

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



**ESTUDIO EXPERIMENTAL DE PORTICOS DE CONCRETO
ARMADA A ESCALA 3/4, SOMETIDOS A ENSAYOS DE
SIMULACION SISMICA.**

TESIS

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

DANIEL ENRIQUE RIOS PADILLA

LIMA - PERU

1994

I N D I C E G E N E R A L

	(Pag. No)
INTRODUCCION	1
CAPITULO I: LINEAMIENTOS GENERALES	3
1.1. Idealización de la Estructura.	3
1.2. Modelos bidimensionales	4
1.2.1. Características de los Especimenes.	5
1.2.2. Dimensiones	5
1.3. Proceso constructivo.	5
1.3.1. Sistema constructivo adoptado.	6
1.3.2. Materiales utilizados	6
1.4. Diseño Estructural del Pórtico	7
1.4.1. Hipótesis.	7
1.4.2. Peso del espécimen.	8
1.4.3. Análisis sísmico del pórtico.	9
1.4.4. Envolvente de esfuerzos.	11
1.4.5. Diseño de vigas	13
1.4.6. Diseño de estribos.	14
1.4.7. Diseño de columnas.	15
CAPITULO II ASPECTOS TEORICOS.	21
2.1 Análisis inelástico (teóricos)	21
2.1.1 Modelos Estructurales para el análisis.	25
2.1.1.1 Modelos Histeréticos	25
2.1.1.2 Modelo Bilineal	27
2.1.1.3 Modelo de Ramberg-Osgood	27
2.1.1.4 Modelo de Clough.	27
2.1.1.5 Modelo de Takeda.	27
2.1.1.6 Modelo Trilineal	28
2.1.1.7 Modelo de Otani	28
2.1.1.8 Modelo de Sina Y Q'Tiyst	28

2.1.2	Definición de ductilidad	28
2.1.3	Criterios de fluencia.	29
2.1.4	Estados supuestos para los elementos de concreto armado.	29
2.1.5	Consideraciones Generales para el análisis.	30
2.1.6	Análisis Teórico del Pórtico (PROG. MDOF)	30
2.1.7	Análisis Teórico Programa de computo INDRA.	31
2.1.7.1	Respuesta del Análisis Dinámico Inelástico.	32
2.1.7.2	Respuesta de distribución de máximos Requerimientos.	32
2.1.8	Determinación de las características elásticas de los elementos.	32
2.1.8.1	Matriz de Rigidez.	32
2.1.8.2	Matriz de masa.	33
2.1.8.3	Matriz de Amortiguamiento.	34
2.2	Fundamentos teóricos de los ensayos.	36
2.2.1	Ensayos de vibración forzada	36
2.2.1.1	Amortiguamiento.	36
2.2.1.2	Frecuencia Natural.	38
2.2.2	Ensayo de aplicación de carga estática.	38
2.2.2.1	Matriz de flexibilidad	38
2.2.2.2	Fundamento Teórico	39
2.2.3	Ensayo Pseudo-dinámico.	40
2.2.3.1	Fundamento teórico.	40
2.2.3.2	Metodo del ensayo Pseudo-dinámico.	41
2.2.3.3	Fuentes de error intrínseca y experimental	45
2.2.3.3.1	Errores intrínsecos.	45
2.2.3.3.2	Errores experimentales.	46
	CAPITULO III : PROGRAMA DE ENSAYOS EXPERIMENTALES	48
3.1.	Objetivos.	48
3.2.	Ensayos experimentales.	48

3.3. Ensayo de vibración forzada.	48
3.3.1 Instrumentación.	49
3.3.2 Equipo Utilizado.	49
3.3.3 Procedimiento y secuencia de los ensayos.	49
3.3.3.1 Primer ensayo de vibración forzada.	49
3.3.3.2. Segundo ensayo de vibración forzada.	50
3.3.3.3 Resultados del primer ensayo de V.F.	51
3.3.3.4 Resultados del segundo ensayo de V.F.	51
3.3.3.5 Conclusiones.	52
3.4 Ensayo de aplicación de carga estática.	53
3.4.1 Instrumentación	53
3.4.2 Equipos utilizados.	54
3.4.3 Procedimiento y secuencia de ensayos.	55
3.4.4 Procesamiento de datos y Obtección de resultdos.	55
3.5 Ensayo Seudo-dinámico.	59
3.5.1 Instrumentación.	59
3.5.2 Equipos utilizados.	59
3.5.3 Montaje del espécimen.	61
3.5.4 Procedimiento y secuencia del ensayo.	61
3.5.4.1 Programa de control.	62
3.5.4.2 Parametros de entrada para el programa de control.	64
3.5.5 Características de la señal sísmica.	66
3.5.6 Comportamiento secuencial del ESD.	67
3.6 Resultados del ensayo ESD.	67
3.6.1 Secuencia de falla.	67
3.6.2 Formas de falla.	69
3.6.3 Graficas histeréticas del Ensayo	70
3.6.4 Graficas de las respuestas dinámicas del modelo.	70
3.6.5 Resultados más significativos.	70

3.6.6	Envolvente de las Deformadas	70
3.6.7	Formación de la Primera Rotula Plástica	71
3.6.8	Conclusiones.	72
CAPITULO IV : ANALISIS Y COMPARACION DE RESULTADOS.		74
4.1	Degradación de Estructural de los modelos.	74
4.1.1	Degradación de la rigidez.	74
4.1.2.	Degradación de la resistecia.	75
4.2	Resultados de las Maximas Respuestas	76
4.2.1	Cortantes Basales	76
4.2.2	Desplazamientos laterales maximos.	76
4.2.3	Distorsiones maximas.	77
4.3	Amortiguamiento Estructural de los modelos	77
4.4	Energía de disipación inelástica.	79
4.4.1	Ductilidad.	79
4.4.1.1	Ductilidad por Desplazamiento	80
4.4.1.2	Criterios para el calculo del factor de ductilidad.	81
4.5	Comparación de resultados de los ensayos.	82
4.5.1	Comparación de las envolventes de los ensayos Realizados.	82
4.5.2.	Comparación de las respuestas histeréticas de los ensayos.	82
4.5.3.	Comparación de la formación de rotulas plásticas.	83
4.5.4.	Comparación del Ensayo ESD y el análisis teórico INDRA.	83
CAPITULO V : CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		85
5.1	Conclusiones.	85
5.2	Recomendaciones.	89

ANEXOS:

ANEXO Nº 1	Método de semi-potencia o ancho de banda.
ANEXO Nº 2	TABLAS.
ANEXO Nº 3	FIGURAS.
ANEXO Nº 4	GRAFICOS
ANEXO Nº 5	FOTOS

BIBLIOGRAFIA.

SUMARIO

El trabajo que a continuación se presenta, esta referido al estudio del comportamiento sísmico de estructuras de concreto armado, para lo cual se realiza ensayos de simulación sísmica en un pórtico bidimensional a escala 3/4.

En esta investigación, se efectúan ensayos de vibración forzada, flexibilidad y Pseudo-dinámicos, realizados en el Laboratorio de Estructuras del Centro Peruano Japonés de Investigaciones sísmicas y Mitigaciones de Desastres (CISMID), de la Facultad de Ingeniería Civil Universidad Nacional de Ingeniería.

Además se realiza una comparación entre los resultados del análisis teórico con los experimentales, en una estructura real, para así identificar los parámetros, que más afectan en el comportamiento inelástico de las estructuras. Observando los estudios comparativos de la respuesta de las edificaciones consideradas (real y teórica)

Los resultados experimentales son valores que nos ayudaran a tener un mejor conocimiento del comportamiento no-lineal de la estructura, así como la secuencia de falla y degradación estructural, sufridas.

A la luz de estos resultados, podremos establecer cuestionamientos a la actual Norma sismo-resistente del RNC, y a la vez verificar si el diseño estructural del pórtico realizado según el reglamento es viable.

I.- INTRODUCCION:-

El objetivo de este trabajo es efectuar el análisis dinámico no lineal y estudiar el comportamiento sísmico de estructuras de concreto armado, la cual estará representada por un modelo de pórtico bidimensional.

Los procedimientos analíticos resultan insuficientes para este objetivo, ya que, si bien es cierto, los programas de cómputo permiten hacer análisis muy detallados, la calidad de los resultados está limitada por numerosas simplificaciones al plantear modelos para el comportamiento de los elementos componentes en el rango no lineal. Por lo tanto es indispensable recurrir a la Experimentación.

Los ensayos estáticos, en los que se imponen a la estructura fuerzas o desplazamientos pre-establecidos, proveen información valiosa pero difícil de relacionar con el comportamiento frente a sollicitaciones sísmicas.

Los ensayos en mesa vibradora simulan el comportamiento en forma más realista. Sin embargo las dimensiones y el peso de los especímenes está muy limitado, obligando a ensayar modelos reducidos. El costo del equipo es muy alto, la interpretación de resultados es también muy difícil, particularmente al ensayar especímenes de gran masa, que interactúan con el equipo.

Los ensayos pseudo-dinámicos, cuyo uso es relativamente reciente, evitan muchas de estas dificultades, pueden ensayarse grandes estructuras, los requerimientos para el equipo son modestos y la lentitud del ensayo es tal que permite observar cuidadosamente la evolución de los daños [1]

Se efectuará la comparación de los resultados del análisis teórico con los resultados experimentales en una estructura real, para así identificar los parámetros, que más afectan en el comportamiento inelástico de las estructuras, observando los estudios comparativos de la respuesta de las edificaciones consideradas (real y teórica) y usando los resultados experimentales disponibles, así como los resultados del análisis, los cuales se indican en el capítulo final V de conclusiones.

Otro objetivo de esta tesis es revisar los reglamentos que se usan, para el diseño de pórticos de concreto armado en nuestro país.

Por último como apéndice, se indican esquemáticamente las figuras, tablas, gráficas, fotos y las características de los modelos.

C A P I T U L O I

LINEAMIENTOS GENERALES

Es conocido que una estructura de concreto armado sujeta a sismos severos y moderados se comporta en el rango inelástico con la consiguiente disipación de energía, por lo que los métodos de análisis y diseño empleados deberían tomar en cuenta de alguna forma esta realidad, lo que permitiría tener una mejor idea del comportamiento inelástico de la estructuras.

En el presente trabajo, se realiza el estudio experimental del comportamiento dinámico no lineal de pórticos de concreto armado sometidos a ensayos de simulación sísmica, realizados en el Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigaciones de Desastres (CISMID) de la Universidad Nacional de Ingeniería, como parte de un Programa de Investigación conjunta con la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP)

Uno de los principales ensayos realizados en este Programa de investigación, fué el Seudo-dinámico cuyo Método es único y relativamente nuevo en nuestro país.

1.1. IDEALIZACION DE LA ESTRUCTURA.

Por lo complejo que es, la evaluación de la respuesta sísmica en el rango inelástico de un edificio que responde a una excitación sísmica, se requieren de algunas simplificaciones e idealizaciones de modelos, a fin de obtener un modelo matemático que puede ser resuelto con las técnicas de computación numérica. Se ha escogido uno de los mas comunes, que se usan para el análisis no lineal y puede ser utilizado en el Ensayo

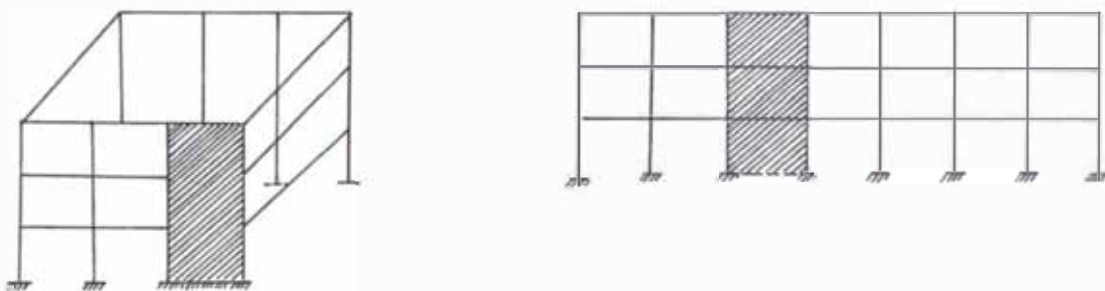
Seudo-Dinámico (ESD).

Resulta así un modelo "discreto" cuyo comportamiento queda definido por un número finito de parámetros, típicamente los desplazamientos de los nudos. Las deformaciones y los esfuerzos pueden obtenerse a partir de estos, utilizando implícita o explícita apropiadas interpolaciones.

Tanto al realizar un análisis dinámico convencional como en los ensayos seudo-dinámicos, el modelo discreto implica aproximaciones. Los errores podrían reducirse considerando un mayor número de grados de libertad, pero esto no es factible en los referidos ensayos, ya que a cada grado de libertad del modelo debe corresponder un actuador capaz de aplicar un desplazamiento en el espécimen. Por lo general se utilizan modelos de viga de corte, con un solo grado de libertad por piso, asociado al desplazamiento horizontal, en tal caso las fuerzas obtenidas del modelo corresponden a las que determinarían analíticamente con una condensación estática.

1.2. MODELOS BIDIMENSIONALES.

En este modelo, todos los pórticos en una dirección son tratados como elementos planos unidos por vigas rígidas, que representan la condición de rigidez infinita de la losa del piso. Este modelo es muy usado para el análisis inelástico y permite estudiar la respuesta sísmica a nivel de cada Elemento.



Modelo bidimensional

1.2.1 CARACTERISTICAS DE LOS ESPECIMENES

Los Pórticos construidos en el CISMID (FOTO Nº1.0), forman parte del modelo tridimensional (Prototipo) que se ha construido en la PUCP; con lo cual, el diseño y construcción de los pórticos, es similar al realizado en el modelo tridimensional. Las vigas de los pórticos cuentan en sus extremos con pequeñas salientes (dados, con características proporcionadas por el CISMID), cuya finalidad es evitar las concentraciones de esfuerzos provocadas en los nudos por los actuadores dinámicos, cuando se realice el ensayo pseudo-dinámico.

Por otra parte, los pórticos cuentan con una pequeña losa de concreto armado de espesor 5 cm., en cada uno de sus niveles. La finalidad de esta losa es la colocación de una sobrecarga (vigas de acero) que simule el peso del aligerado que existe en el módulo tridimensional; esto es:

Peso del Aligerado sobre el Pórtico:	741 Kg -
Peso de la losa: 0.05x0.6x2.7x2400	194 Kg
<hr/>	
Sobrecarga a añadir en cada nivel	= 547 Kg(repartida)

1.2.2 DIMENSIONES.

Las dimensiones del modelo bidimensional empleado, son las mismas en vigas y columnas del modelo tridimensional construido en el laboratorio de la PUCP tal como se muestra en la **LAMINA Nº 1.**

1.3 PROCESO CONSTRUCTIVO

El proceso constructivo seguido fue el que tradicionalmente se utiliza en nuestro país, con la diferencia que el curado de las vigas y columnas se realizó durante 7 días con sacos de yute, humedecidos. La mezcla se realizó en forma mecánica con una mezcladora de 6 pies cúbicos de capacidad y un tiempo de batido de 5 minutos. El transporte del material se hizo con carretillas, latas concreteras y usando el puente

grúa del CISMID, con el cuidado de evitar la segregación del material. El vibrado respectivo se realizó con un vibrador de 1".

Cabe mencionar que el peralte de la cimentación (35cm), resulto mínimo y suficiente para poder anclar el refuerzo vertical de las columnas (ϕ 1/2"). por otro lado, al coincidir los ganchos de izaje con la ubicación de las columnas, los esfuerzos en el anillo (por transporte del espécimen) salen valores pequeños sin embargo, se proporcionó un refuerzo longitudinal mínimo capaz de cerrar cualquier fisura eventual de tracción en el concreto.

1.3.1 SISTEMA CONSTRUCTIVO ADOPTADO.

El refuerzo de las vigas y columnas fueron calculados aplicando las normas Peruanas Sismo-resistente (RNC-77) y de Concreto Armado (E-060) sobre el módulo bidimensional. Cabe anotar que la Construcción de los pórticos fue realizado por el personal de la PUCP. (Foto N°1.1 Y 1.2)

1.3.2 MATERIALES UTILIZADOS

1.3.2.1 CONCRETO

Agregados

La arena gruesa provino de la Molina y la piedra chancada empleada tuvo un tamaño nominal de 1/2". La granulometría se muestra en la **Tabla N°1.1**.

El peso específico de la arena y de la piedra chancada fue 2.66 y 2.73 ton/m³, respectivamente; mientras que el peso volumétrico de la arena y de la piedra fue 1.81 y 1.60 ton/m³ respectivamente.

Cemento

El cemento empleado fue Portland tipo I, proveniente de la fábrica Cementos Lima. Las bolsas fueron almacenadas bajo techo, en rumas no mayores de 6 bolsas.

Dosificación

La dosificación de los componentes del concreto se realizó en peso; la relación agua/cemento fue de 0.61

(slump 4 cm.). Las proporciones por metro cúbico de concreto fueron:

Cemento	=	330	Kg
Arena	=	700	Kg
Piedra	=	1200	Kg
Agua	=	200	Kg

Resistencia a Compresión y Módulo de Elasticidad

Se realizaron ensayos de compresión axial sobre probetas estandar ($\phi=15\text{cm}$, $h=30\text{cm}$), con 7 y 28 días de edad; la velocidad de ensayo fue 1.25 mm/minuto. se colocó en algunas probetas un LVDT vertical con base distanciadas a 5 cm, lo que permitió graficar (con un recorder X-Y) la carga axial vs. deformación vertical, con lo cual fue posible obtener el módulo de elasticidad (E).

En promedio la resistencia del concreto y su módulo de elasticidad resultaron: $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ (en los análisis se usará 210 kg/cm^2) $E = 260,000 \text{ kg/cm}^2$ (En los análisis se usará $210,000 \text{ kg/cm}^2$), respectivamente.[2]

1.4 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PORTICO DE CONCRETO ARMADO

1.4.1 HIPOTESIS

Las hipótesis adoptada para el diseño fueron :

- El espécimen ha sido construido a una escala 3/4 (muy cerca de la escala natural), a fin de evitar problemas en los componentes del concreto armado. Asi mismo, las resistencias unitarias del concreto y del acero serán las mismas a las del prototipo ($f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$). De este modo, se espera también que el grado de amortiguamiento sea similar entre el espécimen y su prototipo.
- La geometría del espécimen y su peso respectivo, es tal que su período de vibración corresponde al de edificios aporricados reales de dos pisos, con lo cual al mantenerse constante los dos parametros dinámicos

(período y amortiguamiento) la sollicitación sísmica será similar entre el modelo y su prototipo a fin de obtener igual respuesta estructural.

El diseño se realizó según las normas nacionales actuales: Normas de Diseño Sismo-resistente (RNC-77), Normas de Cargas (E-020) y Norma de Concreto Armado (E-060).

El espécimen no tiene sobrecarga (s/c); sin embargo, en el diseño por carga vertical se contempló una s/c de 150 kg/m² por montaje, durante la construcción. Para el diseño sísmico se empleó las cargas permanentes, con las que se determinaron las cargas laterales del RNC-77, utilizándose los factores de carga y de reducción de resistencia de la norma E-060 en el diseño estructural.

- Se buscó que las rótulas plásticas se formen primero en las vigas y finalmente en las columnas. Para definir la secuencia de formación de rótulas plásticas y evaluar la capacidad de flexión del espécimen.

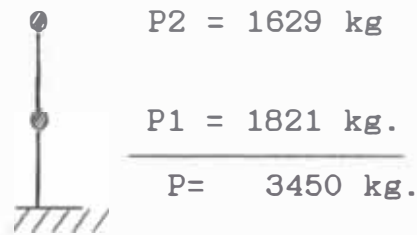
- Se empleó el programa INDRA (análisis inelástico paso a paso) a fin de tantear el máximo sismo posible a aplicar sobre el espécimen sin que ocurra su colapso. Se utilizó la señal sísmica "Mayo 70" correspondiente a la componente L del terremoto del 31 de Mayo de 1970, estableciéndose dos sismos de ensayo: Leve para el rango elástico; y severo para el rango inelástico.

