

## P R O G R A M A   D E   T E S I S

NOMBRE	CARLOS LOPEZ RODRIGUEZ
ASESOR	Ing. Roberto Morales Morales
NOMBRE DE LA TESIS	"Estudio de Seguridad Sísmica de Locales Escolares"
OBJETIVO	Evaluar el Nivel de Seguridad Sísmica de las Edificaciones Escolares usuales en el Perú. Discusión de Fallas "Típicas".
CAPÍTULO I	Introducción
CAPÍTULO II	Modelos Estructurales
	2.1. Introducción
	2.2. Análisis Sísmico Elástico de Edifica - ciones.
	2.3. Diseño y Reglamentos
CAPITULO III:	Influencia de "Elementos no Estructurales" en la Respuesta Sísmica de Locales Escolares".
CAPITULO IV	Daños Observados en Sismos Pasados
CAPITULO V :	Análisis y Diseño Estructural de una Edifi- cación Escolar Típica.
CAPITULO VI	Conclusiones y Recomendaciones.

## CAPITULO I

### I N T R O D U C C I O N

#### CARGAS DE SISMO:

Las cargas o fuerzas que una estructura soporta en caso de terremotos, resultan de las distorsiones inducidas en las estructuras por el movimiento del suelo sobre la cual reposa.

Este movimiento de la base está caracterizado por desplazamientos, velocidades y aceleraciones erráticos en magnitud, dirección, duración y secuencia.

Las incertidumbres en la determinación adecuada de las cargas sísmicas de diseño, que serán usados para una estructura propuesta dependen de una serie de factores, entre los más importantes están:

1. La dificultad de predecir el carácter de los movimientos sísmicos, (intensidad, duración, frecuencia característica) a los cuales una estructura planeada puede estar sujeta durante su vida.
2. Donde una determinación analítica de la respuesta estructural a un movimiento sísmico es deseado y factible, la dificultad en acertar los valores de los parámetro

metros estructurales que afectan la respuesta, (rigidez y amortiguamiento), así como las propiedades dinámicas del suelo en que descansa la estructura.

En lo que concierne a movimientos sísmicos, la cantidad mayormente usada en el análisis es la variación con el tiempo de la aceleración en la vecindad de la estructura. En un punto particular cualquiera dicha variación puede ser descrita mediante 2 componentes horizontales ortogonales y una componente vertical. Como las estructuras son construídas siempre sobre una área limitada pueden presentarse movimientos de balances y torsión, caracterizados por las variaciones con el tiempo de los desplazamientos angulares, alrededor de tres direcciones perpendiculares. Como los edificios son relativamente más flexibles con respecto a las distorsiones horizontales o laterales, en la mayoría de las instancias ha sido práctica considerar solo la respuesta a las componentes horizontales de la aceleración sísmica.

Se considera que el movimiento vertical (así como cualquier movimiento de balanceo), son de poca importancia o que los efectos que producen no influyen significativamente en el diseño de la estructura. El motivo-

principal para este tratamiento ha sido la simplificación y la reducción del esfuerzo de cómputo requerido, el cual puede ser grande aún solo para las componentes horizontales.

En la mayoría de los casos, una simplificación mayor de las respuestas tridimensionales de las estructuras con respecto de los terremotos se hace asumiendo que las componentes horizontales de la aceleración de diseño no actúan en forma concurrente en la dirección de cada eje principal del edificio. Se asume tácitamente -- que un edificio diseñado con esta aproximación tendría adecuada resistencia contra la aceleración que actúa en cualquier dirección.

A pesar de que tanto las cargas de viento como las cargas sísmicas son de carácter dinámico, existe una diferencia básica en la manera en que estas cargas son inducidas en una estructura. Mientras que las cargas de viento se aplican externamente y son proporcionales a la superficie expuesta de una estructura, las fuerzas de sismo son esencialmente fuerzas inerciales, relacionadas con la masa de la estructura. Las fuerzas inerciales re-

sultan de la distorsión producida tanto por el movimiento sísmico como por la resistencia inercial del edificio. A sí su magnitud es una función entre otras, del peso (o ma sa) del edificio antes que de la superficie expuesta.

Dos aproximaciones para el diseño de es tructuras resistentes a sismos, particularmente relacionada dos con la determinación de las cargas sísmicas se emplean en el presente.

#### 1. LA APROXIMACION CUASI-ESTATICA

Este método que ha sido adoptado por la mayoría de los códigos de edificaciones usa una serie de fuerzas estáticas aplicadas horizontalmente para simular el efecto de las cargas sísmicas. La distribución de la fuerza cortante de diseño a través de una estructura es similar a la de cortes máximos obtenidos mediante un análisis dinámico. Sin embargo sus magnitudes son elegidas arbitrariamente, los valores escogidos han sido influenciadas.

#### 2. ANALISIS DINAMICO

Esta aproximación requiere que la estructura sea idealizada como un conjunto de masas interconec-

tadas por resortes y por elementos de amortiguamiento.

La respuesta dinámica de tal sistema para un registro aceleración-tiempo de un sismo particular se obtiene en forma conveniente con un computador digital o analógico.

En la mayor parte de los casos el diseño de cargas sísmicas comenzará con una estructura ya proporcionada para satisfacer los requerimientos de cargas de viento y de gravedad. Si el sismo es severo, las fuerzas calculadas en algunas partes de tal estructura generalmente excederán su capacidad de fluencia. Un análisis que toma en cuenta la respuesta inelástica será, entonces el indicado si se dispone de un buen estimado de la ductilidad requerida así como de las deflexiones laterales máximas a ser obtenidas. Tal análisis, a pesar de ser claramente necesario para estructuras grandes e importantes, en el presente, no es practicable generalmente por la limitada disponibilidad de los programas de computación y de las computadoras, y el relativamente alto tiempo de computación requerido para el análisis, y la dificultad de predecir el carácter del movimiento sísmico que ocurrirá en

un lugar determinado.

En el presente trabajo se indican brevemente los parámetros o factores que influyen en la respuesta sísmica de edificaciones, se presenta la teoría básica de los métodos elásticos de análisis dinámico para edificaciones; se discuten la influencia de los "elementos no estructurales" en la respuesta sísmica de edificaciones típicas destinadas a locales escolares; se muestran algunos daños observados en locales escolares en sismos pasados; se presenta el análisis y diseño de una edificación de albañilería y concreto armado, típicos de un local escolar; finalmente se presentan las conclusiones y recomendaciones concernientes al análisis y diseño estructural de edificaciones destinados a locales escolares, y ubicadas en zonas de gran riesgo sísmico.

mar sus parámetros dinámicos (y estáticos). Esto in  
cluye:

- a) Resistencia estática y dinámica,
  - b) Frecuencias naturales o periodos de vibración,
  - c) Amortiguamiento y absorción de energía apropiada para la respuesta deseada,
  - d) ductilidad con la que se puede contar antes de la falla o pérdida de enciba. Estos pueden asignarse en un proceso de diseño directo o son sometidos a una revisión sucesiva en los métodos tradicionales.
4. A través del análisis verificar lo adecuado de la estrutura escogida y hacer los cambios necesarios en disposición o en la resistencia de elementos; repetir los casos (3) y (4) hasta conseguir un diseño satisfactorio.
  5. Usar un análisis más preciso del diseño final y hacer varios cambios o reajustes como pudieran necesitarse. Repetir el paso (1) hasta el (4) si fuera necesario. En algunos casos un procedimiento sumamente directo puede usarse involucrando basicamente so-



## CAPITULO II

### 2.1. ANALISIS

#### 2.1.1. INTRODUCCION:

Una vez que una estructura ha sido dispuesta en planta y el tamaño y la resistencia de sus diferentes elementos han sido escogidas, entonces el análisis de las estructuras para condiciones dadas de carga dinámica y movimiento de la fundación puede ser realizado por métodos bastante bien comprendidas, aunque el análisis pudiera ser largo y tedioso en el caso de un sistema complejo. Sin embargo salvo que el diseñador utilice un procedimiento de diseño llamado "diseño directo" deberá encarar el problema de la elección preliminar de la disposición estructural y de resistencia de elementos antes de tener una estructura que analizar. Los pasos que el diseñador debe seguir por lo general son los siguientes:

1. Seleccionar el registro sísmico adecuado
2. Elegir el factor de seguridad o los límites tolerables de deformación, o la probabilidad aceptable de daño o falla. Esto puede depender del paso (3).
3. Escoger el tipo o disposición de la estructura y esti

lo los pasos (1), (2) y (3). La mayoría de los "códigos de diseño estático" son de este tipo.

#### METODOS ELASTICOS DE ANALISIS

Respuesta Dinámica de Estructuras Elásticas Lineales de un Grado de Libertad.

Actualmente el estudio de la respuesta-dinámica de estructuras elásticas lineales sometidas a movimientos sísmicos, se hace principalmente mediante dos métodos.

El primero denominado Método Tiempo-Historia, consisten en la elaboración de un modelo teórico e lástico lineal de la estructura en estudio y el cálculo de su respuesta dinámica exacta para un movimiento sísmico de la cimentación, el que se supone conocido.

El segundo denominado método de Espectros de Respuestas, el cual permite separar las características de los sismos de aquellas de las estructuras. Es un procedimiento general aproximado, ampliamente usado en el diseño sísmico de estructuras corrientes y empleado también en el diseño preliminar de estructuras especiales tales como edificios de gran altura y plantas nucleares ,

que por sus altas inversiones justifican un análisis más preciso a través del método Tiempo-Historia.

En el análisis de estructuras lineales de varios grados de libertad se observa que la respuesta dinámica puede obtenerse a través de la superposición de las respuestas de los modos normales de vibración y que la solución de un modo de vibración cualquiera puede expresarse de igual manera que para un oscilador lineal de un grado de libertad.

Las razones anteriores indican la importancia que tiene el estudio de la respuesta dinámica de estructuras elásticas lineales de un grado de libertad y en particular sus Espectros de Respuesta.

RESPUESTA DINAMICA DE UNA ESTRUCTURA LINEAL DE UN GRADO DE LIBERTAD.

Cuando la base de la estructura es solicitada por un movimiento de características generales cuya aceleración es  $x_g$ , la ecuación diferencial de movimiento se reduce a:

$$m \ddot{x}_r(t) + c \dot{x}_r(t) + k x_r(t) = - m \ddot{x}_g(t) \quad (2-1)$$

donde el "." denota diferenciación con respecto al tiempo

-  $m \ddot{x}_g(t)$  representa la fuerza de inercia debido al movimiento de la base aplicada como una fuerza de excitación a la masa "m" del sistema, y  $x_r(t)$  es el desplazamiento relativo de la masa "m" respecto a la base.

Generalmente  $x_g(t)$  es la componente horizontal de la aceleración de la base que se asume igual a la aceleración del suelo e idéntica al registro de aceleración obtenida mediante un acelerógrafo para movimientos fuertes durante un sismo.

Dividiendo la ecuación (2-1) entre m resulta:

$$\ddot{x}_r(t) + 2b w_1 \dot{x}_r(t) + w_1^2 x_r(t) = -\ddot{x}_g(t) \quad (2-2)$$

donde:

$$w_1 = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \text{Es la frecuencia natural no amortiguada}$$

$$T = \frac{2\pi}{w_1} \quad \text{es el período natural, y}$$

$$b = \frac{c}{c_{cr}} = \frac{c}{2\sqrt{km}} \quad \text{es la fracción del amortiguamiento crítico.}$$

La respuesta de desplazamiento relativo  $x_r(t)$ , puede ser evaluada mediante la integral de Duhamel

Considerando condiciones iniciales de  $x_r(t=0) = 0$ ,  $\dot{x}_r(t=0) = 0$ , el desplazamiento relativo de la base en un instante de tiempo  $t = 0$  queda ha dado por:

$$x_r(t) = -\frac{1}{w_1} \int_0^t x_g(\tau) e^{-b w_1 (t-\tau)} \text{sen } w_1^1 (t-\tau) d\tau$$

(2-3).

donde  $w_1^1 = w_1 \sqrt{1-b^2}$  es la frecuencia natural amortiguada.

De la ecuación (2-3) se aprecia que la respuesta de desplazamiento relativo de la estructura elástica depende de la frecuencia natural circular,  $w_1$ , de la fracción del amortiguamiento crítico,  $b$ , y de la naturaleza del movimiento de la base,  $\ddot{x}_g$ .

El desplazamiento relativo  $x_r(t)$  es importante en el diseño sísmico porque los esfuerzos en la estructura son directamente proporcionales a los desplazamientos relativos. La fuerza de corte basal  $V(t)$  (Ver -

figura 2-1), ejercida por las columnas sobre el suelo se expresa por:

$$V(t) = K X_r(t) \quad (2-4)$$

Derivando la ecuación (2-3) se obtienen expresiones para la velocidad relativa  $\dot{x}_r(t)$  y para la aceleración absoluta  $\ddot{X}(t)$ .

Por matemática:

Si  $H(t) = \int_{a(t)}^{b(t)} F(t, \zeta) d\zeta$ , su derivada respecto a

"t" es

$$(2-5) \dots \frac{dH(t)}{dt} = \int_{a(t)}^{b(t)} \frac{dF(t, \zeta)}{dt} d\zeta + F(t, b(t)) \frac{db(t)}{dt} - F(t, a(t)) \frac{da(t)}{dt}$$

Definiendo previamente las expresiones siguientes:

$$S = \int_0^t \ddot{X}_g(\tau) e^{-b\omega_1(t-\tau)} \sin \omega_1(t-\tau) d\tau \quad (2-6)$$

$$C = \int_0^t \ddot{X}_g(\tau) e^{-b\omega_1(t-\tau)} \cos \omega_1^1(t-\tau) d\tau \quad (2-7)$$

Derivando respecto al tiempo "t", se tiene:

$$\dot{S} = -b\omega_1 S + \omega_1^1 C \quad (2-8)$$

$$\dot{C} = -b\omega_1 C - \omega_1^1 S + \ddot{X}_g(t) \quad (2-9)$$

La ecuación (2-3) considerando la ecuación (2-6) puede expresarse como:

$$X_r(t) = -\frac{1}{\omega_1^1} S \quad (2-10)$$

$$\text{De donde } \dot{X}_r(t) = -\frac{1}{\omega_1^1} \dot{S} = \frac{b S}{1-b^2} - C \quad (2-11)$$

$$(2-11) \dots \dot{X}_r(t) = -\int_0^t \ddot{X}_g(\tau) e^{-b\omega_1(t-\tau)} \cos \omega_1^1(t-\tau) d\tau - \frac{b}{1-b^2} \text{sen } \omega_1^1(t-\tau) d\tau$$

La velocidad relativa  $\dot{X}_r(t)$  es importante en el diseño sísmico porque permite evaluar la energía disipada por el oscilador.

De la ecuación (2 - 11), derivando respecto al tiempo, t, se tiene:

$$\ddot{X}_r(t) = \frac{1}{\sqrt{1-b^2}} \dot{S} - \dot{C}$$

$$\ddot{X}_r(t) = -\frac{b^2 w_1}{\sqrt{1-b^2}} S + b w_1 C + b w_1 C + w_1 S - X_g(t)$$

Dado que el desplazamiento absoluto x(t) de la masa queda expresado por:

$$x(t) = X_r(t) + X_g(t)$$

La aceleración absoluta queda dada por :

$$\ddot{X}(t) = \ddot{X}_r(t) + \ddot{X}_g(t)$$

$$\ddot{X}(t) = w_1 \int_0^t X_g(\tau) e^{-b w_1 (t-\tau)} \left[ \frac{1-2b^2}{1-b^2} \sin w_1 (t-\tau) + 2b \cos w_1 (t-\tau) \right] d\tau$$

La aceleración absoluta X(t) es importante para medidas experimentales ya que es la cantidad más simple de medir durante el sismo. Para ello basta co



locar un acelerógrafo en la estructura para registrar con buena aproximación la aceleración absoluta  $X(t)$ .

