cortante en el muro.</i>
<i>Por cortante – columna</i>	<i>La falla por cortante, precede a la falla por flexión en la columna.</i>
<i>Por corte – muro</i>	<i>No se consideran las columnas cortas. La falla por cortante, precede a la falla por flexión en el muro.</i>
<i>Falla frágil de columna</i>	<i>Columna con ho/D ≤ 2 : Columna corta; y la falla por cortante precede a la falla por flexión.</i>

Donde :

C_1, C_2, C_3 : Indices de resistencia del primer (Indice F es el más bajo), segundo (Indice F es intermedio) y tercer grupo (Indice F es mayor) grupo respectivamente.

F_1, F_2, F_3 : Indices del primer, segundo y tercer grupo, respectivamente.

$$E_o = \frac{n+1}{n+i} * (C_1 + \alpha_2 * C_2 + \alpha_3 * C_3) * F_1, \dots \dots \dots \alpha. (4.2)$$

Donde :

α_2 : Suma de las fuerzas de corte lateral soportadas por el segundo grupo de miembros correspondientes al desplazamiento en la resistencia última de los miembros del primer grupo/ suma de las fuerzas cortantes correspondientes a la resistencia última de los miembros del segundo grupo.

α_3 : Suma de las fuerzas de corte lateral soportado por el tercer grupo de miembros correspondiente al desplazamiento en la resistencia última de los miembros del primer grupo/ suma de las fuerzas correspondientes a la resistencia última de los miembros del tercer grupo.

Experimentalmente α_2 y α_3 son tomados de la tabla 4.5

2° Grupo (o 3°)	1° Grupo	Falla frágil de columna.	Corte en la columna Corte en el muro.
<i>Flexión de columna</i>		0.5	0.7
<i>Flexión de muro</i>		0.7	1.0
<i>Corte en la columna</i>			
<i>Corte en el muro</i>		0.7	

α_2 y α_3 : Coeficientes que indican el grado de resistencia de los miembros de 2º (3º) grupo cuando se produce la falla de los miembros del primer grupo; con respecto a la resistencia total de los miembros de este 2º (3º) grupo.

b) Sub índice Eo para Edificios con columnas frágiles

Cuando las columnas muy frágiles existen estas se agrupan en un grupo aparte. Y es necesario calcular el sub índice Eo teniendo en cuenta lo siguiente:

El sub - índice Eo es el mayor valor calculado por las ecuaciones (4.1) y (4.2) , similares a las (4.3) y (4.4) ignorando las columnas muy frágiles, esto puede darse cuando existen muy pocas columnas frágiles cuya falla no produce colapso del edificio y éste puede resistir con los otros elementos verticales y más bien puede ignorarse, o por la ecuación (2.8) considerándolas.

$$E_o = \frac{n+1}{n+i} * \sqrt{E_2^2 + E_3^2 + E_4^2 \dots \dots \dots} ec.(4.3)$$

$$E_o = \frac{n+1}{n+i} *(C_2 + \alpha_3 * C_3 + \alpha_4 * C_4) \dots \dots \dots ec.(4.4)$$

$$E_o = \frac{n+1}{n+i} *(C_2 + \alpha_2 * C_2 + \alpha_3 * C_3 + \alpha_4 * C_4) \dots \dots \dots ec.(4.5)$$

En las ecuaciones se observan hasta 4 grupos, ya que las columnas muy frágiles (o columnas cortas) forman un grupo aparte (grupo 1).

Si las columnas muy frágiles son elementos sísmicos secundarios la ecuación (4.5) debe usarse.

Adicionalmente si las columnas muy frágiles no son elementos sísmicos secundarios, es caso de existir algunas cuya falla sea por cortante, y además sean elementos sísmicos secundarios, el sub - índice Eo es el mayor valor obtenidos por las

ecuaciones (4.5) considerando las columnas cortas o por la ec. (4.4) ignorando las columnas cortas.

Excepción:

Si la relación de excentricidad definida en el Calculo del Sub - Índice Sísmico del Perfil Estructural S_d .

Es mayor que 0.15 debido a una falta de simetría en la distribución de los elementos estructurales el sub - índice E_o es el menor valor calculado por las dos formas siguientes:

- *Procedimiento en la misma forma descrita anteriormente para el segundo método de evaluación, ignorando los miembros verticales que producen la excentricidad.*
- *Determinando E_o , con la ecuación (4.5) ignorando la excentricidad y agrupando los miembros que producen la excentricidad en un primer grupo y el grupo cuyo índice de ductilidad F es menor que éstos, es ignorado.*

Índice C de Resistencia

Cada miembro es analizado como sigue; se calculan: la fuerza cortante última del miembro y el momento último de flexión (cortante y momento máximo que puede resistir el miembro); luego la fuerza cortante corresponde al momento último de flexión. Los cortantes así calculados son comparados para determinar el tipo de falla; y el índice de ductilidad.

En este segundo método se supone que las vigas son muy resistentes y que son los miembros verticales los que primero fallan, admitiéndose para éstos la falla por flexión y una cierta ductilidad.

Las ecuaciones siguientes son propuestas, basadas en los resultados de muchas experiencias; tanto para los momentos últimos de flexión o momento de fluencia y las fuerzas cortantes últimas.

Si el deterioro de los materiales es notable, y es observado mediante una investigación preliminar, y además se tienen datos acerca de la resistencia del material en este estado, éstas pueden ser usadas.

I) MOMENTO ULTIMO DE FLEXIÓN.

a) *Momento Ultimo de una columna rectangular:*

Si $0.4 b.D.f_c < N < N_{max}$

$$M = (0.8 * A_{st} * F_y * D + 0.12 * b * D^2 * f_c) * \left(\frac{N_{m x} - N}{N_{m x} - 0.4 * b * D * f_c} \right)$$

$0 < N < 0.4 . b . d . f_c$ (4.6)

$$M = (0.8 * A_{st} * F_y * D + 0.5 * N * D * \left(1 - \frac{N}{b * D * f_c} \right))$$

$N_{min} < N < 0$

$M_u = 0.8 A_{st} F_y D + 0.4 N D$

donde :

$N_{máx}$ = Carga máxima resistida por una columna bajo compresión axial.

$N_{máx} = b D f_c + A_s F_y$ (kg)

A_s = Area total del acero longitudinal en la columna (cm²)

$N_{mín}$ = Carga máxima resistida por una columna sometida a tracción axial

$N_{mín} = - A_s F_y$ (kg)

N	–	<i>Carga axial de la columna.</i>	<i>(kg)</i>
A_{st}	=	<i>Area total del acero en tracción</i>	<i>(cm²)</i>
D	–	<i>Dimensión de la columna en la dirección que se analiza (ancho)</i>	<i>(cm)</i>
b	–	<i>Dimensión de la columna en la otra dirección(espesor) (cm).</i>	
F_y	–	<i>Esfuerzo de fluencia del acero longitudinal</i>	<i>(kg/cm²)</i>
f_c	–	<i>Resistencia a la compresión del concreto</i>	<i>(kg/cm²)</i>

Las columnas pueden ir acompañadas con muros de concreto armado ubicados a los lados de la columna.

A veces se rodean los muros de concreto armado por un marco periférico que puede contener un refuerzo sustancial. Unemura y otros han estudiado experimentalmente el comportamiento de estos muros. en Japón.

Un muro de concreto armado construido monolíticamente con elementos perimetrales tiende a actuar como una unidad.

b) Momento Ultimo de una columna con muros a sus lados

Si la columna tiene un solo muro en un lado y el momento actúa en la dirección en la que el muro está en tracción entonces, el muro y la columna son evaluados como una columna rectangular y son calculados con las formulas del acápite anterior.

Si esto no ocurre las siguientes formulas empíricas son usadas para determinar el momento último.

Para
$$N \leq (0.5 * \alpha e (0.9 + \beta) - 13 * \rho' t) * b * D * f' c$$

$$M = (0.9 + \beta) * A_{st} * F_y * D + 0.5 * N * D * (1 + 2 * \beta - \frac{N}{\alpha e * b * D * f' c} * (1 + \frac{A_{st} * F_y}{N})^2) \dots\dots\dots(4.7)$$

Si
$$N > (0.5 * \alpha e (0.9 + \beta) - 13 * \rho' t) * b * D * f' c$$

Mu = En la ecuación (4.9) N es reemplazado por :

$$M = (0.5 * \alpha e (0.9 + \beta) - 13 * \rho' t) * b * D * f' c$$

Donde :

$$\rho' t = \frac{A_{st}}{b * D}$$

$$\alpha e = \frac{\sum A}{l_m * b}$$

$\sum A$ = Area de las secciones transversales de la columna y los muros (cm²)

l_m = Longitud horizontal , ver fig. (4.1) (cm)

β = Longitud en muro en el lado de compresión / D

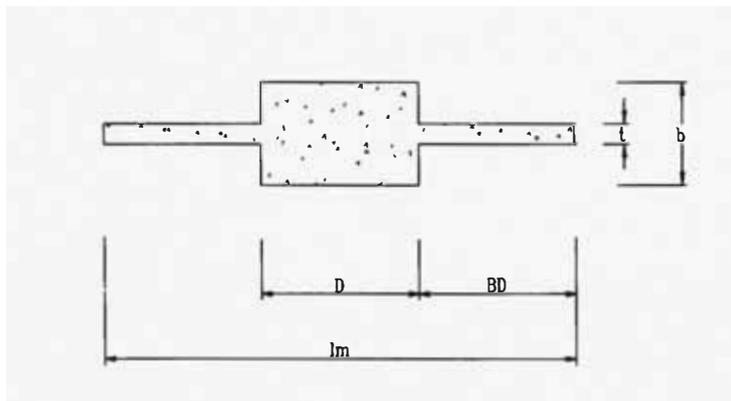


Fig. (4.1) : Columna con muros a sus lados.

c) *Momento Ultimo de un muro con columnas en ambos extremos*

Para este caso la siguiente ecuación aproximada de resultados los cuales están de acuerdo en forma aproximada con los valores experimentales.

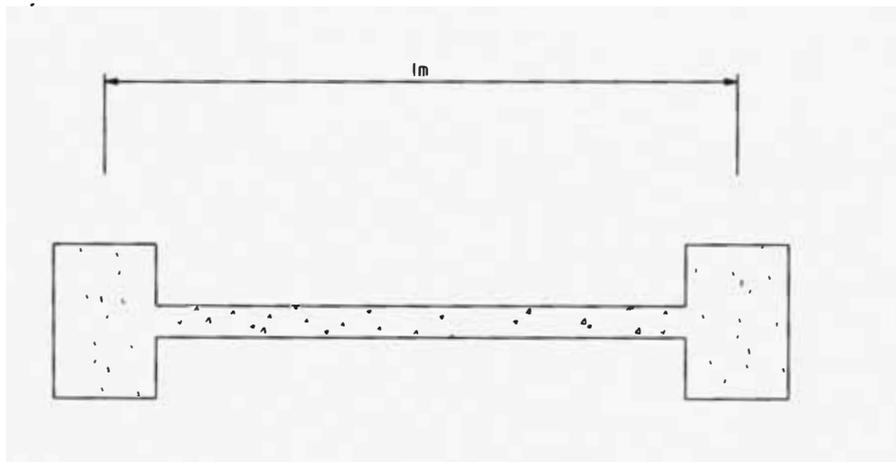
$$M = A_{st} * F_y * l_m + 0.5 * \sum(A_{sm} * F_y) * l_m + 0.5 * N * l_m \dots \dots \dots (4.8)$$

A_{st} – *área del acero vertical de la columna ubicada en el lado de tracción del muro* (cm²)

F_y – *Esfuerzo de fluencia del muro* (kg/cm²)

A_{sm} – *Area de acero vertical en el muro* (cm²)

Fig. (4.2): Muro con columnas en ambos extremos.



El momento último de los muros con una columna en un extremo es calculado siguiendo las mismas consideraciones de los acápites anteriores.

De acuerdo a la disposición de las barras en el muro el momento último puede ser calculado también siguiendo lo visto anteriormente.

II) FUERZAS CORTANTES ULTIMAS

a) Cortante Ultimo de una columna rectangular

La siguiente ecuación es propuesta para la fuerza cortante última de una viga o de una columna.

$$V_{cu} = \left\{ \frac{0.053 (\rho' t)^{0.23} (180 + f'c)}{\frac{M}{V \cdot d} + 0.12} + 2.7 \sqrt{\rho_w - f_y} + 0.1 \cdot \sigma_o \right\} * b * j \dots \dots \dots ec. (4.9)$$

y
$$1 \leq \frac{M}{V \cdot d} \leq 3$$

Esta expresión controla la posibilidad de tener columnas cortas o muy esbeltas.

$$\rho t = \frac{A_{st}}{b \cdot D} \times 100$$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} \quad \text{Si: } \rho_w \geq 0.012$$

(%)

Usar: $\rho_w = 0.012$

A_{sw} = Area transversal del refuerzo transversal (estribo) (cm²)

s = Espaciamiento entre los refuerzos transversales (cm)

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm²)

σ_o = Esfuerzo axial de la columna = $N/b \cdot D$ (kg/cm²)

Si: $\sigma > 80 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma = 80 \text{ kg/cm}^2$

d = Ancho efectivo de la columna. $(D-5\text{cm})$ puede ser usado o lo que corresponda.

$\frac{M}{V.d}$ = Relación cortante – ancho

$M/V = h_o/2$; puede ser usado, aproximadamente.

h_o = altura libre de columna.

j = Distancia entre el centro de compresión y el centro de tracción de la sección transversal de la columna.

$j = 0.8$ puede ser usado aproximadamente.