- El refuerzo de acero provino de la planta SIDERPERU; los ensayos de tracción realizados con la Norma ASTM, para las varillas a emplear en los pórticos (ϕ 8mm., y ϕ 1/2), proporcionaron los siguientes resultados los cuales se indican en la **Tabla N^o1.2.**

1.4.2. PESO DEL ESPECIMEN

Previó a la construcción del espécimen y con fines de efectuar el análisis y diseño estructural, se calcularon los pesos en forma teórica mediante un metrado de cargas;

1.4.2.1 Metrado sobre un Pórtico



2do Nivel (P2): Aligerado = $1482/2 = 741 \text{ kg}$

Cols. = $2 \times 0.2 \times 0.2 \times 1.0 \times 2400 = 192 \text{ kg.}$

Vigas = $0.2 \times 0.25 \times 3.1 \times 2400 = 372 \text{ kg}$

$+ 2 \times 0.2 \times 0.25 \times 2400 \times 2.7/2 = 324 \text{ kg}$

$P_2 = 1,629 \text{ kg}$

1er Nivel (P1): Aligerad = $1482/2 = 741 \text{ kg}$

Cols. = $2 \times 0.2 \times 0.2 \times 2 \times 2400 = 384 \text{ kg}$

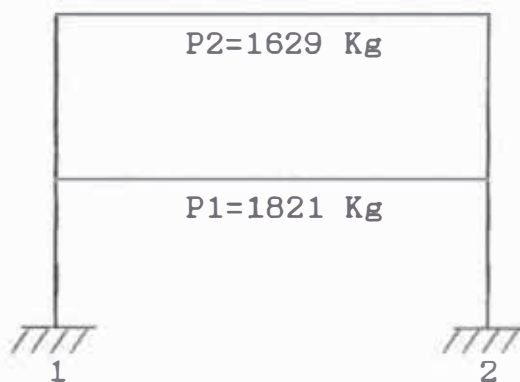
Vigas = $0.2 \times 0.25 \times 3.1 \times 2400 = 372 \text{ kg}$

$+ 2 \times 0.2 \times 0.25 \times 2400 \times 2.7/2 = 324 \text{ kg}$

$P_1 = 1,821 \text{ kg}$

1.4.3 ANALISIS SISMICO DEL PORTICO

El modelo matemático del pórtico es el siguiente:



Columnas : $20 \times 20 \text{ cm}$
 Vigas : $20 \times 25 \text{ cm}$
 $E = 210,000 \text{ kg/cm}^2$
 $E/G = 2.3$
 $P = P_1 + P_2 = 3450 \text{ kg}$

Usando Jacobi la Matriz de Rigidez lateral resulto

$$K \text{ (kg/cm)} = \begin{vmatrix} 10652 & -4432 \\ -4432 & 3505 \end{vmatrix}$$

Este resultado concuerda razonablemente con el Período propuesto por el RNC-77 para edificios aporricados:

$$T = 0.08 \quad N = 0.08 \times 2 = 0.16 \text{ seg, } \acute{o}$$

$$T = 0.09 \text{ h}/\sqrt{D}$$

$$T = 0.09 \times 4.375 / \sqrt{3.1} = 0.22 \text{ seg. (con la geometria del espécimen)}$$

$$T = 0.09 \times 6.5 / \sqrt{12} = 0.17 \text{ seg (edificio real de 2 pisos y 3 paños de 4 m cada uno)}$$

Usando: $T = 0.16 \text{ seg}$

$$T_s = 0.3 \text{ seg (suelo duro)}$$

$$Z = U = S = 1 \text{ (factores de zona, uso y de suelo del RNC-77)}$$

$$R_d = 4 \text{ (reducción por ductilidad en un pórtico no especial)}$$

$$C = 0.8 / (T/T_s + 1) = 0.52 \quad \text{USAR } C = 0.5$$

Con lo cual, el Coeficiente sísmico es $ZUS_c/R_d = 0.125$

El cortante basal resulta $h = 0.125 \times P = 0.125 \times 3450 = 431.25 \text{ kg}$

Una vez calculada las fuerzas de inercia ($F_i = P_i H / P_{iH}$), se resolvió el pórtico obteniendo los siguiente resultados:

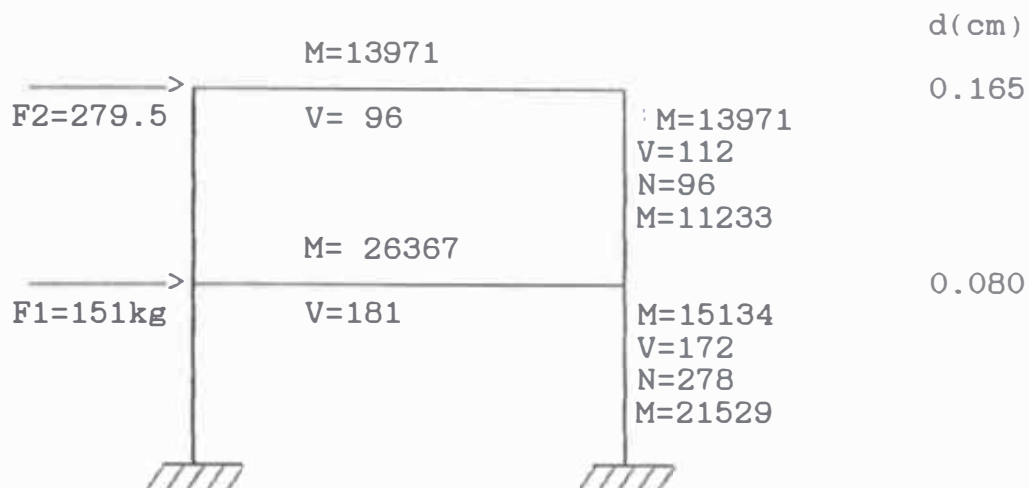
Nivel	hi(m)	Pi(kg)	Pihi	Fi(kg)
2	4.375	1629	7127	279.5
1	2.125	1821	3870	151.75
		3450	10997	431.25

donde: $M =$ Momento Flector (kg-cm)

$V =$ Fuerza cortante (kg)

$N =$ Fuerza axial (kg)

$d =$ desplazamiento lateral (cm)



Cabe señalar que también se hizo un análisis de superposición modal reglamentario [Ref N°2], obteniéndose para el 2do modo $T_2 = 0.075$ seg, con un porcentaje de participación de 11% y fuerzas modales ($F_2=279$ kg, $F_1=151$ kg) interiores al análisis estático; por lo que se decidió diseñar convencionalmente, empleando las fuerzas laterales estáticas del reglamento.

1.4.4 ENVOLVENTE DE ESFUERZOS

Para fines del diseño, se consideró sólo en la hipótesis de carga vertical una s/c de 150 kg/cm² (montaje), mientras que para las condiciones de ensayo (sismo) ésta s/c fue nula. ; así mismo, se utilizaron los factores de amplificación de carga según la Norma E-060

Las hipótesis de carga (en servicio) fueron:"

D = Carga Permanente

L = Sobrecarga(s/c)

E = Sismo del RNC-77

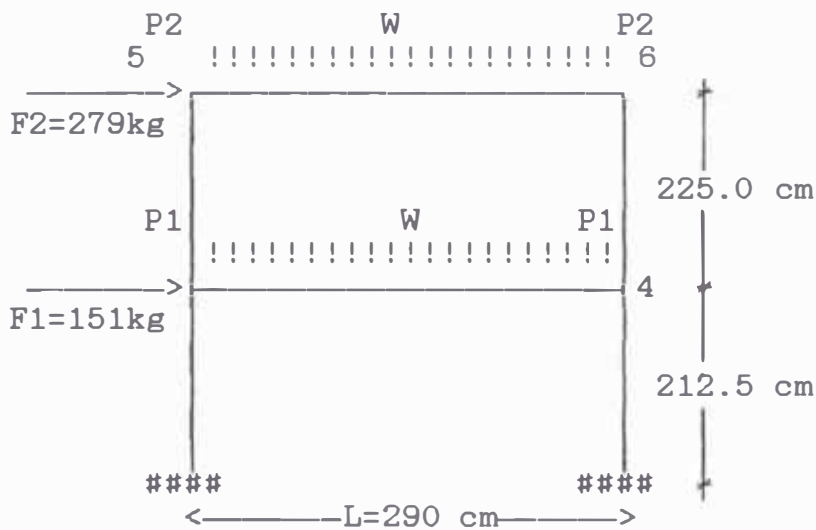
Las Combinaciones de carga realizadas fueron:

1.5 D+1.8L Proceso Constructivo

1.25(D+E) Condición de Ensayo

0.9D+1.25E Condición de Ensayo

Para el Pórtico de la Dirección del ensayo se tiene las siguientes condiciones de servicio.



$$WD(\text{alig+viga}) = 741/290 + 0.2 \times 0.25 \times 3.1 \times 2400/290 = 3.84 \text{ Kg/cm}$$

$$WL = (150 \times 3.1 \times 3.1 / 2) / 290 = 2.48 \text{ Kg/cm}$$

$$P2D (\text{col.+viga ort}) = 0.2 \times 0.2 \times 1.0 \times 2400 + 0.2 \times 0.25 \times 2400 \times 2.7/2 = 258 \text{ Kg}$$

$$P1D (\text{col.+viga ort.}) = 0.2 \times 0.2 \times 2.0 \times 2400 + 0.2 \times 0.25 \times 2400 \times 2.72/2 = 354 \text{ Kg}$$

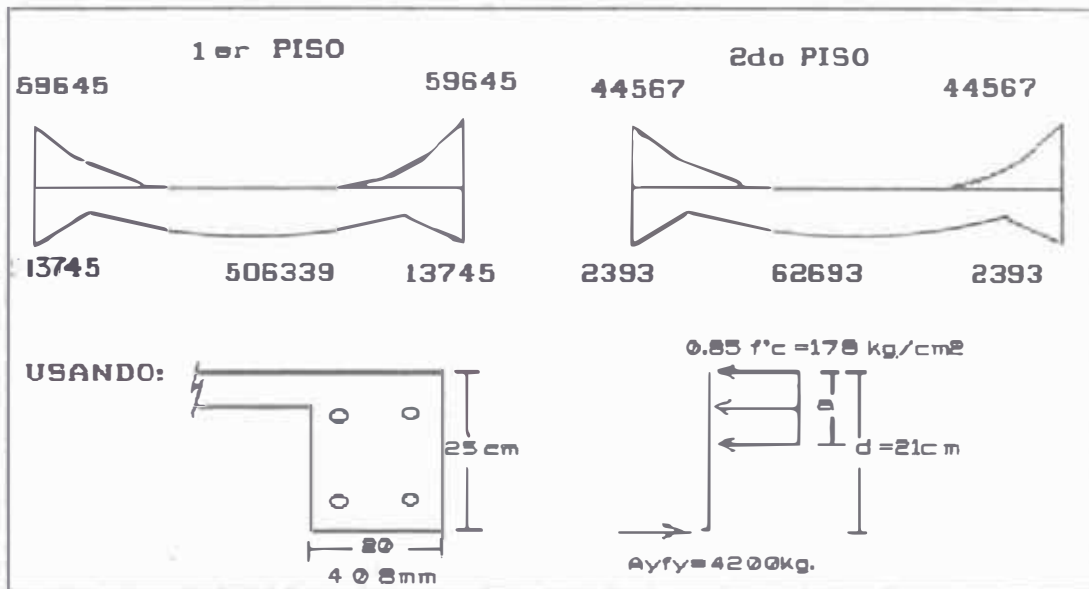
Verificando el peso (cargas permanentes) total del pórtico

$$P = 2 [(WD) L + (PID + P2D)] = 3451 \text{ Kg} \dots \text{Ok.}$$

Con estas cargas se efectuó el análisis estructural.

1.4.5. DISEÑO DE VIGAS

Las envolventes de momento flector (M_u , en Kg-cm) para condición de r tura son las siguientes:



Envolventes del momento Flector

Se tiene: $A_s y f_y = 2 \times 0.5 \times 4200 = 4200 = 178 \times 20$ a -->
 $a = 1.18 \text{ cm}$

$$M_n = A_s f_y (d - a/2) = 4200 (21 - 1.18/2) = 85722 \text{ Kg - cm}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times 85722 = 77150 \text{ Kg-cm} > M_u \dots \text{Ok}$$

El refuerzo mínimo es: $A_s \text{ mín} = 0.7 \times f'c \times b \times d / f_y$
 $0.7 \times f'c \times 210 \times 20 \times 21 / 4200 = 1.01 \text{ cm}^2 \dots \text{Ok}$

El momento de agrietamiento es: $M_{cr} = f_r I_g / y$

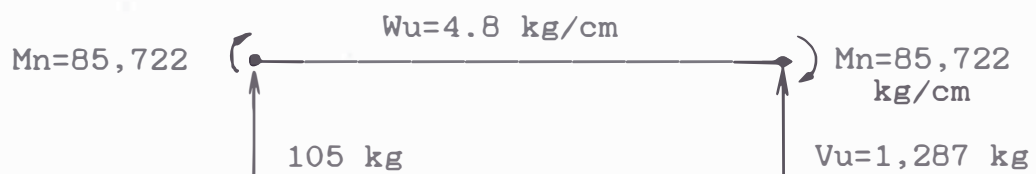
$$M_{cr} = 2 \times f'c \times 210 \times 26042 / 12.5 = 60,380 \text{ Kg - cm}$$

Debe indicarse que el refuerzo colocado es el mínimo posible, cumpliendo con ser un tercio mayor que el requerido por el análisis.

Por otro lado, la longitud de desarrollo en la parte recta del gancho standar en tracción es $L_{dh} = 318 \text{ db}/f'c$ que para el $\phi 8 \text{ mm}$ resulta $L_{ddg} = 318 \times \text{db}/\sqrt{210} = 17 \text{ cm}$, lo que es suficiente ya que el peralte de la columna es 20 cm y se esta doblando el refuerzo en el interior de un nudo confinado por estribos.

1.4.6. Diseño de estribos

Siguiendo la norma E-060, los estribos se diseñaron para soportar la máxima fuerza cortante asociada al instante en que se generen las rótulas plásticas, con el momento nominal (M_n) en los extremos de las vigas. Para la condición de ensayo, $W_u = 1.25 \text{ WD} = 1.25 \times 3.84 = 4.8 \text{ Kg/cm}$.



Cabe indicar que la fuerza cortante obtenida de esta forma resulta mayor a la obtenida del análisis (923 Kg).

$$v_u \phi = 1287 / (0.85 \times 20 \times 21) = 3.6 \text{ kg/cm}^2 < v_c = 0.53 \times 210 = 7.7 \text{ Kg/cm}^2$$

Al obtenerse que el esfuerzo actuante no sobrepasa a la resistencia al corte proporcionada por el concreto (V_c), se usará estribos mínimos ($[] \phi 8 \text{ mm}$) con una zona a confinar a corto espaciamiento igual a dos veces el peralte de la viga ($2 \times 25 = 50 \text{ cm}$), donde deberá tenerse:

$$S \leq \frac{d}{4} = \frac{21}{4} = 5 \text{ cm}$$

$$S \leq db = 8 \times 0.8 = 6 \text{ cm}$$

Fuera de la zona de confinamiento se usará $s = d/2$
 $\Rightarrow 12.5 \text{ cm}$, cumpliéndose que:

$$A_v = 2 \times 0.5 = 1 \text{ cm}^2 > 3.5 b_s / f_y = 3.5 \times 20 \times 12.5 / 4200$$

$$= 0.21 \text{ cm}^2;$$

Luego se empleará ρ 8 mm, 10@ 5 cm, r @ 12.5 cm.

1.4.6.1 Resumen del Diseño en Vigas

El resultado del diseño se muestra en el **LAMINA N03**, debiéndose efectuar algunas aclaraciones relativas a la Norma E-060:

- a) El espesor de la viga (20 cm) es menor al mínimo valor especificado por la Norma (25 cm) debido al factor de escala (3/4).
- b) El peralte ($h=25\text{cm}$) es menor a la cuarta parte de la luz libre ($290/4 = 72 \text{ cm}$) y suficiente como para no verificar deflexiones ($h \geq L / 16 = 290/16 = 18 \text{ cm}$).
- c) Los recubrimientos ($R_1 = 2 \text{ cm}$ y $R_2 = 3.5 \text{ cm}$) son menores a los especificados por la Norma ($R = 4 \text{ cm}$); sin embargo, el espécimen no va a estar sujeto a acciones de intemperismo ni fuego.
- d) El diámetro del refuerzo empleado (8 mm) es inferior al mínimo de la Norma (3/8"), pero ambos tienen las mismas características: son corrugados, con $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ y la misma zona de endurecimiento.

1.4.7 DISEÑO DE COLUMNAS

Básicamente se verificará el refuerzo mínimo (cuantía 1%), esto se debe a que las acciones a las que están sujetas las columnas son pequeñas.

$$A_s \text{ mín} = 0.01 a_g = 0.01 \times 20 \times 20 = 4 \text{ cm}^2; \text{ empleando } 4 \phi 1/2''$$

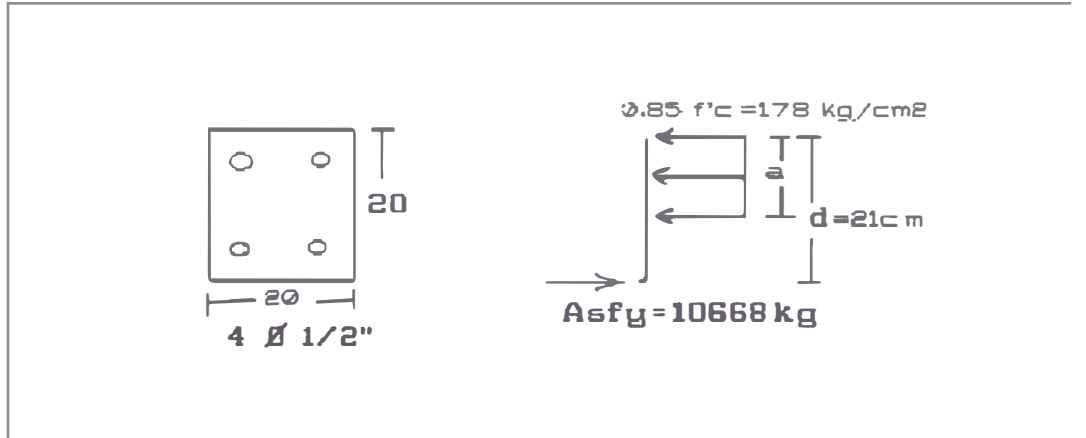
resulta: $A_s = 4 \times 1.27 = 5.08 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min.}}$

LAMINA Nº4

COMBINACION DE CARGA	1er PISO		2do PISO	
	Pu(kg)	Mu(kg-cm)	Pu(kg)	Mu(kg-cm)
1: 1.5D+1.8L	3883	20340	1870	44587
2: 1.25(D+E)	1809	22221	898	3468

De la tabla anterior puede observarse que en ningún caso la columna está traccionada y que las cargas axiales tienen un valor inferior a $0.1 f'c A_c = 0.1 \times 210 \times 20 \times 20 = 8400 \text{ Kg}$, por lo que ellas trabajan básicamente a flexión.

Verificando la capacidad resistente a flexión pura se tiene:



Verificación de flexión en la columna.

$$A_s f_y = 2 \times 1.27 \times 4200 = 10668 = 0.85 f'c b a = 178 \times 20$$

$$a \text{-----} \rightarrow a = 3 \text{ cm.}$$

$$M_n = A_s f_y (d - a/2) = 10668 (21 - 3/2) = 154686 \text{ Kg-cm}$$

En el peor de los casos el factor de reducción de resistencia es $\phi = 0.7$, por lo que:

$\phi M_n = 108280 \text{ Kg-cm} \gg \mu_{\max} = 44587 \text{ Kg-cm}$.

Conviene indicar que la amplificación de momentos por efectos de esbeltez (factor δ) no es importante, lo que se puede demostrar de la siguiente manera:

Factor Global

Se aplicará la expresión $\delta_g = 1 / (1 - Q)$, donde $Q = (D_u / E_p u) / (V_u h)$; con $D_u = 1.25 R_d D = 1.25 \times 4 D$, siendo D el desplazamiento del entrepiso calculado elásticamente. Empleando la Combinación # 2 de carga (la más crítica), se tiene:

nivel	Σp_u (kg)	D (CM)	D_u (cm)	V_u (kg)	h (cm)	Q	δ_g
2	2037	0.085	0.425	280	225	0.014	1.01
1	4313	0.080	0.400	431	213	0.019	1.02

Se observa que el índice de estabilidad Q es menor a 0.06, por lo que el entrepiso está arriostrado lateralmente y δ_g será igual a 1.

Factor δ Local (δ_l)

En este caso los efectos locales de esbeltez pueden depreciarse si: $L_n / r < 34 - 12 M_1 / M_2$. En este caso $L_n = 200 \text{ cm}$, $r = (I/A) = (13333/400) = 6 \text{ cm}$, obteniéndose $L_n / r = 33$ como la columna está flexionada en doble curvatura. M_1 será negativo, mientras que M_2 es siempre positivo, por lo cual puede asegurarse que L_n / r es menor a $34 - 12 M_1 / M_2$. De esta manera $\delta_l = 1$.

Diagrama de Interacción

Se realizó el diagrama de interacción, de la columna de $20 \times 20 \text{ cm}$, con $4 \phi 1/2''$ [2], donde puede apreciarse que los esfuerzos obtenidos para las diversas combinaciones de carga caen en su interior. Se observe

también que la máxima carga axial actuante (3,883 Kg) es bastante inferior a la carga axial balanceada $\phi P_b = 0.7 \times 30,300 = 21,210$ Kg; por lo que la falla de la columna, debe ser netamente por flexión .

Diseño de Nudo

De acuerdo con la Norma E-060, el área de estribos a proporcional dentro del nudo es: $A_v \geq 7 b_s / f_y$, con s / f_y , con $s < 15$ cm (2[] de 8mm). Usando [] 8 mm, se obtiene $s \leq 1 \times 4200 / (7 \times 20) = 30$ cm; sin embargo, se utilizara 3 [] 8mm. **VER LAMINA 3 Y 4.**

Diseño de estribos en la Columnas

De acuerdo a la Norma E-060, la fuerza cortante (V_u) se evaluará suponiendo que se forman rótulas plásticas en los extremos de la columna, utilizando la carga axial (P_u) que produzca los mayores momentos nominales (M_n). Esta condición se da cuando previamente se han formando rótulas plásticas en las vigas:

Metrandó cargas en el 1er. piso para esta condición de ensayo:

$$P_u = 2[V_{uv} + 1.25(\text{peso de columna y vigas transversales})] \\ = [1287 + 1.25(0.2 \times 0.2 \times 2 + 0.2 \times 0.25 \times 2.7 / 2) \times 2400] = 3459 \text{ Kg}$$

Entrando al diagrama de interacción con esta carga axial se tiene un momento nominal $M_n = 165,000$ Kg-cm, con lo que $V_u = 2 M_n / h = 2 \times 16,5000 / 200 = 1650$ kg. Cabe señalar que para esta condición la máxima fuerza cortante basal esperada en cada pórtico es: $Q_1 \text{ máx} = 2 V_u = 2 \times 1650 = 3,300$ Kg.