La aceleración absoluta define también la fuerza sísmica sobre la masa  $M$ .

Conociendo el registro "tiempo-aceleración" del movimiento de la base, las ecuaciones (2.10), (2.11) y (2.13) constituyen las ecuaciones básicas del método de análisis "Tiempo-Historia".

Para sistemas con pequeña cantidad de amortiguamiento, las ecuaciones (2-10), (2-11) y (2-13) se reducen a:

$$X_r(t) = -\frac{1}{w_1} S = -\frac{1}{w_1} \int_0^t Xg(\tau) e^{-bw_1(t-\tau)} \operatorname{sen} w_1(t-\tau) d\tau \quad (2-15)$$

$$\dot{X}_r(t) = -C = -\int_0^t Xg(\tau) e^{-bw_1(t-\tau)} \cos w_1(t-\tau) d\tau \quad (2-16)$$

$$\ddot{X}(t) = w_1 S = w_1 \int_0^t Xg(\tau) e^{-bw_1(t-\tau)} \operatorname{sen} w_1(t-\tau) d\tau \quad (2-17)$$

## ESPECTROS DE RESPUESTA

Desde el punto de vista del diseño sísmico interesan los valores absolutos máximos (M.V.A.) de las cantidades  $\dot{X}_r(t)$ ,  $\ddot{X}_r(t)$  y  $\ddot{X}(t)$ , dadas por las ecuaciones (2-10), (2-11) y (2-13), que experimentan la masa durante la respuesta sísmica.

Se define el Espectro de Desplazamiento relativo de un sismo como:

$$S_d(b, w_1) = \text{M.V.A.} \left| X_r(t) \right| \quad (2-18)$$

Es decir, el valor máximo del desplazamiento relativo con respecto a la base que experimenta la masa  $m$  durante el sismo.

Análogamente se definen el espectro de velocidad relativa como:

$$S_v(b, w_1) = \text{M.V.A.} \left| \dot{X}_r(t) \right| \quad (2-19)$$

y el espectro de aceleración absoluta:

$$S_a(b, w_1) = \text{M.V.A.} \left| \ddot{X}(t) \right| \quad (2-20)$$

Considerando sistemas con pequeña cantidad de amortiguamiento, de las ecuaciones (2-15), (2-16) y (2-17) se tiene:

$$S_d = \left| \dot{X}_r \right|_{\max} = \frac{1}{W_1} \left| S \right|_{\max} = \frac{1}{W_1} S_v = \frac{T}{2\pi} S_v \quad (2-21)$$

$$S_v = \left| \dot{X}_r \right|_{\max} = \left| C \right|_{\max} = \left| S \right|_{\max} = S_v \quad (2-22)$$

$$S_a = \left| \ddot{X} \right|_{\max} = W_1 \left| S \right|_{\max} = W_1 S_v = \frac{2\pi}{T} S_v \quad (2-23)$$

Las ecuaciones (2-21), (2-22) y (2-23), constituyen las expresiones básicas del Método de Análisis Espectral.

Generalmente las estructuras corrientes (edificios de concreto armado, de acero, mixtos de concreto y acero, de mansposteria) tienen pequeña cantidad de amortiguamiento, (del orden del 2 al 20% de amortiguamiento crítico). Por lo tanto para su análisis puede ser suficiente utilizar las ecuaciones (2-15), (2-16) y (2-17), para el método Tiempo-Historia, y las ecuaciones (2-21), (2-22) y (2-23) para el método Espectral.

Los Espectros de Respuesta son el ploteo de las respuestas máximas de un sistema de un grado de libertad sometido a la acción de un sismo dado, variando su período de vibración y permaneciendo constante su coeficiente de amortiguamiento.

El procedimiento para obtener un Espectro de Respuesta se indica gráficamente en la Figura (2-2)

Las estructuras típicas, que son de interés en la Ingeniería Civil, se caracterizan por tener períodos naturales de vibración comprendidas entre 0.01 y 4.0 segundos, encontrándose la mayoría de ellas dentro de un intervalo de períodos cortos. Para tomar en cuenta esta distribución en la evaluación de los espectros de respuestas se consideran incrementos menores de períodos en ese rango, digamos por ejemplo, para períodos comprendidos entre 0.50 y 1.50 seg., para períodos comprendidos entre 1.5 y 4 seg. incrementos de 0.1 seg.

Por otra parte las estructuras de interés en ingeniería se caracterizan por tener coeficientes (fracciones) de amortiguamiento crítico comprendidos entre 0.02 y 0.10 para edificios y 0.05 a 0.20 para obras-

de tierra. Para cubrir este rango, generalmente, se eligen los valores 0.0, 0.02, 0.05, 0.10 y 0.20.

#### METODOS NUMERICOS DE EVALUACION DE RESPUESTAS ESPECTRALES

Varios métodos han sido utilizados en el pasado para calcular espectros de respuestas. Uno de los primeros estaba basado en la integración numérica de la ecuación diferencial que describe un sistema de un grado de libertad. Otro método muy usado fue una aproximación semi-gráfica (Housner, 1941).

El primer cálculo de espectros de respuesta completo fue hecho por Biot (1941) usando un péndulo de torsión, el que se basa en una analogía mecánica. Más tarde un sistema analógico agilizó el proceso e incremento la precisión (Housner y Mc Cann, 1949; Alford y otros, 1951).

La capacidad de los computadores digitales actuales, ha agilizado extraordinariamente los cálculos, basados ya sea en la evaluación de la integral de Buhamel. El esquema de integración de Runge-Kutta de tercer orden ha sido y es aún preferido por muchos investiga

dores debido a su precisión, estabilidad y ventajas de iniciación.

Un método basado en la solución analítica exacta de la integral de Duhamel para segmentos lineales sucesivos de excitación resulta ser el más práctico (iman, 1960). Esta aproximación y su precisión fue descrita en detalle por Nigama y Jenings 1968).

DETERMINACION DE FRECUENCIAS Y FORMAS DE MODOS DE VIBRACION.

Los sistemas estructurales comunes generalmente tienen cantidades pequeñas de amortiguamiento, -

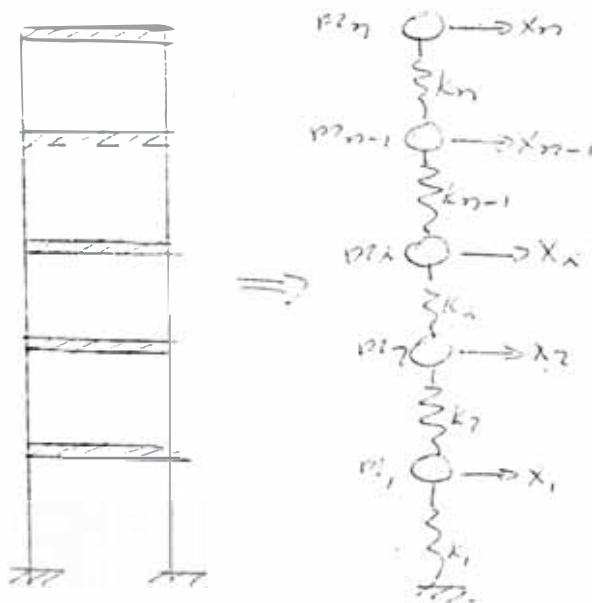


FIG. MODELO MATEMATICO

por consiguiente se puede despreciar su influencia en la determinación de frecuencias y formas de modo. Estas características dinámicas son independientes de las fuerzas de excitación que actúan sobre el sistema. Por consiguiente el modelo matemático a considerar se muestra en la figura anterior.

Aplicando el Principio de D'Alambert se tiene el sistema de ecuaciones diferenciales siguientes:

$$m_1 \ddot{X}_1 + (k_1 + k_2) X_1 - k_2 X_2 = 0$$

$$m_2 \ddot{X}_2 - k_2 X_1 + (k_2 + k_3) X_2 - k_3 X_3 = 0$$

.....

$$m_1 \ddot{X}_1 - K_1 X_{1-1} + (K_1 + K_{1+1}) X_1 - K_1 X_{1+1} = 0 \quad (A)$$

.....

$$m_n \ddot{X}_n + K_n X_n - K_n X_{n-1} = 0$$

El sistema de ecuaciones (1) se pueden expresar matricialmente:

$$[M] \{ \ddot{X} \} + [K] \{ X \} = \{ 0 \} \quad (2)$$

Considerando:  $\{x\} = \{\phi\} \text{ sen } wt$  (3)

donde  $\phi$  es una matriz de desplazamientos, cuyos elementos son las amplitudes de desplazamientos de los puntos - masa, y "W" es una frecuencia desconocida.

De la ecuación (3) :  $\{\ddot{x}\} = -w^2 \{\phi\} \text{ sen } wt$   
 $\{\ddot{x}\} = -w^2 \{x\}$  (4)

Reemplazando las expresiones: (3) y (4) en (2):

$$-w^2 [M] \{\phi\} + [k] \{\phi\} = \underline{0} \quad (5)$$

La expresión (5) puede re-escribirse:

$$[K] - w^2 [M] \{\phi\} = \underline{0} \quad (6)$$

De la ecuación (6), considerando que  $\{\phi\}$  es diferente - de 0., para una ecuación no trivial:

$$|[K] - w^2 [M]| = 0 \quad (7)$$

La ecuación algebraica de grado n de  $w^2$  se conoce como "Ecuación de frecuencia", y resolviéndola se obtiene las soluciones de las frecuencias naturales circulares de vibra





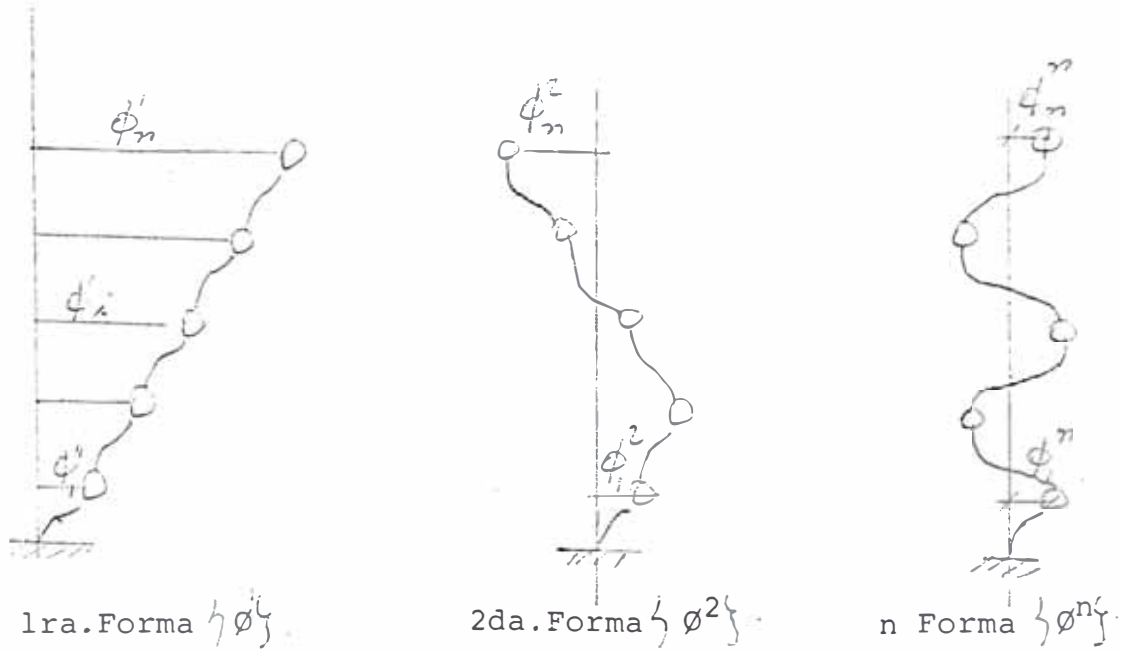


FIG.2 FORMAS DE MODOS DE VIBRACION

Los vectores correspondientes a los modos de vibración tiene relaciones de ortogonalidad. Siendo las frecuencias correspondientes a los modos "r" y "S" diferentes se tienen:

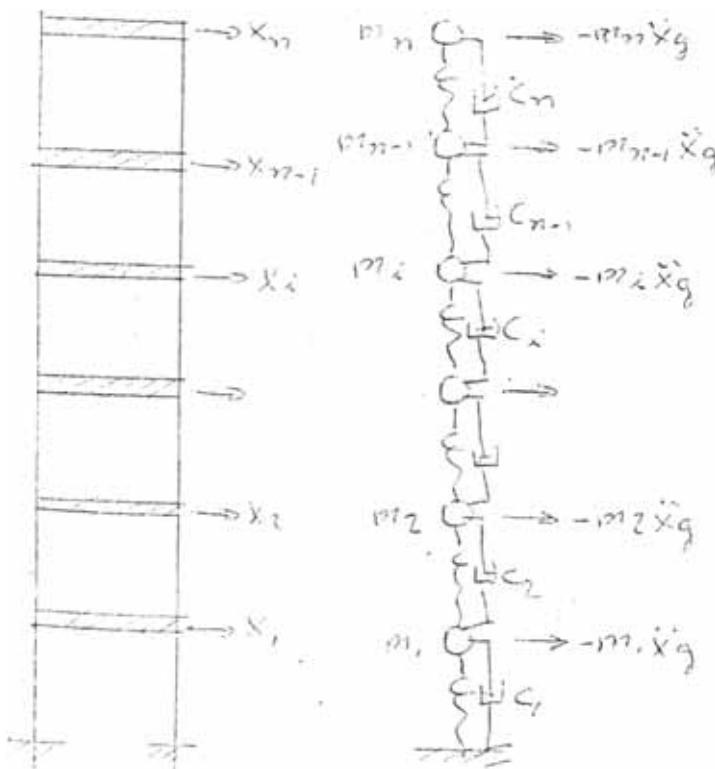
$$\begin{aligned}
 \{\phi^s\}^T [M] \{\phi^r\} &= \{0\} \\
 \{\phi^s\}^T [K] \{\phi^r\} &= \{0\}
 \end{aligned}
 \tag{10}$$

RELACIONES  
DE  
ORTOGONALIDAD

El problema de determinación de las formas de modos de vibración matemática para solución de "eigen valores" y "eigen vectores" respectivamente.

## 2.2 ANÁLISIS DINAMICO DE ESTRUCTURAS DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD.

### Análisis Modal



En el análisis de estructuras lineales - de varios grados de libertad, se observa que las respuestas - dinámicas, puede obtenerse a través de la superposición de las respuestas de los modos normales de vibración y que la solución de un modo de vibración cualquiera puede expresarse de igual forma que para osciladores lineales de un grado de libertad.