El término: $0.053 * \rho t^{0.23}$ proviene de $0.092 K_u K_p$

Donde : K_u = Factor de corrección basado en las dimensiones de la sección transversal y es igual a 0.72 para $d > 40 \text{ cm}$.

K_p = Factor de corrección basado en la relación aceleración de tracción.

= $0.82 * \rho t^{0.23}$

Aunque no se tiene más información acerca de estos factores; la fórmula (4.9) considero usarse de forma menos aproximada para condiciones no especificadas arriba.

b) Cortante Ultimo de una columna con muros a los lados

$$V_{cu} = 0.8 f'_c \left(\frac{l_m}{h} \right) \sum A + 0.5 \{ \rho_w * f_y + \rho_m * f * \frac{t(l_m - d)}{b.D} \} * b.D + 0.1N \dots \dots \dots ec. (4.10)$$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot S_c}$$

A_{sw} = Area del refuerzo transversal de la columna
(cm²)

S_c – Espaciamiento del refuerzo transversal de la columna
(cm)

$$\rho_m = \frac{A_{sm}}{t \cdot s_m}$$

A_{sm} – Area del acero horizontal del muro. (cm²)

s_m = Espaciamiento del refuerzo horizontal del muro
(cm)

$\sum A$ = Area total de la sección transversal considerando columna y muro.

h – Altura de la columna. Ver fig.(4.1)

c) Cortante último de un muro con columnas en ambos extremos

La ecuación (4.9) es usada para este caso, pero los parámetros son considerados como sigue:

$$\rho_t = \frac{A_{st}}{l \cdot b_e} \times 100$$

A_{st} – Area del acero vertical de la columna ubicada en el lado de tracción del muro.

l – Ver fig. (4.2)

b_e – $\frac{\sum A}{l}$ espesor equivalente del muro.

$\sum A$ = Area total de la sección transversal, considerando el muro y las

columnas.

$$\rho_m = \frac{A_{sm}}{b_e * s}$$

A_{sm} – Area del acero horizontal del muro.

s – Espaciamiento del acero horizontal del muro.

$$\sigma = \frac{\sum N}{b_e * l} \quad \sum N = \text{carga axial total.}$$

$J = lm$ ó $j=0.8$, l puede ser usado.

$B=b_e$; $D=1$; $d=1$; $M/V = hm/2$

H_m – Altura total del muro – medio desde la base del piso analizado hasta la parte superior del mismo. Ver fig. (4.2).

Si el muro tiene una abertura, los resultados obtenidos normalmente (como muro sin abertura) son multiplicados por un factor de reducción:

$$\gamma = 1 - \sqrt{\frac{\text{Area...de...la...Abertura}}{h * lm}}$$

$h = \text{Altura del piso.}$

El cortante último de un muro con una columna en el extremo o de un muro sin columnas es calculado con las ecuaciones (4.9 ó 4.10) de acuerdo a la disposición y ubicación de las barras.

En los edificios reciente de Japón los muros tienen una disposición a manera de caja, y aún cuando se tienen pocos estudios experimentales; se ha desarrollado un método para calcular la fuerza cortante última; que desafortunadamente no se conoce en nuestro medio.

III) TIPOS DE FALLA

La fuerza cortante última de un miembro vertical: V_{cu} , es la fuerza cortante que se produciría (en la falla) si es miembro falla por cortante.

Al igual la fuerza cortante correspondiente al momento último de flexión V_{fu} es la fuerza cortante que se produciría (en la falla) si el miembro falla por flexión.

Si ambos valores son comparados el menor de ellos es evidentemente el que se produce primero y por lo tanto va a indicar el tipo de falla del miembro; y la fuerza cortante en la condición última del miembro: V_u . (ver tabla 4.4).

V_{fu} es calculado como sigue:

Columna:

$$cV_{fu} = \frac{(cMu)_s + (cMu)_i}{h_o} \dots\dots\dots ec(4.11)$$

$(cMu)_s$ – Momento último en la parte superior de la columna.

$(cMu)_i$ = Momento último en la parte inferior de la columna.

h_o – Altura libre.

Muro :

$$mV_{fu} = 2 * \frac{mMu}{h_m} \dots\dots\dots ec(4.12)$$

mMu = Momento último del muro en el piso analizado.

h_m – Altura total del muro medida desde el piso analizado hasta la parte superior del mismo.

Si se está analizando el piso superior de un edificio de niveles múltiples (o de uno solo), el coeficiente 2 de la ecuación (4.12) es reemplazado por 1.

Fuerza cortante última: V_u

1) *Columna cV_u*

a) *Si: $cV_{fu} < cV_{cu}$ Falla por flexión Y:*

$$cV_u = cV_{fu}$$

b) *Si: $cV_{cu} < cV_{fu}$ Falla por corte Y:*

$$cV_u = cV_{cu}$$

Además: Si $h_o/D \leq 2$ es columna corta de falla frágil.

2) *Muro: mV_u*

a) *Si: $mV_{fu} < mV_{cu}$ Falla por flexión Y:*

$$mV_u = mV_{fu}$$

b) *Si: $mV_{cu} < mV_{fu}$ Falla por corte Y:*

$$mV_u = mV_{cu}$$

Se tiene entonces para este segundo método de evaluación, 5 tipos de falla mostrados en la tabla (2.6).

Los índices de ductilidad para cada miembro y de acuerdo a su tipo de falla se muestran en la sección correspondiente al cálculo del Índice F.

IV) CLASIFICACIÓN DE LOS MIEMBROS VERTICALES

Una vez que se ha adoptado un valor de F para cada miembro vertical de acuerdo a su tipo de falla, se procede a agruparlos hasta en 3 grupos en los cuales están los miembros cuyos F son similares o cercanos. El mínimo valor dentro del grupo es tomado para este grupo. Las columnas cortas forman un grupo aparte.

Cálculo de índice de resistencia: C.

El índice C para cada grupo es calculado como sigue:

$$C_j = \frac{\sum V_{u(j)}}{\sum_{i=1}^n W_k} \dots\dots\dots ec.(4.13)$$

$\sum V_{u(j)} = I$ Cortante de piso del grupo j en el estado último.

W_k = Peso en el nivel de piso k.

n = número total de pisos.

= nivel de piso analizado.

INDICE DE DUCTILIDAD F

La carga sísmica de diseño que recomiendan los códigos de construcción tienen la forma de carga estática; y se aplica normalmente a estructuras de niveles múltiples con una distribución triangular. Estos usan estas cargas para determinar la resistencia de la estructura necesaria para soportar cargas inducidas por los sismos. Los análisis dinámicos de estructuras que corresponden elásticamente a movimiento del terreno registrados durante sismos severos han demostrado que las cargas de inercia de respuesta teórica son mayores que las cargas laterales de diseño estático. La diferencia es notable como para justificar con los factores de seguridad, y se sabe que las estructuras diseñadas para estos códigos han sobrevivido a sismos severos.

La causa de esto se ha atribuido a la supuesta habilidad de las estructuras dúctiles en disipar energía mediante deformaciones inelásticas acompañada con una respuesta reducida debida a mayor amortiguación y a la interacción suelo estructura. La ductilidad de los elementos estructurales es el factor más importante.

En mucho de los análisis dinámicos se han observado que las deflexiones máximas de estructuras elásticas y elastoplásticas son las mismas aproximadamente. La

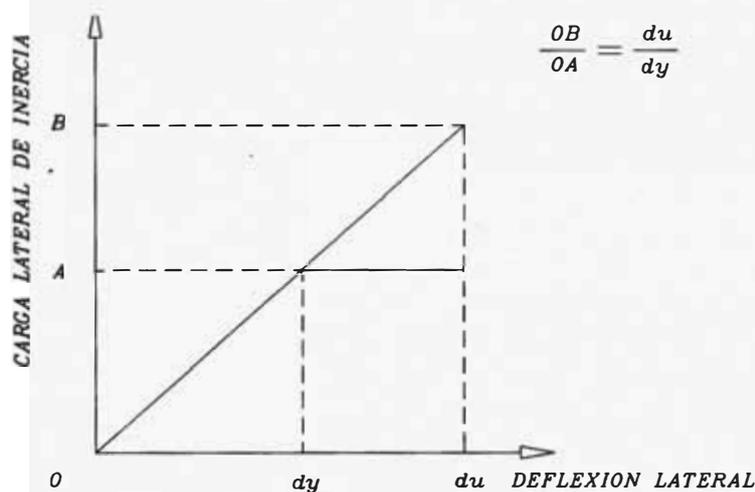
ductilidad de desplazamiento es una medida de la ductilidad de la estructura y se define como:

$$\mu = \frac{\Delta\mu}{\Delta y}$$

$\Delta\mu =$ *Deflexión en el extremo del intervalo posterior al elástico (Deformación Máxima).*

$\Delta y =$ *Deflexión lateral cuando se alcanza la primera cedencia.*

Fig. (4.3) Diagrama Carga vs Deflexión Lateral (Elástico)



Otros Análisis dinámicos indican que en concreto armado puede producirse un deterioro de rigidez bajo inversión de cargas, que influye reduciendo la disipación de energía.

La ecuación usada para evaluar la ductilidad en este estudio. Esta basada en el concepto de energía y dice: que la energía potencial almacenada por el sistema elástico en la deflexión máxima es la misma que la almacenada por el sistema elastoplástico en la deflexión máxima.

En la figura Area (OCE) = (ODGF)

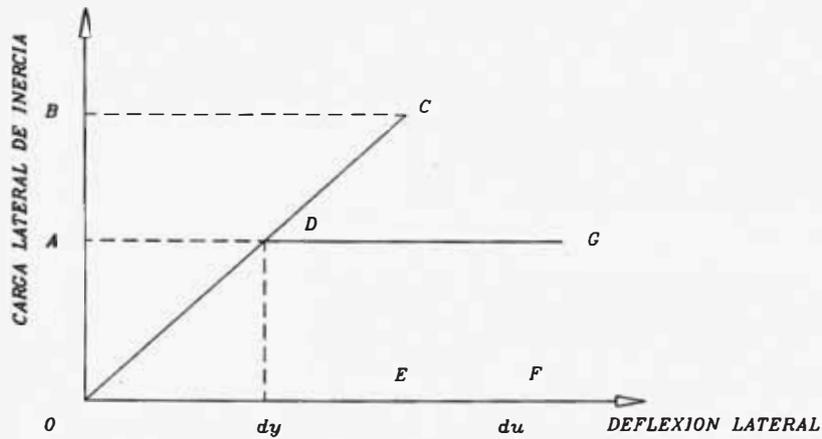


FIG. (4.4): Diagrama Carga vs Deflexión lateral.

$$\frac{OB \times OE}{2} = \frac{OA \times \Delta y}{2} + (\Delta \mu - \Delta y) \times OA$$

$$OE = \Delta y \times \frac{OB}{OA}$$

Resolviendo:

$$\left(\frac{OB}{OA}\right)^2 = 2 * \frac{\Delta \mu}{\Delta y}$$

$$\frac{\Delta \mu}{\Delta y} = \mu$$

$$\left(\frac{OB}{OA}\right) = \sqrt{2\mu - 1} \dots \dots \dots ec. (4.14)$$

En estructuras de niveles múltiples las articulaciones plásticas se presentan en las secciones críticas, pero no todas bajo una misma carga y por consiguiente la relación carga lateral - deflexión, no es bilineal como la figura (4.4) sino más curva debido a una reducción gradual de su rigidez, sin embargo, se puede suponer una curva aproximada bilineal.

Se ha comparado la relación (4.14) con los resultados obtenidos a partir de análisis dinámicos de un solo grado de libertad con relaciones carga - deflexión

elastoplásticas y de rigidez degradada y ésta representada un límite superior.

para determinar el índice F de ductilidad, la ecuación (4.16) lo evalúa con la misma aproximación como se describe arriba.

i) Ductilidad de desplazamiento

El requerimiento de ductilidad U que se obtiene de un análisis dinámico no lineal, para sistemas de un grado de libertad, no es una aproximación precisa del requerimiento de ductilidad, de los miembros estructurales, de un edificio de varios pisos sujetos a fuerzas sísmicas no lineales, sin embargo este estudio lo supone así. Algo similar es considerado para el requerimiento de ductilidad de cada miembro estructural.

hay una falta de información sobre una estimación cuantitativa de la ductilidad permisible de los miembros de acuerdo a sus características estructurales. tentativamente ha sido propuesta la ecuación (4.14) para estimar u de columnas; pero con condiciones restrictivas en las que el comportamiento dúctil puede no ser esperado.

En caso de muros no se tiene estudios experimentales, y se han propuesto ecuaciones para evaluar F, directamente sin considerar u, colocándose de este modo del lado conservador.

El factor de ductilidad u de columnas es obtenida por la ecuación empírica:

$$\mu = \mu_0 - k_1 - k_2 \dots \dots \dots ec. (4.15)$$

$$1 \leq \mu \leq 5$$

Donde:

u₀ – 10(cV_{cu}/cV_u-1)

k₁ – 2.0

Si el espaciamiento de los estribos es menor a 8 veces el diámetro del refuerzo longitudinal entonces:

$$k1 = 0.0$$

$$k2 = 30 \left(\frac{cVu}{(b.j).fc} \right) \geq 0$$

Esf. cortante último.

J = Distancia entre el centro de tracción y el centro de compresión de la sección de la columna.

0.8 puede ser usado.

cVcu - Fuerza cortante última.

cVu = Fuerza cortante en la condición última de la columna.

ii) Indice de Ductilidad F.

En el segundo método de evaluación se considera un comportamiento dúctil de las columnas que no son cortas, mientras que las vigas se consideran rígidas.

