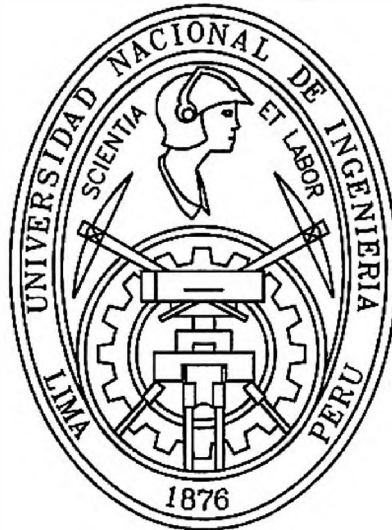


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

SECCION DE POST-GRADO



# VERIFICACION EXPERIMENTAL DEL ESTADO LIMITE DE UNA ESTRUCTURA APORTICADA TIPICA SOMETIDA A UN SISMO

TESIS PARA OPTAR EL GRADO DE MAESTRO EN CIENCIAS  
CON MENCION EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

Ing. MARIA DEL PILAR RIVERA LUNA

LIMA - PERU

1999

## **AGRADECIMIENTO**

- ***Expreso mi reconocimiento al Dr. Carlos Zavala Toledo por sus enseñanzas, las que me orientaron para el desarrollo de la presente tesis; así mismo, a todos los Docentes de la Sección de Post-grado de la Facultad de Ingeniería Civil en la persona del C.E. Francisco Coronado del Aguila.***
- ***Del mismo modo agradezco a la Universidad Nacional de Ingeniería por haberme acogido en sus aulas y por el apoyo económico brindado.***
- ***Mi gratitud al CISMID (Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y mitigación de Desastres), en la persona del Dr. Javier Plqué del Pozo, al haberme facilitado las instalaciones e instrumentos del Laboratorio de Estructuras para el desarrollo de la investigación.***
- ***Hago extensivo mi reconocimiento a todas las personas que de una u otra manera colaboraron con el presente trabajo.***

***Pilar Rivera***

***DEDICATORIA:***

***Dedico este trabajo a mis padres y hermanos con mucho amor por todo cuanto representan en mi vida y por el apoyo que siempre recibo de ellos para alcanzar mis metas.***

***Pily***

## ***RESUMEN***

La presente investigación utiliza un método experimental y métodos analíticos para comparar el comportamiento de una estructura clásica, pórtico simple de una cruzja, frente a una excitación sísmica.

Para realizar el experimento se modeló la estructura a escala 1:5 y utilizando la mesa vibradora se la sometió al sismo de Lima del 03 de Octubre 1974 por medio del programa "ONDMES" implementado en Lab-Windows. Este programa controla el movimiento de la mesa vibradora a través del manejo por computadora del envío de señales sísmicas y/o cualquier otro tipo de señal.

En el modelo realizado se verificaron los patrones de comportamiento límite asociados a un proceso determinístico, demostrando por análisis teórico que el mecanismo de falla tipo panel es el que tiene mayor probabilidad de presentarse bajo la acción de la carga sísmica aplicada; habiéndose observado dicho mecanismo durante el experimento realizado.

Para observar la aplicación de la Confiabilidad Estructural como un método de diseño, se incluye un ejemplo teórico del cálculo del  $\beta$  de confiabilidad asociado a los diferentes modos de falla de un pórtico simple.

## ***ABSTRACT***

This research makes use of experimental and analytical methods in order to compare the behavior of a classical structure, one-span frame, against a seismic excitation.

To accomplish test the structure was modeled in a 1:5 scale and a shaking table test was carry out using the record of the Lima earthquake of October 03, 1974 by means of a program “ONDMES” implemented in the Lab-Windows programming language. This program controls the movement of the shaking table through a computer for to send seismic signals and/or others type signals.

In the accomplished model the behavior standards limit associated with a deterministic process are verified, demonstrating theoretically that a panel type collapse mechanism has a greater probability to appear under on earthquake load; It was found that this mechanics of the collapse mode appeared during the experiment that was accomplished.

In order to observing the Structural Reliability as a design method, an theoretical example to compute the  $\beta$  of reliability associating to the different kinds of collapse mechanism for an one-span frame was included.

# VERIFICACION EXPERIMENTAL DEL ESTADO LIMITE DE UNA ESTRUCTURA APORTICADA TIPICA SOMETIDA A UN SISMO

## CONTENIDO

|                         |     |
|-------------------------|-----|
| AGRADECIMIENTO .....    | iii |
| DEDICATORIA .....       | iv  |
| RESUMEN .....           | v   |
| ABSTRACT .....          | vi  |
| CONTENIDO .....         | vii |
| INDICE DE FIGURAS ..... | xiv |
| INDICE DE TABLAS .....  | xvi |
| INTRODUCCION .....      | 1   |

## CAPITULO I: FUNDAMENTO TEORICO

|            |  |    |
|------------|--|----|
| <b>I.1</b> | <b>Métodos de Diseño</b> .....                     | 4  |
| <b>I.2</b> | <b>Diseño Plástico</b> .....                       | 4  |
| I.2.1      | Ventajas del Diseño Plástico .....                 | 4  |
| I.2.2      | Desventajas del Diseño Plástico .....              | 5  |
| I.2.3      | Esfuerzo-Deformación en el acero estructural ..... | 5  |
| I.2.4      | La histéresis elástica y plástica .....            | 7  |
| I.2.5      | Análisis Límite .....                              | 8  |
| I.2.5.1    | Definiciones Básicas .....                         | 9  |
| I.2.6      | Diseño Límite debido a esfuerzos de flexión .....  | 12 |
| I.2.7      | Relación Momento-Curvatura .....                   | 14 |
| I.2.8      | Deflexión residual .....                           | 14 |
| I.2.9      | Capacidad de carga de colapso .....                | 15 |

|            |  |           |
|------------|--|-----------|
| I.2.10     | Principio de Trabajos Virtuales .....                          | 16        |
| I.2.11     | Mecanismo de Colapso de un pórtico rectangular .....           | 17        |
| <b>I.3</b> | <b>Confiabilidad Estructural .....</b>                         | <b>19</b> |
| I.3.1      | Métodos de diseño desde el punto de vista de seguridad .....   | 20        |
|            | A. Diseño por Esfuerzos permisibles o Cargas de servicio ..... | 20        |
|            | B. Diseño por Resistencia última .....                         | 20        |
|            | C. Diseño Probabilístico a Estados Límite .....                | 20        |
| I.3.2      | Métodos de Confiabilidad .....                                 | 23        |
| I.3.3      | Los Códigos de Diseño y la Confiabilidad .....                 | 24        |
| I.3.4      | Indices de Confiabilidad .....                                 | 26        |
| I.3.5      | Análisis probabilístico a Estados Límite .....                 | 27        |

## **CAPITULO II: ESTUDIO EXPERIMENTAL DE UNA ESTRUCTURA CLASICA CON MECANISMO DE FALLAPREDECIBLE**

|             |  |           |
|-------------|--|-----------|
| <b>II.1</b> | <b>Definiciones previas .....</b>  | <b>28</b> |
| <b>II.2</b> | <b>Objetivos del experimento .....</b>   | <b>28</b> |
| <b>II.3</b> | <b>Alcances de este tipo de experimentos a futuro .....</b>                          | <b>29</b> |
| <b>II.4</b> | <b>Esquema de la investigación .....</b>   | <b>29</b> |
| II.4.1      | Relaciones generales entre Modelo y Prototipo .....                                  | 29        |
|             | A. Descripción del Prototipo .....   | 29        |
|             | B. Análisis Dimensional .....  | 30        |
| II.4.2      | Trabajo de Laboratorio .....   | 33        |
|             | A. Instrumentos y programa utilizados en el ensayo .....                             | 33        |
|             | B. Esquema de trabajo .....  | 34        |
|             | C. Ensayos realizados .....  | 34        |
|             | C.1 Ensayo de Vibración Libre, Cálculo del Periodo y Decremento<br>Logarítmico ..... | 35        |
|             | C.2 Ensayos con carga sísmica sin llegar al colapso .....                            | 36        |
|             | C.3 Ensayos de Colapso .....   | 37        |

## **CAPITULO III: ANALISIS TEORICO ESTRUCTURAL DEL MODELO EN ESTUDIO**

|              |  |    |
|--------------|--|----|
| <b>III.1</b> | <b>Definiciones Básicas</b> .....                                  | 38 |
| <b>III.2</b> | <b>Descripción general de la estructura estudiada</b> .....        | 38 |
| <b>III.3</b> | <b>Descripción de las fuerzas sísmicas</b> .....                   | 40 |
| III.3.1      | Demanda sísmica .....  | 40 |
| III.3.2      | Intensidades .....   | 41 |
| III.3.3      | Sismo de Lima del 03 de Octubre de 1974 .....                      | 44 |
| III.3.4      | Niveles de aceleración en el Ensayo .....                          | 45 |
| <b>III.4</b> | <b>Metodología empleada en el análisis estructural</b> .....       | 45 |
| <b>III.5</b> | <b>Estudio Estructural</b> .....                                   | 46 |
| III.5.1      | Propiedades Mecánicas del acero de las vigas y columnas .....      | 46 |
| III.5.2      | Descripción del Modelo Estructural adoptado para el análisis ..... | 46 |
| III.5.3      | Análisis del Modelo Estructural .....                              | 47 |
| A.           | Análisis en el rango elástico .....                                | 47 |
| A.1          | Análisis por Cargas de gravedad .....                              | 48 |
| A.2          | Análisis Dinámico .....  | 48 |
| B.           | Análisis en el rango inelástico .....                              | 49 |
| B.1          | Modelo de histéresis .....   | 51 |

## **CAPITULO IV: COMPARACION DE LOS RESULTADOS DEL ENSAYO Vs EL ANALISIS TEORICO**

|             |   |    |
|-------------|---|----|
| <b>IV.1</b> | <b>Resultados obtenidos en los Ensayos y en el Análisis Teórico</b> ..... | 52 |
| IV.1.1      | Características dinámicas del modelo .....                                | 52 |
| A.          | Ensayo de vibración libre .....   | 52 |
| B.          | Análisis teórico .....  | 53 |



|             |  |           |
|-------------|--|-----------|
| IV.1.2      | Esfuerzos en la Estructura .....   | 54        |
| A.          | Ensayos con carga sísmica sin llegar al colapso<br>(Ensayo experimental Vs Análisis teórico) .....     | 54        |
| A.1         | Ensayo de laboratorio .....  | 54        |
| A.2         | Análisis teórico usando el programa ETABS .....  | 58        |
| B.          | Ensayos con carga sísmica hasta alcanzar el colapso<br>(Ensayo experimental Vs Análisis teórico) ..... | 59        |
| B.1         | Ensayo de laboratorio .....  | 59        |
| B.2         | Cálculo de esfuerzos usando el programa Romeo PC-2D .....  | 60        |
| C.          | Gráficas comparativas del Análisis teórico Vs Ensayo .....   | 61        |
| <b>IV.2</b> | <b>Determinación del Modo de falla más probable bajo carga lateral ....</b>                            | <b>68</b> |
| IV.2.1      | Propiedades físicas y mecánicas de los elementos del Pórtico .....                                     | 68        |
| IV.2.2      | Determinación de los Modos de Falla .....  | 68        |
| IV.2.3      | Gráfica de las Funciones de Falla .....  | 70        |
| <b>IV.3</b> | <b>Ejemplo de cálculo del Índice “<math>\beta</math>” de Confiabilidad .....</b>                       | <b>72</b> |

## **CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

|            |                              |           |
|------------|------------------------------|-----------|
| <b>V.1</b> | <b>CONCLUSIONES .....</b>    | <b>80</b> |
| <b>V.2</b> | <b>RECOMENDACIONES .....</b> | <b>82</b> |

|                           |           |
|---------------------------|-----------|
| <b>BIBLIOGRAFIA .....</b> | <b>84</b> |
|---------------------------|-----------|

## **ANEXO I: INSTRUMENTOS**

|            |  |           |
|------------|--|-----------|
| <b>i.1</b> | <b>Instrumentos empleados para el desarrollo del Experimento .....</b> | <b>88</b> |
| i.1.1      | Mesa Vibradora .....   | 88        |
| i.1.2      | Computadora .....  | 90        |
| i.1.3      | Caja de recepción y envío de señales A/D .....                         | 90        |
| i.1.4      | Computadora Macintosh IICI .....                                       | 90        |
| i.1.5      | Conector A/D (Mac Adios Apo) .....                                     | 90        |

|            |  |            |
|------------|--|------------|
| i.1.6      | Osciloscopio (DS-612A Digital Storagescope) .....  | 91         |
| i.1.7      | Transformador de corriente .....   | 91         |
| i.1.8      | Voltímetro .....   | 91         |
| i.1.9      | Cables BNC .....   | 91         |
| i.1.10     | Acelerómetros .....  | 91         |
| i.1.11     | Transductores de deformación (Strain-gages) .....  | 92         |
| i.1.12     | Caja de conexiones (Bridge Box DB-P) .....   | 93         |
| i.1.13     | Transductores de desplazamiento .....  | 93         |
| i.1.14     | Grabadora (RTP-610B-Beta Format Video Cassette – Instrumentation<br>Data Recorder) ..... | 93         |
| i.1.15     | Amplificador .....   | 93         |
| <b>i.2</b> | <b>Manejo de la Mesa Vibradora</b> .....   | <b>93</b>  |
| i.2.1      | Descripción de la Consola .....  | 93         |
|            | 1. Tablero de control de vibración automática .....                                      | 94         |
|            | 2. Tablero de control de vibración aleatoria .....                                       | 96         |
|            | 3. Tablero de control de alimentación de energía .....                                   | 99         |
|            | 4. Amplificador de potencia .....  | 100        |
|            | 5. Controlador de centrado del tablero .....   | 100        |
|            | 6. Panel de control de circuitos y sistemas de la consola .....                          | 101        |
| i.2.2      | Manejo básico de los controles de la Consola de la Mesa Vibradora .....                  | 101        |
|            | 1. Ubicar el tablero de la mesa vibradora en posición centrada: System<br>Set-Up .....   | 101        |
|            | 2. Manejo de la Consola para enviar una señal externa desde el<br>programa ONDMES .....  | 103        |
| <b>i.3</b> | <b>Manejo de la Grabadora RTP-610B</b> .....   | <b>106</b> |
| i.3.1      | Calibración de la Grabadora .....  | 108        |
| i.3.2      | Grabar y Reproducir .....  | 108        |

## **ANEXO II: PROGRAMA ONDMES**

|             |  |     |
|-------------|--|-----|
| <b>ii.1</b> | <b>Panel del programa ONDMES</b>                       | 109 |
| <b>ii.2</b> | <b>Manejo del programa ONDMES</b>                      | 109 |
| <b>ii.3</b> | <b>Calibración de la señal enviada</b>                 | 112 |
| <b>ii.4</b> | <b>Gráficas de verificación del programa “ONDMES”</b>  | 114 |
| <b>ii.5</b> | <b>Programa ONDMES</b>                                 | 116 |
| <b>ii.6</b> | <b>Ensayo dinámico en mesa vibradora usando ONDMES</b> | 124 |

## **ANEXO III: CARACTERISTICAS PROTOTIPO-MODELO**

|              |   |     |
|--------------|---|-----|
| <b>iii.1</b> | <b>Prototipo</b>                                  | 127 |
| iii.1.1      | Dimensiones del Prototipo                         | 127 |
| 1.           | Características de la losa                        | 127 |
| 2.           | Propiedades de las vigas y columnas               | 127 |
| iii.1.2      | Cargas en el Prototipo                            | 128 |
| 1.           | Cargas actuantes                                  | 128 |
| 2.           | Combinación de cargas                             | 128 |
| 3.           | Fuerza dinámica                                   | 129 |
| 4.           | Peso de la estructura                             | 129 |
| 5.           | Masa  | 129 |
| iii.1.3      | Características del Prototipo                     | 129 |
| 1.           | Propiedades de las columnas y vigas del Prototipo | 129 |
| 2.           | Cálculo de momento plástico                       | 130 |
| 3.           | Esquema general de los pórticos del Prototipo     | 130 |
| <b>iii.2</b> | <b>Modelo</b>                                     | 130 |
| iii.2.1      | Dimensiones del Modelo                            | 130 |
| 1.           | Características de la losa                        | 130 |
| 2.           | Propiedades de las vigas y columnas               | 130 |
| iii.2.2      | Cargas en el Modelo                               | 131 |
| 1.           | Cargas actuantes                                  | 131 |
| 2.           | Combinación de cargas                             | 131 |

|                        |  |            |
|------------------------|--|------------|
| 3                      | Fuerza dinámica .....  | 131        |
| 4.                     | Peso de la estructura .....  | 131        |
| 5.                     | Masa .....   | 132        |
| iii.2.3                | Cálculo de esfuerzos internos en el Modelo .....   | 132        |
| 1.                     | Propiedades de las columnas y vigas .....  | 132        |
| 2.                     | Cálculo de momento plástico .....  | 132        |
| 3.                     | Calculo de esfuerzos por análisis elástico .....   | 132        |
| <b>iii.3</b>           | <b>Inercia de las Vigas de sección compuesta del Modelo .....</b>  | <b>133</b> |
| <b>iii.4</b>           | <b>Comparación de la relación <math>b/t</math> con <math>\lambda_p</math> y <math>\lambda_r</math> .....</b> | <b>135</b> |
| <b>iii.5</b>           | <b>Módulo de sección plástico de la sección compuesta .....</b>  | <b>135</b> |
| <b>ANEXO IV: FOTOS</b> | <b>.....</b>   | <b>138</b> |

## *INTRODUCCION*

El avance cotidiano en la Ingeniería Estructural implica buscar resultados más confiables, para lo cual las investigaciones proponen y verifican nuevos métodos de diseño definiendo sus limitaciones. Una muestra palpable de que los conocimientos en Ingeniería Estructural no son estáticos lo expresan los cambios realizados en la actual Norma Técnica de Edificación E.030 - Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Construcciones (RNC)<sup>(ref. 11)\*</sup>.

En países en vías de desarrollo se necesita incentivar la creación de tecnología propia, que desarrolle métodos de investigación para determinar los posibles problemas de ámbito local y demostrar que las soluciones adoptadas al tomar los códigos de diseño extranjeros son aplicables a la realidad local; pues aunque aparentemente se da la misma solución a un problema tipo que se presenta en dos localidades diferentes, ésta toma características propias dependiendo del lugar donde se la hace efectiva, por existir posibles diferencias debido al tipo de material empleado, la mano de obra, los métodos constructivos, las innegables influencias climatológicas, geográficas, etc.

En general la investigación busca armonizar la teoría con la práctica, pero muchas veces la realidad es compleja porque las estructuras están sometidas a fuerzas de índole aleatoria involucrando ciertas incertidumbres; entre este tipo de fuerzas son de interés el viento, las cargas de impacto y los sismos, siendo los últimos de vital importancia debido a su naturaleza imprevisible y a sus efectos devastadores.