Considerando el modelo de la estructura, ver figura:

Ec. enécima:

$$m_1 \ddot{x}_1 + c_1 (\dot{x}_1 - \dot{x}_{1-1}) + c_{1+1} (\dot{x}_1 - \dot{x}_{1+1}) +$$

$$k_1 (x_1 - x_{1-1}) + k_{1+1} (x_1 - x_{1+1}) = - m_1 \ddot{x}_g \quad (1)$$

El sistema de ecuaciones está dado por:

$$[M] \{\ddot{x}\} + [C] \{\dot{x}\} + [K] \{x\} = - \ddot{x}_g \{m\} \quad (2)$$

donde  $\ddot{x}$ ,  $\dot{x}$  y  $x$  son vectores que definen las aceleraciones, velocidades y desplazamientos relativos de las masas concentradas y  $\ddot{x}_g$  es la aceleración del suelo.

Los términos correspondientes a amortiguamiento y vibración forzada se desestiman cuando se calculan las frecuencias naturales y las formas de modo de vibración.

$$[M] \{\ddot{x}\} + [K] \{x\} = 0 \quad (3)$$

Con  $\{x\} = \{\emptyset\}$  sen  $w \underline{t}$ , en ecuación (3):

$$[K - m w^2] \{\emptyset\} = 0 \quad (4)$$

$$|K - m w^2| = 0 \quad (5)$$

De la ecuación algebraica (5) se obtienen las frecuencias  $W_1$ , considerando:  $W_1 < W_2 < \dots < W_n$  de las ecuaciones (4) con los valores  $W_1$  se obtienen las formas de modo.

$$\{\phi^i\} \rightarrow [\phi] = [\phi^1 \ \phi^2 \ \dots \ \phi^i \ \dots \ \phi^n] \quad (6)$$

se considera la siguiente transformación de coordenadas:

$$\{x\} = \{\phi\} \{y\} \quad (7)$$

Reemplazando en la ecuación (2) :

$$[M] \{\phi\} \{\ddot{y}\} + [c] \{\phi\} \{\dot{y}\} + [K] \{\phi\} \{y\} = -X_g \{m\}$$

Premultiplicando por las transpuestas de  $[\phi]$  :  $[\phi]^T$

$$[\phi]^T [M] [\phi] \ddot{y} + [\phi]^T [c] [\phi] \dot{y} + [\phi]^T [K] [\phi] y = -\ddot{X}_g [\phi]^T \{m\} \quad (8)$$

\* \* \*

\* El resultado de los productos matriciales indicados conduce a matrices diagonales, por lo tanto:



$$\ddot{y}_1 + 2b_1' w_1 \dot{y}_1 + w_1^2 y_1 = - \frac{\{\phi^i\}^T \{m\}}{\{\phi^i\}^T [M] \{\phi^i\}} \ddot{x}_g \quad (10)$$

Definiendo:

Factor de Participación de modo  $i$ :

$$1 \Rightarrow FPM_1 = \frac{\{\phi^i\}^T \{m\}}{\{\phi^i\}^T [M] \{\phi^i\}} \quad (11)$$

Luego en la expresión (10):

$$\ddot{y}_1 + 2b_1' w_1 \dot{y}_1 + w_1^2 y_1 = - FPM_1 \ddot{x}_g \quad (10')$$

Aplicando la integral de Duhamel, resolvemos la ecuación

(10'):

$$y_1 = - \frac{FPM_1}{w_1'} \int_0^t \ddot{x}_g e^{-b_1' w_1 (t - \tau)} \text{sen } w_1' (t - \tau)$$

$d\tau$ .

(12)

Para edificaciones con amortiguamiento

pequeño

$$W_1^i = w_1^i$$
$$Y_1^i = - \frac{FPM_1}{W_1} \int_0^t \ddot{X}_g e^{-bi W_1 (t - \tau)} \text{Sen } W_1 (t - \tau) d\tau \quad (13)$$

Los desplazamiento asociados a los modos de vibración están dado por:

$$\{x(t)\} = [\phi] \{y(t)\} \quad (7)$$

Para la masa  $\alpha$  (de nivel  $\alpha$ ), se tiene:

$$x_{\alpha}(t) = \sum_{i=1}^n \phi_{\alpha}^i y_i \quad (14)$$



Considerando la ecuación (13)

$$x_{\dot{a}}(t) = - \sum_{l=1}^N \phi_l^1 \frac{FPM_l^*}{W_l^1} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-b_l \omega_l^1 (t-\tau)} \sin \omega_l^1 (t-\tau) d\tau$$

$$\text{Sen } \omega_l^1 (t-\tau) d\tau \quad (15)$$

donde  $l = 1, 2, \dots, N$  (número de modos de vibración considerados).

Para edificaciones con amortiguamiento pequeño:

$$x_{\dot{a}}(t) = - \sum_{l=1}^N \phi_l^1 \frac{FPM_l^*}{W_l^1} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-b_l \omega_l^1 (t-\tau)} \sin \omega_l^1 (t-\tau) d\tau$$

$$\text{Sen } \omega_l^1 (t - \tau) d\tau \quad (16)$$

La expresión (16) expresa el desplazamiento relativo de respuestas de sistemas con varios grados de libertad debido a movimientos en la base ocasionado por sismos.

Se aprecia que el problema de la respuesta sísmica es controlada por las características de

la distrubancia del suelo como se expresa en el término - de la integral y por las características de la estructura Las características estructurales son definidas por las FORMAS DE MODO Y PERIODOS, que son funciones de la distribución de masas y rigideces de la estructura y de los valores modales de amortiguamiento. Las formas de modo pueden ser evaluadas por el procedimiento matricial indicado o utilizando métodos numéricos de Stodola y de Holser. Para evaluar el amortiguamiento deberá ser abasado sobre resultados de experimentos.

METODO TIEMPO-HISTORIA

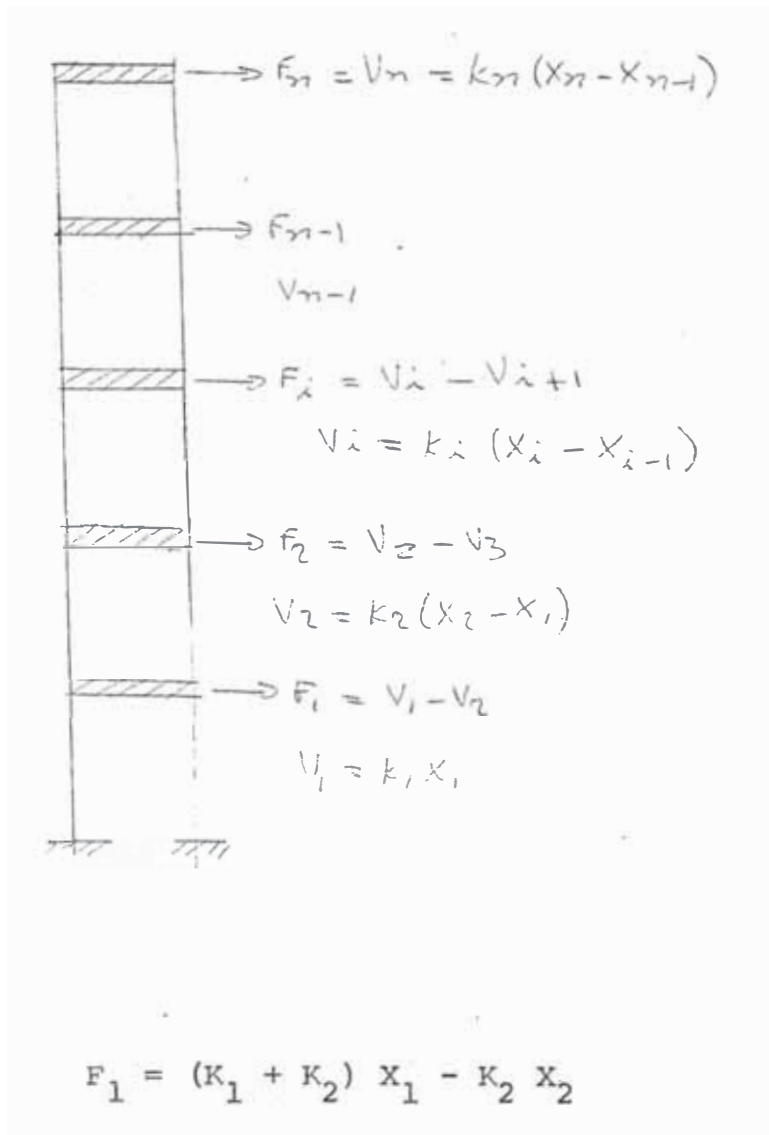
Determinación de desplazamiento, fuerzas de Inercia, Cortantes y Momentos Flectores debido a Sismos.

El desplazamiento relativo respecto a - la base de la estructura se determina utilizando la ecuación (15) ó (16).

$$X_{\alpha}(t) = \sum_{i=1}^N \phi_i \frac{FPM_i}{W_i} \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) e^{-b_i \omega_i (t - \tau)} \sin \omega_i (t - \tau) d\tau$$

Sen  $\omega_i (t - \tau)$  d (16)

Conociendo el desplazamiento relativo -  $X_j(t)$  mediante la ecuación (15), se puede conocer fuerza dinámica o sísmica efectiva que actúa sobre cada - masa en cualquier tiempo  $t$ .





donde  $S$  es la matriz de sumación correspondiente:

MOMENTOS FLECTORES:

De la Figura 1

$$M_{n-1} = h_n F_n (t) = h_n V_n (t)$$

$$M_{n-2} = (h_n + h_{n-1})F_n + h_{n-1} F_{n-1} = h_n V_n + h_{n-1} V_{n-1}$$

$$M_{1-1} = h_1 V_1 + h_{1+1} V_{1+1} + \dots + h_{n-1} V_{n-1} + h_n V_n$$

$$M_0 = h_1 V_1 + h_2 V_2 + \dots + h_n V_n$$

$$\begin{Bmatrix} M_0(t) \\ M_1(t) \\ \vdots \\ M_{1-1}(t) \\ \vdots \\ M_{n-1}(t) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} h_1 & h_2 & \dots & h_{n-1} & h_n \\ 0 & h_2 & \dots & h_{n-1} & h_n \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & h_1 & h_{1+1} & h_n \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & h_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} V_1(t) \\ V_2(t) \\ \vdots \\ V_1(t) \\ \vdots \\ V_n(t) \end{Bmatrix} \quad (19)$$

$$\{M(t)\} = [H] \{V(t)\} \quad (19')$$

Las ecuaciones (16), (17), (19) constituyen las ecuaciones básicas del método de análisis TIEMPO-HISTORIA.

### METODO ESPECTRAL

Cálculo de desplazamiento.

En el análisis de estructuras de varios grados de libertad se observa que la respuesta dinámica - puede obtenerse a través de la superposición de las respuestas de los modos normales de vibración. Por lo tanto si disponemos de espectros de respuestas máxima para cada modo de vibración y utilizando una combinación adecuada - de ellos podemos estimar la respuesta máxima probable.

Teniendo en cuenta que el desplazamiento horizontal de la masa  $M_{\alpha}$ , (nivel  $\alpha$ ), está dado por:

$$x_{\alpha}^1(t) = \sum_{l=1}^n \phi_{\alpha}^l y_l^1 \quad (1)$$

considerando el modo de vibración "l", se tiene:

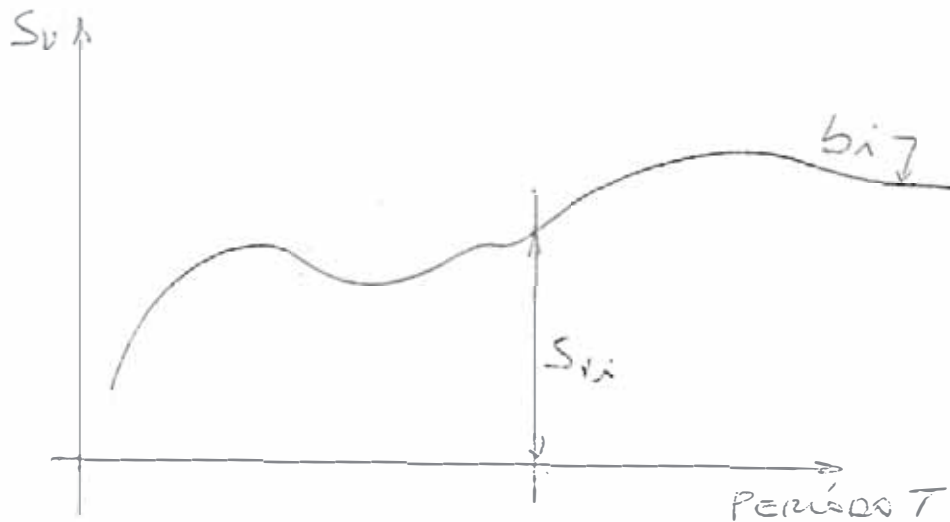
$$x_{\alpha}^l = \phi_{\alpha}^l y_l^1 \quad (2)$$

donde:

$$y_i = - \frac{FPM_i}{w_i} \int_0^t \ddot{x}_g e^{-b_i w_i (t-\tau)} \sin w_i (t-\tau) d\tau \quad (3)$$

Conociendo el Espectro de respuesta de un sismo particular, digamos el espectro de velocidad, se puede encontrar el valor máximo de  $y_i$ :

$$y_i = FPM_i \frac{Sv_i}{w_i} \quad (4)$$



ESPECTRO DE RESPUESTA DE VELOCIDAD

Y reemplazando en (2) :

$$x_i^1 = \phi_i^1 FPM_i \frac{S_{v1}}{W_i} \quad (5)$$

En la ecuación (5)  $x_i^1$  expresa el desplazamiento máximo de la masa  $m$  considerando el modo de vibración  $i$ ésimo.

Para estimar la respuesta máxima probable se reconoce que la simple adición de las respuestas máximas siempre excederá el valor de la máxima respuesta real, debido a que las respuestas máximas correspondientes a los modos de vibración se producen en tiempos diferentes, por lo tanto este criterio de la suma absoluta será conservador. Un criterio bastante utilizado es la "raíz media cuadrática". Se conoce además que la influencia de los altos modos de vibración es generalmente pequeña y es suficiente para fines prácticos considerar solamente los tres primeros modos de vibración.

Como los modos altos proporcionan efectos diferentes a distancias altas, un mejor criterio se



CRITERIO 3: "AÑADIR A LA RESPUESTA DEL 1er.MODO DE VIBRACION FRACCIONES ESPECIFICAS DE LAS RESPUESTAS DE LOS OTROS MODOS".

$$X_{\alpha} = X_{\alpha}^1 + f X_{\alpha}^2 + \dots + f X_{\alpha}^N \quad (8)$$

CRITERIO 4: "MEDIA ARITMETICA DE LA SUMA ABSOLUTA Y DE LA RAIZ MEDUA CUADRATICA".

$$X = \frac{\sum_{l=1}^N X_{\alpha}^l + \sqrt{\sum_{l=1}^N (X_{\alpha}^l)^2}}{2}$$

donde N = es el número de modos de vibración a considerarse.

Fuerza Cortante Máximo en la base para el modo de vibración lésimo y distribución a lo alto de la edificación.

Conociendo el Espectro de respuesta para un sismo particular, digamos espectro de velocidad, se obtiene la respuesta máxima  $SV_1$  a partir del período,  $T_1$ , y fracción de amortiguamiento,  $b_1$ , correspondientes al mo

do lésimo de vibración.