El índice F de los distintos tipos de miembros verticales resistentes acuerdo a la clasificación. La tabla (4.4) del segundo método de evaluación se evalúa como sigue:

a) Columnas en flexión:

$$F = \phi \sqrt{2\mu - 1} \dots \dots \dots ec. (4.16)$$

donde:

= Factor de ductilidad de desplazamiento calculado.

$$\phi = \frac{1}{0.75(1+0.05)}$$

b) *Muros en flexión.*

si:

$$mV_{cu}/mV_u \leq 1.3 \quad , \quad F=10$$

$$1.3 < mV_{cu}/mV_u < 1.4 \quad , \quad F=10\{mV_{cu}/mV_u\}-12. \dots\dots\dots ec. \quad (4.17)$$

$$1.4 \leq mV_{cu}/mV_u \quad , \quad F=2.0$$

Para las columnas con muros a los lados el indice de ductilidad F es 1.0

La tabla (2.11) resume los valores de F que pueden tomarse para los distintos tipos de falla de miembros verticales.

Tabla (4.6) INDICES DE DUCTILIDAD (Segundo método de Evaluación)

Tipo de Falla	Indice F
<i>Flexión de columna.</i>	- <i>Calculando con el factor de ductilidad u de la ecuación (4.16), limites: 1.27 - 3.2.</i>
<i>Flexión de muro.</i>	- <i>Calculado por las relaciones (4.17), limites: 1.0 - 2.0</i>
<i>Por cortante – columna.</i>	- 1.0
<i>Por cortante – muro.</i>	- 1.0
<i>Falla frágil de columna</i>	- 0.8

El índice F puede ser igual a 1.0, para las condiciones.

SUB - INDICE SÍSMICO DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO : G

El sub - índice sísmico de G representa la intensidad del efecto del movimiento del terreno en la base del edificio, el cual depende de la sismicidad del suelo de la zona y de la relación entre las características dinámicas de la estructura y el suelo.

Normalmente G es tomado como 1.0 decreciendo en valor con el incremento del peligro sísmico que representa en la zona.

En la medida que se cuenten con estudios confiables relacionados con el riesgo sísmico de la zona y con la interacción suelo- estructura, considero que podría determinarse con cierta aproximación la influencia del terreno, reduciendo el sub - índice sísmico G apropiadamente.

Es evidente la importancia de la experiencia y conocimiento del ingeniero que asuma este criterio.

SUB - INDICE SISMICO DEL PERFIL ESTRUCTURAL: SD

Este sub - índice modifica al sub índice Eo, en la medida que la irregularidades, forma, distribución de rigidez, etc. influyan en el comportamiento del edificio.

En el cálculo del sub - índice SD se tienen en cuenta los siguientes factores:

- 1) Concerniente al plano del piso : Irregularidad del plano, relación longitud - ancho del plano, espacio entre juntas de expansión, presencia de ambientes abiertos (tamaño y excentricidad) y otros.*
- 2) Concerniente al Perfil: Presencia de sótanos, uniformidad de altura de piso, presencia de pilotes y otros perfiles especiales.*
- 3) Concerniente a la rigidez horizontal: Excentricidad entre el centro de*

gravedad y el centro de rigidez.

- 4) *Concerniente a la rigidez vertical: Relación peso - rigidez de un piso respecto a otros pisos superiores.*

El grado de influencia de todos ;los factores antes mencionados está presentado por un factor q_i , el cual es calculado usando un factor de grado G_i y un factor de ajuste R_i para el rango de influencia.

Una descripción los descrito anteriormente se muestra en la tabla (4.7)

$$S_d = q_{2a} \times q_{2b} \times \dots \times q_{2k} \dots \text{ ec. (4.18)}$$

donde:

$$q_{2i} = \{ 1 - (1 - G_i) \times R_{2i} \}$$

$$\{ i = a, b, c, d, e, f, g, h, i, j, k, l, n, m, o \}$$

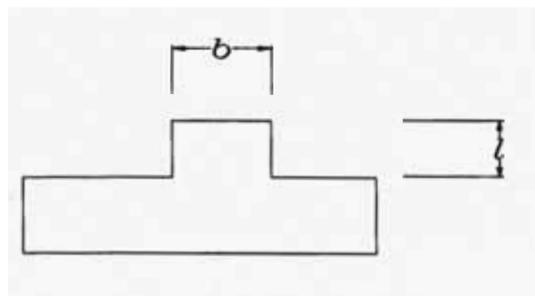
$$q_{2i} = \{ 1.2 - (1 - G_i) \times r_{2i} \}$$

$$\text{Para } (i = h)$$

- a1 – *La planta es casi simétrica en cada dirección y el área de una desigualdad (o protuberancia) es menor o igual al 10% del área del piso.*

Las desigualdades o protuberancias son consideradas en caso de que
:

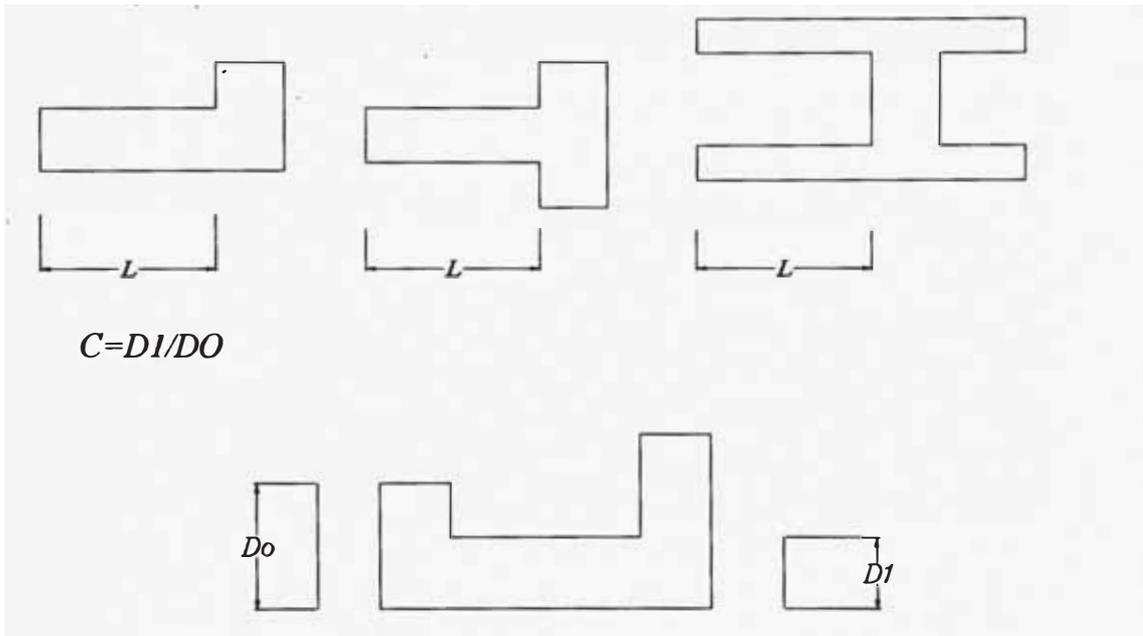
$$1/b \geq 1/2$$



a2 = La planta es más irregular y el área de una desigualdad (o protuberancia) es menor o igual al 30% del área del piso, en plantas tipo L, T, U, y otros.

a3 = La planta es mucho más irregular que las anteriores y el área de una desigualdad (o protuberancia) es mayor que el 30% del área del piso en planta tipo L, T, U, y otros.

b = Longitud del lado mayor / longitud del lado menor, en plantas tipo L, T, U, y otros; 2L es usada para la longitud del lado mayor.



d = Se aplica a edificios que tengan juntas de expansión.

Espacio entre las juntas de expansión / altura de la parte conectada por la junta de expansión.

e = Area del ambiente abierto / Area del piso incluyendo el área del ambiente abierto.

las escaleras circundadas por muros de concreto armado no son consideradas como un ambiente abierto.

f = $f1$: Distancia entre el centro de gravedad del plano y el centro de gravedad del ambiente abierto / Longitud del lado corto.

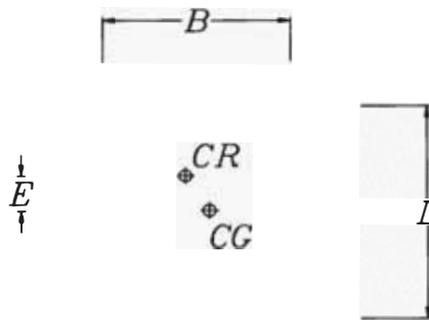
$f2$: Distancia entre el centro de gravedad del plano y el centro de gravedad del ambiente abierto / Longitud del plano largo.

h = Area del sótano / área del edificio.

i = Altura del piso inmediatamente superior / altura del piso bajo consideración. Cuando el último piso es analizado, el piso inmediatamente superior es reemplazado con el piso inmediatamente inferior.

j = En caso de que el edificio sea soportado por pilotes, solamente, y se además la distribución de éstos es excéntrica, es tratado como una distribución desigual.

$$l = E / \sqrt{B^2 + L^2}$$



La rigidez horizontal de cada piso puede ser obtenida por:

$$\left\{ \sum (\text{Area sección columna}) + \alpha * \sum (\text{Area sección muro}) \right\}^4$$

n = Relación peso - rigidez del piso inmediatamente superior / relación peso rigidez del piso bajo consideración) * β

Cuando el último piso es analizado, el piso inmediatamente superior en esta ecuación es reemplazado por el piso inmediatamente inferior.

Relación peso - rigidez = rigidez del piso bajo consideración/ suma

del peso de los pisos superiores al piso analizado incluyendo éste.

Rigidez del piso = { \sum (Area sección columnas) + (\sum (Area secciones muros) * α } / altura de piso.

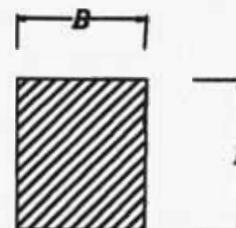
$$\beta = \frac{(N - 1)}{N}$$

N Número de pisos que están por encima de los pisos analizados incluyendo este. ($\beta=2$. cuando se analiza el último piso).

- *1: En caso que el edificio tenga juntas de expansión cada parte del edificio dividido por esta es considerado independientemente.
- *2: Este acápite es usado cuando las elevaciones del edificio presentan formas especiales notables.
- *3: Este acápite es usado cuando las elevaciones del edificio presentan formas especiales notables.
- *4: El valor de α depende de la relación: Altura del muro / longitud del muro. En la tabla (2.14) se presentan los valores de α .

Tabla (4.7) Valores de α

h/L	α	
	Muro con columnas	Muros sin columnas
	En sus Extremos	En sus extremos
$h/L \geq 3,0$	1,0	0,3
$2,0 \leq h/L < 3,0$	1,5	0,5
$1,0 \leq h/L < 2,0$	2,5	0,8
$h/L < 1,0$	3,5	1,2



SUB - INDICE SISMICO QUE DEPENDE DEL TIEMPO DE DETERIORO: T

Este sub - índice considera el efecto de los defectos estructurales, tales como grietas, estado actual y otros en la seguridad sísmica de los edificios. de acuerdo a esto debe ser determinado por observaciones en el sitio mismo de investigación.

En este caso el edificio es investigado de acuerdo a:

- *Al grado y extensión de grietas estructurales y deflexiones.*
- *Al grado de deterioro y tiempo transcurrido.*

La tabla (4.15), muestra la forma de evaluar estos dos factores en cada piso. El piso imposible de ser examinado es ignorado.

Investigaciones Específicas

En caso de ser necesario debe investigarse los siguientes parámetros concernientes a columnas, vigas, muros y siempre y cuando esté en condiciones de hacerse ensayos de muestras obtenidos de la estructura.

- *resistencia y Módulo de Elasticidad del Concreto.*
- *Confirmación acerca de la disposición del refuerzo en la secciones.*
- *reestimación de la sección transversal de los miembros considerando la posible pérdida de su capacidad resistente debido a grietas.*

Después de este análisis, el índice T debe evaluarse como sigue:

La siguiente formula (4.19) calcula el sub - índice T con los resultados de la Tabla (4.15)

$$T = (T1+ T2+ T3+ T4+ +Tn)/N$$

$$Ti = (1-Psi) (1 - Pti)(4.19)$$

donde:

T_i = Sub - índice T_i del piso i .

N Número de pisos examinados.

Ψ_i = Suma de los valores concernientes a las grietas estructurales y deflexiones. Puede ser 0 si la investigación no es necesaria.

P_{ti} = Suma de los valores concernientes al deterioro y estado actual. Puede ser 0 si la investigación no es necesaria.

INDICE SISMICO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.

El método de segundo orden se basa en la estimación de la resistencia última de la estructura asumiendo un comportamiento de edificio cortante para el sistema estructural. Esto presume que debido a la existencia de un diafragma rígido (losa aligerada) el mecanismo de colapso será del tipo panel, fallando las columnas al momento de alcanzar la capacidad máxima del sistema calculado a partir de un análisis espectral del sistema. El método considera también la geometría y morfología del sistema así como el nivel de daño existente, deterioro en el tiempo del sistema estructural e influencia de las condiciones locales de la zona donde se encuentre el edificio.

En el Perú la mayor parte de los edificios de hospitales han sido construidos utilizando losas rígidas y sistemas aporticados con muros no estructurales (tabiquería) de relleno.

Se ha considerado en este estudio el uso del método de segundo orden de Hirosawa para la evaluación del índice de vulnerabilidad estructural (I_s).

El índice es calculado a partir de la siguiente expresión:

$$I_s = E_o G S_d T$$

donde:

E_o : sub- índice de sísmico de la estructura.

G : subíndice sísmico del terreno.

S_d: subíndice sísmico del comportamiento estructural.

T : subíndice sísmico del deterioro de la estructura.