Comparando el esfuerzo cortante actuante contra la resistencia a fuerza cortante aportada por el concreto, se tiene que $v_u / \phi < v_c$, por lo que se deberá usar

estribos minimos.

$$v_u \phi = 1650 / (20 \times 16 \times 0.85) = 6 \text{ Kg/cm}^2 < v_c = 0.53 \sqrt{210} = 7.7 \text{ Kg/cm}^2$$

Cabe mencionar que la columna no llega a trabajar en tracción, aún considerando un factor de carga de 0.9 ($w_u = 0.9 \times 3.84 = 3.46 \text{ Kg/cm}$) y rotulándose los extremos de las vigas con sus momentos nominales, pero adicionalmente el peso de la columna y viga transversal.

La zona a confinar en los extremos de las columnas es:

$$h/6 = 200/6 = 33 \text{ cm}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

Se usará $[\] 8\text{mm} @s$, $b/2 = 20/2 = 10\text{cm} \leq 10 \text{ cm}$, en la zona confinada, mientras que fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento máximo es

$$s < 16 d_b = 16 \times 1.25 = 20 \text{ cm.}$$

$$S < b = 20 \text{ cm (manda)}$$

$$S < 30 \text{ cm}$$

En resumen se empleará $[\] 8\text{mm}$, $1@5$, $4@10$, $r @ 20 \text{ cm}$.

Verificación de sumatoria $M_{nc} > 1.4 m_{nv}$

Es necesario verificar esta condición con el objeto de que las rótulas plásticas se formen en las vigas antes que en las columnas.

Tomando las peores condiciones: nudo extremo superior (al que concurre una sola columna) y el valor M_{nc} asociado a flexión pura en la columna, se tiene.

$$M_{nc} = 154,686 \text{ kg-cm.}$$

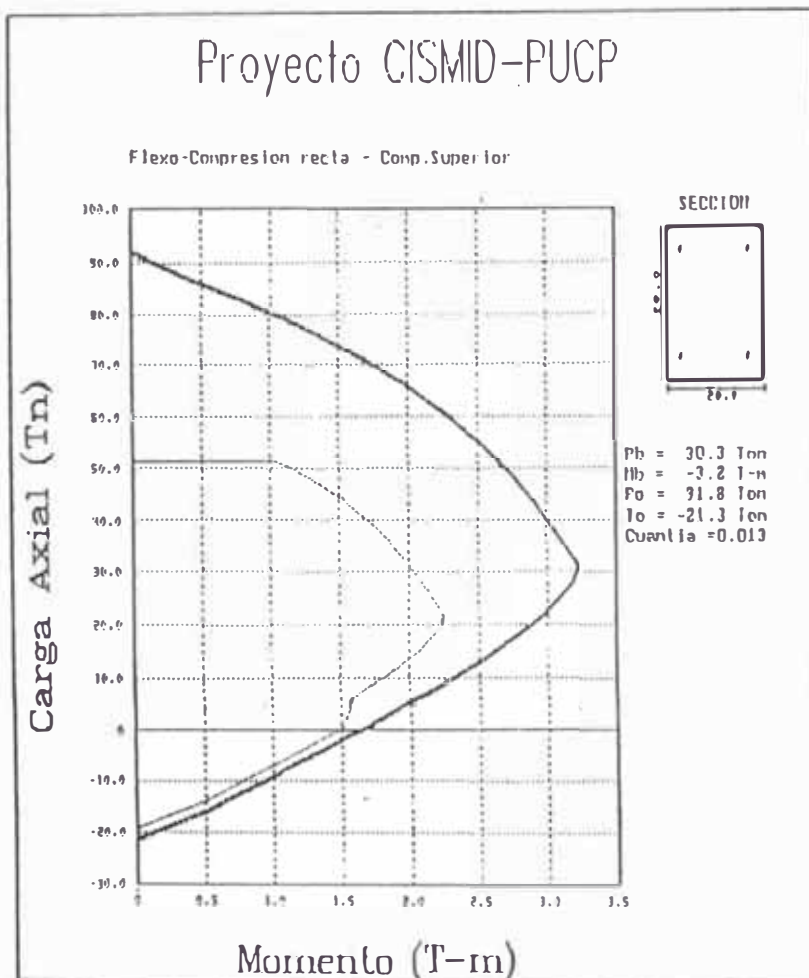
$$M_{nv} = 85,722 \text{ kg-cm.}$$

$$\Sigma M_{nc} / \Sigma M_{nv} = 1.8 > 1.4 \dots \text{ok.}$$

Resumen del diseño de Columnas.

El Resultado del diseño se muestra en el Lamina 4, debiéndose efectuar algunas aclaraciones relativas a la Norma E-060:

- a) La sección de la columna (20X20cm) es inferior a la mínima especificada por la Norma (25x25 cm) debido al factor de escala (3/4)
- b) El recubrimiento ($r=2\text{cm}$) es menor al especificado por la norma ($R=4\text{ cm}$); sin embargo, el espécimen no va a estar sujeto a acciones de intemperismo ni fuego.
- c) El diametro del refuerzo empleado en los estribos (8 mm) es inferior al mínimo de la norma ($3/8''$), pero ambos tienen las mismas características: son corrugados, con $f_y= 4200\text{ kg/cm}^2$ y la misma zona de recubrimiento.



CAPITULO II

ASPECTOS TEORICOS

2.1 ANALISIS INELASTICO (TEORICOS)

INTODUCCION:

La mayoría de los reglamentos para edificios sismo-resistente, se basan en la disipación de la energía sísmica mediante deformaciones inelásticas de la estructura. Por ello es importante conocer, cual es el comportamiento de la estructura en el rango inelástico; estas consideraciones permiten un diseño económico y seguro. La seguridad de la estructura dependerá realmente, de que los mecanismos que se formen como resultado del comportamiento inelástico, sean estables.

Con la finalidad de cuantificar este comportamiento, y conocer la capacidad y seguridad de la estructura, diversos investigadores han propuesto métodos y modelos para predecir la respuesta inelástica. En este análisis entran en juego muchas variables y parámetros que deben ser definidos o supuestos. Con el desarrollo de las investigaciones experimentales se han propuesto modelos teóricos de análisis que cada vez representan mejor la estructura real. [3]

Consideraciones de la respuesta inelástica.

Es importante en un inicio, diferenciar los conceptos de no-linealidad e inelasticidad.

Elasticidad, es la capacidad de un elemento de experimentar deformaciones por carga y descarga recuperando íntegramente su forma original al serle retirada la carga, sin pérdida de energía.

Inelasticidad, es el comportamiento que se experimenta

cuando se excede el rango elástico, limitado por el punto de fluencia, y aparecen deformaciones plásticas tales que al descargar el elemento, éste no recupera su forma original. En este caso se presenta una disipación de la energía acumulada por deformación.

Se considera el comportamiento lineal cuando el material sigue la ley de Hooke, las deformaciones son linealmente proporcionales a la fuerza aplicada, no-linealidad considera que cuando las deformaciones no son linealmente proporcionales a la fuerza aplicada, el comportamiento es "no-lineal", pero a su vez puede ser elástico. **Fig.Nº2.1**

Puede indicarse que existen dos tipos básicos de no-linealidades.

i) El primero implica la no-linealidad física o del material. Ocurre cuando las propiedades básicas de los elementos individuales no son lineales, variando éstas con la historia de las fuerzas aplicadas o con las deformaciones y deflexiones asociadas.

ii) El segundo implica la no-linealidad geométrica, se aplica al análisis cuando los cambios en la geometría de la estructura son tales que modifican la distribución de fuerzas.

La respuesta obtenida es función del tipo de análisis, pero se basa en ciertos parámetros generales que reflejan el comportamiento de la estructura.

En el diseño sismo resistente de edificaciones, para un sismo severo, hay dos objetivos principales que se deben cumplir.

- 1) El primero y más importante es evitar el colapso.
- 2) El segundo es reducir los daños estructurales y no estructurales.

El primer objetivo, es prevenir el colapso, se puede lograr induciendo que después de la fluencia de algunos elementos se formen mecanismos estables, garantizando que estos elementos en fluencia tengan la capacidad de desarrollar considerables deformaciones inelásticas sin que ocurra una falla del elemento.

Los conceptos de deformabilidad, ductibilidad y factor de ductilidad, están relacionados con este objetivo, por lo cual será necesario conocer sus diferencias tanto como su interrelación.

Deformabilidad, la capacidad de un material, elemento estructural o de toda la estructura a deformarse antes del colapso.

Ductibilidad, es la capacidad del material, elemento estructural o toda la estructura de deformarse después de su fluencia inicial sin pérdida significativa de resistencia.

Factor de ductilidad o relación de ductilidad, es la relación entre la máxima deformación que un elemento o estructura puede soportar y la deformación inicial de fluencia.

Otro parámetro de evaluación de la respuesta viene dado por el índice de disipación de energía por histéresis. El factor de ductilidad es expresado sólo en términos de la deformación, por cual no da una medida de la disipación de energía de sistemas estructurales

reales. Mahin y Bertero han definido un índice que mide la energía total disipada por histéresis, que puede ser muy útil para sistemas que tienen degradación de rigidez y/o resistencia. El índice de disipación de energía es el cociente de la energía disipada y la energía total acumulada esto a su vez se podría calcular dividiendo el área encerrada en el ciclo histerético y el área total acumulada.

El segundo objetivo, es lograr que el daño económico y social sea mínimo.

Surgen dos preguntas relacionadas a este objetivo, la primera es referente a cómo puede limitarse el daño? y la segunda, cuál es el nivel de daño límite?

Aunque podría magnificarse el daño en función de la energía disipada, algunos autores proponen que el nivel de daño está relacionado al desplazamiento relativo del entrepiso. La respuesta del piso puede ser expresada a través de:

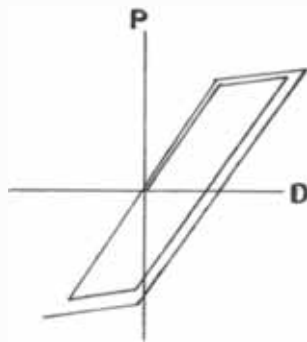
a) El desplazamiento relativo de entrepiso, llamado también distorsión de entrepiso. Viene dado por el desplazamiento de un piso relativo al piso inferior causado por efecto de cargas sísmicas.

b) El desplazamiento lateral o deflexión, debido a las fuerzas de diseño es el desplazamiento absoluto de algún punto de la estructura relativo a la base. No es usado como control de la distorsión o para consideraciones de estabilidad, ya que puede dar una falsa idea de los efectos en pisos críticos. Sin embargo, es importante cuando se considera los requerimientos de separación por acción sísmica.

2.1.1 MODELOS ESTRUCTURALES PARA EL ANALISIS

2.1.1.1 MODELOS HISTERETICOS

Es un modelo que sirve para representar el comportamiento inelástico de una sección, elemento o sistema estructural, en función de la relación fuerza-deformación en base a ciclos repetitivos de carga, trata de representar teóricamente el comportamiento experimental de dicha sección, elemento o sistema estructural.



Modelo Histerético

Los modelos histeréticos son necesarios para simular el comportamiento inelástico de los elementos que están sometidos a cargas sísmicas. Estos modelos deben proporcionar la rigidez y resistencia del elemento, los cuales varían en cada instante de tiempo con la historia de cargas y deformaciones producidas por el movimiento sísmico.

Las características principales del comportamiento inelástico son:

a) Para bajos niveles de deformación el comportamiento es similar al elástico, donde la energía disipada por comportamiento histerético es mínima.

b) Para deformaciones altas, existe gran disipación de energía por histéresis, debido al comportamiento inelástico.

c) Después de varios ciclos de carga la rigidez va disminuyendo al igual que la capacidad de la estructura.

d) Es posible identificar dos niveles importantes, el primero, que corresponde al agrietamiento (cracking), donde empieza el comportamiento inelástico y el segundo, de la fluencia (yield) a partir del cual se producen altas deformaciones para un pequeño aumento en el esfuerzo.

e) Existe cierta simetría con respecto al origen del comportamiento histerético, aunque esto puede ser debido a la simetría en la estructura y los componentes; en secciones no simétricas, se espera un comportamiento no simétrico.

Los modelos presentados corresponden un comportamiento dominante por flexión, salvo el último que es de corte, si los elementos de concreto armado están sujetos a esfuerzos de corte reversibles altos, o si existe problema de adherencia entre el acero y el concreto, la curva fuerza deformación presentaría un pronunciado efecto "pinching", (un aumento de rigidez cercano al origen cuando hay cambio en la dirección de la fuerza que se observa frecuentemente en experimentos). Un modelo histerético debe ser capaz de modelar la rigidez y la resistencia bajo cualquier historia de desplazamientos.

2.1.1.2 MODELO BILINEAL.

Este modelo puede representar un elemento del tipo pórtico, si tiene bajo contenido de refuerzo con adecuada resistencia de corte. En este caso la pendiente superior es una función del exceso de capacidad del elemento. Después de la fluencia, el refuerzo a cedido, sin embargo, si el esfuerzo de corte es inadecuado, la pendiente del segundo tramo es negativa, posiblemente resultando una falla Frágil. **Fig. Nº 2.2**

2.1.1.3 MODELO DE RAMBERG-OSGOOD

Este modelo tiene una curva inicial expresada por:

$$\frac{D}{D_y} = \frac{F}{F_y} \left[1+n \left| \frac{F}{F_y} \right|^{\tau-1} \right]$$

Donde τ y n son parámetros del modelo.

El modelo puede disipar energía por histeresis, incluso si el factor por ductilidad es menor que la unida, y la capacidad de disipación de la energía se incrementa con un incremento del valor del exponente. **Fig Nº 2.3**

2.1.1.4 MODELO DE CLOUGH

Clough y Johnston, propusieron un modelo de rigidez degradante (**Fig Nº2.4**) para simular el comportamiento de elementos de concreto armado sometidos a cargas severas.

2.1.1.5 MODELO DE TAKEDA

Takeda, sozen y Nielsen, propusieron un modelo más complicado basado en la observación experimental. Este modelo usa una curva primaria trilineal, simétrica en relación al origen. La curva de carga (**Fig Nº 2.5**) básicamente esta dirigida hacia el máximo punto alcanzado anteriormente es esa misma dirección.

2.1.1.6 MODELO TRILINEAL DEGRADANTE

Modelo desarrollado en Japón y simula el comportamiento de elementos que fallan a flexión. la curva primaria es trilineal. Hasta el punto de fluencia el modelo se comporta igual que el modelo bilineal; una vez que la deformación excede al punto de fluencias el modelo se comporta como un sistema plástico perfecto. **Fig N°2.6**

2.1.1.7 MODELO DE OTANI

Este modelo es una versión modificada y simplificada del modelo Takeda. **Fig N°2.7**

2.1.1.8 MODELO SINA Y Q'TIYST

El Modelo Sina (**Fig.N° 2.8**) fue presentado por Saidi y Sozen en 1979, es un modelo degradante, también toma en cuenta el efecto "pinching", cuya curva primaria es bilineal, con aumento de resistencia por encima de la Fluencia. La degradación de la rigidez es calculada en función del ciclo de carga y descarga, la reducción de rigidez es tomada en cuenta durante la descarga, la degradación es α que modifica a la rigidez inicial K y es calculada:

$$\alpha = (D_y/D)^{0.5}$$

donde :

D_y : es la deformación de fluencia,

D : deformación absoluta máxima experimentada.

2.1.2 DEFINICION DE DUCTILIDAD

La ductilidad es medida a través del llamado "Factor de ductilidad", él que se define como la deformación máxima entre la deformación de fluencia, y se puede calcular en función de desplazamiento.

DUCTILIDAD POR DESPLAZAMIENTO

El Factor de ductilidad por el desplazamiento $\mu = \Delta_{\text{máx}} / \Delta_y$, donde $\Delta_{\text{máx}}$ es el desplazamiento máximo y Δ_y es el desplazamiento de fluencia, es normalmente determinado en análisis dinámico inelástico tiempo-historia en modelos tipo cortante, y refleja el comportamiento a nivel de cada piso de la estructura. El factor de Ductilidad de desplazamiento es mostrado en la Fig. Nº2.9 considerando un comportamiento ideal elastoplástico.

2.1.3 CRITERIOS DE FLUENCIA

Existen dos diagramas de momento rotación para cada extremo de elemento.

El primero es un diagrama trilineal momento-rotación. La segunda y tercera pendiente son porcentajes de la primera. La primera es representada por concreto sin fisuras (netamente elástico) que va hasta el momento de fisuración M_{cr} del concreto; la segunda es representada por el concreto fisurado y se prolonga hasta el punto, de fluencia o momento de fluencias M_y y la tercera (rigidez por endurecimiento) es representada por la fluencia del acero, que se prolonga hasta el punto de rotura o momento último M_u .

2.1.4 ESTADOS SUPUESTOS PARA LOS ELEMENTOS DE CONCRETO

ARMADO

Para elementos de concreto armado, con modelo de doble componente con relación trilineal se tiene nueve estados posibles. El primer término se refiere al lado izquierdo o inferior y el segundo al lado derecho o superior del elemento. Fig Nº2.10

- 1 Elástico - Elástico [EE]
- 2 Elástico - Fisurado [EF]

- 3 Fisurado - Fisurado [FF]
- 4 Elástico - Plástico [EP]
- 5 Fisurado - Plástico [FP]
- 6 Plástico - Plástico [PP]
- 7 Fisurado Elástico [FE]
- 8 Plástico - Elástico [PE]
- 9 Plástico - Fisurado [PF]

2.1.5 CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL ANALISIS

Los ensayos experimentales realizados al espécimen, han sido realizados previo análisis teórico, determinando aproximadamente con anticipación su comportamiento inelástico.

2.1.6 ANALISIS TEORICO DE PORTICO (PROG. MDOF)

(Dynamic Response Of Mulridegee of Freedom System Ver-1)

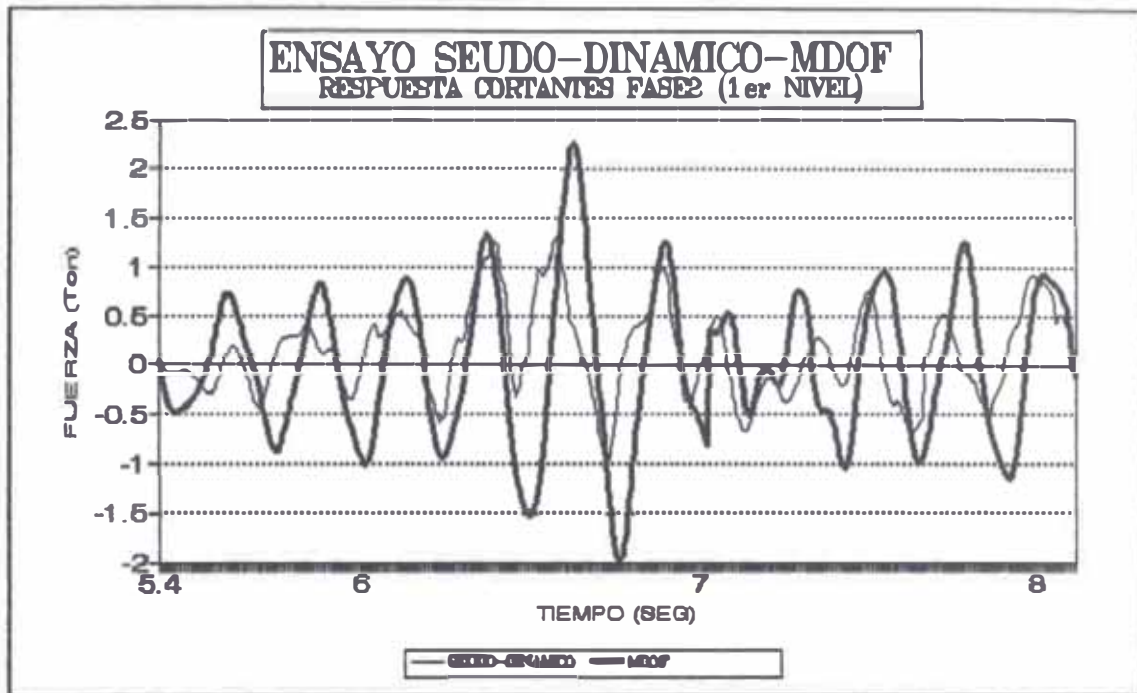
Es un programa de computo que sirve para simular el comportamiento inelástico de una estructura, el programa idealiza la estructura según un modelo de Corte (masas).