La aceleración absoluta máxima correspondiente será

$$(\ddot{y} + \ddot{X}g)_{\max} = FPM_1^c W_1^c S_{v1}^c$$

La aceleración absoluta de la masa del nivel k será

$$\phi_k^1 FPM_1^c W_1^c S_{v1}^c$$

Por consiguiente la fuerza de inercia en ese nivel será:

$$F_k^1 = \phi_k^1 FPM_1^c W_1^c S_{v1}^c M_k \quad (10)$$

La fuerza cortante al nivel k será :

$$V_k^1 = \sum_{\alpha=k}^n F_{\alpha}^1 = \sum_{\alpha=k}^n \phi_{\alpha}^1 FPM_1^c W_1^c S_{v1}^c M_{\alpha} \quad (11)$$

En la base la fuerza cortante será:

$$V_B^1 = \sum_{\alpha=1}^n F_{\alpha}^1 = FPM_1^c W_1^c S_{v1}^c \sum_{\alpha=1}^n \phi_{\alpha}^1 m_{\alpha} \quad (12)$$

Además el Factor de Participación del modo de vibración ,  
 $FPM_1$ , está dado por:

$$FPM_1 = \frac{\left\{ \phi^1 \right\}^T m}{\left\{ \phi^1 \right\}^T M \left\{ \phi^1 \right\}} = \frac{\sum_{\alpha=1}^n \phi_{\alpha}^1 m_{\alpha}}{\sum_{\alpha=1}^n (\phi_{\alpha}^1)^2 m_{\alpha}} \quad (13)$$

Reemplazando en (12), se tiene:

$$V_B^1 = \frac{\left( \sum_{\alpha=1}^n \phi_{\alpha}^1 m_{\alpha} \right)^2}{\sum_{\alpha=1}^n (\phi_{\alpha}^1)^2 m_{\alpha}} W_1 S_{v1}^1 \quad (14)$$

De la expresión (12) se puede definir:

$$m_{\text{efect}}^1 = \sum_{\alpha=1}^n \phi_{\alpha}^1 m_{\alpha} = \left\{ \phi^1 \right\}^T \left\{ m \right\}$$

masa efectiva correspondiente al modo de vibración "1".

En ecuación (12):

$$V_B^1 = FPM_1^1 m_{\text{efect}}^1 W_1 S_{v1}^1 \quad (15)$$

De las ecuaciones (10) y (12) se tiene:

$$F_k^l = V_B^l \frac{\phi_k^l m_k}{\sum_{\alpha=1}^n \phi_\alpha^l m_\alpha}$$

La ecuación (16) nos indica que la fuerza de inercia en el nivel k y modo de vibración lésimo,  $F_k^l$  está dado por el cortante en la base correspondiente al modo "l" multiplicado por un coeficiente de distribución.

Resumiendo, el procedimiento del análisis espectral incluye los siguientes pasos:

1. Selección del Espectro de Diseño
2. Determinación de las formas de modo y períodos de vibración que van a ser considerados en el análisis. Generalmente se consideran los correspondientes a los tres primeros modos de vibración.
3. Lectura de la respuesta en el espectro de respuesta para cada período de los modos considerados.

4. Cálculo de los factores de participación de los modos considerados.
5. Combinación de efectos para obtener la respuesta máxima y probable, (desplazamientos, velocidad o aceleración).
6. Transformación de la máxima respuesta en momentos y cortes. Con estos efectos resultantes la estructura es analizada y diseñada de la misma manera que para fuerzas estáticas.

### 2.3. DISEÑO Y REGLAMENTOS

El diseñador además de tener entre sus responsabilidades la de la estructura final, debe tener algún método para confirmar que se han evitado graves errores, además de una base en comparación para asegurar que el diseño es adecuado en un sentido general. El propósito de los códigos y especificaciones de construcción es llenar esta necesidad. Sin embargo todavía está establecido que los códigos de construcción pueden ampliar esta labor sin la *trabaja* de incomodidades y controles

que pudieran ~~representar~~ una severa desventaja en el desarrollo de nuevos conceptos y procesos de diseño. Los códigos de construcción de un cuerpo a los resultados de experiencias y juicios y por lo tanto deben tratar implícitamente si no explícitamente, con tipos particulares de estructuras y configuraciones.

Si la configuración de una estructura es determinada por requerimientos arquitectónicos y otras, el diseñador tiene una elección restringida para el desarrollo de la resistencia y ductilidad requeridas para asegurar un comportamiento sísmico adecuado. No siempre es posible decir que algunas de las disposiciones del diseño son mejores que otras por su resistencia dinámica, aunque es bastante claro que elecciones diferentes de pórticos pueden llevar a requerimientos de resistencia y ductilidad grandemente diferentes. Por ejemplo una estructura aporricada es generalmente menos rígida y de más baja frecuencia que una de muros cortantes, aunque la ductilidad requerida sea mayor.

Los métodos de análisis y las especificaciones de los detalles de diseño tienen que ver también en el costo y en la factibilidad de llevar a cabo el diseño. AJUstes en procedimientos de cálculo inconscientes con la precisión de las suposiciones hechas y los parámetros utilizados pueden llevar a un falso sentido de seguridad. Si las especificaciones son indebidamente conservadas el diseño puede ser forzado dentro de un tipo resistente pero menos dúctil que lo deseado. Es difícil evitar diferencias en el grado de lo conservador entre diferentes tipos de estructuras y en algunos casos no es aconsejable hacerlo. Algunos materiales por su naturaleza, incluso su variabilidad o falta del adecuado control de propiedades pueden requerir un factor de seguridad (diferente al requerido en el diseño) mayor que otros cuyas propiedades son determinadas con mayor control y precisión. El margen entre la falla incipiente y el derrumbe total puede variar para diferentes materiales y por lo tanto puede involucrar un factor de seguridad diferente al requerido en el diseño. Es aconsejable para el desarrollo de la base del criterio de comportamiento que la aproximación del diseñador no tenga restricciones muy grandes. Por ejemplo puede

ser muy contraproducente limitar la resistencia y la ductilidad de tal modo que el balance entre dos no puede ser acomodado para que acepte las nuevas propiedades de los materiales o los nuevos tipos estructurales mientras se van desarrollando. Un trueque entre la ductilidad y la resistencia debería ser asequible en los métodos permitidos de tal modo que sea posible economizar sin sacrificar las seguridades. Pero ya sea porque se está interesado en alcanzar resistencia o ductilidad, o ambos, se deben utilizar los materiales en formas apropiadas y se necesitan métodos de control e inspección de la construcción para comprobarlo.

El tipo de código de diseño más aconsejable es aquel que pone el menor número de restricción en la imaginación, iniciativa e innovación del diseñador. Tal código puede involucrar criterios sólo al respecto de:

1. La carga o el medio ambiente.
2. El nivel de respuesta, esfuerzos y deformaciones, o el comportamiento de la estructura bajo condiciones



indicadas de carga o medio ambiente.

Tal aproximación no necesita y de preferencia no debería indicar cómo debe el diseñador alcanzar su objetivo, siempre que él pueda demostrar a través de documentos de conformidad, que ha alcanzado una estructura capaz de resistir las condiciones especificadas del ambiente. Esta aproximación es por lo general la que se usa ahora para el diseño de estaciones de reactores de fuerza nuclear. Experiencias a través de años recientes de aproximar criterios de diseño sísmico de esta manera arroja una serie de problemas pero también ha sido razonablemente exitosa al evitar controversias debido únicamente a las especificaciones en sí, aunque ha habido controversias basadas en las condiciones ambientales y los niveles de esfuerzo y deformaciones permisibles.

## CAPITULO III

### 3. INFLUENCIA DE "ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES EN LA RESPUESTA SISMICA DE LOCALES ESCOLARES.

En forma frecuente, en las edificaciones de locales escolares, se nota lo siguiente:

- a) Ausencia de junta sísmica entre los elementos estructurales de concreto armado y la tabiquería, habiéndose diseñado la estructura principal sin considerar la influencia de los elementos no estructurales
- b) Presencia de juntas sísmicas deficientes construídas por haberse incorporado un material rígido en el espacio, entre la estructura y la albañilería. Habiéndose diseñado la estructura principal independientemente de los elementos no estructurales.
- c) Presencia de juntas sísmicas entre bloques deficientemente construídas por haberse vaciado las columnas de confinamiento adyacentes a la junta, como una sola unida, o haberse rellenado las juntas en su totalidad con material no flexible.

- d) Presencia de losas de coronación o vigas a altura - intermedia, que unen las columnas de la estructura principal. Disminuyendo la longitud de las mismas y transformándolas en columnas cortas.
- e) En los planos de estructuras no se desarrolla la construcción de los elementos secundarios, en general no se hace el diseño/sismo resistente de dichos elementos.

Es recomendable que en los planos estructurales se indiquen todos los detalles necesarios para la construcción de la estructura y de los elementos no estructurales.

Existente dos caminos generales a seguir en el diseño de edificaciones:

- I ) Considerar la estructura principal independiente de los elementos de albañilería. En este caso se harán los detalles correspondientes a la ubicación de las juntas sísmicas (de separación en-

tre la estructura principal y los muros de albañilería) y los de protección sísmica de la albañilería especialmente para fuerzas normales a su plano.

- II) Considerar la estructura principal actuando conjuntamente con algunos muros de albañilería. En el caso de que los muros lleguen hasta el nivel del techo, deben aprovecharse como muros portantes -- y/o de corte. En el caso de que los muros no lleguen hasta el nivel del techo se evitará que las columnas de concreto armado se conviertan en extremadamente cortas, lo que se consigue cuando la relación altura libre-dimensión de la sección transversal en la dirección considerada es mayor que 4, ( $h/d > 4$ ).

## CAPITULO IV

### 4. DAÑOS OBSERVADOS EN SISMOS PASADOS

Las fatos que se dan a continuación muestran - los daños causados por el sismo del 3-10-74 en las construcciones escolares.

COLEGIO REINA DE LOS ANGELES:

Este Colegio está ubicado en La Planicie - La Molina. Las edificaciones de dos pisos de concreto armado y albañilería, están cimentadas sobre zapatas aisladas que descansan sobre gruesas capas de arena de origen eólico, de baja densidad relativa. Durante el sismo de 1966, las edificaciones fueron severamente dañadas, haciéndose posteriormente reparaciones estructurales. El sismo de 1974 produjo el mismo tipo de daños en las edificaciones que el de 1966, aunque éstos fueron tan severas que las edificaciones más dañadas tuvieron que demolerse.

Las causas principales de los daños fueron:

- Las juntas de construcción ineficientes en los extremos superiores e inferiores de las columnas;
- Espaciamiento excesivo y sección pequeña de los estribos en las columnas;
- Conexiones inadecuadas entre armaduras de vigas y columnas;

- La existencia de paños de albañilería contruídos - después que las columnas y vigas, los que han quedado sueltos y han salido de su plano o sufrido colapso.

Las fotografías N°            al N°            muestran algunos aspectos de los daños sufridos por las edificaciones.

ESTUDIO DE SEGURIDAD SISMICA DE LOS DAÑOS OCASIONADOS POR EL SISMO DE AREQUIPA DEL 16-02-1979 EN EL CENTRO BASE A-18 "JUAN PABLO VIZCARDO Y GUZMAN" - HUNTER.

#### 4.1. EL SISMO DE AREQUIPA DEL 16 DE FEBRERO DE 1979

El sismo de Arequipa del 16-02-1979 fué de una magnitud de ondas superficiales de  $m_s = 6.7$ , valor promedio de 49 estaciones proporcionado por el USGS (UNITED STATES GEOLOGICAL SURVEY). El foco fué ubicado en las coordenadas Latitud Sur 15.93, Longitud Oeste 72.45 a una profundidad de 49 km.; esta posición corresponde a la zona denominada HATAPILLA, Provincia de Castilla, Arequipa. El sismo fué registrado a las 5 horas, 9 minutos, 14 segundos, hora local, y con una duración del movimiento significativo de 45-

segundos. La intensidad máxima alcanzó el valor de VII en la ciudad de Camaná en la Escala MSK debido a condiciones locales de suelo que favorecieron la amplificación sísmica del movimiento. Se obtuvo un registro de aceleración en el observatorio de CHARACATO, de la Universidad de San Agustín, con un valor máximo de 0.39 g (g = aceleración de la gravedad a 120 Km. de distancia epicentral).

En este sismo se observaron daños de importancia en algunos locales escolares con estructura de concreto armado.

#### 4.2. EDIFICACIONES DEL C.E.B. A-18-HUNTER:

El terreno asignado al C.E.B. A-18 es de 30,172 m<sup>2</sup> con una área construida estimada en unos 4,000 m<sup>2</sup>, y está limitada por las Avenidas Viña del Mar y San Salvador. El Centro Educativo comprende de acuerdo a los planos de Arquitectura.

- Zona de Biblioteca
- Zona de Aulas (4 comunes, 2 de Matemáticas, 3 de Ciencias Sociales, y un cubículo de profesor).



Zona de Laboratorios (Física, Biología, y de Química).

Zona de Aulas (2 comunes, 1 de idioma y 2 de lenguaje).

Zona de Aulas Multifuncionales

Zona de Uso Múltiple

Zona de Aula de Dibujo Lineal

Dos zonas de Servicios Higiénicos

Zona de Talleres

#### 4.3. DE LA INSPECCION OCULAR Y DEL ESTUDIO DE LA INFORMACION:

Las edificaciones son de una planta. La estructuración adoptada ha sido el sistema aporticado de elementos de concreto armado con zapatas aisladas y conectadas perimetralmente por vigas de cimentación.

Los techos son losas aligeradas a dos aguas, a excepción de la Zona de Talleres cuyo techo es metálico con cobertura liviana.

No se han realizado planos de estructura para cada edificación del Centro Escolar, sino que se han efectuado en forma general en base al número de módulos de edi

ficaciones. Así se tiene para edificaciones de 5 y 10 módulos (Plano E-2b), edificaciones de 1 y 2 módulos (Plano E-3d), a excepción de la Zona de Tallares (Plano E-5).

El proyecto de estructuras se realizó en el año 1975. En los planos de estructura proporcionados para el presente estudio (Planos E1, E-2b, E-3d, E5) no se muestran detalles de arriostamiento lateral para los muros de albañilería.

Los pórticos secundarios mostrados en los planos de estructura (E-2b para 5 módulos y 10 módulos) y E-3d para edificaciones de uno y dos módulos) indican vigas invertidas (V-3, V-4) de 0.25 m.x0.30 m., sin embargo en la obra no se han construído dichas vigas invertidas, deben haberse usado "vigas chatas", (altura de la viga igual al espesor de la losa aligerada).

En el Plano E-2b se indica un ligero refuerzo transversal ( $2 \text{ } \emptyset \text{ } 1/4$ ) en la conexión viga-columna.

En obra las secciones estructurales de las columnas son de 0.22 m. x 0.37 m. aproximadamente en lugar -

de 0.25 x 0.40 m. indicados en los planos de Estructura.

La mayoría de las juntas sísmicas verticales de las edificaciones han sido rellenas con yeso y/o mortero, y las restantes han sido rellenas con tecnopor (Zona de Laboratorios).

En la zona de aulas, los casilleros de albañilería han sido construídos sin aislarlos de los elementos de la estructura principal, tal como se muestran en el plano de arquitectura (Plano AR-06). Ver fotografía N° 1. Es de destacar que exteriormente dá la apariencia de existir juntas debido a las bruñas existentes.