El estudio del comportamiento sísmico de las estructuras puede realizarse por dos métodos: el analítico y el experimental. En algunos casos las técnicas analíticas son inapropiadas para efectuar un estudio eficiente debido a la complejidad de las estructuras y/o las cargas; por ello, uno de los métodos de investigación más empleado es el Modelamiento de estructuras, el mismo que permite llevar al laboratorio las características reales de una estructura y simular las cargas a las que

---

\* Los superíndices indican el número de la referencia bibliográfica

posiblemente se encuentre sometida. Generalmente los modelos son realizados a escala reducida debido a su bajo costo de construcción y a ciertas facilidades que otorga el trabajar con estructuras pequeñas; naturalmente debido al rol importante que cumplen éstos dentro de los procesos de investigación son definidos por métodos formales de modelamiento<sup>(ref. 52)</sup>. Una vez obtenidos los resultados del modelo ensayado, éstos son correlacionados con el comportamiento de la estructura a escala natural por medio de los factores de escala.

Alberto Sarría en su libro “Ingeniería Sísmica” indica que una de las zonas de subducción más importantes, en la que ocurre una gran liberación de energía acumulada es el Cinturón de Fuego del Pacífico; esta región abarca la costa de Sudamérica y por lo tanto incluye buena parte de nuestro territorio, debido a ello el Perú se encuentra constantemente expuesto a sismos de diferentes magnitudes y debe estar preparado para afrontar en cualquier momento dicha problemática. Nace aquí el interés por resolver una de las grandes interrogantes ¿Cómo se comportan las estructuras frente a movimientos sísmicos?; no se está preparado para absolverla, pero se intenta contribuir en algo para lograr el entendimiento de dicho comportamiento, implementando el programa ONDMES que es una herramienta que servirá para estudios experimentales y con la cual es posible aplicar registros sísmicos a modelos estructurales de escala reducida.

En grandes rasgos el trabajo de investigación efectuado abarcó lo siguiente:

- La elaboración de un programa para controlar el movimiento de la Mesa Vibradora (que trabaja con modelos a escala reducida). Dicho programa permite el envío de señales sísmicas, sinusoidales, rampas, etc. hacia la mesa vibradora; teniendo así una herramienta que será de utilidad para muchos investigadores y estudiantes.
- El desarrollo de un experimento con una estructura clásica, en la que se verificaron los patrones de comportamiento límite asociados a un proceso determinístico y se demostró que la predicción de un procedimiento continuo como el de la confiabilidad coincide con el caso determinístico estudiado.

- El estudio de un pórtico de una crujía sometido a la componente N82O del sismo de Lima del 03 de octubre de 1974, habiéndose verificado experimentalmente el cumplimiento de los resultados obtenidos en el análisis estructural, tanto en el rango elástico como en el inelástico; observando a la vez la formación del mecanismo de falla esperado definido por el criterio de diseño al límite.

La presente tesis de investigación ha sido dividida en V capítulos y III anexos:

- En el Capítulo I se hace una mención breve de los fundamentos teóricos del diseño al límite, el principio de trabajos virtuales y los mecanismos de colapso para un pórtico rectangular simple. Se presenta además, una breve reseña de la teoría de confiabilidad y su aplicación en el Código LRFD.
- En el Capítulo II, se detalla lo referente al estudio experimental de una estructura clásica con un mecanismo de colapso predecible, desarrollando el tema alrededor de los objetivos del experimento. Se definen las relaciones de escala, las que se basan en el uso de los mismos materiales tanto en el prototipo como en el modelo experimental.
- En el Capítulo III, se presentan las definiciones básicas para el análisis teórico de la edificación en estudio.
- En el Capítulo IV, se realiza la comparación de los resultados obtenidos en el experimento y los resultantes del análisis teórico.
- En el Capítulo V se presentan las conclusiones y recomendaciones.
- En el Anexo I. se hace la descripción de todos los instrumentos empleados en el laboratorio, detallando el manejo de la mesa vibradora y la Grabadora RTP-610B.
- En el Anexo II se describe el programa implementado para lograr el envío de un registro sísmico por medio de la mesa vibradora, explicando brevemente su manejo. Asimismo se presenta el esquema de trabajo desarrollado para el ensayo del modelo, indicando todos los pasos seguidos en el laboratorio.
- En el Anexo III se describe brevemente las características geométricas del Modelo y Prototipo en estudio.

# ***CAPITULO I***

## ***FUNDAMENTO TEORICO***

### **I.1 METODOS DE DISEÑO**

Uno de los métodos de diseño en estructuras de acero es el **Diseño por Esfuerzos permisibles o Elástico**. Durante el análisis de los diferentes elementos de una estructura se determinan las fuerzas internas, las mismas que están vinculadas a los esfuerzos cuya distribución puede mostrar gran variabilidad; aunque el promedio de dichos esfuerzos esté bajo el límite elástico, existen esfuerzos locales altos que pueden llegar a estar en el rango plástico; por ello no siempre el análisis elástico es el adecuado.

Otro método de diseño es el **Diseño plástico**, que aprovecha los esfuerzos que exceden el rango de fluencia, es decir los esfuerzos dentro del rango plástico del material, de modo que se tome en cuenta el comportamiento de la estructura o el elemento esforzado dentro del rango plástico; la ductilidad brindada por el material permite que la estructura reciba carga adicional, generándose una redistribución de momentos con el desarrollo de rótulas plásticas.

### **I.2 DISEÑO PLASTICO**

#### **I.2.1 VENTAJAS DEL DISEÑO PLASTICO**

- Al hacer uso de la reserva de resistencia, es posible incrementar la carga actuante sin comprometer la seguridad y costo de la estructura.
- Al tener un cálculo más exacto de la carga máxima que puede soportar la estructura, se tiene una idea clara del margen de seguridad real y la verdadera resistencia de la estructura.
- Al observar el comportamiento de la curva Esfuerzo-Deformación de aceros dúctiles (Fig. N° 01), se deduce que la ductilidad es una de las propiedades más



importantes a considerar, ya que en los casos de estructuras hiperestáticas se tiene la posibilidad de redistribuir los esfuerzos más allá de los límites elásticos y esta redistribución puede permitir usar perfiles más ligeros para una misma carga, contribuyendo a la economía.

- El análisis de colapso plástico en estructuras con mecanismo de falla predecible es mucho más simple que el análisis elástico.

### I.2.2 DESVENTAJAS DEL DISEÑO PLÁSTICO

- No es recomendable realizar diseño plástico en aceros frágiles de alta resistencia.
- Este diseño no puede ser considerado para el caso en que se presenten esfuerzos por fatiga, los que finalmente causarán la ruptura de la pieza en forma instantánea y sin deformación previa.
- Cuando se analizan estructuras complejas debe efectuarse la evaluación de todos los posibles mecanismos de colapso para poder definir el más probable, lo cual resulta ser más laborioso.

### I.2.3 ESFUERZO-DEFORMACION EN EL ACERO ESTRUCTURAL

La relación directa entre esfuerzo ( $\sigma$ ) y deformación axial ( $\epsilon$ ) para un espécimen de acero dulce en tracción tiene la forma típica mostrada en la Fig. N° 01.

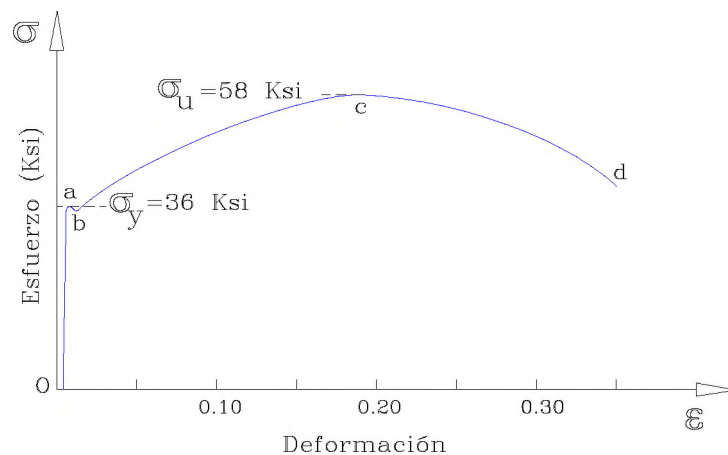
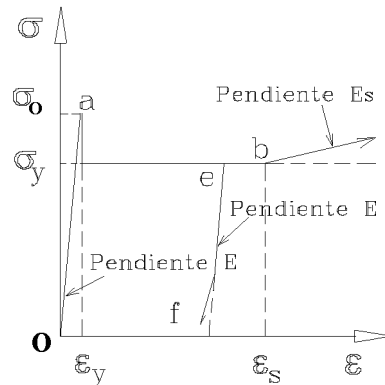


Fig. N° 01: Esfuerzo-Deformación Acero A-36 (hasta la ruptura)

El rango de fluencia **oab** es de mayor interés desde el punto de vista de la teoría plástica. Siendo la deformación en el punto **b** de la curva  $\sigma$ - $\epsilon$  generalmente del orden de 0.01 - 0.02. La siguiente figura muestra el segmento inicial de la curva anterior, con la deformación en escala aumentada:



**Fig. N° 02: Esfuerzo - Deformación (rango de fluencia)**

El máximo y mínimo esfuerzo de fluencia son definidos como  $\sigma_o$  y  $\sigma_y$ , la pendiente en la línea elástica inicial **oa** es el Módulo de Young  $E$  y la pendiente de la porción inicial de la deformación por endurecimiento iniciada en **b** es definida como  $E_s$ . Las deformaciones en el punto de fluencia **a** y en el punto de inicio de endurecimiento por deformación **b** son  $\epsilon_y$  y  $\epsilon_s$ , respectivamente. Si el esfuerzo se reduce se produce un comportamiento semejante al indicado en **ef** con una pendiente paralela a la inicial, la del Módulo de Young; la desviación de linealidad en tal relación de descarga es asociada con el efecto de Bauschinger.

Para el acero estructural  $\epsilon_s$  es del orden de  $10\epsilon_y$  y  $E_s$  es del orden de  $0.04E_y$ . Para aceros dulces, las deformaciones totales durante la falla son del orden de 150 a 200 veces las deformaciones elásticas. Para un acero A-36, el máximo esfuerzo es del orden de 58 Ksi y la deformación en fractura es del orden de 0.5.

#### I.2.4 LA HISTERESIS ELASTICA Y PLASTICA

Si un elemento estructural es sometido a ciertas sollicitaciones externas y los esfuerzos en la curva Esfuerzo-Deformación están por encima del límite de proporcionalidad (módulo Young  $E$ ), al quitarse las cargas que sollicitan al material la gráfica mencionada no sigue exactamente la dirección de una recta con pendiente igual a la inicial; es más, al ser cargado nuevamente, dicha relación presenta un curso ligeramente curvo. Las ramas de las curvas correspondientes a la fase de carga y descarga forman un lazo que se denomina *Histéresis elástica*

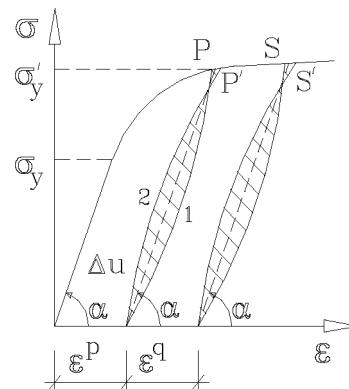
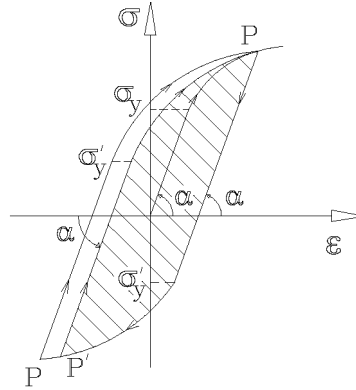


Fig. N° 03: Histéresis elástica

El recorrido repetido de la histéresis está ligado a una pérdida de energía, y su comportamiento depende del material y del tipo estructural en análisis. En la figura anterior el área rayada representa la pérdida de energía por deformación.

Si se solicita al acero a un esfuerzo de tracción más allá del límite de fluencia  $\sigma_y$  y enseguida de la descarga se le somete a compresión, su límite de aplastamiento  $\sigma'_y$  resultará disminuido; a este fenómeno se le denomina efecto de Bauschinger.

Aumentado la deformación en el mismo sentido, la curva de esfuerzo-deformación desemboca en la curva original, repitiendo los pasos de descarga y carga nuevamente en el sentido contrario se cierra un lazo que se denomina la *Histéresis plástica*.



**Fig. N° 04: Histéresis plástica**

### **I.2.5 ANALISIS LIMITE**

El diseño estructural toma en cuenta varios Estados Límite; generalmente se consideran dos grupos de estados límite: los de **Resistencia** (o estado límite último) y los de **Servicio**. El primero es concerniente al colapso catastrófico debido a la falla por fatiga, fractura frágil, pandeo, volteo, entre otros, de manera que se toma en cuenta la capacidad de carga de las estructuras; el segundo está asociado al desarrollo de deslizamientos, vibraciones, agrietamientos y deflexiones lo suficientemente grandes como para dañar los elementos no estructurales de los edificios aún cuando no se exceda la capacidad de carga.

El **Estado Límite Ultimo** para muchas estructuras de acero es el **colapso plástico** (crecimiento indefinido de la deflexión bajo carga constante), el que toma en cuenta los esfuerzos de flexión; por lo que, el diseño de tales estructuras está basado en la imposición de cargas de colapso plástico provistas de un apropiado factor de carga; si éste es el estado límite que gobierna se aplica el procedimiento de **Diseño Plástico** por ser el más apropiado, económico y racional, donde los miembros de las estructuras de acero se diseñan para soportar cargas de acuerdo a su capacidad de resistencia a la flexión. Este método de análisis considera que en los lugares donde se ha alcanzado el esfuerzo de fluencia no se podrán soportar esfuerzos adicionales, en lugar de ello esas partes fluirán lo necesario a medida que se incrementa la carga,

para permitir que los esfuerzos sean transferidos a otras partes de la estructura donde los esfuerzos originales no hayan alcanzado la fluencia. Con el diseño plástico se busca igualar los esfuerzos a esfuerzos de fluencia en caso de que la sobrecarga se incremente y predecir las cargas en las cuales la estructura fallará por el desarrollo de deflexiones excesivas.

### I.2.5.1 DEFINICIONES BASICAS

#### - **Rótula Plástica**

Se dice que en un miembro estructural se ha formado una rótula plástica, cuando los esfuerzos en toda la sección transversal alcanzan el valor de la fluencia. El momento flector necesario para el desarrollo de una rótula plástica es denominado *Momento plástico* y es denotado por  $M_p$ ; dicho de otro modo una rótula plástica puede formarse únicamente cuando el momento plástico es alcanzado. Una rótula plástica es definida idealmente como un mecanismo puntual con las siguientes propiedades:

- Si el valor absoluto del momento flector actuante es menor que el momento plástico, la rótula plástica no gira y se comporta como un punto rígido.
- Si el momento flector actuante (en valor absoluto) igual al momento plástico, entonces la rótula plástica toma el momento y permite una rotación arbitraria en la dirección del momento flector actuante.
- La rótula plástica no soporta un momento flector superior al momento plástico.

#### - **Colapso**

Se dice que una estructura ha colapsado cuando deja de cumplir con los fines para los que fue diseñada, por estar dañada severamente con la posibilidad de poner en riesgo vidas humanas, en este contexto el colapso no necesariamente implica el desplome de la estructura.

- **Mecanismo de colapso**

Se dice que una estructura debe ser estable frente a la acción de cargas externas; en tanto que un mecanismo plástico se presenta en el instante que se produce la formación de la última rótula plástica que hace inestable a la estructura y cualquier carga adicional provoca el colapso.

- **Mecanismo de colapso Plástico**

Si en una estructura se incrementa la sobrecarga, los elementos estructurales sufrirán deformaciones adicionales, los esfuerzos en las secciones críticas alcanzarán la fluencia y posteriormente se plastificarán, formándose así las rótulas plásticas. Si estas cargas continúan incrementándose, se formarán tantas rótulas plásticas en la estructura que harán peligrar su estabilidad, momento en el cual se dice que ésta ha desarrollado un Mecanismo de Colapso Plástico.

- **Carga de Colapso**

Es la que lleva a la estructura al colapso plástico debido a la formación de un mecanismo de colapso. La carga de colapso plástico puede evaluarse por medio de dos procedimientos, el primero denominado *procedimiento estático* considera el máximo momento flector para el momento plástico y calcula en base a éste la carga buscada por medio de consideraciones de equilibrio; el segundo llamado *procedimiento cinemático* considera que el trabajo realizado por las cargas durante un pequeño movimiento del mecanismo de colapso es igual al trabajo absorbido por las rótulas, dicho de otro modo durante el colapso no hay cambio en la energía de deformación elástica almacenada ya que la distribución del momento flector permanece inalterada. Generalmente los métodos para su determinación no consideran dar la secuencia de la formación de las rótulas plásticas.

En el instante en que se presenta la carga última se debe cumplir las siguientes condiciones: las fuerzas externas deben estar en equilibrio con las fuerzas internas, debe haber un número suficiente de rótulas para formar un

mecanismo, los momentos plásticos no deben ser excedidos en ninguna parte de la estructura.

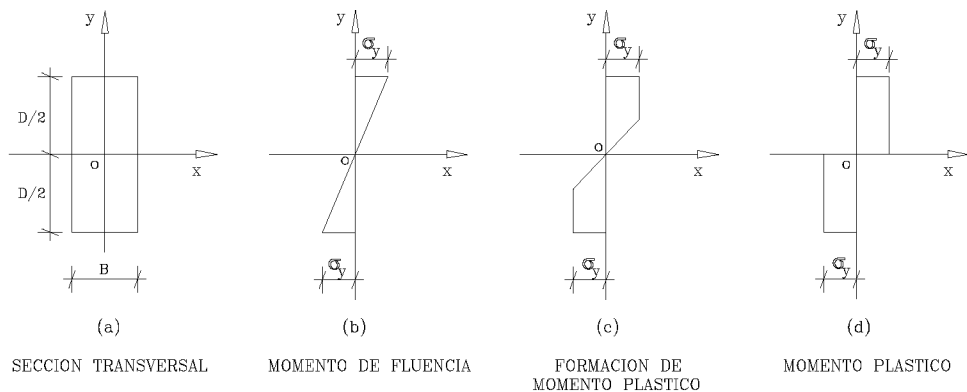
Durante el colapso plástico el giro de la rótula es indefinido y por tanto, también lo es la deflexión adicional desarrollada; sin embargo, si ocurrieran grandes deflexiones, el cambio en la geometría de la estructura podría afectar las condiciones de equilibrio; la teoría plástica simple no establece por si misma cuáles son tales efectos, simplemente predice las cargas en las cuales grandes deflexiones son inminentes.

La carga de colapso plástico no está afecta al orden en el cual varias componentes de carga son llevadas a los valores que causan colapso ni tampoco a esfuerzos residuales (debidos a soldaduras, imperfecciones en capacidad de miembros, rotaciones de rótulas plásticas las que ocurrieron durante cargas previas o movimientos de sus soportes).

- **Punto de Colapso**

Se denomina así al instante en que la carga actuante es igual a la carga de colapso, pero antes de que la última rótula plástica que genera el mecanismo de colapso empiece a girar.

