

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Programa Académico de Ingeniería Civil



ALGUNOS CRITERIOS PARA EVALUAR LA SEGURIDAD SISMICA DE EDIFICIOS EXISTENTES DE CONCRETO ARMADO

TESIS

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE
Ingeniero Civil

ROSA ELIDA MOREANO SALAS

Lima - Perú

1983

A MIS QUERIDOS PADRES

RECONOCIMIENTO Y GRATITUD
A MIS PROFESORES

C A P I T U L O

INTRODUCCION

En países como el Perú, en donde los movimientos sísmicos ocurren con relativa frecuencia, debido a su ubicación en una región sísmica activa, el diseño de los edificios y obras de ingeniería civil están condicionados por éstos

En lo que se refiere a las edificaciones la mayoría de estos países han adoptado normas de diseño sísmico basadas en conceptos de diseño último y dinámicos, y la seguridad estructural de los edificios está regida principalmente por los sismos.

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

En los últimos años, se desarrollaron en el Japón (país en el que ocurren con más frecuencia que el nuestro, sismos fuertes), varias propuestas para estudiar y estimar las propiedades sismo-resistentes de estructuras existentes de concreto armado, con el objeto de conocer los edificios relativamente inseguros.

Se realizaron además investigaciones acerca de los métodos para reforzar estos edificios, una vez verificada su inseguridad sísmica.

Después del sismo de Tokachi-Oki de 1968 en Japón se adoptaron nuevos conceptos de diseño sísmico de edificios de concreto armado de mediana a baja alti-

ra; así como también en edificios de gran altura. Como respuesta a esto se revisó el código de diseño sísmico, y se trabajó en torno a un método de evaluación de la capacidad del comportamiento sísmico de edificios existentes de concreto armado. El objetivo era desarrollar un método práctico para evaluar edificios existentes de mediana a baja altura.

Este trabajo está basado principalmente en un reporte compilado por un comité, integrado por investigadores, de la Universidad de Tokio y del Ministerio de Construcción del Gobierno Japonés. En Abril de 1977 fue publicado, incluyendo una guía práctica para reforzamiento de edificios. Estos fueron popularizados por los ingenieros japoneses y usados en el diseño estructuras de edificios nuevos y también para edificios existentes.

Cabe resaltar que este trabajo evalúa el funcionamiento sísmico de edificio de concreto armado de mediana a baja altura (hasta 6 ó 7 pisos como máximo) de construcción ordinaria; usando métodos prácticos desarrollados por otros investigadores. El propósito principal del reporte es describir el concepto básico del método con énfasis en un índice sísmico unificado para evaluar la capacidad sísmica de edificios tipo pórticos (dúctiles o no); y que incluyan muros de corte.

Las evaluaciones tienen como resultado una expresión cuantitativa, traducidas en los llamados índices sísmicos; pero la decisión o juicio final debe estar sujeto al criterio del ingeniero que aplique los métodos.

El objetivo del presente trabajo es asimilar estos estudios y hacer posible su aplicación al caso nuestro.

Se trata pues de aprovechar estas investigaciones teniendo en cuenta que si

bien nuestras condiciones; pueden diferir en cierto modo con aquellos (en lo que se refiere por ejemplo a la resistencia de los elementos estructurales, ya que en el Japón el refuerzo es más recargado, haciendo las estructuras más rígidas; tipo de suelo; condiciones locales; etc.), el trabajo no deja de tener validez técnica y estará sujeto a modificaciones tanto de los adelantos en las investigaciones japonesas, como de las que aquí pudiesen hacerse.

C A P I T U L O I I

INDICE SISMICO - INDICE SISMICO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL: Ie

2.1 ANTECEDENTES.

Como se mencionó anteriormente, los métodos para la evaluación de la seguridad sísmica de edificios existentes de concreto armado fueron desarrollados 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 viene un conocimiento general de ellos.

En el Japón, el Instituto de Investigación de Edificios (B.R.I.) trabajó en la investigación de muchos edificios existentes; y en el desarrollo de normas a partir de principios y criterios basados principalmente en la estimación de la capacidad sismo-resistente de los edificios.

En lo que se refiere a los edificios existentes, adoptaron, procesos de estimación, usando para esto clasificaciones por pasos sucesivos - que van desde el más simple hasta el más refinado (Tabla 2.1); o por grados (Tabla 2.2 y 2.3), siendo este último el más apropiado.

La clasificación por grados se resume como sigue:

Grado I Se considera en este grupo los edificios que son lo suficientemente resistentes y no sufren daños graves durante un sismo severo.

- Grado II : Edificios con resistencia relativamente alta o edificios dúctiles con una resistencia adecuada; de manera que se produzcan sólo daños leves.
- Grado III : Edificios con poca resistencia que podrán sufrir fuertes daños. Si el edificio aloja mucha gente o está dedicado a propósitos importantes, deben ser investigados con más detalle.
- Grado IV : Edificios cuya resistencia no es suficiente, y no podrán librarse de sufrir daños graves durante sismos severos. Sus características sismo-resistentes deben ser mejorados reforzándolos.

TABLA (2.1)

PROCESO DE ESTIMACION DE LA CAPACIDAD SISMO-
RESISTENTE 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 $R_m \geq 2 N$ y $(N \leq 6)$ $R_m \geq N+6$ $(N > 7)$	Long. de muros en la dirección x o y (cm) $R_m = \frac{\text{Long. de muros en la dirección x o y (cm)}}{\text{Area piso (m}^2\text{)}}$	Suficientemente resistente.
2	Resistencia aproximada de columnas (ΣQ_c) y muros (ΣQ_m) $S'_B = \alpha \times \frac{(\Sigma Q_c + \Sigma Q_m)}{W} \geq 1.0$	α : factor de modificación, $0.5 \leq \alpha \leq 1.2$ $\Sigma Q_c + \Sigma Q_m$: Capacidad de carga horizontal (tn) W : fuerza cortante del piso correspondiente a 1.0 g (tn)	Suficientemente resistente.
3	Resistencia de columnas ($\Sigma Q'_c$) y muros ($\Sigma Q'_m$) Calculada más rigurosamente y ductilidad supuesta debido al tipo de falla y a la relación del refuerzo transversal p_m $S'_B = \alpha \frac{(\Sigma Q'_c + \Sigma Q'_m)}{W}$	$\Sigma Q'_c + \Sigma Q'_m$: capacidad de resistencia a la carga horizontal $Q_{\text{corte}}, Q_{\text{flexión}}$: 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
	a) $S'_B \geq 1.0$ b) $0.6 \leq S'_B < 1.0$ y $Q_{\text{corte}} > Q_{f1}$ c) $0.45 \leq S'_B < 0.6$ y $p_m \geq$ valor requerido: 1 d) $0.3 \leq S'_B < 0.45$ y $p_m \geq$ valor requerido: 2		d) Suficientemente dúctil
4	Igual al paso 2 y 3, tomando en cuenta los períodos predominantes del edificio y terreno y la resistencia en las condiciones actuales del concreto		Igual a 3

TABLA (2.2)
ESTIMACION DE LA CAPACIDAD SISMO-RESISTENTE
POR GRADOS

Grado	Condición	Conclusión
I	a) $S_B \text{ ó } S'_B \geq 1.0$	- Suficientemente resistente
	b) $0.6 \leq S'_B < 1.0$ y $Q_2 \geq Q_1$	- Más o menos resistentes y con poca ductilidad
II	a) $0.6 \leq S'_B < 1.0$ y $Q_2 < Q_1$	- Resistente
	b) $0.4 \leq S'_B < 0.6$ y $Q_2 \geq Q_1$	- Dúctil
III	a) $0.4 \leq S'_B < 0.6$ y $Q_2 < Q_1$	- Frágil y con poca resistencia
	b) $0.2 \leq S'_B < 0.4$ y $Q_2 \geq Q_1$	- También poca resistencia
IV	Otras condiciones	- Frágil y con muy poca resistencia

TABLA (2.3)

Grado	Condición	Conclusión
I	a) S_B ó $S'_B \geq 1.0$ b) $0.6 \leq S'_B < 1.0$ y $Q_2 \geq Q_1$	Igual a la Tabla 2.2
II	a) $0.6 \leq S'_B < 1.0$ y $Q_2 < Q_1$ b) $0.45 \leq S'_B < 0.6$ y $pm \geq pm_1$	
III	a) $0.45 \leq S'_B < 0.6$ y $pm < pm_1$ b) $0.30 \leq S'_B < 0.45$ y $pm \geq pm_2$	
IV	Otras condiciones	

donde:

S_B = coeficiente de corte horizontal, calculado aproximadamente

S'_B = valor más refinado de S_B

Q_2 = resistencia al cortante de columnas

Q_1 = resistencia a flexión de columnas

pm = relación del refuerzo transversal real de las columnas

pm_1, pm_2 = relación del refuerzo transversal requerido de las columnas

$pm_2 \geq pm_1$

Estos métodos simplificados están orientados a escoger los edificios, cuya seguridad sísmica está considerada no muy lejos de los objetivos de edificación, por lo que los edificios catalogados como inseguros - deben evaluarse con métodos más rigurosos que el mencionado.

A pesar que la clasificación por grados se considera como la más apropiada, sugieren que sería mejor mostrar los resultados por medio de una expresión numérica continua.

Otros investigadores japoneses también trabajaron en torno a la evaluación de la capacidad sismo-resistente de edificios existentes como por ejemplo:

La propuesta de Okada y Bresler (1), en la que desarrollaron un método de diseño asísmico dinámico para edificios de concreto armado de mediana a baja altura (2). El criterio general está expresado como una combinación de dos grados de movimiento sísmico del terreno y los correspondientes grados de daños (Tabla 2.4).

Consiste la repetición de una serie de procesos en ciclos sucesivos usando suposiciones cada vez más refinadas del comportamiento. En cada uno se clasifican los edificios de acuerdo a su tipo de falla, considerando una respuesta lineal o no lineal. En la fig. (2.1) se esquematiza la propuesta.

TABLA (2.4)

CRITERIO GENERAL PARA EVALUAR LA SEGURIDAD SISMICA
DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO

Grado de sismicidad	Sismos fuertes	Sismos severos
Grado de seguridad	Daños reparables	No colapsa

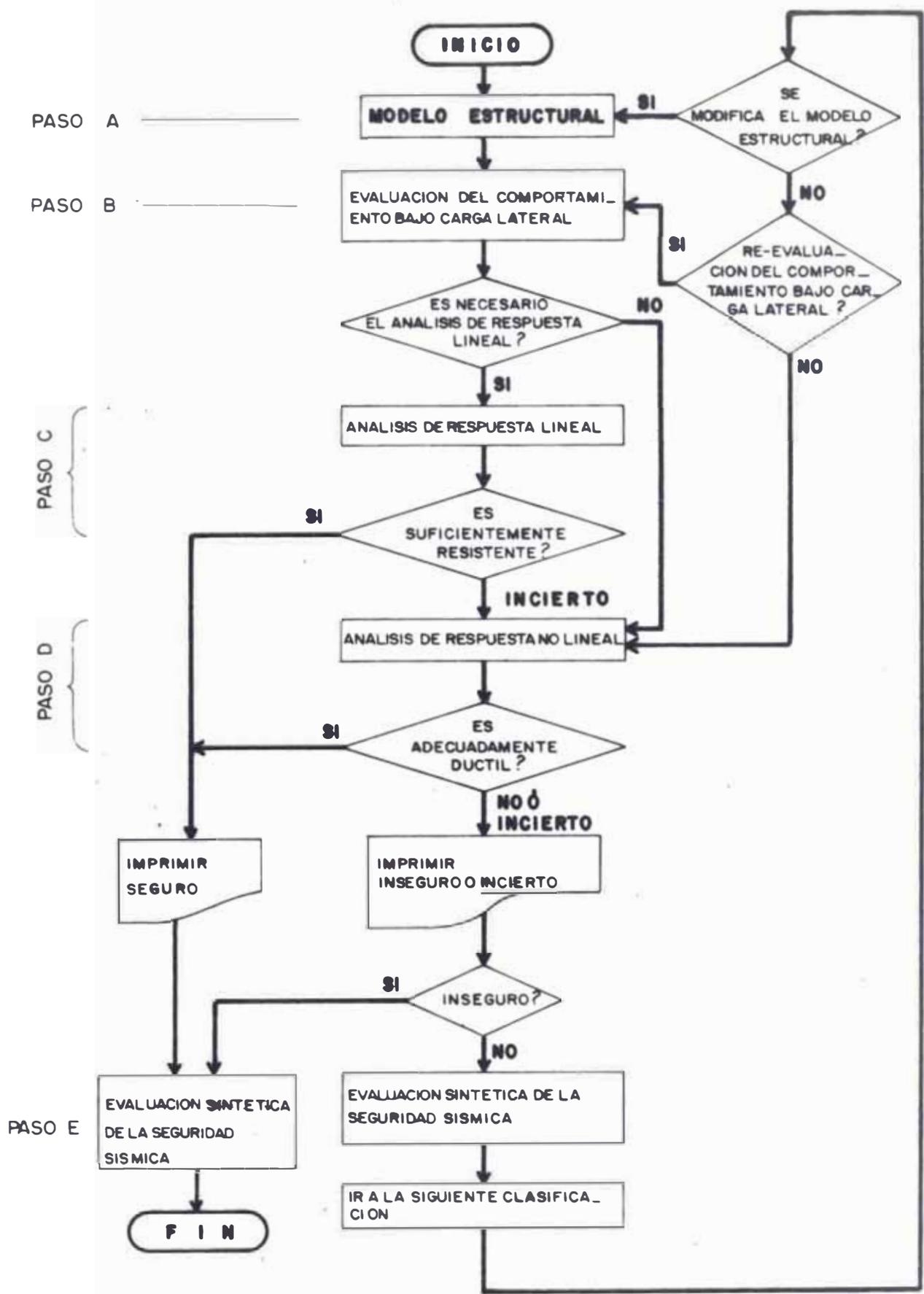


Fig.(2.1) DIAGRAMA DE FLUJO PARA EVALUAR LA SEGURIDAD SISMICA DE EDIFICIOS EXISTENTES (PROP. DE OKADA Y B.)

Otra propuesta fue la de Yamada y As. (3); los cuales separaron sus métodos de acuerdo a la existencia y disposición de los muros de corte:

- a) Estructuras de concreto armado de mediana a baja altura con muros de corte:

La seguridad sísmica es evaluada comparando el cortante correspondiente a la respuesta elástica, con el cortante calculado teniendo en cuenta la capacidad de flexión del edificio. Los elementos estructurales son clasificados como columnas largas dúctiles, columnas cortas frágiles y muros de corte y la capacidad sísmica es calculada teniendo en cuenta la deformación total de estos elementos.

- b) Estructuras de concreto armado de mediana a baja altura sin muros de corte:

La seguridad sísmica está asociada a las características de fatiga y de amortiguamiento hysterético de los miembros de concreto armado sujetos a un estado de cargas crítico.

La amplitud máxima de la fuerza de vibración del terreno está expresada como una función del factor de ductilidad.

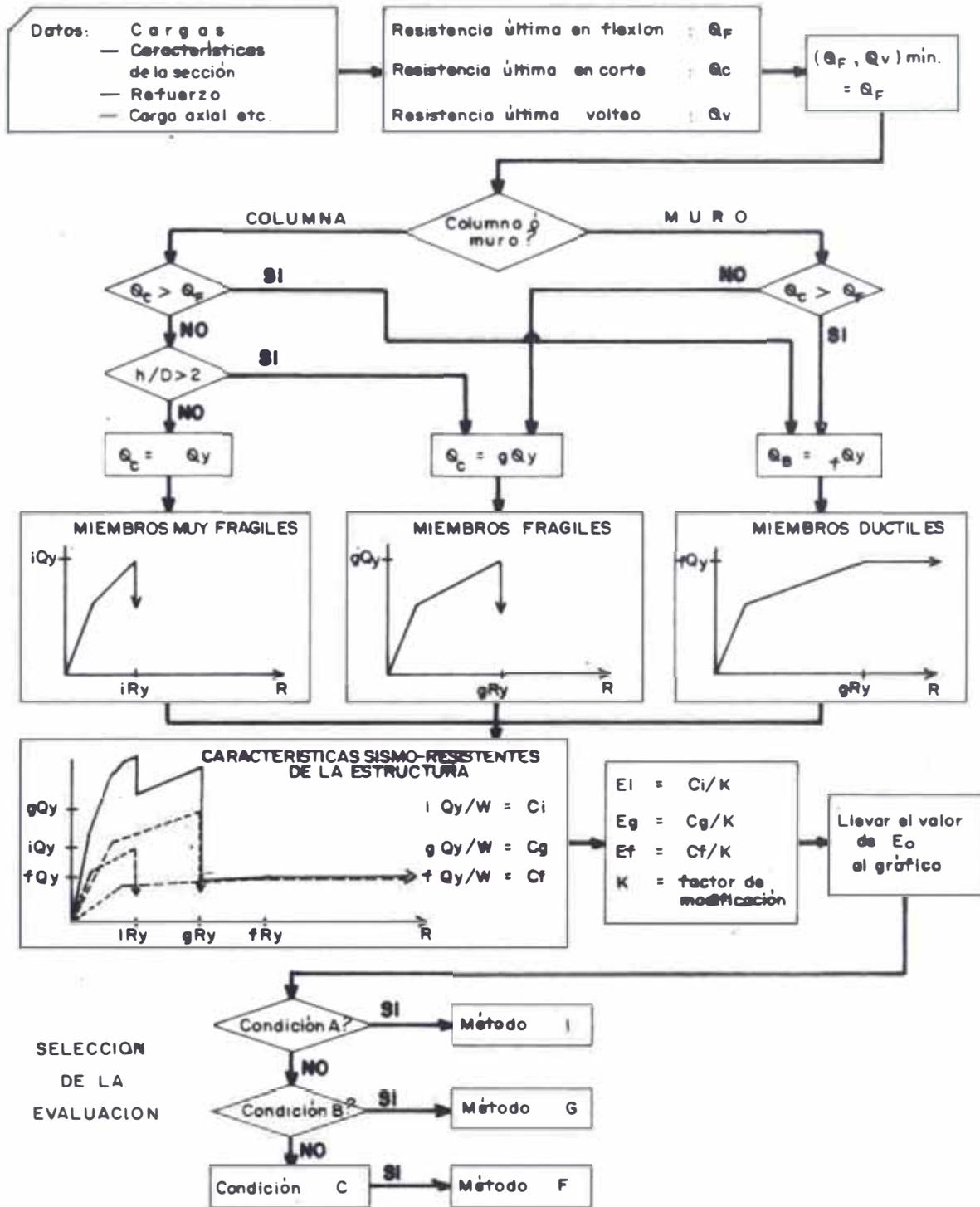
- c) Estructuras de concreto armado de mediana a baja altura con muros de corte asimétricos en el plano:

La seguridad del edificio está asociada además con un efecto dinámico torsional.

Kitamura y As. (4), desarrollaron una propuesta similar a la anterior, aunque el efecto de ductilidad no es investigado al detalle.

Los elementos estructurales son clasificados de acuerdo a su tipo de falla en: miembros dúctiles, miembros frágiles y miembros muy frágiles y son agrupados de acuerdo a éstos, como se observa en la fig. (2.2).

Los resultados son llevados a un gráfico en el que está representado - el criterio derivado para evaluar el comportamiento de los miembros es estructurales.



CONDICION A : El edificio es inseguro para la carga vertical cuando los miembros muy frágiles producen el colapso del edificio.

CONDICION B : El edificio es inseguro para la carga vertical cuando los miembros frágiles producen el colapso del edificio.

CONDICION C : El edificio es inseguro para la carga vertical cuando los miembros dúctiles fallan

Fig. (2.2) DIAGRAMA DE FLUJO PARA EVALUAR LA SEGURIDAD SISMICA DE EDIFICIOS EXISTENTES (Prop. KITAMURA Y AS)

2.2 CRITERIOS GENERALES ADOPTADOS PARA LA EVALUACION DE LA SEGURIDAD SISMICA DE EDIFICIOS EXISTENTES DE CONCRETO ARMADO.

A continuación se describe en forma general y adicional los criterios adoptados para la evaluación de la seguridad sísmica, que son casi similares a los criterios de las propuestas expuestas anteriormente.

Aquí la seguridad sísmica es evaluada, no sólo a partir de los elementos estructurales, sino desde el punto de vista de la seguridad 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.

De manera 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 estructural 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 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 sub-índice sísmico de ductilidad.

La existencia de miembros estructurales con diversas capacidades de deformación hace que la capacidad para resistir la carga lateral este 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 críticos 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), -

aplicada a sistemas de un solo grado de libertad, obteniéndose un factor de ductilidad, a partir del requerimiento 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 fórmulas aproximadas empíricas.

Se enfatiza que este trabajo se basa en muchas investigaciones tanto teóricas como experimentales, que han dado como resultado fórmulas empíricas, en casi la totalidad de su desarrollo. Es evidente que desconociendo el detalle de estos estudios, no se profundiza en éstos.

2.3 INVESTIGACION PRELIMINAR.

Es necesario hacer una investigación preliminar de la edificación, para decidir si pueden ser o no aplicados, los métodos de evaluación.

En primer lugar, debe tenerse en cuenta que los métodos están dirigidos a edificios existentes de concreto armado de mediana a baja altura (hasta 6 ó 7 pisos), cuya estructura no sea irregular. Cabe decir que en la medida que los elementos estructurales, se encuentren dispuestos tanto en planta como en perfil de forma sistemática y regular, los resultados serán más confiables.

En lo que se refiere a edificios con muros de corte, ya que los estudios acerca de estos no son muchos, sería conveniente, aplicar los métodos sólo a aquellas estructuras que tengan pocos muros.

En cuanto a la edad del edificio, es necesario investigar si es posible, el estado de deterioro, aún cuando se tenga en cuenta este factor en este criterio.

En mi opinión sería preferible no aplicar los métodos, si las condiciones expuestas, para los cuales éstos responden mejor, se alejan mucho de los "edificios normales".

En las edificaciones "antiguas", las cuales han sido diseñadas; sin tener en cuenta un comportamiento dúctil, el primer método de evaluación puede usarse. Actualmente los nuevos métodos de diseño de edificio garantizan en cierta forma un comportamiento dúctil considerado en el tercer método de evaluación.

Esto y la experiencia del ingeniero, es lo que se tendrá en cuenta en la aplicación de los métodos.

2.4 INDICE SISMICO.

El propósito principal de este estudio fue representar la seguridad sísmica de un edificio a través de dos expresiones numéricas continuas, llamados Indices sísmicos:

I_e = Índice sísmico de la estructura

I_n = Índice sísmico de los elementos no estructurales

Un mayor valor de estos índices significa, una mejor seguridad sísmica.

Aunque el cálculo de ambos es independiente, el índice I_n ; toma en cuenta la flexibilidad de los elementos no estructurales, con relación a la estructura.

Además algunas características de los elementos estructurales y no estructurales son expresados a través de sub-índices sísmicos.

2.4.1 INDICE SISMICO DE LA ESTRUCTURA: I_e .

El índice unificado del comportamiento sísmico de estructuras hasta 6 ó 7 pisos de construcción ordinaria es evaluado, a partir de varios factores que influyen en éste, como sigue:

$$I_e = E_o \cdot G \cdot S_D \cdot T \quad (2.1)$$

Donde:

E_o = Sub-índice sísmico que representa el comportamiento básico estructural, es analizado a partir de la carga lateral última, ductilidad y nivel de piso considerado.

G = Sub-índice sísmico que representa las condiciones del terreno; modifica al sub-índice E_o .

S_D = Sub-índice sísmico, del perfil estructural modifica al sub-índice E_o , debido al grado de irregularidades en la forma del edificio y la distribución de la rigidez.

T = Sub-índice sísmico, que representa el tiempo transcurrido, modifica al sub-índice E_0 debido al grado de deterioro de la resistencia y ductilidad.

Estos sub-índices son considerados en los tres métodos de evaluación y se evalúa en las dos direcciones, longitudinal y transversal, y para cada piso del edificio.

El siguiente diagrama de flujo esquematiza el procedimiento a seguir para aplicar los métodos. Los siguientes diagramas de flujo indican el procedimiento a seguir en el 1°, 2° y 3° método de evaluación.

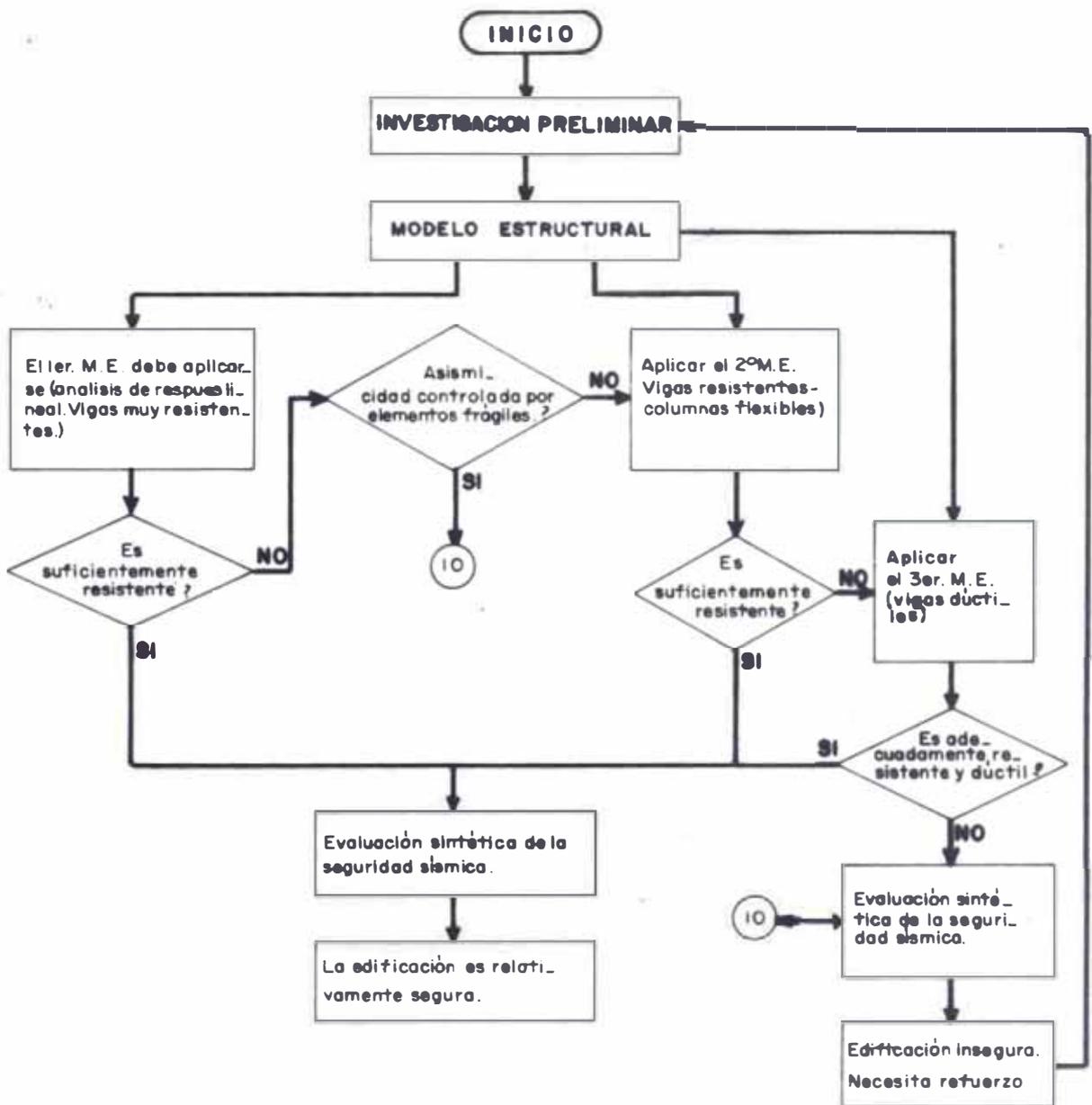


Fig.(2.3) DIAGRAMA DE FLUJO GENERAL.

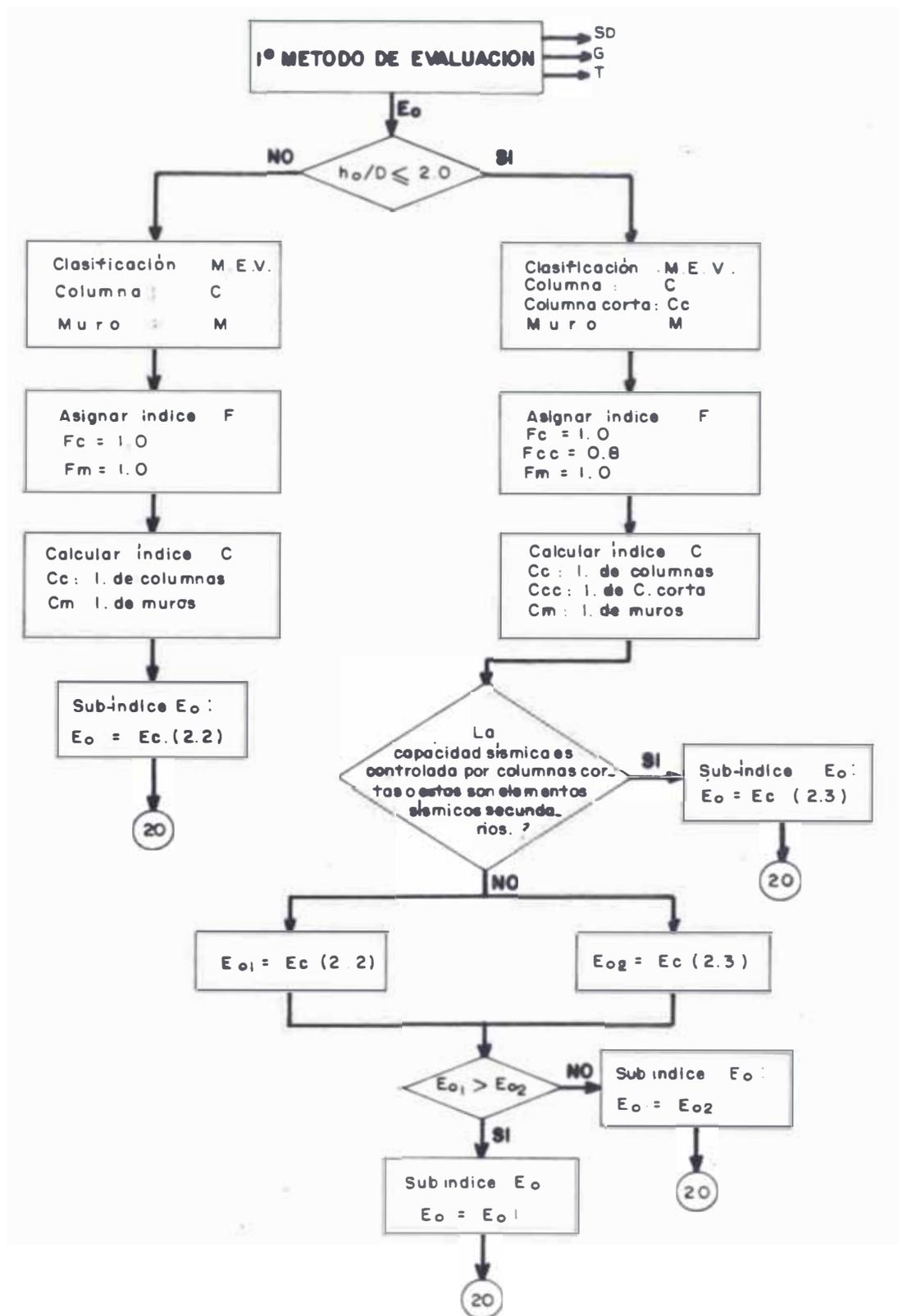


Fig. (2.4) DIAGRAMA DE FLUJO PARA EVALUAR E_o . 1º M.E.