El comportamiento estructural de un edificio frente a sismo puede evaluarse comparando el índice de vulnerabilidad sísmica de la estructura I_s con el índice de juicio estructural I_{so} . El cálculo de este índice está basado en la en la máxima respuesta espectral esperada para las condiciones locales donde se encuentre el edificio, dado por:

$$I_{so} = E_s Z G U$$

Basado en estos dos índices se puede expresar un juicio de la vulnerabilidad de la estructura así:

I- Si $I_s > I_{so}$ el edificio se debe considerar como seguro frente a sismos

II- Si $I_s < I_{so}$ el edificio es inseguro frente a la ocurrencia de sismos.

Vulnerabilidad Estructural del Sector I - Método de Hirosawa de Segundo Orden

En el presente estudio, los resultados de la evaluación del índice I_s para el Método de Hirosawa de segundo orden, se presenta en el Anexo III. Este cálculo se ha realizado con la ayuda de una hoja de cálculo siguiendo el procedimiento que indica el método para el determinación de cada uno de los subíndices que evalúan I_s .

CAPITULO V.

COMPARACION DE CODIGOS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE DEL PERU Y DE JAPON

En este Capitulo se pretende determinar los puntos similares y diferentes entre el Código de Diseño Sismo Resistente del Perú y el Código de Diseño Sismo Resistente de Japón y analizarlos a fin de obtener algunas conclusiones, de esta manera poder encontrar una relación entre los diferentes criterios de diseño, a partir de estas buscar una relación entre las aceleraciones pico máximas para a su vez relacionar los índices de juicio del Perú y Japón.

Además pretendemos evaluar los cortantes de nuestro edificio en estudio por ambos códigos para manera ver los diferentes requerimientos de cada código.

CODIGO PERUANO

La Sismicidad Regional en el Código Peruano

En el código Peruano se establecen escalas sísmicas para describir los movimientos sísmicos, pero este criterio cualitativo que es de utilidad a la sismología, la Ingeniería Antisísmica requiere más bien de criterios cuantitativos para una aplicación práctica, como podrán ser las aceleraciones máximas registradas, que si nos dan una idea del efecto del sismo en las edificaciones.

Sabemos que entre los factores que influyen en la respuesta sísmica de las edificaciones están las características de sismos y las condiciones locales del suelo, sin embargo estos factores no se pueden analizar aisladamente sino más bien combinándolos; entonces podemos observar en los mapas de zonificación sísmica y microzonificación sísmica que nos indique la manera más real posible de la potencialidad.

Concepción Estructural Sismo Resistente.

Se considera que hay una buena concepción estructural cuando se observan condiciones de simetría, distribución uniforme de masas y rigideces, pesos mínimos en pisos altos, un adecuado uso y selección de materiales, la continuidad en la estructuración, la ductilidad, la Deformación limitada, etc. mejoran notablemente el comportamiento de la estructura en caso de un sismo. Hay que tener en cuenta la buena práctica constructiva que debe haber así como tener una adecuada estructuración de acuerdo a las condiciones locales sobre la sismicidad regional y las características del suelo.

Cortante Sísmico Lateral

De acuerdo al Código Peruano de octubre de 1997 tenemos que la fuerza cortante en la base correspondiente a la dirección considerada se determinara por la ec.(5.1).

$$V = \frac{ZUSC}{R} * P \dots\dots\dots ec.(5.1)$$

Luego tenemos que:

$$Sa = \frac{ZUSC}{R} * g \dots\dots\dots EC.(5.2)$$

Donde :

Z El territorio nacional se considera dividido en tres zonas, según se muestra en la fig.(5.1) . La zonificación propuesta se basa en la distribución de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos a la distancia epicentral, así como en información neotectónica.
 El valor Z se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años lo obtenemos de la tabla 5.1 y de la fig. 5.1

TABLA 5.1	
FACTORES DE ZONA	
ZONA	FACTOR DE ZONA Z (g)
3	0.4
2	0.3
1	0.15

En una zona de mayor sismicidad Z = 0.40

En una zona de menor sismicidad Z = 0.15

Figura 5.1. Zonas Sísmicas



U : *Categoría de las edificaciones, Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo a las categorías indicadas en la tabla 5.2. Según la clasificación que se haga se usará el coeficiente de Uso e Importancia (U), definido en la siguiente tabla*

TABLA 5.2 CATEGORIA DE LAS EDIFICACIONES		
CATEGORIA	DESCRIPCION	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo, como hospitales, centrales de comunicaciones, cuarteles de bomberos y policías, sub-estaciones eléctricas, reservorios de agua. Centros educativos y edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. También se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, como grandes hornos, depósitos de material inflamables o tóxicos.	1.5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas como teatros, estadios, centros comerciales, establecimientos penitenciarios o que guardan patrimonios valiosos como museos, bibliotecas y archivos especiales. También se éconsideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1.3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes, cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia como viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios, fugas de contaminantes, etc.	1.0
D Edificaciones Menores	Edificaciones cuyas fallas causan pérdidas de menor cuantía y normalmente la probabilidad de causar víctimas es baja, como cercos de menos de 1.5m. de altura, depósitos temporales, pequeñas viviendas temporales y construcciones similares.	(*)

Para el caso de Hospitales $U = 1.50$

S : Condiciones Geotecnicas, este valor lo sacamos de la tabla 5.3 (Parámetros de Suelo)

Tabla 5.3 PARAMETROS DE SUELO			
Tipo	Descripción	$T_p(s)$	S
S1	Roca o suelos muy rígidos	0.4	1.0
S2	Suelos intermedios	0.6	1.2
S3	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0.9	1.4
S4	Condiciones exepcionales	*	*

Suelo S1 = Roca o suelos muy rígidos $T_p(s) = 0.4$ $S = 1.0$

Suelo S3 = Suelos flexibles o con estratos
de gran espesor $T_p(s) = 0.9$ $S = 1.4$

C : Factor de Amplificación Sísmica, de acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por la siguiente expresión :

$$C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T}\right)^{1.25} \leq 2.5 \dots \dots \dots ec.(5.3)$$

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración del suelo.

Donde:

T : Periodo fundamental en cada dirección

$$T = \frac{h_n}{C_T} \dots \dots \dots ec.(5.4)$$

donde:

$CT=35$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente pórticos.

$CT=45$ Para edificios de concreto armado cuyos elementos sismoresistentes sean pórticos y las cajas de ascensores y escaleras.

$CT=60$ Para estructuras de mampostería y para todos los edificios de concreto armado cuyos elementos sean fundamentalmente muros de corte.

y h_n = Altura del edificio.

De la ec.(5.4) tenemos:

$$T = 33.7 / 35 = 0.9628 \text{ seg}$$

Habiendose obtenido del modelo matemático $T=1.082$ seg.

De la ec.(5.3) tenemos :

$$T_p=0.9 \text{ seg} \quad S=1.4 \text{ (Suelo tipo S3)}$$

$$C = 2.5 \left(\frac{0.9}{0.9628}\right)^{1.25} = 2.259 \leq 2.5 \text{ seg}$$

R : *Coficiente de reducci3n de fuerza sismica (R) y se tendr1 un limite de altura, seg1n se indica en la tabla 5.4.*

Para un sistema de P3rticos de Concreto Armado R = 10.0

Entonces de la ec.(5.2) tenemos:

Z = 0.4 Tabla 5.2

U = 1.5 Categoria A

S = 1.4 Suelos flexibles o con estratos de gran espesor

C = 2.259

R = 10

$$S_a = \frac{0.4 * 1.5 * 1.4 * 2.259}{10} = \frac{1.89756}{10} = 0.189g$$

TABLA 5.4		
SISTEMAS ESTRUCTURALES		
<i>Sistemas Estructurales</i>	<i>Coefficiente de Reducción, R para estructuras regulares (*), (**)</i>	<i>Limite de Altura</i>
<p>PORTICOS DE ACERO <i>Con nudos rigidos y/o sistemas de arrios-tramiento.</i> <i>Pórticos de Concreto Armado.</i> <i>Sistemas en que las cargas verticales y horizontales son resistidas únicamente por pórticos de concreto armado.</i> <i>Sistema Dual.</i> <i>Sistema en el cual las fuerzas horizontales son resistidas por una combinación de pórticos y muros de concreto armado en adición a la caja de ascensores o escaleras, Los pórticos deberán ser diseñados para tomar por lo menos el 25% de la fuerza cortante de la base.</i></p>	10	-----
<p><i>Muros de concreto armado</i> <i>Sistema en que la resistencia sismica esta dada fundamentalmente por muros de concreto armado.</i></p>	7.5	-----
<p><i>Albañilería Armada o Confinada</i> <i>Sistema en el cual los muros de albañilería resisten cargas verticales y horizontales. El sistema puede incluir algunos elementos de concreto armado para resistir cargas.</i></p>	6	15m.
<p><i>Construcciones de madera.</i></p>	7	8m.

(*) *Estos coeficientes se aplicarán únicamente a estructuras en las que los elementos verticales y horizontales permitan la disipación de la energía manteniendo la estabilidad de la estructura.*

(**) *Para estructuras irregulares, los valores de R deberán ser tomados como los 3/4 de los anotados en la tabla.*

Para construcciones de tierra referirse a la Norma Técnica de edificaciones E.0.80. Este tipo de construcciones no se recomienda en suelos S3, ni se permite en suelos S4.

Evaluación de Cortantes de entrepiso con Código Diseño Sismo Resistente Perú

- Z= 0.4 Factor de Zona Lima- Callao Zona 3. (Tabla 5.1)
 U= 1.5 Categoría de edificaciones. (Tabla 5.2)
 S= 1.4 Sub – Índice Sísmico terreno y topografía (Suelos Flexibles S3). (Tabla 5.3)
 Tp(seg)= 0.9 Periodo de suelo.
 Rd= 10 (Tabla 5.4)
 Ct= 35 Para edificios cuyos elementos resistentes en la Dirección considerada sean únicamente pórticos.
 T=hn/Ct= 0.962857 Fa= 61.39 ton.

Factor de Amplificación Sísmica

C= 2.297686

Fuerza Cortante en la Base

V=ZUSC/R x P= 910.8170 ton.

Tabla 5.6 Cortantes de entrepiso – sismo severo

Piso i	Pi(tn)	hi(m)	Pi*hi	Fi(tn)	Qi(tn)
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	251.70	3.25	818.03	104.43	104.43
8	439.18	3.25	1427.34	75.11	179.54
7	442.77	3.25	1439.00	75.72	255.26
6	443.88	3.25	1442.61	75.91	331.17
5	446.25	3.25	1450.31	76.32	407.49
4	448.52	3.25	1457.69	76.70	484.19
3	450.94	3.25	1465.56	77.12	561.31
2	453.29	3.25	1473.19	77.52	638.83
1	669.40	3.85	2577.19	135.61	774.44
Sotano	673.19	3.85	2591.78	136.38	910.82
	4719.12	33.70	16142.69	910.82	

CODIGO JAPONES Cortante Sísmico Lateral

De acuerdo al Código Japonés se puede determinar el cortante sísmico de cada entrepiso por medio de la siguiente ecuación :

$$Q = C_i * \sum W_j \dots\dots\dots ec.(5.5)$$

$$Q_i = C_i * g * m \dots\dots\dots ec.(5.6)$$

$$S_a = C_i * g \dots\dots\dots ec.(5.7)$$

Donde:

Ci : Coeficiente sísmico lateral

$$C_i = Z * R_t * A_i * C_o \dots\dots\dots ec.(5.7)$$

$$S_a = Z * R_t * A_i * C_o * g \dots\dots\dots ec.(5.8)$$

Wi peso del edificio por encima del piso en análisis.

Aquí tenemos una importante diferencia con el Código Peruano que determina primero las fuerzas sísmicas, en cambio el Código Japonés determina primero la fuerza cortante que ocurre en el entrepiso como una fracción del peso por encima de dicho entrepiso.

En cuanto al calculo del peso a considerar se toma en cuenta la carga muerta mas una fracción adecuada de la carga viva la cual puede variar.

El coeficiente sísmico de corte lateral involucra en su calculo conceptos que hay que mencionar:

Z El coeficiente Z de zonificación de riesgo sísmico tiene el mismo concepto que en el código peruano sin embargo sus valores están mas cercanos a la unidad, representando así un mayor riesgo sísmico en todo el territorio japonés.

De la figura 5.2 obtenemos:

Zona A : Z=1.0 (Zona de mayor sismicidad).

Zona C : Z=0.8 (Zona de menor sismicidad).

Rt El coeficiente espectral de diseño, se determina en base al tipo de perfil de suelo y al periodo fundamental de la estructura considerándose así la amplificación dinámica y los espectros de respuesta para cada tipo de suelo.

El cual podemos obtenerlo de la Tabla 5.7 y de la figura 5.2

tabla 5.7 Diseño Espectral Coeficiente *Rt*

<i>T</i>	$T < T_c$	$T_c \leq T \leq 2T_c$	$2T_c \leq T$
<i>Rt</i>	1	$1 - 0.2(T/T_c - 1)^2$	$1.6T_c/T$

tabla 5.8 Clasificación de suelos

Tipo Suelo	<i>Tc</i>
Tipo 1 (Hard Soil)	0.4
Tipo 2 (Medium Soil)	0.6
Tipo 3 (Soft Soil)	0.8

Ya que proponemos en este capítulo evaluar los límites de este reglamento, entonces escogemos los dos tipos de suelo más extremos Suelo tipo 3 (soft) y suelo tipo 1 (Hard), luego vamos a la Tabla 5.8 en donde obtenemos:

Soil Type 1 (Hard Soil) $T_c = 0.4$

Soil Type 3 (Soft Soil) $T_c = 0.8$

Además podemos determinar el periodo fundamental de diseño con la ecuación 5.10

$$T = 0.02 * h \dots \dots \dots ec.(5.10)$$

Entonces la altura del edificio a evaluar es $h = 33.7 \text{ m}$.

$$T = 0.02 * 33.7 = 0.674 \text{ seg.}$$

Luego evaluamos las dos condiciones en la Tabla 5.8 en donde para suelo tipo 1 $T_c = 0.4$ y para suelo tipo 3 $T_c = 0.8$.