- **Momento de Fluencia y Momento Plástico**



**Fig. N° 05: Distribución de esfuerzos en una viga de sección transversal rectangular**

Dada una sección transversal cualquiera como la mostrada en la Fig. N° 05.a con momento flector **M** actuando en el **eje X-X**.

Si en la sección transversal los esfuerzos alcanzan el valor de fluencia  $\sigma_y$  en las fibras extremas, el momento flector corresponde al **Momento de Fluencia  $M_y$** , que es el máximo momento que la sección puede soportar antes de fluir, (Fig. N° 05.b).  $M_y$  puede también ser calculado directamente de la teoría elástica de flexión mediante la ecuación (1.1):

$$M_y = S\sigma_y \quad (1.1)$$

Donde **S** es el módulo de sección elástico.

Si toda la sección transversal entra en el rango plástico, el momento flector es el **Momento Plástico  $M_p$**  (Fig. N° 05.d).

$$M_p = Z\sigma_y \quad (1.2)$$

Donde **Z** es el módulo de sección plástico.

En general la relación  $M_p/M_y$  que depende simplemente de la forma de la sección transversal es denominada **FACTOR DE FORMA** y denotada por **v**, luego:

$$v = M_p/M_y = Z/S \quad (1.3)$$

Para el cálculo de momento plástico se supone que los únicos esfuerzos actuantes son los esfuerzos longitudinales normales debido a la flexión; sin embargo, normalmente además del momento flector habrán **fuerzas axiales** y **cortantes** actuando en la sección transversal, éstas modifican el valor de momento plástico en un grado muchas veces despreciable, por lo que no son consideradas.

## 1.2.6 DISEÑO LIMITE DEBIDO A ESFUERZOS DE FLEXION

Se utiliza cuando el criterio de diseño que gobierna es evitar el colapso plástico. Los métodos que consideran este criterio se basan en la formación de rótulas plásticas.



Su utilidad como una herramienta para el diseño de estructuras de acero depende del hecho de que es improbable que se desarrollen grandes deflexiones antes de que la carga de colapso plástico sea alcanzada; sin embargo, es necesario asegurar que las deflexiones desarrolladas antes del colapso serán aceptables, además se supone implícitamente que ninguna parte de la estructura puede fallar por pandeo antes de que el colapso plástico sea alcanzado. Los problemas de pandeo en estructuras rígidas provienen de miembros que fluyen parcialmente y de la inestabilidad lateral.

El procedimiento de análisis y diseño considera:

1. Definir la forma y geometría de la estructura y sus elementos.
2. Determinar las cargas actuantes. Los diversos tipos de carga son conocidos con diferentes grados de aproximación, las cargas muertas pueden determinarse con más precisión que las cargas vivas; el margen de seguridad por tal incertidumbre lo proveen los factores que multiplican a los patrones de carga correspondientes.
3. Llevar a cabo el análisis plástico en la estructura, para lo cual se debe:
  - Determinar la localización de las posibles rótulas plásticas.
  - Seleccionar las combinaciones de rótulas plásticas para formar todos los posibles mecanismos de falla.
  - Calcular la carga última para cada mecanismo, pudiendo emplear el principio de trabajos virtuales. El mecanismo con la menor carga crítica es el que tiene mayor probabilidad de presentarse y a esta carga se le denomina carga última.
  - Verificar el equilibrio del sistema y que el Momento plástico  $M_p$  no sea excedido en ninguna parte.
4. Seleccionar la sección transversal (perfil) para los diferentes elementos estructurales, de modo que el colapso ocurra bajo de las cargas factoradas.

## I.2.7 RELACION MOMENTO – CURVATURA

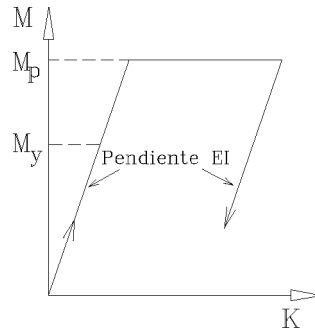
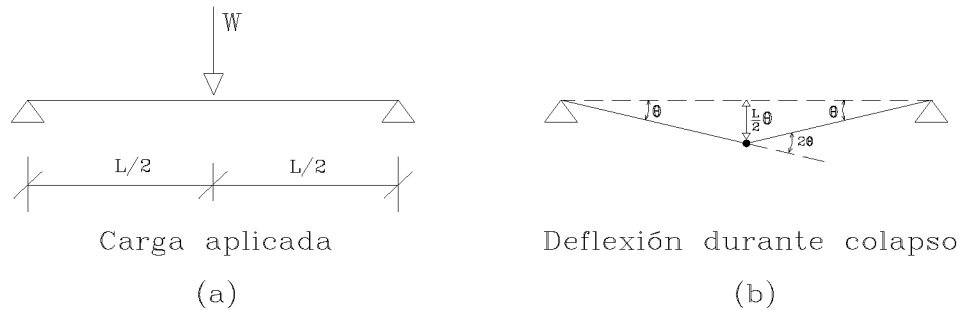


Fig. N° 06: Relación ideal Momento-Curvatura

En la Fig. N° 06 se muestra la relación entre el Momento Flector  $M$  y la Curvatura  $k$ ; para un elemento estructural de rigidez de flexión  $EI$  y momento plástico  $M_p$ , esta relación es la base para el cálculo de las cargas de colapso plástico. Si el factor de forma  $v$  fuera unitario tal que  $M_y=M_p$ , el elemento se comportaría elásticamente hasta que el momento plástico fuera alcanzado y entonces la curvatura podría crecer indefinidamente permitiendo la formación de una *rótula plástica*. Si en el proceso de reducción de carga el Momento Flector no ha alcanzado el valor del Momento Plástico  $M_p$  se produce una descarga elástica.

## I.2.8 DEFLEXION RESIDUAL

Una viga simplemente apoyada de sección transversal constante y longitud  $L$ , esta sujeta a una carga concentrada  $W$  como se muestra en la Fig. N° 07. Si  $W$  se incrementa gradualmente desde cero, la viga tendrá un comportamiento elástico en la fase inicial de carga; eventualmente el momento flector central puede llegar al valor  $M_p$  y la rótula plástica se formará debajo de la carga, la viga entonces continúa deflectándose a carga constante mientras que la rótula plástica gira, en ese momento se origina la falla por colapso plástico.



**Fig. N° 07: Viga simplemente apoyada con carga concentrada**

Si se retira la carga antes de que haya ocurrido algún giro en la rótula plástica por carga de colapso  $W_c$ , el giro en estas rótulas podría cesar y el comportamiento durante la descarga podría ser totalmente elástico. En caso de que la carga  $W$  se hubiera incrementado hasta alcanzar el punto de colapso y fuera retirada, la línea de descarga también podría ser paralela a la línea elástica; pero existe una deflexión residual, que permanece constante durante el proceso de descarga debido a la posible existencia de momentos flectores residuales causados por el giro de la rótula plástica en la viga. En consecuencia el principio de superposición no puede ser aplicado en todos los casos, debido a que ciertos momentos residuales pueden ser introducidos en la estructura por carga previa dentro del rango elasto-plástico; es decir, si la viga fuera recargada nuevamente hasta la carga de colapso, no se esperará obtener los valores de momento flector y deflexión producidos durante la primera carga.

### **I.2.9 CAPACIDAD DE CARGA DE COLAPSO**

Estructuras estáticamente indeterminadas nos ofrecen mayor capacidad de carga, la comparación evidente de dicho comportamiento se muestra en una viga simplemente apoyada y una viga de extremos empotrados <sup>(ref.37)</sup>; para la primera, la formación de una simple rótula plástica causa el colapso y la relación entre la carga de colapso  $W_c$  a la carga de fluencia  $W_y$  es simplemente el *factor de forma*  $v$ ; sin embargo, para una viga de extremos empotrados se espera la formación de 3 rótulas plásticas para generar el mecanismo de colapso, siendo la relación de  $W_c$  a  $W_y$  igual a  $4v/3$ , lo

que indica claramente un mayor margen entre la carga de fluencia y la de colapso como consecuencia de la simple redundancia que existe en este caso.

### I.2.10 PRINCIPIO DE TRABAJOS VIRTUALES

La carga de colapso  $W_c$  puede ser calculada directamente por un procedimiento cinemático usando la ecuación de trabajo, donde el trabajo realizado es absorbido por las rótulas del mecanismo.

$$\sum P\delta = \int Mkds + \sum M\phi \quad (1.4)$$

La ecuación anterior representa el principio de trabajos virtuales donde,  $M$  es cualquier distribución de momento flector que satisface los requerimientos de equilibrio de las cargas externas concentradas  $P$ ,  $k$  denota cualquier distribución de curvatura, la cual es compatible con el giro  $\phi$  de las rótulas y  $\delta$  denota las deflexiones. La suma del lado izquierdo de la ecuación cubre todos los puntos de aplicación de cargas externas. En el lado derecho la integral cubre todos los miembros del pórtico, la distancia  $s$  es medida a lo largo de cada miembro y la suma cubre todas las secciones donde puede existir un giro de rótula.

La ecuación es válida siempre que se cumplan los requerimientos de equilibrio y compatibilidad del sistema, donde el sistema de fuerzas  $(P, M)$  considera los primeros requerimientos y los desplazamientos del sistema  $(\delta, k, \phi)$  satisfacen los requerimientos de compatibilidad.

En pórticos, el principio de trabajos virtuales implica sistemas de fuerzas (cargas y momentos flectores) que satisfacen los requerimientos de equilibrio y sistemas de desplazamientos (deflexiones, curvaturas y rotaciones de rótulas) que cubren los requerimientos de compatibilidad. Para el pórtico indicado en la Fig. N° 08.a, para un estado elástico se plantea dos ecuaciones de equilibrio y tres de compatibilidad para resolver la estructura, si se ha formado algunas rótulas en dicho pórtico todavía es factible plantear las ecuaciones anteriores.

### I.2.11 MECANISMO DE COLAPSO DE UN PORTICO RECTANGULAR

Un pórtico plano de una crujía tiene 3 redundantes, si en cualquier estado de carga hay 3 rótulas plásticas en las cuales el momento flector es conocido el pórtico llegará a ser estáticamente determinado, de modo que un cuarto momento flector puede ser calculado en función de las ecuaciones de equilibrio.

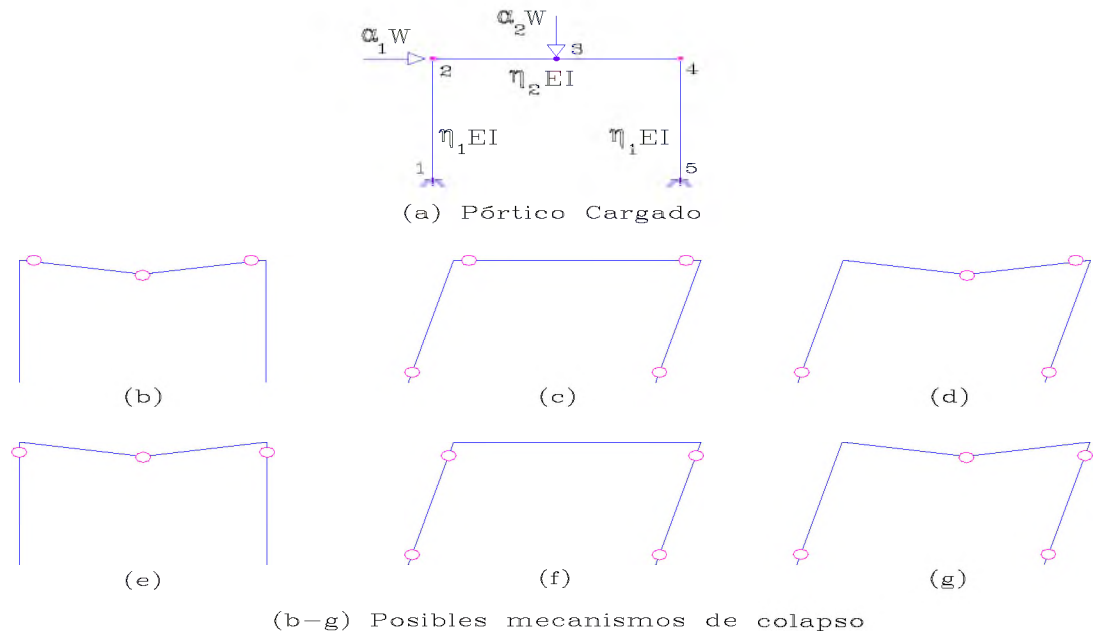
Cuando la cuarta rótula plástica se forma, el pórtico se reduce a un mecanismo; el valor del cuarto momento flector hace posible calcular la carga admisible. Así, si el mecanismo de colapso es conocido, la carga de colapso  $W_c$  puede ser calculada considerando solamente las ecuaciones de equilibrio. Estas ecuaciones son independientes de: los esfuerzos residuales, del orden de aplicación de cargas, de la imperfección de la rigidez de sus juntas o el asentamiento de sus apoyos.

La formación y ubicación de las rótulas generan diversos mecanismos de falla, muchas veces el mecanismo de colapso no puede ser previsible fácilmente a menos que la estructura sea extremadamente simple; pueden existir varios mecanismos de colapso, pero existen principios que nos guiarán hacia el que tenga la mayor probabilidad de presentarse.

Si una viga o un pórtico estructural están sujetos a cargas  $W$  concentradas y/o distribuidas, es posible determinar un valor  $\alpha$  que multiplique a dichas cargas de manera que éstas sean las máximas que la estructura pueda soportar. Si el material tiene fluencia plástica-perfecta y  $\alpha$  es gradualmente incrementado desde cero, se analiza el comportamiento de la estructura bajo las cargas factoradas  $\alpha W$ , determinando el valor de  $\alpha$  que causará el colapso de la estructura de rigidez plástica dada.

Si un pórtico simple (Fig. N° 08.a) con uniones rígidas se encuentra sometido a ciertas cargas puntuales, se generan entonces en cada uno de los segmentos fuerzas cortantes constantes y momentos flectores que varían linealmente pero menores al momento plástico  $M_p$ , de lo que se deduce que las rótulas plásticas se localizarán en

los extremos de los segmentos, a menos que la fuerza cortante sea cero en alguna parte del segmento.



**Fig. N° 08: Modos de Falla en el pórtico**

Dado un pórtico simple de una cruzía como el que se muestra en la Fig. N° 08.a, con dos tipos de secciones transversales: una para las dos columnas y otra para la viga; una vez conocidas sus características es posible evaluar fácilmente sus momentos plásticos. Si a este pórtico se le somete a cargas que fueran función de  $\mathbf{W}$ , es posible que se genere uno de los 6 mecanismos o modos de colapso (Fig. N° 08.b-g), los que pueden analizarse para encontrar el mayor valor de  $\mathbf{W}$  que puede soportar el pórtico. Si el momento plástico de la columna  $\mathbf{M}_{Pc}$  es mayor al momento plástico de la viga  $\mathbf{M}_{Pv}$ , las rótulas se formarán en la viga; en cambio si el momento plástico de las columnas es menor que el de la viga, siguiendo el mismo patrón de deformación se tendrán rótulas en las columnas. Si no se tuviera certeza acerca del comportamiento de la estructura se calcularán las cargas de colapso en cada uno de los modos de colapso para cualquier valor de momento en la viga y las columnas; es obvio que de los 6 valores de carga hallados el menor viene a ser la carga de colapso.

Si se conoce  $W$ , entonces es posible determinar los momentos en las vigas y columnas minimizando el peso total del pórtico (generalmente una vez propuesto el diseño, se calcula el peso y se elige el caso que arroja el menor peso). La carga de colapso es igual o mayor a la carga en que la estructura propuesta es segura.

### **I.3 CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL**

La Ingeniería Estructural busca un diseño óptimo que minimice el valor del costo inicial y a la vez asegure un buen comportamiento estructural, lo que implica determinar las posibles solicitudes que le generen las acciones externas e igualarlas a las capacidades de los miembros estructurales.

El conocimiento del comportamiento estructural ha permitido el refinamiento de procedimientos de diseño y la reducción de los factores de seguridad en los códigos, pero dichos procedimientos necesitan de mayor esfuerzo.

Aunque la mayoría de los cálculos estructurales que se emplean consideran un diseño estructural determinístico (como el Método de Esfuerzos Permisibles), generalmente las sollicitaciones externas, las propiedades del material, la calidad de construcción, los modelos analíticos, etc. son parámetros inciertos; por lo que en realidad la respuesta de la estructura es indeterminada. Pensando en ello se introdujeron diseños basados en métodos probabilísticos, los que usan varios factores para las diversas variables involucradas en el análisis y otros factores que relacionan las circunstancias particulares del estado límite, tales como tolerancias, uso o importancia.

Durante su ciclo de vida una estructura está sujeta a cargas o acciones, es decir, fuerzas o desplazamientos forzados, que le implican un cambio de condición según su capacidad de respuesta, pasando paulatinamente del estado inalterado (estado favorable) al estado de deterioro (estado de desgaste), el nivel de daño puede ser una simple falla o puede alcanzarse el colapso; tomando en cuenta estas posibilidades surge la *Confiabilidad* como la probabilidad de que la estructura se comporte

adecuadamente de manera que cumpla con las funciones para las que ha sido diseñada (considerando implícitamente la probabilidad de falla).

Por otro lado según Gálvez <sup>(ref. 23)</sup>, “El término *Seguridad* está asociado con el riesgo de daño a los ocupantes humanos y es subjetivo y no evaluable matemáticamente. *Seguridad* no coincide con *Confiabilidad*, una estructura puede ser segura y tener algunos elementos que han fallado o no han sido confiables”.

### **I.3.1 METODOS DE DISEÑO DESDE EL PUNTO DE VISTA DE CONFIABILIDAD**

Desde el punto de vista de la Confiabilidad el diseño puede efectuarse por: esfuerzos permisibles, resistencia última y por métodos probabilísticos a estados límite.

#### **A. DISEÑO POR ESFUERZOS PERMISIBLES O CARGAS DE SERVICIO**

La estructura es confiable cuando los esfuerzos que soporta están en el rango elástico; es decir, no se exceden a los esfuerzos permisibles de trabajo. En el diseño se toma sólo un porcentaje del esfuerzo de fluencia de los materiales.

#### **B. DISEÑO POR RESISTENCIA ULTIMA**

Toma en cuenta la resistencia última de las secciones críticas de los elementos que conforman la estructura, introduciendo factores parciales aplicados sobre los valores de resistencia y carga con el fin de considerar el grado de ambigüedad e incertidumbre de predicción o fluctuación de algunas variables.

#### **C. DISEÑO PROBABILISTICO A ESTADOS LIMITE**

Este método emplea la teoría de probabilidades para calcular en forma sistemática y uniforme la probabilidad de falla, la que es representada por los índices de confiabilidad. Para ello se debe definir si una estructura o elemento estructural ha alcanzado un estado límite, lo cual sucede cuando el elemento analizado no cumple cabalmente el propósito para el cual ha sido diseñado.