Este programa necesita varios parámetros de entrada los cuales deben hallarse en base a ensayos experimentales, Los resultados son aproximados y son una guía para el inicio del ensayo Seudo-dinámico. Ya que nos da respuestas dinámicas del comportamiento inelástico del modelo, este programa utiliza un registro sísmico de entrada, el mismo que se utilizaría en el ensayo seudo-dinámico. Este programa utiliza un modelo Histerético bilineal, el cual no es precisamente el comportamiento que tendría el modelo en el ensayo Seudo-dinámico. El ingreso de datos al programa es idéntico al que se realiza para el programa Seudo-dinámico.

Cabe indicar que se podría utilizar este programa para obtener respuestas dinámicas de la estructura pero solo en la primera fase y parte de la segunda, ya que luego de

ella tendríamos que calcular las características inelásticas de la estructura para cada inicio del programa MDOF.

A continuación presentamos las respuestas cortantes del MDOF versus Ensayo pseudo-dinámico para las Fases2.



2.1.1.7 ANALISIS TEORICO PROGRAMAS DE COMPUTO INDRA

Se realizó un análisis teórico con ayuda de un programa de computo llamado INDRA (Inelastic Dynamic Responce Analysis) desarrollado en el Instituto de Investigaciones de Edificios del Japón.

Este Análisis fue ya antes realizado y presentado como parte de una tesis de grado [4]. Utilizaremos las respuestas dinámicas para comparación de resultados, en este análisis se utilizo un modelo Histerético del tipo trilineal.

2.1.7.1 RESPUESTA DEL ANALISIS DINAMICO INELASTICO.

Bajo las consideraciones del modelo bidimensional se sometió al espécimen tridimensional, en la acción de la componente L, modificada del sismo del 31 de mayo de 1970. Se sometió también a 5 sismos de aceleraciones nominales iguales a las del ensayo dinámico y pseudo-dinámico.

Las respuestas de análisis dinámico inelástico del programa INDRA, se dan a continuación, como los máximos valores de cortante y desplazamiento relativo de piso, en cada fase. [5] **Fig. Nº 2.11**

SISMOS	D-REL1 (CM)	CORT1 (TON)	D-REL2 (CM)	CORT2 (TON)
SISM01	0.11	1.13	0.10	0.73
SISM02	0.58	2.75	0.48	1.69
SISM03	0.91	3.41	0.95	2.38
SISM04	1.51	3.92	1.76	2.68
SISM05	2.17	4.27	3.05	3.24

2.1.7.2 RESPUESTA DE DISTRIBUCION DE MAXIMOS REQUERIMIENTOS DE DUCTILIDAD

Aquí se indica la secuencia de formación de rotulas plásticas así como sus requerimientos de ductilidad por cada elemento. **Fig. Nº(2.12,2.13,2.14)**

2.1.8 DETERMINACION DE LAS CARACTERISTICAS INELASTICAS DE LOS ELEMENTOS

2.1.8.1 MATRIZ DE RIGIDEZ

Para el análisis inelástico estático y dinámico de estructuras de concreto armado, es necesario determinar primeramente la matriz de rigidez instantánea de los miembros. Hay que tener en cuenta que al considerar el comportamiento inelástico no lineal, la matriz de rigidez

va ser función del nivel de deformación del diagrama histerético, considerado así como del modelo de viga inelástico que se considerará en uno o en otro caso, la matriz de rigidez global queda definida y varía a cada intervalo de tiempo, siendo esta matriz instantánea la que se usa en el análisis.

a).- Matriz de rigidez de cada elemento

La matriz de cada elemento tiene la forma:

$$\begin{bmatrix} \blacktriangle F1 \\ \blacktriangle F2 \end{bmatrix} = [K_b] \begin{bmatrix} \blacktriangle V1 \\ \blacktriangle V2 \end{bmatrix}$$

$$\text{donde } K_b = [A_b]^T [K_b][A_b]$$

K_b es la inversa de la matriz de Flexibilidad que depende de la viga inelástica supuesta.

A_b es una matriz para considerar las zonas rígidas.

b).- Matriz de rigidez de toda la Estructura.

Para calcular la matriz de rigidez de la estructura se usa el método de rigidez directa. Esta matriz se ensambla mediante una simple adición directa y ordenada de las matrices de los elementos adicionales.

Se puede determinar la matriz de flexibilidad de cada elemento.

$$[F] (2 \times 2) = \begin{vmatrix} f_{11} & f_{12} \\ f_{21} & f_{22} \end{vmatrix}$$

2.1.8.2 MATRIZ DE MASA

En el análisis no lineal se asume el concepto de las masas concentradas en cada piso. Los momentos de inercia

y las fuerzas de inercia verticales en los nudos se ignora, y sólo se considera las fuerzas de inercia laterales a nivel de cada piso. De aquí, la matriz de masa que se usa en el análisis es expresada de la siguiente manera:

$$[M] = \begin{vmatrix} M_1 & 0 \\ 0 & M_2 \end{vmatrix}$$

donde : [M] = Matriz de masa de la estructura
 m_i = masa concentrada en el i-ésimo piso
 n = número de pisos.

Masa del Modelo.

$$[M] = \begin{vmatrix} 1.821 & 0 \\ 0 & 1.629 \end{vmatrix} \text{ ton}$$

2.1.8.3 MATRIZ DE AMORTIGUAMIENTO

Todo Elemento estructural posee un mecanismo de disipación de energía, el cual denominamos amortiguamiento, y comúnmente se asume que es de tipo Viscoso (cuando la fuerza amortiguadora es directamente proporcional a la velocidad de la masa, esto es : $F_d = -C\dot{x}$, C = coeficiente de amortiguamiento viscoso) debido a su simplicidad matemática.

La capacidad de amortiguamiento no es valor unico, depende de la amplitud de la deformación de la estructura y del nivel de excitación, variando fuertemente según el número de movimientos experimentales por la estructura. No existiendo un método exacto que permita determinar la capacidad de amortiguamiento basados en las propiedades

del material y características geométricas de la estructura, en el análisis dinámico se puede adoptar el amortiguamiento tipo RAYLEIGH, que tiene la sgte. forma:

$$[C] = \alpha [K_i] + \beta [M]$$

DONDE : [C] = matriz de amortiguamiento

[M] = matriz de masa de la estructura.

[K_i]= matriz de rigidez global instantánea.

α , β son constantes que puede obtenerse de las expresiones.

$$\beta_{11} = (\beta + \alpha W_1^2) / (2W_1)$$

$$\beta_{12} = (\beta + \alpha W_2^2) / (2W_2)$$

β_{11} , β_{12} son los factores en amortiguamiento para los dos primeros modos de vibración.

Cuando la matriz de amortiguamiento es proporcional a la matriz de masa ($\alpha=0$), el factor de amortiguamiento es pequeño para las frecuencias altas de vibración por otro lado, si el amortiguamiento es proporcional; sólo a la matriz de rigidez ($\beta=0$), el factor de amortiguamiento, es mayor por los frecuencias altas. Por lo tanto, la contribución de los modos altos de vibración en las rigidez es menos significativo, lo cual es mas adecuado considerar en el análisis.

Otra forma de considerar la matriz de amortiguamiento, es en función de las formas y frecuencias modales, de la forma siguiente:

$$[C] = [M] [\Phi] [B] [\Phi]^T [M]$$

donde:

[M] = Es la matriz de masa

[Φ] = Es la matriz modal (contiene todas las formas

de modales como columnas)

[B] = Es una matriz diagonal cuyo término i-enésimo es igual a $2B_1W_1$.

2.2 FUNDAMENTOS TEORICOS DE LOS ENSAYOS

2.2.1 ENSAYO DE VIBRACION FORZADA-PROPIEDADES DINAMICAS

Objetivos.- El objetivo de realizar ensayos dinámicos de vibración forzada sobre el modelo bidimensional de concreto armado (escala 3/4) ,fué para determinar con anticipación, sus propiedades dinámicas, tales como el período y amortiguamiento, ya que eran información requerida para el cálculo de la rigidez y amortiguamiento, datos necesarios para dar inicio al ensayo pseudo-dinámico. Para esto, fue colocado el pórtico de concreto armado fijo a la losa y con sobre carga. De tal forma que simule las características estáticas del espécimen tridimensional.

El movimiento armónico o sinusoidal que se le dio, obedece a la siguiente forma de vibración

$$X = X_{\max} \text{ sen}(wt-F)$$

2.2.1.1 AMORTIGUAMIENTO

Uno de los métodos para hallar el amortiguamiento es el llamado semi-potencia o ancho de banda, en el cual se obtiene en forma gráfica a partir de las curvas de amplitud de respuesta-frecuencia.

El método de semi-potencia se formula así:

La amplitud de la respuesta en el estado permanente se puede expresar como:[6]

$$X_{\max} = Y_R = \frac{\sqrt{2}X_{\text{est}}}{\sqrt{[(1-(\Omega/w)^2)]^2 + (2b\Omega/w)^2}} \quad \text{ecua(1)}$$

desplazamiento. Estos transductores de desplazamiento se instalan en los lugares donde se desea obtener lecturas de la deformación horizontal.

2.2.2.2 FUNDAMENTO TEORICO

Del correcto ensamblaje de las matrices de rigidez de cada elemento, se obtiene la matriz de rigidez de toda la estructura.

Esta matriz representa el estado de fuerzas que se produce en toda la estructura cuando se aplica una deformación unitaria en un determinado grado de libertad.

La matriz de flexibilidad de toda la estructura esta representada por la inversa de esta última matriz; es decir:

$$[F] = [K] \cdot [u]$$

$$[u] = [K]^{-1} \cdot [F]$$

$$[u] = [A] \cdot [F]$$

Donde la matriz [A] representa la inversa de la matriz de rigidez [K]. Esta matriz de flexibilidad representa el estado de deformaciones que se produce en toda la estructura cuando se aplica una fuerza unitaria en un determinado grado de libertad. O sea que si la matriz [A] tiene i filas y j columnas, se tiene

$$[A] = A_{i,j}$$

La j-ésima columna representa el estado de deformaciones que se produce en todos los grados de libertad, cuando actúa una fuerza unitaria en el grado de libertad j.

Dentro del comportamiento lineal (desplazamientos

$$Y_R = \frac{Y_{est}}{2\beta}$$

donde Y_{est} = Amplitud Estática.

Y_R = Amplitud de Resonancia.

b = Amortiguamiento.

Ω = Frecuencia de excitación del generador de vibraciones

w = Frecuencia natural del sistema.

Este método determina la relación de amortiguamiento en base a las propiedades de la curva de resonancia, considerando que el max factor de amplificación de la respuesta en resonancia es igual a $1/2 \beta$, un ejemplo de este método se da en el ANEXO 1, despejando la ecuación N°1

$$b = 1/2 (\Omega - \Omega_1)/w$$

Matriz de Amortiguamiento.

$[C] = \alpha[m] + \beta[k]$ donde $\alpha = 0$ caso amortig. viscoso [7]

$\beta = T_b/Pi$ donde T = Período

b = % de amort. crit.

$$[C] = \beta [K]$$

Estimamos la matriz de amortiguamiento con la siguiente expresión.

$$C = M \Phi B \Phi^T M$$

Donde:

M = Es la matriz de masas.

Φ = La matriz modal.

$B = \xi$ Es una matriz diagonal cuyo termino iesimo es igual donde, ξ es el amortiguamiento viscoso equivalente, estimamos en 10 %.

2.2.1.2 FRECUENCIA NATURAL

Son obtenidos también a partir de las curvas de amplitud-frecuencia; donde el valor de frecuencia para el cual se registro el máximo valor de amplitud se llama frecuencia natural del sistema f_0 y su inversa el período natural del sistema T_0 .

2.2.2 ENSAYO DE APLICACION DE CARGA ESTATICA

Objetivo.- Estos ensayos tuvieron el objetivo principal, de evaluar experimentalmente la matriz de flexibilidad y rigidez del modelo, así como el cálculo teórico del período y de la matriz de amortiguamiento viscoso.

2.2.2.1 ENSAYO DE FLEXIBILIDAD (MATRIZ FLEXIBILIDAD "A")

El ensayo de flexibilidad es un ensayo de tipo "no destructivo" realizado con el fin de obtener la matriz de Rigidez elástica a partir de la Obtención experimental de la matriz de flexibilidad.

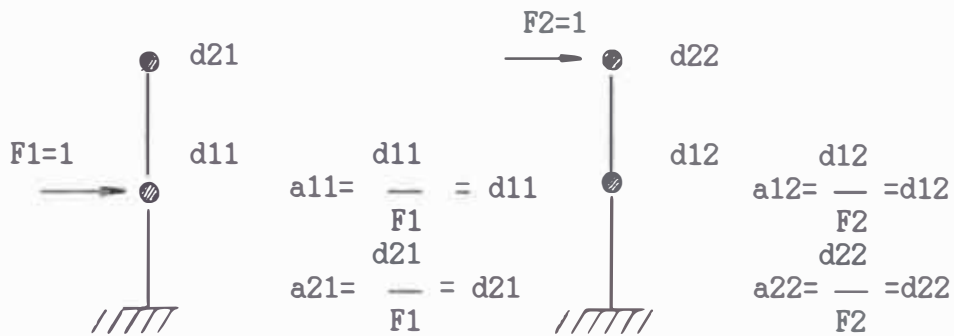
La matriz de rigidez lateral tiene en consideración tan solo los desplazamientos horizontales a nivel de entrepiso, o sea que es necesario simular en laboratorio el desplazamiento horizontal en los grados de libertad asociados a las deformaciones horizontales, esto se logra aplicando los actuadores justamente a nivel de cada entrepiso.

Las deformaciones horizontales son monitoreadas en la computadora de adquisición de datos que recepciona los valores registrados por los transductores de

pequeños) se puede plantear un modelo de 2 G.L

$$A = \begin{vmatrix} a_{11} & a_{12} \\ a_{21} & a_{22} \end{vmatrix}$$

Donde los coeficientes de la columna "j" pueden interpretarse como aquellos que corresponden al estado de desplazamiento que se produce por acción de una fuerza $f_j=1$ y el resto de fuerzas son cero.



En el ensayo se aplicó el mismo concepto, pero aplicando en cada nivel fuerzas de 150 kilos aproximadamente en cada caso.

La matriz de rigidez resulta de invertir la matriz de flexibilidad.[7]

2.2.3 ENSAYO PSEUDO-DINAMICO

Objetivos.- La finalidad de este trabajo, es estudiar la influencia de las diversas variables en el comportamiento sísmico de las estructuras de concreto armado, además de ello, el investigar y comparar las diferentes técnicas de simulación de cargas sísmicas.

2.2.3.1 FUNDAMENTO TEORICOS

Un ensayo pseudo-dinámico es básicamente la

integración numérica de las ecuaciones diferenciales de equilibrio. El proceso difiere de los procedimientos analíticos convencionales, sólo en la forma en que se determinan las fuerzas con las que la estructura reacciona a los desplazamientos, es decir, las fuerzas se miden directamente en el espécimen. Mientras en los procedimientos analíticos, estas fuerzas se obtienen utilizando modelos matemáticos simplificados.[8]

Para realizar los ensayos (ESD) es necesario utilizar una computadora que realice la integración numérica. La aplicación de los desplazamientos en el espécimen, es realizado por actuadores servohidráulicos. Entre estas dos componentes hay una interacción: la computadora controla los desplazamientos que el equipo servohidráulico debe aplicar y está a su vez proporciona a la computadora la información de fuerzas requeridas para el proceso de integración. Además de ello se necesita instrumentos de medición interconectados como transductores de desplazamientos, conversores de la información de la forma analógica a digital (A/D) y viceversa, y dispositivos para el registro de resultados.

2.2.3.2 METODO DE ENSAYO PSEUDO-DINAMICO

El método de ensayo SEUDO-DINAMICO (ESD), es una técnica para simular el comportamiento sísmico de las estructuras y fue propuesto originalmente por TANAKA. El concepto básico de este método es resolver las ecuaciones de movimiento de una estructura usando la técnica de integración directa. Este método, como ya se ha dicho, no es un análisis numérico puro, sino una técnica de simulación combinada de análisis numérico y experimental.

Para explicar este método, consideremos el ejemplo mostrado en la **Fig.Nº2.15**. Primero, la estructura a

ensayar se coloca sobre el piso de ensayo, y los actuadores son instalados en posiciones apropiadas (Fig.2.15 (a)). La estructura a ensayar se asume que es un sistema de masa discreta (Fig. 2.15(b)). Las ecuaciones de movimiento del sistema pueden ser escritos en forma matricial como:

$$[M] \{\ddot{X}_n\} + [C] \{\dot{X}_n\} + \{F_n\} = - [M]_o X_n \dots\dots\dots Ec.2$$

Donde $\{\ddot{X}_n\}$, $\{\dot{X}_n\}$, y $\{X_n\}$ indican respectivamente la aceleración, velocidad, y el vector de desplazamiento del sistema discreto en el paso n. $[M]$ y $[C]$ son la matriz de masa y el de amortiguamiento viscoso. $\{f_n\}$ denota el vector fuerza restauradora del sistema en el paso n.

Varias técnicas de integración han sido desarrolladas para resolver las ecuaciones de movimiento para estructuras lineales y no lineales. Estas técnicas se dividen principalmente en dos grupos.

El primer grupo, referidos a las técnicas tales como el método de HOUBOLT, el método de Newmark, y el método de Wilson.

El segundo grupo, referido a la técnica de solución explícita, incluye el método de diferencia central, los vectores de aceleración y vectores de velocidad en el paso N son expresados en terminos de los desplazamientos en los pasos (n-1), n y (n+1) como:

$$\{\ddot{X}_n\} = \frac{\{X_{n+1}\} - 2\{X_n\} + \{X_{n-1}\}}{\Delta t^2} \dots\dots\dots Ecua (3)$$

$$\{\dot{X}_n\} = \frac{\{X_{n+1}\} - \{X_{n-1}\}}{2 \Delta t} \dots\dots\dots Ecua (4)$$

sustituyendo las dos ecuaciones anteriores en las

ecuaciones de movimiento (Ec.2), y resolviendo para el vector desplazamiento en el paso (n+1), podemos obtener la siguiente relación:[9]

$$\{X_{n+1}\} = \left[\frac{[M] + \frac{\Delta t}{2} [C]}{2} \right]^{-1} \left[2[M]\{X_n\} + \left(\frac{\Delta t}{2} [C] - [M] \right) \{X_{n-1}\} \right. \\ \left. + (\Delta t)^2 \{F_n\} - [M](\Delta t)^2 \ddot{X}_n \right] \dots \dots \dots \text{Ecu (5)}$$

Esto es, el vector desplazamiento en el paso (n+1) puede ser derivado de los vectores de desplazamiento en los pasos (n+1) y n, la aceleración del terreno en el paso n, y el vector fuerza restauradora en el paso n.

El procedimiento de ensayo pseudo-dinámico de la estructura mostrada en la **Fig.Nº2.16** puede ser descrito como sigue:

Suponga que el espécimen de ensayo esta en el paso n, la aceleración del terreno en el paso \ddot{X} , los desplazamientos en los pasos (n-1) y n $\{X_{n-1}\}$ y $\{X_n\}$ y las fuerzas de restauración (medidos de las celdas de carga de los actuadores) $\{f_n\}$, son todas conocidas. Sustituyendo esos valores en las ecuaciones de movimiento (ecua. 5) podemos resolver los desplazamientos en el paso (n+1) $\{X_{n+1}\}$ seguido, el espécimen es cargado casi-estáticamente a los desplazamientos, las fuerzas de restauración $\{f_{n+1}\}$, son medidas por las celdas de carga de los actuadores. El ensayo avanza repitiendo este procedimiento. Un diagrama de flujo del ensayo es mostrado también en la **Fig.Nº2.17**.

Algunas buenas razones para emplear la técnica de diferencia central pueden ser mostrada en vista de la formulación y procedimiento anterior.

- Primero, en esta técnica se requiere un proceso no

interactivo aun el rango inelástico. Deberá notarse que, en una técnica implícita, la iteración es inevitable en el rango inelástico debido a que las ecuaciones de movimiento deben de ser formulados para el paso (n+1) más que para el paso n. La iteración no es conveniente para el método pseudo-dinámico.

Segundo, como vemos de la Ec.5, los cálculos no envuelven algunos cálculos de matrices, si las matrices de masa y amortiguamiento viscoso son diagonales, los cuales generalmente adoptamos en ensayos pseudo-dinámicos. Como resultado, el tiempo y espacio de almacenaje requeridos para los cálculos se reducen significativamente. De acuerdo a estudios previos, la técnica de diferencia central es estable y razonablemente exacta, mientras el intervalo de tiempo para el cálculo sea pequeño. La condición de estabilidad es dado como:[10]

$$\Delta t < 1/\pi T_{min} \dots \dots \dots Ec (6)$$

Donde Δt es el intervalo de tiempo, y T_{min} es el menor período natural del sistema de masa que representa la estructura de ensayo [9,10]. Aún, el uso de 1/6 del intervalo de tiempo anterior se recomienda para garantizar una suficiente precisión.

La ventaja más prominente de este método sobre el análisis numérico, es que no se requiere asumir las características de rigidez de la estructura (fuerza restauradora). El método pseudo-dinámico (ESD) consecuentemente es muy poderoso cuando se analiza el comportamiento dinámico de sistema inelástico. Un segundo beneficio de este método es que es posible adquirir el comportamiento local y propagación de daños de la estructura ensayada, ya que la carga es aplicada casi-estáticamente. Esta sentencia puede sin dificultad ser

entendida, si la prueba es comparada con un ensayo en mesa vibradora, en la cual el tiempo de prueba es muy corto (del orden de 10 a 15 seg).