En las zonas de aulas, en los muros de cierre (muros limitados totalmente por las columnas y vigas del pórtico principal) se aprecia una columna de amarre al centro, y no se aprecian juntas sísmicas verticales ni elementos de concreto armado de arriostramiento lateral en sus extremos.

En algunas vigas principales inclinadas se observan ligeras fisuras verticales cercanos a la parte central

En la zona de talleres los muros de "cierre total" - extremos están separados, mediante juntas sísmicas - verticales, de la estructura principal y para su arriostramiento lateral (de los muros) se han considerado columnas y vigas soleras construídas monolíticamente con el muro.

De acuerdo al estudio de mecánica de suelos proporcionado, el suelo del centro educativo A-18 es muy ligero, de peso específico sumamente bajos y pesos unitarios que fluctúan entre 0.98 y 1.30 gr/cm<sup>3</sup>, y -- que además presenta una densidad relativa media. Las características del suelo son propias de los materiales de origen volcánico.

El estudio de suelo asigna una presión admisible del terreno de 1 kg/cm<sup>2</sup> a una profundidad de 1.50 m. del nivel del terreno natural. En los planos de cimentación del proyecto de estructuras aparecen éstas especificaciones.

#### 4.4. DAÑOS OBSERVADOS Y SUS CAUSAS:

Daños por Columna Corta.

La falla por columna corta, debido a la influencia - de los elementos no estructurales (casilleros de al-

bañilería que han sido construídos sin las juntas sísmicas verticales), de manera que su longitud efectiva de columna sea muy corta y por lo tanto su rigidez lateral en la dirección de los pórticos secundarios se incrementa grandemente respecto a la rigidez de las otras columnas con longitudes efectivas apreciablemente mayores. Esto dá lugar a que la mayor parte del "cortante sísmico lateral" sea tomado por las columnas cortas, originando una falla de tipo -- frágil.

Los sismos y especialmente los sismos recientes peruanos de años 1966, 1970 y 1974, nos han mostrado reiteradamente este tipo de falla frágil de "columna corta", especialmente en locales escolares.

**Daños en Juntas Sísmicas Verticales:**

Se ha apreciado deficiencias en la ejecución de las juntas sísmicas verticales, las cuales en su mayoría han sido rellenadas con yeso y/o mortero de cemento, ocasionando desprendimientos de recubrimiento y tarrajeo de columnas.

**Fisuramientos en los encuentros viga-columna:**

Se ha apreciado ligeras fisuras debidas al proceso constructivo de juntas de construcción.

Daños en Juntas Verticales de Zona de Taller:

En la zona de taller en la dirección de los tijerales existen dos muros de albañilería de cerramiento con sistema propio de estabilidad lateral (columnas y vigas solares de arriostre) En sus extremos (de los muros) se aprecia fisura y desprendimientos de recubrimiento y de tarrajeo en el encuentro con columnas del sistema estructural.

En la dirección de los tijerales de estructura principal es muy flexible, lo que ha originado desplazamientos algo mayores que lo permitido por las juntas

Daños por Fuerza Cortante en Muros de Albañilería:

Debido a la falta de juntas sísmicas los muros de albañilería han tomado una cantidad apreciable del cortante sísmico originando en algunos de ellos "falla por cortante".

#### 4.5. CONCLUSIONES:

Los daños sísmicos observados en el CEB-A18 "JUAN PABLO VIZCARDO Y GUZMAN HUNTER" se deben principalmente a:

- i) La amplificación de las ondas sísmicas en el estrato blando de tipo volcánico, dando lugar a un

movimiento sísmico de entrada mayor que el originado en un estrato firme dentro de la misma zona, con igual distancia epicentral.

- ii) La influencia de los elementos "no estructurales", haciendo variar substancialmente las rigideces laterales de los elementos verticales estructurales, destacándose la falla frágil "columna corta" ocasionada por la presencia de los casilleros, construídos sin dejar las juntas sísmicas correspondientes.
- iii) Construcción deficiente de juntas sísmicas verticales usando materiales diferentes a lo especificado.
- iv) Deficiencia en la supervisión de obra, en la parte estructural, especialmente en el control y ejecución de las juntas sísmicas de elementos estructurales (pórticos adyacentes) y de los elementos no estructurales (tabiquería que ocasiona las "columnas cortas)

En la zona de talleres una mejor estructuración hubiera sido aprovechar los muros de albañilería extremos como "muros de corte" en lugar de considerarlos independientes del sistema estructural. Igualmente-

en las zonas de Pabellones de Aulas, se podría haber aprovechado algunos muros de albañilería como "muros portantes" y/o muros de corte".

Se ha determinado menores dimensiones de algunos elementos estructurales (columnas y vigas de pórticos secundarios en todos los módulos).

#### 4.6. RECOMENDACIONES:

Eliminar la columna corta producida por los casilleros, de ser posible eliminar los casilleros, puesto que en la práctica no son utilizados (según información recibida de personal docente del C.E.B).

Restituir las juntas sísmicas verticales especificadas, eliminando el yeso existente y reemplazándolo por tecnopor o similar.

En vista de que en los planos de estructuras indican columnas de 0.40 m. x 0.25 m. y vigas invertidas de 25 m. x 30 m. en la dirección de los pórticos secundarios (zonas de módulos), y en obra se ha verificado las dimensiones reales de 0.37 m. x 0.22 m. y de vigas chatas (cuyas dimensiones y refuerzo no se conocen), se hace necesario que el ingeniero responsa-



ble del Proyecto de Estructuras revise el análisis -  
sísmico en esa dirección, especialmente las deflexio-  
nes laterales, con el fin de prevenir mayores daños-  
durante la ocurrencia de sismos severos.

Habiéndose efectuado el Proyecto de Estructuras en  
el año 1975, sería conveniente adecuarlo a los reque-  
rimientos exigidos por el Código Peruano de Diseño -  
Sismo-Resistente vigente desde el año 1977.

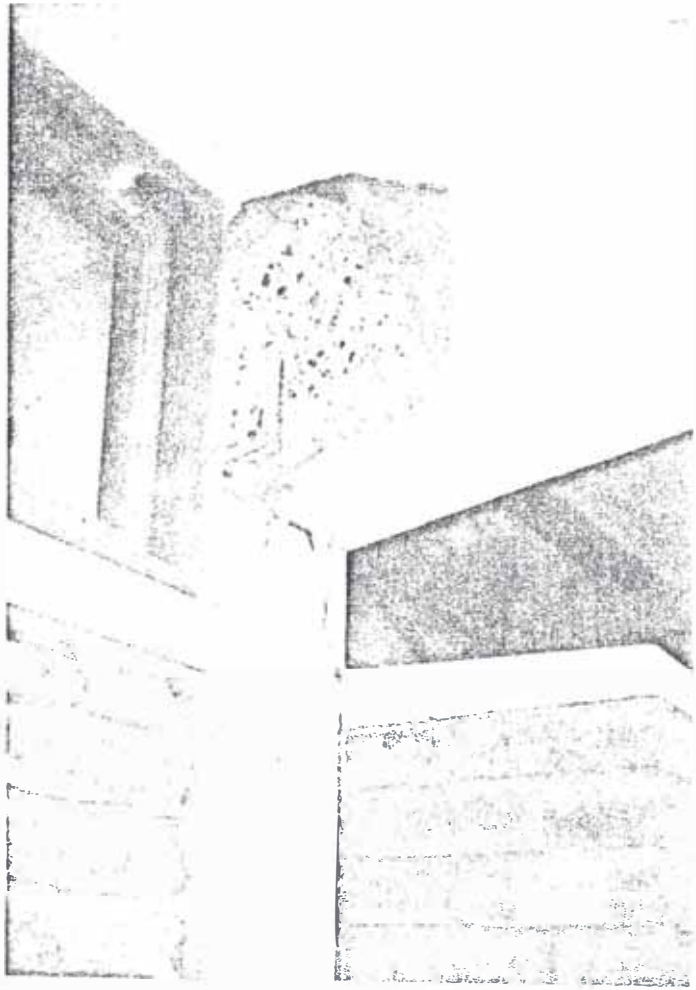


Foto N° 1:

Falla frágil por corte de una "COLUMNNA CORTA", por tabique alto y casillero



Foto N° 2:

"COLUMNNA CORTA"

La presencia de bruñas simulan la existencia de juntas, sin embargo no existen las juntas

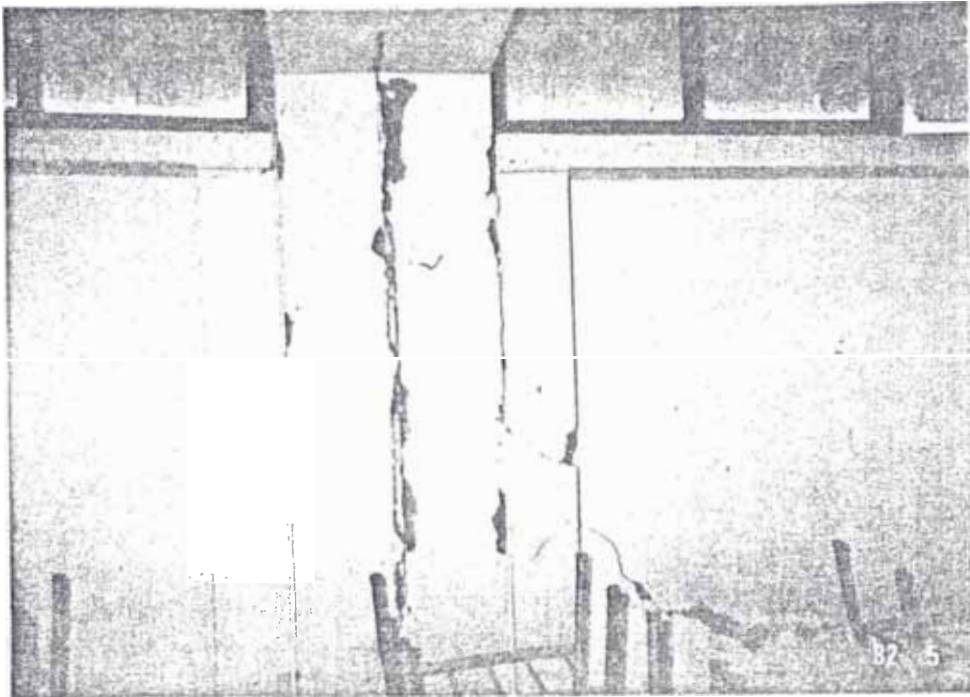


Foto N° 3 Junta Sísmica Vertical en Columnas con Yeso.

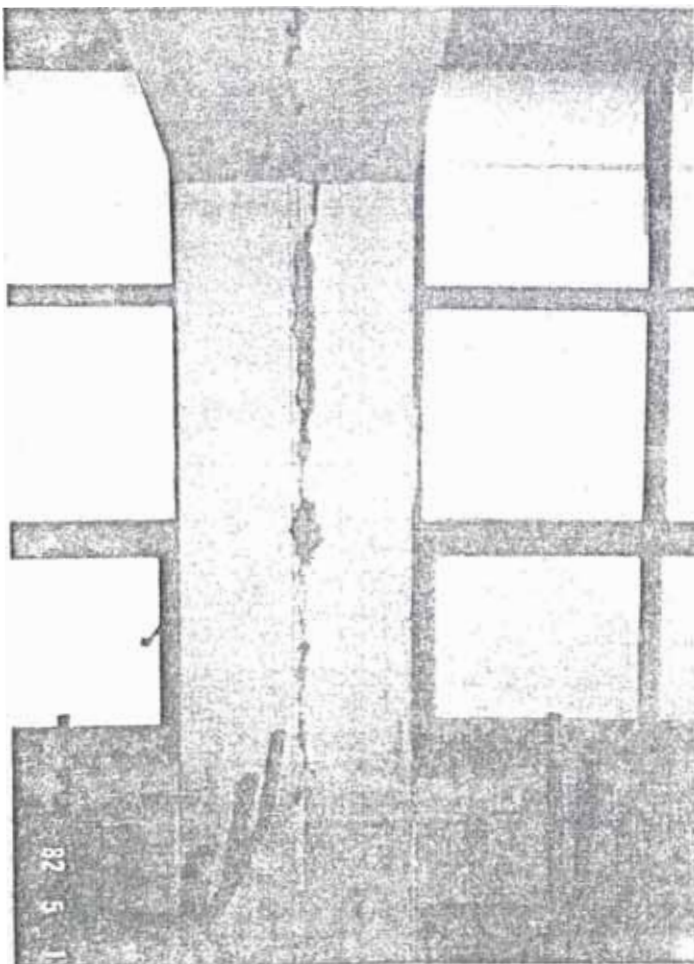
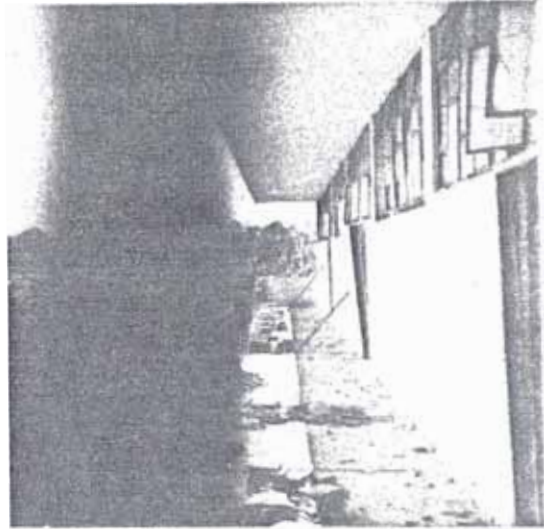
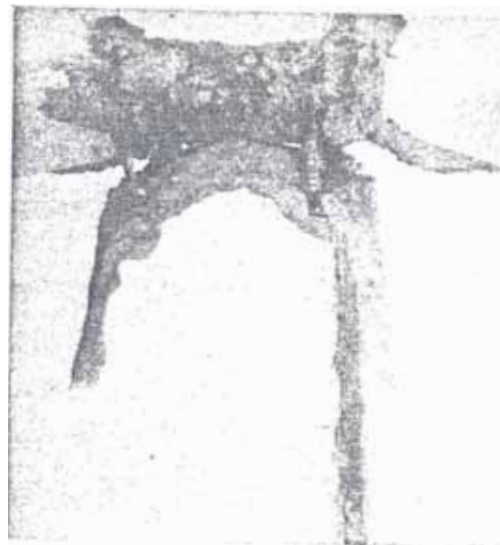


Foto N° 4:  
Junta Sísmica Vertical en columnas y sin efecto de columna corta (Ventana baja)

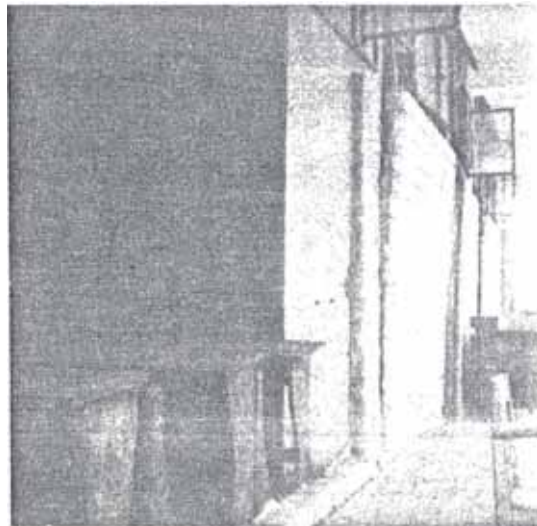
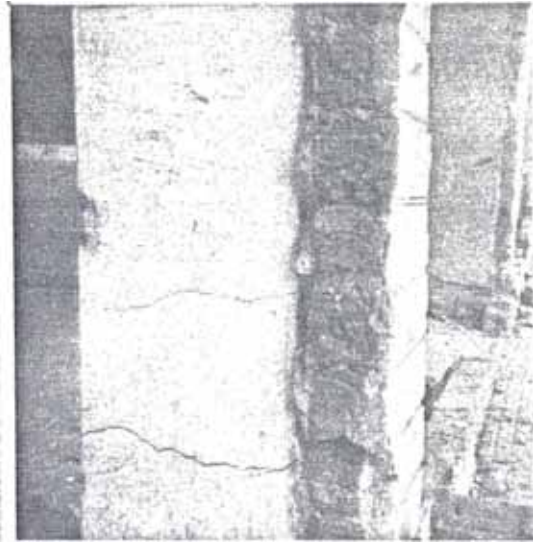
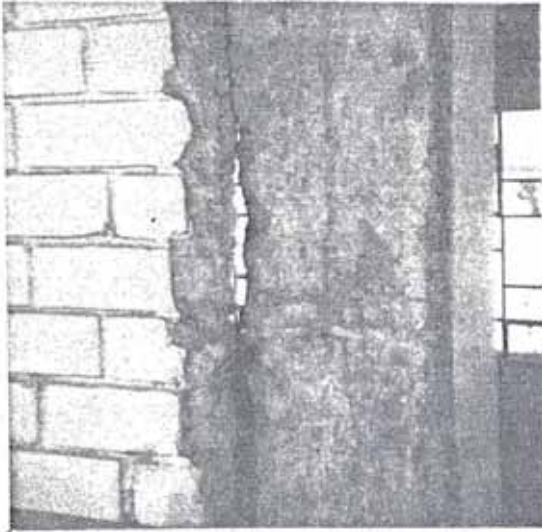


Falla por Fuerza Constante en Columnas Colegio Brígida  
Silva de Ochoa-Chorrillos



Falla por cortante en columnas : Mala calidad del concreto y deficiencia en estribos. Colegio Brígida Silva de Ochoa Chorrillos.