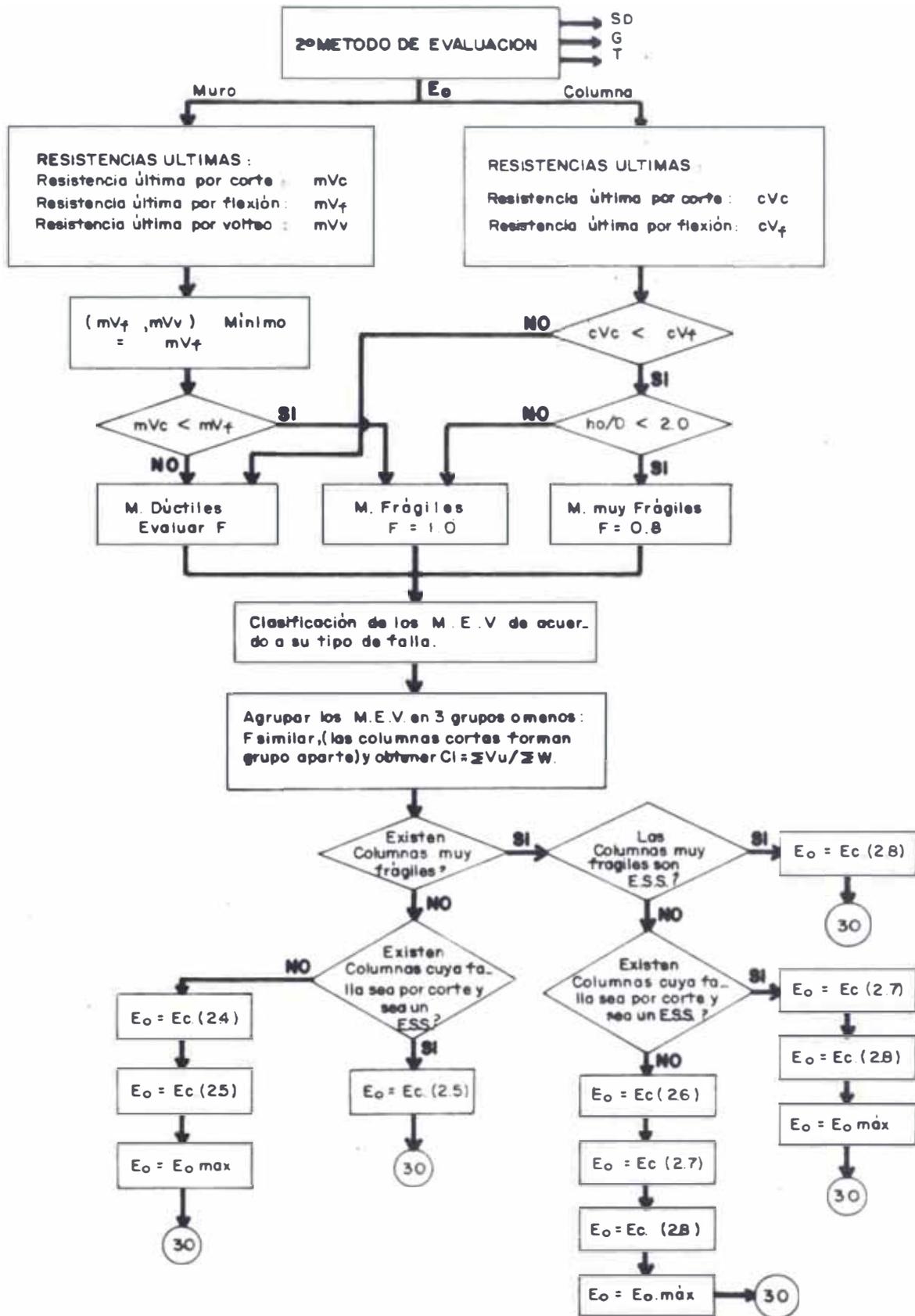


Fig. (25) DIAGRAMA DE FLUJO PARA EVALUAR $E_o = 2^\circ$ M. E.

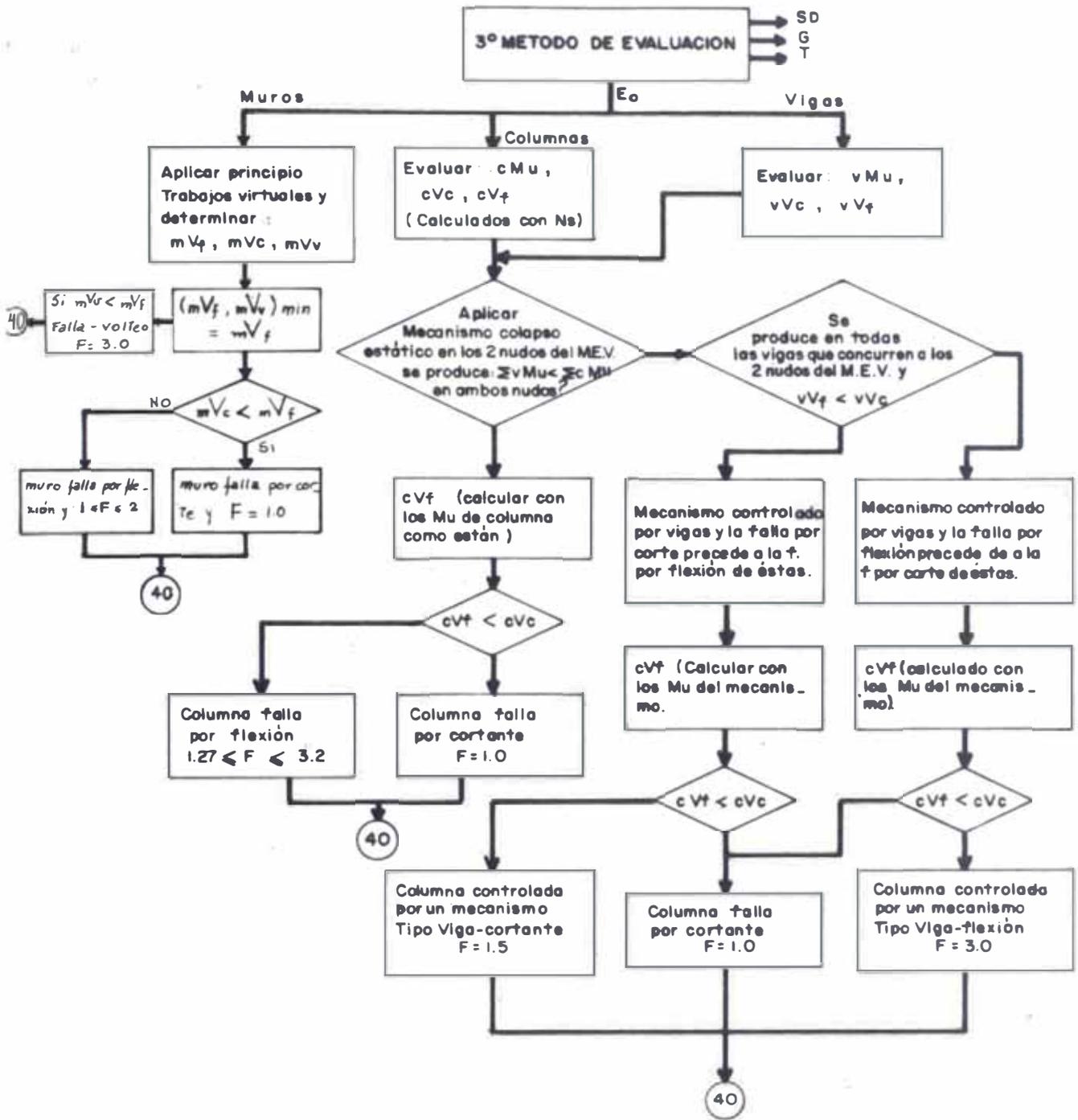


Fig. (2-6) DIAGRAMA DE FLUJO PARA EVALUAR Eo : 3º M.E.

2.4.1.1 SUB-INDICE SISMICO QUE REPRESENTA EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL BASICO: E_o

El sub-índice E_o es calculado para los tres métodos 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 en los tres métodos se obtiene el sub-índice E_o .

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

A continuación se describe el procedimiento de cálculo de E_o para cada método de evaluación:

Primer Método de Evaluación:

Teniendo en cuenta que la resistencia última de estructura está dado - por los elementos estructurales verticales principalmente y no admitiénd dose un comportamiento dúctil de éstos, el índice E_o , es calculado a partir de la relación de áreas de muros y columnas al área total del piso.

Los miembros verticales del edificio son clasificados en tres tipos co mo sigue:

TABLA: (2.5)

CLASIFICACION DE MIEMBROS VERTICALES
(1° Método de Evaluación)

Tipo	Descripción
- Columna	Columna independiente con $h_o/D > 2$
- Columna corta	Columna independiente con $h_o/D \leq 2$
- Muro	Muros de concreto armado, incluyendo aquellos muros que no están circundados por otros elementos estructurados como columnas

donde:

h_o = altura libre de la columna, sin incluir los muros altos o bajos ver fig. (2.7)

D = ancho de la sección de la columna

Calculados ambos para la dirección correspondiente

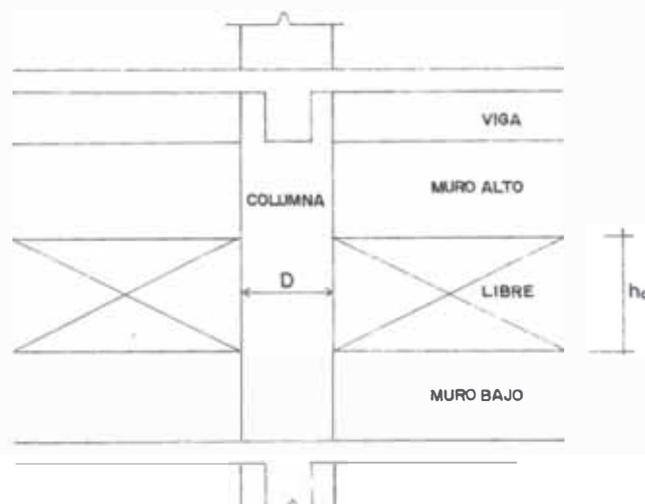


Fig (2.7) ALTURA LIBRE DE COLUMNA: h_o

La existencia de columnas cortas en una edificación altera el comportamiento sísmico de ésta, de allí que el sub-índice E_o , sea evaluado separadamente de la siguiente forma:

a) Sub-índice E_o para Edificios sin columnas cortas.

E_o para este caso es calculado con la ecuación: (2.2) y expresa el comportamiento sísmico cuando la falla se produce en el muro primero antes que la columna.

$$E_o = \frac{n + 1}{n + i} \times \{ C_m + \alpha_1 C_c \} \times F_m \quad (2.2)$$

Donde:

n = número total de pisos del edificio

i = número que corresponde al piso que se está analizando

C_m = Índice de resistencia de muros (analizado posteriormente)

C_c = Índice de resistencia de columnas (analizado posteriormente)

α_1 = Coeficiente que indica el grado de resistencia de las columnas, cuando se produce primero la falla de los muros con respecto a la capacidad resistente total de éstas = suma de las fuerzas cortantes soportadas por las columnas, correspondiente al desplazamiento en la resistencia última de los muros/suma en las fuerzas cortantes correspondiente a la resistencia última de estas columnas.

$\alpha_1 = 0.7$ ha sido determinado experimentalmente.

$\alpha_1 = 1.0$ si, $C_m = 0$

F_m = Índice de ductilidad de muros (o columnas si $C_m = 0$)

1.0 puede usarse, ya que en este método no se considera un comportamiento dúctil.

El coeficiente; $\frac{n+1}{n+i}$, es llamado índice de piso: β y es deducido a partir de la ecuación: $\beta = \frac{2(2n+1)}{3(n+i)}$

la cual ha sido obtenida asumiendo una distribución uniforme de masas y alturas y la forma de modo lineal.

Esta ecuación corresponde a una situación crítica, para estructuras de varios pisos que tienen columnas débiles y vigas muy resistentes.

Tanto el primer y segundo método de evaluación se basan en la suposición anterior, y para ambos métodos se hace una simplificación de la ecuación $(2n+1)/3(n+i)$ a:

$$(n+1)/(n+i)$$

La cual es una suposición conservadora de la anterior.

b) Sub-índice E_o para Edificios con columnas cortas.

Si existen columnas cortas el sub-índice E_o es calculado por las ecuaciones (2.2) y (2.3) ignorando las columnas cortas; considerándose el mayor valor de estos dos y teniendo en cuenta que:

La ecuación (2.2); calcula el sub-índice E_o , después de que las columnas cortas han fallado y la edificación no ha colapsado; y la ecuación (2.3); debe ser usada si la falla de la columna corta da como resultado la falla total del edificio, esta ecuación ex-

presa el comportamiento, cuando; las columnas cortas fallan primero y si éstas son consideradas como elementos sísmicos secundarios la ecuación (2.3) mencionada debe usarse.

Elemento Sísmico Secundario.

Es definido como aquel miembro, el cual puede fallar por carga horizontal, no tiene otros elementos estructurales contiguos y la carga vertical es soportada por el mismo en la falla.

$$E_o = \frac{n + 1}{n + i} \times (C_{cc} + \alpha_2 C_m + \alpha_3 C_c) \times F_{cc} \quad (2.3)$$

Donde:

C_{cc} = Índice de resistencia de columnas cortas; (analizado posteriormente)

C_m = Índice de resistencia de muros.

C_c = Índice de resistencia de columnas

α_2 = *

= suma de las fuerzas cortantes laterales soportados por los muros correspondientes al desplazamiento en la resistencia última de las columnas cortas/suma de las fuerzas cortantes correspondientes a la resistencia última de los muros.

$\alpha_2 = 0.7$ ha sido definido experimentalmente.

α_3 = *

= suma de las fuerzas cortantes laterales soportado por las columnas correspondientes al desplazamiento en la resistencia última de las columnas cortas/suma de las fuerzas cortantes correspondientes a la resistencia última de las columnas.

$\alpha_3 = 0.5$ ha sido definido experimentalmente.

$\alpha_2 (\alpha_3)$ = coeficiente que indica el grado de resistencia de los (las) muros (columnas) cuando se produce primero la falla de las columnas cortas, con respecto a la capacidad resistente total de los muros (columnas).

F_{cc} = Índice de ductilidad. En este caso no se considera un comportamiento dúctil, pero la presencia de columnas cortas es una condición crítica, se toma en cuenta entonces una reducción de: $F_{cc} = 0.8$ experimentalmente.

Segundo Método de Evaluación.

Al igual que el primer método, en este segundo método de evaluación los miembros estructurales verticales son clasificados de acuerdo a su tipo de falla 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 a los miembros estructurales verticales como elementos resistentes, los cuales podría 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, de la Tabla (2.6) que describe la clasificación de los miembros verticales:

TABLA: (2.6)

CLASIFICACION DE LOS MIEMBROS VERTICALES DE ACUERDO
AL TIPO DE FALLA
(2° Método de Evaluación)

Tipo de falla (por)	Descripción
Flexión de la columna	La falla por flexión, precede a la falla por cortante en la columna.
Flexión del muro	La falla por flexión, precede a la falla por cortante en el muro.
Por cortante - columna	La falla por cortante, precede a la falla por flexión en la columna. No se consideran las columnas cortas.
Por corte - muro	La falla por cortante, precede a la falla por flexión en el muro.
Falla fragil de columna corta	Columna con $h_o/D \leq 2$: columna corta; y la falla por cortante precede a la falla por flexión.

a) Sub-índice E_o para Edificios sin columnas muy frágiles.

Las fórmulas (2.4) y (2.5) son usadas simultáneamente en este caso, el sub-índice E_o es el mayor valor resultante. La ecuación (2.4) expresa el sub-índice E_o , cuando el grupo 3 llega a fallar, finalmente y la ecuación (2.5) expresa el sub-índice E_o , 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 (2.5) debe ser usada.

$$E_o = \frac{n+1}{n+i} \sqrt{E_1^2 + E_2^2 + E_3^2} \quad (2.4)$$

$$E_1 = C_1 \times F_1$$

$$E_2 = C_2 \times F_2$$

$$E_3 = C_3 \times F_3$$

C_1, C_2, C_3 = Indices de resistencia del primer (Índice F es el más bajo), segundo (Índice F es intermedio) y tercero (Índice F es mayor) grupo respectivamente.

F_1, F_2, F_3 = Indices de ductilidad del primer, segundo y tercer grupo, respectivamente.

$$E_o = \frac{n+1}{n+i} \{C_1 + \alpha_2 C_2 + \alpha_3 C_3\} \times F_1 \quad (2.5)$$

Donde:

$$\alpha_2 = *$$

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.

Experimentalmente α_2 es tomado de los valores de la Tabla (2.7)

TABLA: (2.7)

VALORES DE α_2 Y α_3

TIPO DE FALLA:

1° Grupo 2° Grupo (o 3°)	Falla frágil de columna	Corte en la columna Corte en el muro
Flexión de columna	0.5	0.7
Flexión de muro	0.7	1.0
Corte en la columna Corte en el muro	0.7	-

$\alpha_3 = *$

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 cortantes correspondientes a la resistencia última de los miembros del tercer grupo.

Experimentalmente α_3 es tomado de los valores de la Tabla (2.7)

* $\alpha_2, (\alpha_3)$ = Coeficientes que indican el grado, de resistencia de los miembros de 2° (3°) grupo cuando se produce la falla de los miembros del primer grupo; con respecto a la resistencia total de los miembros de este 2° (3°) grupo.

b) Sub-índice E_o 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 E_o teniendo en cuenta lo siguiente:

El sub-índice E_o es el mayor valor calculado por las ecuaciones (2.4) y (2.5), similares a las (2.6) y (2.7) ignorando las columnas muy frágiles, esto puede darse cuando existen muy pocas columnas frágiles cuya falla no produce el colapso del edificio y éste puede resistir con los otros elementos verticales y mas bien pueden ignorarse, o por la ec.(2.8) considerándolas.

$$E_o = \frac{n+1}{n+i} \sqrt{E_2^2 + E_3^2 + E_4^2} \quad (2.6)$$

$$E_o = \frac{n+1}{n+i} (C_2 + \alpha_3 C_3 + \alpha_4 C_4) \quad (2.7)$$

$$E_o = \frac{n+1}{n+i} (C_1 + \alpha_2 C_2 + \alpha_3 C_3 + \alpha_4 C_4) \quad (2.8)$$

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 (2.8) debe usarse.

Adicionalmente si las columnas muy frágiles no son elementos sísmicos secundarios, es caso de existir algunas columnas cuya falla sea por cortante, y además sean elementos sísmicos secundarios, el sub-índice E_o es el mayor valor obtenido por las ecuaciones (2.8) considerando las columnas cortas o por la E_c (2.7) ignorando las columnas cortas.

Excepción:

Si la relación de excentricidad definida en (2.4.1.3):

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:

- Procediendo 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 (2.8) 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.

Tercer Método de Evaluación.

Teniendo en cuenta además la capacidad de deformación o ductilidad, y resistencia de las vigas; la capacidad de rotación o volteo de los muros, el tercer método de evaluación, calcula el sub-índice E_o de la misma forma como el segundo método; considerando también que:

- Se añaden a la Tabla (2.6) del segundo método; otros posibles tipos de falla, como se muestra en la Tabla (2.9).

- Si la capacidad sísmica del edificio es controlado por la capacidad de deformación de las vigas o por la capacidad de volteo de los muros, el coeficiente: $\frac{n+1}{n+i}$, debe ser reemplazado por $\frac{2(2n+1)}{n+i}$. El anterior es demasiado conservador para poder ser aplicado en este caso.

TABLA: (2.9)

CLASIFICACION DE LOS MIEMBROS VERTICALES DE ACUERDO
AL TIPO DE FALLA

(3° Método de Evaluación)

Tipo de Falla	Descripción
<ul style="list-style-type: none"> - Flexión de columna - Flexión del muro - Por cortante - columna - Por cortante - muro - Falla frágil - columna corta - Columna controlada por un mecanismo tipo viga-flexión - Columna controlada por un mecanismo tipo viga-cortante - Falla por volteo del muro 	<p style="text-align: center;">↓</p> <p style="text-align: center;">Descrito en la Tabla (2.6)</p> <p style="text-align: center;">↓</p> <p>La columna es controlada por la viga y la falla por flexión de ésta precede a la falla por corte</p> <p>La columna es controlada también por la viga y la falla por corte de ésta, precede a la falla por flexión.</p> <p>La capacidad de volteo del muro, es alta y la falla por volteo precede a la falla por flexión o por corte.</p>

RESUMEN GENERAL DE LAS CARACTERISTICAS SISMO-RESISTENTES DE LAS EDIFICACIONES - PARA EL CALCULO DE E_o.

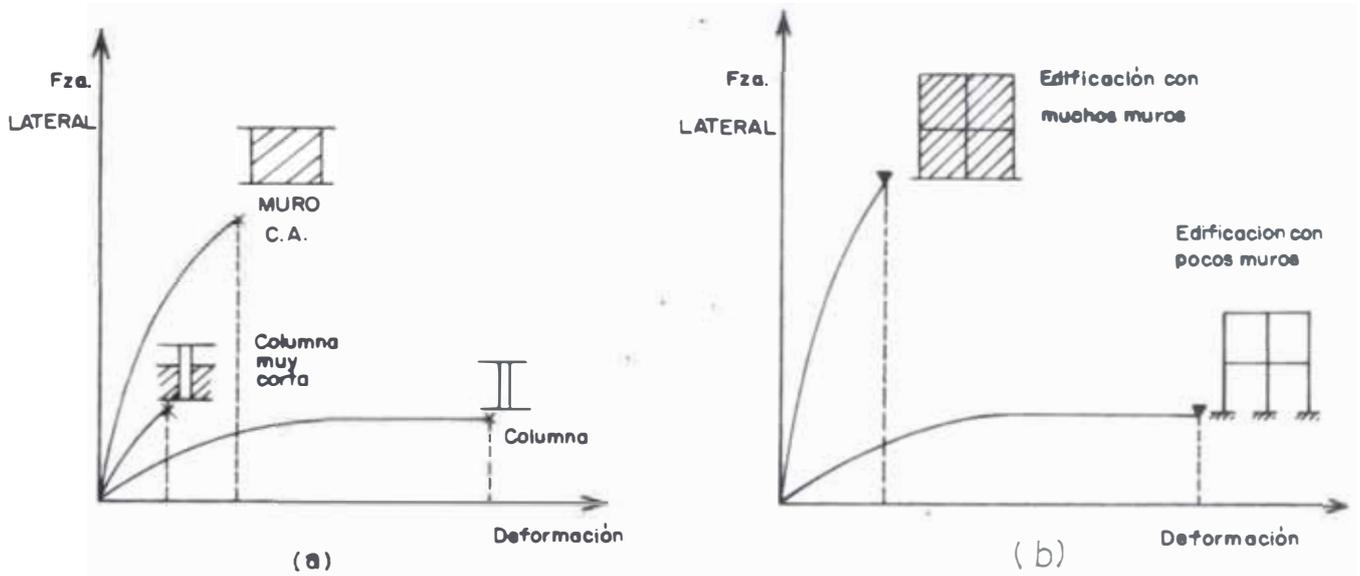


Fig. (2.8) PROPIEDADES DE DEFORMACION DE MIEMBROS ESTRUCTURALES (a) Y DE EDIFICIOS (b), PARA FUERZAS LATERALES.

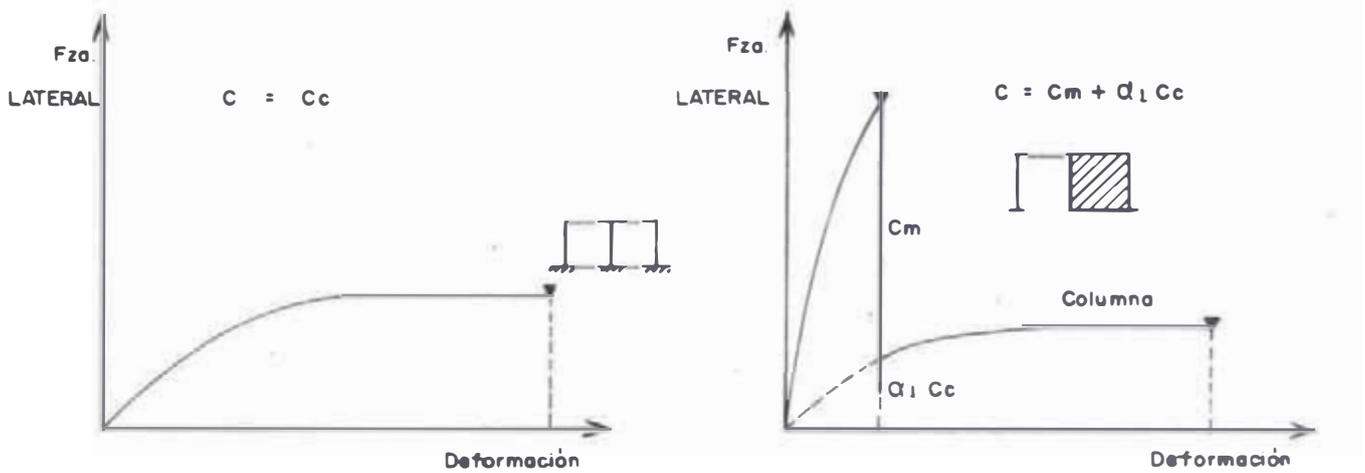
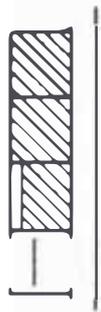


Fig. (2.9) EDIFICACION SIN MUROS NI COLUMNAS CORTAS .

Fig. (2.10) EDIFICACION SIN COLUMNAS CORTAS .

$$C = C_m + Q_1 C_c$$



$$C = C_{cc} + Q_2 C_m + Q_3 C_c$$



$$C = C_{cc} + Q_2 C_m + Q_3 C_c$$

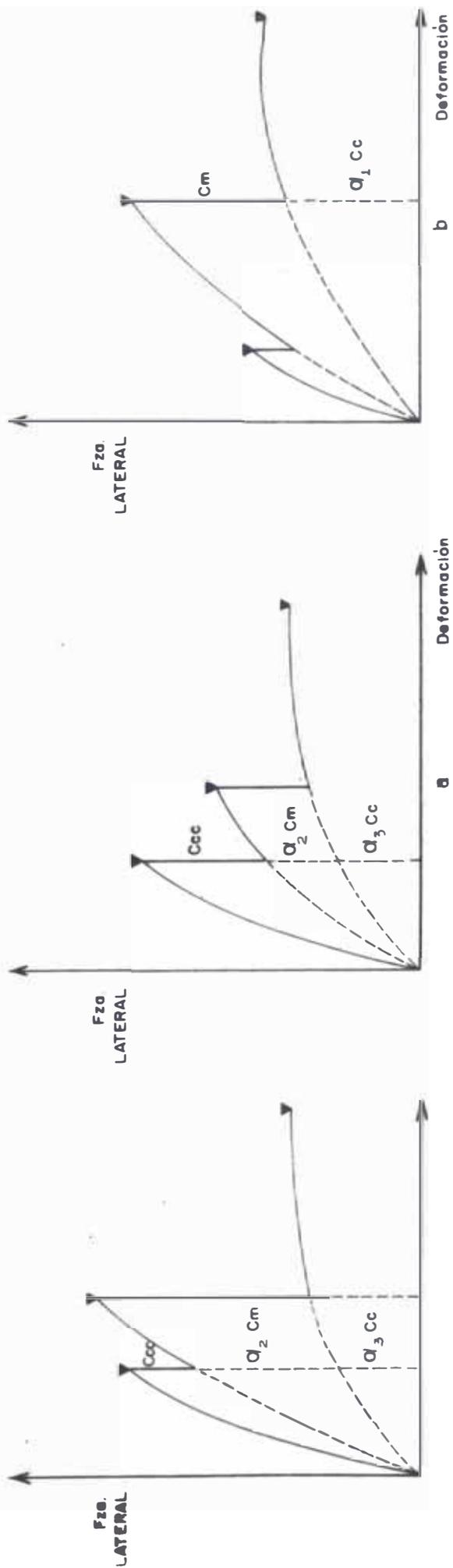


Fig (2.12) EDIFICACION CON COLUMNAS CORTAS LAS CUALES NO SON ELEMENTOS SISMICOS SECUNDARIOS.

Fig (2.11) EDIFICACION CON COLUMNAS CORTAS LAS CUALES SON ELEMENTOS SISMICOS SECUNDARIOS

Índice C de Resistencia.

Primer Método de Evaluación.

Como se mencionó anteriormente, el índice C de resistencia, es evaluado por una relación de áreas de miembros estructurales, esfuerzos promedio y carga total en cada piso del edificio.

Los índices C son calculados como sigue:

$$C_m = \frac{\tau_{m1}}{W} \times A_{m1} + \frac{\tau_{m2}}{W} \times A_{m2} + \frac{\tau_{m3}}{W} \times A_{m3} \quad (2.9)$$

$$C_c = \frac{\tau_c}{W} \times A_c \quad (2.10)$$

$$C_{cc} = \frac{\tau_{cc}}{W} \times A_{cc} \quad (2.11)$$

Donde:

C_m = Índice de resistencia de muros

C_c = Índice de resistencia de columnas

C_{cc} = Índice de resistencia de columnas cortas

τ_{m1} = Promedio de esfuerzos cortantes de los muros tipo 1, en la resistencia última

Tipo 1: muro con columnas en ambos extremos

$\tau_{m1} = 30 \text{ kg/cm}^2$ es recomendado por esta propuesta.

τ_{m2} = Promedio de esfuerzos cortantes de los muros tipo 2, en la resistencia última

Tipo 2: muro con una columna en un extremo

$\tau_{m2} = 20 \text{ kg/cm}^2$ es recomendado por esta propuesta

τ_m_3 = Promedio de esfuerzos cortantes de los muros tipo 3, en la resistencia última

Tipo 3: muro sin columnas en los extremos

$\tau_m_3 = 10 \text{ kg/cm}^2$ es recomendado por esta propuesta.

τ_c = Promedio de esfuerzos cortantes de las columnas en la resistencia última.

$\tau_c = 10 \text{ kg/cm}^2$ es recomendado por esta propuesta.

Si: $h_o/D > 6$ (condición que tiene en cuenta la esbeltez de la columna): 7 kg/cm^2 debe ser usado.

τ_{cc} = Promedio de esfuerzos cortantes de columnas cortas en la resistencia última

$\tau_{cc} = 15 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ es recomendado por esta propuesta

A_{m_1} = Suma de las áreas efectivas de las secciones transversales de los muros tipo 1 (cm^2)

A_{m_2} = Suma de las áreas efectivas de las secciones transversales de los muros tipo 2 (cm^2)

A_{m_3} = Suma de las áreas efectivas de las secciones transversales de los muros tipo 3 (cm^2)

A_c = Suma de las áreas de las secciones transversales de columnas independientes en el piso analizado (cm^2).

Las columnas situadas en los extremos de los muros tipo 1 no son consideradas para el cálculo de A_c .

A_{cc} = Suma de las áreas de las secciones transversales de las columnas cortas en el piso analizado (cm^2).

W = Suma de las cargas de los pisos que se encuentran por encima del piso analizado incluyendo la carga del mismo (carga muerta + carga viva considerada para el cálculo de la carga lateral

(kg).

Como un valor promedio puede tomarse $W = 1200 \text{ kg/m}^2 \times \Sigma A$

ΣA = Suma de las áreas de los pisos que se encuentra encima del p_i so analizado incluyendo el área del mismo.

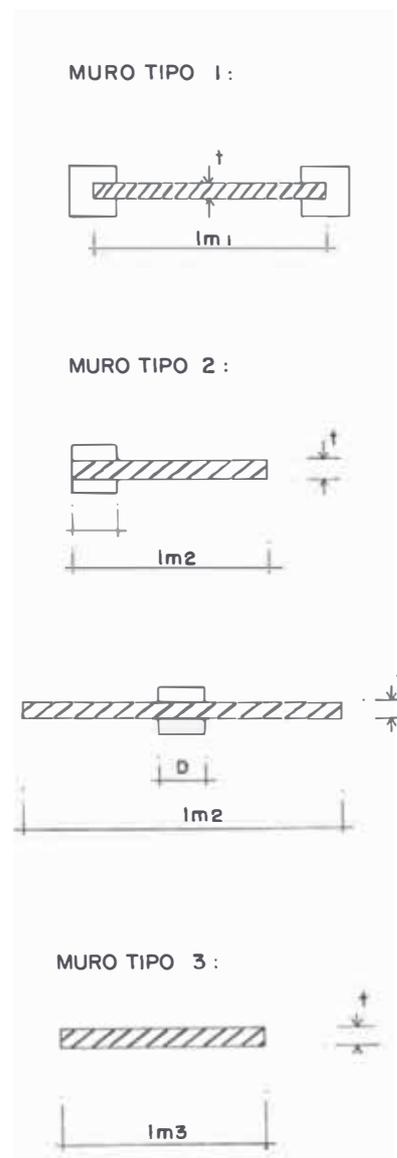


Fig.(2.13) TIPOS DE MURO — AREA EFECTIVA.