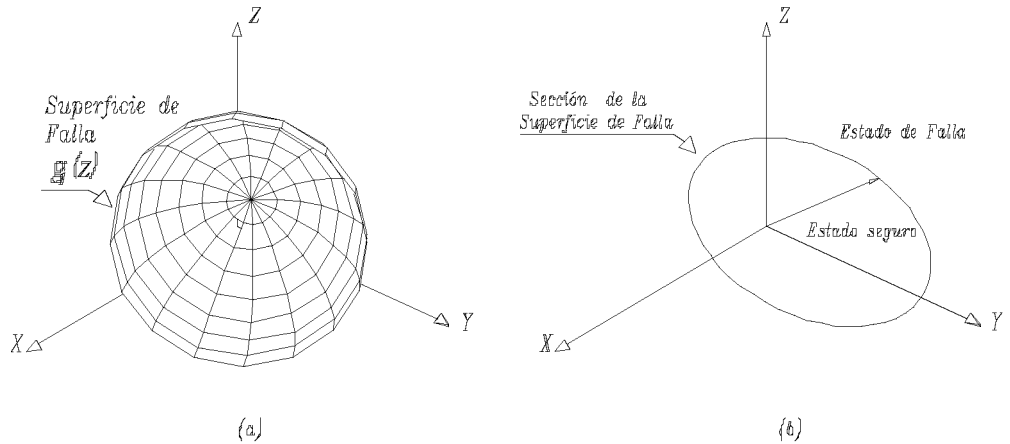


Comúnmente se considera que la estructura pasa del estado confiable a la falla en cada modo de falla a través de los Estados Límites de Resistencia y de Servicio.

En el diseño probabilístico a estados límite se emplean cargas factoradas y valores representativos de las condiciones de falla de las propiedades de los materiales; los factores de seguridad a usarse en el diseño pueden ser obtenidos de manera que la probabilidad de falla este dentro de los valores que se consideren tolerables. La flexibilidad dada por los distintos factores permite la aplicabilidad de la misma ecuación de diseño a varias situaciones con la mínima variación de la probabilidad de falla.

Para la verificación de una estructura con respecto a un estado límite se utiliza un modelo matemático  $g(\ )$  que involucra  $n$  cantidades inciertas denominadas *variables básicas*, las que incluyen parámetros de carga, resistencia y geometría, e incluso estadísticos de incertidumbre de variables del modelo. Las acciones generalmente son procesos estocásticos en el tiempo y espacio físico  $Z(t, x, y, z)$  y dentro de dicho espacio la *Resistencia Estructural* aparece como una superficie límite de localización aleatoria, luego: **Falla** se define como el paso del proceso  $Z$  a través de dicha superficie. El comportamiento de la estructura con respecto a cada modo de falla se puede dividir en: *estado de falla F* y *estado seguro S*, siendo la *superficie de falla* la que separa ambos conjuntos.

Si  $g_i(z)$  es la *función de falla* para el modo  $i$  y el conjunto de *estados límite* es la divisoria entre los estados seguros  $S_i$  y los estados de falla  $F_i$ , se tiene que  $g_i(z)$  se halla en el contorno del estado límite cuando es igual a “cero” y se le denomina Superficie de Falla (Fig. N° 09.b).



**Fig. N° 09: Superficie de Falla**

En el esquema anterior las coordenadas **X**, **Y**, **Z** representan un espacio tridimensional que considera 3 variables básicas; extendiendo este criterio para una función de falla con **n** variables básicas involucradas se tendrá un espacio n-dimensional.

El diseño estructural pretende lograr que el estado seguro predomine sobre la falla, mientras el nivel de confiabilidad estructural puede ser relacionado con el costo por vida salvada por medio del margen de seguridad de una estructura o subestructura; este *margen de seguridad* puede ser expresado para cualquier instante de tiempo como  $M=R-Q$ , donde **Q** son los parámetros ocasionados por las cargas aplicadas, **R** son los parámetros de resistencia. Es con este margen de seguridad que se suelen formar las superficies de falla, mismas que están conformadas por diversas variables.

En el análisis de confiabilidad estructural muchas veces no se conocen exactamente las distribuciones de probabilidad de las variables básicas debido a la escasez de información estadística; pero de lo estudiado hasta ahora, se establecen ciertas distribuciones de probabilidad características <sup>(ref. 23)</sup>; si bien no se está seguro de los valores tomados como valores medios y varianzas de las supuestas distribuciones, éstas suelen ser bastante aceptables aunque han

sido estimadas a partir de datos que generalmente son insuficientes y con relaciones funcionales no totalmente correctas.

### **I.3.2 METODOS DE CONFIABILIDAD**

Son métodos que sirven para decidir si la estructura es aceptablemente confiable en términos de uno o más estados límite. Estos métodos han sido divididos en niveles caracterizados por la extensión de la información acerca del problema estructural (ref. 31).

- *Nivel I.* Emplea un solo valor “característico” de cada parámetro de incertidumbre, entre ellos están los que usan formatos de factores de carga y resistencia, como el método de esfuerzos permisibles.
- *Nivel II.* Emplea dos valores de cada parámetro de incertidumbre (comúnmente la media y la varianza), complementados con una medida de correlación entre dichos parámetros (usualmente la covarianza), en este nivel se hallan los métodos de índice de confiabilidad.
- *Nivel III* Emplea la probabilidad de falla como una medida y por lo tanto necesita un conocimiento de la distribución conjunta de todos los parámetros de incertidumbre.
- *Nivel IV* Compara la probabilidad de falla estructural con una probabilidad de referencia de acuerdo a principios de análisis económico, considerando para ello costos y beneficios de: construcción, mantenimiento, reparación, consecuencias de falla, interés de capital, etc. Estos métodos son apropiados para estructuras de mayor importancia económica.

Todo proyecto tiene como meta asegurar la confiabilidad estructural, pero para cargas muy altas las estructuras podrían fallar casi sin importar su resistencia, con lo cual un buen diseño no puede de modo alguno garantizar que no se produzca la falla.

Se han reportado numerosas fallas estructurales causadas: por haberse ignorando la agresividad del medio ambiente y condiciones climáticas, por inapropiados diseños estructurales, detallado inadecuado, falta de definición de diseño de respuesta, o implementación deficiente de requerimientos de diseño en construcción, falta de mantenimiento de las construcciones. A pesar de todo ello, las fallas estructurales son eventos raros que contribuyen muy poco al riesgo de muerte; la mayoría de fallas están asociadas con graves errores humanos, se estima que éstos son causantes de aproximadamente el 90% de las fallas. Estos errores usualmente son excluidos de la Teoría Probabilística de Confiabilidad Estructural, por ello esta teoría es válida sólo para estructuras correctamente planeadas y construidas.

### **I.3.3 LOS CODIGOS DE DISEÑO Y LA CONFIABILIDAD**

En 1986 el AISC (Instituto Americano de la Construcción en Acero, AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION), introdujo un nuevo enfoque de diseño que considera factores de carga y resistencia, el LRFD (LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN), con este tipo de diseño se busca dar una confiabilidad uniforme a las estructuras de acero. Para obtener la misma probabilidad de falla o confiabilidad se van jugando con los factores de carga, resistencia, combinación de carga, etc., permitiendo la aplicación de la misma ecuación de diseño a varias situaciones, con la mínima variación de probabilidad de falla.

Esta uniformidad en confiabilidad no puede ser obtenida usando un diseño con esfuerzos permisible ASD, debido a que existe gran diferencia entre la variabilidad de la carga viva y la variabilidad de la carga muerta.

- El ASD se caracteriza por el uso de cargas de servicio no factoradas, asignando a la resistencia un factor simple de seguridad:

$$\sum Q_i \leq R_n / F.S. \quad (1.5)$$

donde:  $Q_i$  es la suma de los efectos de cargas externas y  $R_n$  representa la resistencia nominal que esta dividida por un factor de seguridad. La inecuación es una comparación entre la demanda de esfuerzos y los esfuerzos permisibles.

- El LRFD:

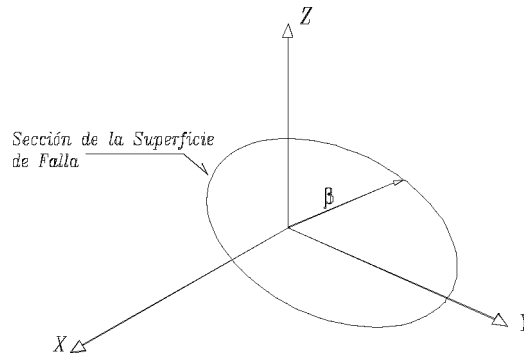
- Considera un diseño basado en la teoría de confiabilidad empleando procedimientos de diseño probabilístico a estados límite. Los estados de resistencia límite son relacionados con la seguridad, confiabilidad y capacidad de carga; es decir, estados límite de momento plástico y pandeo. Los estados límite de servicio están relacionados con las deflexiones relativas.
- Proporciona un método que sólo es aplicable cuando el estado límite no es excedido, considerando que la estructura esta sujeta a las combinaciones de carga factoradas.
- Permite que el calculista use métodos probabilísticos de manera indirecta, porque aunque no hace uso explícito de la teoría de probabilidad, aplica a las cargas de servicio determinados factores.
- Emplea factores individuales de acuerdo a cada tipo de carga y según la resistencia de los materiales. Estos factores son evaluados por métodos probabilísticos que toman en cuenta la estadística particular de cada caso. Los máximos efectos de las cargas son incrementados para evitar que se sobrepase la resistencia esperada en los elementos y al mismo tiempo ésta se afecta por factores menores que la unidad para aproximarse con mayor exactitud a su comportamiento.

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n. \quad (1.6)$$

En el lado izquierdo de la inecuación se tiene la resistencia como la suma de varios efectos de cargas  $Q_i$  multiplicados por sus respectivos factores de carga  $\gamma_i$  y en el lado derecho la resistencia nominal  $R_n$  es multiplicada por un factor de reducción de capacidad  $\phi$ .

### I.3.4 INDICES DE CONFIABILIDAD

Permiten medir la confiabilidad estructural teniendo en cuenta la superficie de falla y la representación de las variables básicas por sus medidas de segundo momento (valor medio y desviación típica), mediante el conjunto de valores esperados, las covarianzas, las varianzas o cualquier conjunto de valores que puedan ser considerados característicos.



**Fig. N° 10: Índice  $\beta$  de Confiabilidad**

Dado un espacio n-dimensional, donde es posible representar la función de falla  $g(\mathbf{z})$ , se dice que el índice de confiabilidad es la menor distancia desde el origen a un punto en la superficie de falla. Para una estructura en la que ha sido posible identificar varios modos de falla se determina un índice de confiabilidad para cada modo, el menor de ellos es el que domina el diseño por tener una mayor probabilidad de presentarse frente a los otros. Dicho de otro modo, sin ser una medida absoluta de probabilidad de falla, el índice de confiabilidad es una forma eficiente para conocer cuál de las posibles alternativas de diseño es la más adecuada, identificando cargas críticas o parámetros de diseño. Del mismo modo, da la posibilidad de comparar la confiabilidad de diferentes estructuras.

Entre los índices de confiabilidad se tienen:

- Los que se basan en métodos de valor medio (como el de Cornell <sup>(ref. 31)</sup>).
- Los de Primer orden-Segundo Momento que se desarrollan sobre la base de los dos primeros momentos y con una aproximación de primer orden. Son llamados de primer orden-segundo momento porque sus variables aleatorias son

modeladas por su primer y segundo momento (valor medio y desviación típica) y se dice que son de aproximación de primer orden porque durante el análisis de confiabilidad se hace uso de una aproximación lineal; aún cuando en principio es posible cualquier formulación continua de la ecuación de estado límite, ésta debe ser aproximada linealmente en un punto determinado con el propósito de efectuar el análisis. Para la aplicación de métodos de confiabilidad de segundo momento el número de variables básicas debe ser finito.

### **I.3.5 ANALISIS PROBABILISTICO A ESTADOS LIMITE.**

El proceso de análisis consiste en realizar los siguientes pasos:

- Identificar todos los modos de falla posibles de un sistema; generalmente es imposible examinar todos los modos de falla porque los sistemas suelen ser complejos, tomándose en cuenta sólo un número finito de ellos. Debe entenderse que cada modo de falla da origen a un diseño distinto.
- Determinar los niveles de seguridad aceptables para cada estado límite.
- Establecer la función que relaciona las variables de carga y resistencia en el estado límite de interés.
- Evaluar el índice de confiabilidad  $\beta$  para un estado continuo de las variables involucradas.
- Determinar el  $\beta_{\min}$  definiendo el modo de falla más probable.

## ***CAPITULO II***

### ***ESTUDIO EXPERIMENTAL DE UNA ESTRUCTURA CLASICA CON MECANISMO DE FALLA PREDECIBLE***

#### **II.1 DEFINICIONES PREVIAS**

Se denomina *prototipo* a la estructura a escala natural de la cual se desea conocer el comportamiento y determinar sus esfuerzos *modelo* a la estructura a escala reducida en la que se intenta representar todas y cada una de las características propias del prototipo.

#### **II.2 OBJETIVOS DEL EXPERIMENTO**

El experimento llevado a cabo busca verificar los patrones de comportamiento límite asociados a un proceso determinístico; demostrando que la predicción de un procedimiento continuo como el de la confiabilidad coincide con el caso determinístico estudiado.

Para lograr estos objetivos se tuvo que:

- Implementar una herramienta de investigación, la cual consiste en un programa de cómputo que interactúa con la mesa vibradora de manera que es posible enviar señales sísmicas reales.
- Efectuar un modelo de ensayo a escala reducida de una estructura clásica con mecanismo de falla predecible, para someterlo a una acción dinámica en su base (sismo), empleando el programa implementado.
- Efectuar el análisis dimensional a fin de encontrar las relaciones de escala entre modelo y prototipo; tanto de la estructura como de las acciones dinámicas aplicadas (registro de aceleraciones horizontales del sismo ocurrido en Lima el 03 de octubre de 1974).



### **II.3 ALCANCES DE ESTE TIPO DE EXPERIMENTOS A FUTURO**

El programa implementado permitirá aplicar registros sísmicos o cualquier otro tipo de ondas sobre los modelos de estructuras a escala reducida. Se espera que en el futuro el programa implementado, denominado ONDMES, sirva para la verificación y el desarrollo de nuestros códigos, para el análisis minucioso de estructuras que hayan fallado debido a movimientos telúricos; mejorando con ello nuestros sistemas constructivos.

### **II.4 ESQUEMA DE LA INVESTIGACION**

El trabajo de investigación realizado ha sido dividido en cuatro partes: la primera muestra las relaciones entre el modelo y el prototipo (Capítulo II); la segunda detalla el trabajo de laboratorio, incluyendo la descripción de los instrumentos utilizados (Capítulo II y Anexo I), las bondades y el manejo del programa ONDMES (Anexo II), el experimento paso a paso (Anexo II) y los ensayos programados (Capítulo II); mientras que en la tercera parte se indica todo lo relacionado con los modelos matemáticos usados y el modelo de laboratorio ensayado (Capítulo III y Anexo III); para finalmente en la cuarta parte comparar los resultados analíticos y experimentales (Capítulo IV).

#### **II.4.1 RELACIONES GENERALES ENTRE MODELO Y PROTOTIPO**

La relación entre ambos esta dada por medio de los factores de escala.

##### **A. DESCRIPCION DEL PROTOTIPO**

La edificación representa una estructura sencilla de dimensiones medianas, que debe soportar una sobrecarga muy grande, valor definido de antemano con el fin de observar el mecanismo de falla ocasionado por una fuerza sísmica; dicho mecanismo es deducible por simple inspección, pero también puede ser determinado con la teoría de confiabilidad.

## B. ANALISIS DIMENSIONAL

El propósito del análisis dimensional es desarrollar un conjunto de funciones de correlación o leyes de similitud que definan la semejanza entre modelo y prototipo. La teoría de modelamiento se apoya en el análisis dimensional, desarrollando similitudes: geométricas, de condiciones iniciales, de borde, de propiedades del material y de cargas; de manera que el modelo sea expresado como una función del comportamiento del prototipo. La confiabilidad de la predicción de la respuesta a través del ensayo de laboratorio depende en gran parte de la habilidad de reproducir en los modelos a escala todas las características del prototipo y las acciones que lo afectan.

Las técnicas de modelamiento a escala indican la necesidad de conocer primero los parámetros que describen al prototipo, para luego mediante el uso de factores de escala encontrar los nuevos parámetros que serán plasmados en el modelo de laboratorio. La forma como se realice el escalamiento depende del parámetro considerado importante. Muchas veces a pesar de tener en cuenta todos los parámetros que intervienen es difícil llenar todos los requerimientos de similitud y ciertas distorsiones pueden estar presentes; sin embargo, frecuentemente es posible minimizar la influencia de estas distorsiones o evaluar sus efectos en la predicción de la respuesta, en forma tal que se pueden estimar cuantificadamente los resultados del modelo ensayado para proyectarlos al dominio del prototipo.

Las leyes de similitud para el diseño de modelos ayudadas por el análisis dimensional buscan relaciones físicas que pueden reducirse a tres variables fundamentales: masa, longitud y tiempo <sup>(ref. 52)</sup>. El análisis se basa en la premisa de que cada fenómeno físico puede ser expresado por ecuaciones homogéneas del tipo:

$$q_1 = F(q_2, q_3, \dots, q_n) \quad (2.1)$$

Donde **n** es el número total de cantidades físicas involucradas en el fenómeno, **q<sub>1</sub>** es la cantidad que está siendo evaluada, **q<sub>2</sub>** a **q<sub>n</sub>** son cantidades que dependen de **q<sub>1</sub>**. De acuerdo al Teorema Pi de Buckingham <sup>(ref. 29)</sup>, cada

ecuación homogénea involucra **n** cantidades físicas que pueden ser reducidas a una relación funcional entre el conjunto complejo de **n** productos dimensionales independientes **factores pi**:

$$\pi_1 = F(\pi_2, \pi_3, \dots, \pi_n) \quad (2.2)$$

La forma dimensional debe ser validada para el prototipo y el modelo de similitud llevado a cabo.

Una condición suficiente para una similitud completa es:

$$(\pi_n)_p = (\pi_n)_m \quad (2.3)$$

Donde los subíndices **p** y **m** se refieren al prototipo y al modelo, mientras el subíndice **n** representa cualquier valor.

En el ensayo efectuado, en cuanto a las relaciones modelo-prototipo se ha seguido el criterio usado en el trabajo desarrollado por los Ings. A. Muñoz y A. San Bartolomé (PUCP), mediante el cual se considera que el factor de aceleración de la gravedad es igual a uno debido a la imposibilidad de variar dicho parámetro, asimismo se mantiene la resistencia y el peso volumétrico al emplear el mismo material en ambas estructuras (modelo y prototipo), sin embargo esto obliga a que el nivel de la aceleración se incremente fuertemente y el tiempo de duración del sismo disminuya.

Algunos de los parámetros utilizados son:

- L = longitud.
- M = masa.
- $\rho$  = densidad de masa.
- $\gamma$  = peso volumétrico.
- $\sigma$  = esfuerzo dinámico.
- $\sigma_e$  = esfuerzo estático.
- a = aceleración.
- t = tiempo.
- Dt = intervalo de envío de señales.
- T = periodo de vibración.

Debe cumplirse la relación de escala de longitud:  $L_p = F.L_m$ , donde **F** es el factor de escala denominado ahora  $F_L$  para ligarlo a la longitud; los otros parámetros se generan en función de este factor, se supone además un factor de

esfuerzos dinámico  $F_{\sigma}=1$  para mantener la resistencia y un factor de peso volumétrico  $F_{\gamma}=1$  para utilizar el mismo material.