Hard Soil

$$T_c = 0.4 ; T = 0.674$$

$$T_c \leq T \leq 2 * T_c$$

$$R_t = 1 - 0.2 * \left(\frac{T}{T_c} - 1 \right)$$

$$1 - 0.2 * \left(\frac{0.674}{0.4} - 1 \right) = 0.863$$

Soft soil

$$T_c = 0.8 ; T = 0.674$$

$$T < T_c$$

$$R_t = 1.0$$

Ai El factor de distribución de corte lateral es otra de las diferencias fundamentales con el código peruano en cuanto a la distribución de fuerzas se refiere.

En este factor se involucran tanto el periodo fundamental de la estructura como la distribución de masas en la edificación, por tanto no se tiene un solo tipo de distribución como en el código peruano sino una distribución más cercana a la real, Ya que la distribución depende de los modos de vibración y estas dependen a su vez de las características dinámicas de la edificación, como son: La distribución de masas, las rigideces y el amortiguamiento.

Luego tenemos la ecuación 5.11 , 5.12

$$A_i = 0.298 * \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \dots \text{ec. (5.11)}$$

$$\alpha_i = \frac{\sum W_j}{\sum W_j} \dots \text{ec. (5.12)}$$

De la Edificación obtenemos que

Para la base de la estructura $\alpha_i = 1.00$ por consiguiente $A_i = 1.00$ obtenido de la tabla 5.9

Co . El coeficiente cortante estándar *Co* tiene dos valores definidos 0.2 para sismos moderados y 1.0 para sismos severos. Podemos compara estos valores con el coeficiente sísmico del código peruano el cual se basa en la gran amplificación registrada en grandes sismos en los cuales las edificaciones representan coeficientes sísmicos apreciables mayores.

Con respecto al periodo fundamental de la estructura, en el código japonés se calcula solo en función de la altura del edificio sin considerar el tipo de estructuración, como en el código Peruano por lo tanto su evaluación es bastante general.

Co = 0.2 Sismos moderados.

Co = 1.0 Sismos severos.

Sismo moderado

$$S_a = Z * R_t * A_i * C_o$$

- Zona 1 en donde trabajamos $Z = 1.0$
- $T_c = 0.8$
- $R_t = 1.0$
- $A_i = 1.0$
- $C_o = 0.2$

$$S_a = 1.0 * 1.0 * 1.0 * 0.2 = 0.2 g$$

Sismo Severo

$$S_a = Z * R_t * A_i * C_o$$

- Zona 1 en donde trabajamos $Z = 1.0$
- $T_c = 0.8$

$$R_t = 0.863$$

$$A_i = 1.0$$

$$C_o = 1.0$$

$$S_a = 1.0 * 0.863 * 1.0 * 1.0 = 0.863 g$$

Evaluación de Cortantes de entrepiso con Código Diseño Sismo resistente Japón

De lo anteriormente dicho tenemos que:

Tabla 5.9 Cortantes de entrepiso – sismo moderado y severo

ALTURA DEL EDIFICIO h= 33,7 metros T=0,02*h= 0,674

PISO i	Wt	Wj	Alfa i	Ai	Sismo Moderado		Sismo Severo	
					Ci	Qi(Ton)	Ci	Qi(Ton)
10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
9	251,70	251,70	0,05	2,91	0,58	146,37	2,91	731,86
8	439,18	690,88	0,15	2,10	0,42	290,24	2,10	1451,19
7	442,77	1133,65	0,24	1,80	0,36	408,78	1,80	2043,90
6	443,88	1577,53	0,33	1,62	0,32	511,87	1,62	2559,37
5	446,25	2023,78	0,43	1,49	0,30	603,03	1,49	3015,15
4	448,52	2472,30	0,52	1,38	0,28	683,63	1,38	3418,17
3	450,94	2923,24	0,62	1,29	0,26	754,45	1,29	3772,27
2	453,29	3376,53	0,72	1,21	0,24	815,89	1,21	4079,46
1	669,40	4045,93	0,86	1,10	0,22	889,55	1,10	4447,75
sotano	673,19	4719,12	1,00	1,00	0,20	943,82	1,00	4719,12

Figura 5.2. Coeficiente de Zonificación Sísmica

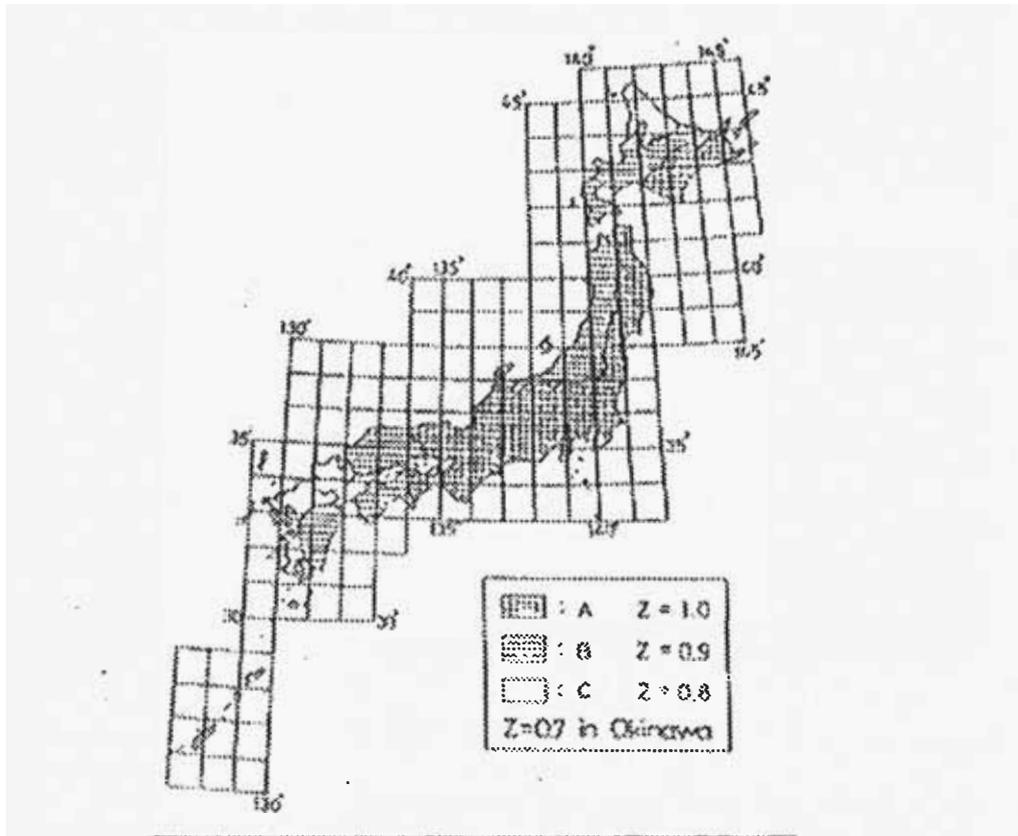
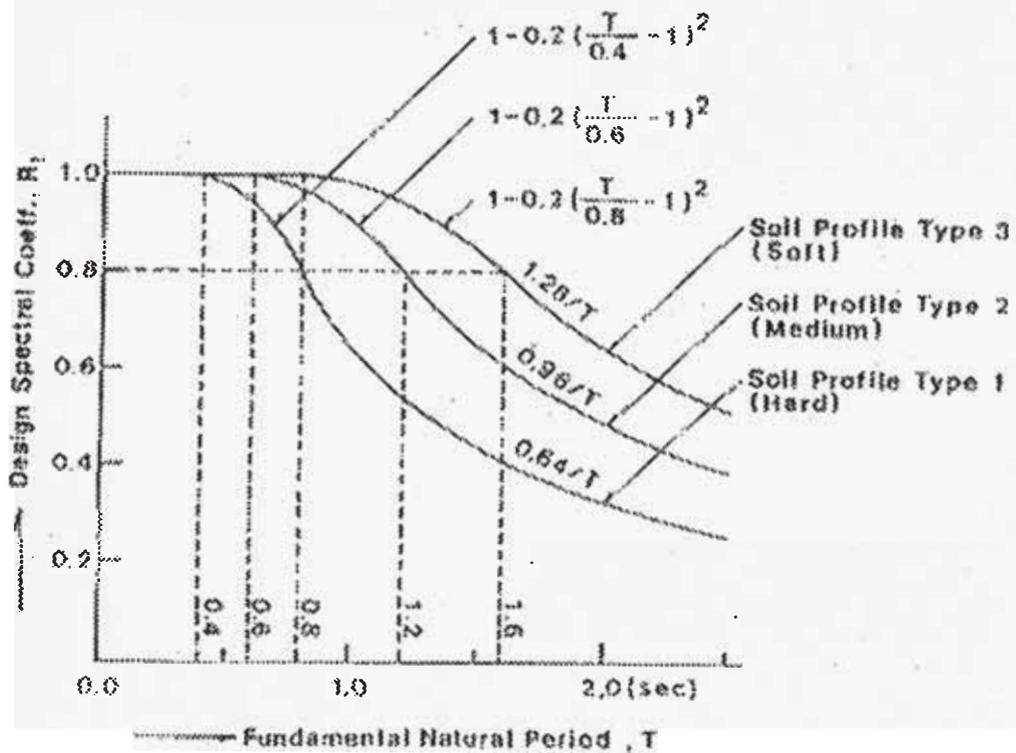


Figura 5.3. Diseño Espectral Coeficiente R_2



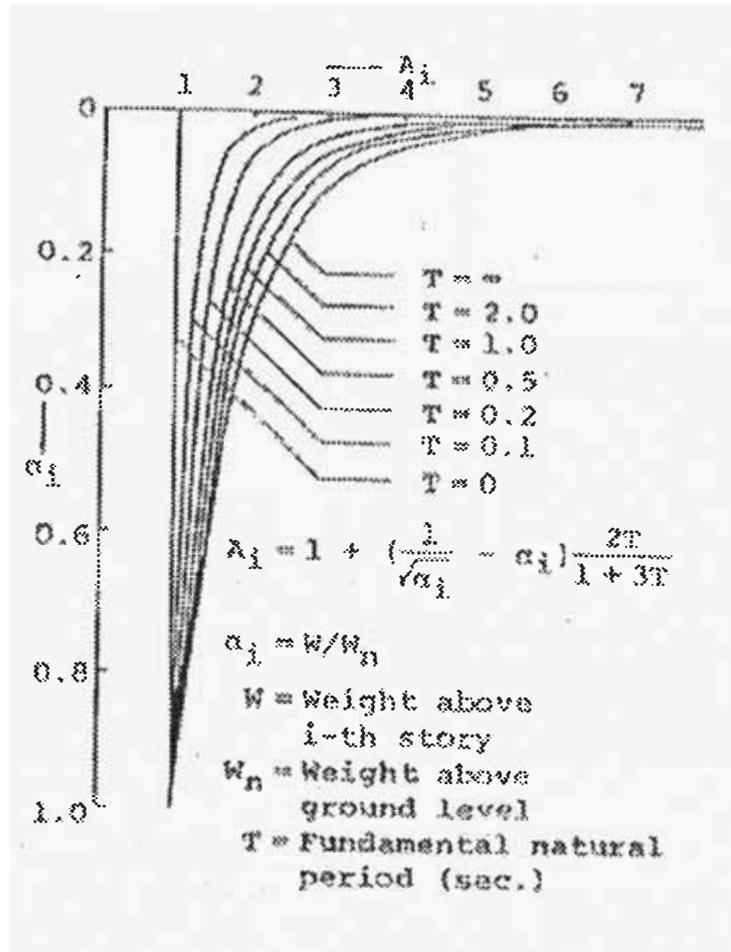


Figura 5.4. Distribución Lateral de Corte

Análisis del Índice de Juicio Estructural Iso

El cálculo de este índice esta basado en la máxima respuesta espectral esperada para las condiciones locales donde se encuentre el edificio (Hospital) a evaluar, esta dado por:

$$Iso = E_o * Z * G * U = cte * E_o$$

$$Cte = Z * G * U \quad \text{Constante que depende del nivel de sismo.}$$

Iso es proporcional a Eo

Luego de la formula

$$E_o = \frac{n+1}{n+i} * \sqrt{E_1^2 + E_2^2 + E_3^2}$$

$$E_i = C_i * F_i$$

Donde :

C= Índice de resistencia.

$$C_j = \frac{\sum V_{u(j)}}{\sum W_k}$$

Wk= Peso en el nivel de piso k.

n= Número total de pisos.

i= Nivel del piso en análisis.

F = Índice de ductilidad del primer, segundo y tercer grupo, respectivamente.

$$E_o = \frac{\sum Q}{m} = \frac{m * S_a}{m} = Cte * S_a$$

Luego Eo es proporcional a Sa

$$E_o \propto S_a$$

$$Iso \propto S_a$$

Entonces podemos buscar una relación existente entre los Iso Perú y Iso Japón, si logramos tener una relación entre las aceleraciones pico de ambos

códigos sismoresistentes.

Calculo de los Iso para Japón según el Método de Hirosawa

Sabemos que: $Iso = Eo * Z * G * U$

*Eo : 0.6 (Para el segundo y tercer método de evaluación)
Además observamos que Eo se mantiene constante,
independientemente del nivel de sismos*

Z : Índice de Zona o factor de zona sísmica $0.7 \leq Z \leq 1.0$

*G : Índice de suelo por topografía, condiciones de suelo e interacción
suelo estructura*

. $0.75 \leq G \leq 2.0$ $G \geq 1.0$ (Caso general).