Es importante resaltar que los esfuerzos promedios de corte en la resistencia última de los miembros estructurales, (muros, columnas), recomendados por esta propuesta son valores muy altos para poder ser aplicados al caso nuestro. Aún cuando no se dispone de información acerca de estos valores; considero que deben tomarse sólo como valores referenciales y en ningún caso como valores muy aproximados, ya que las edificaciones japonesas son diseñados para cargas más superiores que las que normalmente se usan en nuestro medio y por lo tanto el refuerzo de los miembros estructurales es mayor.

Segundo Método de Evaluación.

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 correspondiente 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 de supone que las vigas son muy resistentes y que son los miembros verticales los que fallan primero, 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 FLEXION.

a) Momento último de una columna rectangular:

Si: $0.4 b \cdot D \cdot f'c < N < N_{\text{máx}}$

$$M_u = (0.8 A_{st} f_y \cdot D + 0.12 b \cdot D^2 \cdot f'c) \left(\frac{N_{\text{máx}} - N}{N_{\text{máx}} - 0.4 b \cdot D \cdot f'c} \right)$$

$$0 < N < 0.4 \cdot b \cdot d \cdot f'c \quad (2.12)$$

$$M_u = (0.8 A_{st} f_y D + 0.5 N \cdot D \cdot (1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot f'c}))$$

$$N_{\text{mín}} < N < 0$$

$$M_u = 0.8 A_{st} f_y \cdot D + 0.4 N \cdot D$$

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

$$= b \cdot D \cdot f'c + A_s \cdot f_y \quad (\text{kg})$$

A_s = Area total del acero longitudinal en la columna (cm^2)

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

$$= - A_s \cdot f_y \quad (\text{kg})$$

N = Carga axial de la columna (kg)

A_{st} = Area total del acero en tracción (cm^2)

D = Dimensión de la columna en la dirección que se analiza
(ancho) (cm)

b = Dimensión de la columna en la otra dirección (espesor)
(cm)

f_y = Esfuerzo de la fluencia del acero longitudinal (kg/cm^2)

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto (kg/cm^2)

Las columnas pueden ir acompañadas con muros de concreto armado u bicados 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. Umemura 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.

Estos tipos de miembros estructurales son frecuentes en Japón por lo que el presente estudio los incluye.

b) Momento último 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 fórmulas del acápite anterior.

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

Para $N \leq \{0.5 \alpha_e (0.9 + \beta) - 13 p' t\} b.D.f'_c$

$$M_u = (0.9 + \beta) A_{st} f_y D + 0.5 N.D. \left\{ 1 + 2\beta - \frac{N}{\alpha_e \cdot b.D.f'_c} \times \left(1 + \frac{A_{st} f_y}{N} \right)^2 \right\} \quad (2.13)$$

Si: $N > \{0.5 \alpha_e (0.9 + \beta) - 13 \rho' t\} b.D.f'_c$

$M_u =$ En la ecuación (2.15) N es reemplazado por:

$$\{0.5 \alpha_e (0.9 + \beta) - 13 \rho' t\} b.D.f'_c$$

Donde:

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

$$\alpha_e = \frac{\Sigma A}{l_m \times b}$$

$\Sigma A =$ Area de las secciones transversales de la columna y los muros (cm^2)

$l_m =$ Longitud total horizontal, Ver Fig (2.14) (cm)

$\beta =$ Longitud en muro en el lado de compresión/D

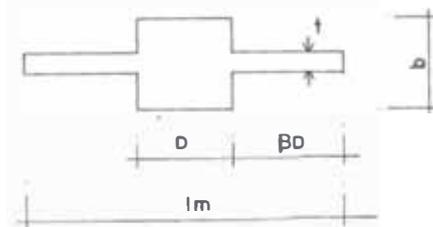


Fig. (2.14): COLUMNA CON MUROS A SUS LADOS

c) Momento último de un muro con columnas en ambos extremos:

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

$$M_u = A_{st} \cdot f_y \cdot l_m + 0.5 \Sigma(A_{sm} \cdot f_y) l_m + 0.5 N l_m \quad (2.14)$$

A_{st} = Area del acero vertical de la columna ubicada en el lado de tracción del muro (cm^2)

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm^2)

A_{sm} = Area de acero vertical en el muro (cm^2)

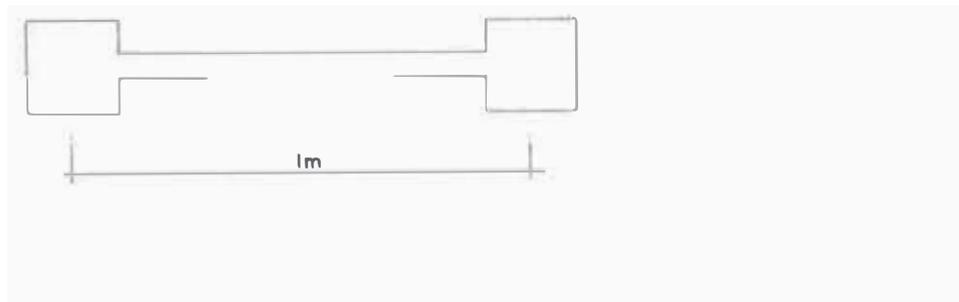


Fig. (2.15): MURO CON COLUMNAS EN AMBOS EXTREMOS

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 último de una columna rectangular:

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

$$V_{cu} = \left\{ \frac{0.053 (p't)^{0.23} (180 + f'c)}{\frac{M}{V.d} + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w - f_y + 0.1 \sigma_0} \right\} b.j \quad (2.15)$$

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

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

$$p_t = \frac{A_{st}}{b.D} \times 100 \quad (\%)$$

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

Usar: $p_w = 0.012$

A_{sw} = Area transversal del refuerzo transversal (estribo) (cm^2)

s = Espaciamiento entre los refuerzos transversales (cm)

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm^2)

σ_0 = Esfuerzo axial de la columna = $N/b.D$ (kg/cm^2)

Si: $\sigma_0 > 80 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_0 = 80 \text{ kg/cm}^2$

d = Ancho efectivo de la columna

($D - 5 \text{ cm}$) puede ser usado o lo que corresponda.

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

$\frac{M}{V} = \frac{h_0}{2}$; puede ser usado, aproximadamente. h_0 = 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: $0.053 \text{ pt}^{0.23}$ proviene de 0.092 ku kp

donde: ku = factor de corrección basado en las dimensiones de la sección transversal y es: $= 0.72$ para $d > 40 \text{ cm}$

kp = factor de corrección basado en la relación del acero de tracción.

$$= 0.82 \text{ pt}^{0.23}$$

Aunque no se tiene más información acerca de estos factores; la fórmula (2.15) considero que puede usarse de forma menos aproximada para condiciones no especificadas arriba.

b) Cortante último de una columna con muros a los lados:

$$V_{cu} = 0.8 \sqrt{f'c} \left(\frac{l_m}{h} \right) \Sigma A + 0.5 \left\{ p_w \cdot f_y + p_m f_y \frac{t(l_m - D)}{b.D.} \right\} \times b.D + 0.1 N \quad (2.16)$$

$$p_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s_c}$$

A_{sw} = Area del refuerzo transversal de la columna (cm^2)

s_c = Espaciamiento del refuerzo transversal de la columna (cm)

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

A_{sm} = Area del acero horizontal del muro (cm^2)

s_m = Espaciamiento del refuerzo horizontal del muro (cm)

ΣA = Area total de la sección transversal considerando columna
y muro

h = Altura de la columna

Ver Fig. (2.14)

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

La ecuación (2.15) es usada para este caso, pero los parámetros son considerados como sigue:

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

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

l = Ver Fig. (2.15)

$b_e = \frac{\Sigma A}{l}$ espesor equivalente del muro

ΣA = Area total de la sección transversal, considerando el muro y las columnas

$$p_m = \frac{A_{sm}}{b_e \cdot s}$$

A_{sm} = Area del acero horizontal del muro

s = Espaciamiento del acero horizontal del muro

$$\sigma_o = \frac{\Sigma N}{b_e \cdot l} \quad \Sigma N = \text{carga axial total}$$

$j = 1m$ ó $j = 0.8 \cdot l$ puede ser usado

$b = b_e$

$D = l$

$d = l$

$$\frac{M}{V} = \frac{hm}{2}$$

h_m = Altura total del muro - medido desde la base del piso analizado hasta la parte superior del mismo

Ver Fig. (2.15)

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

$$\gamma = 1 - \sqrt{\frac{\text{Area de la Abertura}}{h \times l_m}} \quad (2.17)$$

h = 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 (2.15 ó 2.16) de acuerdo a la disposición y ubicación de las barras.

En los edificios recientes 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 el 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 2.6).

V_{fu} es calculado como sigue:

Columna:

$$cV_{fu} = \frac{(cMu)_s + (cMu)_i}{h_o} \quad (2.18)$$

$(cMu)_s$ = 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:

$$mV_{fu} = 2 \cdot \frac{mMu}{h_m} \quad (2.19)$$

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 (2.19) es reemplazado por 1.

Fuerza cortante última: V_u

1) Columna: cV_u

a) Sí: $cV_{fu} < cV_{cu}$ Falla por flexión Y:
 $cV_u = cV_{fu}$

b) Sí: $cV_{cu} < cV_{fu}$ 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) Sí: $mV_{fu} < mV_{cu}$ Falla por flexión Y:
 $mV_u = mV_{fu}$

b) Sí: $mV_{cu} < mV_{fu}$ 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) CLASIFICACION 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 de F dentro del grupo es tomado para ese grupo. Las columnas cortas forman un grupo aparte.

Cálculo del índice de resistencia: C .

El índice C para cada grupo es calculado como sigue:

$$C_j = \frac{\sum V_u(j)}{\sum_i^n W_k} \quad (2.20)$$

$\sum V_u(j)$ = Cortante de piso del grupo j en el estado último

W_k = Peso en el nivel de piso K

n = número total de pisos

i = nivel de piso analizado

Tercer Método de Evaluación.

En este tercer método de evaluación se hace el análisis de los miembros estructurales verticales, basado en un mecanismo de colapso estático.

Y está dirigido a aquellas edificaciones cuyas vigas son sólo lo suficientemente resistentes de tal forma que pueden desarrollar articulaciones plásticas; (vigas débiles).

Es de suponer que en una edificación con columnas u elementos estructurales verticales resistentes, cuyo mecanismo de formación de articula -

ciones plásticas se desarrollen primero en vigas, tendrá un mejor comportamiento sismo-resistente.

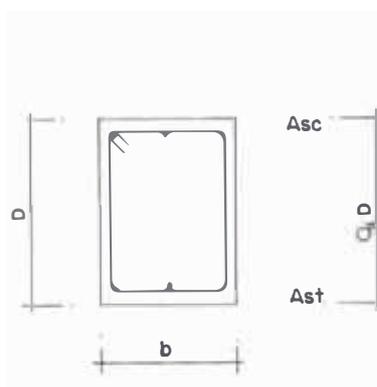
Implica entonces el análisis de vigas, columnas y muros.

Resistencia última de los miembros estructurales.

Inicialmente el momento último de flexión y la fuerza cortante última de cada miembro vertical (muros y columnas) son calculados de la misma forma como en el segundo método de evaluación.

- i) El momento último de flexión de vigas es calculado a partir de la expresión empírica.

$$M_u = (g_1 p_t \frac{f_y}{f'_c} + 0.5 n_o (1 - n_o)) f'_c b D^2 \quad (2.21)$$



The diagram shows a rectangular cross-section of a structural member. The width is labeled 'b' and the total height is 'D'. The effective depth is 'd'. Compression steel area is 'Asc' and tension steel area is 'Ast'.

$$p_t = \frac{A_{st}}{b D}$$

A_{st} = Area total del acero en tracción (cm^2)

$$n_o = \frac{N}{b \cdot D \cdot f'_c}$$

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm^2)

N = Carga axial

La ecuación (2.21) es aplicable tanto para vigas, y columnas, (en el caso de columnas ha sido visto anteriormente).

En el caso de vigas:

$$M_u = g_1 \cdot A_{st} f_y D \quad (\text{vigas cuyo peralte sea } < 50 \text{ cm}) \quad (2.22)$$

$$g_1 = 0.8$$

Y haciendo:

$$0.8 D = 0.9 d$$

d = ancho efectivo de la sección transversal de la viga (cm)

$$N = 0$$

En la Ecuación (2.22)

$$M_u = 0.8 A_{st} f_y \cdot D$$

$$M_u = 0.9 d A_{st} f_y \quad (2.23)$$

- ii) La fuerza cortante última es calculada con la misma fórmula usada para columnas, haciendo $\sigma = 0$ y $h_o = l_o$.

El efecto del acero de la losa y el efecto del acero ubicado en el intermedio de la sección de las vigas puede ser considerado.

Como aproximación se podría incluir el acero de la losa dentro de un ancho de cuatro veces el espesor de la losa a cada lado del alma con el acero a tracción de la viga; para incluir el efecto del acero de la losa para un momento (flexionante negativo

(*) (éste última afirmación no forma parte de la propuesta).

(*) Referencia obtenida de: R. Park y T. Paulay estructuras de concreto reforzado. 1978.

iii) Determinación del tipo de falla de los miembros verticales.

Columnas:

Primeramente, son evaluadas las vigas y su tipo de falla es determinada.

El mecanismo de colapso estático es aplicado, haciendo un análisis por nudos. Ya que la capacidad de carga lateral depende de la resistencia de las vigas, el análisis es efectuado de la siguiente forma:

Los momentos últimos o de fluencia en las uniones, vigas, columnas, son evaluados:

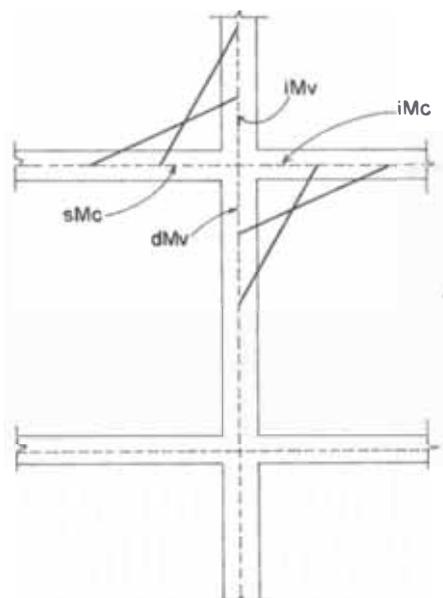


Fig. (2.16): MOMENTOS ULTIMOS EN LAS UNIONES VIGA-COLUMNA

Donde:

dM_v = Momento en la resistencia última de la viga de la derecha

iM_v = Momento en la resistencia última de la viga de la izquierda

sM_c = Momento en la resistencia de la columna superior

iM_c = Momento en la resistencia de la columna inferior

Si el nudo analizado:

$$1) (dM_v + iM_v) < (sM_c + iM_c)$$

Entonces cada $\frac{1}{2} (dM_v + iM_v)$ es usado para calcular el momento último de las columnas superior o inferior que concurre al nudo (si las alturas de los entrepisos son iguales, caso contrario podrá distribuirse en forma proporcional a las alturas).

Para las columnas considero que aquí hay que tener en cuenta las siguientes cosas:

- a) Que el tipo de falla calculado inicialmente; de las vigas que concurren al nudo (ambas), sea por flexión antes que por corte. Si ambos nudos que corresponden a la columna en análisis cumplen con lo anterior y el cortante calculado con los momentos distribuidos es menor que el cortante correspondiente a la falla por corte de la columna, el tipo de falla del miembro a considerarse, será el de "columna controlada por un mecanismo tipo viga-flexión".
- b) Que el tipo de falla de las vigas que concurren al nudo sea por corte antes que por flexión (o alguna de ellas); si, el cortante calculado con los momentos distribuidos es menor que el cortante correspondiente a la falla por corte de la columna, el tipo de falla del miembro a considerarse será el de "columna controlada por un mecanismo tipo viga-cortante".

$$2) \text{ Si } (dM_v + iM_v) > (sM_c + iM_c)$$

Entonces los momentos últimos y tipo de falla de las columnas que concurren al nudo son usados como están. Y:

- a) Si el cortante calculado con los momentos últimos anteriores de cada columna es menor que el cortante correspondiente a la falla por corte, el tipo de falla ha considerarse será de: "flexión de columna".
 - b) Si el cortante calculado con los momentos anteriores de cada columna es mayor que el correspondiente a la falla por corte de la columna el tipo de falla ha considerarse será de: "cortante - columna".
- 3) Si las dos situaciones anteriores se presentan en los dos nudos correspondientes a la columna analizada, siguiendo los criterios anteriores, el tipo de falla podría ser por "Flexión o por Cortante".
- 4) Considero que si la situación en la que la falla por cortante se produzca antes que por flexión de las vigas es común; al aplicar el tercer método de evaluación; es posible que los resultados del segundo método de evaluación sean mejor aproximados, ambas condiciones deben ser analizadas.

La fuerza cortante lateral en la condición última: cV_u será:

$cV_u =$ suma de los momentos últimos en la parte superior o inferior de la columna/altura libre de la columna.

Muros:

Los muros pertenecientes a edificaciones de varios niveles, son idealizados como se muestra en la fig. (2.27).

La carga lateral aplicada a este muro idealizado puede tomarse como la menor de las siguientes tres cargas laterales determinadas como una distribución triangular inversa.

La carga lateral con la cual el muro llega a alcanzar su resistencia máxima de flexión; su resistencia máxima por cortante o su capacidad de volteo

La fuerza cortante lateral en las condiciones últimas del muro en cada piso es calculado a partir de las cargas mencionadas arriba, tomándose el menor.

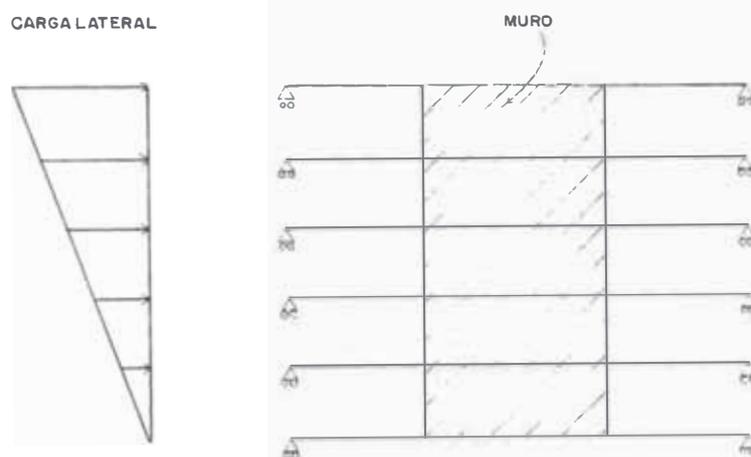


Fig. (2.17): MURO DE PISOS MULTIPLES

El índice F de ductilidad es evaluado de la forma como se describe más adelante.

iv) Clasificación de los Miembros Verticales - Cálculo del Índice C de Resistencia.

La clasificación de los miembros verticales basados en los tipos de falla y los índices de ductilidad, y el cálculo de los índices C de resistencia por grupos es similar al expuesto para el segundo método de evaluación.

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 estructura necesaria para soportar cargas inducidas por sismos. Los análisis dinámicos de estructuras que responden elásticamente a movimiento del terreno registrados durante sismos severos han mostrado 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 lateral en el extremo del intervalo posterior al elástico (Deformación Máxima)

Δy = Deflexión lateral cuando se alcanza la primera cedencia

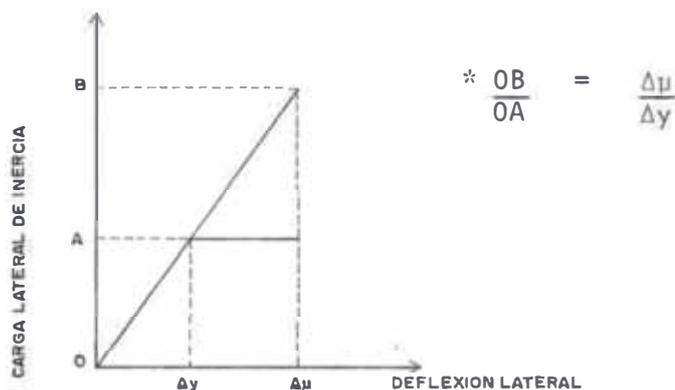


Fig. (2.18): DIAGRAMA CARGA VS DEFLEXION LATERAL
(ELASTICO)

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 (1) 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

(1) Blume, J.A.

En la Figura Area (OCE) = AREA (ODGF).

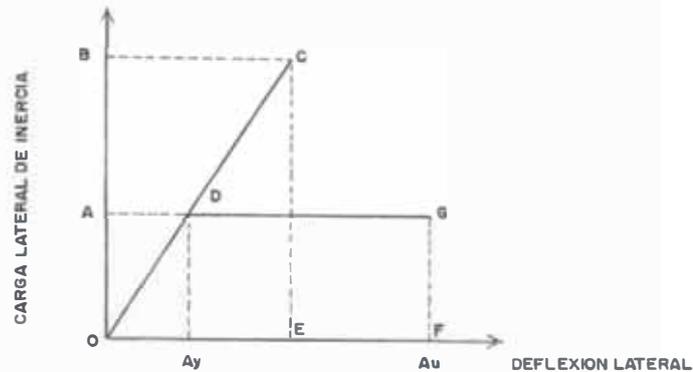


Fig. (2.19): DIAGRAMA CARGA VS DEFLEXION LATERAL

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

Resolviendo:

$$\left(\frac{OB}{OA}\right)^2 = 2 \Delta\mu/\Delta y - 1 \quad \frac{\Delta\mu}{\Delta y} = \mu$$

$$\left(\frac{OB}{OA}\right) = \sqrt{2\mu - 1} \quad (2.24)$$

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 (2.19) sino más curva debido a una reducción gradual de rigidez, sin embargo, se puede suponer una curva aproximada bilineal.

Se ha comparado la relación (2.24) con los resultados obtenidos a partir de análisis dinámicos en sistemas de un solo grado de liber-

tad con relaciones carga-deflexión elastoplásticas y de rigidez degradada y ésta representa un límite superior.

Para determinar el índice F de ductilidad, la ecuación (2.26) lo evalúa con la misma aproximación como se describe arriba.

i) DUCTILIDAD DE DESPLAZAMIENTO.

El requerimiento de ductilidad μ , 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 sujeto 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 (2.24) para estimar μ 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 μ , colocándose de este modo del lado conservador.

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

$$\mu = \mu_0 - K_1 - K_2 \quad (2.25)$$

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

Donde:

$$\mu_0 = 10 (cV_{cu}/cV_u - 1)$$

$$K_1 = 2.0$$

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

$$K_1 = 0$$

$$K_2 = 30 \left\{ \frac{cV_u}{(b \cdot j) \cdot f'_c} - 0.1 \right\} \geq 0$$

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.

cV_{cu} = Fuerza cortante última

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

ii) INDICE DE DUCTILIDAD F.

En el primer método de evaluación se considera que la existencia de columnas cortas reduce la capacidad resistente del edificio a la carga lateral, de esta forma el índice de ductilidad

no es mayor que 1.0 para los distintos tipos de miembros estructurales correspondientes a este primer método.

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.

En el tercer método de evaluación los miembros estructurales resistentes son considerados con su respectiva capacidad de desplazamiento o rotación.

Primer Método de Evaluación.

Aquí todas las columnas y muros se asumen como miembros frágiles y siguiendo la clasificación de miembros verticales del Cuadro (2.10), el índice F, es como sigue:

TABLA 2.10
INDICE DE DUCTILIDAD
(Primer Método de Evaluación)

Tipo	Indice F
Columna ($h_o/D > 2$)	1.0
Columna corta ($h_o/D < 2$)*	0.8
Muro	1.0

*Las columnas cortas determinan condiciones críticas en la resistencia del edificio.

Segundo Método de Evaluación.

El Índice F de los distintos tipos de miembros verticales resistentes acuerdo a la clasificación. La Tabla (2.6) del segundo método de evaluación se evalúa como sigue:

a) Columnas en flexión:

$$F = \phi \sqrt{2\mu - 1} \quad (2.26)$$

donde:

μ = factor de ductilidad de desplazamiento calculado

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

b) Muros en flexión.

Si:

$$\begin{array}{ll} mV_{cu}/mV_u \leq 1.3 & ; \quad F = 10 \\ 1.3 < mV_{cu}/mV_u < 1.4 & ; \quad F = 10 \{mV_{cu}/mV_u\} - 12.0 \quad (2.27) \\ 1.4 \leq mV_{cu}/mV_u & ; \quad F = 2.0 \end{array}$$

Para las columnas con muros a los lados el Índice 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 (2.11)
INDICES DE DUCTILIDAD
(Segundo Método de Evaluación)

Tipo de Falla	Indice F
Flexión de columna	* - Calculado con el factor de ductilidad μ de la ecuación: 2.26 Límites: 1.27 - 3.2
Flexión de muro	- Calculado por las relaciones. (2.27) Límites: 1.0 - 2.0
Por cortante - columna	- 1.0
Por cortante - muro	- 1.0
Falla frágil de columna	- 0.8

*El Índice F puede ser igual a 1.0, para las condiciones (2.28).

Tercer Método de Evaluación.

El Índice F es determinado en la misma forma como el segundo método de evaluación siguiendo la clasificación del Cuadro N° (2.12).

Los tipos de falla que además se consideran en el tercer método de evaluación representan un comportamiento dúctil de los miembros estructurales en la falla. De todas formas resulta ser más conveniente que las vigas sean las que fallen antes que las columnas; es mejor que ocurra el mecanismo de formación de rótulas plásticas primero en vigas; - de allí los factores de ductilidad altos para estos casos.

La Tabla (2.12) resume estos criterios.

TABLA (2.12)
INDICES DE DUCTILIDAD
(Tercer Método de Evaluación)

Tipo de Falla	Indice F
Flexión de columna	* - Calculado con el factor de ductilidad μ y la ecuación (2.26). Límite 1.27 - 3.2
Flexión de muro	- Calculado por las relaciones (2.27) Límites: 1.0 - 2.0
Por cortante-columna	1.0
Por cortante-muro	1.0
Falla frágil-columna corta	0.8
Columna controlada por un mecanismo tipo viga-flexión	3.0
Columna controlada por un mecanismo tipo viga-cortante	1.5
Falla por volteo del muro	3.0

* Condiciones por las cuales el Índice F debe ser tomado como 1.0; tales son válidos tanto para el segundo como para el tercer método.

$$N_s / (b \cdot D \cdot f'_c) > 0.4$$

$$\frac{cV_u}{b \cdot j \cdot f'_c} > 0.2 \quad (2.28)$$

$$p_t > 1\%$$

Donde:

N_s = carga axial de la columna considerando el mecanismo de falla.

2.4.1.2 SUB-INDICE SISMICO DE MOVIMIENTO DEL TERRENO: G

El sub-índice sísmico 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 en la edificación, reduciendo el sub-índice sísmico G apropiadamente.

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

2.4.1.3 SUB-INDICE SISMICO DEL PERFIL ESTRUCTURAL: S_D

Este sub-índice modifica al sub-índice E_0 , en la medida que las irregularidades, forma, distribución de rigidez, etc. influyan en el comportamiento sísmico del edificio.

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

En un primer método de evaluación se tienen en cuenta dos tipos de

irregularidades del edificio:

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.

- En un Segundo y Tercer Método de Evaluación se consideran además los siguientes puntos:

1) Concerniente a la rigidez horizontal: Excentricidad entre el centro de gravedad y el centro de rigidez.

2) Concerniente a la rigidez vertical: Relación peso-rigidez de un piso respecto a los pisos superiores.

El grado de influencia de todos los factores antes mencionados está representado 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 de lo descrito anteriormente se muestra en la Tabla (2.13).

Primer Método de Evaluación.

S_D es calculado como sigue:

$$S_D = q_{1a} \times q_{1b} \times \dots \times q_{1k} \quad (2.29)$$

donde:

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

$$(i = a, b, c, d, e, f, g, i, j, k)$$

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

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

Segundo Método de Evaluación.

$$S_D = q_{2a} \times q_{2b} \times \dots \times q_{2k} \quad (2.30)$$

donde:

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

$$(i = a, b, c, d, e, f, g, i, j, k, l, m, n, o)$$

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

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

Tercer Método de Evaluación.

El sub-índice S_D es el mismo que el correspondiente al segundo método de evaluación.

TABLA (2.13)

CLASIFICACION DE LOS FACTORES A EVALUARSE Y VALORES DE G Y R CORRESPONDIENTES

P u n t o s	G _i	R		Aplicación
		R _{1i}	R _{2i}	
1° y 2° METODO DE EVALUA CION	1.0	0.9	0.8	0.5
a Irregularidad del plano	Regular a ₁	Intermedio a ₂	Irregular a ₃	1.0 0.5
b Relación longitud-ancho	b ≤ 5	5 < b < 8	8 < b	0.5 0.25
c "Abolladura"	0.8 < c	0.5 < c < 0.8	c < 0.5	0.5 0.25
d Espacio entre juntas de expansión #1	$\frac{1}{100} \leq d$	$\frac{1}{200} < d < \frac{1}{100}$	$d < \frac{1}{200}$	0.5 0.25
e Tamaño de ambientes abiertos	e ≤ 0.1	0.1 < e ≤ 0.3	0.3 < e	0.5 0.25
f Excentricidad de ambientes abiertos	f ₁ ≤ 0.4 y f ₂ ≤ 0.1	f ₁ < 0.4 y 0.1 < f ₂ ≤ 0.3	0.4 < f ₁ < 0.6 0.3 < f ₂	0.25 0.25
g Otros perfiles en planta especiales #2				0.5 0.25
h Sótanos	1.0 < h	0.5 < h < 1.0	h < 0.5	1.0 1.0
i Uniformidad de altura de piso	0.8 < i	0.7 < i < 0.8	i < 0.7	0.5 0.25
j Presencia de pilotes	No	Distribuidos en todo el área	Distribución desigual de pilotes	0.5 0.25
k Otros perfiles especiales #3				0.5 0.25
l Excentricidad entre el centro de gravedad y el centro de rigidez	l < 0.1	0.1 < l < 0.15	0.15 < l	1.0
m				
n Relación peso-rigidez de un piso con respecto a los pisos superiores	0.8 < n ≤ 1.2	1.2 < n ≤ 1.7	1.7 < n	1.0
o				
p				
q				
r				
s				
t				
u				
v				
w				
x				
y				
z				

Estos puntos son aplicados a todos los pisos, usando los factores que han sido obtenidos con el piso más desventajoso

Estos puntos son aplicados a cada piso en las direcciones longitudinal y transversal

donde: Los factores son evaluados de acuerdo a lo siguiente:

a_1 = 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: $\frac{1}{b} \geq \frac{1}{2}$



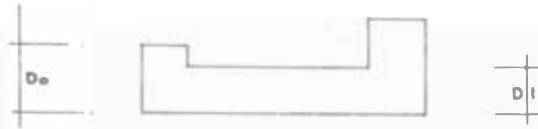
a_2 = La planta es más irregular y el área de una desigualdad (o protuberancia) es menor o igual al 30% del área del piso, en plantas tipo L, T, U, y otros.

a_3 = 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 plantas tipo L, T, U, y otros.

b = (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.



$$c: c = \frac{D1}{D0}$$



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 : f_1 = Distancia entre el centro de gravedad del plano y el centro de gravedad del ambiente abierto/Longitud del lado corto.

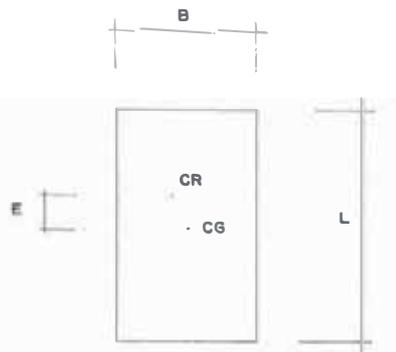
f_2 = Distancia entre el centro de gravedad del plano y el centro de gravedad del ambiente abierto/Longitud del lado largo.

$$h = \frac{\text{Area del sótano}}{\text{Area del edificio}}$$

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 si además la distribución de éstos es excéntrica, es tratado como una distribución desigual.

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



La rigidez horizontal de cada piso puede ser obtenida por:

$$\{\Sigma (\text{área sección columna}) + \alpha \times \Sigma (\text{área sección muro})\}^4$$

$n = (\text{relación peso - rigidez del piso inmediatamente superior} / \text{relación peso - rigidez del piso bajo consideración}) \times \beta$

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 = $\{\Sigma(\text{área sección columnas}) + \Sigma(\text{área secciones muros}) \times \alpha\} / \text{altura del piso}$

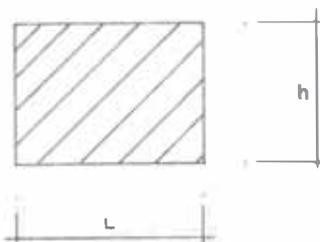
$$\beta = \frac{(N - 1)}{N}$$

$N =$ número de pisos que están por encima de los pisos analizados incluyendo éste. ($\beta = 2.0$ cuando se analiza el último piso).