En la tabla siguiente se muestra un resumen de los factores determinados usando esta técnica:

| PARAMETRO            | SIMBOLO    | FACTOR DE ESCALA |
|----------------------|------------|------------------|
| Longitud             | L          | $F_L$            |
| Area                 | A          | $F_L^2$          |
| Peso Volumétrico     | $\gamma$   | 1                |
| Densidad de masa     | $\rho$     | 1                |
| Gravedad             | G          | 1                |
| Peso                 | Peso       | $F_L^3$          |
| Masa                 | M          | $F_L^3$          |
| Masa/Area            | M/A        | $F_L$            |
| Carga muerta         | $W_D$      | $F_L$            |
| Carga viva           | $W_L$      | $F_L$            |
| Aceleración          | Acel.      | $1/F_L$          |
| Velocidad            | V          | 1                |
| Tiempo               | t          | $F_L$            |
| Periodo              | T          | $F_L$            |
| Esfuerzo estático    | $\sigma_e$ | $F_L$            |
| Esfuerzo dinámico    | $\sigma$   | 1                |
| Fuerzas              | F          | $F_L^2$          |
| Momento              | Mto        | $F_L^3$          |
| Inercia              | I          | $F_L^4$          |
| Rigidez              | K          | $F_L$            |
| Desplazamiento       | Desp.      | $F_L$            |
| Deformación          |            | 1                |
| Forma de modo        |            | 1                |
| FAD                  |            | 1                |
| Fact. Particip. Modo |            | 1                |
| Fact. Amortig. Crít. |            | 1                |

Tabla N° 01: Factores de Escala

## II.4.2 TRABAJO DE LABORATORIO

Los trabajos efectuados en laboratorio pueden ser divididos en dos partes: la primera considera una descripción breve de los instrumentos y el esquema del ensayo en laboratorio y la segunda considera los ensayos realizados.

### A. INSTRUMENTOS Y PROGRAMA UTILIZADOS EN EL ENSAYO

- En el ensayo se utilizaron los siguientes instrumentos:
  - Mesa Vibradora.
  - Computadora (envía la señal sísmica usando el programa ONDMES).
  - Caja de recepción y envío de señales A/D.
  - Computadora Macintosh IICI (controla las señales enviadas y las recibidas por la mesa vibradora, así como también los voltajes enviados por el acelerómetro, transductor de desplazamiento y transductor de deformación).
  - Convertidor análogo/digital (Mac Adios Apo).
  - Osciloscopio digital (DS-612A Digital Storascope).
  - Transformador de Corriente.
  - Voltímetro.
  - Cables BNC.
  - Acelerómetros.
  - Transductor de deformación (Strain-Gages de  $120\Omega$ ).
  - Caja de conexiones (Bridge Box DB-P).
  - Grabadora de datos de instrumentos en vídeo cassette (RTP-610B – Beta Format Video Cassette – Instrumentation Data Recorder).
  - Amplificador de voltaje.

En el *Anexo I* se hace una descripción detallada de todos los instrumentos, incluyendo el manejo de alguno de ellos.

- Para realizar el ensayo se tuvo que mejorar el sistema de envío de señales externas a la mesa vibradora, anexando una computadora que emplea

LABWINDOWS como software especializado en programas de manejo de máquinas para implementar un programa que lee los datos de los archivos ingresados por el usuario y los procesa internamente para enviarlos como valores de voltaje hacia la mesa vibradora, generando el movimiento del tablero de la misma. Este programa se denomina “**ONDMES**” y permite el manejo de archivos de datos que contienen funciones sinusoidales, triangulares, sismos reales, etc., en resumen, cualquier valor que decida el usuario (para mayor referencia ver *Anexo II*)

## **B. ESQUEMA DE TRABAJO**

Para ensayar el modelo en el laboratorio se elaboró un esquema general de trabajo, el que es descrito en el *Anexo II*.

## **C. ENSAYOS REALIZADOS**

Para conocer la respuesta dinámica de una estructura sometida a aceleración en la base primeramente se evaluó su periodo y amortiguamiento, para luego someterla a diferentes niveles de aceleración con valores determinados escalando el registro de la componente N82O del sismo de Lima del 03 de octubre de 1974.

Se llevaron a cabo dos ensayos con niveles de aceleración bajos para que la estructura no alcance el colapso y dos ensayos con aceleración alta para llegar al colapso. Se midieron entonces los esfuerzos generados en los elementos estructurales controlando su variación en el tiempo. Para apreciar mejor dicho comportamiento se usaron las gráficas de histéresis de fuerza cortante versus desplazamiento relativo, con cuya pendiente se determinó la rigidez **k** del entrepiso.

Una vez conocidos los resultados de los ensayos de laboratorio se los comparó con los del análisis matemático efectuado tanto en el rango elástico como inelástico, de acuerdo al nivel del sismo enviado en el experimento.

## C.1 Ensayo de Vibración Libre: Cálculo del Periodo y Decremento Logarítmico

En todo sistema oscilatorio se presenta el fenómeno de amortiguamiento mediante el cual se disipa energía; cuando se habla de un sistema vibratorio pueden encontrarse muchos tipos de fuerzas de amortiguación, tal como la fricción molecular interna, la fricción de deslizamiento y la resistencia de un fluido.

Matemáticamente la manera más sencilla de representar este fenómeno es considerar la fuerza de amortiguamiento viscoso proporcional a la velocidad del sistema, siendo  $c$  la constante de proporcionalidad. En el caso de vibraciones forzadas con amortiguamiento viscoso, la respuesta del sistema lineal con un grado de libertad dependerá del tipo de excitación y del amortiguamiento presente. Para el estado estacionario en este tipo de vibraciones, la pérdida de energía es compensada por la energía suministrada por la excitación.

La ecuación de movimiento para el caso de vibraciones libres con amortiguamiento es:

$$m \ddot{x} + c \dot{x} + kx = 0 \quad (2.4)$$

donde  $m$  es la masa,  $c$  el coeficiente de amortiguamiento y  $k$  la rigidez.

De la ecuación 2.4 se deduce la razón de amortiguamiento  $\beta$  que expresa el valor de cualquier amortiguamiento en términos del amortiguamiento crítico<sup>(ref. 08)</sup>.

$$\beta = \frac{c}{c_{\text{crit}}} = \frac{c}{2\sqrt{k.m}} \quad (2.5)$$

En el análisis de vibraciones el amortiguamiento está en términos de la respuesta del sistema y la pérdida de energía del sistema oscilatorio se

traduce en decrementos de la amplitud de la vibración libre. La cantidad de amortiguamiento presente en el sistema se mide por la rata de caída de las oscilaciones libres, a mayor rata de caída mayor amortiguamiento, lo que es expresado en términos del decremento logarítmico **DL**, que se define como el logaritmo natural de la razón de dos amplitudes sucesivas cualesquiera ( $y_1$  y  $y_2$ ):

$$DL = Ln\left(\frac{y_1}{y_2}\right) = \beta\omega T_D = \beta\omega \cdot \frac{2\pi}{\omega_D} = \frac{2\pi\beta}{\sqrt{(1-\beta^2)}} \quad (2.6)$$

Con cuyos valores se tiene:

$$\beta = \frac{Ln\left(\frac{y_1}{y_2}\right)}{\sqrt{\left(4\pi^2 + \left(Ln\left(\frac{y_1}{y_2}\right)\right)^2\right)}} \quad (2.7)$$

Asimismo, la frecuencia de oscilaciones se define como:

$$\omega = \frac{DL}{\beta.T_D} = \frac{2\pi}{T} \quad (2.8)$$

Para el movimiento oscilatorio, con frecuencia de oscilaciones amortiguada igual a  $\omega_D = \frac{2\pi}{T_D} = \omega_n\sqrt{1-\beta^2}$ ,  $\beta$  es menor que la unidad.

Tomando como base las definiciones anteriores se realizó un ensayo para conocer el periodo natural de vibración de la estructura, su decremento logarítmico y su amortiguamiento; para ello, se sometió experimentalmente al modelo a una fuerza de aceleración en la base, consistente en una onda seno de pequeña magnitud y corta duración; una vez que ésta cesó el sistema entró en vibración libre, momento en que se midió la aceleración a través del tiempo (Capítulo IV.1.1.A).

## **C.2 Ensayos con carga sísmica sin llegar al colapso**

En estos ensayos se aplicaron registros sísmicos con aceleración baja, a fin de generar esfuerzos sólo dentro del rango elástico (Capítulo IV.1.2.A).



### **C.3 Ensayos de Colapso**

**P**ara lograr que la estructura llegue al colapso se la somete a aceleraciones altas con el fin de generar las rótulas plásticas necesarias para formar un mecanismo de falla. (Capítulo IV.1.2.B).

## ***CAPITULO III***

### ***ANALISIS TEORICO ESTRUCTURAL DEL MODELO EN ESTUDIO***

#### **III.1 DEFINICIONES BASICAS**

##### **Estructuras multipisos**

Son edificaciones que se caracterizan principalmente por tener pisos conformados por losas de concreto que se supone actúan como diafragmas rígidos, dichas estructuras soportan cargas significativas como en el caso de edificios para vivienda, oficinas, etc.

Dentro de esta clase de estructuras se encuentran dos tipos de sistemas estructurales: *con arriostramiento* y *sin arriostramiento*:

##### **- Pórticos con arriostramiento**

Para los edificios de mayor altura se necesita el uso de arriostramientos por seguridad contra acciones laterales y en especial para controlar las deflexiones laterales. Estos arriostramientos se colocan en una u otra dirección y en los pórticos son ubicados de forma tal que no se produzcan excentricidades notorias del centro de rigidez con respecto al centro de masa.

##### **- Pórticos sin arriostramiento**

Son aquellos cuya estabilidad lateral depende únicamente del grado de rigidez de sus nudos.

#### **III.2 DESCRIPCION GENERAL DE LA ESTRUCTURA ESTUDIADA**

Se analiza una edificación de geometría y configuración sencilla, de modo que se pueda desarrollar un mecanismo de falla predecible.

La edificación en estudio está enmarcada dentro de las estructuras multipisos, tiene un solo nivel con un sistema estructural conformado por pórticos sin arriostramiento.

La estructura es simétrica tanto en sus dimensiones como en la distribución de sus

cargas, con la idea de evitar torsiones que afecten a sus miembros. El esqueleto estructural esta constituido por vigas y columnas de acero estructural que soporta una losa maciza de concreto apoyada en dos direcciones.

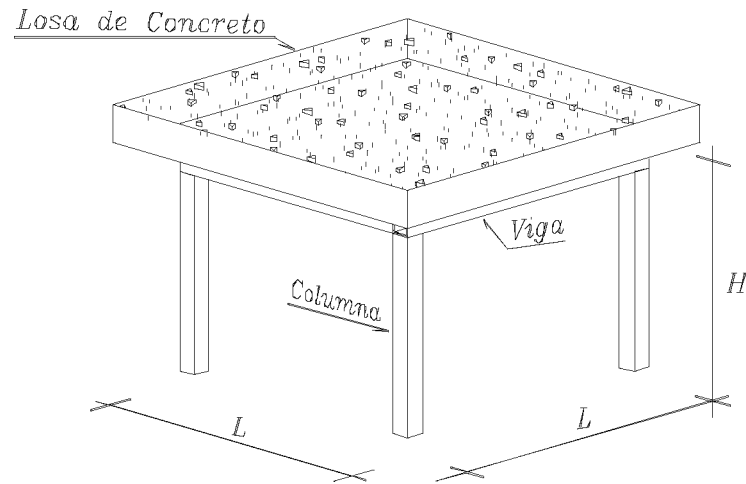
Conociendo que los diafragmas amarran la estructura y distribuyen las fuerzas laterales a los pórticos que actúan como elementos verticales resistentes, fue necesario asegurar la conexión perfecta entre la losa y el pórtico, utilizando para ello una viga de sección compuesta conformada por una losa de concreto y 4 vigas de apoyo unidas mediante conectores de corte. Las características y el número de estos conectores han sido determinados considerando la necesidad de soportar la máxima fuerza sísmica aplicada sobre la estructura.

Para el cálculo del momento de inercia y el momento plástico de la viga de sección compuesta se considera la relación de módulos de elasticidad  $n$  de los dos materiales empleados (el acero y el concreto), se supone un ancho equivalente para la losa y usando la teoría de vigas para la sección transformada se obtiene un valor de inercia para las vigas de sección compuesta igual a 231 veces la inercia de las columnas, por lo que se supone que las vigas son infinitamente rígidas (Anexo III).

La losa introduce la fuerza inercial necesaria para alcanzar la formación de las rótulas plásticas. Este diafragma es considerado como una placa horizontal muy rígida con la capacidad de distribuir las cargas laterales en proporción de las rigideces relativas de los elementos verticales resistentes; es decir, que las acciones laterales no le generan deformaciones, sólo le inducen traslaciones y rotaciones. La magnitud de estos desplazamientos dependerá de la suma de rigideces de los elementos verticales resistentes a traslaciones y de la rigidez torsional del conjunto.

Las columnas son las que soportan las acciones horizontales, desarrollando mayores esfuerzos en sus extremos, por lo tanto se espera la formación de rótulas plásticas en dicha zona como consecuencia de la aplicación de aceleraciones altas que obligarán al acero a incursionar en el rango inelástico.

El siguiente esquema muestra la estructura descrita:



**Fig. N° 11: Estructura en análisis**

En la Fig. N° 11,  $L$  indica la longitud de las vigas (distancia entre los ejes de las columnas), en tanto que  $H$  indica la altura de las columnas. Las dimensiones de la estructura a escala natural y reducida se especifican en la Tabla N° 02.

### **III.3 DESCRIPCION DE LAS FUERZAS SISMICAS**

Un sismo llega a la superficie de la tierra en forma de vibraciones (ondas sísmicas), de manera que se producen movimientos horizontales y verticales complejos originando una respuesta dinámica en los edificios.

Siendo las fuerzas horizontales las principales causantes de daños en las estructuras, su análisis se lleva a cabo usando fundamentalmente registros sísmicos de aceleraciones horizontales.

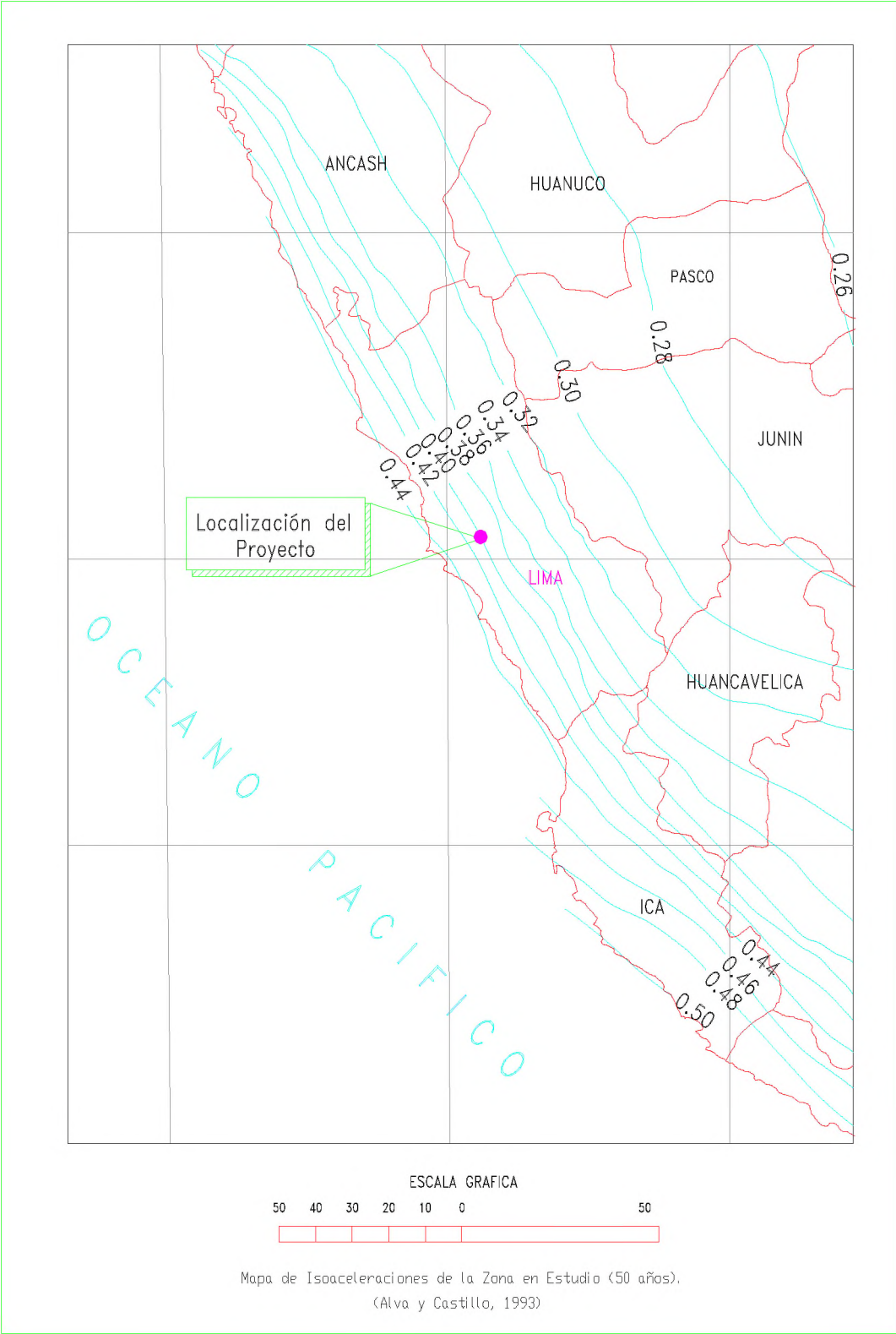
#### **III.3.1 DEMANDA SISMICA**

La demanda sísmica es la sollicitud a que estará expuesta la estructura ante la ocurrencia de un sismo.