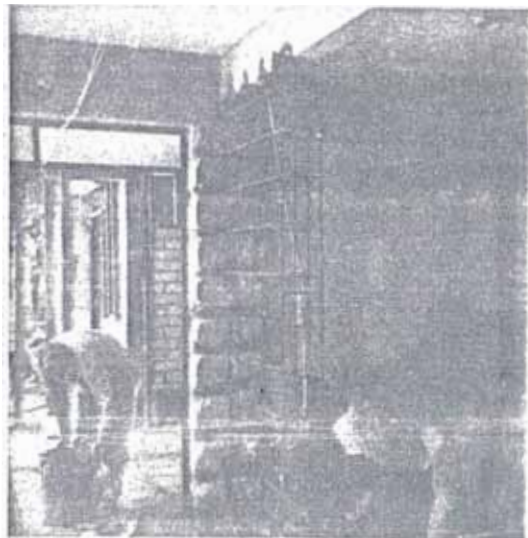
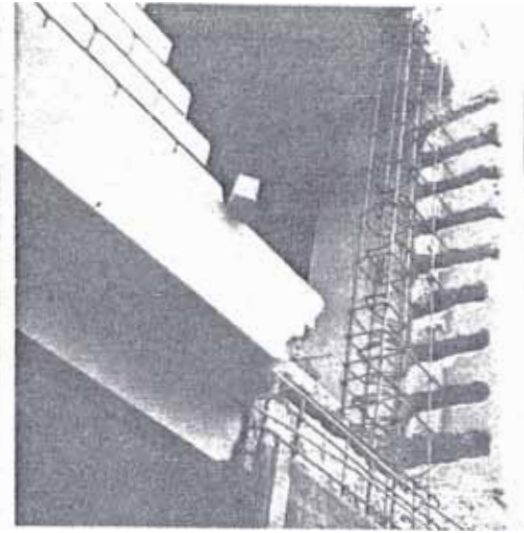




Falla por deficiente tabiquería  
Colegio Brígida Silva de Ochoa Chorrillos

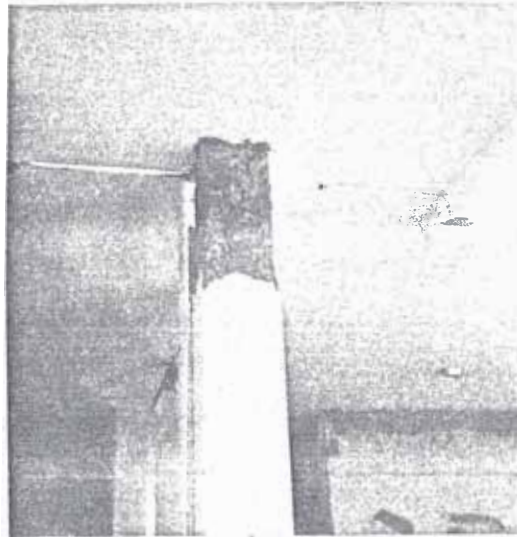


Falla de parapeto por deficiencia en el diseño  
Colegio Brígida Silva de Ochoa - Chorrillos.



Reparación de estructuras aporticadas rigidizándolas por medio de placas de concreto Colegio Reyna de los Angeles.



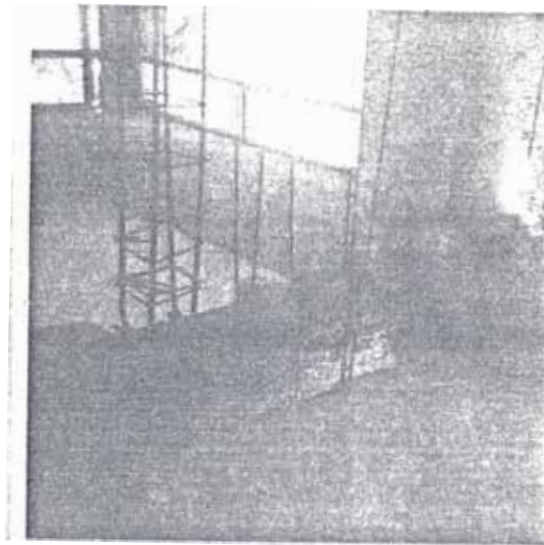
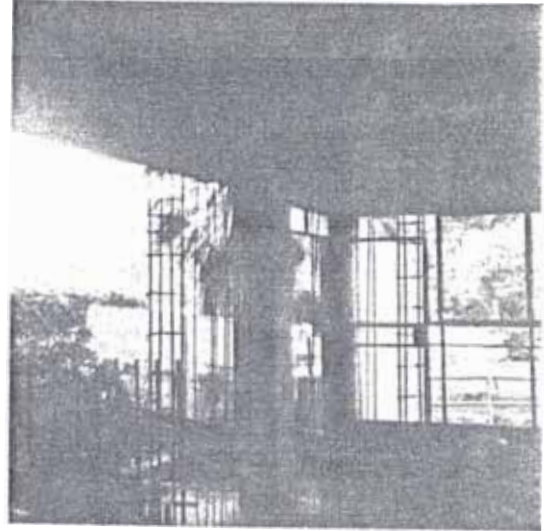
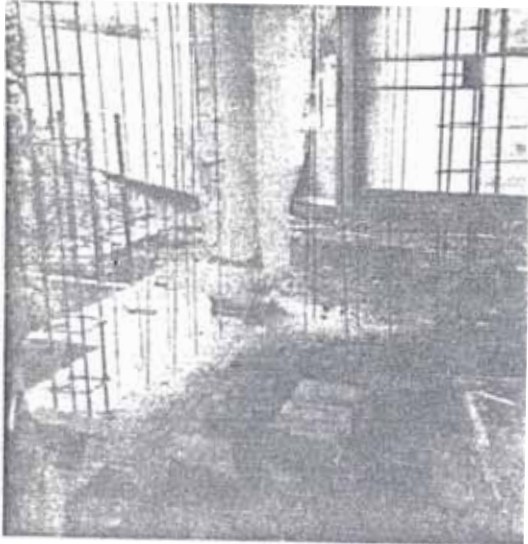


Falla de Columna por Fuerza Cortante  
Colegio Reyna de los Angeles.



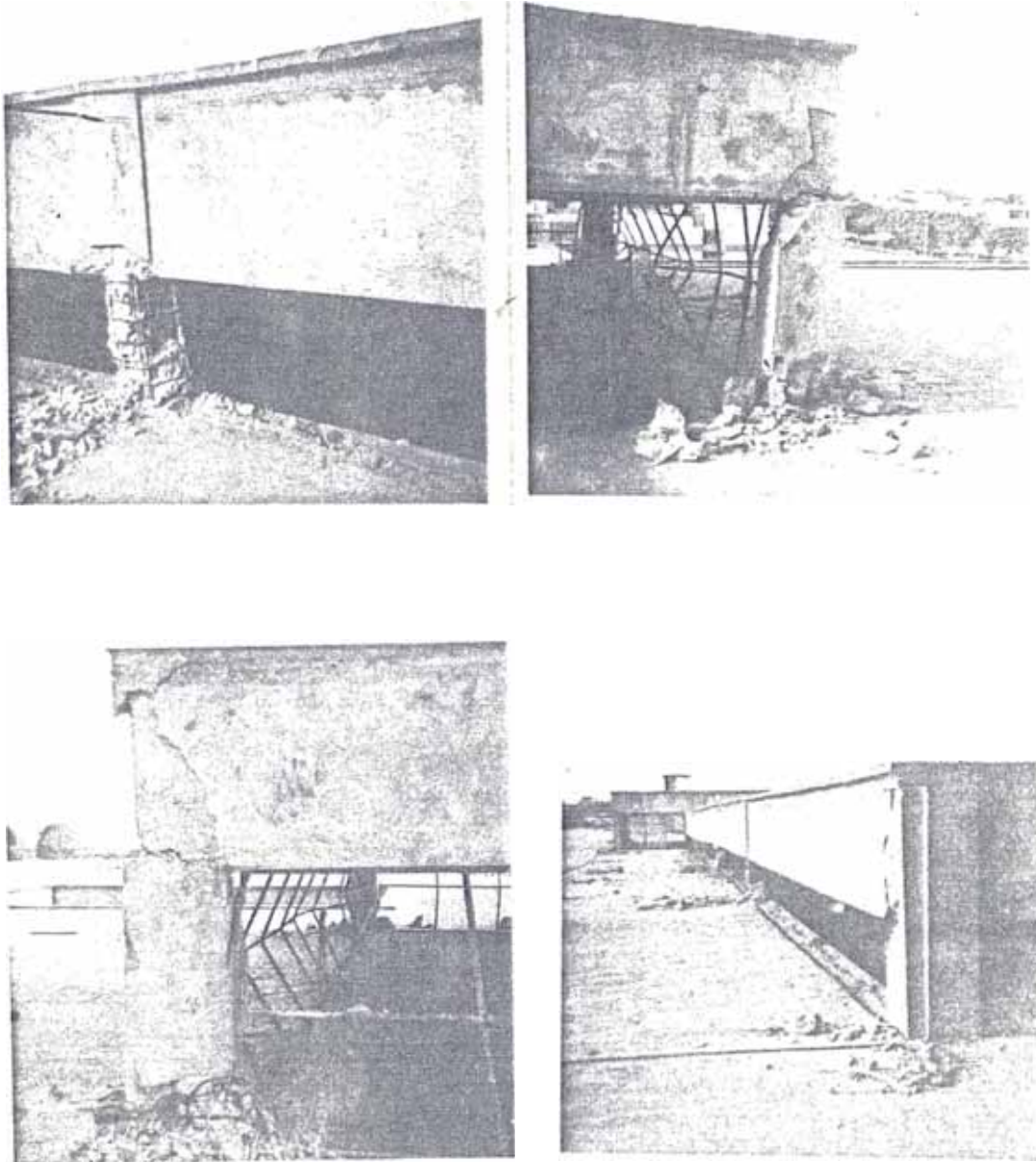
Falla por Cimentación Aislada sobre terreno  
constituido por arena fina.

Colegio Reyna de los Angeles



Reparación de sistemas **aporticaados** , rigidizándo por medio de ~~pl~~as de concreto: ler. nivel.

Colegio Reyna de los Angeles.

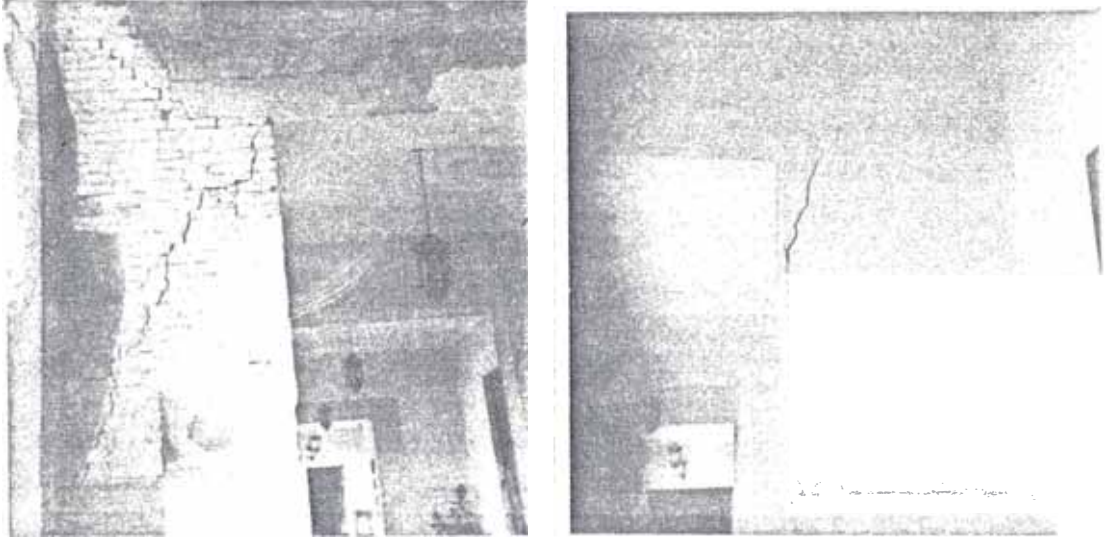


Falla por cortante en columna extremadamente corta  
Colegio Chalcu de Chorrillos.



Falla por cortante en Columna Corta  
Colegio Chalet de Chorrillos.





Falla por cortante en Albañilería  
Colegio: Chalet de Chorrillos

## C A P I T U L O   V

### ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACION

#### ESCOLAR TIPICA

##### 5.1.   INTRODUCCION:

Se considerará como planta típica los que se muestra en la figura 5.1, constituida en la dirección longitudinal por dos pórticos de 3 niveles, de concreto armado; y en la dirección transversal por 4 muros de corte de albañilería y 3 pórticos de 3 niveles, de concreto armado, Las dimensiones totales en planta son de 10.50 m. x 23.65 m.; los que corresponden a tres aulas y a un pasaje exterior en voladizo.

Las dimensiones de las vigas en dirección longitudinal son de .40 x .35 y en dirección transversal son de .30 x .70; en los muros de corte se considerarán columnas de confinamiento y/o de arriostre y vigas soleras. Las dimensiones de las columnas son de .30 x .40 m. se considerará que el local escolar está ubicado en la ciudad de Chiclayo.