- *1 : En caso que el edificio tenga juntas de expansión cada parte del edificio dividido por ésta es considerada independientemente.
- *2 : Este acápite es usado cuando las plantas del edificio presentan formas especiales notables.
- *3 : Este acápite es usado cuando las elevaciones del edificio presenta 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 (2.14)
VALORES DE α

h/L	α	
	Muro con columnas en sus extremos	Muros sin columnas 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



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

Este sub-índice considera el efecto de los defectos estructurales, tales como grietas, deflexiones, 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.

Primero es necesario hacer una investigación, la cual puede ejecutarse a tres niveles:

Primera Investigación.

Es hecha comprobando los acápite que se muestran en la Tabla (2.15), de acuerdo a las observaciones hechas en el sitio.

Segunda 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 (2.16), 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 y muros y siempre y cuando se 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 las 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 para cada método de evaluación como sigue:

Primer Método de Evaluación.

Un solo valor de T define el estado del edificio de acuerdo a lo especificado en la Tabla (2.15); siendo considerado el mínimo valor de los T valores que sean escogidos en esta Tabla.

Segundo Método de Evaluación.

La siguiente fórmula (2.31) calcula el sub-índice T con los resultados de la Tabla (2.16).

$$T = (T_1 + T_2 + T_3 \dots + T_n) / N \quad (2.31)$$

$$T_i = (1 - P_{si}) (1 - P_{ti})$$

donde:

T_i = Sub-índice T_i del piso i .

N = número de pisos examinados.

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

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

Tercer Método de Evaluación.

Su evaluación es la misma que corresponde al segundo método de evaluación.

Además en caso de que el Índice C de resistencia es evaluado teniendo en cuenta la investigación específica mencionada antes, el sub-índice T debe tomarse como 1.0.

TABLA (2.15)
SUB-INDICE T
(Primer Método de Evaluación)

Tipo de Defectos	Grado de Deterioro	Sub-Indice T correspondiente a cada grado	Factores - relacionados con la 2° investigación
Deflexión	- El edificio está inclinado o se ha presentado un asentamiento desigual notorio	0.7	Grietas Estructurales y Deflexión
	- El terreno presenta alteraciones o se ha producido levantamiento anteriormente.	0.9	
	- Las deflexiones de vigas y columnas son notorias a simple vista.	0.9	
	- Ninguno de los puntos anteriores corresponden al edificio.	1.0	
Grietas de muros y columnas	- Se observa que el refuerzo se encuentra deteriorado por la corrosión debido a filtraciones de agua.	0.8	Grietas Estructurales y Deflexión
	- Las grietas inclinadas de las columnas son claramente notorias a simple vista	0.9	
	- Existen un gran número de grietas en la parte exterior del muro.	0.9	Grietas Estructurales Deflexiones Deterioro y Estado actual
	- Se observa que se han producido filtraciones de agua, pero el refuerzo no se ha deteriorado por la corrosión.	0.9	
- Los puntos anteriores no corresponden al edificio.	1.0		
Daños por incendio	- Existen huellas de daños por incendio.	0.7	Grietas Estructurales Deflexiones, Deterioro y Estado actual
	- El edificio fue dañado por un incendio, pero no existen huellas o rastros notorios de ello.	0.8	
	- El edificio no ha sufrido este tipo de experiencia	1.0	
Usos	- Productos químicos fueron o serán usados.	0.8	Deterioro y Estado actual
	- El punto anterior no corresponde al edificio.	1.0	

Años Transcurridos	- 30 años ó más.	0.8	Deterioro y Estado actual
	- 20 años o más (menos de 30).	0.9	
	- Menos de 20 años.	1.0	
Condiciones de los materiales de acabado	- La separación de los materiales de acabado externos es notable debido al deterioro y al tiempo transcurrido.	0.9	Deterioro y Estado actual
	- La separación de los materiales de acabado internos es notable debido al deterioro y al tiempo transcurrido.	0.9	
	- No existen deterioros o disturbaciones.	1.0	

TABLA (2.16)-a

CUADRO RESUMEN DE LOS PUNTOS CONSIDERADOS EN EL
SEGUNDO METODO DE EVALUACION

GRIETAS ESTRUCTURALES Y DEFLEXIONES

		a	b	c
Grado de Deterioro		1° Las grietas de las losas se encuentran siguiendo una disposición irregular.	1° Las deflexiones de losas y vigas interfieren con los elementos no estructurales (son notorias).	1° Las grietas estructurales no corresponden a las descritas en a ó b.
		2° Las grietas producidas por cortante o las grietas inclinadas de vigas, muros y columnas son claramente notorias a simple vista.	2° Las grietas producidas por cortante o las grietas inclinadas de vigas, muros y columnas no son claramente notorias a simple vista.	2° La deflexión de vigas y losas no corresponden a las descritas en a ó b.
			3° Las grietas producidas por flexión o grietas verticales de vigas y columnas son claramente notorias a simple vista.	
miembros.	Nº			
I Losa	1	0.017	0.005	0.001
	2	0.006	0.002	0.
	3	0.002	0.001	0.
II Viga	1	0.050	0.015	0.004
	2	0.017	0.005	0.001
	3	0.006	0.002	0.
III Muro columna	1	0.150	0.046	0.011
	2	0.050	0.015	0.004
	3	0.017	0.005	0.001
suma de puntos consider.	Sub-TOTAL		Ps =	

1, 2 y 3 denotan el número de elementos estructurales $> 1/3$ del total del número de pisos; entre $1/3$ a $1/9$ y $< 1/9$, respectivamente (por piso).

TABLA (2.1.6)-b

		d e t e r i o r o y e s t a d o a c t u a l		
		<p>1° Se presentan grietas de expansión en el concreto debido a la corrosión del refuerzo.</p> <p>2° Se ha producido corrosión en el refuerzo.</p> <p>3° Se han producido grietas debido a incendios</p> <p>4° Deterioro del concreto debido a productos químicos y otros.</p>	<p>1° Desgaste por corrosión del refuerzo debido a filtración de agua.</p> <p>2° Deterioro del concreto alrededor del refuerzo.</p> <p>3° Notable separación en los materiales de acabado.</p>	<p>1° Se aprecia claramente manchas debido a filtraciones de agua y productos químicos.</p> <p>2° Se observa alguna separación o deterioro de los materiales de acabado por el tiempo transcurrido.</p>
I Losa	1	0.017	0.005	0.001
	2	0.006	0.002	0.
	3	0.002	0.001	0.
II Viga	1	0.050	0.015	0.004
	2	0.017	0.005	0.001
	3	0.006	0.002	0.
III Muro columna	1	0.150	0.046	0.011
	2	0.050	0.015	0.004
	3	0.017	0.005	0.001
Suma de puntos consider.	Sub-Total			
	TOTAL		Pc =	

Nota: Los valores correspondientes se suman en la forma que se indica.

C A P I T U L O I I I

INDICE SISMICO DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES: In

3.1 INDICE SISMICO: In.

Como se mencionó anteriormente, la seguridad de los edificios debe examinarse también desde el punto de vista del colapso de los elementos no estructurales. En pasadas experiencias en el Japón los edificios - han sobrevivido a las destrucciones catastróficas y los residentes de éstos han tenido tiempo de escapar de los edificios; de allí la importancia de la seguridad de los elementos no estructurales.

El Índice Sísmico, In, propuesto tiene en cuenta la seguridad sísmica del edificio, considerando principalmente la posible falla y caída de los elementos tales como materiales de acabado, muros externos y otros que puedan provocar daños y perjuicios e incluso peligrar la vida de las personas que se encuentran en la zona de caída de estos elementos o en una zona de refugio.

Aunque la información empírica aún en el Japón referida al comportamiento de los elementos no estructurales bajo movimientos sísmicos son escasos, este criterio evalúa la seguridad sísmica, tomando en cuenta la flexibilidad relativa de la estructura y los elementos no estructurales.

Desde este punto de vista el Índice In se calcula para los tres métodos de evaluación, analizando cada superficie expuesta por piso.

3.1.1 PRIMER METODO DE EVALUACION.

La siguiente ecuación (3.1) evalúa el Índice I_n , para el primer método de evaluación examinando cada superficie externa de cada piso del edificio.

$$I_n = 1 - B \cdot H \quad (3.1)$$

donde:

B = Sub-índice que tiene en cuenta el tipo de estructura.

H = Sub-índice que tiene en cuenta el grado de influencia (o peligro) de los elementos no estructurales.

Al aplicar la ecuación (3.1) debe considerarse sólo el valor de B más crítico, (valor más alto de B) de todos los calculados.

3.1.1.1 SUB-INDICE B - TIPO ESTRUCTURAL.

Es obtenido a partir de los sub-índices de flexibilidad f , y de las condiciones actuales t del edificio:

$$B = f + (1 - f) \cdot t \quad (3.2)$$

a) Sub-índice de flexibilidad: f

Es evaluado relacionando el grado de flexibilidad de la estructura f_e , y el grado de flexibilidad de los elementos no estructurales f_n , como se presenta en la Tabla (3.1), (3.2) y (3.3).

TABLA (3.1)
SUB-INDICE DE FLEXIBILIDAD: f

Estructura		Rígido ← ge → Flexible
Elementos no Estructurales		I II
Rígido	I	0.5 1.0
↑ gn ↓		
Flexible	II	1.0 0.5

TABLA (3.2)
GRADO DE FLEXIBILIDAD DE LA ESTRUCTURA: ge

ge -	Condición de la Estructura
Rígido I	- La capacidad de ductilidad es baja; por ejemplo el edificio tiene muchas columnas cortas.
↓	
Flexible II	- La capacidad de ductilidad es alta; por ejemplo el edificio tiene pocos muros.

TABLA (3.3)

GRADO DE FLEXIBILIDAD DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES: gn

gn	Elementos No Estructurales
Rígido I	- La capacidad de deflexión es baja, por ejemplo, bloques de concreto, bloques de vidrio, marco firme de ventana, paredes revestidas con cubiertas de piedras, mármol, etc.
Flexible II	- La capacidad de deflexión es alta, por ejemplo, marco movable de ventana, concreto expuesto, etc.

En la Tabla (3.3), debe examinarse el tipo de acabado de las superficies del edificio y determinar a qué clasificación se acerca más, si puede considerarsele rígido o flexible.

Como se observa en la Tabla (3.1) y en algunas de las siguientes; los valores numéricos representan una evaluación cuantitativa aproximada, basada en la experiencia y en el criterio.

b) Sub-índice de las condiciones actuales: t.

La Tabla (3.4), dá valores numéricos de t de acuerdo con las experiencias pasadas, ya sea de sismos u otras perturbaciones que haya sufrido el edificio.

TABLA (3.4)

SUB-INDICE DE LAS CONDICIONES ACTUALES: t

Experiencias de Disturbaciones Pasadas	t
Han existido o se desconoce	1.0
No han existido	0.5

3.1.1.2 SUB-INDICE H - GRADO DE INFLUENCIA.

La Tabla (3.5) da valores de H de acuerdo a la circunstancias externas o ambientes externos ubicados directamente bajo la superficie exterior del edificio y la posible caída de elementos, tales como aleros, etc.

TABLA (3.5)

SUB-INDICE H - GRADO DE INFLUENCIA

Ambiente Externo	Elementos Posibles de Caer	
	Existen	No Existen
Vías de acceso (incluyen do vías privadas, públicas y otros)	1.0	0.3
Otros	0.5	0.1

3.1.2 SEGUNDO METODO DE EVALUACION.

La ecuación (3.3) empírica, ha sido propuesta para evaluar el índice I_n , en el segundo método de evaluación al igual que el primer método, es examinada cada superficie externa y cada piso del edificio.

$$I_n = 1 - \frac{\sum_j B_j \cdot W_j \cdot H_j \cdot L_j}{\sum_j L_j} \quad (3.3)$$

Donde:

B_j = Sub-índice que tiene en cuenta el tipo de estructura.

W_j = Sub-índice que tiene en cuenta el área de la superficie del muro

H_j = Sub-índice que tiene en cuenta el grado de influencia.

L_j = Longitud de cada una de las superficies del muro analizado

La superficie de cada muro es dividida en partes rectangulares en la dirección horizontal; el signo sumatoria (\sum) significa la suma de todas las partes.

Si alguna de estas partes consiste de varios tipos de estructura, el tipo de estructura más crítico (cuyo índice B es el más alto) es considerado para éste.

3.1.2.1 SUB-INDICE B - TIPO DE ESTRUCTURA.

Al igual que el primer método el índice B, calculado a partir de los sub-índices de flexibilidad f y de las condiciones actuales t del edificio.

$$B = f + (1 - f) t \quad (3.2)$$

a) Sub-Índice de Flexibilidad: f.

Los valores de la Tabla (3.6) son usados para determinar el sub-índice f, relacionando el grado de flexibilidad de la estructura ge, con respecto al grado de flexibilidad de los elementos no estructurales gn.

La influencia de ge y gn se muestra en la Tabla (3.7) y (3.8), respectivamente.

TABLA (3.6)
SUB-INDICE DE FLEXIBILIDAD: f

Estructura		Rígido ← ge → Flexible			
Elementos No Estructurales		1	2	3	4
Rígido ↑ gn ↓ Flexible	1	0.3	0.8	0.9	1.0
	2	0	0.3	0.8	0.9
	3	0	0	0.3	0.8
	4	0	0	0	0.3

TABLA (3.7)

GRADO DE FLEXIBILIDAD DE LA ESTRUCTURA: g_s

g_s		Condición de la Estructura	Índice F Aproximado
Rígido  Flexible	1	La capacidad de ductilidad es baja. Por ejemplo: las columnas muy cortas pueden determinar la capacidad sísmica del edificio.	0.8
	2	La capacidad de ductilidad es un poco baja. Por ejemplo: las columnas y muros cuya falla sea por corte, pueden determinar la capacidad sísmica del edificio.	1.0
	3	La capacidad de ductilidad es un poco alta. Por ejemplo: las columnas y muros cuya falla sea por flexión pueden determinar la capacidad sísmica del edificio.	1.3
	4	La capacidad de ductilidad es alta. Por ejemplo: la flexión de muros puede determinar la capacidad sísmica del edificio y éste es muy dúctil.	3.0

Los índices F que aparecen en la última columna de la Tabla (3.7) son valores referenciales de la capacidad de ductilidad de la estructura para clasificar el tipo de estructura.

TABLA (3.8)

GRADO DE FLEXIBILIDAD DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES: gn

gn		Elementos no estructurales (Ejemplo: muros, marcos de ventana y materiales de acabado).		
Rígido  Flexible	1	La capacidad de deflexión es baja.		
		Ej: bloques de concreto, bloques de vidrio.	Ej: marco firme de ventana (marco de fierro)	Ej: paredes revestidas con cubierta de piedra, mármol, etc.
	2	La capacidad de deflexión es un poco baja.		
		*	Ej: marco firme de ventana.	Ej: paredes revestidas de cerámicos
	3	La capacidad de deflexión es un poco alta. Los elementos no estructurales han sido colocados en sitio, monolíticamente con los muros. Elementos prefabricados, etc.		
		*	Ej: marco movable de ventana	Ej: acabado salpicado
	4	No existen elementos, los cuales sean fácilmente separados o que fallen. Suficiente flexibilidad contra el sismo.		
		Ej: muros construídos monolíticamente en sitio.	Ej: no existen marcos	Ej: no existen materiales de acabado.

* Cada elemento no estructural debe ser examinado y clasificado en cualquiera de estas opciones.

b) Sub-Índice de las Condiciones Actuales: t.

Es obtenido de la Tabla (3.9) por combinación de gy: años transcurridos, y gh: perturbaciones o experiencias pasadas de los elementos no estructurales

TABLA (3.9)

SUB-INDICE DE LAS CONDICIONES ACTUALES: t

Años transcurridos: gy Experiencias pasadas: gh		1	2	3
		Menos de 3 años	3-10 años	Más de 10 años
1	El edificio ha tenido alguna experiencia de perturbaciones, pero éstas no fueron reparadas	1.0	1.0	1.0
2	Las perturbaciones pasadas del edificio son desconocidas	0.2	0.3	0.5
3	El edificio no ha tenido experiencias de perturbaciones o esta fue reparada totalmente	0.0	0.2	0.3

3.1.2.2 SUB-INDICE W: AREA DE LA SUPERFICIE DEL MURO.

La ecuación (3.4) es propuesta para evaluar el Sub-índice W.

$$W = a + b \times \frac{h_j}{h_s} \quad (3.4)$$

Donde:

$$a = 0.5$$

$$b = 0.5$$

$$h_j = \text{altura del tipo estructural correspondiente}$$

$$h_s = \text{altura estandarizada} = 3.5 \text{ m}$$

3.1.2.3 SUB-INDICE H: GRADO DE INFLUENCIA.

Es obtenido a partir de la Ec. (3.5), usando el sub-índice e que toma en cuenta las circunstancias externas ó ambiente externo y el sub-índice c, que toma en cuenta la caída de los elementos no estructurales.

$$H = \sum_k e_k \times c_k$$

a) Índice e - circunstancias externas.

Es obtenido de la Tabla (3.10), teniendo en cuenta la situación del edificio con respecto a los ambientes externos, ubicados directamente bajo el edificio y la posibilidad de que exista gente ubicada en éstos.

b) Índice c - Posible caída de elementos que fallan.

Es obtenido de la Tabla (3.11), de acuerdo a la existencia de elementos que son posibles de caer, tales como aleros y otros.

En la ecuación (3.5), e_k y c_k son obtenidos para cada superficie horizontal, la cual está dentro del ángulo de influencia (ángulo formado entre la superficie del muro y el plano inclinado, con una inclinación de $1/2$ a partir de la parte superior del muro); y los cuales son sumados.

Si c_k o c_k (suma) es > 2.0 , debe tomarse el mayor valor.

TABLA (3.10)

SUB-INDICE e - AMBIENTES EXTERNOS

CIRCUNSTANCIAS EXTERNAS	e
- Vías y lugares públicos	1.0
- Vías privadas, corredores, plazas públicas, pasajes contiguos, etc	0.7
- Espacio abiertos donde la gente pueda pasar, plantaciones	0.2
- Espacios abiertos adyacente al edificio, donde la gente no pueda pasar	0.0

TABLA (3.11)

SUB-INDICE c - CAIDA DE LAS FALLAS

ELEMENTOS SUPRIMIDOS	c
- Caso en que el ángulo de influencia abarca a todos los aleros y otros.	0.0
- La proyección de la superficie horizontal directamente bajo los aleros, intercepta parcialmente al ángulo de influencia.	0.0
- La superficie horizontal se encuentra en el mismo piso que los muros considerados.	0.5
- Otros.	1.0

3.1.3 TERCER METODO DE EVALUACION.

La evaluación práctica directa del Sub-índice del tipo estructural, debe hacerse, investigándose las condiciones actuales, como estado actual, grado de deterioro, influencia de la capacidad de deflexión, etc., basados en estos resultados puede aplicarse el segundo método de evaluación.

3.2 EVALUACION SINTETICA DE LA SEGURIDAD SISMICA.

El objetivo principal del presente estudio es la evaluación de los Índices I_e , I_n , como representativos de la seguridad sísmica del edificio.

Sin embargo, es necesario establecer un análisis comparativo de los Índices con los correspondientes a valores probables, los cuales correspondan a edificios que no han sufrido daños, habiendo pasado las mismas experiencias (valores estandarizados); y tener en cuenta, con diciones tales como uso, importancia y edad de los edificios para de terminar el grado de daños y posteriormente el reforzamiento de éstos.

En este estudio se ha realizado una formulación para evaluar los índice I_e I_n , sin embargo, puede hacerse una crítica parcial, acerca del comportamiento de la estructura (sin tener en cuenta por el momento la relación suelo-estructura), que es lo que se hace al final de la aplicación.

C A P I T U L O I V

APLICACION A UNA EDIFICACION EXISTENTE DE CONCRETO ARMADO

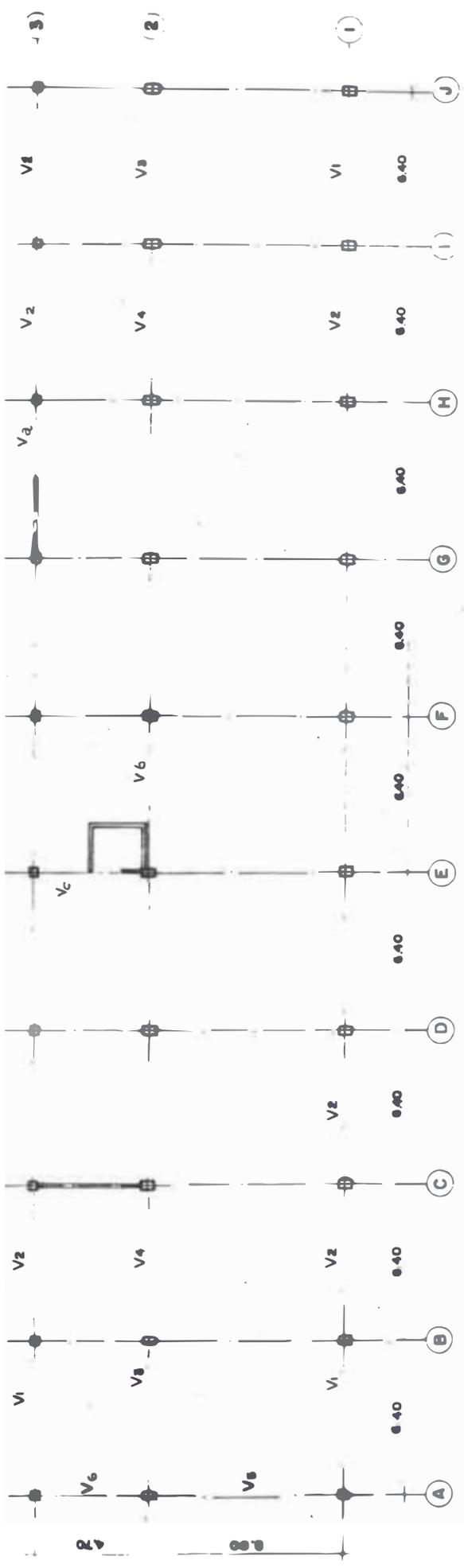
Teniendo en cuenta que la aplicación de los métodos deben de alguna forma verificarse en edificaciones reales, que hayan tenido alguna experiencia de sismos pasados, y dada la dificultad de que los planos estructurales de las edificaciones existentes puedan ser obtenidos, ya que no es común en nuestro medio el conservarlos y además, si en la construcción de la edificación no se ha seguido fielmente con los detalles estructurales, lo cual no es imposible; se ha escogido uno de los edificios ubicados en la Universidad Nacional Agraria afectado por el sismo de 1974. Se trata del edificio N° 6 perteneciente a la Facultad de Zootecnia.

4.1 INVESTIGACION PRELIMINAR.

El edificio de concreto armado consta de 3 pisos y tiene elementos estructurales verticales en su mayoría columnas y con algunos pocos muros.

Aún cuando consideró que podría aplicarse el tercer método de evaluación como se explica más adelante, se han usado los tres métodos para demostrar su aplicación.

4.2 CARACTERISTICAS DEL EDIFICIO.



PLANTA 1º y 2º PISOS

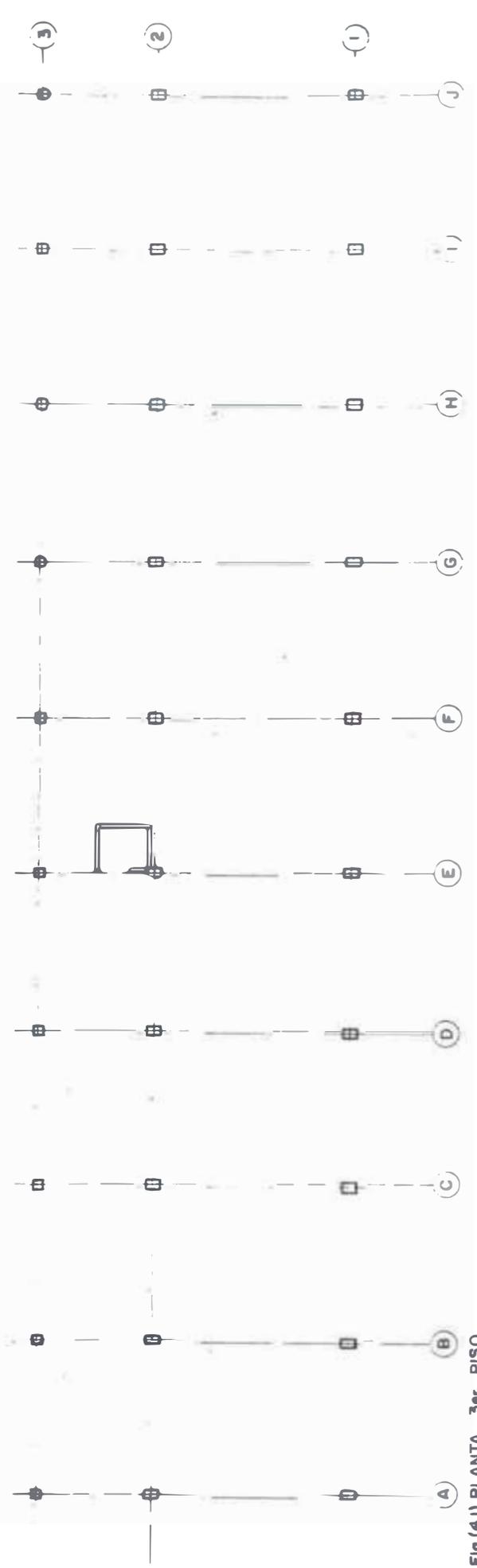


Fig.(4.1) PLANTA 3er. PISO

ELEVACIONES.

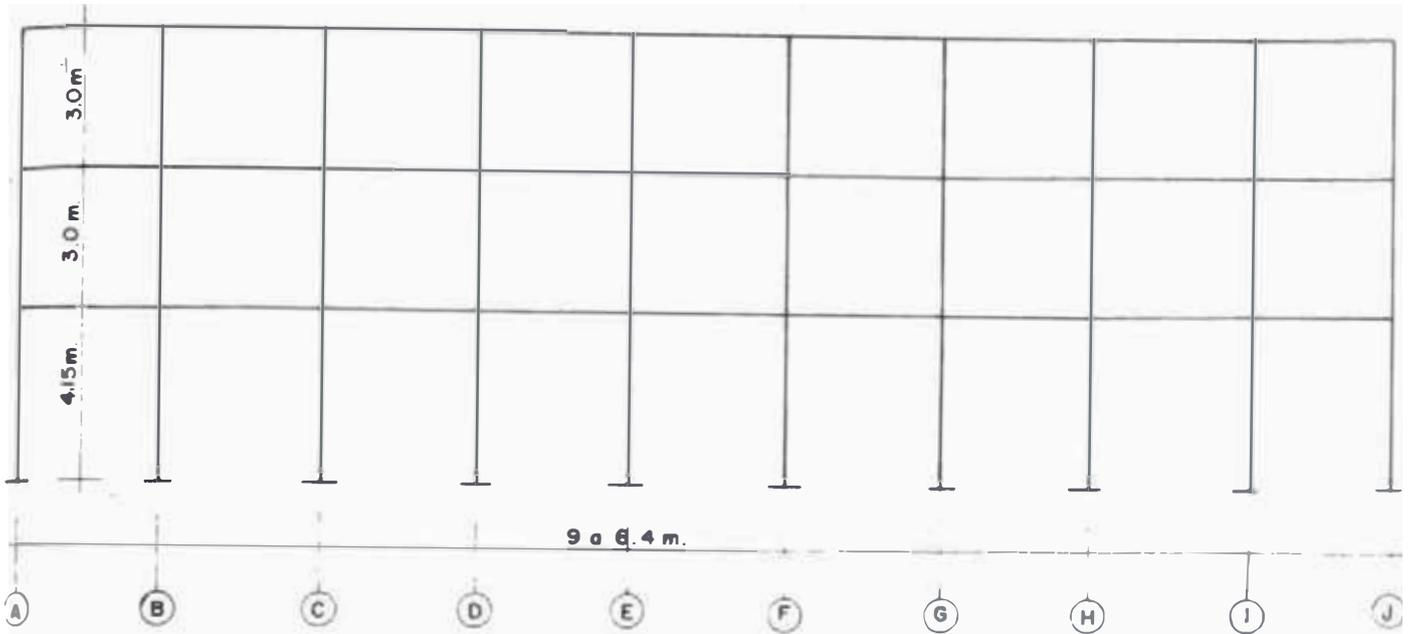


Fig. (4.3) PORTICO I

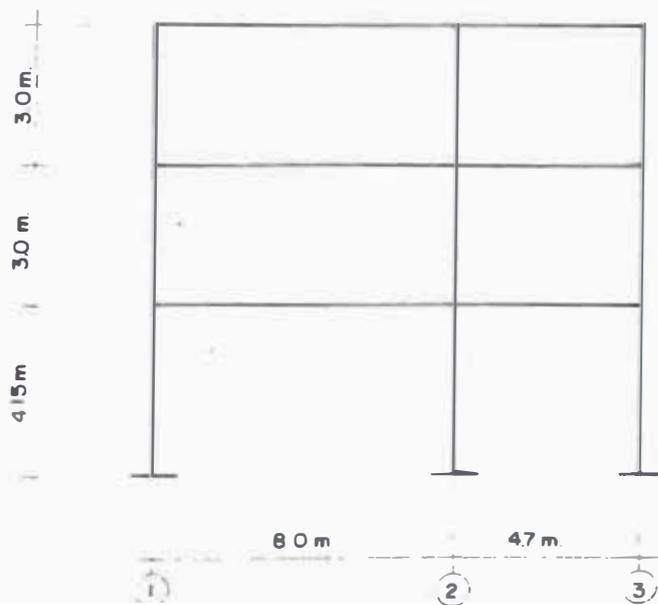
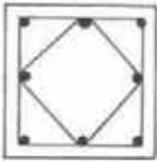


Fig. (4.4) PORTICO A

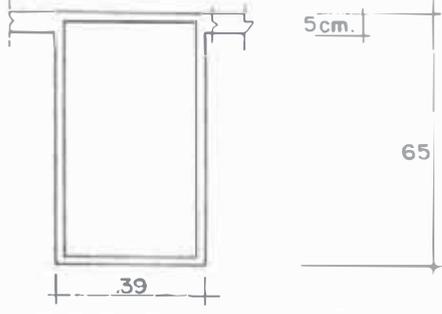
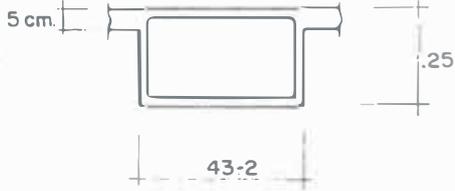
- Columnas:

TABLA (4.1)

Columna	c_1	c_2
Piso	1 ~ 3	1 ~ 3
Sección		
b x D	39 x 39	39 x 59
Refuerzo	6Ø #7 + 2Ø #6	10Ø #7
Estribos	Ø #3 @ 0.30	Ø #3 @ 0.30
Ubicación	A-3 a J-3	A-1 a J-1, A-2 a J-2
Recubrimiento	2.5 cm	

- Vigas.

TABLA (4.2)

Vigas	$V_1, V_2, V_3, V_4, V_a, V_c$	V_5, V_6, V_b				
b x D (cm)	39 x 65	43.2 x 25				
Sección						
Viga	Refuerzo (cm ²)	P	i	s	o	
		1° - 2°	3°		Estribos	
V_1	R. Sup. R. Inf.	23.22 15.48	30.96 15.48	} Igual	∅ #3 @ 0.40*	
V_2	R. Sup. R. Inf.	30.96 15.48	30.96 15.48	} Igual	"	
V_3, V_b	R. Sup. R. Inf.	15.48 15.48	30.96 15.48	} Igual	"	
V_4	R. Sup. R. Inf.	30.96 15.48	30.96 15.48	} Igual	"	
V_5	R. Sup. R. Inf.	23.22 10.20	23.22 10.20	13.42 5.68	17.04 5.68	"
V_6	R. Sup. R. Inf.	23.22 10.20	15.48 10.20	17.04 4.00	11.36 4.00	"
V_a	R. Sup. R. Inf.	15.48 15.48	30.96 15.48	} Igual	"	
V_c	R. Sup. R. Inf.	15.48 10.20	15.48 10.20	11.36 4.00	11.36 4.00	"

* Espaciamiento promedio.