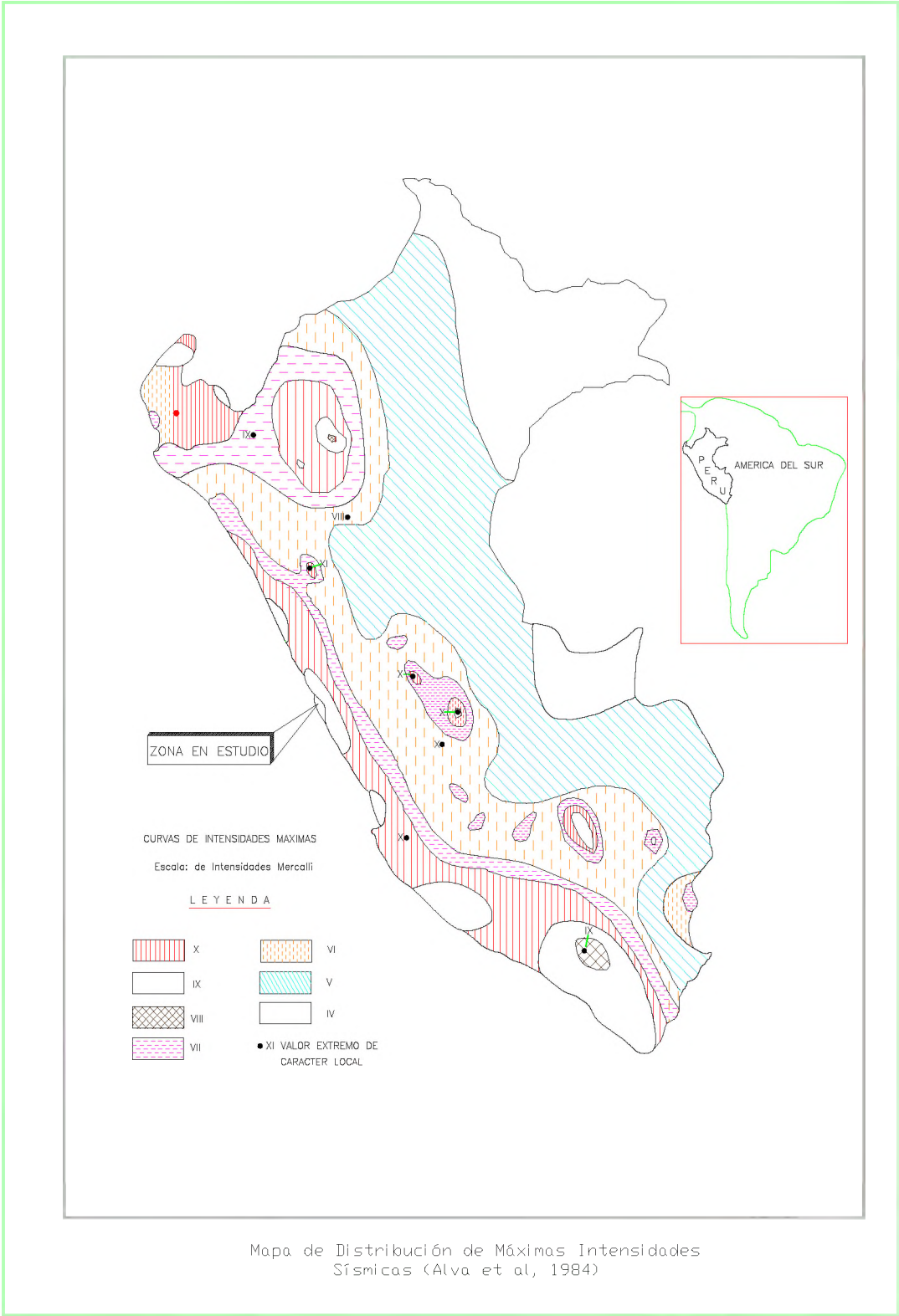
### **III.3.2 INTENSIDADES**

Nuestro país está ubicado en una de las regiones de mayor actividad sísmica. Según el Estudio de Peligro Sísmico en el Perú realizado por Castillo y Alva (1993) para la Zona 3 (Lima según RNC) la máxima magnitud correspondiente a un sismo localizado en la zona de subducción superficial, es de 8.0; en la Fig. N° 12 se presenta el mapa de isoaceleraciones en roca basal que puede ocurrir en el Perú con una excedencia del 10% en un tiempo de vida útil de 50 años.

Alva et.al. (1984), presenta el Mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas observadas en el Perú <sup>(ref. 27)</sup>, el que se basa en isosistas de sismos peruanos y datos de intensidades de sismos históricos y recientes, Fig. N° 13.



**Fig. N° 12**



**Fig. N° 13**

### III.3.3 SISMO DE LIMA DEL 03 DE OCTUBRE DE 1974

El sismo tuvo lugar el día 03 de octubre de 1974, teniendo su epicentro a  $12.2^\circ$  de Latitud Sur y  $77.67^\circ$  de Longitud Oeste, a unos 80 km al Oeste de Lima. Su profundidad focal fue de 13 km, con magnitud  $M_b=6.6$  y  $M_s=7.6$ . (ref. 6)

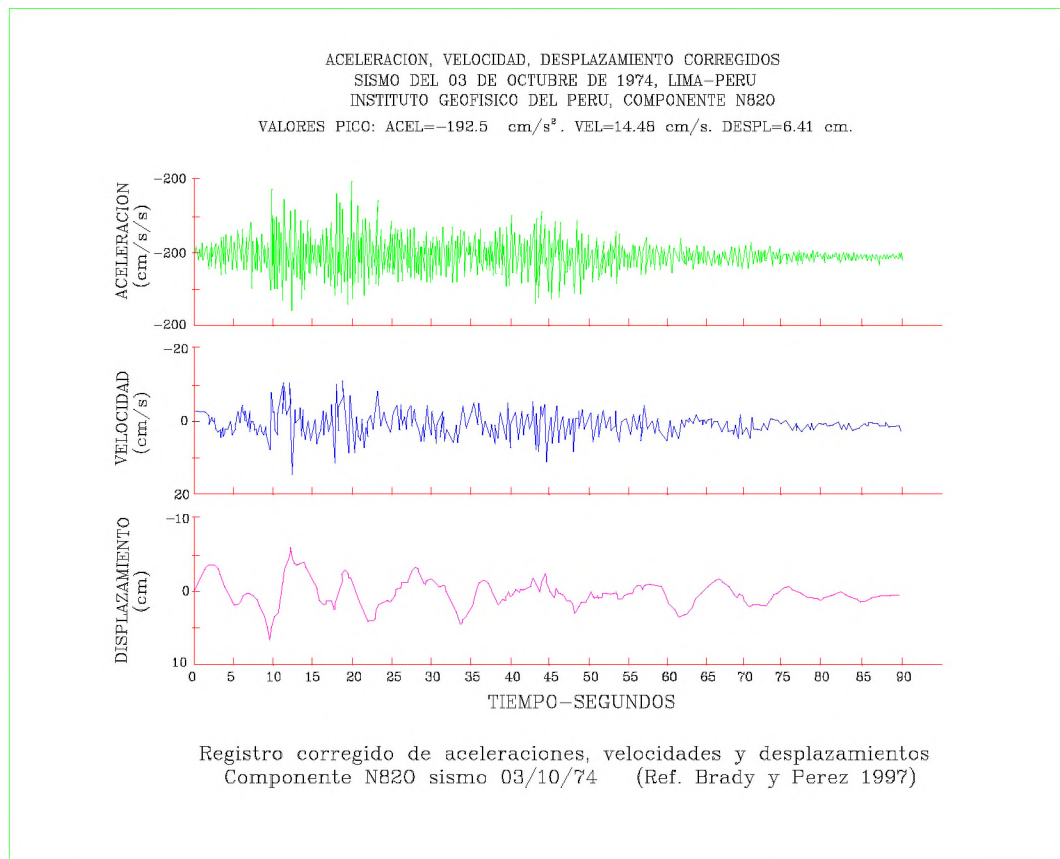


Fig. N° 14: Sismo de Lima del 03 de Octubre de 1974

La componente N820 del Sismo de Lima del 03 de octubre de 1974 alcanzó una aceleración máxima de 192 gals un tiempo de duración de 98 segundos (larga duración), habiéndose caracterizado porque en él predominan los periodos cortos (menores a 0.1 segundos). El periodo predominante del espectro de respuesta para un amortiguamiento de 0% es de 0.38s (ref. 6). Los datos del registro de éste sismo han sido tomados a intervalos de tiempo de 0.02 segundos.



### **III.3.4 NIVELES DE ACELERACION EN EL ENSAYO**

- El mayor valor de aceleración sísmica que podría actuar sobre la estructura, se presentará cuando dicha edificación se ubique en una zona con sismicidad alta (Zona 3 según zonificación del Reglamento Nacional de Construcciones).
- De acuerdo a los trabajos elaborados en el CISMID (Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres), los valores de aceleración máxima determinados por el estudio geotécnico para periodos de retorno de 50 y 100 años son 250 y 350 gals cantidades que al ser relacionadas con las intensidades sísmicas representan valores VII y VIII respectivamente<sup>(ref. 13)</sup>.
- Si se desea conocer el comportamiento de la estructura en estudio tanto en el rango elástico como plástico, se le aplicarán diferentes niveles de aceleración tomando en cuenta los valores definidos en el párrafo anterior: aceleraciones pequeñas para no incursionar en el rango plástico de 97 y 143 gals (las que se traducen como 485 y 715 gals en escala reducida 1:5) y para el caso de sismos de intensidades del orden de IX en escala de Mercalli Modificada se toman aceleraciones altas de 395 y 480 gals (valores que llevados a la escala 1:5 se traducen como 1795 y 2400 gals respectivamente).
- Si bien la componente N82O del sismo de Lima del 03 de Octubre de 1974 alcanzó una aceleración máxima de 192 gals los valores del registro han sido normalizados para luego ser aplicados sobre la estructura con diferentes niveles.

### **III.4 METODOLOGIA EMPLEADA EN EL ANALISIS ESTRUCTURAL**

Primero se emplearon niveles de aceleración bajos, luego éstos fueron incrementados paulatinamente hasta alcanzar un valor lo suficientemente alto para generar un estado de falla en la estructura; por lo tanto, se alcanzaron respuestas tanto en el rango elástico como inelástico. Para el estudio en el rango elástico se emplea el programa de cómputo ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems) versión 5.4 de Computers and Structures Inc. Berkeley, California; mientras que para el rango inelástico se usa el programa Romeo PC-2D(Ohi, Chen, Zavala).

Para determinar la respuesta de la estructura frente a las cargas sísmicas, fue necesario realizar un análisis tiempo-historia para todos los niveles de aceleración enviados, determinando la demanda de esfuerzos en los diferentes elementos estructurales y comparando los resultados con los valores obtenidos experimentalmente en los ensayos realizados en la mesa vibradora.

Para la calibración de los modelos matemáticos usados por los programas de cómputo ETABS y ROMEO PC-2D se tomó en cuenta las características dinámicas de la estructura definidas por su frecuencia natural de vibración y su periodo, comparando dichos parámetros con los valores experimentales obtenidos en el ensayo por el envío de ondas seno y la medición directa con Microtremor (este ensayo sirvió para ratificar los resultados obtenidos por vibración libre de la estructura, no se ha considerado importante indicar los resultados del mismo).

### **III.5 ESTUDIO ESTRUCTURAL**

#### **III.5.1 PROPIEDADES MECANICAS DEL ACERO DE LAS VIGAS Y COLUMNAS**

Las vigas y columnas del modelo ensayado tienen sección transversal tubular cuadrada y están constituidas por acero laminado en caliente fabricado bajo la norma ASTM A36.

El acero estructural A36 formando parte de los aceros al carbono y tiene como límite de fluencia un valor de 36 Ksi (2530 kg/cm<sup>2</sup>).

#### **III.5.2 DESCRIPCION DEL MODELO ESTRUCTURAL ADOPTADO PARA EL ANALISIS**

El análisis dinámico considera un sistema con masa concentrada al nivel de la losa, donde la rigidez esta definida por los elementos viga y columna. La losa constituye “la masa reactiva”, denominada así por ser la que produce la fuerza inercial. Las fuerzas actuantes sobre la estructura son el peso propio y el sismo.

### III.5.3 ANALISIS DEL MODELO ESTRUCTURAL

Es posible realizar el análisis estructural tanto del *modelo* como del *prototipo* y relacionar sus respuestas por los factores de escala, (Tabla N° 01).

En la Tabla N° 02 se muestran algunos de los parámetros determinados para el modelo y prototipo, considerando los factores para una escala 1:5:

| PARAMETRO        | SIMBOLO  | UNIDAD                 | MODELO   | PROTOTIPO |
|------------------|----------|------------------------|----------|-----------|
| Longitud columna | $H$      | (m)                    | 0.59     | 2.95      |
| Area columna     | $A$      | (m <sup>2</sup> )      | 0.000228 | 0.0057    |
| Longitud Viga    | $L$      | (m)                    | 0.825    | 4.125     |
| Area viga        | $A$      | (m <sup>2</sup> )      | 0.000228 | 0.0057    |
| Ancho de Losa    | $L$      | (m)                    | 0.88     | 4.40      |
| Espesor de Losa  | $E$      | (m)                    | 0.09     | 0.45      |
| Area Losa        | $Area$   | (m <sup>2</sup> )      | 0.77     | 19.36     |
| Peso Vol. Acero  | $\gamma$ | (kg/cm <sup>3</sup> )  | 7850     | 7850      |
| Peso             | Peso     | (kg)                   | 272.0    | 33995.4   |
| Masa             | M        | (kg.s <sup>2</sup> /m) | 27.7     | 3465.4    |
| Tiempo           | t        | (s)                    | 19.6     | 98        |
| Período          | T        | (s)                    | 0.168    | 0.84      |

Tabla N° 02: Características Modelo-Prototipo

Las dimensiones de la sección transversal del prototipo están supeditadas a las del modelo, ya que para la construcción de las columnas del modelo experimental se emplearon perfiles de acero existentes en el mercado; asimismo la masa ha sido determinada con la idea de forzar el colapso de la estructura, de allí el gran espesor de la losa.

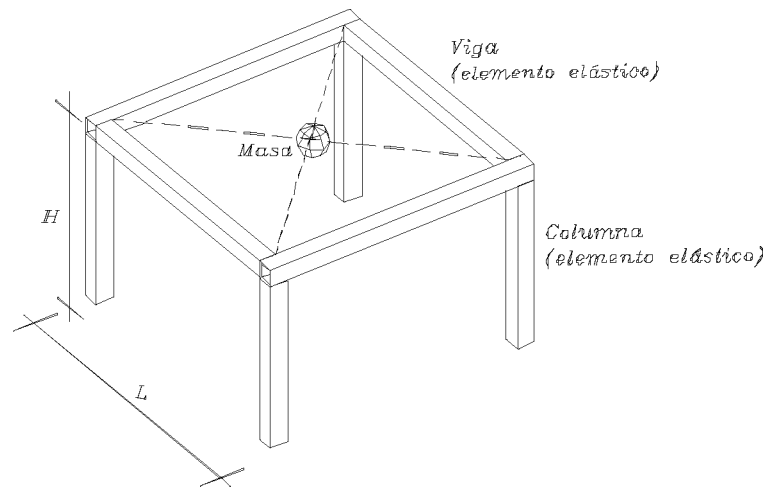
Como se indicó en el Capítulo III.4, se realizaron dos tipos de análisis uno en el rango elástico y otro en el inelástico.

#### A. ANALISIS EN EL RANGO ELASTICO

Para el análisis efectuado en el programa de cómputo ETABS se consideró dos estados de carga: cargas de gravedad y cargas sísmicas (aplicación del Sismo de Lima del 03 de octubre de 1974 con aceleraciones escaladas de acuerdo a lo indicado en el Capítulo III.3.4). La combinación de cargas no considera la

aplicación de factores de carga porque se está trabajando con cantidades determinísticas (Anexo III.2.2.2).

Esquemáticamente el modelo estudiado es el siguiente:



**Fig. N° 15: Modelo teórico para análisis elástico**

Usando el programa de cómputo ETABS se determinan las rigideces, las frecuencias naturales y los modos de vibración de la estructura, se evalúa la envolvente de las sollicitaciones indicadas y se obtienen los valores de esfuerzo y desplazamiento máximos en las secciones críticas de cada elemento.

#### **A.1 Análisis por Cargas de gravedad**

En el programa ETABS se calculan las rigideces de la estructura, las fuerzas internas originadas en los elementos por la carga permanente y sobrecargas especificadas (momentos flectores, fuerzas cortantes y cargas axiales).

#### **A.2 Análisis Dinámico**

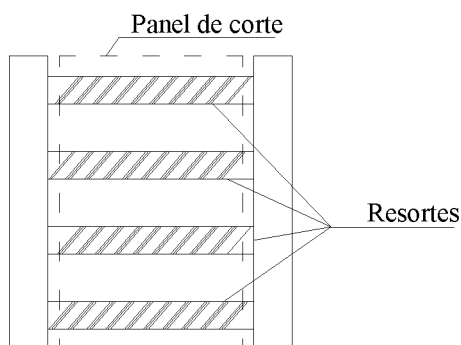
Se realizó un análisis dinámico tiempo-historia, suponiendo la masa concentrada a nivel del entrepiso y la aplicación de un sismo que para el

modelo a escala reducida toma dos niveles de aceleración máxima: 485 y 715 gals (Capítulo III.3.4); habiéndose determinado los esfuerzos, los desplazamientos absolutos y relativos en los elementos estructurales.

## B. ANALISIS EN EL RANGO INELASTICO

Para el análisis inelástico se usó el programa ROMEO PC-2D (Ohi, Chen, Zavala) que permite realizar un análisis tiempo-historia.

Este programa es eficiente para el análisis lineal y no lineal en pórticos planos. Combina el efecto debido a la fluencia del material y la degradación de la rigidez de las secciones, utilizando para la discretización de la estructura 2 tipos de elementos: elementos elásticos (elementos de barra convencionales) y elementos multiresortes conectados en sus extremos (para modelar la no-linealidad). Los primeros trabajan en el rango elástico, mientras que los segundos consideran el comportamiento inelástico.



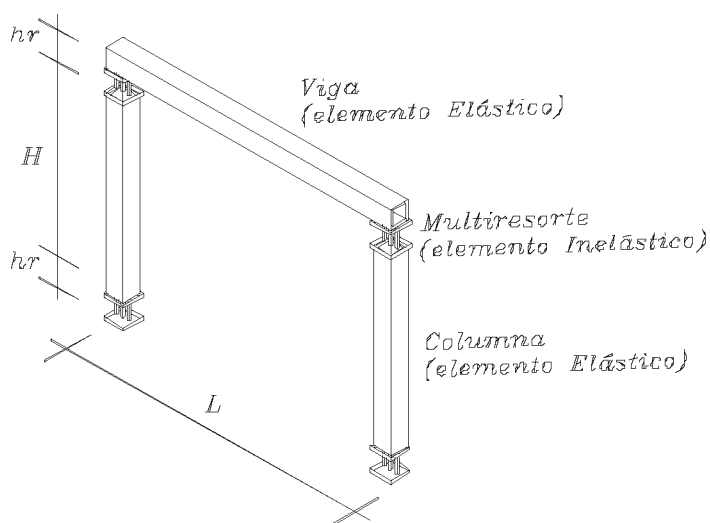
Un elemento multiresorte es idealizado como varios resortes en paralelo conectados con un panel de corte; donde la flexión es tomada por los resortes en paralelo, mientras que el cortante es asumido por el panel de corte. En este tipo de elementos cuando el momento flector excede la capacidad del momento elástico se reduce la rigidez de algunos resortes conectados para simular la degradación de la capacidad del miembro. Cada resorte debe simular el comportamiento inelástico en concordancia con la regla histerética, variando su rigidez en cada incremento de tiempo.

La variación en el momento considera la rigidez de cada resorte por modelamiento no lineal, generándose un proceso de formación gradual de rótula plástica por reducción de la rigidez de éstos.

Durante el análisis se supone que:

1. La sección transversal permanece plana antes y después de la aplicación de las cargas, además se ignora las deformaciones por torsión y por corte.
2. La formación de una rótula plástica en el análisis es simulada al establecer que la rigidez tangencial en cada resorte es igual a cero, considerando un modelo bilineal.
3. Las cargas son conservativas, sin embargo, el efecto por el cambio de longitud puede incluirse en el cálculo de momentos de extremos empotrados.