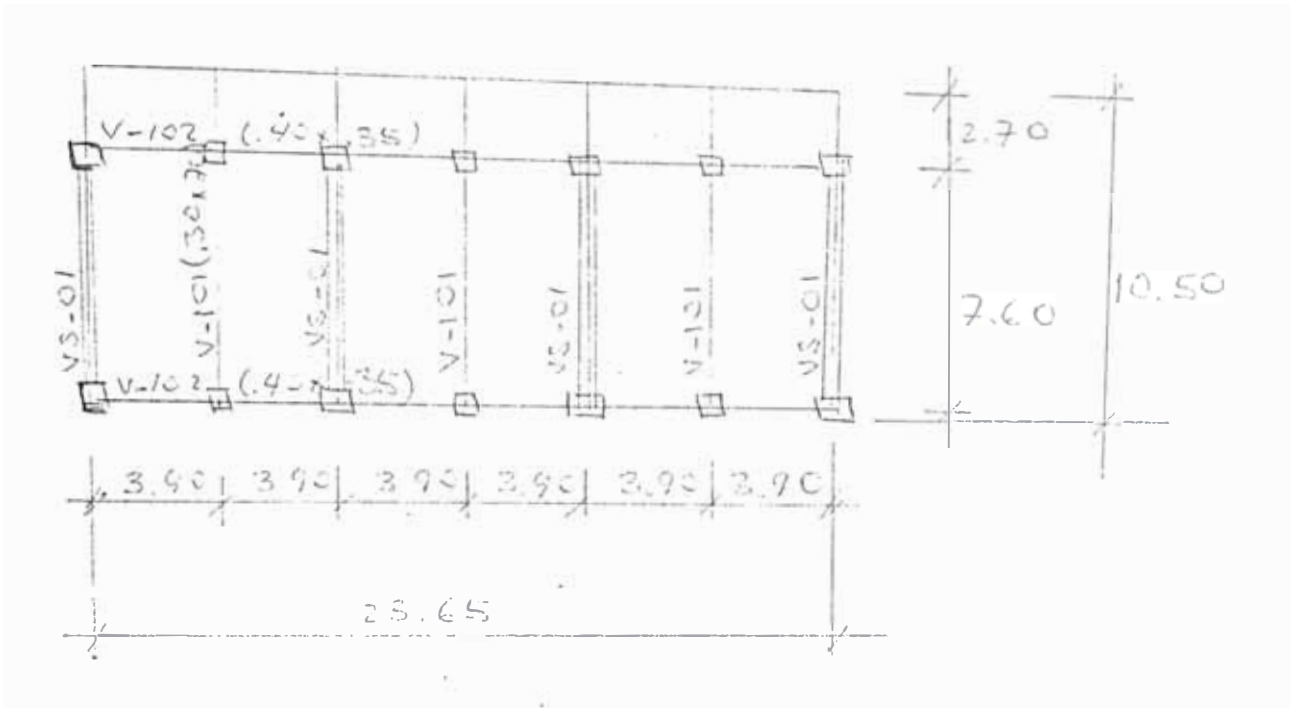


Fig. 5.1. Planta Típica

5.2. ANALISIS SISMICO EN LA DIRECCION:

En la dirección longitudinal, x, se tiene un sistema aporticado de 3 niveles de concreto armado. Se considerará como pórticos dúctiles especiales, adoptándose un valor del factor de Reducción por ductilidad de 6. El análisis sísmico se realizará de acuerdo a las Normas Peruanas de Diseño Sismo-Resistente.



La fuerza cortante, H, de acuerdo al Código Peruano está dado por :

$$H = \frac{Z U S C}{R_D} P, \text{ donde:}$$

H = Fuerza cortante total en la base de la edificación.

Z = Factor de Zonificación Sísmica

U = Factor de uso

C = Coeficiente sísmico elástico (obtenido a partir de un espectro elástico de diseño sísmico)

$$C = \frac{0.8}{\frac{T}{T_S} + 1.0} \leq 0.40$$

donde T = periodo natural de la edificación

$T_S$  = período predominante del suelo de cimentación.

$R_D$  = Factor de reducción por ductilidad

Se considerará:

Z = 1.0 (Chiclayo)

U = 1.3 (Local Escolar)

S = 1.2 (Suelo Tipo 2)

$R_D$  = 6.0 (Pórticos Dúctiles Especiales)

$T_S$  = 0.5 seg.

Metrado de Carga: Para el metrado de carga se ha con-  
siderado para aligerado una carga muerta de 500 Kg/m<sup>2</sup>  
incluyendo peso acabado y de tabiquería, y una carga  
viva de 200 kg/m<sup>2</sup>, se ha tomado en cuenta el peso --  
propio de los muros de albañilería, vigas y columnas  
En resumen se tiene:

1er. Nivel :  $W_1 = 254.3 \text{ Ton.}$

2do. Nivel :  $W_2 = 254.3 \text{ Ton}$

3er. Nivel :  $W_3 = 168.1 \text{ Ton.}$

Rigideces Laterales: Para el cálculo de las rigide-  
ces laterales de sistemas aporricados se ha utiliza-  
do las expresiones empíricas del método "A" del Sr .  
Muto:

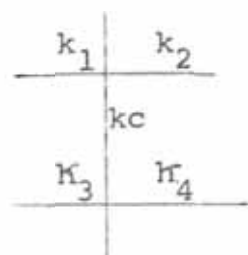
$$k = a h_E = a \left( \frac{12 EI}{h^3} \right)$$

donde:

$k_e$  = Rigidez lateral del elemento

$h_E$  = Rigidez lateral del elemento doblemente empotra-  
do.

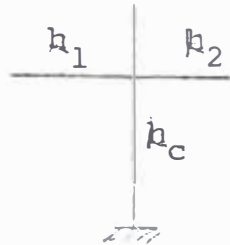
Valores de a : 1) Caso general:



$$\bar{k} = \frac{k_1 + k_2 + k_3 + k_4}{2 k_c}$$

$$a = \frac{\bar{k}}{2 + \bar{k}}$$

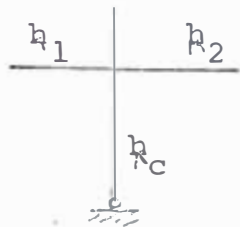
2) Un extremo empotrado.



$$\bar{k} = \frac{k_1 + k_2}{k_c}$$

$$a = \frac{0.5 + \bar{k}}{2 + \bar{k}}$$

3) Un extremo articulado.



$$k = \frac{k_1 + k_2}{k_c}$$

$$a = \frac{0.5 k}{1 + 2 k}$$

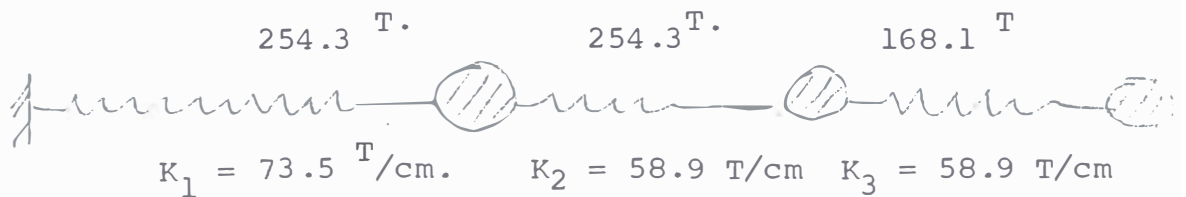
Utilizando estas expresiones se han obtenido los siguientes resultados:

$$K_1 = 73.5 \text{ Ton/cm}$$

$$K_2 = K_3 = 58.9 \text{ Ton/cm.}$$

Determinación del período fundamental de vibración.

Se ha utilizado el método de Stodola, realizándose dos iteraciones como se muestra a continuación.



Y	1	2	3	
$F_{I_i} = m_i W^2 Y_i$	0.293	0.519	0.515	$w^2$
$V_i = F_i$	1.293	1.034	0.515	$w^2$
$Y = V_i / K_i$	0.0176	0.0176	0.0087	
$Y_{i_c}$	0.0176	0.0352	0.0439	$w^2$
$Y_i$	1.00	2.00	2.49	
$F_I$	0.259	0.519	0.427	$w^2$
$V_i$	1.205	0.946	0.427	$w^2$
$Y$	0.0164	0.0161	0.00725	
$Y_{i_c}$	0.0164	0.0325	0.0397	$w^2$
$Y_i$	1.00	1.98	2.42	

de donde:

$$Y_1 + Y_2 + Y_3 = Y_{1c} + Y_{2c} + Y_{3c}$$

$$1 + 2 + 2.49 = (0.0164 + 0.0325 + 0.0397) w^2$$

$$\therefore w_1 = 7.98 \text{ rad/seg.}$$

$$T_1 = \frac{2\pi}{w_1} = 0.80 \text{ seg.}$$

Luego el coeficiente sísmico elástico será:

$$C = \frac{0.8}{\frac{T}{T_S} + 1.0} = \frac{0.8}{\frac{0.8}{0.5} + 1} = 0.308$$

Considerando la expresión empírica del Código Peruano de Diseño Sismo-resistente para estimar el período fundamental de vibración, se tiene:

$T_1 = 0.08 n = 0.08 \times 3 = 0.24 \text{ seg}$ ; luego el coeficiente sísmica elástica será:

$$C = \frac{0.8}{\frac{0.24}{0.50} + 1} = 0.54 \Rightarrow C_{\text{máx}} = 0.4 \therefore C = 0.4 //$$

Por tanto la fuerza cortante total será:

$$H = \frac{Z U S C}{R_D} P = 1 \times 1.3 \times 1.2 \times \frac{0.40}{6} P = 0.104 P$$

$$H = 0.104 \times 676.7 = 70.38 \text{ Ton.}$$

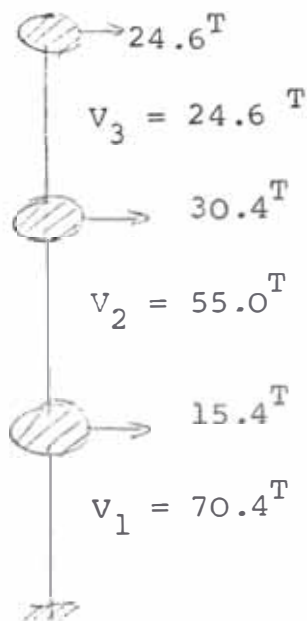
Distribución de la fuerza cortante a lo alto de la edificación.

Se utilizará la expresión:

$$F_i = H \frac{W_i \phi_i}{\sum W_\alpha \phi_\alpha}$$

Nivel	$\phi'$	W (Ton)	$\phi'$ W (Ton)	$F_i$ (Ton)
3	2.42	168.1	406.8	24.6
2	1.98	254.3	503.5	30.4
1	1.00	254.3	254.3	15.4

$$\sum = 1164.6 \quad \sum = 70.4 \quad \text{Conforme.}$$



La fuerza cortante es cada columna se obtiene repartiendo la fuerza cortante en cada entrepiso proporcional a su rigidez lateral. Conociendo la ubicación de los puntos de inflexión, calculamos los momentos flectores en los extremos de cada columna. A continuación se muestra un resumen de los resultados del análisis.

1er. NIVEL:

Columna exterior:

$$V = 70.4 \times \frac{4.49}{73.5} = 4.30 \text{ Ton} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_S = 5.16 \text{ T-m} \\ M_i = 6.40 \text{ T-m} \end{array} \right.$$

Columna interior:

$$V = 70.4 \times \frac{5.56}{73.5} = 5.33 \text{ T.} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_S = 6.40 \text{ T-m} \\ M_i = 9.59 \text{ T-m} \end{array} \right.$$

2do. NIVEL:

Columna exterior:

$$V = 55 \times \frac{3.18}{58.9} = 2.97 \text{ T.} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_S = 4.46 \text{ T-m} \\ M_i = 4.46 \text{ T-m} \end{array} \right.$$

Columna interior:

$$V = 55 \times \frac{4.62}{58.9} = 4.31 \text{ T.} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_S = 6.47 \text{ T-m} \\ M_i = 6.47 \text{ T-m} \end{array} \right.$$

3er. NIVEL:

Columna exterior:

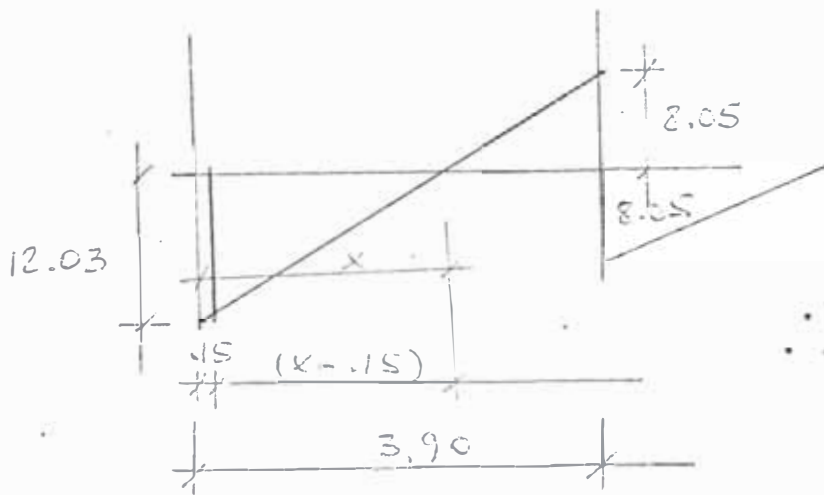
$$V = 24.6 \times \frac{3.18}{58.9} = 1.33 \text{ T.} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_S = 2.00 \text{ T-m} \\ M_i = 2.00 \text{ T-m} \end{array} \right.$$

Columna interior:

$$V = 24.6 \times \frac{4.62}{58.9} = 1.93 \text{ T.} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_S = 2.89 \text{ T-m} \\ M_i = 2.89 \text{ T-m} \end{array} \right.$$

DISEÑO DE VIGAS:

Considerando un factor de 1.25 se obtienen los diagramas - de momentos flectores últimos; los momentos de diseño los consideramos en la cara de los apoyos. Se ilustrará para- el primer nivel:



$$\frac{x}{12.03} = \frac{3.90}{20.08}$$

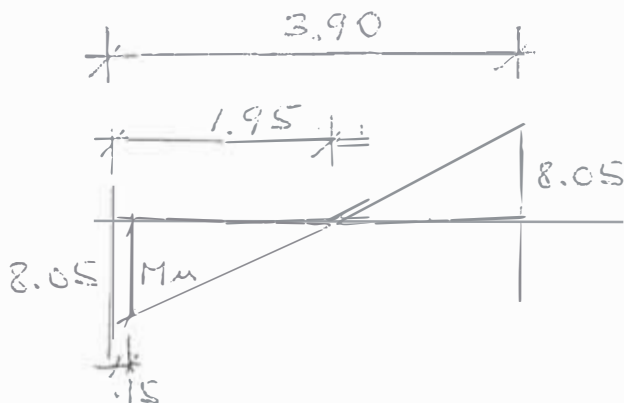
$$x = 2.34$$

$$\frac{M_u}{2.19} = \frac{12.03}{2.34}$$

$$\therefore M_u = 11.29 \text{ T-m/}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)} = 11.3 \text{ cm}^2$$

$$\therefore 6 \phi 5/8''$$



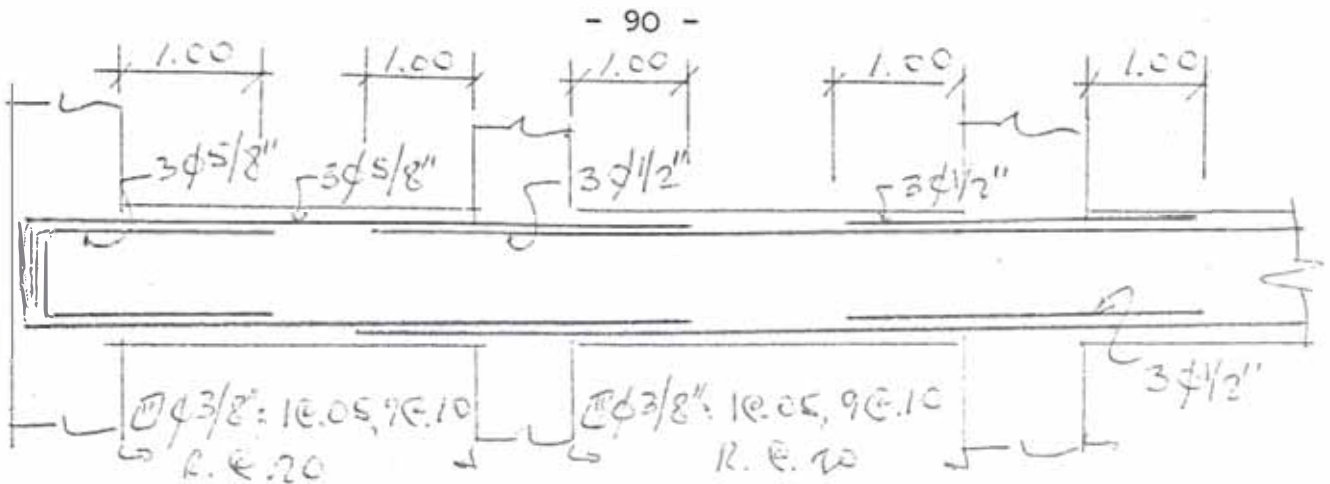
$$\frac{M_u}{1.80} = \frac{8.05}{1.95}$$

$$\therefore M_u = 7.43 \text{ T-m}$$

$$A_s = 6 \phi 1/2''$$

Finalmente se muestra el esquema estructural de las vigas del primer nivel.





As:  $3\phi 5/8''$   $3\phi 1/2''$   $3\phi 1/2''$   
 $3\phi 5/8''$

$\phi 3/8'' : 1 @ .05, 9 @ .20$   $\phi 3/8'' : 1 @ .05, 9 @ .10$   
R. @ .20

V - 102 (.40 x .35)

De los resultados del diseño para el segundo nivel se obtiene un refuerzo de  $5 \phi 1/2''$  para todos los tramos positivos y negativos. Para el tercer nivel se obtiene un refuerzo de  $3 \phi 1/2''$  para todos los momentos de diseño.

### 5.3. ANALISIS SISMICO EN LA DIRECCION Y:

En la dirección transversal, Y, se tiene una combinación de tres pórticos de 3 niveles de concreto armado con cuatro muros portantes y de corte de albañilería. Se considerarán como muros confinados adoptándose un valor del factor de reducción por ductilidad de 2.5. El análisis sísmico -

se realizará de acuerdo a las normas de Albañilería vigente.

La fuerza cortante, H, será:

$$H = \frac{Z U S C}{R_D} P, \text{ donde:}$$

Z = 1.0 (Chiclayo)

U = 1.3 (Local Escolar)

S = 1.2 (Suelo Tipos)

R<sub>D</sub> = 2.5 (Muros Confinados)

C = 0.4 (Coeficiente sísmico elástico)

Reemplazando, se tiene:

$$H = (1) \frac{(1.3) (1.2) 0.4}{2.5} P = 0.25 P$$

$$H = 0.25 \times 676.7 = 168.9 \text{ Ton.}$$

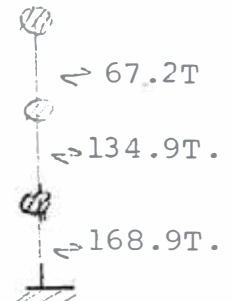
Distribución de la fuerza cortante a lo alto de la edificación.

Se utilizará la expresión del Código Peruano:

$$F_i = H \frac{w_i h_i}{\sum w_x h_x}$$

Nivel	$h_i$	$W_i$ (Ton)	$h_{\alpha}$	$W_{\alpha}$	$F_i$ (Ton)
3	9	168.1	1512.9		67.2
2	6	254.3	1525.8		67.7
1	3	254.3	762.9		34.0

$\Sigma = 3801.6$       168.9 Conforme



RIGIDECES LATERALES:

Para el cálculo de las rigideces laterales de los muros de corte se considerarán deformación por fuerza cortante y por momentos flectores.

La rigidez lateral de los muros está dada por:

$$k_l = \frac{Et}{4 \left(\frac{h}{l}\right)^3 + 3 \left(\frac{h}{l}\right)}$$

donde:

$E =$  módulo de elasticidad  $= 500 f'_m = 500 \times 35 = 17,500$  -  $kn/cm^2$  (considerando ladrillo tipo medio duro con mortero)

$t =$  espesor del muro  $= 25$  cm.

$h =$  altura del muro  $= 300$  cm.

$l =$  longitud del muro  $= 760$  cm.

Reemplazando valores, se tiene:

$$k_l = 305.9 \text{ Ton/cm.//}$$

La rigidez lateral de las columnas son:

$$k_c = a k_E = 9.0 \text{ Ton/cm.}$$

La rigidez lateral total será:

$$K_1 = 305.9 \times 4 + 9.0 \times 6 = 1277.6 \text{ Ton/cm.}$$

Repartiendo la fuerza cortante entre los muros y columnas, de acuerdo a sus rigideces se tiene:

1er. NIVEL:

Muros:

$$V = 168.9 \times \frac{305.9}{1277.6} = 40.4 \text{ Ton} \Rightarrow V_{\text{sismo}} = 0.75 V = 30.3 \text{ Ton}$$

Columnas:

$$V_c = 168.9 \times \frac{9.0}{1277.6} = 1.2 \text{ Ton}$$

DISEÑO DE LOS MUROS DE CORTE:

Diseño por Cortante:

Los esfuerzos admisibles de corte, según el Código de Albañilería, para muros confinados son:

$$v_m = 1.8 + 0.18 f_d \leq 3.3 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{mortero con cal})$$

$$v_m = 1.2 + 0.18 f_d \leq 2.7 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{mortero sin cal})$$

donde:

$f_d$  = esfuerzo de compresión debido a las cargas muertas actuantes sobre el muro, en  $\text{kg/cm}^2$

$$f_d = 1.62 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{mortero sin cal})$$

$$v_m = 1.2 + 0.18 \times 1.62 = 1.49 \text{ kg/cm}^2 < 2.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_m = 1.49 \times 25 + 760 = 28.3 \text{ Ton (mortero sin cal)}$$

$$v_m = 1.8 + 0.18 \times 1.62 = 2.09 \text{ kg/cm}^2 < 3.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_m = 2.09 \times 25 \times 760 = 39.7 \text{ Ton// (mortero con cal)}$$

$$V_m = 39.7 \text{ Ton} > V_{\text{actuante}} = 30.3 \text{ Ton} \dots \text{ Conforme}$$

En resumen se considerarán en los muros mortero con cal

Diseño de los elementos de confinamiento:

El área mínima de concreto está dado por:

$$A_c = \frac{0.9 V}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0.9 \times 40,400}{\sqrt{210}} = 2509 \text{ cm}^2$$

Considerando dos paños:

$$A_c = \frac{2509}{2} = 1254 \text{ cm}^2 \dots 30 \times .40$$

El area de acero mínimo es :

$$A_{S_{\min}} = 0.1 \frac{f'_c}{f_y} A_c$$

$$A_{S_{\min}} = 0.1 \times \frac{210}{4200} \times 1200 = 6.0 \text{ cm}^2$$

El refuerzo horizontal (de la viga solera) está dado por:

$$A_{S_n} = 1.4 \frac{V}{f_y} = 1.4 \times \frac{20,200}{4200} = 6.7 \text{ cm}^2$$

$$\dots \underline{\underline{2 \text{ } \phi \text{ } 5/8'' + 2 \text{ } \phi \text{ } 1/2''}}$$

El refuerzo vertical (de la columna de confinamiento) está dado por:

$$A_{Sv} = 1.4 \frac{V}{f_y} \left( \frac{h}{\lambda} \right) = 1.4 \times \frac{20,200}{4200} \left( \frac{3}{3.80} \right) = 5.3 \text{ cm}^2$$

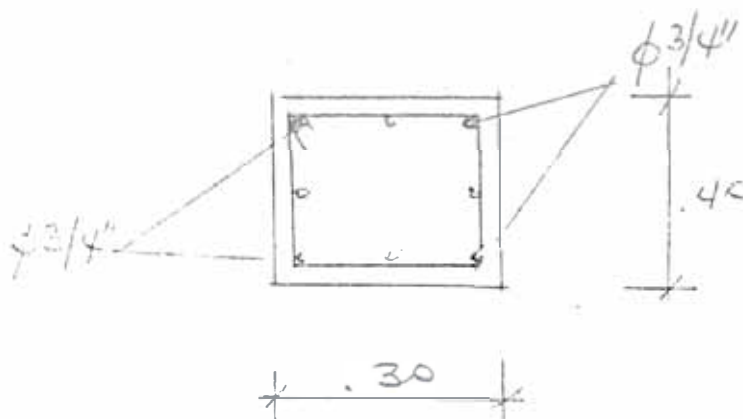
∴ USAR 2 ∅ 5/8" + 2 ∅ 1/2"

(refuerzo de la columna interior, central, de los muros)

En forma semejante se realiza el diseño para los niveles segundo y tercero.

Las columnas extremas de los muros se han diseñado como partes integrantes de los pórticos de concreto armado de la dirección longitudinal. Del resultado del diseño se tiene:

$$A_s = 4 \text{ } \phi \text{ } 3/4" + 4 \text{ } \phi \text{ } 5/8"$$



COLUMNA EXTREMA DE LOS MUROS DE CORTE:

En resumen se ha querido mostrar el procedimiento de análisis y diseño estructural de edificaciones constituidas por sistemas mixtos de pórticos de concreto armado y de muros de corte y/o portante de albañilería.

## CAPITULO VI

### 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- a) El modelo estructural más usado en los locales escolares en el país es como el mostrado en el plano A1. Los pabellones de aulas de uno o mas pisos (generalmente hasta un máximo de tres pisos) en cuanto a su estructuración están constituidos en la dirección-transversal por pórticos de concreto armado alternados por muros de albañilería portantes y/o de corte; y en la dirección longitudinal por pórticos de concreto armado, sin embargo por razones arquitectónicas usualmente en la línea adyacente a los corredores y pasadizos se construyen muros hasta la parte inferior de las ventanas altas (alfeizer), este tipo de construcción en la dirección longitudinal de la edificación, hace que las columnas trabajen como elementos cortos de comportamiento frágil. Cada aula generalmente está limitada en la dirección transversal por dos muros portantes y/o de corte, y en la parte central tiene un pórtico de concreto armado



las dimensiones en planta de una aula típica son de 9 - 10 mts. á 6 - 7 mts. El pórtico extremo en el sentido longitudinal del corredor, en algunos casos no existen. En algunos casos las escaleras de acceso han sido construídos monolíticamente con la estructura principal de la edificación, y en otros independientemente de la estructura principal.

- b) En el sentido transversal el comportamiento de la edificación durante un sismo severo es en general satisfactorio. Las fuerzas sísmicas en un gran porcentaje es tomada por los muros de albañilería debido a su gran rigidez respecto a las rigideces de las columnas de los pórticos.

En el sentido longitudinal, los muros de albañilería muchas veces coronados con una pequeña losa rigidiza a las columnas situadas en las líneas que separan las aulas de los corredores o de los pórticos. En estas condiciones durante un sismo severo las columnas que han sido convertidas en "columnas cortas" o sea de gran rigidez lateral, toman la mayor parte de la fuerza cortante sísmica lateral en ese sentido.

- c) En la dirección transversal, muchas veces, no se hace el diseño sismo resistente de los muros de albañilería, ni de los elementos de confinamientos y/o de aniestres.

En el sentido longitudinal, frecuentemente, los elementos de concreto armado (pórticos secundarios) no se diseñan para resistir fuerzas horizontales sísmicas. En otros casos se hace un diseño de los pórticos secundarios sin tener en cuenta la presencia de los elementos de albañilería; así las columnas se diseñan para su altura libre total (de piso terminado a techo), columnas que quedan convertidas en elementos cortos de gran rigidez al construirse los muros longitudinales de albañilería. Las "columnas cortas" en sentido longitudinal fallarán durante un sismo severo.

Cabe señalar que en el actual reglamento peruano de diseño sismo-resistente (1), (2) existen normas para el diseño respectivo de las estructuras de albañilería y/o de concreto.

## BIBLIOGRAFIA

- 1.- Normas Peruanas de Diseño Sismo-Resistente, 1977  
Ministerio de Vivienda y Construcción
- 2.- Diseño de Construcciones de Albañilería, 1982  
Ministerio de Vivienda y Construcción
- 3.- Response of multistory Concrete Structures to lateral Forces, 1973
- 4.- ACI SP 36, Michigan
- 5.- EMILIO ROSENBLUETH. "Temblores Chilenos en 1960".
- 6.- SILGADO E. "Sismicidad de la región occidental de América del Sur entre los paralelos 2° y 18° Sur" I Congreso Nacional de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Lima-Perú, 1969.
- 7.- SANCHEZ ROQUE. "Estudio de las propiedades Axial, Corte y Tracción Diagonal en muros de albañilería de arcilla cocida", Tesis de Grado, Ing<sup>o</sup> Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, 1972.
- 8.- ASCUE WILLY. "Métodos de reparación de estructuras dañadas por efectos sísmicos", Tesis de Grado, Ing Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, 1972
- 9.- Roberto Meli. "Comportamiento sísmico de muros de mampostería. Universidad Autónoma de México, 1975.
- 10.- Boletín No.1 Instituto de Estructuras. Universidad Nacional de Ingeniería, (1962) Lima, Perú.

## I N D I C E

AGRADECIMIENTOS		<u>Página</u>
CAPITULO	I : INTRODUCCION	1
CAPITULO	II : ANALISIS	8
	2.1 : Introducción	8
	2.2 : Análisis dinámico de Estructuras de varios grados de libertad	26
	2.3 : Diseño y Reglamentos	45
CAPITULO	III : 3. Influencia de elementos no estructurales en la respuesta sísmica de locales escolares	50
CAPITULO	IV : Daños observados en sismos pasados	53
	4.1 : El sismo de Arequipa del 16 de Febrero de 1979	55
	4.2 : Edificaciones del C.E.B. A-18 Hunter	56
	4.3 : De la inspección ocular y del estudio de la información	57
	4.4 : Daños observados y sus causas	60
	4.5 : Conclusiones	
	4.6 : Recomendaciones	
CAPITULO	V : Análisis y diseño estructural de una edificación escolar	
	5.1 : Introducción	80
	5.2 : Análisis sísmico de la dirección	81
CAPITULO	VI : Conclusiones y Recomendaciones	97
BIBLIOGRAFIA		100