- Muros:

TABLA (4.3)

Muro	Espesor (cm)	Refuerzo	
		Vertical	Horizontal
C	20	Ø #4 @ 0.30	Ø #3 @ 0.20
3	20	Ø #4 **	Ø #3 @ 0.20
2	20	Ø #4 @ 0.30	Ø #3 @ 0.20
2'	20	"	"
E	20	"	"
E'	20	"	"

** El espaciamiento se indica más adelante.

- Materiales Usados:

- . Concreto: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- . Refuerzo: $f_y = 2,800 \text{ kg/cm}^2$

- Carga Axial de Columnas y Muros:

- . Columnas

TABLA (4.4)

Piso	CARGA AXIAL N (tn)									
	C _{1A,1J}	C _{1B,1I}	C _{1C~1H}	C _{2A}	C _{2B}	*C _{2C}	C _{2D}	C _{2F}	C _{2G}	C _{2H}
3	20.2	31.0	31.0	23.4	26.4	25.7	24.1	22.0	25.7	26.8
2	42.5	61.5	61.5	52.3	56.5	60.3	54.0	46.2	59.6	57.8
1	65.5	93.2	95.1	79.0	87.4	93.1	84.7	72.5	99.8	91.7

Piso	CARGA AXIAL N (tn)											
	C _{2I}	C _{2J}	C _{3A}	C _{3B}	*C _{3C}	C _{3D}	C _{3E}	C _{3F}	*C _{3G}	C _{3H}	C _{3I}	C _{3J}
3	26.2	23.0	15.0	17.3	14.7	14.5	14.5	17.7	17.6	17.3	17.3	15.0
2	56.0	51.0	31.5	33.0	32.1	31.4	29.0	35.0	42.7	33.0	33.0	31.5
1	87.1	75.1	48.7	51.1	53.6	50.3	46.4	55.3	71.1	52.4	51.1	48.7

* Cargas calculadas para evaluar la columna en la dirección en la que ésta actúa sola; incluye el muro (menos en el 3° piso).

• Muros:

TABLA (4.5)

Piso	CARGA AXIAL N (tn)					
	M _C	M ₃	*M ₂	*M _E	M _{2'}	M _{E'}
3	0.0	0.0	24.5	24.0	9.6	10.2
2	93.1	42.7	54.2	52.0	21.0	23.2
1	147.0	71.1	88.0	84.8	34.3	37.5

* Incluye la columna C_{2E} y se ha evaluado para cada dirección.

• Carga Total y Areas por Piso:

TABLA (4.6)

Piso	Carga (tn)	Area (m ²)	
		A	ΣA
3	706.7	900.8	900.8
2	1477.5	846.4	1747.2
1	2309.5	872.1	2619.3

4.3 APLICACION DEL PRIMER METODO DE EVALUACION.

4.3.1 INDICE C.

Los valores de la resistencia promedio se han considerado los de la propuesta ya que no se tiene información de éstos:

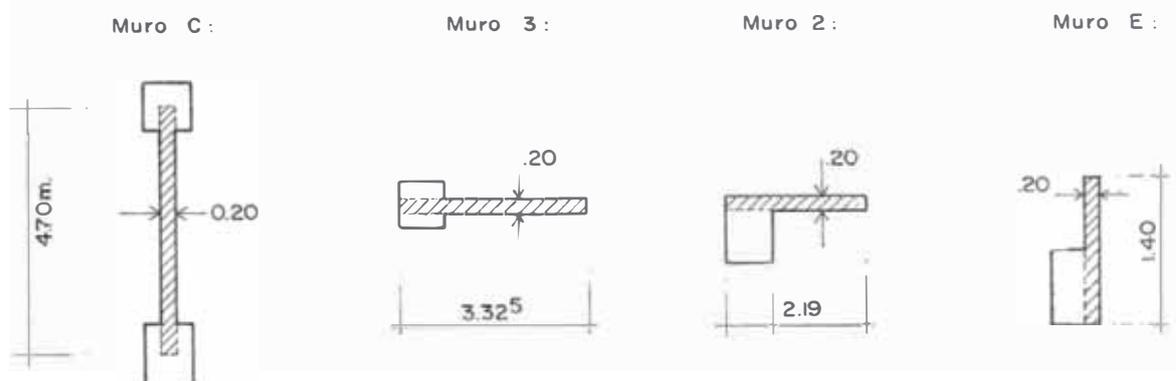
$$\tau_c = 10 \text{ kg/cm}^2; \text{ cuando } h_o/D \geq 6 \quad \tau_c = 7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{m_1} = 30 \text{ ''}$$

$$\tau_{m_2} = 20 \text{ ''}$$

$$\tau_{m_3} = 10 \text{ ''}$$

- AREA EFECTIVA-MUROS.



Piso		Dirección	
		X	Y
1	<ul style="list-style-type: none"> - Sección corte-columnas (cm²) - Sección corte-muros (cm²) - Ccc - Cc - Cm 	$Ac = 19 \times 39 \times 59 + 9 \times 39 \times 39 = 57408$ $Am_1 = 0$ $Am_2 = (332.5+219) \times 20 = 11030$ $Am_3 = 200 \times 20 = 4000$ <p>No</p> $Cc = \frac{7 \times 57408}{1309.5 \times 10^3} = 0.17$ $Cm = \frac{(20 \times 11030 + 10 \times 4000)}{2309.5 \times 10^3} = 0.11$	$Ac = 18 \times 39 \times 59 + 9 \times 39 \times 39 = 55107$ $Am_1 = 470 \times 20 = 9400$ $Am_2 = 140 \times 20 = 2800$ $Am_3 = 2400 \times 20 = 4800$ <p>No</p> $Cc = \frac{10 \times 55107}{2209.5 \times 10^3} = 0.24$ $Cm = \frac{(30 \times 9400 + 20 \times 2800 + 10 \times 4800)}{2309.5 \times 10^3} = 0.17$
2	<ul style="list-style-type: none"> - Sección-columnas (cm²) - Sección-muros (cm²) - Cc - Cm 	$Ac = 57408$ $Am_1 = 0$ $Am_2 = 11030$ $Am_3 = 4000$ $Cc = \frac{7 \times 57408}{1477.5 \times 10^3} = 0.27$ $Cm = 0.18$	$Ac = 55107$ $Am_1 = 9400$ $Am_2 = 2800$ $Am_3 = 4800$ $Cc = \frac{10 \times 55107}{1477.5 \times 10^3} = 0.37$ $Cm = 0.26$
3	<ul style="list-style-type: none"> - Sección-columnas (cm²) - Sección-muros (cm²) - Cc - Cm 	$Ac = 19 \times 59 \times 39 + 10 \times 39 \times 39 = 58929$ $Am_1 = 0$ $Am_2 = 219 \times 20 = 4380$ $Am_3 = 200 \times 20 = 4000$ $Cc = \frac{7 \times 58929}{706.7 \times 10^3} = 0.58$ $Cm = 0.18$	$Ac = 19 \times 59 \times 39 + 10 \times 39 \times 39 = 58929$ $Am_1 = 0$ $Am_2 = 140 \times 20 = 2800$ $Am_3 = 240 \times 20 = 4800$ $Cc = 0.83$ $Cm = 0.15$

4.3.2 SUB-INDICE SISMICO E_o .

La fórmula usada para este caso es la Ec. (2.2), para edificaciones sin columnas cortas.

$$E_o = \frac{3 + 1}{3 + i} \times (C_m + \alpha_1 C_c) \quad ; \quad \alpha_1 = 0.7$$

$$i = 1, 2, 3$$

Obteniéndose los siguientes valores de E_o :

TABLA (4.7)

Piso	E_o	
	X	Y
1	0.23	0.34
2	0.30	0.42
3	0.39	0.54

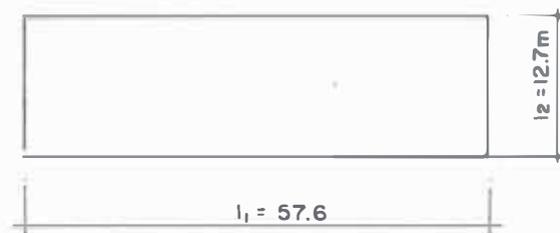
4.3.3 SUB-INDICE SISMICO: S_D

Se calcularán los valores para todos los pisos, considerando se después sólo el piso más desventajoso.

a: Irregularidades:

Las plantas son simétricas en cada dirección: Regular.

b: Relación longitud-ancho:



$$b = 57.6/12.7 = 4.54 < 5.0$$

c: Abolladuras.

$$D_0 = 12.7 \text{ m}$$

$$D_1 = 12.7 \text{ m} \quad ; \quad c = 1 > 0.8$$

d: No existen juntas de expansión.

e: Ambientes abiertos.

Las escaleras no están circundadas por muros de concreto, la caja de ascensor sí; aquellas son consideradas como ambientes abiertos.

$$e = (4 \times 4.21 + 3.06 \times 2.94) / 57.6 \times 12.7 = 0.035 < 0.1 \text{ (1° y 2° Piso)}$$

$$e = 0 < 0.1 \text{ (3° Piso)}$$

f: Excentricidad de los ambientes abiertos.

$$A_1: d_1 = 13.8 \text{ m}$$

$$A_2: d_1 = 11.26 \text{ m}$$

$$d_c = 4.0 \text{ m}$$

$$d_c = 4.63 \text{ m}$$

$$f_1 = 4/12.7 = 0.32 < 0.4$$

$$f_1 = 4.63/12.7 = 0.36 < 0.4$$

$$f_2 = 13.8/57.6 = 0.24 > 0.1 \text{ y } < 0.3$$

$$f_2 = 11.26/57.6 = 0.20 > 0.1 \text{ y } < 0.3$$

El 3° piso no tiene ambientes abiertos.

g: No existe perfiles especiales.

h: No existen sótanos.

i: Uniformidad de alturas de pisos.

1° Piso:

$$h_1 = 4.15 \text{ m}$$

$$h_2 = 3.0$$

$$i = 0.72 > 0.7 \text{ y } < 0.8$$

(Piso más crítico)

2° Piso:

$$h_2 = 3.0$$

$$h_3 = 3.0$$

$$i = 1.0$$

3° Piso:

$$h_3 = 3.0$$

$$h_2 = 3.0$$

$$i = 1.0$$

j: Presencia de pilotes.

En el 1° piso, existen pilotes distribuidos uniformemente.

k: No existen perfiles especiales

Los siguientes resultados corresponden al 1° piso por ser el más desventajoso.

Estos valores son también válidos para el segundo método de evaluación.

Resumen:

TABLA (4.8)

	Pto:	G_i	R_{1i}	R_{2i}	q_{1i}	q_{2i}
1° y 2° Método de Evaluación	a	1.0	1.0	0.5	1.0	1.0
	b	1.0	0.5	0.25	1.0	1.0
	c	1.0	0.5	0.25	1.0	1.0
	d	1.0	0.5	0.25	1.0	1.0
	e	1.0	0.5	0.25	1.0	1.0
	f	0.9	0.25	0.00	0.975	1.0
	g	1.0	0.5	0.25	1.0	1.0
	h	0.8	1.0	1.0	1.0	1.0
	i	0.9	0.5	0.25	0.95	0.975
	j	0.9	0.5	0.25	0.95	0.975
	k	1.0	0.5	0.25	1.0	1.0
S_{D1}	= 0.88					

4.3.4 SUB-INDICE G.

El edificio analizado perteneciente a la Facultad de Zootecnia de la Universidad Nacional Agraria se encuentra ubicado en la zona de La Molina, considerada como una zona crítica debido a su alto riesgo sísmico.

De acuerdo a la geomorfología de la zona algunos estudios afirman que la depresión de La Molina, presenta características apropiadas para que ante la incidencia de una onda sísmica sobre la superficie de separación de una onda sísmica sobre la superficie de separación de afloramientos rocosos que la rodean y el material sedimentario en fases metamórficas que constituye el sub-suelo, parte la energía portada se refleja y parte se refracta. La onda reflejada actúa nuevamente sobre la estructura.

En cuanto a la respuesta de la estructura (inter-acción dinámica suelo-estructura), en esta zona se presentan características marcadas de amplificación de ondas sísmicas, dado que algunas características y propiedades del suelo incrementan este efecto, tales como: baja rigidez, bajo esfuerzo cortante, suelos recientes y grandes profundidades del manto rocoso entre otros.

El efecto de inter-acción suelo estructura, al parecer no ha sido tomado en cuenta en el diseño de las estructuras de la zona ya que tratándose de estructuras construídas sobre suelo blando; las estructuras rígidas, debido a la cantidad de energía que disipan y porque el edificio se mueve y se flexiona como un todo; son más recomendables.

Dado que el comportamiento sísmico del suelo de La Molina y más aún su inter-acción con las estructuras, es motivo de varias investigaciones, las cuales continúan realizándose incluyendo estudios de microzonificación sísmica, sólo podría afirmar, en lo que se refiere al índice G, que su valor debe tener en cuenta las condiciones desfavorables del suelo de la zona, así como su relación con la estructura. Por el momento G se considerará como 1.0.

4.3.5 SUB-INDICE SISMICO T.

De la Tabla (2.15), analizando todas las condiciones:

a) Deflexiones.

No se observa asentamientos diferenciales, ni alteraciones del terreno.

Tampoco se observa deflexiones de vigas y columnas.

°° 1.0

b) Grietas en Muros y Columnas.

No se observa deterioro por corrosión del refuerzo; ni existe filtración de agua.

Existen grietas en columnas y muros claramente visibles.

°° 0.9

c) Daños por Incendio.

El edificio no ha sufrido este tipo de experiencia.

°° 1.0

d) Usos.

Productos químicos; no han sido usados.

◦◦ 1.0

e) Años Transcurridos.

Menos de 20 años.

◦◦ 1.0

f) Condiciones de los Materiales de Acabado.

No se observa deterioro debido al tiempo transcurrido (pero sí debido a los embates del sismo).

◦◦ 1.0

Escogiendo el menor de éstos: $T = 0.9$

4.4 APLICACION DEL SEGUNDO METODO DE EVALUACION.

4.4.1 INDICE C - TIPO DE TALLA.

4.4.1.1 MOMENTOS DE FLEXION Y CORTANTES ULTIMOS DE COLUMNAS.

Como se tienen sólo dos tipos de columnas con la misma armadura en todos los pisos, los valores comunes a cada tipo serán:

Descripción	Columna Tipo C ₂		Columna Tipo C ₁	
	X	Y	X	Y
b x D (cm)	59 x 39	39 x 59	39 x 39	39 x 39
0.4 b.D.f'c (tn)	193.3		127.8	
Ast (cm ²)	15.48	19.35	10.58	11.61
Pt (%)	0.6728	0.8409	0.6956	0.7633
As _w (cm ²)	1.42	1.42	1.42	1.42
Pw	0.00080	0.00121	0.00121	0.00121
d (cm)	35.4	55.4	35.4	35.4
j (cm)	31.2	47.2	31.2	31.2

. Todos los valores de la carga axial N de columnas son:

$$0 < N < 0.4 b.D.f'c \text{ en los dos tipos.}$$

. No existen columnas cortas.

. Para evaluar los momentos y cortantes últimos se ha usado las fórmulas:

(2.12) y (2.15).

TABLAS (4.9)

- Primer Piso.

Columna	Direc.	N (tn)	ho (m)	ho/D	ho/2d	Mu (tn-m)	Vfu (tn)	Vcu (tn)	*Tipo Falla	Indice F
C _{1A} '1J	X	65.5	3.5		3.0	24.6	14.0	23.8	F	3.2
	Y		"		3.0	42.3	24.2	26.1	"	1.27
C _{1B} '1I	X	93.0	3.5		"	28.2	16.1	26.0	"	3.2
	Y		"		"	47.8	27.3	28.3	"	1.27
C _{1C} 1H	X	95.1	3.5		"	28.4	16.2	26.2	"	3.2
	Y		"		"	48.1	27.5	28.5	"	1.27
C _{2A}	X	79.0	3.9		"	26.4	13.5	25.0	"	3.2
	Y		3.5		"	45.1	25.8	27.2	"	1.27
C _{2B}	X	87.4	3.9		"	27.5	14.1	25.6	"	3.2
	Y		3.5		"	46.7	26.7	27.9	"	1.27
C _{2C}	X	93.1	3.9		"	28.2	14.5	26.0	"	3.2
	-	-	-		-	-	-	-	-	-
C _{2D}	X	84.7	3.9		"	27.1	14.0	25.4	"	3.2
	Y		3.5		"	46.2	26.4	27.6	"	1.27
C _{2F}	X	72.5	3.9		"	25.5	13.1	24.4	"	3.2
	Y		3.5		"	43.8	25.0	26.7	"	1.27
C _{2G}	X	99.8	3.9		"	29.0	14.9	26.6	"	3.2
	Y		3.5		"	49.0	28.0	28.9	"	1.27
C _{2H}	X	91.7	3.9		"	28.0	14.4	25.9	"	3.2
	Y		3.5		"	47.5	27.1	28.2	"	1.27
C _{2I}	X	87.1	3.9		"	27.5	14.1	25.6	"	3.2
	Y		3.5		"	46.6	26.7	27.8	"	1.27
C _{2J}	X	75.1	3.9		"	25.9	13.3	24.6	"	3.2
	Y		3.5		"	44.3	25.3	26.9	"	1.27
C _{2A}	X	48.7	3.5		3.0	17.3	9.9	17.4	F	3.2
	Y		3.5		"	18.2	10.4	17.5	"	3.17
C _{3B}	X	51.1	"		"	17.6	10.1	17.6	"	3.2
	Y		"		"	18.5	10.6	17.7	"	3.14
C _{3C}	X	53.6	"		"	17.9	10.3	17.8	"	3.2
	-	-	-		-	-	-	-	-	-
C _{3D}	X	50.3	"		"	17.5	10.0	17.5	"	3.2
	Y		"		"	18.4	10.5	17.7	"	3.15
C _{3E}	X	46.4	"		"	17.0	9.7	17.2	"	3.2
	Y		"		"	17.9	10.2	17.3	"	3.15
C _{3F}	X	55.3	"		"	18.2	10.4	17.9	"	3.2
	Y		"		"	19.1	10.9	18.0	"	3.10
C _{3G}	-	-	-		-	-	-	-	-	-
	Y	71.1	"		"	20.9	12.0	19.3	"	2.96

C _{3H}	X	52.4	3.5		3.0	17.8	10.2	17.7	F	3.2
	Y		"		"	18.7	10.7	17.8	"	3.13
C _{3I}	X	51.1	"		"	17.6	10.1	17.6	"	3.2
	Y		"		"	18.5	10.6	17.7	"	3.14
C _{3J}	X	48.7	"		"	17.3	9.9	17.4	"	3.2
	Y		"		"	18.3	10.4	17.5	"	3.17
- Segundo Piso:										
Columna	Direc.	N (tn)	ho (m)	ho/D	ho/2d	Mu (tn-m)	Vfu (tn)	Vcu (tn)	*Tipo Falla	Indice F
C _{1A,1J}	X	42.5	2.35		3.0	21.1	17.9	22.0	F	1.27
	Y		2.35		2.12	37.0	31.5	28.9	C	1.0
C _{1B 1I}	X	61.5	2.35		3.0	24.0	20.4	23.5	F	1.27
	Y		2.35		2.12	41.4	35.2	30.4	C	1.0
C _{2A}	X	52.3	2.75		3.0	22.6	16.5	22.8	F	2.0
	Y		2.35		2.12	39.3	33.5	29.7	C	1.0
C _{2B}	X	56.5	2.75		3.0	23.3	17.0	23.1	F	1.88
	Y		2.35		2.12	40.3	34.3	30.0	C	1.0
C _{2C}	X	60.3	2.75		3.0	23.8	17.3	23.4	F	1.77
	-	-	-		-	-	-	-	-	-
C _{2D}	X	54.0	2.75		3.0	22.9	16.6	22.9	F	1.95
	Y		2.35		2.12	39.7	33.8	29.8	C	1.0
C _{2F}	X	46.2	2.75		3.0	21.7	15.8	22.3	F	2.18
	Y		2.35		2.12	37.9	32.2	29.2	C	1.0
C _{2G}	X	59.6	2.75		3.0	23.7	17.3	23.4	F	1.79
	Y		2.35		2.12	41.0	34.9	30.2	C	1.0
C _{2H}	X	57.8	2.75		3.0	23.5	17.1	23.2	F	1.83
	Y		2.35		2.12	40.6	34.6	30.1	C	1.0
C _{2I}	X	56.0	2.75		3.0	23.2	16.9	23.1	F	1.89
	Y		2.35		2.12	40.2	34.2	30.0	C	1.0
C _{2J}	X	51.0	2.75		3.0	22.4	16.3	22.7	F	2.03
	Y		2.35		2.12	39.0	33.2	29.5	C	1.0
C _{3A}	X	31.5	2.35		3.0	14.8	12.6	16.0	F	1.27
	Y				"	15.7	13.3	16.1	F	1.27
C _{3B}	X	33.0	"		"	15.0	12.8	16.1	F	"
	Y				"	16.0	13.5	16.3	F	"
C _{3C}	X	32.1	"		"	15.0	12.7	16.0	F	"
	-	-	-		-	-	-	-	-	-
C _{3D}	X	31.4	"		"	14.8	12.6	16.0	F	"
	Y				"	15.7	13.3	16.1	F	"
C _{3E}	X	28.8	"		"	14.4	12.2	15.8	F	"
	Y				"	15.3	13.0	15.9	F	"

C _{3F}	X	34.9	2.35	3.0	15.3	13.0	16.3	F	1.27
	Y		"	"	16.2	13.8	16.4	F	"
C _{3G}	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Y	39.2	2.35	3.0	16.9	14.3	16.8	F	1.27
C _{3H}	X	33.0	"	"	15.0	12.8	16.1	"	"
	Y		"	"	15.9	13.5	16.3	"	"
C _{3I}	X	33.0	"	"	15.0	12.8	16.1	"	"
	Y		"	"	15.9	13.5	16.3	"	"
C _{3J}	X	31.5	"	"	14.8	12.6	16.0	"	"
	Y		"	"	15.7	13.3	16.1	"	"

- Tercer Piso:

Columna	Direc.	N (tn)	ho (m)	ho/D	ho/2d	Mu (tn-m)	Vfu (tn)	Vcu (tn)	*Tipo Falla	Indice F
C _{1A, IJ}	X	20.2	2.35		3.0	17.3	14.7	20.2	F	1.92
	Y		"		2.12	31.3	26.6	27.1	F	1.27
C _{1B 1I}	X	31.0	"		3.0	19.2	16.3	21.1	F	1.27
	Y		"		2.12	34.1	29.1	27.9	C	1.0
C _{2A}	X	23.4	2.75		3.0	18.0	13.1	20.5	F	2.83
	Y		2.35		2.12	32.3	27.5	27.3	C	1.0
C _{2B}	X	26.4	2.75		3.0	18.4	13.4	20.7	F	2.77
	Y		2.35		2.12	32.9	28.0	27.6	C	1.0
C _{2C}	X	25.7	2.75		3.0	18.3	13.3	20.6	F	2.7
	Y		2.35		2.12	32.8	27.9	27.5	C	1.0
C _{2D}	X	24.1	2.75		3.0	18.0	13.1	20.5	F	2.84
	Y		2.35		2.12	32.3	27.5	27.4	C	1.0
C _{2F}	X	22.0	2.75		3.0	17.6	12.8	20.3	F	2.90
	Y		2.35		2.12	31.8	27.1	27.2	C	1.0
C _{2G}	X	25.7	2.75		3.0	18.3	13.3	20.6	F	2.79
	Y		2.35		2.12	32.8	27.9	27.5	C	1.0
C _{2H}	X	26.8	2.75		3.0	18.4	13.4	20.7	F	2.76
	Y		2.35		2.12	33.0	28.1	27.6	C	1.0
C _{2I}	X	26.2	2.75		3.0	18.4	13.4	20.7	F	2.78
	Y		2.35		2.12	32.9	28.0	27.6	C	1.0
C _{2J}	X	23.0	2.75		3.0	17.8	12.9	20.4	F	2.87
	Y		2.35		2.12	32.0	27.3	27.2	C	1.27
C _{3A}	X	15.0	2.35		3.0	12.0	10.2	14.7	F	2.28
	Y		"		"	12.9	11.0	14.8	F	1.73
C _{3B}	X	17.3	2.35		3.0	12.4	10.6	14.9	F	2.12
	Y		"		"	13.3	11.4	15.0	F	1.51

C _{3C}	X	14.7	2.35	3.0	12.0	10.2	14.6	F	2.31
	Y		"	"	12.9	11.0	14.8	F	1.75
C _{3D}	X	14.5	"	"	11.9	10.2	14.6	F	2.31
	Y		"	"	12.8	10.9	14.8	F	1.77
C _{3E}	X	14.5	"	"	11.9	10.2	14.6	F	2.31
	Y		"	"	12.8	10.9	14.8	F	1.78
C _{3F}	X	17.7	"	"	12.5	10.6	14.9	F	2.1
	Y		"	"	13.4	11.4	15.0	F	1.48
C _{3G}	X	17.0	"	"	12.4	10.5	14.8	F	2.16
	Y		"	"	13.3	11.3	15.0	F	1.56
C _{3H}	X	17.3	"	"	12.4	10.6	14.9	F	2.12
	Y		"	"	13.3	11.4	15.0	F	1.51
C _{3I}	X	17.3	"	"	12.4	10.6	14.9	F	2.12
	Y		"	"	13.3	11.4	15.0	F	1.51
C _{3J}	X	15.0	"	"	12.0	10.2	14.7	F	2.28
	Y		"	"	12.9	11.0	14.8	F	1.73

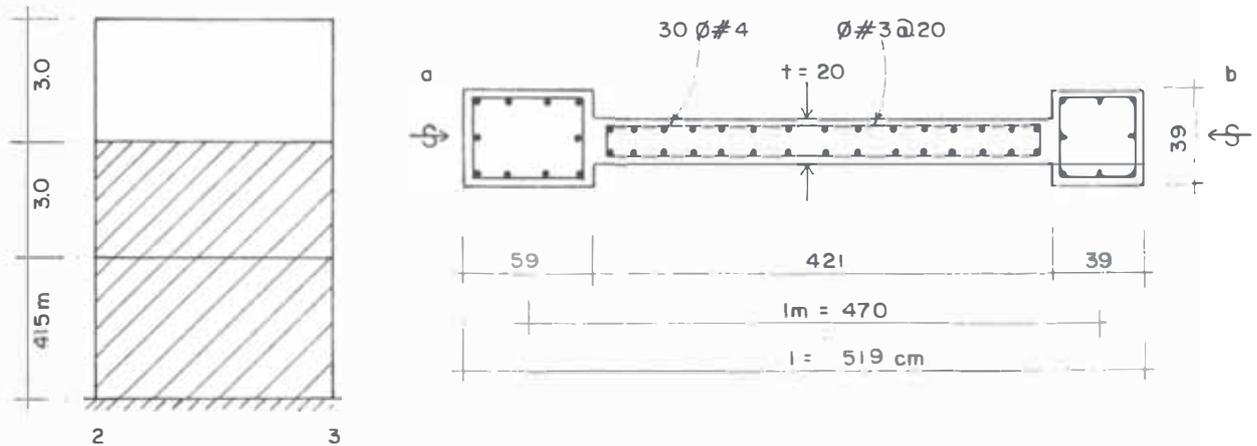
* F = Falla por flexión de columna.

C = Falla por cortante de columna.

4.4.1.2 MOMENTOS DE FLEXION Y CORTANTES ULTIMOS DE MUROS.

= Muro C.

En ambos sentidos es un caso de muro con columnas a ambos extremos. El momento Y cortantes se han calculado con la fórmula (2.14) y (2.15). Sólo llega hasta el segundo piso, en el tercer piso se ha considerado las columnas C_{2C} y C_{3C} como elementos resistentes.



Se ha evaluado para ambos sentidos del sismo:

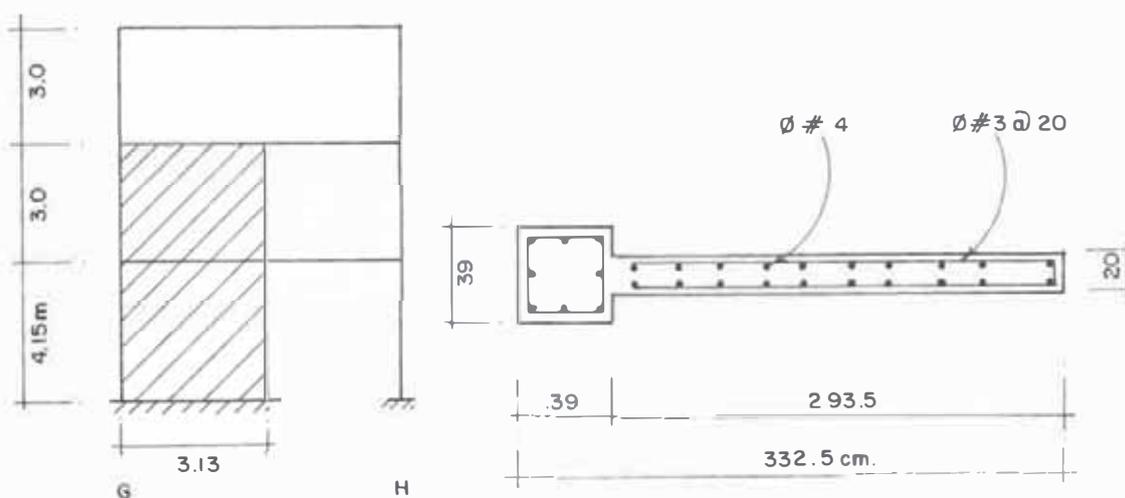
	a)	b)	
A_{st} (cm^2)	38.7	28.9	
A_{sm} (cm^2)	38.7	38.7	
A_{sw} (cm^2)	1.42	1.42	$N_1 = 140.7$ tn
b_e (cm)	23.6	23.6	
s (cm)	20.	20.	$N_2 = 93.1$ tn
p_t	0.3161	0.2360	
p_w	0.00301	0.00301	
σ_o	$N_i/12242$		
$j = l_m$ (cm)	470		

TABLA (4.10)

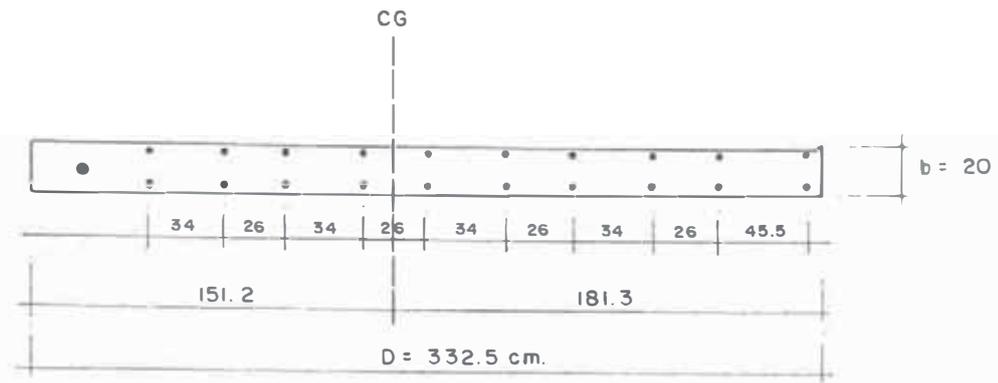
Sentido	Piso	Mu (tn-m)	*h (m)	Vfu (tn)	h/2l	Vcu (tn)	Tipo Falla	Indice F
a	1°	1190.	3.5	634.	1.0	257.	C	1.0
	2°	983.	2.35	836.	1.0	252.	C	1.0
b	1°	980.	3.5	560.	1.0	247.	C	1.0
	2°	854	2.35	727.	1.0	242.	C	1.0

* Altura libre del muro (hay vigas que cruzan al muro).

- Muro 3:



Al igual que el muro C sólo abarca hasta el 2° piso y la evaluación del momento y cortantes últimos son en ambos sentidos como columna, ya que las dimensiones de la columna C_{3G} con respecto al muro es menor. El refuerzo de la columna se ha considerado concentrado en el C.G. Para el acero a tracción se considera a partir del C.G. de la figura total.