En el ensayo ESD, la selección de la matriz de amortiguamiento viscoso es discutible como en el análisis numérico. Se necesita hacer idealizaciones de manera que $[C]$ sea proporcional a la matriz de rigidez, a la matriz de masas y a la combinación de ambas. Tal idealización puede estar en desventaja si se compara con el ensayo en mesa vibradora, debe citarse, sin embargo, que los modelos a escala reducida de las estructuras usadas en la mayoría de los ensayos en mesa vibradora son también pobres en la simulación de las características de amortiguamiento de sus prototipos.

Para ejecutar la prueba, la fuerza restauradora de la estructura ensayada debe ser medida, y será enviada a la computadora, la cual calcula en la ecuación del movimiento, el incremento de desplazamiento para que en el siguiente paso sea aplicado a la estructura en ensayo.

Es pues claro que la computadora controla la prueba con un sistema de cálculo cerrado descrito en la sección previa y puede controlar la ejecución del ensayo ESD sistemáticamente. Consecuentemente, se puede enfatizar que el comportamiento sísmico, la cual es demasiado larga comparado con una prueba en mesa vibradora, puede ser simulada con el método ESD.

2.2.3.3 FUENTES DE ERROR INTRINSECA Y EXPERIMENTAL

2.2.3.3.1 ERRORES INTRINSECOS.-

Las fuentes de error intrínsecos son aquellos errores relativos al modelo, ya que este modelo discreto

con pocos grados de libertad podría no reflejar apropiadamente el comportamiento de un sistema con masa distribuida. Algunas de las mayores fuentes son:[11]

1. La aproximación del modelo analizado, el cual es continuo y está representado por un sistema discreto de masa resorte.

2. La aproximación de las ecuaciones del movimiento son discretizados con respecto al dominio del tiempo y resueltas como ecuaciones diferenciales (discretización del tiempo).

3. La aproximación que se asume con respecto al amortiguamiento, es que este, es caracterizado como un amortiguamiento viscoso proporcional a la velocidad.

2.2.3.3.2 ERRORES EXPERIMENTALES

Las fuentes de errores experimentales son aquellos que se producen debido a lo imperfecto del equipo experimental:

1. El convertidor D/A, hace que el valor del desplazamiento enviado al servo controlador difiera del desplazamiento calculado debido a la resolución finita del convertidor.

2. Que el desplazamiento alcanzado después del movimiento del actuador puede ser diferente del valor enviado debido a la precisión finita del sensor de desplazamiento, así como a la limitación del servo control.

3. Que el valor de la fuerza medida para un

desplazamiento adquirido, puede no ser idéntico a la fuerza verdadera en tal desplazamiento, debido a la precisión finita del sensor de medición de carga.

4. Que la fuerza medida es cambiada a un valor digital después de la conversión A/D. Estas son las mayores fuentes de errores experimentales incluidos en un lazo cerrado de la operación del Ensayo Seudo-Dinámico, pero todos los errores acumulados en un lazo son finalmente combinados en un error de la fuerza al final del lazo.

5. Existe errores no perceptibles de equipo, que pudieran estar en el sistema eléctrico o el sistema hidráulico, así como en el montaje del espécimen, es decir, referente al montaje; si se da el caso que no se tenga bien empernado los actuadores al muro de reacción y si el espécimen es muy flexible, puede generarse vibraciones que alterarían el funcionamiento normal de los actuadores, y por lo tanto, afectarían las mediciones de desplazamiento a través de los transductores.

CAPITULO III

PROGRAMA DE ENSAYOS EXPERIMENTALES

3.1 Objetivos

Siendo los ensayos experimentales los medios mas confiables para evaluar el comportamiento inelástico de las estructuras, el cual es complejo, dependiendo de la excitación sísmica, el Laboratorio de Estructuras del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigaciones de Desastres (CISMID) de la Facultad de Ingeniería Civil, realiza programas y demás proyectos con la finalidad de evaluar y comparar el comportamiento de modelos, sometiéndolos a sollicitaciones sísmicas.

3.2 ENSAYOS EXPERIMENTALES

Se llevaron a cabo tres tipos de ensayos experimentales al modelo bidimensional (Pórtico de Concreto Armado)

3.3 ENSAYO DE VIBRACION FORZADA.

Para determinar el período fundamental del pórtico y estimar su amortiguamiento correspondiente a deformaciones pequeñas, se hicieron dos ensayos de vibración forzada.

El primero; fué vibrado antes de realizar el ensayo seudo-dinámico, para conocer así sus características dinámicas, necesarias para la entrada de datos y dar inicio del ensayo seudo-dinámico.

El segundo ensayo de vibración fué realizado después de realizar los ensayos seudo-dinámicos con el objetivo de calcular la degradación final del espécimen.

3.3.1 INSTRUMENTACION

Se utilizaron 4 acelerómetros, colocados 2 en la losa superior y 2 en la losa inferior Fig N°3.1.

3.3.2 EQUIPO UTILIZADO (Foto N° 3.1)

- Un generador de vibraciones, cuya dirección de excitación es vertical y horizontal.
- El Control del generador
- Un amplificador de señal
- Un osciloscopio

3.3.3 PROCEDIMIENTO Y SECUENCIA DE LOS ENSAYOS

Sobre la losa del primer nivel, se colocó el generador de vibraciones, el cual generaba los movimientos en dirección paralela al plano del pórtico.

Foto N°3.2

Se colocó 4 acelerómetros cercanos al nudo del pórtico, en la cual, la señal de cada acelerómetro fué amplificada para luego ser monitoreada simultáneamente en un osciloscopio, dándonos lecturas correspondientes a valores de amplitud, pico-pico en milivoltios, correspondiendo al valor de 5V a la capacidad máxima de cada acelerómetro de 1G, 2G según sea el caso.

3.3.3.1 PRIMER ENSAYO DE VIBRACION

Para conocer con mayor precisión las características dinámicas del pórtico, fueron colocados 2 acelerómetros en cada nivel, aproximadamente cerca de cada nudo. El vibrador fue colocado en el primer nivel, (Fig N°3.1) el pórtico fue vibrado con sobre carga, para que se pueda realizar una mejor comparación con la vibración libre del modelo tridimensional. Las respuestas de cada acelerómetro se da en la Tabla N°3.01.

Características y ubicación de los acelerómetros

ACC	CONSTANTE	CAPACIDAD
1	1304	1G = 1000 gal = 980 cm/seg ²
2	1266	1G = 1000 gal = 980 cm/seg ²
3	1266	2G = 2000 gal = 1960 cm/seg ²
4	1262	2G = 2000 gal = 1960 cm/seg ²

Como se muestra en la Foto N^o 3.3A

3.3.3.2 SEGUNDO ENSAYO DE VIBRACION

Este ensayo de vibración fue realizado después de someter el modelo a la acción del ensayo Seudo-dinámico en todas sus fases.

Características y ubicación de los acelerómetros

Los acelerómetros fueron colocados en el mismo lugar de los del primer ensayo, además de ello se utilizó el mismo equipo de vibración.

Se graficaron las curvas de aceleración de respuesta vs. frecuencia excitadora para determinar el amortiguamiento y las frecuencias del primer y segundo modo. Los respuestas de cada acelerómetro se da en la **Tabla N^o3.02.**

ACC	CONSTANTE	CAPACIDAD
1	1355	2G = 2000 gal = 1960 cm/seg ²
2	1262	2G = 2000 gal = 1960 cm/seg ²
3	1266	1G = 1000 gal = 980 cm/seg ²
4	1282	1G = 1000 gal = 980 cm/seg ²

Como se muestra en la Foto N^o 3.3B

3.3.3.3 RESULTADOS OBTENIDOS PRIMER ENSAYO DE VIBRACION FORZADA.

Se graficaron las curvas de aceleración de respuesta versus frecuencia excitadora para determinar el amortiguamiento y las frecuencias del primer y segundo modo, por las características de este ensayo, el método usado para determinar el amortiguamiento es el de semi-potencia o ancho de banda. En la **Fig N03.2** se da las graficas en donde se calculara del amortiguamiento por este método.

De acuerdo a los gráficos anteriores se puede considerar un amortiguamiento de 3.87% para el modelo, también podemos observar que las máximas respuestas correspondientes a las siguientes frecuencias para cada acelerómetro son; **Tabla N03.1**

Los resultados hallados dan valores de frecuencias que se encuentran en el orden de las calculadas analíticamente. En este caso las frecuencia 6.06 HZ para el primer modo y 16 HZ para el segundo modo. Estos valores son los que se emplearon en los siguientes ensayos pseudo-dinámico que sufrió el modelo.

3.3.3.4 RESULTADOS OBTENIDOS DEL SEGUNDO ENSAYO DE VIBRACION FORZADA

Se graficaron las curvas de aceleración de respuesta versus frecuencia excitadora **Fig N03.3**, para determinar el amortiguamiento y las frecuencias del primer y segundo modo. Por las características de este ensayo el método usado para determinar el amortiguamiento es el de semi-potencia o ancho de Banda. **Tabla N03.2**

3.3.3.5 CONCLUSIONES

1.- Los resultados experimentales dan valores de frecuencias que se encuentran en el orden de las calculadas analíticamente.

2.- Los valores teóricos de la fuerza cortante en el primer y segundo nivel son de 2.37 tn y de 4.53 tn. los cuales son valores menores comparados con otros sistemas constructivos.

3.- Se determinó dos modos de vibración del portico de concreto armado antes y después del ensayo pseudo-dinámico, cuyas frecuencias fueron :

	1er MODO (Hz)	2do MODO(Hz)
INICIO	6.06	16.164
FINAL	2.47	7.975

4.- La estructura mostró a una frecuencia relativamente baja, la existencia de un segundo modo, lo cual pone en manifiesto la condición de comportamiento a flexión.

5.- Los valores de período (T) y Amortiguamiento (β) iniciales al ensayo coinciden aproximadamente con los valores teóricos calculados inicialmente (T=0.183 seg), así como el grado de amortiguamiento coincide con el valor que usualmente se adopta en el análisis estructural de los edificios de concreto armado (5%).

	T(seg)	β (%)
EXPERIMENTAL	0.165	3.87
TEORICO	0.160	5.00

6.- Comparando los resultados de los dos ensayos, el espécimen se ha degradado en su rigidez en más de 220%.

	T(seg)	β (%)
INICIO	0.165	3.87
FINAL	0.405	9.12

7.- La vibración forzada realizada posteriormente al ensayo pseudo-dinámico, nos dió un esquema más completo de la degradación local de la estructura, ya que de acuerdo a la ubicación de cada acelerómetro, podemos deducir que existe una relación directa entre su modo de vibración y el grado de degradación, ya que la forma de vibración (modo) en cada nudo, medido por un acelerómetro, se hace mas caótica de acuerdo al grado de degradación del nudo. Además de ello la aceleración de su vibración disminuye notablemente a medida de la falla.

Es de conocimiento que cada nudo tiene diferente degradación y diferente forma de vibración, tal como se aprecia en la **Fig Nº 3.3**.

3.4. ENSAYOS DE APLICACION DE CARGA ESTATICA

objetivo: Obtener la rigidez Elástica del pórtico, aplicando una carga unitaria independientemente en cada nivel, las cargas se realizan con 2 actuadores para aplicar alternativamente la carga lateral sobre el nivel.

3.4.1 INSTRUMENTACION

Las cargas aplicadas al espécimen, fueron medidas por las celdas de carga incorporadas en los actuadores, los desplazamientos fueron medidos mediante traductores de desplazamiento (LVTD), conectados al sistema de

adquisición de datos. (Fig N^o3.4)

3.4.2 EQUIPOS UTILIZADOS.

los equipos requeridos para los ensayos pueden agruparse en tres sub sistemas:

S.1 El equipo de control, constituido por dos computadoras que realizan el control y adquisición de resultados. En el CISMID se utiliza con este fin una microcomputadora IBM PS/2 modelo 60. Para transformar la información digital en señales analógicas se utilizan convertidores D/A de 16 bits (aunque se dispone de hasta 12 canales de salida, sólo se utilizaron 4). La operación inversa utiliza convertidores A/D de 12 bits (48 canales, pero el software ha sido preparado para acceder normalmente hasta 16). La conexión de la computadora con los convertidores D/A y A/D es vía GPIB.

S.2 - El sub-sistema "experimental" está conformado por los equipos servo hidráulicos que permiten aplicar al espécimen los desplazamientos calculados y medir las fuerzas con las que éste reacciona. En este grupo se incluyen actuadores, la bomba impulsora, servo válvulas y diversos equipos de medición y control. En el CISMID se dispone de 4 actuadores SHIMADZU con capacidad de ± 50 ton y desplazamiento máximo de ± 200 mm.

S.3 - El equipo de adquisición de datos. Es una micro computadora IBM PS/2, modelo 50 que controla un scanner convertidores A/D UCAM con posibilidad de leer más de 50 canales. Se utilizan transductores de diversos tipos para medir deformaciones (strain gages), desplazamientos (LVDT) o fuerzas (celdas de carga).

A la interrelación de estos sistemas se le denominado "Ensayo en computadora en línea".

3.4.3 PROCEDIMIENTO Y SECUENCIA DE ENSAYOS.

Antes de dar inicio al ensayo, se debe fijar el modelo a la losa de ensayos mediante pernos pasantes. Se recomienda fijar el modelo haciendo uso de gatas hidráulicas que permitan aplicarle a los pernos fuerzas del orden de las 10 a 12 toneladas.

El ensayo de flexibilidad consiste en aplicar primero una carga de 150 kg. al grado de libertad N^o1 desactivando el grado de libertad N^o2, es decir, no aplicando el actuador en el grado de libertad N^o2. Luego, se desactiva el grado de libertad No. 1, es decir, no se aplica el actuador en el grado de libertad No.1, y sí se aplica el actuador en el grado de libertad No.2.

3.4.4. PROCESAMIENTO DE DATOS Y OBTENCION DE RESULTADOS

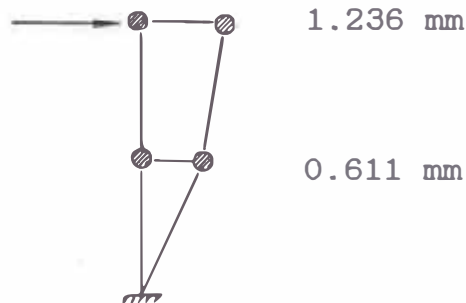
Cuando se aplicó el actuador en alguno de los 2 grados de libertad considerados, se obtuvieron lecturas para las posiciones extremas, estas lecturas representan el máximo desplazamiento en un punto determinado de la estructura cuando se aplicó una carga máxima de 150 Kg en un determinado grado de libertad.

Los resultados ya procesados se indican en las tablas siguientes:

Cuando el actuador se aplicó en el segundo grado de libertad, se obtuvieron los siguientes desplazamientos horizontales.:

DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES CUANDO ACTUA UNA CARGA DE
170 KG. EN EL GRADO DE LIBERTAD Nº2

	LECTURAS (mm)	PROMEDIOS
1	0.001	
2	-1.243	
3	1.231	1.236
4	-0.591	
5	0.631	0.611



DESPLAZAMIENTO RELATIVO

Cuando el actuador se aplicó en el primer grado de libertad, se obtuvieron los siguientes desplazamientos horizontales.

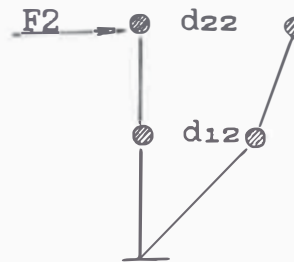
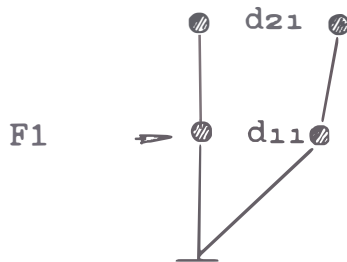
DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES CUANDO ACTUA UNA CARGA DE
130 KG. EN EL GRADO DE LIBERTAD Nº1

	LECTURAS (mm)	PROMEDIOS
1	0.000	
2	-0.493	
3	0.541	0.517
4	-0.403	
5	0.451	0.427

●—● 0.517 mm



Así, si se define el desplazamiento d_{ij} , como aquel que se produce en el grado de libertad i cuando se aplica el actuador en el grado de libertad j , se tiene:



Y así, la matriz de flexibilidad se definirá del siguiente modo:

$$[A] = \begin{vmatrix} \frac{d_{11}}{F_1} & \frac{d_{12}}{F_2} \\ \frac{d_{21}}{F_1} & \frac{d_{22}}{F_2} \end{vmatrix}$$

Los valores obtenidos experimentalmente fueron:

$$\begin{aligned} d_{11} &= 0.427 \text{ mm} \\ d_{21} &= 0.517 \text{ mm} \\ d_{12} &= 0.611 \text{ mm} \\ d_{22} &= 1.236 \text{ mm} \end{aligned}$$

Reemplazando adecuadamente estos valores en la matriz de flexibilidad, se tiene:

$$A \text{ (mm/Ton)} = \begin{bmatrix} 3.2846 & 3.5941 \\ 3.9769 & 7.2705 \end{bmatrix}$$

Promediando los valores extremos fuera de la diagonal principal:

$$A \text{ (mm/Ton)} = \begin{bmatrix} 3.2846 & 3.7855 \\ 3.7855 & 7.2705 \end{bmatrix}$$

Esta última expresión representa la matriz de flexibilidad experimental, obtenida directamente del modelo.

- MATRIZ DE RIGIDEZ EXPERIMENTAL

Invirtiendo la matriz de flexibilidad calculada experimentalmente se obtiene:

$$K = \begin{bmatrix} 0.758346 & -0.37488 \\ -0.41481 & 0.342599 \end{bmatrix} \text{ (Ton/mm)}$$

Promediando los extremos, fuera de la diagonal principal:

$$K = \begin{bmatrix} 0.758346 & -0.39484 \\ -0.39484 & 0.342599 \end{bmatrix} \text{ (Ton/mm)}$$

3.5. ENSAYO SEUDO-DINAMICO

OBJETIVOS.-

Los ensayos pseudo-dinámicos tienen como objetivo el determinar el comportamiento sísmico de una estructura dentro del rango inelástico, considerando las características dinámicas tanto del espécimen, como del registro sísmico a imponer.

3.5.1 INSTRUMENTACION.

En la Fig N°3.4 Se muestra la instrumentación utilizada en el ensayo pseudo-dinámico, la que consta de 11 transductores LVDT 8 Strain gages. Foto N°3.4

3.5.2 EQUIPOS UTILIZADOS

Los equipos requeridos para los ensayos pueden agruparse en tres sub-sistemas:

- El equipo de control, constituido por la computadora que realiza la integración numérica de las ecuaciones con dispositivos para la conversión de señales analógicas (continuas) a la forma digital (discreta) o viceversa. En el CISMID se utiliza con este fin una microcomputadora IBM PS/2 modelo 60. Para transformar la información digital en señales analógicas se utilizan convertidores D/A de 16 bits (aunque se dispone de hasta 12 canales de salida sólo se utilizan 4). La operación inversa utiliza convertidores A/D de 12 bits (48 canales, pero el software ha sido preparado para acceder normalmente hasta 16). La conexión de la computadora con los convertidores D/A y A/D es vía GPIB.

El uso de convertidores D/A de 16 bits significa que el rango de ± 5 voltios se discretiza en 2^{16} intervalos; se tiene entonces una "resolución" de $10 \text{ V}/2^{16} = 0.152 \text{ mV}$.

Por otro lado, para los convertidores A/D, de 12 bit, la resolución es de $10 \text{ V}/2^{12} = 2.44 \text{ mV}$. El equipo no puede reconocer diferencias de voltaje menores que la resolución indicada.

- El sub-sistema "experimental" está conformado por los equipos servo hidráulicos que permiten aplicar al espécimen los desplazamientos calculados y medir las fuerzas con las que éste reacciona. En este grupo se incluyen actuadores, la bomba impulsora, servo válvulas y diversos equipos de medición y control. En el CISMID se dispone de 4 actuadores SHIMADZU con capacidad de ± 50 ton y desplazamiento máximo de ± 200 mm. Las características de la bomba y de las servo valvulas determinan una velocidad máxima del orden de pocos cm por segundo, que es adecuada para los ensayos pseudo-dinámicos pero sería insuficiente para realizar los ensayos en tiempo real.

Este equipo puede ser controlado por desplazamientos, fuerzas o aceleraciones; la primera alternativa es la más adecuada en este caso. Pueden especificarse rangos de desplazamiento de ± 200 mm, ± 100 mm, ± 50 mm, ± 20 mm y rangos de fuerza de ± 50 ton, ± 20 ton, ± 10 ton ó ± 5 ton. En cada caso la fuerza o el desplazamiento máximo corresponde a un voltaje de 5V.

El equipo de adquisición de datos, es una micro computadora IBM PS/2, que controla un scanner convertidores A/D UCAM, con posibilidad de leer más de 50 canales. Se utilizan transductores de diversos tipos para medir deformaciones (strain gages), desplazamientos (LVDT) o fuerzas (celdas de carga). Puede anotarse que en este caso no son útiles los transductores de

velocidad o los acelerómetros, puestos que el ensayo se realiza más lentamente, que el fenómeno real; más aún, las aceleraciones deben ser prácticamente nulas, a fin de que las fuerzas medidas sean las requeridas para el equilibrio estático con los desplazamientos prescritos, sin fuerzas de inercia.