*U : Índice de uso por importancia de la edificación $U = 1.0$
(Para
Edificios en general).*

$$Iso \text{ Japón} = (0.6)(1.0)(1.0)(1.0) = 0.6$$

Calculo de los Iso para Perú según el Método de Hirosawa

Sabemos que: $Iso = Eo * Z * G * U$

Eo : Eo Perú

Observamos en el Reglamento de Diseño Sismo Resistente

Z : Factor de zona $Z = 0.4$

G : Sub Índice de terreno . $G = 1.0$

*U : Factor de categoría de edificaciones
 $U = 1.5$ (Caso de hospitales).*

$$Iso_{Perú} = (Eo_{Perú})(0.4)(1.0)(1.5) = 0.6 * Eo_{Perú}$$

Luego tenemos El calculo de los Sa para Perú y Japón

Comparación según Codigos Peruano y Japones

Relacionando:

$$\frac{Iso_{Perú}}{Iso_{Japón}} = \frac{Sa_{Perú}}{Sa_{Japón}} = \frac{0.1897}{0.863} = 0.22$$

entonces : obtenemos nuestra primera aproximación, según la relación obtenida:

$$\frac{Iso_{Perú}}{Iso_{Japón}} = \frac{0.6 * Eo_{Perú}}{0.6} = 0.22$$

$$Eo_{Perú} = 0.22$$

Niveles de sismo Normalizados al Sismo del 03 de Octubre de 1974

Según la fig. 3.4 Fuerzas Cortantes observamos que los cortantes del sismo (Solicitud) son mayores que los cortantes resistentes de la estructura (Capacidad) lo cual nos indica que la estructura era insegura, además sabemos que en la memoria descriptiva del Reforzamiento de las edificaciones del Hospital Carrión del Callao nos dice que en el edificio Sector-I sufrió daños (fisuras, grietas, desprendimientos, etc.) en la tabiquería, estos daños se concentraron en el 2do y 3er nivel en el eje central longitudinal y luego se propagaron en menor escala hacia los niveles superiores.

Con este conocimiento nos centralizaremos en la evaluación de cortantes en el 2do y 3er nivel, luego procederemos a reducir los niveles de sismo para reducir la solicitud a la edificación, en la fig. 5.5 fig. 5.6 Tabla N°5.10 y Tabla N°5.11 presentamos los cortantes de sismo (solicitud) Normalizado a 400 gals, 350 gals, 300 gals y 250 gals para las direcciones x-x e y-y respectivamente

Observamos que al variar los niveles de sismo y varían las fuerzas axiales y al realizar el calculo de los cortantes resistentes (Capacidad), estos cambios no son muy significativos ya que estos se mantienen casi en sus mismos valores; por ejemplo para el sismo normalizado a 400 gals. Obtenemos un cortante resistente del primer nivel de 424.20 tn., al calcular con el sismo normalizado a 350 gals. Obtenemos un cortante resistente de 424.20 tn. Y al calcular con el sismo normalizado a 300 gals. Obtenemos un cortante resistente de 424.00 tn. Lo cual lo presentamos en la fig. 5.7 fig. 5.8 Tabla N°5.12 y Tabla N°5.13.

En la fig. 5.9 fig. 5.10 Tabla N°5.14 y Tabla N°5.15 presentamos la comparación de cortantes de sismo (Demanda) y cortantes resistentes (Capacidad) luego en el eje x-x obtenemos para los niveles 2 y 3 valores similares para un sismo normalizado a 300 gals. , entonces consideramos que para este nivel de sismo la estructura esta en un punto en que su capacidad es igual a la demanda del sismo de 1974 luego procederemos a calcular para la edificación su indice Iso, el cual lo consideraremos como el Indice de Juicio Estructural el cual lo compararemos con el valor obtenido anteriormente.

Calculo del Indice del Juicio Estructural Iso

Según el procedimiento descrito en el Capítulo IV, calcularemos el Índice de Vulnerabilidad Estructural de Hirosawa (segundo orden) del cual se presentan los cálculos en el anexo III.

En la tabla N°5.16 y fig. 5.11 presentamos los valores E_o obtenidos para los diez niveles de la edificación para cada una de las direcciones del análisis.

En la tabla N°5.17 y fig. 5.12 los valores I_s obtenidos para los diez niveles de la edificación para cada una de las direcciones del análisis.

Luego el valor tomado para el Umbral es el del nivel mas bajo de la edificación y el menor de ambas direcciones de análisis por ser la mas desfavorable el cual corresponde a la dirección x-x con un $E_o=0.22$ el cual nos satisface ya que corrobora el valor obtenido al relacionar los Códigos Peruano y Japonés.

Con $S_d=1.20$, $G=1.00$ (para el segundo método de evaluación), $T=0.99$ obtenemos que $I_{so}=0.26$

En el presente trabajo se tuvieron ciertas dificultades como: la de no contar con los planos estructurales de la época necesarios para la aplicación de los criterios del método de Hirosawa de 2do Orden, que obligaron a suponer una cantidad minima de refuerzo para poder cumplir con los requerimientos que satisfagan la aplicación del método.

Conocedores además de la falta de control de calidad en los materiales en el proceso de construcción y/o supervisión, las que no garantizan su eficiencia estructural.

El mecanismo de falla tipo panel supone un rotulamiento en los extremos de la columna, lo que implica un detallado adecuado en el reforzamiento, especialmente el transversal, de manera que le dé capacidad de rotación suficiente para disipar energía, sin que esto signifique degradación de la resistencia; este detallado no se puede conocer a ciencia cierta en el Hospital.

Todo esto hizo que castigemos el valor obtenido por un factor de seguridad debido a la importancia de la edificación que para el caso de hospitales tendríamos Categoría A (Edificaciones Esenciales) R.N.C. ($U=1.50$), con lo que obtendríamos un valor mucho más confiable, el cual lo proponemos como Índice de

Juicio Estructural para el Método de Hirosawa (segundo orden).

$$Iso=1.5*0.26=0.39$$

Ademas esperando que este primer intento por adecuar un metodo de tanta importancia como es el Método de Hirosawa a nuestra realidad sirva de base a futuros estudios sobre este tema y asi poder asimilar y determinar la posible aplicación de las investigaciones realizadas fuera de nuestro pais.

Tabla N° 5.10 FUERZAS CORTANTES DIRECCION X-X

NIVELES	CORTANTES DE SISMO			
	sismo 03/10/74 (tn)			
	400 gals (D)	350 gals (D)	300 gals (D)	250 gals (D)
1	524.73	447.45	393.55	327.96
2	492.76	418.93	369.57	307.98
3	439.13	372.66	329.35	274.46
4	401.19	340.47	300.90	250.75
5	363.50	308.84	272.63	227.19
6	324.10	275.99	243.08	202.56
7	283.98	242.70	212.99	177.49
8	235.56	202.11	176.65	147.21
9	172.05	148.23	129.04	107.53
10	87.89	76.05	65.91	54.93

Tabla N° 5.11 FUERZAS CORTANTES DIRECCION Y-Y

NIVELES	CORTANTES DE SISMO			
	sismo 03/10/74 (tn)			
	(D)	350 gals (D)	300 gals (D)	250 gals (D)
1	830.53	726.72	622.90	519.09
2	810.06	708.78	607.52	506.27
3	760.64	665.55	570.47	475.39
4	705.67	617.48	529.27	441.06
5	643.26	562.86	482.45	402.04
6	574.23	502.45	430.67	358.90
7	494.41	432.62	370.82	309.02
8	397.55	347.86	298.16	248.47
9	278.47	243.66	208.85	174.05
10	142.75	124.91	107.07	89.22

(D) Demanda

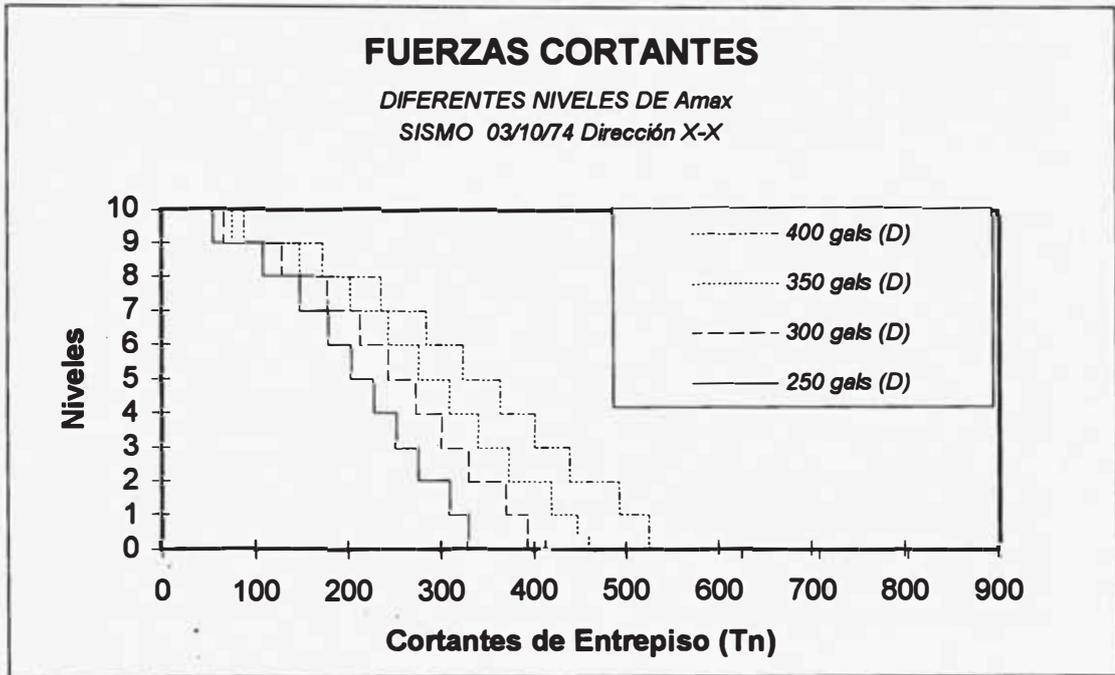


Fig. N° 5.5

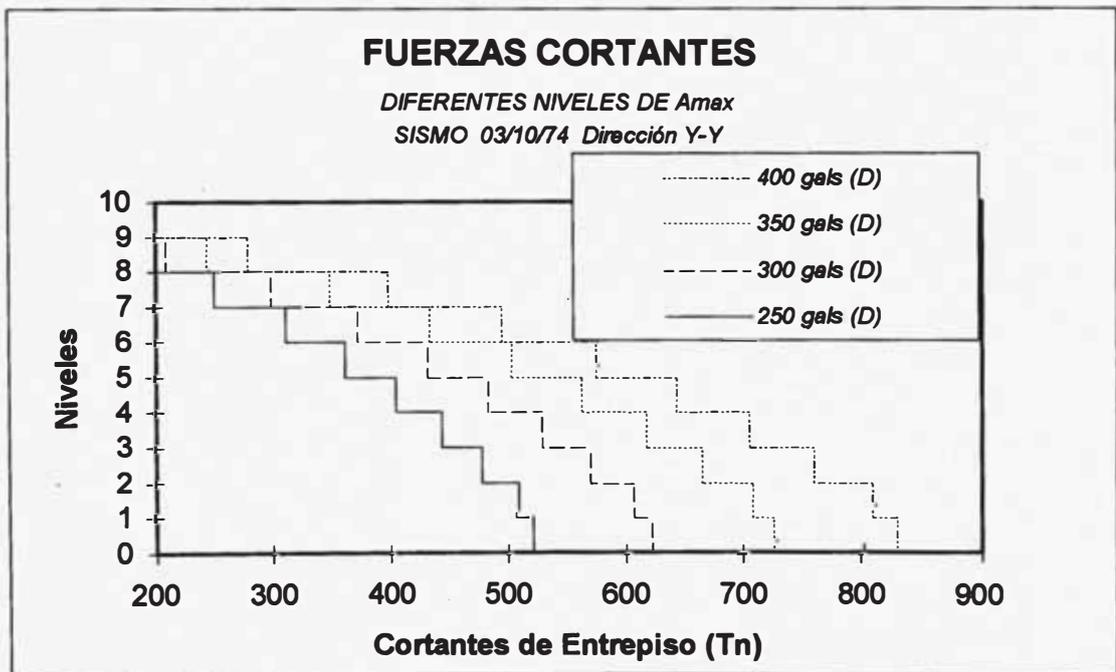


Fig. N° 5.6

Tabla N° 5.12 FUERZAS CORTANTES DIRECCION X-X

NIVELES	CORTANTES RESISTENTES		
	400 gals(C)	350 gals(C)	300 gals(C)
1	424.20	424.20	424.20
2	424.20	424.20	424.20
3	323.04	323.04	323.04
4	305.10	305.10	305.10
5	287.15	287.15	287.15
6	269.20	269.20	269.20
7	251.26	251.26	251.26
8	242.28	242.28	242.28
9	215.36	215.36	215.36
10	215.36	215.36	215.36

Tabla N° 5.14 FUERZAS CORTANTES DIRECCION X-X

NIVELES	CORTANTES RESISTENTES		
	400 gals(C)	350 gals(C)	300 gals(C)
1	882.64	881.43	880.39
2	869.16	868.81	868.49
3	618.42	618.42	618.42
4	540.54	540.54	540.54
5	478.23	478.23	478.23
6	412.80	412.80	412.80
7	356.72	356.72	356.72
8	328.68	328.68	328.68
9	253.89	253.89	253.89
10	253.89	253.89	253.89