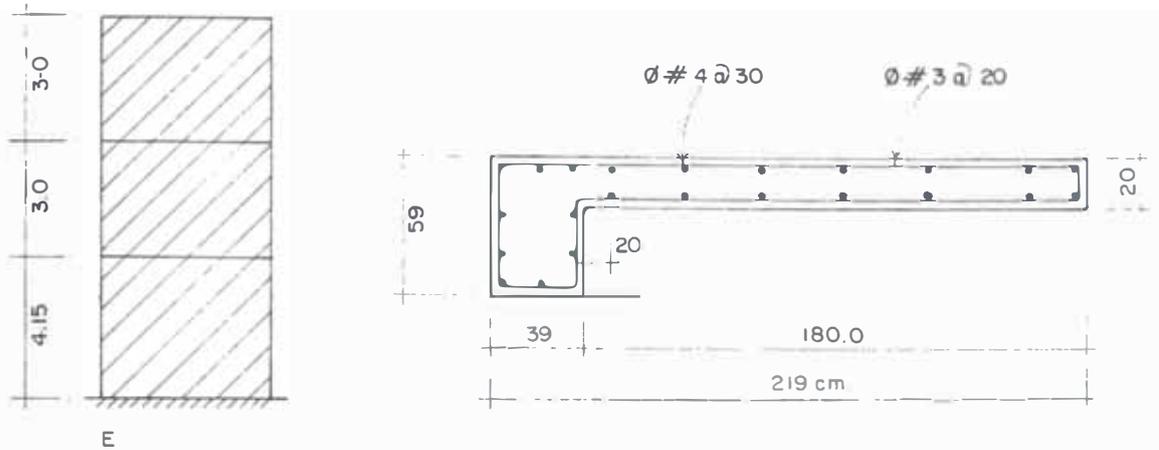


	a	b	
A_{st} (cm^2)	39.22	15.48	
A_{sw} (cm^2)	1.42	1.42	$N_1 = 71.1 \text{ tn}$
pt	0.5898	0.2328	
pw	0.00355	0.00355	$N_2 = 42.7 \text{ tn}$
d (cm)	313.0	332.5	
$j = 0.8D$ (cm)	266.0	266.0	

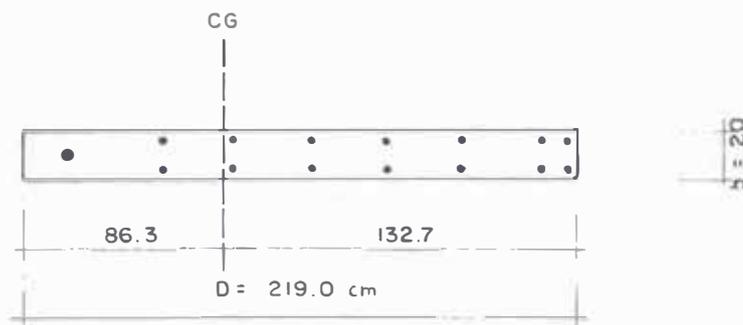
TABLA (4.11)

Senti-do	Piso	M_u (tn-m)	h (m)	V_{fu} (tn)	h/2d	V_{cu} (tn)	Tipo Falla	Indice F
a	1°	404	3.5	231	1.0	137	C	1.0
	2°	361	2.35	307	1.0	135	C	1.0
b	1°	227	3.5	130	1.05	121	C	1.0
	2°	184	2.35	157	1.0	119	C	1.0

Muro 2



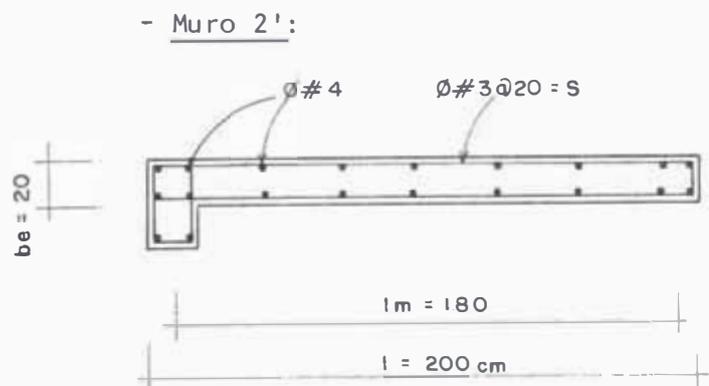
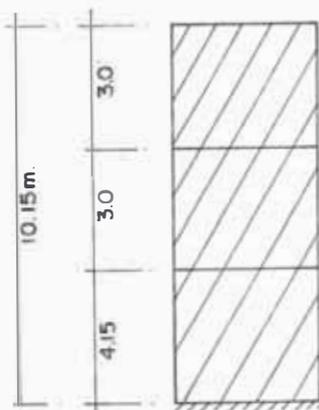
En el sentido en el que el muro está en tracción se evalúa el muro como columna. En el otro sentido no se ha evaluado como columna con muro a ambos lados ya que existe muro solo en un extremo cuya longitud es mayor. En el capítulo correspondiente a las conclusiones explico, por qué no considero esto. La evaluación se ha hecho como entonces como columna considerando el acero a tracción a partir del C-G



	a)	b)	
A_{st} (cm ²)	41.28	15.48	
A_{sw} (cm ²)	1.42	1.42	$N_1 = 88 \text{ tn}$
p_t	0.9425	0.3534	
p_w	0.00355	0.00355	$N_2 = 54.2 \text{ tn}$
d (cm)	119.5	219.0	
$j = 0.8 D$ (cm)	175.2	175.2	$N_3 = 24.5 \text{ tn}$

TABLA (4.12)

Sentido	Piso	M_u (tn-m)	h (m)	V_{fu} (tn)	$h/2d$	V_{cu} (tn)	Tipo Falla	Indice F
a	1°	290	3.5	166	1.0	99	C	1.0
	2°	258	2.35	220	1.0	97	C	1.0
	3°	229	2.35	195	1.0	95	C	1.0
b	1°	163	3.5	93	1.0	86	C	1.0
	2°	132	2.35	112	1.0	84	C	1.0
	3°	102	2.35	87	1.0	82	C	1.0



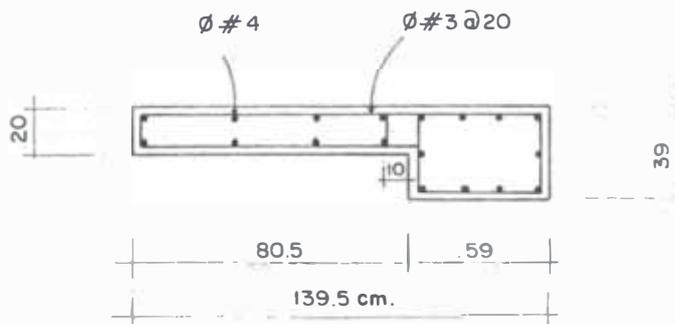
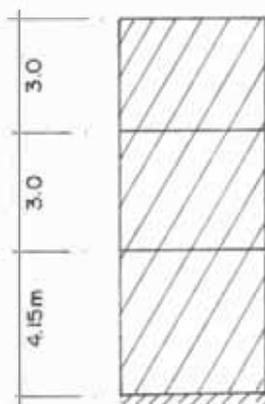
Analizando como muro con columnas a ambos lados:

	a)	b)	
Ast (cm ²)	7.74	5.16	N ₁ = 34.3 tn
Asm (cm ²)	12.90	12.90	
pt	0.1935	0.129	N ₂ = 21.0 tn
pw (Asw = 1.42 cm ²)	0.00355	0.00355	
j = 1m (cm)	180.0	180.0	N ₃ = 9.6 tn

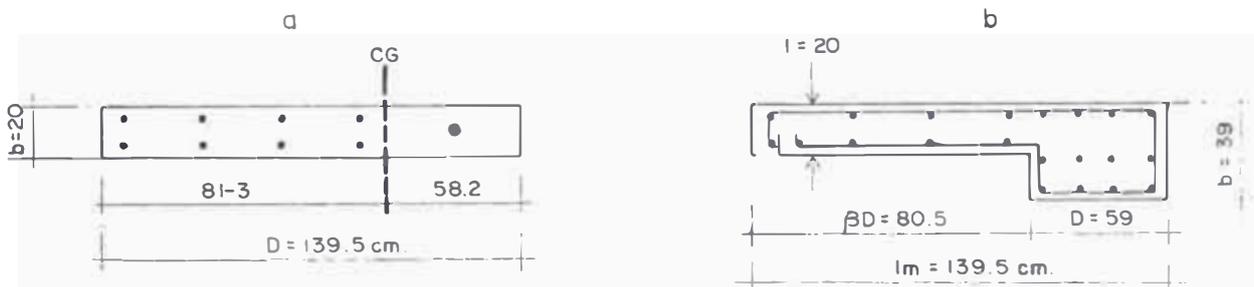
TAB LA (4.13)

Senti-do	Piso	Mu (tn-m)	h (m)	Vfu (tn)	h/2l	Vcu (tn)	Tipo Falla	*Indice F
a	1°	102	10.15	20	2.54	53	F	2.0
	2°	90	6.0	30	1.5	64	F	2.0
	3°	80	3.0	53	1.0	77	F	2.0
b	1°	89	10.15	18	2.54	51	F	2.0
	2°	77	6.0	26	1.5	61	F	2.0
	3°	67	3.0	45	1.0	57	F	1.0

- Muro E:



En el sentido en el que el muro se encuentra en tracción se analiza como columna; en el otro sentido se ha considerado como columna con muros a los lados. La explicación para esto es que, después de haber analizado (y aplicado) las fórmulas correspondientes a este tipo de muro y teniendo en cuenta que se ignoran las hipótesis básicas sobre las cuales éstas se sustentan; considero que las fórmulas pueden aplicarse al caso de columna con muros a los lados; siendo éstos simétricos y no muy largos. En el caso del muro analizado; aparte de demostrar la aplicación de las fórmulas (2.13) y (2.16); es posible aplicarse ya que la longitud del muro es menor y en el sentido que se analiza no interesaría la no existencia del otro.



	a)	b)
$A_{st} \text{ (cm}^2\text{)}$	10.32	$A_{st} \text{ (cm}^2\text{)}$ 27.09
$A_{sw} \text{ (cm}^2\text{)}$	1.42	A_s 1.42
p_t	0.3699	$A_{sw} \text{ (cm}^2\text{)}$ 1.42
p_w	0.00355	p_t 1.1773
$d = D \text{ (cm)}$	139.5	p_w 0.00121
$j = 0.8D \text{ (cm)}$	111.6	p_s 0.00355
		α_e 0.72
		β 1.36

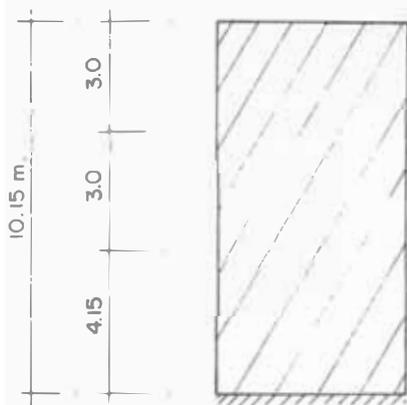
$$N_1 = 84.8 \text{ tn}$$

$$N_2 = 52.0 \text{ tn}$$

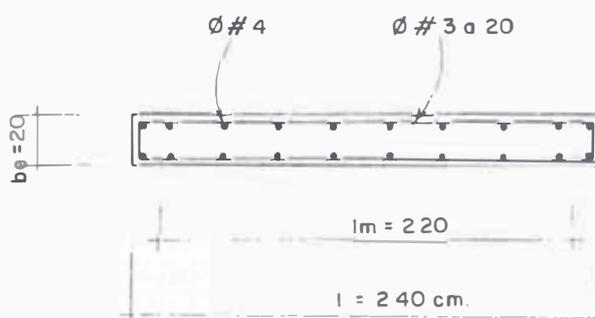
$$N_3 = 24.0 \text{ tn}$$

TABLA (4.14)

Senti-do	Piso	Mu (tn-m)	h (m)	Vfu (tn)	ho/2d	Vcu (tn)	Tipo Falla	Indice F
a	1°	83	3.5	47	1.25	51	F	1.0
	2°	65	2.35	56	1.0	55	C	1.0
	3°	48	2.35	41	1.0	53	F	1.0
b	1°	173	3.5	99	-	38	C	1.0
	2°	145	2.35	123	-	44	C	1.0
	3°	119	2.35	101	-	41	C	1.0



- Muro E':



Analizando como muro con columnas a ambos lados.

	a y b	
Ast (cm ²)	5.16	N ₁ = 37.5 tn
Asm (cm ²)	15.48	N ₂ = 23.2 tn
pt	0.1075	
pw	0.00355	
j = 1m (cm)	220.0	N ₃ = 10.2 tn

TABLA (4.15)

Sentido	Piso	Mu (tn-m)	h (m)	Vfu (tn)	h/2l	Vcu (tn)	Tipo Falla	Indice F
a	1°	121	10.15	24	2.11	65	F	2.0
y	2°	105	6.00	35	1.25	79	F	2.0
b	3°	91	3.00	60	1.00	87	F	2.0

4.4.2 SUB-INDICE SISMICO E_o .

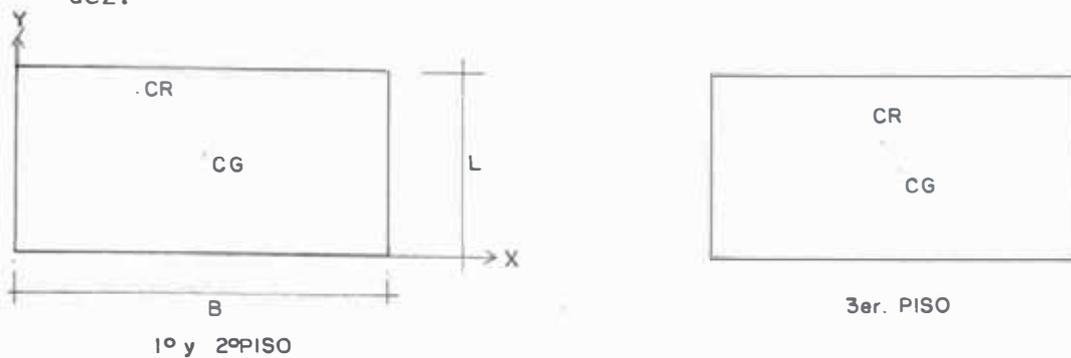
En las Tablas (4.16) y (4.17) se evalúa el índice C por piso y en cada dirección y sentido; agrupando primeramente los miembros estructurales cuyos índices F similares, en tres grupos o menos.

Luego el sub-índice E_o es calculado teniendo en cuenta que: Las columnas fallan por flexión y no por cortante y algunos muros fallan por cortante y con relación al total de miembros estructurales resistentes son muy pocos. De manera que no es posible usar la Ec. (2.4), para calcular E_o , en cada piso y dirección (tomando el valor de E_o menor entre los dos sentidos del sismo).

4.4.3 SUB-INDICE SISMICO S_D .

Adicionalmente a los resultados obtenidos en 4.3.3, los siguientes puntos son considerados en el segundo método de evaluación.

l: excentricidad entre el centro de gravedad y el centro de rigidez.



Piso	Centro Gravedad (m)	Centro Rigidez (m)	Excentricidad E (m)	B	L
1° y 2°	$\bar{X} = 28.74$ $\bar{Y} = 6.50$	$\bar{X}_R = 14.53$ $\bar{Y}_R = 11.05$	14.21 4.55	57.6	12.7
3°	$\bar{X} = 28.8$ $\bar{Y} = 6.35$	$\bar{X}_R = 27.72$ $\bar{Y}_R = 8.44$	1.08 2.09	57.6	12.7

$$l = E / \sqrt{B^2 + L^2} = E / \sqrt{(57.6)^2 + (12.7)^2} = E / 58.98$$

Piso	l	
	Dirección X	Dirección Y
1° y 2°	$4.55/58.98 = 0.08$	$14.21/58.98 = 0.24$
3°	$2.09/58.98 = 0.04$	$1.08/58.98 = 0.02$

n: Relación Peso-Rigidez.

$$\text{Rigidez de Piso} = \{ \Sigma(\text{área sección columna}) + \Sigma(\text{área sección muro}) \times \alpha \} / h_i$$

Valores de α para los muros:

Piso	M u r o (α)					
	3	2	2'	C	E	E'
1°	0.8	2.5	2.5	3.5	1.0	2.5
2° y/ó 3°	1.2	2.5	2.5	3.5	1.5	3.5

TABLA (4.18)

Piso	β	X			Y		
		Rigidez Piso	Peso-Rig. $\times 10^{-3}$	n	Rigidez Piso	Peso-Rig. $\times 10^{-3}$	n
1°	0.67	8.49	3.68	1.08	10.43	4.52	1.10
2°	0.5	8.73	5.91	0.96	10.99	7.44	0.77
3°	2.0	8.02	11.35	1.04	8.04	11.38	1.31

TABLA (4.19)

SUB-INDICE S_D . SEGUNDO METODO DE EVALUACION

Piso	Pto.	Dirección X				Dirección Y			
		Cálculo	G_i	R_{2i}	q_{2i}	Cálculo	G_i	R_{2i}	q_{2i}
1°	l	0.08 < 0.1	1.0	1.0	1.0	0.24 > 0.15	0.8	1.0	0.8
	n	1.08	1.0	1.0	1.0	1.10	1.0	1.0	1.0
	S_{D_2}	0.95				0.76			
2°	l	0.08 < 0.1	1.0	1.0	1.0	0.24 > 0.15	0.8	1.0	0.8
	n	0.96	1.0	1.0	1.0	0.77	1.0	1.0	1.0
	S_{D_2}	0.95				0.76			
3°	l	0.04 < 0.1	1.0	1.0	1.0	0.02 < 0.1	1.0	1.0	1.0
	n	1.04	1.0	1.0	1.0	1.31	0.9	1.0	0.9
	S_{D_2}	0.95				0.86			

Los valores de q_{2i} son multiplicados con los obtenidos en la Tabla (4.8) para el segundo método de evaluación.

4.4.4 SUB-INDICE SISMICO G.

Por las razones expuestas en 4.3.4 el sub-índice G para el segundo método de evaluación se toma como: $G = 1.0$.

4.4.5 SUB-INDICE SISMICO T.

Usando las Tablas (2.16) y el levantamiento de daños presentado al final; se deduce que para todos los pisos:

- En el caso de losas, no se observa deflexiones en ellas, pero sí grietas ligeras y en un número de losas, mayor a 1/3 del total del número de pisos, por lo que corresponde al acápite c, con un factor de: 0.001.
- En el caso de vigas y columnas las grietas producidas por flexión son visibles y se presentan en un número bastante grande de ellas en cada piso, por lo tanto corresponde el acápite b, en factores 0.015 y 0.046 para vigas y columnas, respectivamente.

Entonces:

$$ps = (0.015 + 0.046) + 0.001 = 0.062$$

El cálculo de pt no es necesario, ya que no corresponde ninguno de los acápites de la Tabla (2.16)-b correspondiente.

$$pt = 0$$

$$T_1 = 1 - 0.062 = 0.938 = T_2 = T_3$$

Sub-Índice T:

$$T = (T_1 + T_2 + T_3)/N \quad N = 3 \text{ pisos}$$

$$T = 0.94$$

4.5 APLICACION DEL TERCER METODO DE EVALUACION.

4.5.1 INDICE C.

4.5.1.1 MOMENTOS DE FLEXION Y CORTANTES ULTIMOS DE VIGAS.

En el tercer método de evaluación, las vigas por consideradas como elementos que van a influir en la resistencia última de las columnas.

En primer lugar se determinarán las resistencias últimas, a corte y flexión de las vigas y el tipo de falla de éstas.

Luego considerando un aumento de la carga axial en las columnas, debido al cortante producido en los nudos por la resistencia última de las vigas, se hace un análisis de las columnas.

En la Tabla siguiente se presentan las resistencias últimas de las vigas y tipo de fallas, considerando:

$$J = 7 d/8$$

$$s = \text{espaciamiento promedio de estribos} = 40 \text{ cm}$$

$$d = 58.71 \text{ cm} = V_1, V_2, Va$$

$$21.4 \text{ cm} = V_3, V_4, Vb$$

$$59.9 \text{ cm} = V_5, V_6, Vc$$

4.5.1.2 MOMENTOS DE FLEXION Y CORTANTES ULTIMOS DE COLUMNAS.

En primer lugar se hará un análisis del pórtico 1 ; calculando los momentos últimos de vigas y columnas en cada nudo considerando en las columnas una carga axial adicional del cortante produci

TABLA (4.20)

RESISTENCIA Y TIPO DE FALLA DE VIGAS (3° M. E.)

Viga	Piso	Ast (cm ²)	* pt	pw x10 ⁻⁴	lo (m)	lo/2d	Mu (tn-m)	*Vfu (tn)	*Vcu (tn)	l (m)	*M'u (tn-m)	*Tipo Falla
V ₁	1, 2 y 3	23.22	1.01	9.1	6.01	5.12	32.2	11.1	16.6	6.4	34.2	F
		15.48	0.85				21.4	9.1	16.2		22.8	F
V ₂	"	30.96	1.01	"	"	"	45.4	11.3	16.6	"	48.4	F
		15.48	1.01				22.7	11.3	16.6		24.2	F
V ₃	"	15.48	2.51	7.4	"	14.0	7.7	3.9	4.6	"	8.2	F
		15.48	1.68				7.7	2.6	4.5		8.2	F
V ₄	"	30.96	2.51	"	"	"	15.4	3.9	4.6	"	16.4	F
		15.48	2.51				7.7	3.9	4.6		8.2	F
V ₅	1	23.22	0.72	9.7	7.41	6.2	35.5	6.9	15.3	8.0	38.4	F
	2	10.20	0.72				15.6	6.9	15.3		16.9	F
	3	13.42	0.49	"	"	"	20.5	4.7	14.8	"	22.2	F
V ₆	1 2 3	5.68	0.41	"	"	"	8.7	3.9	14.5	"	9.4	F
		15.48	0.55	9.1	4.21	3.5	35.5	9.3	18.9	4.7	40.5	F
		10.20	0.72				15.6	12.1	19.6		17.8	F
V _a	1, 2 y 3	17.04	0.33	"	"	"	26.3	5.6	17.9	"	30.0	F
		4.0	0.45				6.2	7.7	18.5		7.0	F
		15.48	1.01	"	3.08	2.6	23.7	22.5	23.8	3.27	23.7	F
V _b	"	15.48	2.51	7.4	4.2	9.8	7.7	5.4	5.2	4.4	7.7	**F
		15.48	1.68				7.7	3.7	5.0		7.7	F
		15.48	0.84	9.1	2.01	1.7	23.7	19.6	31.4	2.21	23.7	F
V _c	1 2 3	10.20	0.84	"	"	"	15.6	19.6	31.4	"	15.6	F
		11.36	0.33	"	"	"	17.5	11.8	27.1	"	17.5	F
		4.0	0.33				6.2	11.8	27.1		6.2	F

* El resultado superior corresponde al sentido positivo; el inferior al otro.

** El tipo de falla puede ser por flexión o cortante.

M'u: Momento de flexión en el eje.

do por las vigas en cada extremo.

No en todos los pórticos ocurre que la suma de los momentos últimos de las vigas sea menor que la suma de los momentos últimos de columnas en cada nudo. Por eso se ha propuesto en este caso, distribuir los momentos últimos de columnas (calculado sin adicionar el cortante de vigas: Tabla (4.9)), a las vigas proporcionalmente a sus rigideces, luego con estos momentos calcular los cortantes que ocasionarían las vigas en cada nudo y considerarlos como cargas axiales adicionales.

Se presenta un análisis completo del pórtico 1; en los demás pórticos el procedimiento para calcular los momentos y cortantes últimos de columna son similares, presentándose sólo los resultados.

En todos los casos se analiza en ambos sentidos a y b.

- Pórtico 1:

Columnas:	$b \times D$ (cm)	=	59 x 39
(C_1)	A_{st} (cm ²)	=	15.48
	A_{sw} (cm ²)	=	1.42
	pt (%)	=	0.6728
	pw	=	0.0008
	d (cm)	=	35.4
	j (cm)	=	31.2

TABLA (4.21)

PORTICO 1: MOMENTOS DE FLEXION Y CORTANTES ULTIMOS

Columna	Piso	N (tn)	$\pm N$ (tn)	N (tn)	σ_M (kg/cm ²)	Mu (tn-m)	Vfu (tn)	Vcu (tn)	M'u (eje)
C _{1A,1J}	3°	20.2	-11.1	9.1	3.9	15.3	13.0	19.3	19.5
			9.1	29.3	12.8	18.9	16.1	21.0	24.1
	2°	42.5	-22.2 18.3	20.3 60.8	8.8 26.4	17.3 23.9	14.7 20.3	20.3 23.5	22.1 30.5
1°	65.5	-33.3 27.4	32.2 93.0	14.0 40.4	19.4 28.2	11.1 16.1	21.2 26.0	23.0 33.4	
C _{1B,1I}	3°	31.0	-0.2	30.8	13.9	19.1	16.3	21.0	24.4
			2.2	33.2	14.4	19.6	16.6	21.2	25.0
	2°	61.5	-0.4 4.4	61.1 65.9	26.5 28.7	23.9 24.6	20.4 20.9	23.5 23.9	30.5 31.4
1°	93.2	-0.6 6.6	92.6 99.8	40.2 43.4	28.1 28.9	16.0 16.6	26.0 26.6	33.3 34.4	
C _{1C,1D} 1E,1F 1G,1H	3°	31.0	0.0	31.0	13.5	19.2	16.3 "	21.1 "	24.5 "
	2°	61.5	0.0	61.5	26.7	24.0	20.4 "	23.5 "	30.6 "
	1°	95.1	0.0	95.1	40.5	28.4	16.2 "	26.1 "	33.7 "

Nomenclatura usada para las siguientes figuras:

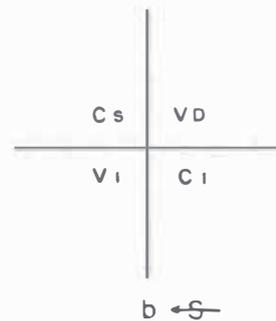
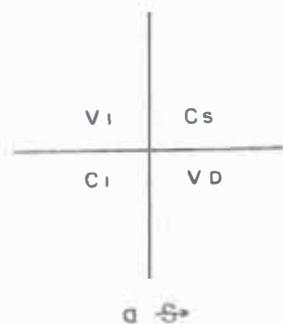
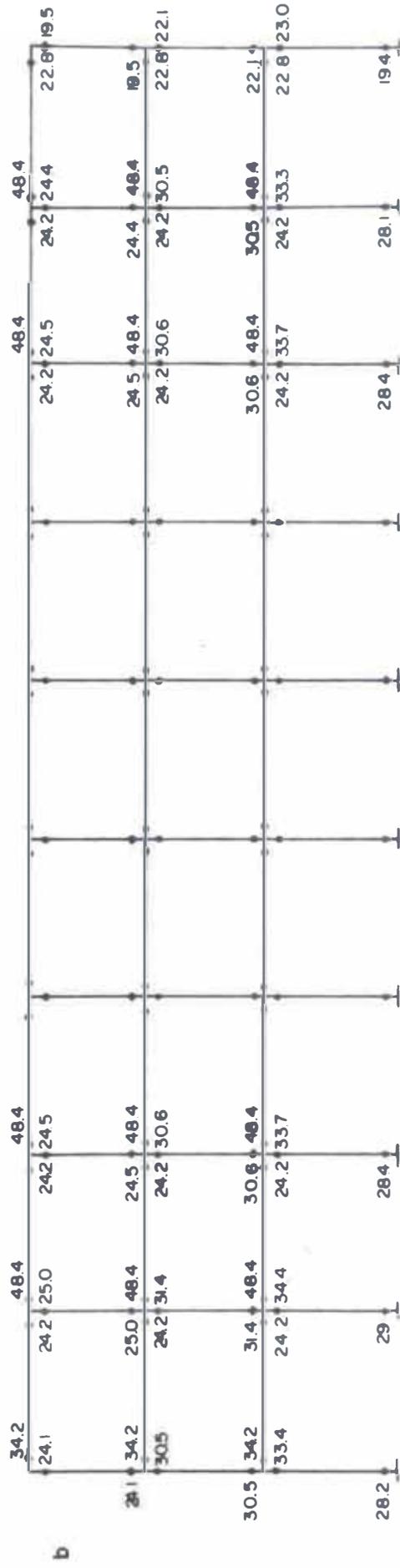
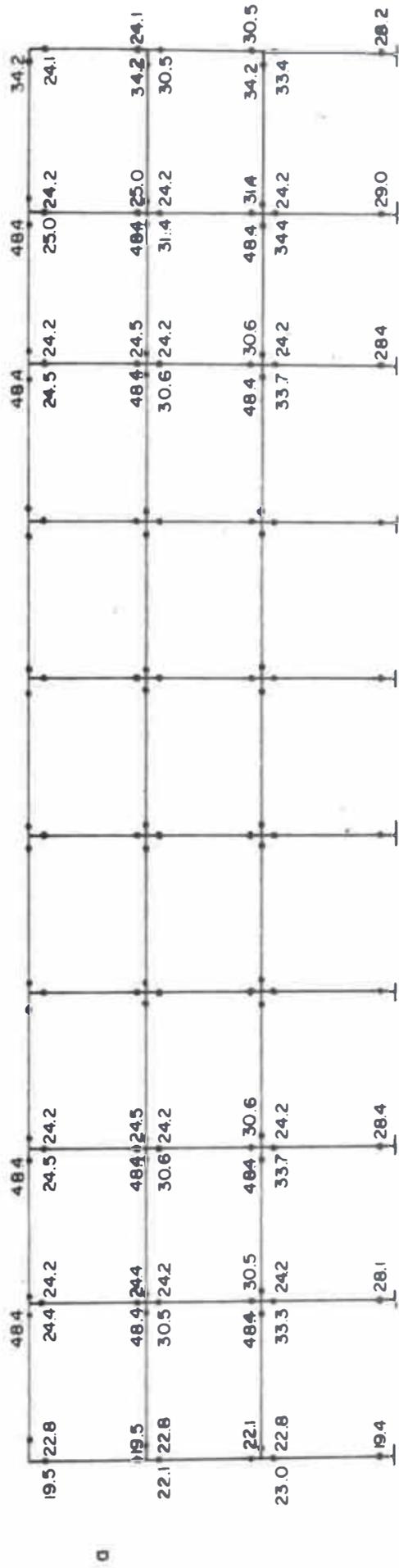


fig. (4.5)

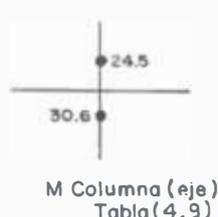
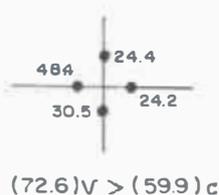
MOMENTOS ULTIMOS DE VIGAS Y COLUMNAS EN CADA NUDO. (EN EL EJE)



LAS DEMAS COLUMNAS SON IGUALES A C1c.