La comunicación entre la computadora que realiza la integración numérica (y controla el ensayo) y aquella destinada a la adquisición de datos en ambos sentidos es por el puerto serial.

3.5.3. MONTAJE DEL ESPECIMEN

Se ubicó el espécimen en la Losa y muro de reacción, colocando en el muro los actuadores estáticos, para poder transmitir las cargas y desplazamientos debidos al espécimen, para ello se construyó un castillo de mecanos (perfiles de acero) para poder darle estabilidad, para evitar la torsión y proteger la instrumentación colocada al espécimen en caso de derunbe del modelo. (Fotos N^o3.5 A-C)

3.5.4 PROCEDIMIENTO Y SECUENCIA DEL ENSAYO

Para realizar el ensayo Seudo-Dinámico, el espécimen representará un sistema estructural discreto masa-resorte cuyo comportamiento de respuesta sísmica será lo estudiado, para ello los valores Masa [M], Amortiguamiento [C] y Fuerza [f], se determinan analíticamente. Gráfico N^o3.1

El procedimiento básico del ensayo es el siguiente:

- Un actuador aplica cargas al modelo para cada posición de masa y en la dirección en el que la respuesta sísmica

del espécimen será examinado.

- Las fuerzas de restauración (valores de rigidez), en cada tiempo de integración son medidas directamente del ensayo, lo que evita las dificultades que se presentan en los procedimientos analíticos.

A partir de éstos y utilizando las ecuaciones de equilibrio, se calculan aceleraciones, velocidades y luego desplazamientos, las cuales se realizan en paralelo a la medición realizadas directamente del ensayo.

Luego se realiza la adquisición de datos como los desplazamientos y deformaciones almacenándolos todos estos datos, y con ellos mismos se calcularán nuevos desplazamientos, ya que el espécimen recibe una historia de desplazamiento como si fuera sujeto a un movimiento sísmico real.

3.5.4.1 PROGRAMA DE CONTROL

Un factor importante para la realización de los ensayos pseudo-dinámicos, es el programa de control. **Graf.Nº3.1**

El programa de control se ejecuta en forma interactiva, es decir, en una primera etapa se introducen datos analíticos referentes al modelo numérico y a la características del sistema experimental.

Los datos del modelo numérico incluyen el **número de grado de libertad, la matriz de masa, la matriz de amortiguamiento viscoso y el registro del sismo utilizado.** Seguidamente se deben dar los intervalos de integración, el de adquisición y registro de datos.

Seguidamente deben de definirse para cada grado de libertad, el actuador utilizado y definir su rango de fuerza y desplazamiento los canales A/D donde se conectan la celda de carga y los traductores de

desplazamiento interno (actuador) y externo (especimen) y el canal D/A, al que se conecta el equipo que controla el desplazamiento del actuador. Para aprovechar mejor la resolución de los convertidores Digital/Analógico y la capacidad del equipo. El programa permite especificar rangos de fuerzas de desplazamiento independientemente para cada actuador y cada uno de los traductores de desplazamiento externo, con esta información y considerando las características de cada equipo se determinan factores de escala y se registra los valores correspondientes al estado de referencia.

La rutina principal del programa de control realiza el proceso siguiente;

1.- Integración numérica de las ecuaciones diferenciales, utilizando el método de diferencia central, se obtienen primero, las velocidades promedio para el intervalo y a partir de estas los desplazamientos al final del intervalo.

2.- Aplicación de nuevos desplazamientos en la estructura. Esta se realiza en etapas en cada una de las cuales:

a) Se establece el desplazamiento objetivo para cada actuador, incluyendo una corrección que es función de la discrepancia previamente observada entre el desplazamiento requerido y el observado en el especimen, con un amortiguamiento numérico (que es el promedio de dos sucesivas correcciones).

b) Se detiene la ejecución del programa entre 0.25 y 1.5 seg., dependiendo de la etapa para permitir a los

actuadores y a los traductores estabilizarse.

C) Se lee la información en bits de los canales A/D, ocasionalmente los convertidores A/D dan resultados incorrectos, que podrían ignorarse al observar los resultados de un ensayo estático, pero que en el ensayo pseudo-dinámico conducirían a la incorrecta ejecución del paso siguiente.

d) Se convierten la información en bits a cantidades mecánicas, separando los desplazamientos requeridos para el cómputo de sucesivas correcciones.

e) El programa repite las etapas de (a) a (d) tantas veces como sean necesario para que la diferencia entre los desplazamientos obtenidos para la integración numérica y aquellos en la estructura ensayada no difieran más de lo que, en unidades mecánicas, corresponden a la resolución del convertidor A/D.

3.- Cuando se han alcanzado, dentro de las tolerancias especificadas, los desplazamientos resultantes de la integración numérica se miden las correspondientes fuerzas que son utilizadas para el siguiente paso de la integración numérica.

4.- Finalmente se instruye a la computadora que esta dedicada a la adquisición de datos, para que lea los diversos canales esperándose la confirmación de haber completado las mediciones antes de empezar el paso siguiente. **Graf.Nº3.2**

3.5.4.2 PARAMETROS DE ENTRADA EN EL PROGRAMA DE CONTROL.

Para el cálculo de la matriz de amortiguamiento se utilizaron, dos métodos. Dando como resultado.

$$[C]= \begin{vmatrix} 0.001021 & -0.00042 \\ -0.00042 & 0.000349 \end{vmatrix} \frac{\text{Ton} \times \text{Seg}}{\text{mm}}$$

Matriz de masa

$$[M] = \begin{vmatrix} 1.821 & 0 \\ 0 & 1.629 \end{vmatrix} \text{Ton}$$

Matriz de rigidez

$$[K] = \begin{bmatrix} 7.5834 & -3.9484 \\ -3.9484 & 3.4259 \end{bmatrix} \text{Ton/cm}$$

Parametro de integración

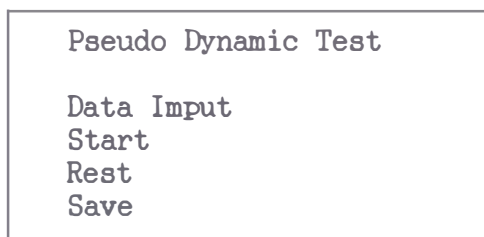
$$T/PI= 0.061/3.141563 = 0.02 \Rightarrow 0.01$$

$$T/20= 0.16/20 = 0.008 \Rightarrow 0.005$$

El programa de control como ya se ha dicho requiere de datos del modelo, así como las características del registro sísmico y definir los equipos a utilizar, esto se realiza por medio de un menú de ingreso de datos.

Primero, definimos el modelo y damos las características elásticas de él (**Fig.Nº3.5**), luego definimos el registro sísmico y su rango de tiempo a ensayar, además de ello colocamos los parametros de integración y adquisición de resultados (**Fig Nº3.6**)

ENSAYO SEUDO-DINAMICO, PORTICO DE C.A.CONVENIO CISMID-PUCP



Graf. N03.1, Menú de ingreso al programa de control del ESD

Data Input Es el ingreso de datos, parametros y demas información necesarias.

Start Es la sentencia donde se da inicio al ESD.

Resta. Esta sentencia Reinicio el ESD.

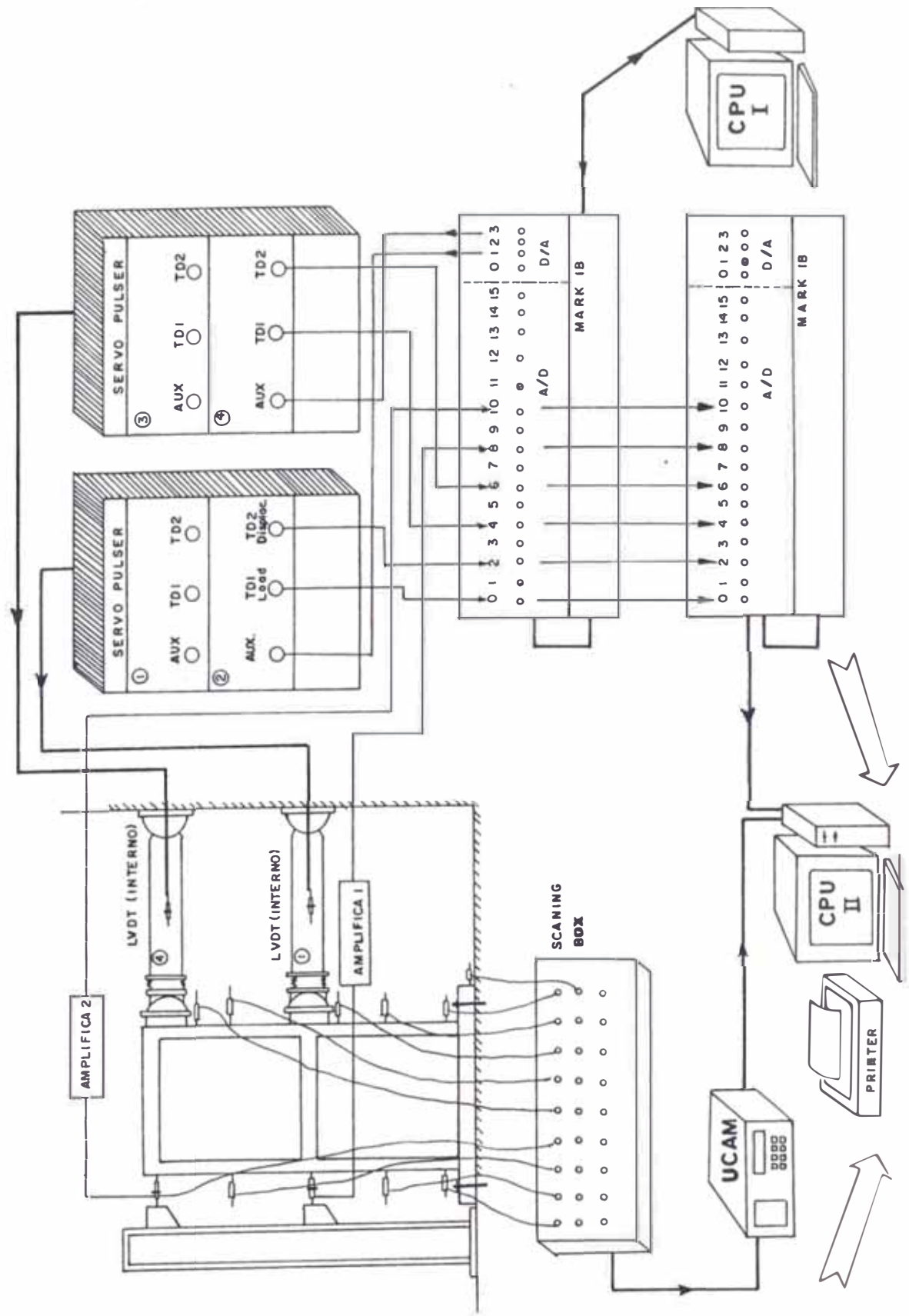
Save Grabar y salir

3.5.5 CARACTERISTICAS DE LA SENAL SISMICA (FASES)

Se realizó por parte de Universidad Católica del Perú (Convenio CISMID-PUCP), el ensayo dinámico del modelo tridimensional, el cual fue sometido en la dirección de los pórticos principales la acción de la componente L del sismo del 31 de Mayo de 1970, modificada. Se utilizaron para ello 12 segundos de esta señal.

El ensayo seudo-dinámico que fue realizado en el Laboratorio del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID), se utilizó la misma señal en sus diferentes fases, se utilizó 4 a 5 seg de esta señal. **Fig N03.7**

Se efectuaron 5 fases con sus respectivos aceleraciones nominales de :



Graf. N°3.2 DISPOSICION DE LOS EQUIPOS Y RUTINA PRINCIPAL DEL ENSAYO.

FASE	As max.(g)
1	0.10
2	0.40
3	0.50
4	0.65
5	0.85

3.5.6 COMPORTAMIENTO SECUENCIAL DEL ESD

Debe indicarse, que antes del inicio del ensayo se realizaron ensayos previos para calcular las características dinámicas y estáticas del pórtico, en los cuales el pórtico sufrió una pequeña degradación, en la cual, apareció una rajadura en la parte inferior de la viga del primer nivel. Esto originó que la rigidez elástica del modelo cambiara, pero esto no fue problema para el programa, ya que el programa corrige este error en la primera iteración.

Se tomó nota de toda la secuencia de falla fase por fase y la formación de las rótulas plásticas, anotando cada fisura y en el tiempo que ocurre ésta, así podemos saber con exactitud los desplazamientos y cargas aplicadas en este tiempo al espécimen. (Foto Nº 3.6 A)

El programa lleva un control por desplazamientos, pero cada desplazamiento es dado según el tiempo que lee el programa en el registro sísmico, para cada tiempo hay una aceleración de entrada y por ende un respectivo desplazamiento y corte en cada nivel.(Foto Nº3.6 B)

3.6. RESULTADOS DEL ENSAYO PSEUDO-DINAMICO

3.6.1 SECUENCIA DE FALLA

Se indica el comportamiento del modelo en cada fase del ensayo, así como su esquema gráfico de las fallas.

Este esquema esta basado en que para cada grieta aparecida se anota el tiempo en que apareció, este tiempo es el que el programa utiliza, para tomar del registro sísmico las aceleraciones respectivas.

Cada tiempo, nos da los desplazamientos del entrepiso y sus respectivas cortantes en este lapso.
(Tabla N°3.3 A,D)

FASE1.- El comportamiento del sistema fue en su mayor parte elástico es decir, no hubo grandes desplazamientos relativos, pero cabe indicar que aparecieron fisuras muy finas en la viga del primer nivel, lo cual indicaria que se inicia el comportamiento inelástico de la estructura.
Graf.N°3.3

FASE2.- Aparecieron fisúras verticales de tracción por flexión en las vigas del primer nivel, corriendo a lo largo de su peralte, aparecieron fisuras en las columnas a nivel de 30 cm por encima del cimiento, **Graf.N°3.4**

FASE3.- Las fisuras verticales en las vigas que aparecieron en la fase2, continuaron ampliándose y no aparecieron nuevas, Aparecieron fisuras en las columnas de la siguiente forma: En el primer nivel hasta 60cm por un lado y 68 cm por el otro, por encima del cimiento como se muestra en el Graf.C, y 30 cm por debajo del entrepiso. En el segundo nivel aparecieron fisuras hasta 60 cm por debajo del entrepiso superior en los dos lados. **Graf.N°3.5**

FASE4.- No aparecen más fisuras de importancia, las fisuras existentes se abren en cada ida y vuelta, el

acero de refuerzo fluye con mayor intensidad. **Graf.Nº3.6**

FASE5.- Aparecen (en poca cantidad) grietas muy finas en las caras de las columnas del primer nivel hasta una altura de 1.5 m por encima del cimiento y solo se dio en las caras de la columna flexionada. **Graf.Nº3.7**

3.6.2 FORMAS DE FALLA

1.- Las fallas principales son por flexión (no hubo fallas por corte), se localizan principalmente en las vigas del primer nivel y en la base de las columnas del primer y segundo piso. Recién en la 5ta fase (demaciado severa), trato de formarse el mecanismo de falla total esperado teóricamente en la 2da fase; aunque en la viga del 2do nivel no llegó a formarse ninguna rótula.

2.- Una vez formada las fisuras en la viga del primer nivel, la energía sísmica trató de disiparse a través de estas fisuras, dando lugar a que el resto de las fisuras sean muy finas. **(Foto Nº 3.7)**

3.- Al formarse las rótulas en el primer nivel, la energía liberada a través de ellas impidieron la formación completa de las rótulas en el segundo nivel. **(Foto Nº 3.8 y 3.9)**

4.- Una vez formada las tres rótulas plásticas, la rigidez del pórtico fue reducida y no ofrecía resistencia ante los desplazamientos tan grandes que se presentaron, debido a esto aparecieron grietas muy finas en las caras laterales de las columnas del primer nivel, ya que fueron éstas las que ofrecían la mayor resistencia ente los movimientos pseudo-sísmicos que se

aplicaba el pórtico. (Foto N°3.10)

La formación de las rótulas plásticas en cada fase se muestra en el Fig. N°3.8.

3.6.3 GRAFICAS HISTERETICAS DEL ENSAYO.

Las gráficas Histeréticas como respuesta del ensayo no asemejan a ningún otro modelo conocido. Pero se puede apreciar que la forma Histerética del modelo es desordenada pero representativa del movimiento realizado, esto se aprecia también en el ensayo dinámico del modelo tridimensional. Fig N°3.9-3.13

3.6.4. GRAFICAS DE LAS RESPUESTAS DINAMICAS DEL MODELO

Las gráficas de las respuestas dinámicas del modelo bidimensional por la acción del ensayo Seudo-dinámico, se muestran a continuación;

Respuesta de desplazamiento EN ANEXOS (graficos)

Respuesta de cortante EN ANEXOS (graficos)

3.6.5 RESULTADOS MAS SIGNIFICATIVOS.

Envolvente del ensayo; podemos apreciar realizando la envolvente del ensayo Seudo-dinámico (máximos valores de cortantes y desplazamientos en cada fase) que la deformación del espécimen, tiene una forma muy parecida a la del ensayo dinámico, además de ello se puede apreciar la degradación que ha sufrido en cada fase de ensayo. Fig N°3.14

3.6.6 ENVOLVENTE DE LAS DEFORMADAS

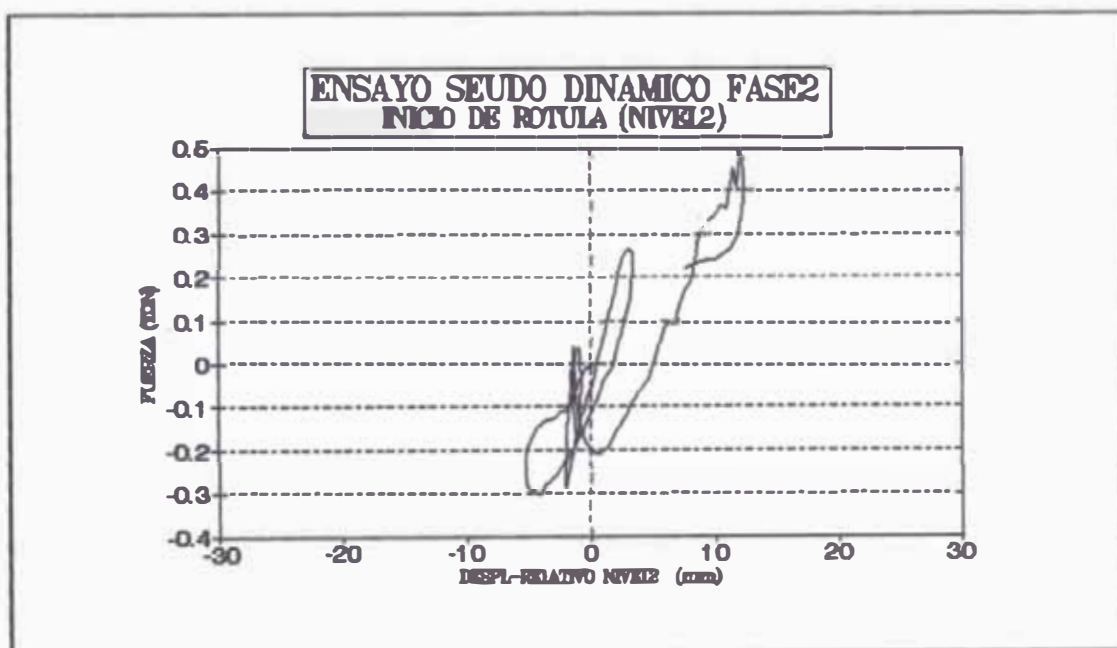
Con ayuda de los transductores de desplazamiento conocemos los desplazamientos del pórtico producidos en

cada ida y vuelta del movimiento sísmico por fase, de allí podemos conocer la deformada máxima producida durante cada ensayo, tomando los valores dados por cada transductor de desplazamiento justamente en el máximo desplazamiento en cada dirección (Tabla 3.4 A-D), podemos graficar esta deformada sólo en la dirección horizontal, ya que no se colocó transductores en el sentido vertical (es decir en la parte inferior de las vigas del pórtico). FIG N°3.15 A-D.

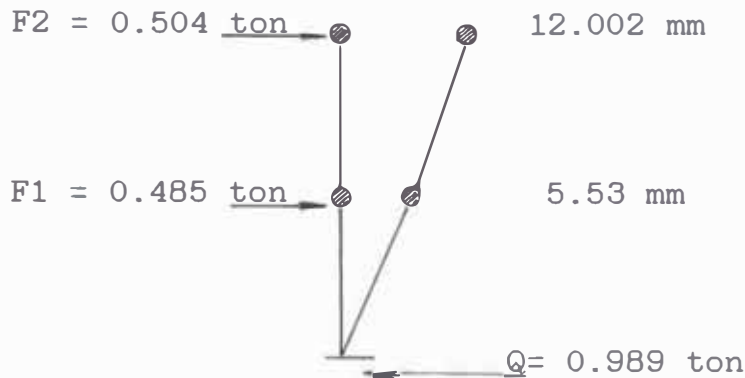
3.6.7 FORMACION DE LA PRIMERA ROTULA PLASTICA

La primera rótula plástica se formó en el extremo de la viga del primer nivel, aproximadamente a los 1.75 seg de iniciado el ensayo seudo-dinámico en su fase 2.