(D) Demanda
(C) Capacidad

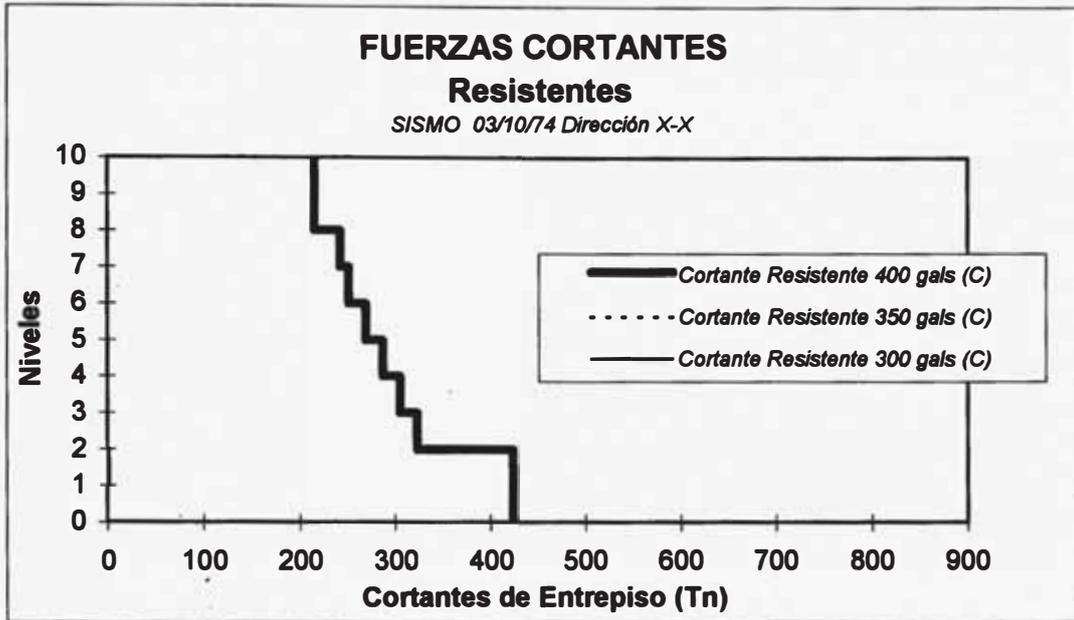


Fig. N° 5.7

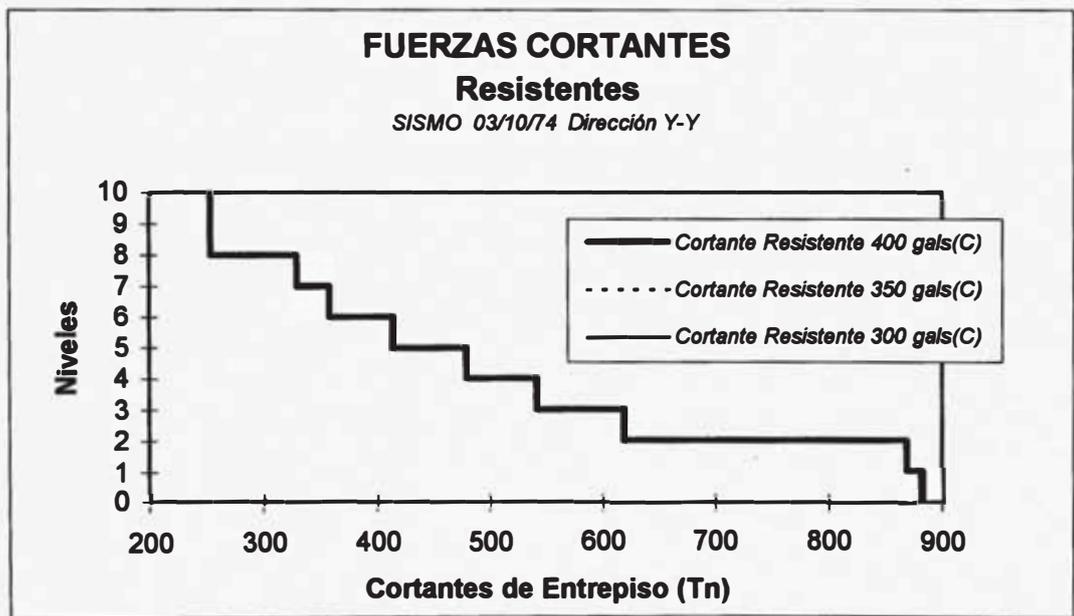


Fig. N° 5.8

Tabla N° 5.14 FUERZAS CORTANTES DIRECCION X-X

NIVELES	CORTANTES DE SISMO sismo 03/10/74 (tn)				CORTANTES RESISTENTE (C)
	400 gals (D)	350 gals (D)	300 gals (D)	250 gals (D)	
1	524.73	447.45	393.55	327.96	424.20
2	492.76	418.93	369.57	307.98	424.20
3	439.13	372.66	329.35	274.46	323.04
4	401.19	340.47	300.90	250.75	305.10
5	363.50	308.84	272.63	227.19	287.15
6	324.10	275.99	243.08	202.56	269.20
7	283.98	242.70	212.99	177.49	251.26
8	235.56	202.11	176.65	147.21	242.28
9	172.05	148.23	129.04	107.53	215.36
10	87.89	76.05	65.91	54.93	215.36

Tabla N° 5.15 FUERZAS CORTANTES DIRECCION Y-Y

NIVELES	CORTANTES DE SISMO sismo 03/10/74 (tn)				CORTANTES RESISTENTE (C)
	400 gals (D)	350 gals (D)	300 gals (D)	250 gals (D)	
1	830.53	726.72	622.90	519.09	882.64
2	810.06	708.78	607.52	506.27	869.16
3	760.64	665.55	570.47	475.39	618.42
4	705.67	617.48	529.27	441.06	540.54
5	643.26	562.86	482.45	402.04	478.23
6	574.23	502.45	430.67	358.90	412.80
7	494.41	432.62	370.82	309.02	356.72
8	397.55	347.86	298.16	248.47	328.68
9	278.47	243.66	208.85	174.05	253.89
10	142.75	124.91	107.07	89.22	253.89

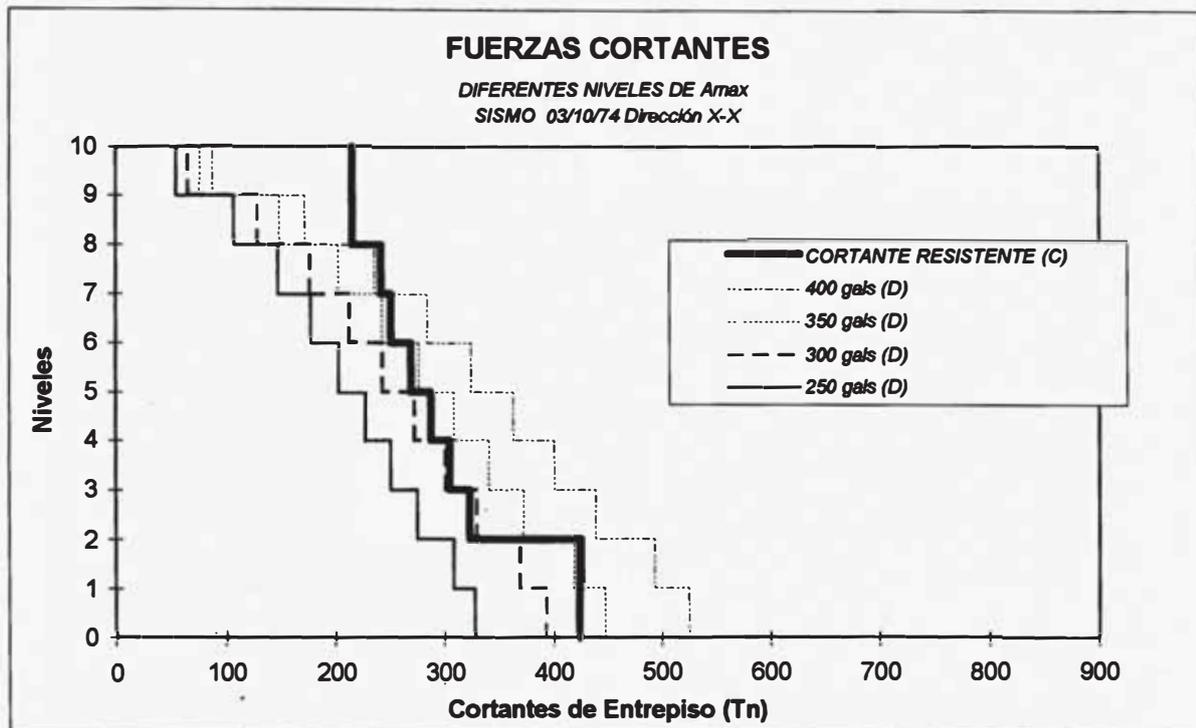


Fig. N° 5.9

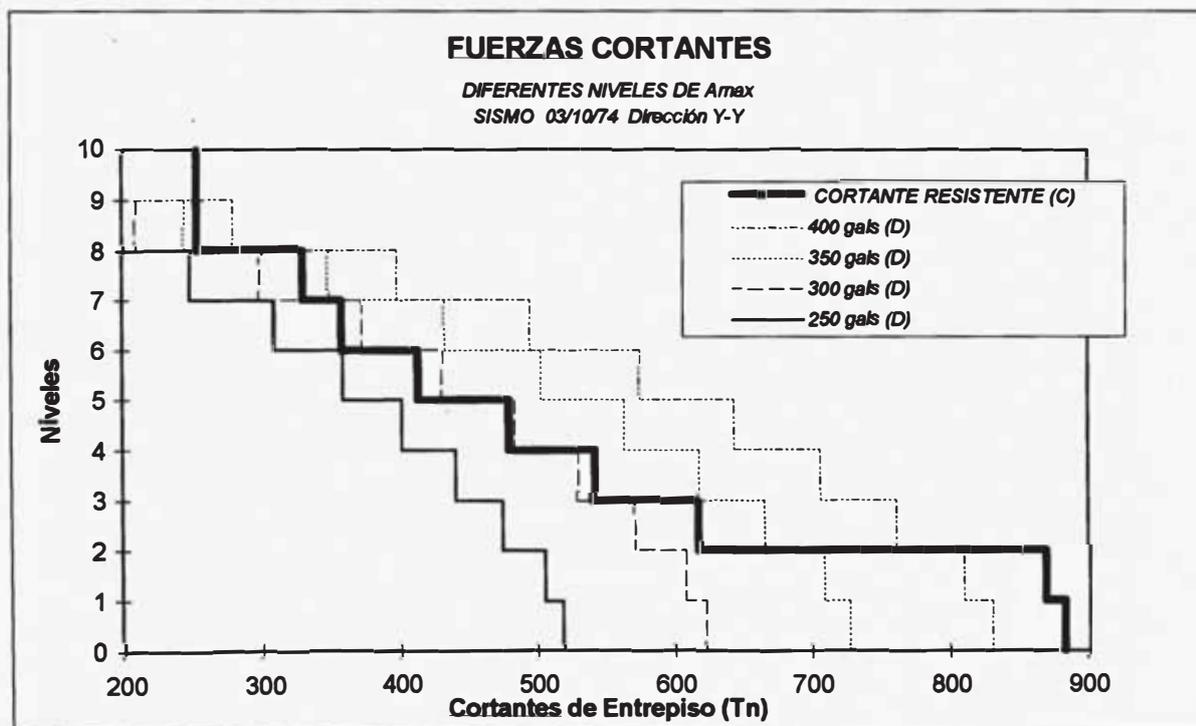


Fig. N° 5.10

Tabla 5.16 VALORES del Indice Eo

Piso	NIVEL	Eo	
		Eje x-x	Eje y-y
SOTANO	1	0.22	0.42
PISO1	2	0.25	0.47
PISO2	3	0.25	0.43
PISO3	4	0.29	0.47
PISO4	5	0.32	0.48
PISO5	6	0.34	0.49
PISO6	7	0.39	0.52
PISO7	8	0.44	0.57
PISO8	9	0.51	0.58
PISO9	10	1.05	1.20