La estructura en estudio está conformada por una losa de concreto de rigidez infinita apoyada sobre pórticos simples empotrados en su base. Esta edificación es sometida a una excitación sísmica aplicada en la base (Componente N82O del Sismo de Lima del 03 de Octubre de 1974).



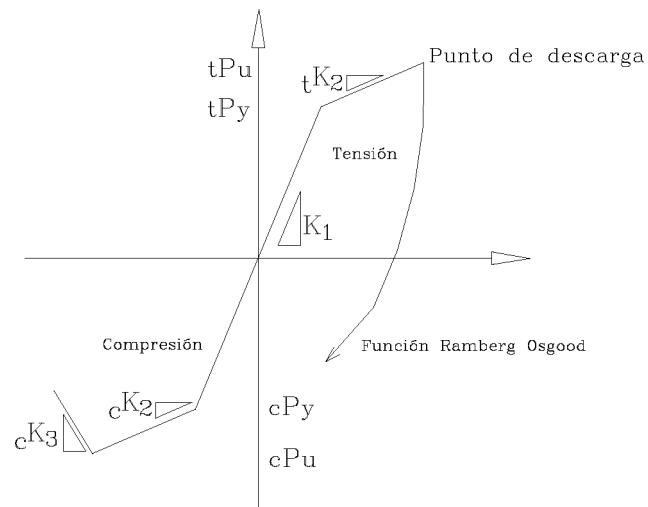
**Fig. N° 16: Modelo teórico para análisis inelástico**

Debido a la simetría y simplicidad del modelo es posible idealizarlo como un pórtico plano con masas puntuales concentradas en las uniones viga-columna, constituido por: una viga de gran rigidez (propiedad alcanzada por la presencia de la losa de concreto de gran espesor) y 2 columnas conformadas por

elementos lineales con multiresortes en ambos extremos (lo que permitirá considerar la no-linealidad en zonas donde se espera alta concentración de esfuerzos). La ubicación de los elementos multiresorte en los extremos de la columna se debe a que en estos lugares se presentan los momentos más altos y por lo tanto, es allí donde empieza la fluencia del material.

### B.1 Modelo de Histéresis

El modelo histerético representa el cambio de rigidez y resistencia de un elemento estructural en cada instante de tiempo de acuerdo con la historia de cargas y deformaciones producidas por el movimiento sísmico. Después de varios ciclos de carga la rigidez va disminuyendo al igual que la capacidad de la estructura.



**Fig. N° 17: Curva Esqueleto**

El modelo histerético es empleado para simular el comportamiento inelástico de cada resorte sometido a cargas cíclicas, teniendo una curva esquelito modelada trilinealmente en la carga y considerando un tramo basado en el modelo de Ramberg-Osgood en la descarga. Para bajos niveles de deformación el comportamiento es similar al elástico; para deformaciones altas existe disipación de energía por histéresis debido al comportamiento inelástico

***CAPITULO IV***  
***COMPARACION DE LOS RESULTADOS DEL***  
***ENSAYO vs EL ANALISIS TEORICO***

**IV.1 RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS ENSAYOS Y EN EL ANALISIS TEORICO**

Los resultados que se presentan en este capítulo para el caso de los ensayos de laboratorio y el análisis teórico, se obtuvieron de acuerdo a los acápite: **II.4.2 B.** y **III.5.**, respectivamente.

**IV.1.1 CARACTERISTICAS DINAMICAS DEL MODELO**

Las características dinámicas del modelo han sido determinadas experimentalmente en el laboratorio por medio del ensayo de vibración libre y analíticamente utilizando el programa de cómputo ETABS.

El modelo matemático ha sido calibrado con el periodo de vibración libre alcanzado por el modelo en el laboratorio.

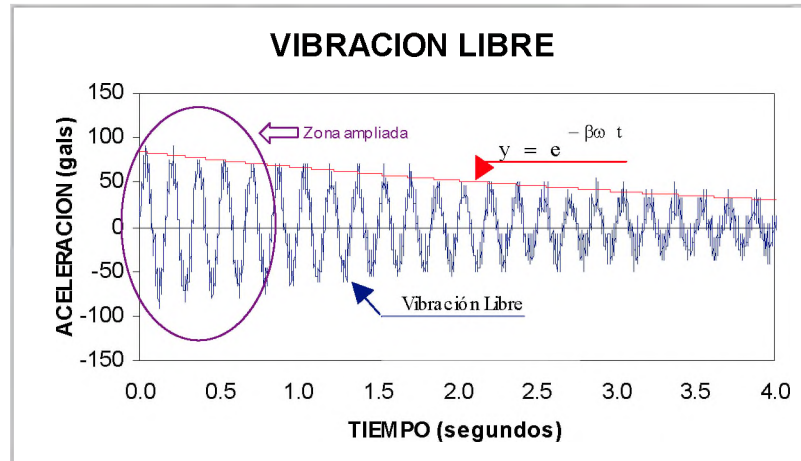
**A. ENSAYO DE VIBRACION LIBRE**

Para mejor explicación del experimento realizado se presentan las gráficas de respuesta de la estructura sometida al ensayo de vibración libre.

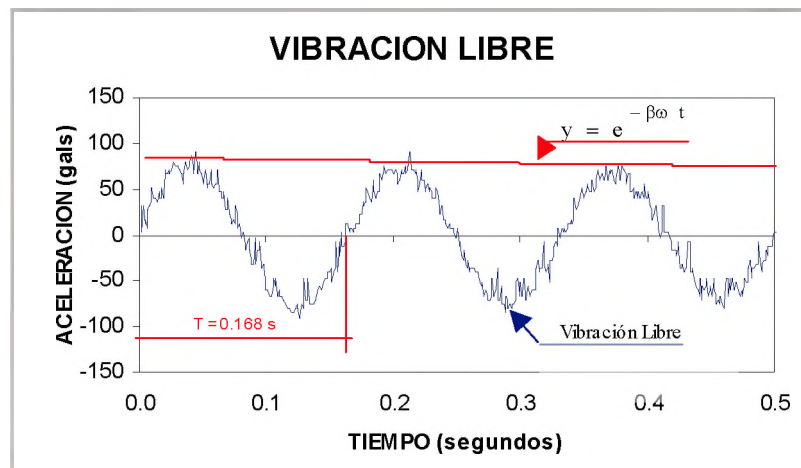
- En la Fig. N° 18.a se puede apreciar la curva de vibración libre generada experimentalmente por el modelo en estudio; además se incluye la curva de la ecuación de las amplitudes máximas “y” para pequeñas deformaciones, la cual marca claramente el amortiguamiento característico del sistema. Usando las ecuaciones (2.6) y (2.7) se determinaron el decremento logarítmico **DL = 0.0328** y la razón de amortiguamiento  **$\beta = 0.0052$** .



- En el segundo gráfico (Fig. N° 18.b) se representa una porción de la curva de vibración libre (Fig. N° 18.a) en la que se observa con mayor precisión el periodo natural de vibración de la estructura,  $T = 0.168$  segundos.



a) Decremento Logarítmico



b) Periodo

Fig. N° 18: Resultados de Ensayo en Vibración Libre

## B. ANALISIS TEORICO

Usando el programa ETABS se determinaron los modos de vibración del modelo. Como era de esperarse el primer y segundo modo de vibración

resultaron traslacionales en direcciones X e Y respectivamente (debido a la simetría), mientras el tercer modo de vibración fue torsional.

| <b>MODO #</b> | <b>PERIODO</b> |
|---------------|----------------|
| 1             | 0.16797        |
| 2             | 0.16797        |
| 3             | 0.09761        |

**Tabla N° 03: Períodos de las primeras formas modales**

#### **IV.1.2 ESFUERZOS EN LA ESTRUCTURA**

Con la finalidad de conocer el comportamiento de la estructura para los diferentes niveles de aceleración sísmica enviados, se determinaron los cortantes y momentos en las columnas.

#### **A. ENSAYOS CON CARGA SISMICA SIN LLEGAR AL COLAPSO (ENSAYO EXPERIMENTAL Vs ANALISIS TEORICO)**

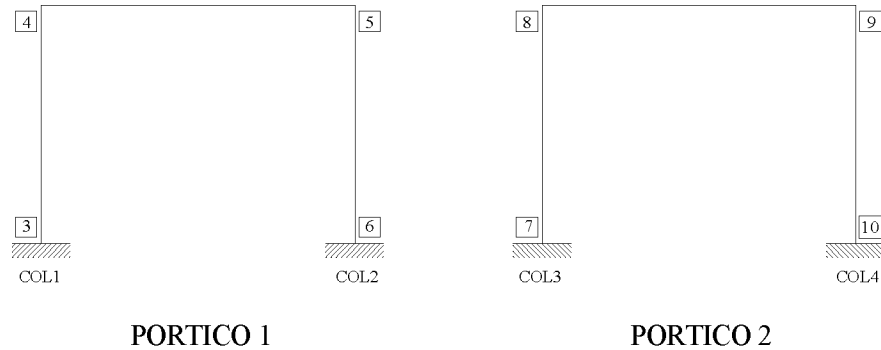
##### **A.1 ENSAYO DE LABORATORIO**

Por teoría de modelamiento se define un factor de escala para el caso de esfuerzos generados por cargas de gravedad y otro factor para el caso de esfuerzos generados por cargas dinámicas. En el presente trabajo se consideró únicamente la toma de datos de los efectos de cargas dinámicas.

Durante este ensayo se aplicaron niveles de aceleración bajos con la finalidad de generar esfuerzos dentro del rango elástico, las aceleraciones aplicadas fueron de 485 y 715 gals (valores empleados en el modelo a escala reducida 1:5). Para conocer los esfuerzos de respuesta en las columnas y vigas de la estructura, se midieron las deformaciones por medio de transductores de deformación (Strain-gages) distribuidos en el

pórtico en ambos extremos de las columnas y vigas, tanto en la cara interior como la exterior.

La siguiente figura muestran algunos puntos de control en los pórticos paralelos al desplazamiento, con la ubicación de los transductores de deformación (Strain-gages) en las caras interiores de las columnas:



Los transductores de deformación (Strain-gages) fueron calibrados de manera que la toma de datos de las deformaciones se inicia simultáneamente con el envío de la señal sísmica. La convención de signos empleada indica que cuando se reciben valores positivos se han generado esfuerzos de tracción y cuando se observan valores negativos se tienen esfuerzos de compresión.

El esfuerzo  $\sigma$  en el punto de control puede ser calculado de acuerdo a lo indicado en el Anexo I- i.1.1, siendo:

$$\sigma = \epsilon.E \tag{4.1}$$

donde:  $\epsilon$  es la deformación medida por los transductores de deformación (Strain-gages) y  $E$  el módulo de la elasticidad del material involucrado.

Es posible determinar la fuerza  $P$  y el momento  $M$  en el punto de control considerando en la sección transversal:

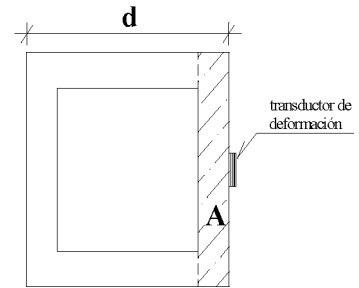
$$P = \sigma A \tag{4.2}$$

$$M = P.d \tag{4.3}$$

Donde:

A = área donde se mide el esfuerzo.

d = distancia entre las caras opuestas de la sección transversal en el punto de control (lugar donde se ubica el transductor de deformación - Strain-gage)



Como los pórticos 1 y 2 son simétricos, solamente se presentan los resultados obtenidos en uno de ellos. Las tablas N° 04.a y 04.b contienen la siguiente información:

- Los valores captados por el acelerómetro ubicado sobre la losa de la edificación, es decir la aceleración de respuesta de la estructura “Aceleración del Modelo”.
- Los valores medidos por el acelerómetro colocado sobre el tablero de la mesa vibradora, es decir la aceleración aplicada a la estructura “Aceleración en la Mesa”.
- El desplazamiento medido a nivel de la losa, “Desp. Modelo”
- La máxima fuerza sísmica actuante sobre la estructura, “Fuerza actuante”.
- Los valores de la deformación ( $\epsilon$ ) medida en cada punto de control.
- La fuerza (**P**) y el momento (**M**) alcanzados en cada uno de los puntos de control.

En estas tablas, la nomenclatura **Col-1. Interior-In** indica que el transductor de deformación ha sido colocado en la parte inferior de la cara interior de la columna N° 1; mientras la extensión **Interior-Su**, indica que el transductor de deformación ha sido colocado en la parte superior de la cara interior de la columna.

**a) ENSAYO CON ACELERACION 485 gals.**

| Tiempo<br>[s] | Aceleración<br>del Modelo<br>[gals] | Aceleración<br>en la Mesa<br>[gals] | Despl.<br>Modelo<br>[cm] | Fuerza<br>Actuante<br>[kg] |
|---------------|-------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------|----------------------------|
| Máximo        | 491.20                              | 471.44                              | 0.440                    | 131.7                      |
| Mínimo        | -466.80                             | -485.56                             | -0.288                   | -150.3                     |

|        | Ubicación<br>elementos<br>viga-columna | Pórtico 1<br>puntos de<br>control | Deformación<br>$\epsilon \times 10^{-6}$<br>[Deformación] | Fuerza<br>P<br>[kg] | Momento<br>M<br>[kg-cm] |
|--------|--|-----------------------------------|---|---------------------|-------------------------|
| Máximo | Col-1 Interior-In                      | 3                                 | 288.48  | 324.80              | 682.07                  |
| Mínimo |  |                                   | -252.97   | -370.39             | -777.82                 |
| Máximo | Col-1 Interior-Su                      | 4                                 | 383.22  | 492.03              | 1033.27                 |
| Mínimo |  |                                   | -379.45   | -487.19             | -1023.11                |
| Máximo | Col-2 Interior-In                      | 5                                 | 375.91  | 552.84              | 1160.97                 |
| Mínimo |  |                                   | -430.58   | -482.65             | -1013.56                |
| Máximo | Col-2 Interior-Su                      | 6                                 | 344.04  | 441.72              | 927.62                  |
| Mínimo |  |                                   | -365.07   | -468.73             | -984.33                 |
|        |  | <b>Máximos</b>                    | <b>383.22</b>   | <b>552.84</b>       | <b>1160.97</b>          |
|        |  | <b>Mínimos</b>                    | <b>-430.58</b>  | <b>-487.19</b>      | <b>-1023.11</b>         |

**b) ENSAYO CON ACELERACION 715 gals.**

| Tiempo<br>[s] | Aceleración<br>del Modelo<br>[gals] | Aceleración<br>en la Mesa<br>[gals] | Despl.<br>Modelo<br>[cm] | Fuerza<br>Actuante<br>[kg] |
|---------------|-------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------|----------------------------|
| Máximo        | 705.20                              | 686.42                              | 0.548                    | 187.6                      |
| Mínimo        | -617.80                             | -715.59                             | -0.536                   | -213.0                     |

|        | Ubicación<br>elementos<br>viga-columna | Pórtico 1<br>puntos de<br>control | Deformación<br>$\epsilon \times 10^{-6}$<br>[Deformación] | Fuerza<br>P<br>[kg] | Momento<br>M<br>[kg-cm] |
|--------|--|-----------------------------------|---|---------------------|-------------------------|
| Máximo | Col-1 Interior-In                      | 3                                 | 421.92  | 455.50              | 956.55                  |
| Mínimo |  |                                   | -354.77   | -541.72             | -1137.60                |
| Máximo | Col-1 Interior-Su                      | 4                                 | 592.85  | 761.19              | 1598.50                 |
| Mínimo |  |                                   | -505.80   | -649.41             | -1363.76                |
| Máximo | Col-2 Interior-In                      | 5                                 | 518.04  | 800.61              | 1681.28                 |
| Mínimo |  |                                   | -623.56   | -665.14             | -1396.79                |
| Máximo | Col-2 Interior-Su                      | 6                                 | 462.98  | 594.43              | 1248.31                 |
| Mínimo |  |                                   | -525.57   | -674.80             | -1417.07                |
|        |  | <b>Máximos</b>                    | <b>592.85</b>   | <b>800.61</b>       | <b>1681.28</b>          |
|        |  | <b>Mínimos</b>                    | <b>-623.56</b>  | <b>-674.80</b>      | <b>-1417.07</b>         |

**Tabla N° 04: Resultados obtenidos en Laboratorio para el Rango Elástico**

## A.2 ANALISIS TEORICO USANDO EL PROGRAMA ETABS

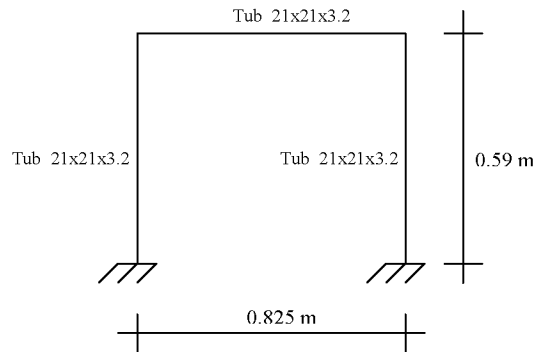


Fig. N° 19: Esquema de la geometría de los pórticos de la Estructura

El pórtico mostrado en la Fig. N° 19 (pórtico a escala 1:5) fue estudiado mediante un análisis tiempo-historia con la misma excitación sísmica a la que fuera sometido el modelo experimental, obteniéndose analíticamente los momentos, fuerzas cortantes y desplazamientos en los diferentes elementos estructurales, con la finalidad de conocer teóricamente los valores alcanzados por la estructura en los puntos de control.

En el *Anexo III*, se describen los diferentes parámetros característicos de los elementos estructurales del modelo y prototipo.