Podemos apreciar que antes que se forme la primera rótula plástica, el pórtico presentaba un estado elasto-plástico, ya que respondía con deformaciones grandes a las sollicitaciones de carga que se le imponía.



La cortante máxima para la primera rótula plástica se da a continuación:



3.6.8 CONCLUSIONES

1.- El modelo Histerético experimental no se asemeja a ningún otro modelo Teórico, esto se debe a que el registro sísmico de entrada, utilizado en el ensayo, es caótico y no ayuda a la formación de Histéresis como del tipo cíclica.

2.- Se produce un efecto del tipo "Pinching" (esto es cuando la curva histerética se angosta en el origen)

3.- Se encontró una razonable concordancia entre los resultados usando diferentes técnicas de ensayo, aunque se obtuvo una ligera mayor resistencia en el ensayo pseudo-dinámico. Esto puede deberse a que los especimenes tridimensional y bidimensional fueron construidos en distintos Laboratorios, con personal y equipo diferente.

Tambien puede deberse, a que el programa de control no realice las correcciones adecuadamente y acumule errores no deseados. Por ello se requiere investigaciones adicionales para poder realizar las

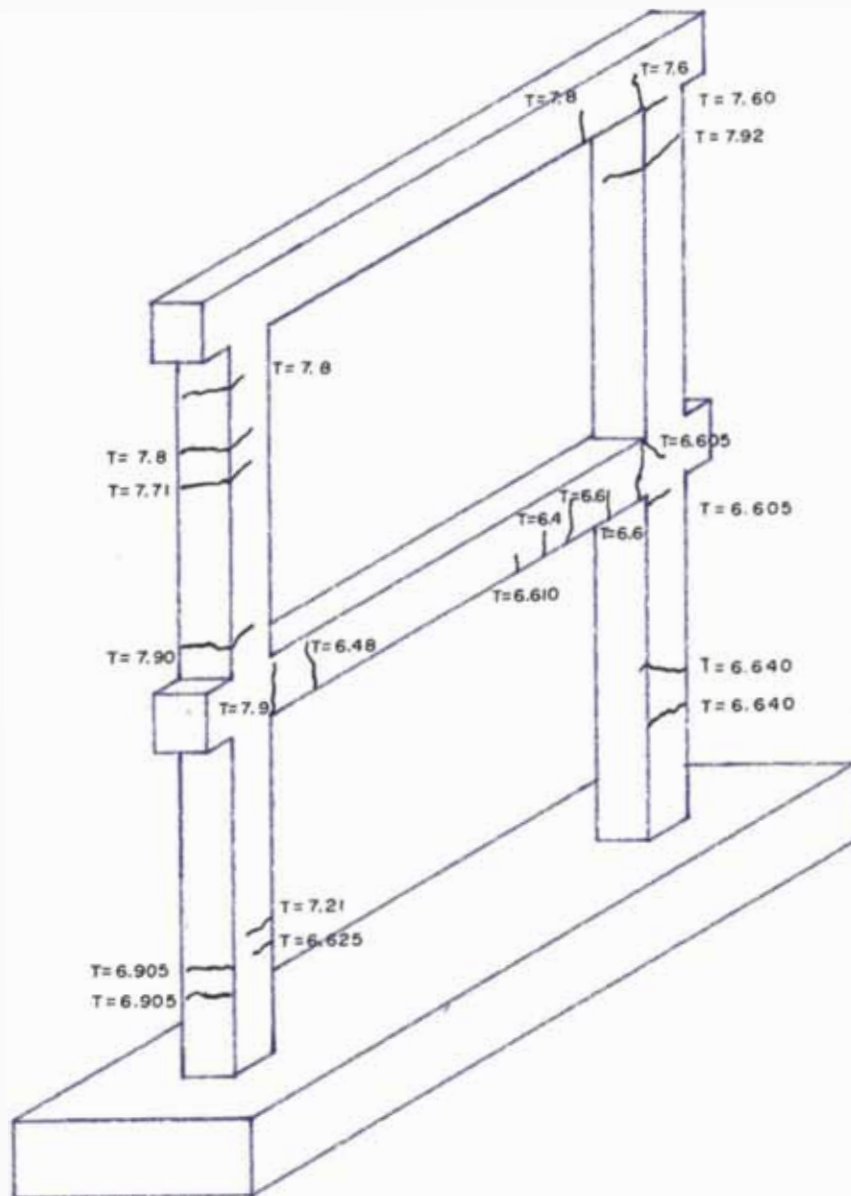
correcciones adecuadas en la integración de las ecuaciones diferenciales de equilibrio en los ESD.

4.- Los ensayos dinámico y pseudo-dinámico son técnicas adecuadas, para obtener las propiedades dinámicas, que nos permita observar el comportamiento de las estructuras ante la simulación de sismos.

La precisión de los resultados dependerá principalmente de tomar en cuenta los errores numéricos y experimentales del ensayo.

FORMACION DE GRIETAS

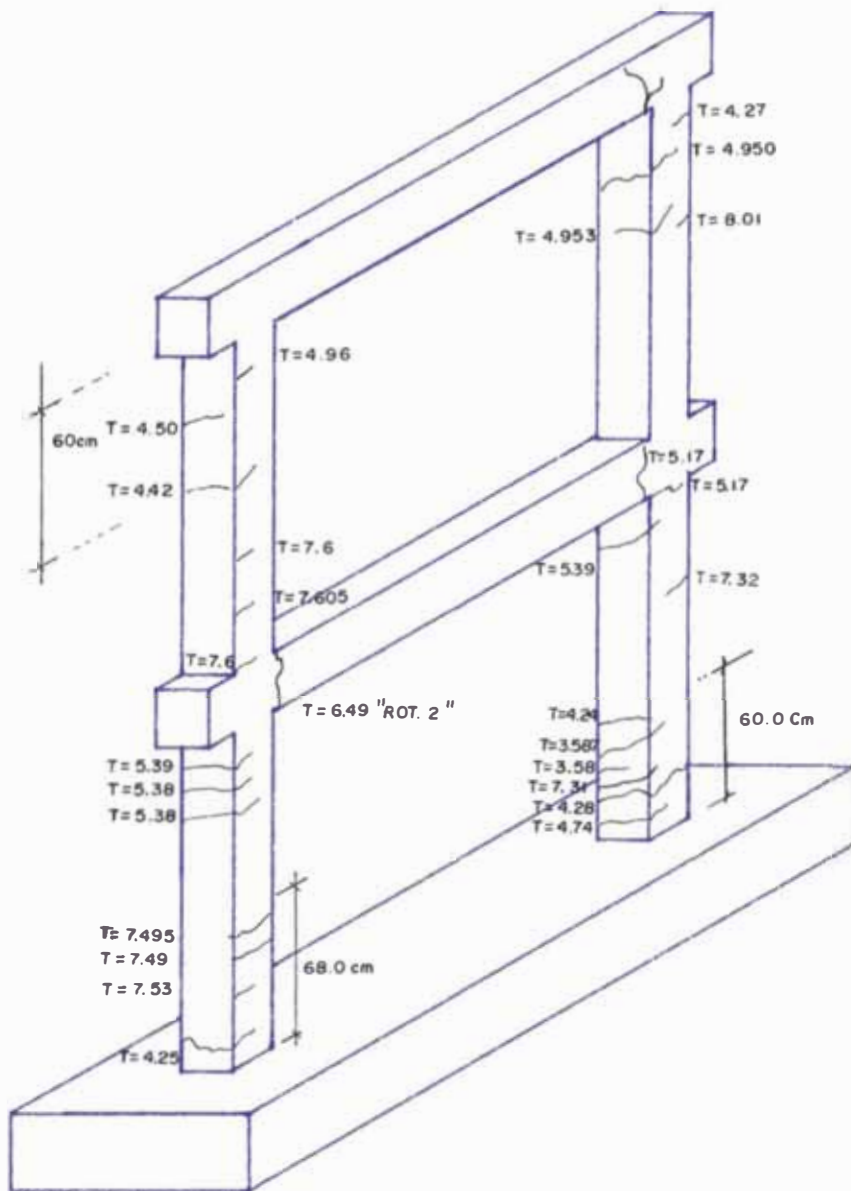
FASE 2



GRAF N° 3.4

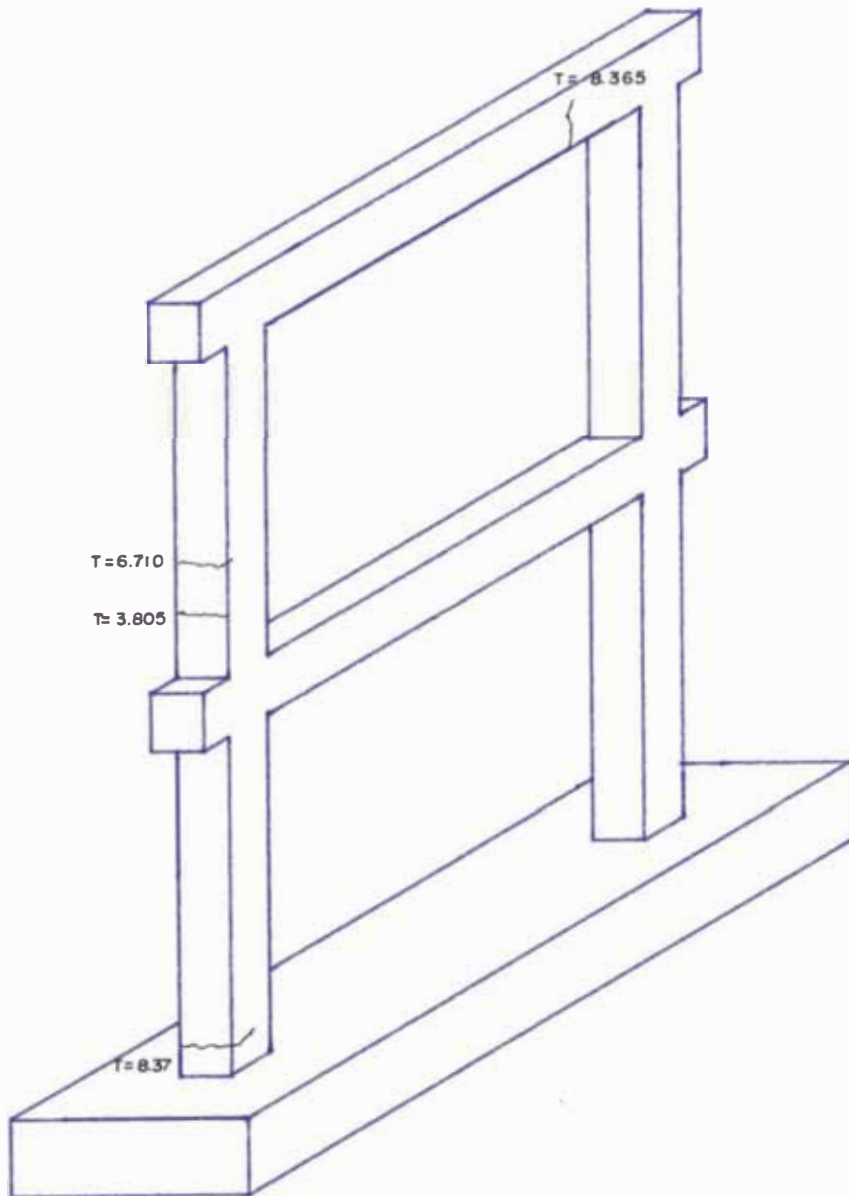
ENSAYO PSEUDO-DINAMICO CONVENIO CISMD-PUCP

FORMACION DE GRIETAS FASE 3



ENSAYO PSEUDO-DINAMICO CONVENIO CISMID-PUCP

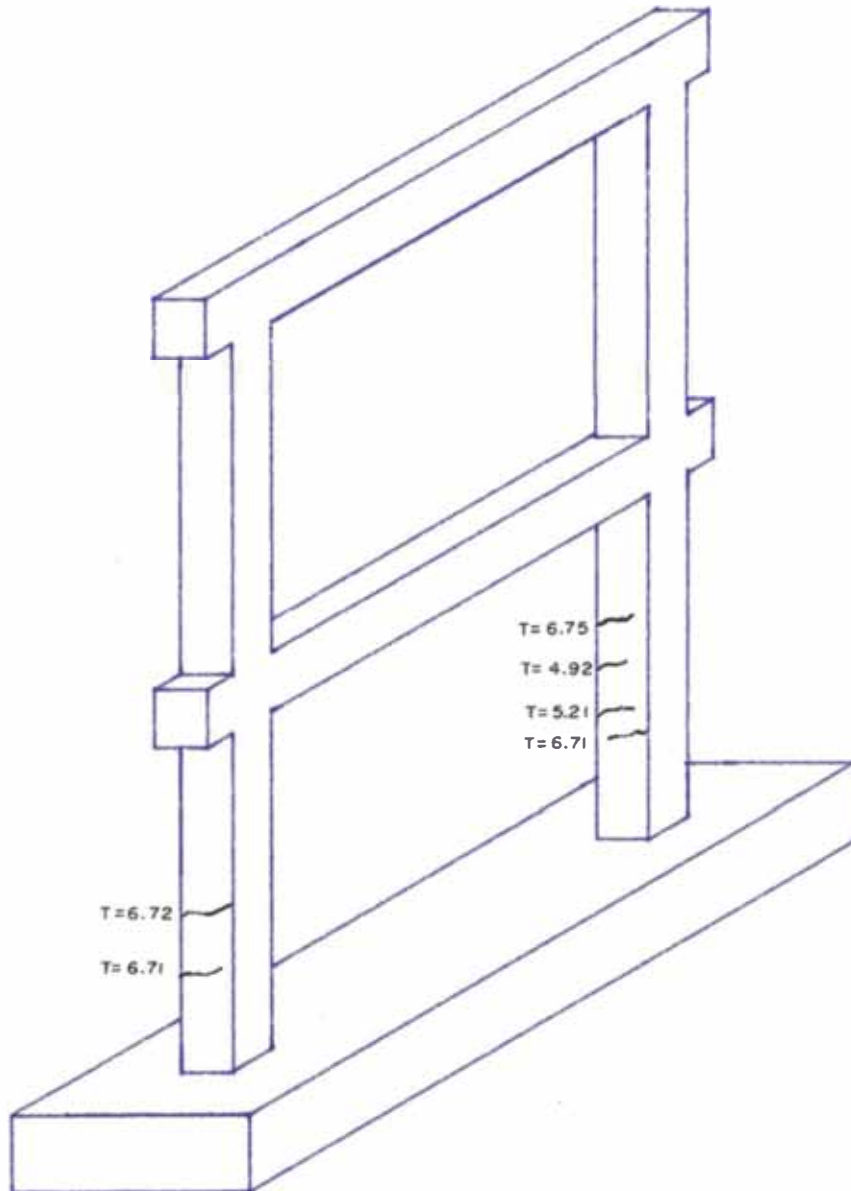
FORMACION DE GRIETAS FASE 4



ENSAYO PSEUDO-DINAMICO CONVENIO CISMID-PUCP

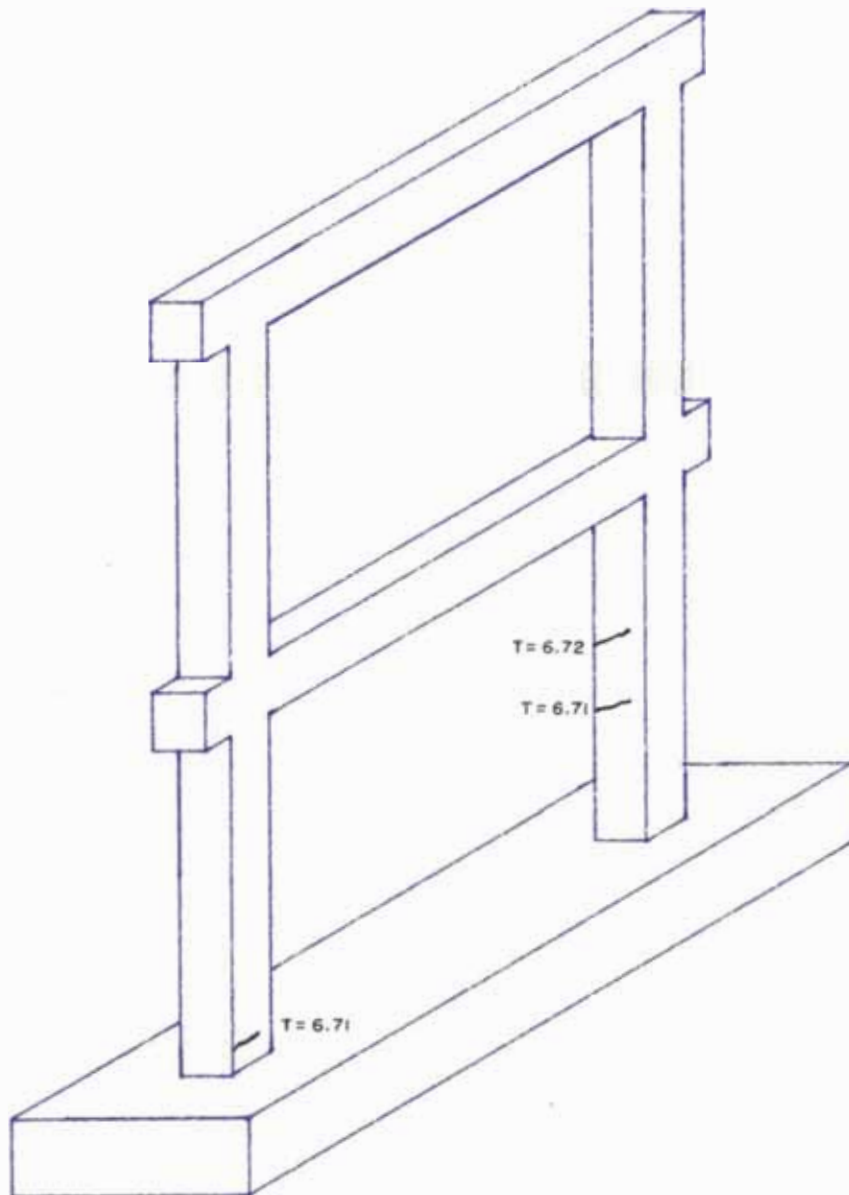
FORMACION DE GRIETAS FASE 5

M
U
R
O



ENSAYO PSEUDO-DINAMICO CONVENIO CISMID-PUCP

FORMACION DE GRIETAS FASE 5



M
U
R
O

ENSAYO PSEUDO-DINAMICO CONVENIO CISMID-PUCP

CAPITULO IV

ANALISIS Y COMPARACION DE RESULTADOS

4.1. DEGRADACION ESTRUCTURAL DE LOS MODELOS

4.1.1 DEGRADACION DE LA RIGIDEZ

La degradación de la rigidez es un parámetro importante del comportamiento elástico e inelástico de las estructuras frente a las acciones sísmicas.

La degradación de la rigidez fué calculada para cada ciclo histerético según Mayes y Clouhg, estableciendo la rigidez como la pendiente que une los puntos de desplazamientos máximos de carga y descarga, en curvas carga-deformación. Se sabe que en los primeros ciclos existe un valor de rigidez alta, la cual va reduciéndose a medida que avanza las sollicitaciones sísmicas.

La pendiente de la rigidez disminuye notablemente al agrietamiento del espécimen, en especial cuando se agrieta en su base, y después de esto la rigidez sigue disminuyendo hasta alcanzar la carga máxima, después de la cual, la carga desciende rápidamente y se presenta en algunos casos, cierta capacidad de ductilidad.

$$K_i = \frac{(|F_i|_c + |F_i|_d)}{(|\Delta i|_c + |\Delta i|_d)} \dots\dots\dots \text{Ecu. (4.1)}$$

Donde los parámetros F_{ic} , F_{id} indican las fuerzas y los desplazamientos en el ciclo i para las cargas (C) y descargas (d).

De los resultados experimentales se ha hecho uso de ciertas correcciones de manera de poder encontrar ecuaciones que permita modelar los resultados experimentales, encontrando que las ecuaciones que gobiernan la degradación es de la forma que se indica.

$$K_1 = a_{10} \Delta b_{10} \dots\dots\dots \text{Ecu. (4.2)}$$

Donde K_1 representa a la rigidez degradante en t/mm y los coeficientes a_{10} y b_{10} son coeficientes adimensionales.

4.1.2.- DEGRADACION DE LA RESISTENCIA

La resistencia del modelo (pórtico de concreto armado) están ligadas principalmente a la resistencia de los materiales que los conforman.

Se conoce inicialmente la resistencia a la compresión del concreto, en base a resultados experimentales de los materiales componentes, las resistencias reales de los elementos no pueden ser conocidas exactamente, y por lo tanto, se especifican de una manera normalizada resistencias mínimas.

La resistencia depende principalmente de la calidad del concreto. Un factor muy importante en la capacidad de resistencia de los modelos, es la adherencia del concreto y el acero, con mayor grado en el refuerzo distribuido en la zona del plano del pórtico, porque de ésta dependen las diferentes formas de falla, mecanismos de agrietamiento, resistencia última y la capacidad de ductilidad.

4.2. RESULTADOS DE LAS MAXIMAS RESPUESTAS

4.2.1. CORTANTES BASALES.

Se indican a continuación los resultados de las cortantes máximas de cada fase y el desplazamiento en la cual se ha producido dicha carga (asociado).