Figura 5.11 Grafica Valores Obtenidos pa el Indice Eo

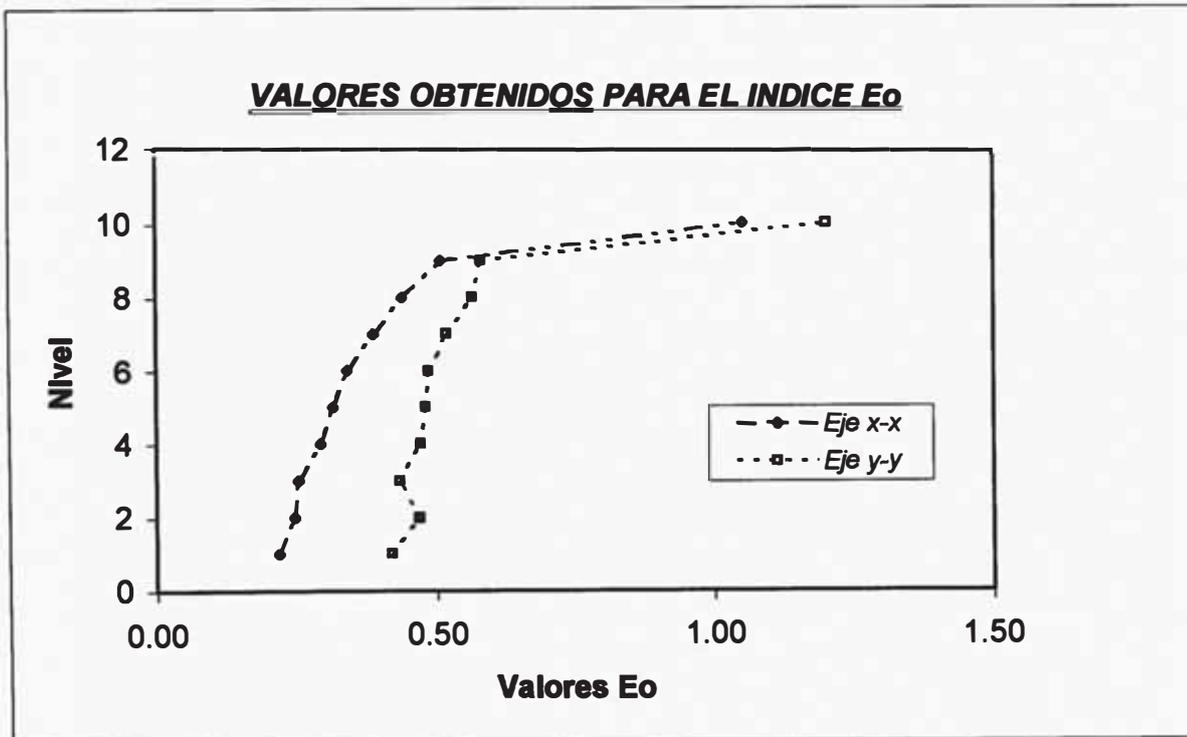
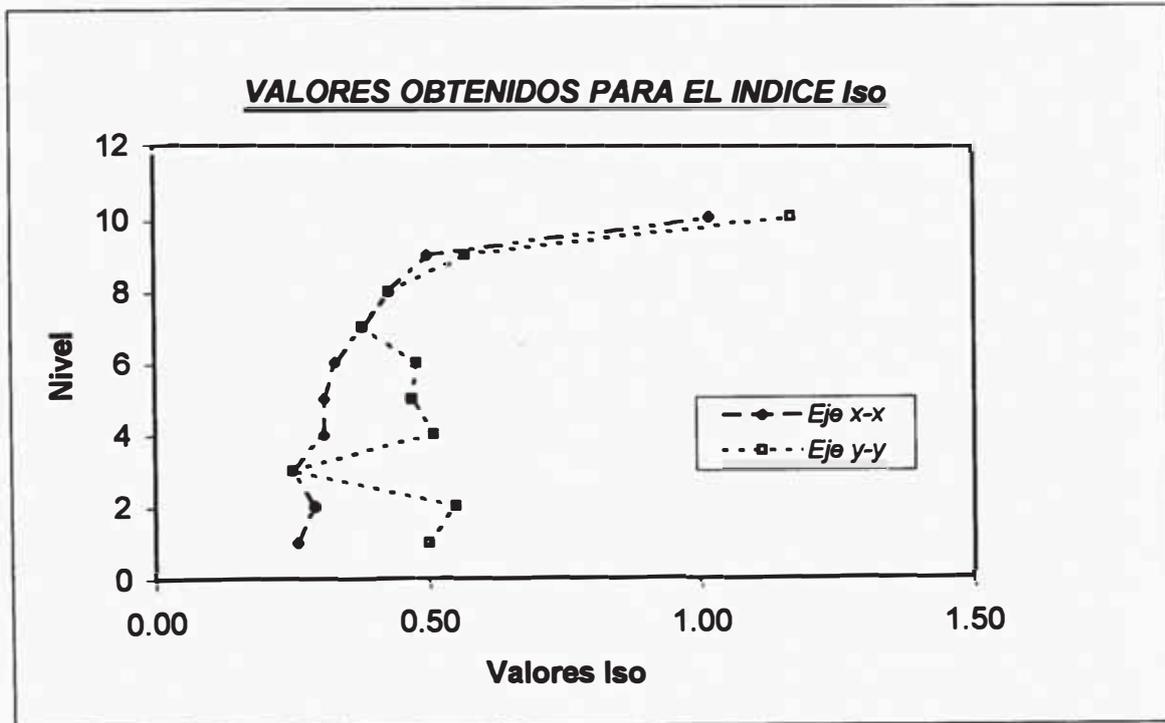


Tabla 5.17 VALORES del Indice Iso

Piso	NIVEL	Iso	
		Eje x-x	Eje y-y
SOTANO	1	0.26	0.50
PISO1	2	0.29	0.55
PISO2	3	0.25	0.25
PISO3	4	0.31	0.51
PISO4	5	0.31	0.47
PISO5	6	0.33	0.48
PISO6	7	0.38	0.38
PISO7	8	0.43	0.43
PISO8	9	0.50	0.57
PISO9	10	1.02	1.17

Figura 5.12 Grafica Valores Obtenidos pa el Indice Iso



CONCLUSIONES

En primer lugar dada la dificultad de obtener los planos estructurales, de las edificaciones que tengan varios años de uso; necesarios para la aplicación de los criterios del método de Hirosawa de 2do orden, podemos aplicar el primer método de evaluación, teniendo en cuenta que los esfuerzos cortantes recomendados por la propuesta para los distintos tipos de miembros estructurales son bastante altos y estamos sobre estimando en algo la capacidad de la estructura.

En el método de Hirosawa, la capacidad de resistencia sísmica de los edificios, puede estar condicionada por la resistencia de las columnas cortas; si se verifica que estas existen o por la falla por cortante de los miembros verticales.

En el método de Hirosawa se hace mucho uso de formulas aproximadas empíricas con la finalidad de evaluar la seguridad sísmica de las edificaciones, a través de los valores cuantitativos como son los índices sísmicos. De modo que con los resultados que se obtienen y las suposiciones que se hacen, se puede tener una aproximación cercana al comportamiento ante sismos y su capacidad resistente.

La evaluación del subíndice sísmico G , el cual se refiere a la influencia del comportamiento del terreno; esta todavía limitada a los estudios referentes a la interacción suelo estructura; y a la aplicación a edificaciones en distintos tipos de suelo.

El índice de comportamiento estructural básico E_0 de Hirosawa es directamente proporcional a una aceleración de diseño como se demuestra en al Cap. V Análisis de E_0 .

Durante un proceso de verificación de vulnerabilidad sísmica de una edificación, dos de las etapas más importantes la constituyen la inspección de daños de la

estructura(levantamiento de daños y verificación de la estructuración) y el análisis estructural de la misma. Puesto que de ellas se deducen si el origen de los daños es la escasez de resistencia y la rigidez, excesiva torsión, golpeo o interacción con otras estructuras, deficiencias constructivas entre otras.

Según el mapa de distribución de máximas intensidades observadas en el Perú se concluye que de acuerdo al área sísmica donde se ubica la zona en estudio existe la posibilidad de que ocurran sismos de intensidades del orden de IX en la escala de Mercalli Modificada.

El suelo de cimentación del Hospital Carrión corresponde a un suelo flexible o con estratos de gran espesor (Tipo III), con un periodo predominante de $T_s=0.9$ seg. de acuerdo a las Normas de Diseño Sismo Resistentes del Reglamento Nacional de Construcciones.

Ante un sismo severo es probable la ocurrencia de daños en los elementos no estructurales, propiamente en los tabiques divisorios de ambientes. La presencia de grietas en estos elementos no significa danos en la estructura de la edificación.

En el análisis con modelo reforzado con muros de concreto armado y el modelo con muros no estructurales se observa que los muros de concreto armado colocados en el proceso de reforzamiento, no introducen esfuerzos debido a la torsión.

El modelo analizado a resultado ser rigidamente simétrico dado que los primeros modos de vibración no son torsiones como se observa en la tabla N°3.3 y la fig. 3.4 formas de vibración predominantes de la estructura.

Los ensayos de análisis de vibraciones y prueba de esclerometría son de mucha importancia en un análisis de vulnerabilidad de una estructura ya que permiten calibrar y darle validez a nuestro modelo y de esta manera poder reproducir los efectos que ocasionaría un sismo en caso de ocurrir este.

El considerar la influencia de elementos no estructurales a un sistema aporticado de vigas y columnas es muy importante ya que la diferencia de periodos indican que el no considerar estos causaría una sub-estimación de la capacidad estructural y a la vez una distorsión del modelo que en este caso no representaría al edificio.

De los gráficos de distorsiones de entrepiso (fig. 3.6 y fig. 3.7) obtenemos en la dirección x-x en el segundo nivel danos visibles en la arquitectura y en el nivel 3 obtenemos un agrietamiento medio, en la dirección y-y obtenemos valores menos críticos debido a una a mayor rigidez de sus elementos en esta dirección que limitaron los desplazamientos en esta dirección, por lo tanto el Reforzamiento de estas estructuras lo consideramos ideal y necesario como se observa en la fig. 3.4 y fig. 3.5 en que la demanda de cortantes es mayor que la resistencia de cortantes, esto se vio translucido en el levantamiento de daños realizado en la época de los 80.

Se observa que las aceleraciones de diseño del Código Japonés son de 4.5 a 5 veces mayores que la aceleraciones de diseño del Código Peruano, esto se ve reflejado en el calculo de cortantes actuantes de entrepiso (Demanda), ya que en el Código Japonés obtenemos un cortante basal del 4719.12 tn., en el Código Peruano obtenemos un cortante basal de 910.82 tn.

Observamos que el código Japonés cuenta con niveles de evaluación sísmica máximos y mínimos esto se observa con el coeficiente C_0 (0.2 para sismos moderados y 1.0 para sismos severos), mientras que el Código de Diseño Sismo Resistente del Perú solo cuenta con un nivel de evaluación máxima, el cual es considerada para la relaciones de aceleraciones de diseño.

Otra diferencia entre códigos esta en el factor de distribución de corte lateral en cuanto a la distribución de fuerzas se refiere, ya que en este se involucran tanto el periodo fundamental de la estructura como la distribución de masas de la edificación, por tanto no se tiene un solo tipo de distribución como en el Código Peruano sino una distribución mas cercana a la real, ya que la distribución depende de los modos de vibración y esta dependen a su vez de las características

dinámicas de la edificación, como son: la distribución de masas, la rigideces y el amortiguamiento.

Otra diferencia esta en el coeficiente W_i ya que el Código Peruano primero determina las fuerzas sísmicas, en cambio el Código Japonés determina primero la fuerza cortante que ocurre en el entrepiso como una fracción del peso por encima de la edificación.

El índice que evalúa el comportamiento estructural tiene en cuenta no solo la resistencia, sino la capacidad de deformación de los miembros estructurales, para lo cual considera un subíndice sísmico de ductilidad.

Por ultimo quisiera resaltar la importancia de asimilar y determinar la posible aplicación de las investigaciones realizadas para nuestro país y mucho más lo es el contar con una tecnología propia, basada en la investigaciones que muchas veces no es posible realizar debido a nuestros escasos recursos sobre todo materiales.

RECOMENDACIONES

Después de la ocurrencia de un evento sísmico, debería hacerse un análisis estadístico de los diferentes índices de evaluación ya que de esta manera se obtendría una mejor aproximación del índice de juicios de la vulnerabilidad sísmica de Hirosawa.

Ante un sismo severo es probable la ocurrencia de daños en los elementos no estructurales, propiamente en los tabiques divisorios de ambientes. La presencia de grietas en estos elementos no significa danos en la estructura de la edificación.

Referencias Bibliográficas.

- *Alva J., Meneses J. Y Guzmán V. (1984), "Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas Observadas en el Perú". Memorias de V Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Tacna, Perú.*
- *Atala C. (1986), "Estudio de Suelos del Hospital San Juan". Informe Técnico, Bellavista, Callao.*
- *CAPECO (1987), "Reglamento Nacional de Construcciones"*
- *Reglamento de Diseño Sismo Resistente del Perú - Octubre 1997.*
- *Castillo J. Y Alva J. (1993), "Peligro Sísmico en el Perú". Memorias de VII Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Lima, Perú.*
- *Huamán C. (1991), "Microzonificación Sísmica de la Punta y El Callao". Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.*
- *Martínez Vargas A. (1978), "Zonificación Sísmica de Lima Metropolitana". Reunión Andina de Seguridad Sísmica. Lima.*
- *Palacios O., Caldas J., Vela Ch. (1992), "Geología de los Cuadrángulos de Lima, Lurín, Chancay y Chosica". Boletín NE43, Carta Geológica Nacional. INGEMMET. Lima, Perú.*
- *Silgado E. (1978), "Historia de los Sismos más Notables Ocurridos en el Perú".*

- *KUKOBA (1988), "Proyecto Estructural de Reforzamiento del Hospital San Juan de Dios del Callao - Memoria Descriptiva". Y planos de Arquitectura y Reforzamiento.*
- *Ashraf Habibullah, ETABS – Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems versión 5.4 – Users Manual; Computers and Structures Inc. Berkeley, California 1992.*
- *Moreano Rosa, Algunos criterios para evaluar la seguridad sísmica de edificios existentes de concreto armado; FIC-UNI, Tesis TG/2514, Lima 1983.*
- *Olarte Jorge, Criterios para reparación y Reforzamiento de edificios de concreto armado; FIC-UNI Tesis TG/2839, Lima 1990.*
- *Estudio geotécnico del Hospital Carrión del Callao , Laboratorio Geotecnia, UNI-CISMID.*
- *Análisis de la Vulnerabilidad Estructural del Hospital Nacional "Daniel Alcides Carrión" -UNI-CISMID, LIMA 1997.*
- *Proceedings of the Second Seminar on Repair and Retrofit of Structures - Departament of Civil Engineering the University of Michigan ann Arbor, Michigan 48109- May 1981.*
- *Seismic Evaluation Method an Restaration Techniques for Existing and Damaged Building Developed in Japan - Dr. Eng. Profesor Masaya Hirose, Kogakuin University, Tokio Japan.*