En la figura (4.5) los cortantes han sido calculados como sigue:

Ejemplo:



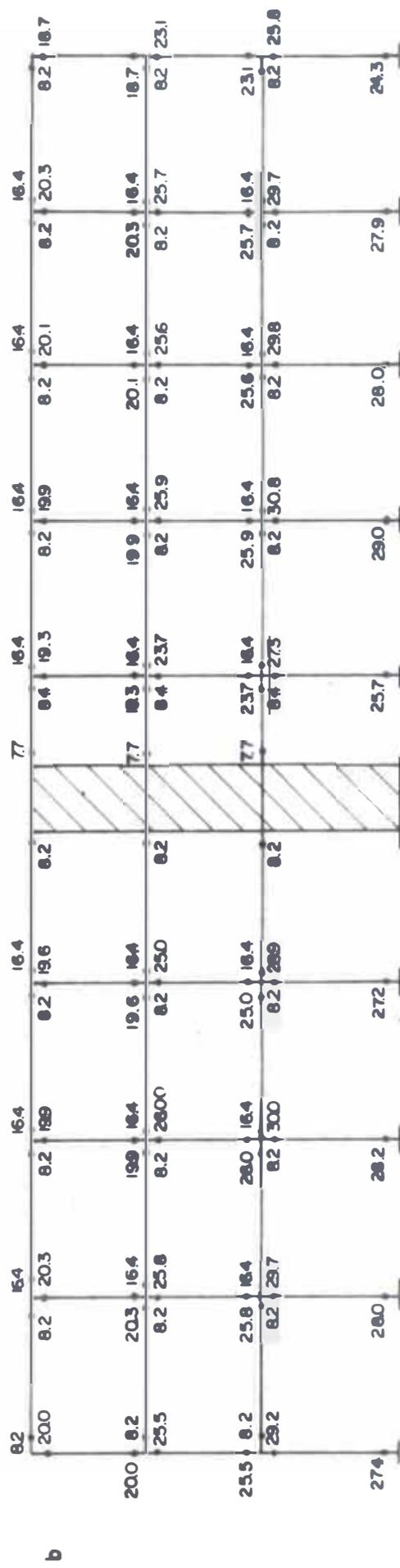
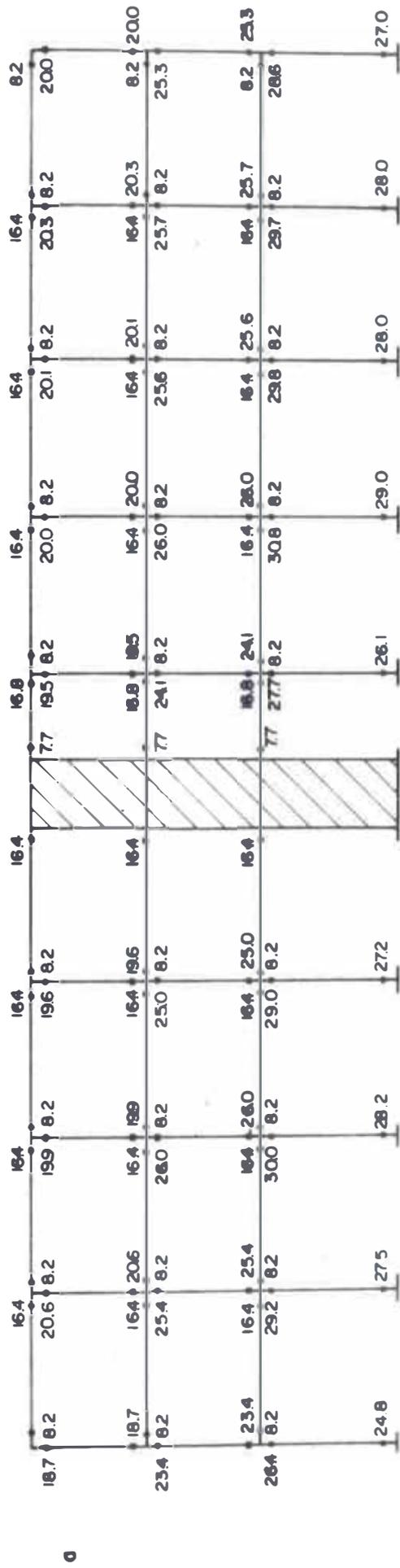
24.5 y 30.6 SON MOMENTOS EN EL EJE OBTENIDOS DE 19.2 y 24.0 RESPECTIVAMENTE.

TABLA (4.22)

RE-EVALUACION DE LAS RESISTENCIAS ULTIMAS
TIPOS DE FALLA-INDICES F

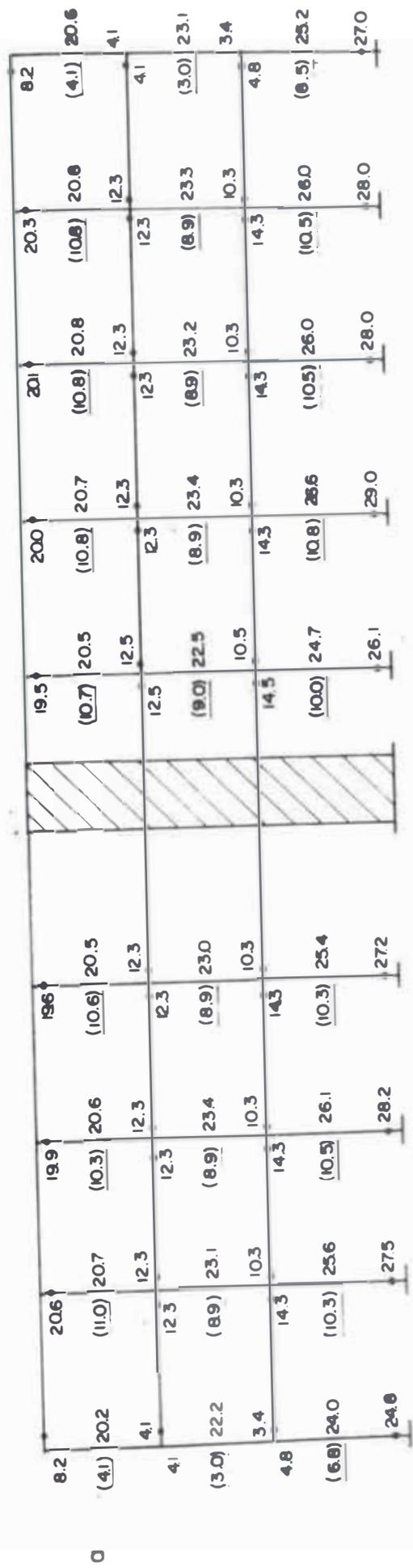
Columna	Piso	N (tn)	$\pm N_s$ (tn)	N_s (tn)	σ_M kg/cm^2	Mu (tn-m)	Vfu (tn)	Vcu (tn)	Tipo Falla	Indice F
C _{1A,1J}	3°	20.2	-5.4	14.8	6.4	16.3	13.9	19.8	F	2.24
			5.4	25.6	11.1	18.3	15.5	20.6	F	1.57
	2°	42.5	-13.3	29.2	12.7	18.9	16.1	20.9	FF	3.0
			15.1	57.6	25.0	23.4	19.9	23.2	FF	"
	1°	65.5	-21.8	43.7	19.0	21.3	12.2	22.1	F	3.2
			25.3	90.9	39.5	27.9	16.0	25.9	F	2.99
C _{1B,1I}	3°	31.0	1.6	32.6	14.2	19.4	16.6	21.1	F	1.27
			-1.6	29.4	12.8	18.9	16.1	21.0	F	1.32
	2°	61.5	0.8	62.3	27.1	24.1	20.5	23.6	F	1.27
			-2.6	58.9	25.6	23.6	20.1	23.3	F	"
	1°	93.2	-0.6	92.6	40.2	28.1	16.1	26.0	F	2.98
			-2.9	90.3	39.2	27.8	15.9	25.8	F	3.0
C _{1C,1D}	3°	31.0	0	31.0	"	"	16.3	21.1	F	1.27
1E, 1F,	2°	61.5	"	61.5	"	"	20.4	23.5	F	1.27
1G, 1H	1°	95.1	"	95.1	"	"	16.2	26.1	F	2.97

PORTICO 2° MOMENTOS ULTIMOS DE VIGAS Y COLUMNAS EN CADA NUDO (Eje a)



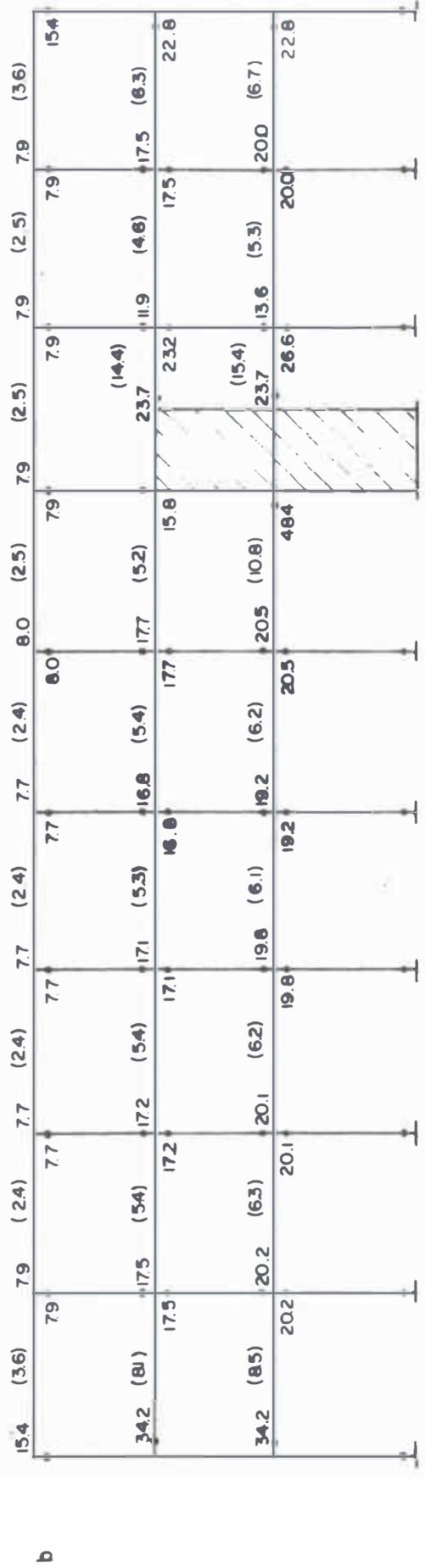
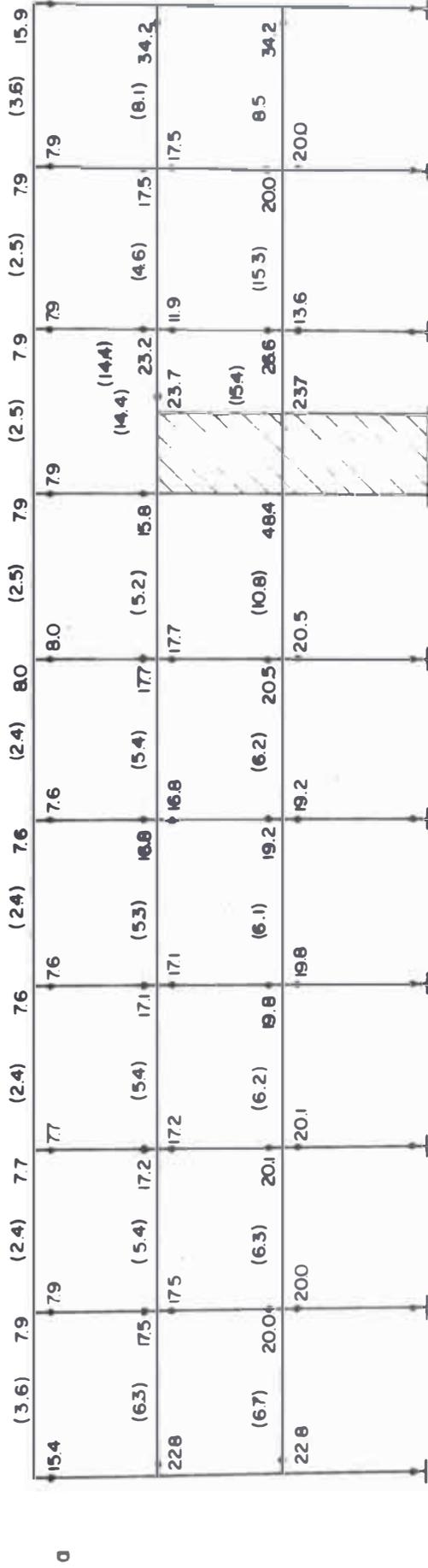
En este caso la suma de momentos de vigas es mayor que la de columnas

DISTRIBUCION DE MOMENTOS DE VIGAS A COLUMNAS Y CORTANTE ULTIMO DE COLUMNAS .



Columna	Piso	Tipo Falla	Indice F
Todas	3°	F	3.2
		F	"
	2°	FF	3.0
		FF	"
	1°	F	3.2
		F	"

DISTRIBUCION DE MOMENTOS DE COLUMNAS (TABLA 4.9) A VIGAS Y CORTANTE PARA LA CARGA AXIAL .



Los siguientes resultados han sido obtenidos siguiendo un proceso similar al del pórtico 1.

TABLA (4.23)
CORTANTES ULTIMOS - TIPO DE FALLA - INDICES F

Columna	Piso	*Vfu (tn)	Vcu (tn)	Tipo Falla	Indice F
C _{3A}	3°	9.7	14.4	F	2.53
		10.8	14.8	F	1.91
	2°	11.2	15.2	FF	3.0
		14.1	16.9	FF	3.0
	1°	8.5	16.0	F	3.2
		11.3	19.0	F	3.16
C _{3B}	3°	10.8	14.9	F	1.97
		10.4	14.8	F	2.11
	2°	13.1	15.3	F	2.34
		12.3	15.8	F	1.27
	1°	10.3	17.7	F	3.20
		9.6	17.1	F	3.20
C _{3C}	3°	10.2	14.6	F	2.28
		10.2	14.6	F	2.28
	2°	12.7	16.0	F	1.27
		12.6	16.0	F	1.27
	1°	10.3	17.8	F	3.2
		10.3	17.7	F	3.2
C _{3D}	3°	10.2	14.6	F	2.28
		10.2	14.6	F	2.28
	2°	12.6	16.0	F	1.27
		12.6	16.0	F	1.27
	1°	10.0	17.5	F	3.20
		10.0	17.5	F	3.20

C _{3E}	3°	10.2	14.6	F	2.31
		10.2	14.6	F	2.31
	2°	12.2	15.8	F	1.27
		12.2	15.8	F	1.27
	1°	9.7	17.1	F	3.2
		9.7	17.2	F	3.2
C _{3F}	3°	10.6	14.9	F	2.13
		10.6	14.9	F	2.13
	2°	13.0	16.3	F	1.27
		13.0	16.3	F	1.27
	1°	10.1	17.5	F	3.2
		10.7	18.2	F	3.2
C _{3G}	3°	10.6	14.9	F	2.13
		10.6	14.9	F	2.13
	2°	-	-	-	-
	1°	-	-	-	-
C _{3H}	3°	10.6	14.8	F	2.08
		10.6	14.8	F	2.08
	2°	14.0	16.9	F	1.27
		11.4	15.3	F	1.27
	1°	11.5	19.3	F	3.15
		8.5	16.1	F	3.20
C _{3I}	3°	10.4	14.8	F	3.23
		10.6	14.9	F	2.13
	2°	12.2	15.7	F	1.27
		13.2	16.3	F	1.27
	1°	9.5	16.9	F	3.2
		10.4	18.0	F	3.2
C _{3J}	3°	10.8	15.0	F	2.03
		9.7	14.4	F	2.53
	2°	14.1	16.9	FF	3.0
		13.9	16.8	FF	3.0
	1°	11.3	19.0	F	3.16
		11.1	18.7	F	3.16

* = Cortante modificado.

F = Falla por flexión.

C = Falla por cortante.

FF = Columna controlada por un mecanismo tipo viga flexión.

- Pórtico A, B, C, D, E, F, G, H, I, J.

A continuación se analizará el pórtico A, los resultados de los demás pórticos son expuestos y son bastante similares.

Pórtico A:

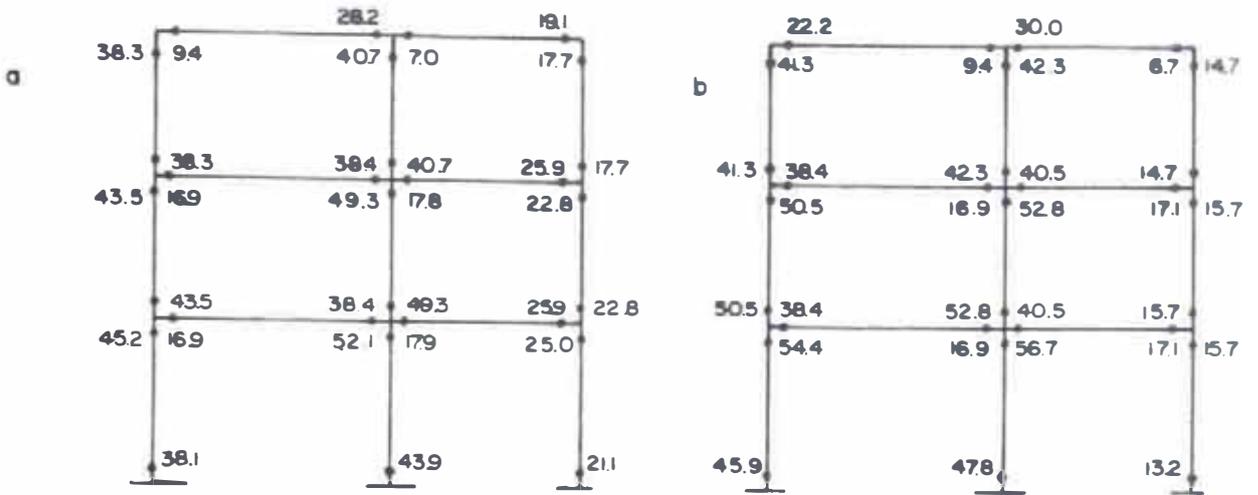
Columnas:

	C_{A3}	$C_{A1, A2}$
b x D (cm)	39 x 39	39 x 59
Ast (cm ²)	11.61	19.35
Asw (cm ²)	1.42	1.42
pt (%)	0.7633	0.8409
pw	0.00121	0.00121
d	35.4	55.4
j	31.2	47.2

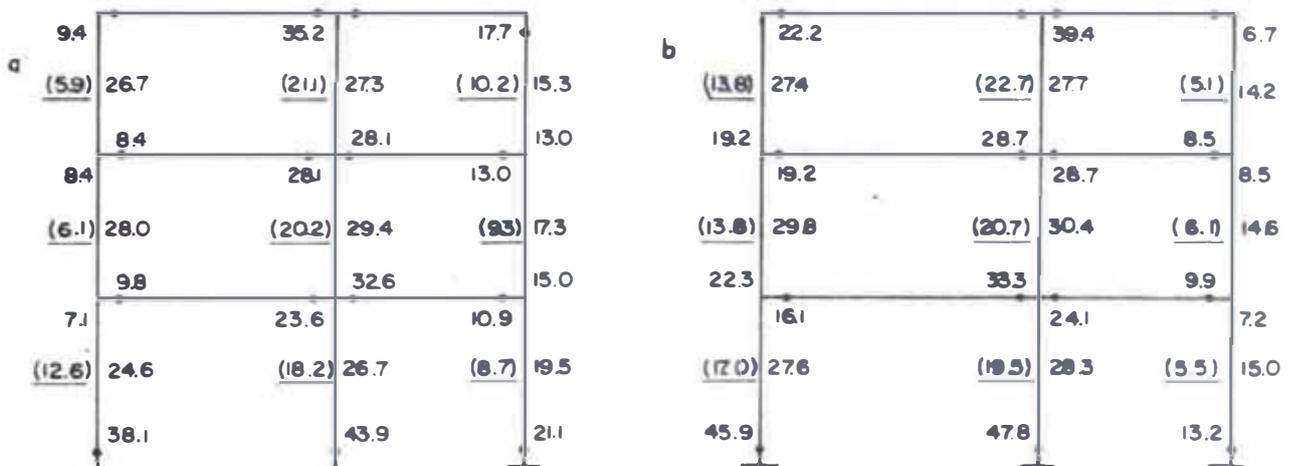
TABLA (4.24)
MOMENTOS DE FLEXION Y CORTANTES ULTIMOS
(Pórtico A)

Columna	Piso	N (tn)	N _s (tn)	N _s (tn)	σ_M (kg/cm ²)	Mu (tn-m)	Vfu (tn)	Vcu (tn)	M'u (eje)
C _{A1}	3°	20.2	-4.7	15.5	6.7	30.0	25.5	26.7	38.3
			3.9	24.1	10.5	32.3	27.5	27.4	41.3
	2°	42.5	-11.6	30.9	13.4	34.1	29.0	27.9	43.5
			10.8	53.3	23.2	39.6	33.7	29.8	50.5
	1°	65.5	-18.5	47.0	20.4	38.1	21.8	24.6	45.2
			17.7	83.2	36.2	45.9	26.2	27.6	54.4
C _{A2}	3°	23.4	-0.9	22.5	9.8	31.9	27.2	27.3	40.7
			3.8	27.2	11.8	33.1	28.2	27.7	42.3
	2°	52.3	-3.4	49.0	21.3	38.6	32.9	29.4	49.3
			9.0	61.3	26.6	41.4	35.2	30.4	52.8
	1°	79.0	-5.8	73.2	31.8	43.9	25.1	26.7	52.1
			1.4	93.3	40.5	47.8	27.3	28.3	56.7
C _{A3}	3°	15.0	5.6	20.6	13.6	13.9	11.8	15.3	17.7
			-7.7	7.3	4.7	11.5	9.8	14.2	14.7
	2°	31.5	15.0	46.5	30.5	17.9	15.2	17.3	22.8
			-19.9	11.6	7.7	12.3	10.5	14.6	15.7
	1°	48.7	24.3	73.0	48.0	21.1	12.1	19.5	25.0
			-32.0	16.7	11.0	13.2	7.6	15.0	15.7

MOMENTOS ULTIMOS DE VIGAS Y COLUMNAS EN CADA NUDO (Eje)



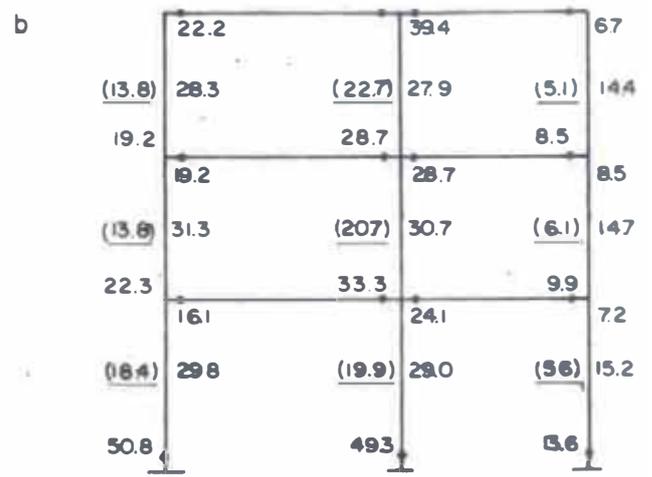
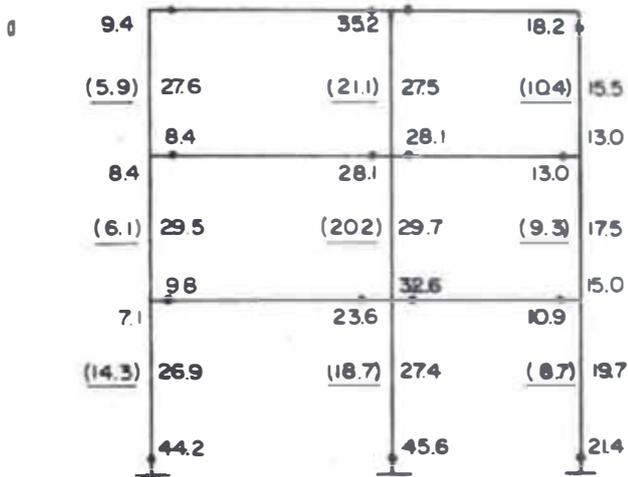
DISTRIBUCION DE MOMENTOS DE VIGAS A COLUMNAS Y CORTANTE ULTIMO DE COLUMNAS.



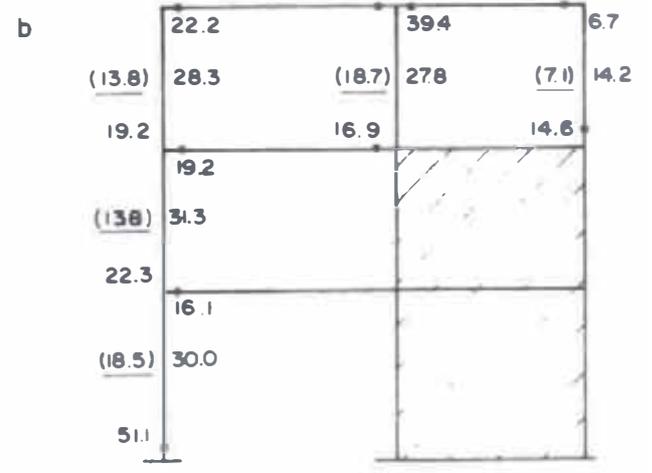
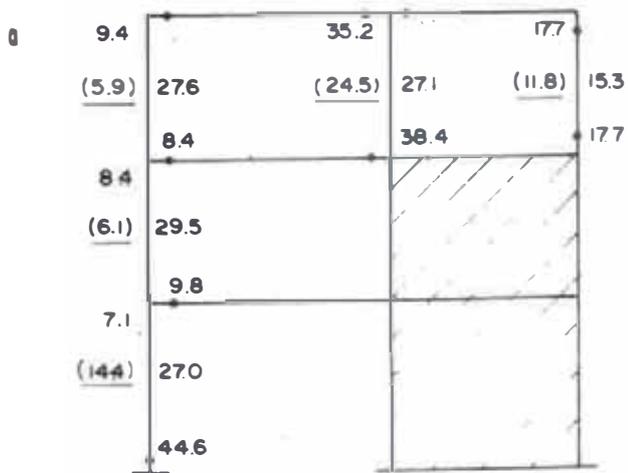
milaramente los resultados finales de los demás pórticos son los siguientes

MOMENTOS DISTRIBUIDOS Y CORTANTE ULTIMO DE COLUMNAS :

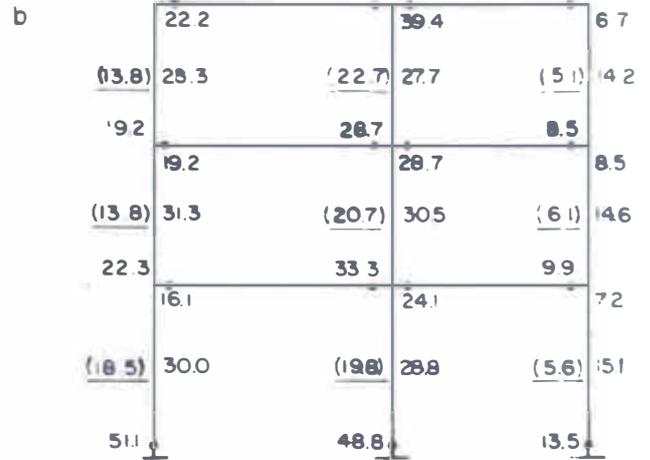
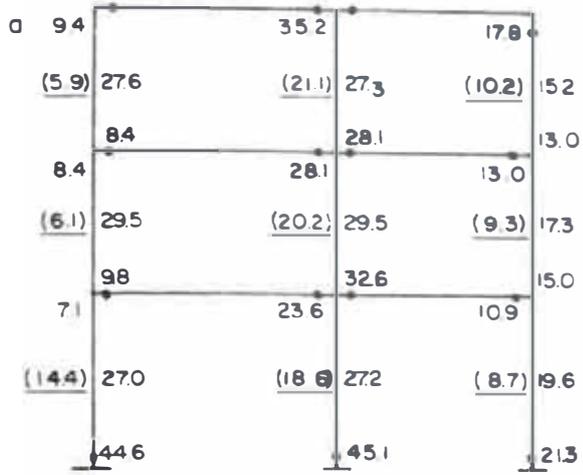
PORTICO B



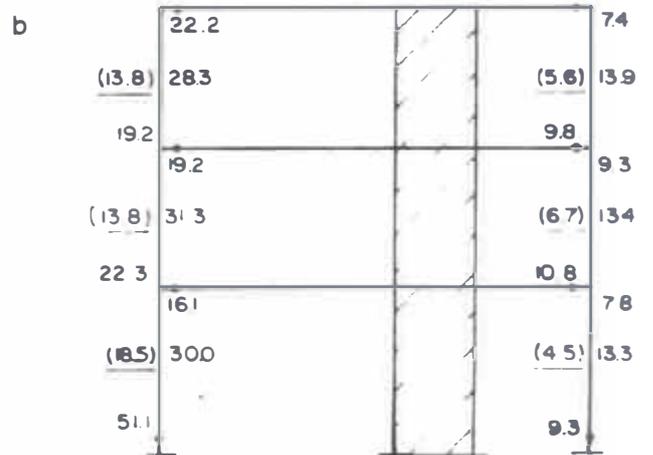
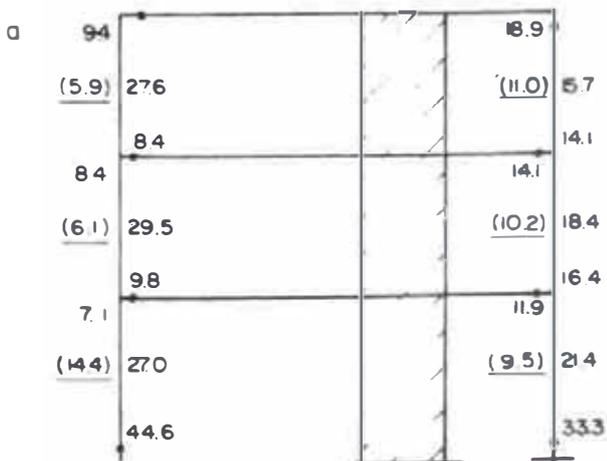
PORTICO C



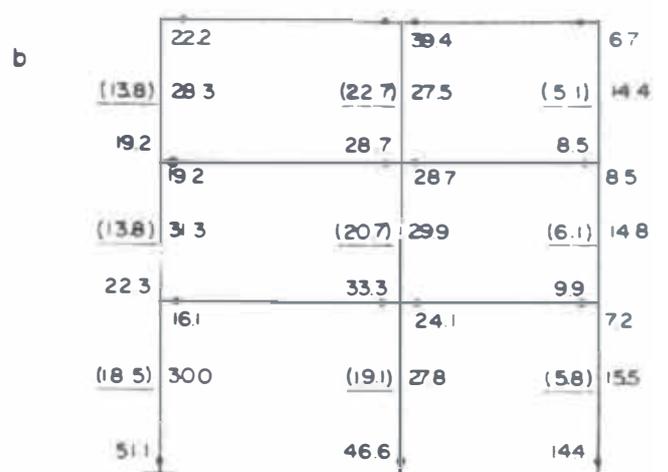
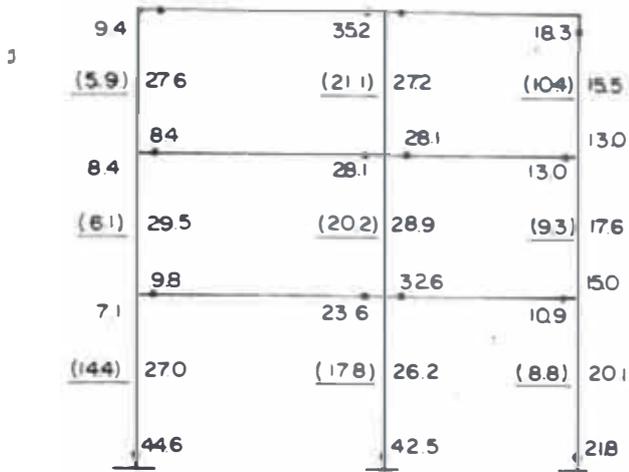
PORTICO D



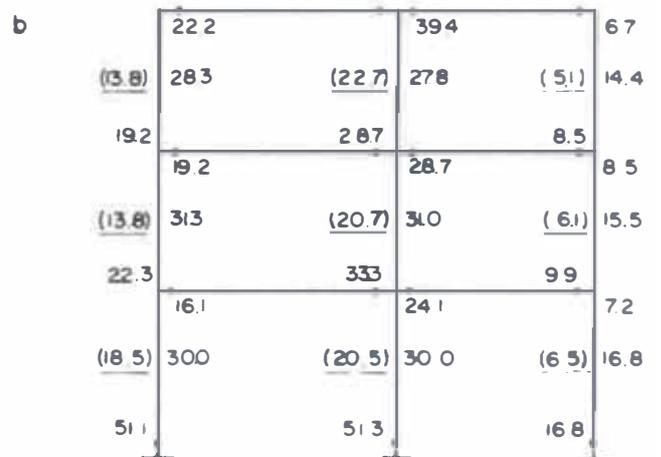
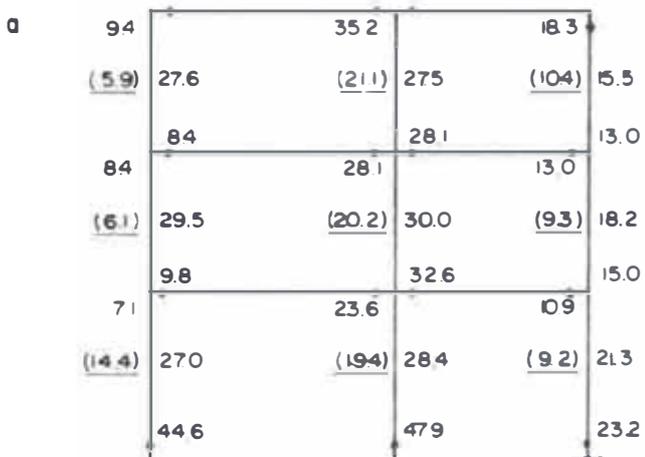
PORTICO E