Ensayo Dinámico

Fase#	F1(Kg)	F2(kg)	Qmax	(mm)	(mm)
Fase1	0.289	0.484	0.773	1.730	1.200
Fase2	1.397	1.809	3.206	21.10	13.93
Fase3	1.018	1.986	3.004	29.10	24.17
Fase4	1.020	1.983	3.003	31.00	26.70
Fase5	1.238	1.928	3.166	35.69	30.33

Ensayo Seudo-Dinámico

Fase#	F1(Kg)	F2(kg)	Qmax	(mm)	(mm)
Fase1	0.779	-0.122	0.669	4.340	5.179
Fase2	0.914	0.708	1.623	11.51	22.08
Fase3	2.904	0.137	3.040	21.70	30.89
Fase4	1.955	0.173	2.128	17.10	24.24
Fase5	1.920	0.118	2.039	19.22	36.79

4.2.2 DESPLAZAMIENTO LATERAL MAXIMO.

Los desplazamientos laterales observados para la máxima sollicitación sísmica (Fase 5), fueron muy superiores a los desplazamientos laterales máximos (inelásticos) indicados por el RNC-77. Las tablas siguientes ilustran mejor esta apreciación:

	SEGUN RNC-77	EXPERIMENTAL-ESD
δ_1 (mm)	22.5	22.432
δ_2 (mm)	45.80	56.875

4.2.3 DISTORSIONES MAXIMAS

El RNC-77, en su acápite 1.20.2 señala que la máxima distorsión de entrepiso será igual a 1/100 cuando existan elementos susceptibles de dañarse por la deformación relativa. Para otros casos, será igual a 1/67. Las distorsiones últimas observadas en el modelo fueron:

primer piso	1/95
segundo piso	1/65.3

En el caso de pórticos de concreto armado, el valor indicado por el Reglamento Nacional de Construcciones con respecto al desplazamiento lateral máximo no es muy preciso, ya que no indica cuál sería el máximo desplazamiento lateral en el rango elástico.

Pero cabe indicar que las distorsiones últimas obtenidas correspondientes a la fase 5, son muy grandes ya que simula un sismo muy severo, aunque si comparamos con la Fase 4 también nos registra distorsiones de igual magnitud.

4.3 AMORTIGUAMIENTO ESTRUCTURAL DE LOS MODELOS

Una de las características importantes que presentan los pórticos de concreto armado frente a las acciones sísmicas, es su capacidad de amortiguamiento, la cual está asociada con la disipación de energía.

Las estructuras frente a diferentes sollicitaciones, presentan diferentes tipos de amortiguamiento, así como:

4.3.1 Amortiguamiento viscoso.

Establece que los cuerpos que se mueven con velocidad moderada, presentan amortiguamiento viscoso, la cual

conduce a determinar fuerzas resistentes proporcionales a la velocidad $F = -Cv.$, donde C es una constante de proporcionalidad y v velocidad.

4.3.2 Amortiguamiento Histerético.

Es comunmente llamado amortiguamiento de solidos, se debe al rozamiento interno del mismo material. Los expertos indican que el amortiguamiento histerético difiere del amortiguamiento viscoso. puesto que esta es independiente de la frecuencia y es proporcional al esfuerzo máximo en el ciclo de vibración. Por ejemplo; cuando los objetos sólidos son golpeados violentamente se excitan en muchas frecuencias, sin embargo el sonido desaparece gradualmente sin un cambio apreciable en el tono, lo que indica que todos los modos se amortiguan igualmente. El esfuerzo y deformación son proporcionales en el intervalo elástico; puede decirse de otra manera que el amortiguamiento histerético (o estructural) es proporcional a la deflexión.

El amortiguamiento no es importante para respuestas de corta duración, es decir cuando la respuesta máxima ocurre en uno o dos ciclos de vibración, no siendo asi para pruebas de larga duración, en la que se extiende por varios ciclos, en este caso el diametro puede ser importante.

El amortiguamiento desarrollado por el pórtico; es una forma de disipación de energia acumulada por deformaciones elásticas e inelásticas, ambas poseen mecanismos de disipación de energía. Se mencionan en breve algunas características del amortiguamiento.

Amortiguamiento Histerético o Estructural. es una forma de disipación de Energia por deformaciones inelásticas

Fricción cinemática equivalente; tambien llamado

amortiguamiento de Coulomb Viscosidad de los materiales; está relacionado con el primer caso radiación de la energía cinemática a través de la cimentación.

Para estructuras sujetas o expuestas a acciones sísmicas por lo general el amortiguamiento se acomoda como un mecanismo de disipación de origen viscoso, debido a la simplicidad matemática. La capacidad del amortiguamiento no es un parámetro constante, esta varía, o está en función del tipo de excitación sísmica y del periodo de la estructura.

En el presente trabajo se ha evaluado el amortiguamiento de Origen histerético estructural, debido a que la acción sísmica fué modelado mediante ensayos pseudo-dinámicos. Con ello se ha evaluado la capacidad de energía disipada y absorción para cada ciclo, evaluando el coeficiente de amortiguamiento según el criterio expuesto por Earthquake Engineering Research Center.(USA)

4.4 ENERGIA DE DISIPACION INELASTICA

Uno de los parámetros mas importantes del comportamiento inelástico de los miembros que conforman un modelo, es la ductilidad y esta directamente relacionada a la capacidad de disipación de energía inelástica.

Se ha evaluado en los modelos la energía de liberación y absorción mediante los principios dados por Clough y myes en Earthquake Engineering Research Center.

4.4.1 DUCTILIDAD

Es el parámetro más importante en el diseño de las estructuras que son expuestas a eventos sísmicos

severos; es una medida de la capacidad de deformación, cuando estan sujetos a varios ciclos de cargas laterales que penetran en el intervalo inelástico. En otras palabras el factor de ductilidad se define como una medida de la capacidad de disipar energía inelástica sin que esta pierda significativamente su capacidad estática.[12]

4.4.1.1 DUCTILIDAD POR DESPLAZAMIENTO

Esta definida por la relación

$$u = \Delta u / \Delta y \dots\dots\dots \text{Ecu. (4.3)}$$

Donde u deflexión lateral en el extremo del intervalo posterior al elastico, y es la deflexion lateral en la cual se alcanza la primera cedencia .

Cuando está involucrada una cantidad de ciclos de carga a y como la deflexión lateral cuando se alcanza por primera vez la cedenia en la primera excursión de la carga al intervalo posterior al elástico.

Debido al comportamiento dinámico, se evalua el indice de ductilidad en dos estados Uno de carga (u_c) y otro de descarga (u_d) definiense como

$$u_c = \Delta u / \Delta y \quad u_d = \Delta u / \Delta y$$

Los requerimientos de ductilidad por desplazamientos se pueden calcular a partir de los valores dados en el item 3.6.7 en donde dan referencia los desplazamientos obtenidos cuando se forma la 1ra Rótula plástica.

$$\begin{aligned} \mu_{r1} &= \frac{22.4321}{5.53} = 4.056 \\ \mu_{r2} &= \frac{34.443}{6.472} = 5.322 \\ R_D &= \sqrt{\frac{\sum \mu - 1}{n}} \end{aligned}$$

$$R_{D1} = 2.666$$

$$R_{D2} = 3.105$$

4.4.1.2 CRITERIOS PARA EL CALCULO DEL FACTOR DE DUCTILIDAD.

Para evaluar el índice de ductilidad es necesario determinar previamente las deformaciones de fluencia y última.

El módulo fue diseñado empleando un valor $RD = 4$. el cálculo experimental de RD se obtiene haciendo uso de la ecuación 4.8:

$$R_d = \frac{Q_{RD}}{Q_{RU}} \quad \text{Ecu. (4.4)}$$

donde:[13]

Q_{RD} = Cortante basal elástico asociado a la máxima sollicitación (Fase 5)

Q_{RU} = Cortante basal cuando se forma la primera rótula plástica (989 Kg; Fase 2)

El valor de Q_{RD} se obtendrá amplificando el cortante basal de la fase elástica (669 Kg; Fase 1) por la relación de aceleraciones basales de las Fases 5 y 1 según la siguiente expresión:

$$Q_{max} (Fase1) \quad A_{max} (Fase1)$$

$$Q_{RD} \quad A_{max} (Fase5)$$

$$Q_{DR} = Q_{max}(fase1) \times A_{max}(fase5) / A_{max}(Fase1)$$

$$Q_{RD} = Q_{max}(Fase1) \times 0.85 / 0.1$$

$$Q_{RD} = 0.669 \times 0.85 / 0.1 \quad Q_{RD} = 5.6865$$

$$RD = 5.6865 / 0.989$$

$$RD = 5.75$$

4.5 COMPARACION DE RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

4.5.1 COMPARACION DE LAS ENVOLVENTES DE LOS ENSAYOS REALIZADOS.

Se realizó una comparación de las curvas de envolventes de máximos cortantes y desplazamientos por cada ensayo, aquí apreciamos que el ensayo pseudo-dinámico presenta valores de cortantes ligeramente por encima de los demás ensayos, veace la Fig N^o4.1. Esto podría deberse en parte al proceso constructivo del espécimen.

Lo que sí podemos afirmar, es que los ensayos dinámicos y pseudo-dinámicos presentan respuestas numericamente parecidas y distan mucho de cualquier otro tipo de ensayo (Estático).

4.5.2 COMPARACION DE LAS RESPUESTAS HISTERETICAS DE LOS ENSAYOS

Uno de los Objetivos de esta tesis, es verificar si es que los ensayos de simulación sísmica podrían dar respuestas apropiadas y claras del comportamiento inelástico de las estructuras, y compararlas con los análisis teóricos para tomar las medidas correctivas del caso, si es que las hubiera.

A continuación realizamos la comparación de las histéresis de los ensayos Dinámicos (PUCP) y pseudo-dinámicos, siendo estas gráficas muy representativas de las respuestas inelásticas de los especímenes.

Como se puede apreciar, estas gráficas tiene ciertas características similares, como en la forma de la histéresis, ya que presentan angostamiento en el origen y el de aumentar los esfuerzos a medida que se desplaza cada nivel (forma S invertida). Fig.N^o4.2 (A),(B),(C)

Podemos indicar que el ensayo pseudo-dinámico utilizó 5 segundos del registro y el ensayo dinámico utilizó 12 seg., quizás es por ello que las graficas del ensayo dinámico son mas densas .

4.5.3 FORMACION DE LAS ROTULAS PLASTICAS.

Se formaron tres rótulas plásticas, durante el transcurso de las cinco fases, dos en el primer nivel y la otra en el segundo nivel, cuya secuencia de formación fue la prevista pero, no con los valores calculados teóricamente.

La primera rótula plástica se inició en la segunda fase de los ensayos, terminando en la cuarta fase.

Las siguientes dos, se formaron en la segunda y tercera fase, las cuales fueron las fases más destructivas, ya que fue donde se formaron la mayor cantidad de grietas, se muestra el cuadro de formación de las rótulas. **Fig.Nº 4.3**

De estos resultados podemos apreciar que el análisis teórico es muy conservador, pero es una guía útil para poder analizar y predecir los efectos resultantes al aplicar cargas sísmicas a la estructura.

4.5.4 COMPARACION DEL ENSAYO SEUDO-DINAMICO Y EL ANALISIS TEORICO USANDO EL PROG. INDRA.

Se graficó las envolventes del ensayo pseudo-dinámico y el análisis teórico con el programa INDRA (**FIG Nº 4.4**), de los cuales podemos apreciar que al análisis teórico dista de conseguir las respuestas inelásticas del espécimen, pero sí consigue realizar una muy buena aproximación del comportamiento inelástico, ya

que si bien es cierto este análisis fué realizado con un modelo de comportamiento histerético del tipo trilineal el cual no es representativo para este modelo.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Finalizado el análisis de resultados se puede plantear las siguientes conclusiones y recomendaciones:

CONCLUSIONES:

1.- Los ensayos de simulación sísmica, ensayos dinámico y pseudo-dinámico son técnicas adecuadas, tanto para obtener las propiedades dinámicas y conocer el comportamiento inelástico de las estructuras.

Estos ensayos presentan respuestas aproximadamente cercanas, variando en cantidades relativamente pequeñas debido a la forma espacial del espécimen y al método del ensayo.

2.- La degradación estructural sufrida en el pórtico, por la acción de los ensayos dinámico y pseudo-dinámico en sus distantes fases fue semejante, como se muestra en el presente cuadro.

	Seudo-Dinámico		Dinámico	
	T(seg)	β (%)	T(seg)	β (%)
Inicio	0.165	3.87	0.20	4.3
Final	0.405	9.12	0.42	10.5

3.- El esfuerzo de fluencia experimental tuvo un error por exceso igual a 0.55%. Por lo tanto, es correcto asumir en el diseño, un esfuerzo de fluencia igual a

4,200 kg/cm².

4.- El cálculo del período fundamental del espécimen pudo hacerse en forma muy aproximada con la fórmula propuesta por el RNC-77. Sin embargo, para estructuras más complejas, se recomienda el uso de métodos exactos que tengan en cuenta la distribución de masas y de rigideces a lo largo de la altura de la edificación.

En la tabla siguiente se indican los valores obtenidos:

PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA

	RNC-77	E.V.Forzada.	E.V.Libre
T(seg)	0.16	0.165	0.20(tridi.)

Se aprecia que los valores para el período fundamental son muy similares, podemos observar que el ensayo de vibración forzada se acerca mas a lo dado por El RNC.

5.- Las actuales normas peruanas conceptúan el diseño estructural de tal manera que la falla se produzca primero, en las secciones críticas de los elementos resistentes, es decir que se produzca la falla de tipo dúctil antes que la falla frágil. El elemento resistente deberá tener mayor capacidad estática al corte que a la flexión.

En líneas generales, las normas peruanas adoptan el criterio que la energía sísmica de entrada deberá ser absorbida por la estructura según la sumación de la energía de deformación elástica más la energía de deformación inelástica.

Siendo constante el valor de la energía sísmica de entrada, las energías elástica e inelástica variarán en

diversa proporción. Sin embargo, el diseño conceptual de las normas peruanas apunta a obtener estructuras con una máxima capacidad de ductilidad y una mínima capacidad estática.

Al hacerse más intensa la sollicitación sísmica, se esperaba la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas principales del segundo nivel; sin embargo, esto no ocurrió debido a que la estructura liberó energía en las rótulas ya formadas en las vigas principales del primer nivel.

Con respecto a los ensayos Seudo-dinámico y dinámicos la secuencia de falla y la formación de rótulas plásticas fueron similares y ubicadas en la misma parte de las vigas principales del espécimen.

La capacidad de flexión del pórtico era como se esperaba según indica el reglamento.

6.- La formación de rótulas plásticas se dio en las vigas del primer nivel principalmente, esto se debió al poco refuerzo longitudinal empleado en las vigas (4 ϕ 8mm), refuerzo que no permitió controlar adecuadamente el espesor y la longitud de las grietas.

Cabe resaltar que la Norma ACI, especifica una cuantía mínima de $14/f_y = 14/4200 = 0.0033$

7.- Los máximos desplazamientos inelásticos establecidos por el RNC-77 resultan no ser muy conservadores comparativamente con los resultados obtenidos de los ensayos dinámico y Seudo-dinámicos.

Los valores obtenidos se indican a continuación:

DESPLAZAMIENTOS ABSOLUTOS INELASTICOS.

DESPLAZ.	RNC-77	ENSAYO-ESD	DINAMICO
δ1(mm)	23.4	24.43	35.69
δ2(mm)	48.0	56.87	66.02

De acuerdo a esto, podemos afirmar que el reglamento no establece muy eficientemente los desplazamientos inelásticos máximos, pero da un marco referencial aceptable.

8.- Las distorsiones de entrepiso varían según el tipo de ensayo tal como se aprecia en la tabla siguiente:

DISTORSIONES MAXIMAS DE ENTREPISO

Nivel	RNC-77	Ensayo ESD	Ensayo Dinamico
1	1/100	1/95	1/60
2	1/100	1/65.3	1/74

En general, se puede afirmar que el límite máximo fijado por el RNC-77 (1/100) es conservador; esto es debido a que las distorsiones referidas al ensayo dinámico corresponden a un sismo muy intenso (Fase5 $A_{max} = 0.85 g$)

9.- El RNC- 77 indica una ductilidad por desplazamiento igual a $0.75 * R_d = 0.75 * 4.0 = 3.0$.

Este valor resulta inadecuado teniendo en cuenta los resultados experimentales:

DUCTILIDAD POR DESPLAZAMIENTO

Nivel	RNC-77	Ensayo ESD	Ensayo Dinámico
1	3.0	4.056	4.89
2	3.0	5.322	8.26

El requerimiento de ductilidad de entrepiso especificado por el RNC-77, no resulta ser muy conservador.

10.- No se presento fisuras en los nudos del pórtico, es de suponer que se debe al reforzamiento utilizado, cuyo diseño fue según reglamento, con esto podemos afirmar que el diseño reglamentario es el correcto.

11.- El RNC-77 indica que las estructuras de concreto armado deben soportar sismos severos (grado VIII en la escala de intensidad de mercali modificada.)

Tipos de sismos	Intensidad
Sismos leves :	V
Sismos moderados:	VI-VII
Sismos severos:	VIII

Podemos apreciar en los resultados obtenidos, que el pórtico de concreto armado, soportó adecuadamente las sollicitaciones sísmicas, ya que se inició la formación de rótulas en las fase2 (inicio de falla) y terminó en la fase4 con las rotulas plásticas de las vigas del primer nivel. En la fase2 se dió una máxima aceleración de entrada de 400g y de acuerdo a las investigaciones del Instituto de arquitectura del Japón (Tabla Nº4.1) establecieron que para dicha aceleración sísmica de entrada, ocurriría daños de una instensidad de Mercali del grado IX que está por encima de lo especificado por el RNC.

RECOMENDACIONES:

1.- De acuerdo a la secuencia de formación de grietas, se noto una gran cantidad de grietas en la parte

inferior de las columnas del primer piso y caso contrario en el segundo nivel, no aparecieron grietas considerables en las bases de las columnas del segundo piso.

2.- Es necesaria un programa de ensayos mas extenso para modelos de concreto armado, a fin de formular reglas mas claras para el diseño de sistemas aporticados.

3.- El RNC-77 establece, que si los daños que afecten a la estructura de un edificio después de un sismo son leves o moderados, deberá proceder a reparación y reforzar los elementos dañados, de modo de restituir por lo menos su resistencia original.

Cuando el sismo es severo no es posible devolver la resistencia original, pero si hasta un grado aceptable 50% aproximadamente.

4.- Es necesario iniciar un programa de ensayos, donde se prueben estructuras reparadas, con el fin de poder conocer mejor los métodos utilizados para esta función y el grado de resistencia final a obtenerse.

5.- Se recomienda seguir investigando con modelos similares, tomando en cuenta las recomendaciones aqui planteadas, para luego verificar su comportamiento, con lo cual estaremos ya aptos para redefinir los parámetros que conducen a un mejor comportamiento de los porticos de C.A.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- [1] Scaletti Farina, Hugo; "Ensayo Pseudo-Dinámico en el Laboratorio de Estructuras del CISMID", Seminarios CISMID 1991

- [2] San Bartolomé, Angel (1993); "Efectos de la Técnica de Ensayos: Estático, Dinámico y Pseudo-Dinámico, en una estructura de Concreto Armado de 2 pisos a Escala 3/4.

- [3] Vásquez Chicata, L.F.Gonzalo (1992); "Diseño Inelástico de Estructuras Aperticadas de Concreto Armado, Tesis de grado UNI-FIC

- [4] Herrera R, Sergio (1990), "Modelos para el análisis sísmico No-lineal de Estructuras de Concreto Armado" tesis de grado UNI-FIC.

- [5] Ballón Cajas, Antonio (1993), " Análisis sísmico inelástico de una Estructuras de Concreto Armado", Tesis de grado UNI-FIC.

- [6] Ríos Padilla, Ana ; "Ensayos de Vibración Forzada de un Modelo Mixto de Adobe y Quinca", 9na CONIC-1992

- [7] Cuadros Olave, Gladys; "Ensayos de Simulación sísmica en Modelos de Albañilería", Seminario CISMID 1991.

- [8] Tanaka H., "A Computer-actuator On-Line System For Non-Linear Earthquake Response Analysis Of Structures," Seisan Kenkyu, Institu Of Industrial

Science, The University of Tokyo, Vol.27, Nº12, Diciembre 1975, p.p.15-19.

- [9] Masayoshi Nakashima; "Seminar on Seismology And Earthquake Engineering", BRI May 1983.
- [10] Leech, J.W., Hsu, P.T. And Mack, E.W., "Stability Of A Finite Difference Method for Solving Matrix Equations, "AIAA Journal. Vol. 3, Nº 11, November 1965, pp.12172-2173.
- [11] Shing, P.B. y Mahin, S.A. "Experimental Error Propagation in Pseudodynamic Testing". UCB/EERC-83/12. Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California Berkeley, 1983.
- [12] Delgadillo Huaranga, Jhon (1994); "Estudio experimental y analítico, del comportamiento de muros de Albañilería Confinada, sujeto a Cargas Estáticas", Tesis de grado UNI-FIC
- [13] Peña Tolentino, Roberto Iván (1994); "Estudio sísmico-Experimental de Edificaciones Aperticadas de Concreto Armado de dos Pisos", Tesis de grado UNI-FIC.