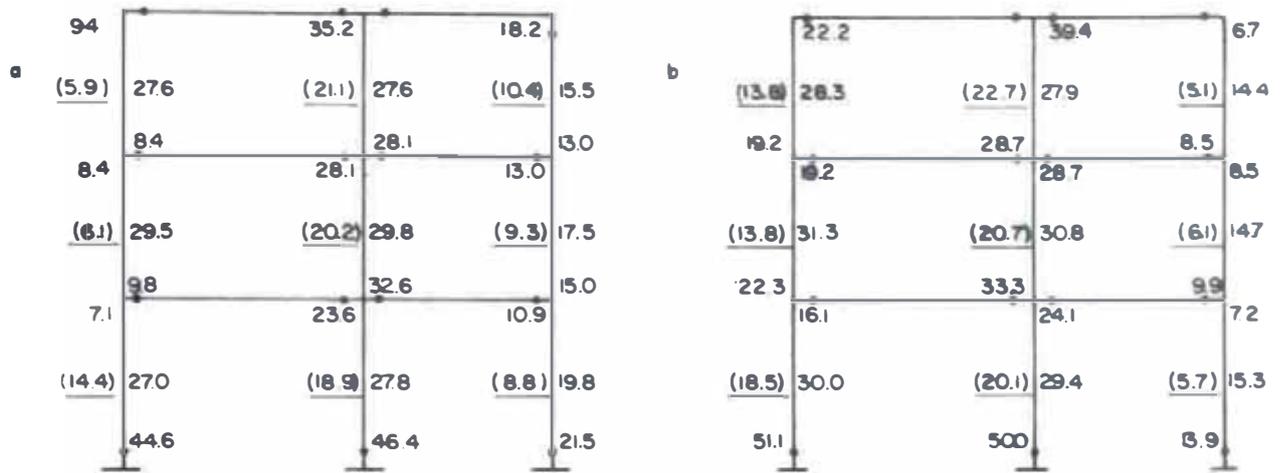
PORTICO F



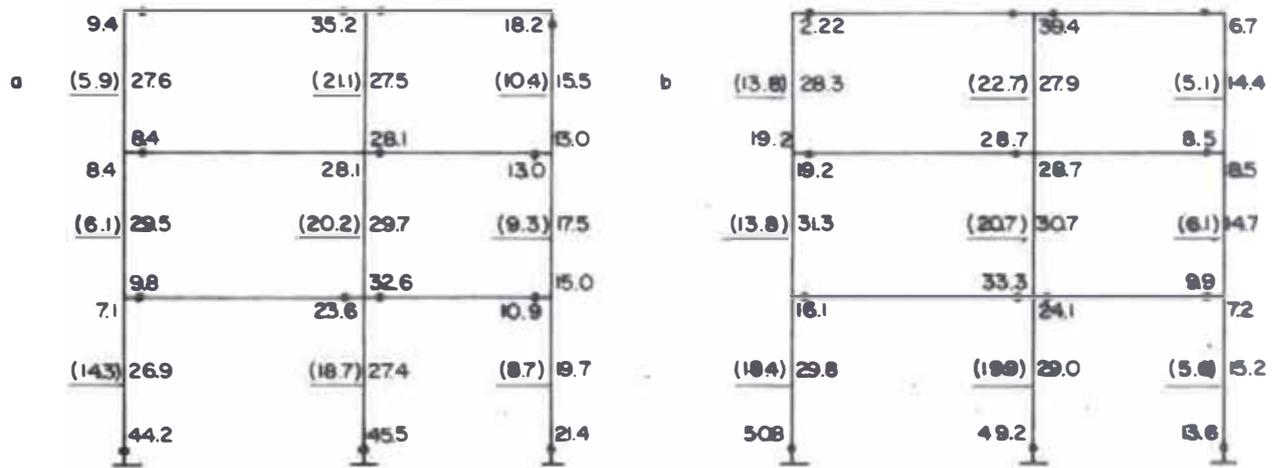
PORTICO 6



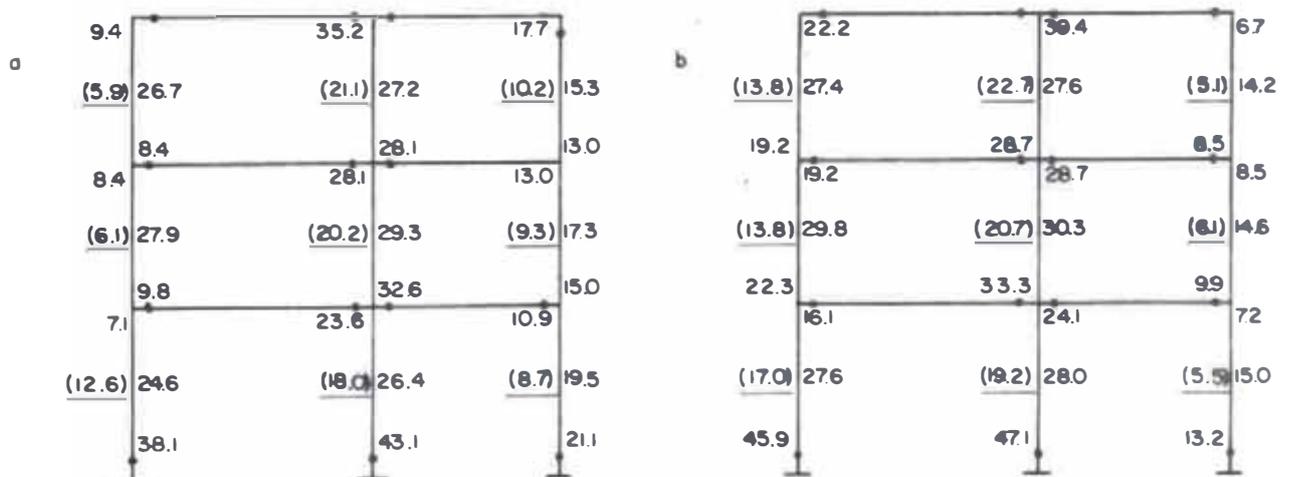
PORTICO H



PORTICO I



PORTICO J



NOTA: LOS VALORES SUBRAYADOS, INDICAN EL CORTANTE EN LA CONDICION ULTIMA O CORTANTES ULTIMOS.

TABLA (4.25)
TIPO DE FALLA - INDICES F

Columna	Piso	Tipo Falla	INDICE F: (columna)										
			C _{Ai}	C _{Bi}	C _{Ci}	C _{Di}	C _{Ei}	C _{Fi}	C _{Gi}	C _{Hi}	C _{Li}	C _{Ji}	
C ₁	3°	FF FF	3.0 "	3.0 "	3.0 "	3.0 "	3.0 "	3.0 "	3.0 "	3.0 "	3.0 "	3.0 "	3.0 "
	2°	FF FF	" "	" "	" "	" "	" "	" "	" "	" "	" "	" "	" "
	1°	F F	3.2 3.01	3.2 3.0	3.2 3.01	3.2 3.0	3.2 3.0	3.2 3.0	3.2 3.01	3.2 3.0	3.2 3.0	3.2 3.0	3.2 3.0
C ₂	3°	FF FF	3.0 "	3.0 "	1.27* 2.53*	3.0 "	- -	3.0 "	3.0 "	3.0 "	3.0 "	3.0 "	3.0 "
	2°	FF FF	" "	" "	- -	" "	- -	" "	" "	" "	" "	" "	" "
	1°	F F	2.44 2.41	2.44 2.41	- -	2.44 2.41	- -	2.47 2.40	2.45 "	2.44 2.43	2.44 2.42	2.45 2.41	2.45 2.41
C ₃	3°	F FF	2.57 3.0	2.54 3.0	1.27 3.20*	2.54 3.0	2.25 3.0	2.53 3.0	2.54 3.0	2.54 3.0	2.54 3.0	2.54 3.0	2.59 3.0
	2°	FF FF	" "	" "	- -	" "	" "						
	1°	F F	3.2 "	3.2 "	- -	3.2 "	3.2 "						

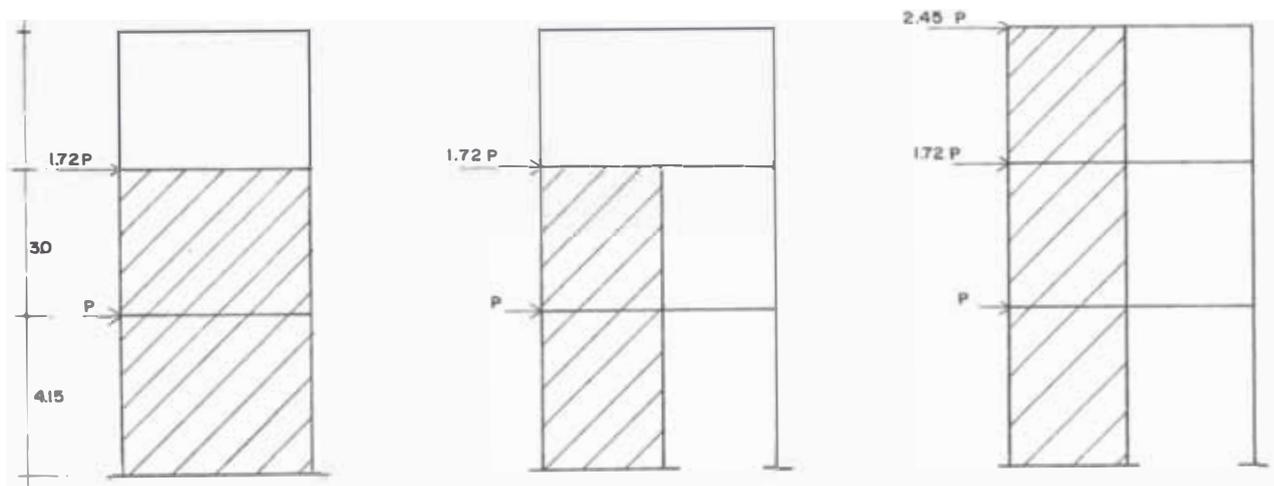
* Tipo de Falla = F.

4.5.1.3 MOMENTOS DE FLEXION Y CORTANTES ULTIMOS DE MUROS.

Los muros en el tercer método de evaluación deben analizarse teniendo en cuenta una posible flexión y volteo en la base del muro.

En este caso se está considerando cada muro como independiente, sin la influencia de las vigas (o cruce de vigas), la cual puede ser importante.

Este análisis simple (dada la simplicidad de los métodos de evaluación) está basado en la estimación de la resistencia última de estructuras, basado en el principio de trabajos virtuales propuesto por los japoneses.



De acuerdo a los planos estructurales, los muros carecen de cimentación (y pilotes), por lo que considero una posible rotación en la base de los muros.

- Muros C y 3:

$$P_2 = \frac{(4.15 + 3.0)}{4.15} P_1 = 1.72 P_1 = 1.72 P$$

$$\Sigma P_i h_i = 1.72 P(7.15) + 4.15 P = 16.448$$

- Muros 2, 2', E, E'

$$P_2 = \frac{7.15}{4.15} = 1.72 P \quad ; \quad P_3 = \frac{10.15}{4.15} = 2.45 P$$

$$\Sigma P_i h_i = 2.45 P(10.15) + 1.72 P(7.15) + 4.15 P = 41.32 P$$

Igualando en ambos casos a:

$$P_i h_i = \frac{N o_i}{2} \times l_i$$

Se obtienen

TABLA (4.26)

CORTANTES ULTIMOS - TIPO DE FALLA - INDICE F: (Muros)

Muro	Piso	N (tn)	No/2	l (m)	P (tn)	V _u (tn)	Tipo Falla	Indice F
M _C	1°	140.7	70.35	4.7	20.1	54.7	V	3.0
	2°					34.6	"	"
M ₃	1°	71.1	35.55	3.13	6.8	18.4	"	3.0
	2°					11.6	"	"
M ₂	1°	88	44.0	2.0	2.1	11.0	"	3.0
	2°					8.9	"	"
	3°					5.2	"	"
M _{2'}	1°	34.3	17.15	1.8	0.75	3.9	"	3.0
	2°					3.1	"	"
	3°					1.8	"	"
M _E	1°	84.8	42.4	1.10	1.1	5.8	"	3.0
	2°					4.7	"	"
	3°					2.8	"	"
M _{E'}	1°	37.5	18.75	2.2	1.0	5.2	"	3.0
	2°					4.2	"	"
	3°					2.5	"	"

4.5.2 SUB-INDICE SISMICO E_o .

En las Tablas (4.16) y (4.17) se evalúan los índices C y E_o , en cada piso, dirección y sentido, escogiendo el valor de E_o menor entre los dos sentidos del sismo.

Las fórmulas usadas son las mismas del segundo método de evaluación, considerando además que no existen elementos muy frágiles.

4.5.3 SUB-INDICE SISMICO S_D .

$$S_{D_2} = S_{D_3}$$

4.5.4 SUB-INDICE SISMICO G.

Por lo expuesto en 4.3.4: $G = 1.0$

4.5.5 SUB-INDICE SISMICO T.

Es el mismo del segundo método de evaluación $T = 0.94$.

TABLA (4.27)

DIRECCION Y:

Piso	C _{1A,1J}	C _{1B,1I}	C _{1C,1H}	C _{2A}	C _{2B,2I}	C _{2C}	C ₂₀	C _{2F}	C _{2G}	C _{2H}	C _{2J}	C _{3A,3D} 3J	C _{3B,3H} 3I	C _{3C}	C _{3E}	C _{3F}	C _{3G}	M _C	M _E	M _{E'}		
1°	Vu	12.6	14.3	14.4	18.2	18.7	-	18.6	17.8	19.4	18.9	18.0	8.7	8.7	-	9.5	8.8	9.2	54.7	5.8	5.2	
	*Vu	17.0	18.4	18.5	19.5	19.9	-	19.8	19.1	20.5	20.1	19.2	5.5	5.6	-	4.5	5.8	6.5	54.7	5.8	5.2	
	F	3.2	3.2	3.2	2.44	2.44	-	2.44	2.47	2.45	2.44	2.45	3.2	3.2	-	3.2	3.2	3.2	3.0	3.0	3.0	
	*F	3.01	3.0	3.0	2.41	2.41	-	2.41	2.40	"	2.43	2.41	"	"	-	"	"	"	"	"	"	"
	G	2	2	2	1	1	-	1	1	1	1	1	2	2	-	2	2	2	2	2	2	2
*G	2	2	2	1	1	-	1	1	1	1	1	2	2	-	2	2	2	2	2	2	2	2
<p>C₁ = 0.06 (0.07) C₂ = 0.12 (0.13) F₁ = 2.44 (2.40) F₂ = 3.0 (3.0) Eo₁ = 0.39 (0.42) Eo = 0.39</p>																						
2°	Vu	6.1	6.1	6.1	20.2	20.2	-	20.2	20.2	20.2	20.2	20.2	9.3	9.3	-	10.2	9.3	9.3	34.6	4.7	4.2	
	*Vu	13.8	13.8	13.8	20.7	20.7	-	20.7	20.7	20.7	20.7	20.7	6.1	6.1	-	6.7	6.1	6.1	"	"	"	
	F	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	-	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	-	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	
	*F	"	"	"	"	"	-	"	"	"	"	"	"	"	-	"	"	"	"	"	"	"
	G	1	1	1	1	1	-	1	1	1	1	1	1	1	-	1	1	1	1	1	1	1
*G	1	1	1	1	1	-	1	1	1	1	1	1	1	-	1	1	1	1	1	1	1	
<p>C₁ = 0.24 (0.27) F₁ = 3.0 (3.0) Eo₁ = 0.58 (0.65) Eo = 0.58</p>																						
3°	Vu	5.9	5.9	5.9	21.1	21.1	24.5	21.1	21.1	21.1	21.1	21.1	10.2	10.4	11.8	11.0	10.4	10.4	-	2.8	2.5	
	*Vu	13.8	13.8	13.8	22.7	22.7	18.7	22.7	22.7	22.7	22.7	22.7	5.1	5.1	7.1	5.6	5.1	5.1	-	"	"	
	F	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	1.27	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	2.56	2.54	1.27	2.25	2.53	2.54	-	3.0	3.0	
	*F	"	"	"	"	"	2.53	"	"	"	"	"	3.0	3.0	3.20	3.0	3.0	3.0	-	"	"	
	G	3	3	3	3	3	1	3	3	3	3	3	2	2	1	2	2	2	-	3	3	
*G	2	2	2	2	2	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	-	2	2	2	
<p>C₁ = 0.05 (0.03) C₂ = 0.13 (0.54) F₁ = 1.27 (2.53) F₂ = 2.25 (3.0) Eo₁ = 0.69 (1.08) Eo = 0.69</p>																						

4.6 INDICE I_e .

TABLA (4.28)

INDICE I_e 1°, 2° y 3° METODO DE EVALUACION

Método Evaluación	Direc.	Piso	E_o	S_D	G	T	I_e
1°	X	1°	0.23	0.88	1.0	0.9	0.18
		2°	0.30	"	"	"	0.24
		3°	0.39	"	"	"	0.31
	Y	1°	0.34	"	"	"	0.27
		2°	0.42	"	"	"	0.33
		3°	0.54	"	"	"	0.43
2°	X	1°	0.49	0.95	1.0	0.94	0.44
		2°	0.29	"	"	"	0.26
		3°	0.46	"	"	"	0.41
	Y	1°	0.31	0.86	"	"	0.25
		2°	0.43	"	"	"	0.35
		3°	0.40	"	"	"	0.32
3°	X	1°	0.47	0.95	1.0	0.94	0.42
		2°	0.29	"	"	"	0.26
		3°	0.38	"	"	"	0.34
	Y	1°	0.39	0.86	"	"	0.32
		2°	0.58	"	"	"	0.47
		3°	0.69	"	"	"	0.58

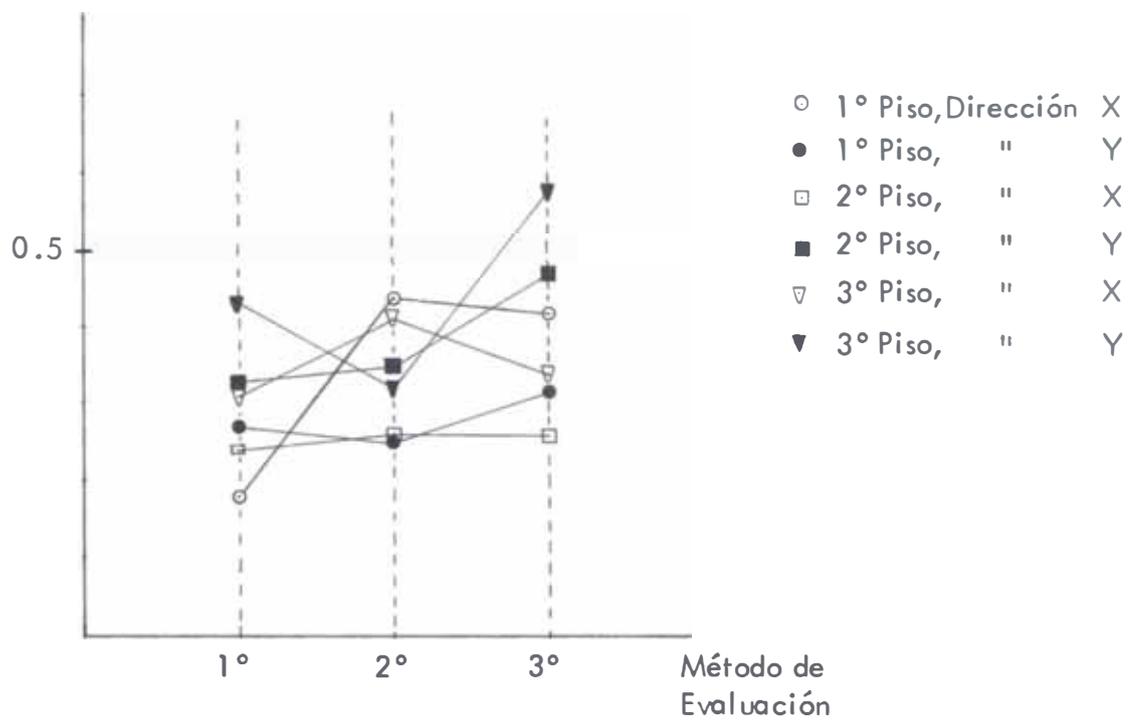


Fig. (4.6) INDICE I_e

4.7 INDICE SISMICO: I_n

4.7.1 PRIMER METODO DE EVALUACION.

Tanto en el segundo y tercer piso existen rompesoles de concreto armado que cubren dos caras laterales del edificio; en las otras dos existen muros de concreto armado de 10 cm de espesor, y pequeños volados de 1 a 0.9 m que sobresale de cada techo. De esta forma la superficie exterior del edificio es dividida en 4 zonas para el segundo y tercer piso. En el primer piso existen muros de albañilería y ventanales en las caras exteriores.

Piso 1°	:	$f = 1.0$ (marco de ventana firme)
		$t = 1.0$ (el edificio ha tenido experiencias de sismos)
		$B_1 = 1.0$
Piso 2° y 3°	:	$f = 1.0$ (rompesoles o muro de concreto armado)
		$t = 1.0$
		$B_{2, 3} = 1.0$
°.°		$B = 1.0$
		$H = 1.0$
		$I_n = 1 - B - H = 1 - 1 = 0$

4.7.2 SEGUNDO METODO DE EVALUACION

- B:

Piso 1°	:	$f = 1.0$
		$t = 1.0$
		$B_1 = 1.0$

$$\text{Piso } 2^\circ \text{ y } 3^\circ \quad ; \quad f = 0.9$$

$$t = 1.0$$

$$B_{2, 3} = 1.0$$

$$\text{°° } B = 1.0$$

- W:

$$\text{Piso } 1^\circ \quad ; \quad h_1 = 4.15 \text{ m}$$

$$W_1 = 0.5 + 0.5 - \frac{4.15}{3.5} = 1.09$$

$$\text{Piso } 2^\circ \text{ y } 3^\circ \quad ; \quad h_{2, 3} = 3.0 \text{ m}$$

$$W_{2, 3} = 0.93$$

- H:

$$\text{Piso } 1^\circ \quad ; \quad e = 0.7$$

$$c = 0$$

$$\text{°° } H = 0$$

$$\text{Piso } 2^\circ \text{ y } 3^\circ \quad ; \quad e = 0.7$$

$$c = 0$$

$$\text{°° } H = 0.7 \times 0.5 = 0.35 < 2.0$$

- L:

$$\text{Piso } 1^\circ, 2^\circ \text{ y } 3^\circ \quad ; \quad L_1 = 57.6 \text{ m}$$

$$L_2 = 12.7 \text{ m}$$

$$In_1 = 1 - \frac{1.0 \times 1.09 \{2 \times 57.6 \times 0 + 2 \times 12.7 \times 0\}}{2(57.6 + 12.7)} = 1.0$$

$$In_2 = 1 - \frac{1.0 \times 1.36 \{2 \times 57.6 \times 0.35 + 2 \times 12.7 \times 0.35\}}{2(57.6 + 12.7)} = 0.524$$

4.8 EVALUACION PARCIAL DE LA SEGURIDAD SISMICA.

Después de analizar el edificio por los tres métodos de evaluación, se observa que el tercer método es apropiado para esta edificación, debido al comportamiento dúctil de la estructura.

DIRECCION X:

En esta dirección las vigas de los pórticos 1 y 2 son resistentes, sin embargo, el tipo de falla de las columnas es por flexión.

Las vigas del pórtico 2 son menos peraltadas y su falla por flexión - puede producirse antes que por cortante y es previa al de las columnas, las cuales también fallan por flexión.

En el primer piso las columnas son esbeltas y se puede esperar un comportamiento dúctil; en el segundo y tercer piso el comportamiento dúctil es menor.

En lo que se refiere a los muros, en general de todos éstos puede esperarse una gran capacidad de rotación, como se explica anteriormente, - aunque la evaluación práctica del comportamiento de los muros debe estudiarse más.

Observando el levantamiento de daños, realizado después del sismo de 1974, los muros no han sufrido muchos daños como las vigas y columnas. Tanto en vigas, como en columnas las grietas son debidas aparentemente a la falla por flexión de los miembros estructurales, siendo las vigas de la dirección Y, las más afectadas, al igual que varias columnas en ambas direcciones.

No es notorio un posible asentamiento de la edificación. El empleo de cimentaciones sobre pilotes, era justificado por la baja capacidad portante del suelo blando profundo, sin embargo, considero que la capacidad resistente de éstos es un tanto baja.

DIRECCION Y:

En casi la totalidad de los suelos de los pórticos correspondientes a esta dirección, se observa que las vigas pueden fallar antes que las columnas y la falla por flexión de éstas precede a la falla por cortante. De igual modo de las columnas se puede esperar un comportamiento dúctil.

En general haciendo una comparación, con los resultados del segundo método de evaluación, la fuerza cortante en las condiciones últimas de las columnas, es bastante mayor que las correspondientes al tercer método; es decir que su resistencia estaría sobrevaluada, pero la desventaja es que en el segundo método no se tiene en cuenta la resistencia de las vigas.

En cuanto a los muros, en el segundo método donde se considera sólo dos posibilidades de falla, se suponen los muros empotrados en la base, la cual no es exacto ya que no se especifica una cimentación en los planos estructurales. Se observa también una excentricidad en la dirección Y, debido a los muros, y se tiene en cuenta para el cálculo de E_0 en el segundo método. En el tercer método no se considera debido a que todos los muros tienen una gran capacidad de rotación.

En el tercer método, aun cuando se verifica un comportamiento dúctil, las fuerzas cortantes en las condiciones últimas, son un poco bajas y por consiguiente el Índice I_e es relativamente bajo. Todo esto sin tener en cuenta el efecto de amplificación dinámica del suelo de cimentación.

Los índices I_s calculados pueden quedar entonces como valores referenciales para la zona, teniendo en cuenta que el edificio si sufrió daños serios después de pasar dos experiencias de sismos: (1970 y 1974).

El menor resultado correspondiente a I_n , para el segundo y tercer métodos de evaluación es 0.524, lo que indica que la seguridad de los elementos no estructurales no es suficiente sobre todo después de las experiencias pasadas.

C A P I T U L O V

CONCLUSIONES

Después de estudiar la propuesta para evaluar la seguridad sísmica de edificios existentes de concreto armado de mediana a baja altura, se ha llegado a conclusiones que tienen que ver más con la aplicación práctica a nuestras edificaciones.

- En primer lugar, la dificultad de obtener los planos estructurales, de las edificaciones que tengan varios años de uso; necesarios para la aplicación de los criterios del segundo y tercer método de evaluación. Si no puede contarse con estos planos, puede aplicarse 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.
- Se hace énfasis en que la aplicación de los métodos de la propuesta; debe corresponder a edificaciones de hasta 6 ó 7 pisos constituidos por muros y columnas como elementos estructurales verticales, las cuales corresponden a edificios regulares. En el Japón la tendencia es construir edificios tipo "cajón", sin formas sofisticadas o irregulares, debido a que su comportamiento asísmico es mejor.
- El procedimiento a seguir para la aplicación de los métodos se presenta en el Capítulo II resumidos como diagramas de flujo, para cada método y general.

- En los tres métodos de evaluación, la capacidad de resistencia sísmica de los edificios, puede estar condicionada por la resistencia de las columnas cortas; si se verifica que éstas existen o por la falla por cortante de los miembros verticales.

En el tercer método, la capacidad sísmica puede estar controlada por la capacidad de deformación de las vigas o por la capacidad de volteo de los muros; como casos más característicos.

- En la propuesta se hace mucho uso de fórmulas aproximadas empíricas con la finalidad de evaluar la seguridad sísmica de las edificaciones, a través de 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 del comportamiento del edificio ante sismos y su capacidad resistente.

Sin embargo, me parece conveniente hacer notar que dada la falta de conocimiento cabal de los estudios realizados para hacer la propuesta, así como de las hipótesis originales sobre las que se basan; es evidente que pueden presentarse algunos inconvenientes para su aplicación, si se trata de aplicar a estructuras cuyas características no esten contempladas en esta propuesta.

- En mi opinión existen algunas limitaciones por ejemplo en lo que se refiere a la aplicación de las fórmulas empíricas relacionadas con la evaluación de la resistencia en las condiciones últimas. Considero que la Ecuación (2.13) correspondiente al momento último de una columna con muros a los lados, debe aplicarse a columnas con muros pequeños e iguales ubicados

a ambos lados de la columna, un análisis superficial de estas fórmulas lo indica así, y además el caso en que se tenga un muro con una columna en un extremo cuya longitud es mayor no estaría contemplado, razón por la que en la aplicación presentada, se hacen algunas suposiciones.

- En cuanto al comportamiento de pórticos con muros o muros solamente, considero que en el tercer método de evaluación existen todavía dificultades referentes a la evaluación práctica de la resistencia última. Una forma de solución podría ser analizando el muro solamente y considerando la influencia de las vigas o cruce de vigas y aplicando un método práctico para estimar la resistencia última basado en el principio de trabajos virtuales (5), realizado en el Japón; el cual considera dos posibles fallas del muro: por flexión en la base o por volteo.
En la aplicación se ha tenido en cuenta esto último, sin considerar la influencia de vigas.
- La evaluación del Sub-índice sísmico G , el cual se refiere a la influencia del comportamiento del terreno; está todavía limitada a los estudios referentes a la relación suelo-estructura; y a las aplicaciones del presente trabajo a edificaciones ubicadas en distintos tipos de suelos.
- Es notable la importancia que se da en la propuesta a la evaluación de la seguridad sísmica desde el punto de vista de la seguridad de los elementos no estructurales.
- En cuanto a la aplicación del estudio al edificio N° 6 perteneciente a la facultad de zootécnica de la U.N.A.; al final del Capítulo IV se ha hecho

una crítica acerca de los resultados obtenidos. Es importante sin embargo, tener en cuenta que las características dinámicas de la zona son especiales, como el efecto de la amplificación dinámica y la interacción suelo-estructura que aparentemente no fue tomado en cuenta en la estructuración de los edificios del lugar, ya que para el tipo de suelo blando como el de La Molina, las estructuras rígidas se hacen más apropiadas ya que disipan una importante cantidad de energía y porque el edificio se comporta como un todo.

- Por último quisiera resaltar la importancia de asimilar y determinar la posible aplicación de investigaciones realizadas fuera de nuestro país. Y mucho más lo es el contar con una tecnología propia, basada en investigaciones que muchas veces no es posible realizarse debido a nuestras escasos recursos sobre todo materiales.

B I B L I O G R A F I A

- 1° "Criterion on the evaluation of seismic safety of existing reinforced concrete buildings".
Report was compiled by the Joint Committee Chaired by Dr. H. Umemura, Prof. of Tokyo University, with commition from Ministry of Construction, Japanesse Goverment.

- 2° "Some recent earthquake engineering research and practice in Japan".
Evaluation methods of earthquake resistant properties of existing reinforced concrete building, M. Hirosawa; Building Research Institute; Ministry of Construction, Pag. 136-157. The Japanesse National Committee of the International Association for Earthquake Engineering. December, 1976, Tokyo - Japan.

- 3° "A guideline to evaluate seismic performance of existing medium and low-rise reinforced concrete buildings and its application".
By Hajime Umemura. A paper submitted to the 7th-WCEE in Istanbul, Turkey, Feb. 1980. (International Institute of Seismology and Earthquake Engineering).

- 4° "Workshop of earthquake-resistant reinforced concrete building construction (ERCBC)".
University of California, Berkeley, July, 1977. Discussed by: Toshikazu Takeda Manager, Structural Section Engineering Research Institute.
Ohbayashi - Gumi, Ltd.

- 5° "Estimate of ultimate strength of building structure based on principle of virtual work".
By Y. Matsushima a part of "Earthquake load and earthquake resistance of building structures". Architectural Institute of Japan. 1976.
- 6° "Estructuras de Concreto Reforzado".
R. Park - T. Paulay - Edit. Limusa, 1980.
- 7° "Estudio sobre el comportamiento sísmico de las estructuras de las aulas U.N.A."
Franklin Ramos S. Tesis UNI.
- 8° Copias del Curso: "Ingeniería Antisísmica" - UNI.
Ing. R. Morales M.

REFERENCIAS:

(1), (2), (3), (4), corresponden a las propuestas presentadas por los Investigadores Japoneses: Okada T. y Bresler B.; H. Umemura; Yamada y Kawamura; y Kitamura y Miyazawa y As., respectivamente.

(5) M. Matushima.