En el modelo estudiado, las fuerzas cortantes en la base obtenidas mediante el programa ETABS son:

| DIREC. | MAXIMO        |            | MINIMO        |            |
|--------|---------------|------------|---------------|------------|
|        | Cortante [kg] | Tiempo [s] | Cortante [kg] | Tiempo [s] |
| X      | 132.49        | 4.136      | -119.84       | 4.216      |
| Y      | 0.00          | 4.136      | 0.00          | 4.216      |

Tabla N° 05: Cortantes calculados por ETABS (Aceleración: 485 gals)

| DIREC. | MAXIMO        |            | MINIMO        |            |
|--------|---------------|------------|---------------|------------|
|        | Cortante [kg] | Tiempo [s] | Cortante [kg] | Tiempo [s] |
| X      | 195.33        | 4.136      | -172.26       | 4.216      |
| Y      | 0.00          | 4.136      | 0.00          | 4.216      |

Tabla N° 06: Cortantes calculados por ETABS (Aceleración: 715 gals)

## B. ENSAYOS CON CARGA SISMICA HASTA ALCANZAR EL COLAPSO (ENSAYO EXPERIMENTAL Vs ANALISIS TEORICO)

### B.1 ENSAYO DE LABORATORIO

Durante este ensayo se aplicaron niveles de aceleración altos, con la idea de generar la formación de las rótulas plásticas y formar así el mecanismo de falla. Las aceleraciones aplicadas sobre el modelo fueron de 1975 y 2400 gals (para la estructura a escala 1:5). A continuación se presentan las respuestas obtenidas en el laboratorio teniendo en cuenta que los transductores de deformación (Strain-gages) están dispuestos tal como se indicada en IV.1.2.A.A1

#### a) ENSAYO CON ACELERACION 1975 gals.

| Tiempo [s] | Aceleración del Modelo [gals] | Aceleración en la Mesa [gals] | Despl. Modelo [cm] | Fuerza Actuante [kg] |
|------------|-------------------------------|-------------------------------|--------------------|----------------------|
| Máximo     | 1716.20                       | 1740.44                       | 0.976              | 489.5                |
| Mínimo     | -1447.80                      | -1975.56                      | -1.680             | -498.8               |

|        | Ubicación elementos viga-columna | Pórtico 1 puntos de control | Deformación $\epsilon$ [Deformación] | Fuerza P [kg] | Momento M [kg-cm] |
|--------|----------------------------------|-----------------------------|--------------------------------------|---------------|-------------------|
| Máximo | Col-1 Interior-In                | 3                           | 1043.83                              | 1063.23       | 2232.79           |
| Mínimo | Col-1 Interior-Su                | 4                           | -828.10                              | -1340.22      | -2814.46          |
| Máximo | Col-1 Interior-Su                | 4                           | 1492.23                              | 1915.94       | 4023.46           |
| Mínimo | Col-2 Interior-In                | 5                           | -1266.17                             | -1625.68      | -3413.94          |
| Máximo | Col-2 Interior-In                | 5                           | 1246.42                              | 1999.05       | 4198.00           |
| Mínimo | Col-2 Interior-Su                | 6                           | -1556.96                             | -1600.33      | -3360.69          |
| Máximo | Col-2 Interior-Su                | 6                           | 1029.95                              | 1322.39       | 2777.03           |
| Mínimo |                                  |                             | -1224.30                             | -1571.93      | -3301.05          |
|        |                                  | Máximos                     | 1492.23                              | 1999.05       | 4198.00           |
|        |                                  | Mínimos                     | -1556.96                             | -1625.68      | -3413.94          |

**b) ENSAYO CON ACELERACION 2400 gals.**

| Tiempo [s] | Aceleración del Modelo [gals] | Aceleración en la Mesa [gals] | Despl. Modelo [cm] | Fuerza Actuante [kg] |
|------------|-------------------------------|-------------------------------|--------------------|----------------------|
| Máximo     | 2152.20                       | 2168.00                       | 1.064              | 582.0                |
| Mínimo     | -1729.80                      | -2402.00                      | -1.934             | -611.8               |

|        | Ubicación elementos viga-columna | Pórtico 1 puntos de control | Deformación $\epsilon$ [Deformación] | Fuerza P [kg] | Momento M [kg-cm] |
|--------|----------------------------------|-----------------------------|--------------------------------------|---------------|-------------------|
| Máximo | Col-1 Interior-In                | 3                           | 1258.57                              | 1235.37       | 2594.27           |
| Mínimo |                                  |                             | -962.17                              | -1615.93      | -3393.46          |
| Máximo | Col-1 Interior-Su                | 4                           | 1787.66                              | 2295.25       | 4820.02           |
| Mínimo |                                  |                             | -1582.45                             | -2031.77      | -4266.72          |
| Máximo | Col-2 Interior-In                | 5                           | 1577.92                              | 2394.31       | 5028.06           |
| Mínimo |                                  |                             | -1864.82                             | -2025.96      | -4254.51          |
| Máximo | Col-2 Interior-Su                | 6                           | 1276.68                              | 1639.18       | 3442.28           |
| Mínimo |                                  |                             | -1469.29                             | -1886.48      | -3961.60          |
|        |                                  | Máximos                     | 1787.66                              | 2394.31       | 5028.06           |
|        |                                  | Mínimos                     | -1864.82                             | -2031.77      | -4266.72          |

**Tabla N° 07: Resultados obtenidos en Laboratorio para el Rango Inelástico**

**B.2 CALCULO DE ESFUERZOS USANDO EL PROGRAMA ROMEO PC-2D**

Para realizar el análisis en el rango inelástico se han tomado en cuenta los mismos parámetros empleados en el análisis elástico, obteniéndose los siguientes resultados:

| DIREC. | MAXIMO        |            | MINIMO        |            |
|--------|---------------|------------|---------------|------------|
|        | Cortante [kg] | Tiempo [s] | Cortante [kg] | Tiempo [s] |
| X      | 472.97        | 3.992      | -487.66       | 4.084      |
| Y      | 0.00          | 3.992      | 0.00          | 4.084      |

**Tabla N° 08: Cortantes calculados por Romeo PC-2D (Acel.: 1975 gals)**



| DIREC. | MAXIMO        |            | MINIMO        |            |
|--------|---------------|------------|---------------|------------|
|        | Cortante [kg] | Tiempo [s] | Cortante [kg] | Tiempo [s] |
| X      | 486.58        | 3.992      | -493.36       | 4.084      |
| Y      | 0.00          | 3.992      | 0.00          | 4.084      |

Tabla N° 09: Cortantes calculados por Romeo PC-2D (Acel.: 2400 gals)

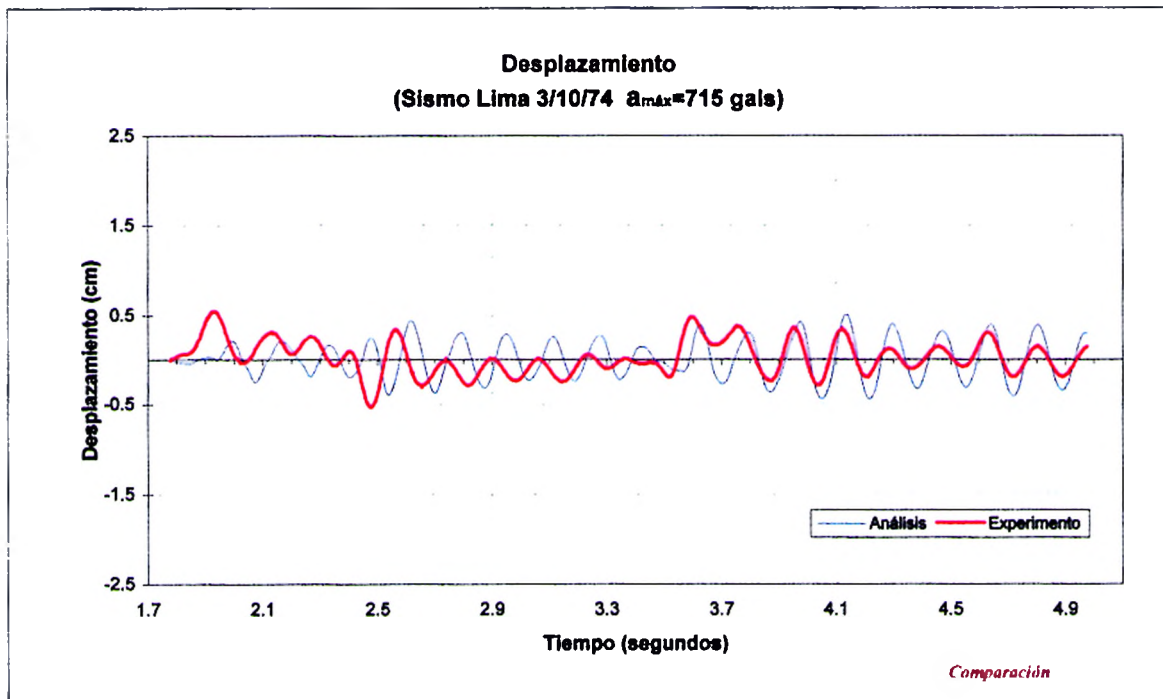
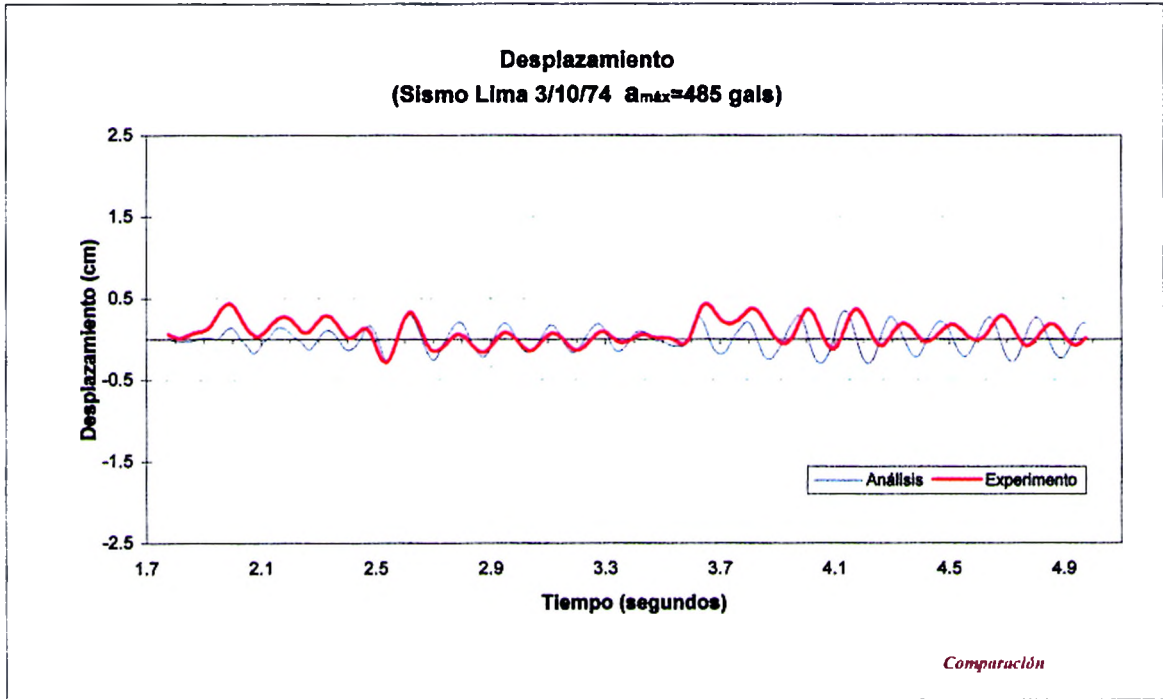
### C. GRAFICAS COMPARATIVAS DEL ANALISIS TEORICO Vs ENSAYO

Conocidos los resultados del análisis teórico y del experimento, se han generado gráficos comparativos que describen el comportamiento de la estructura. Estos gráficos son:

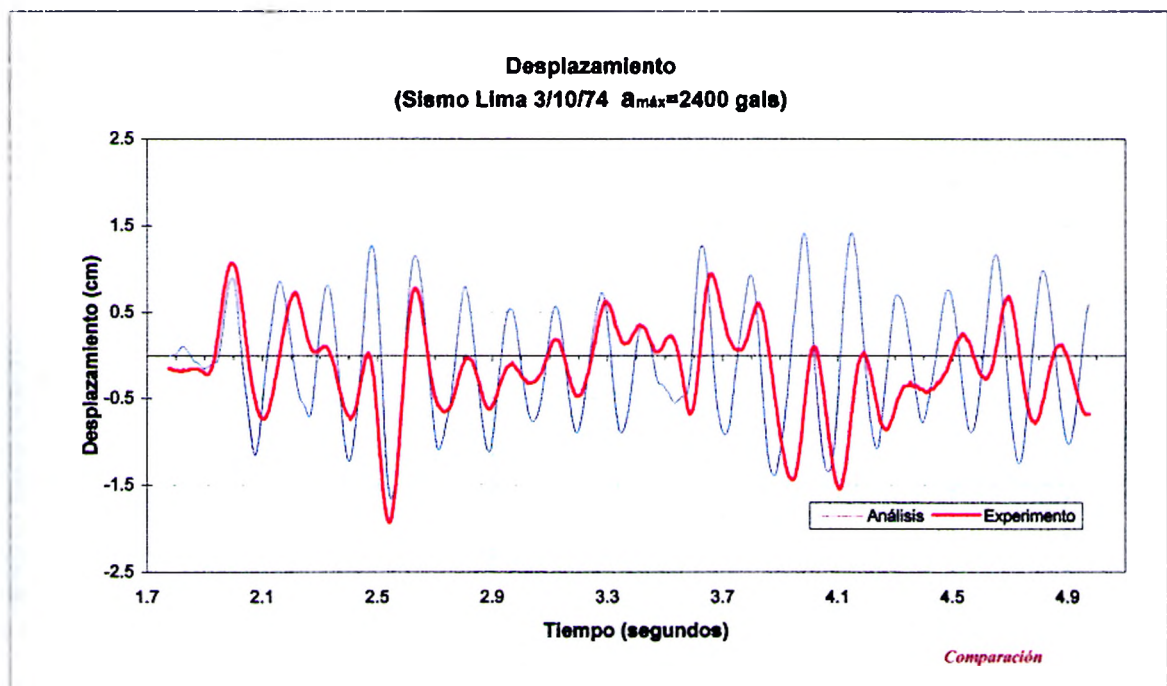
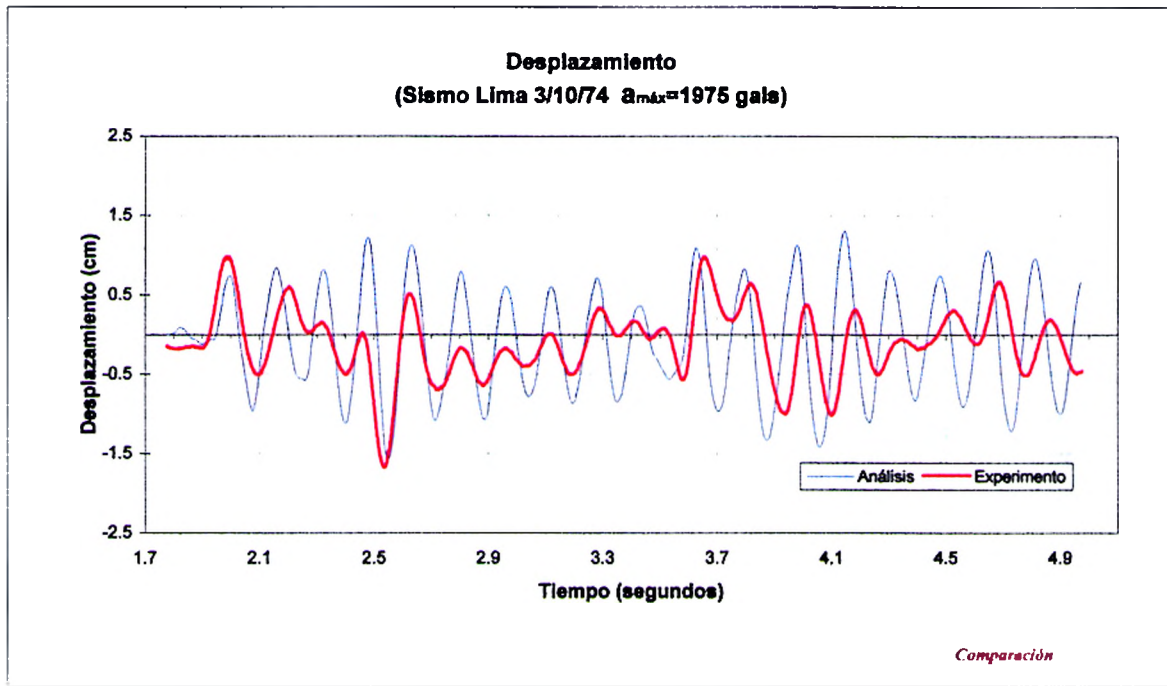
- Desplazamientos\* versus el tiempo de envío del sismo (Fig. N° 20.a y 20.b).
- Momentos versus desplazamientos (Fig. N° 21).
- Momentos versus curvatura (Fig. N° 22)
- Fuerza cortante del pórtico versus desplazamientos (Fig. N° 23).
- Fuerzas cortantes en las columnas versus desplazamientos (Fig. N° 24).

---

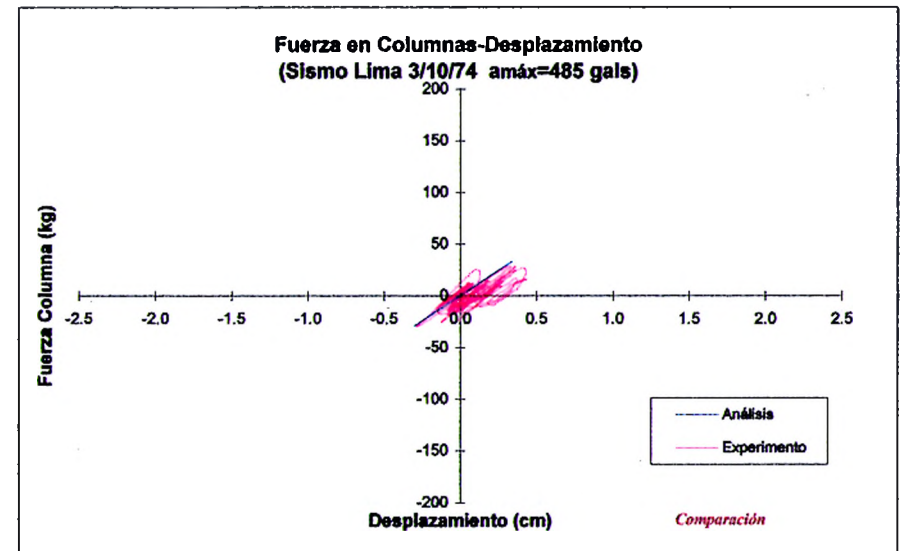
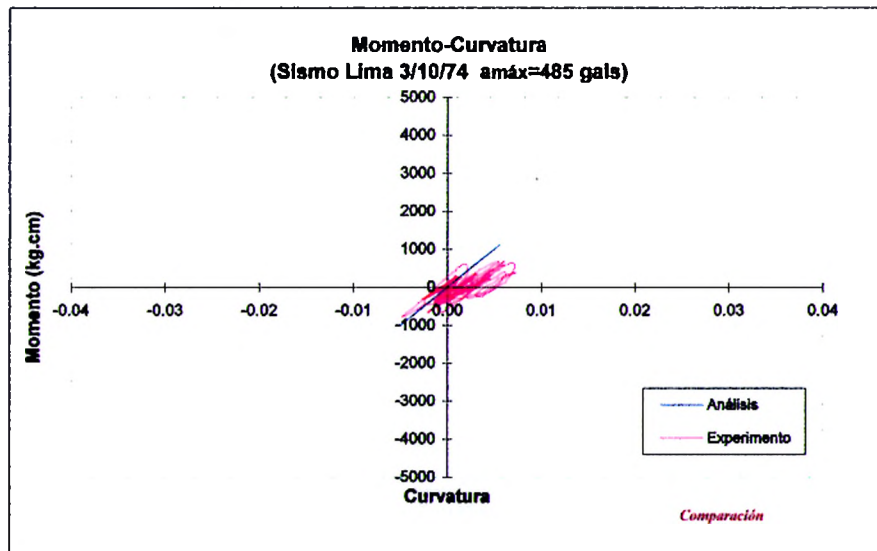
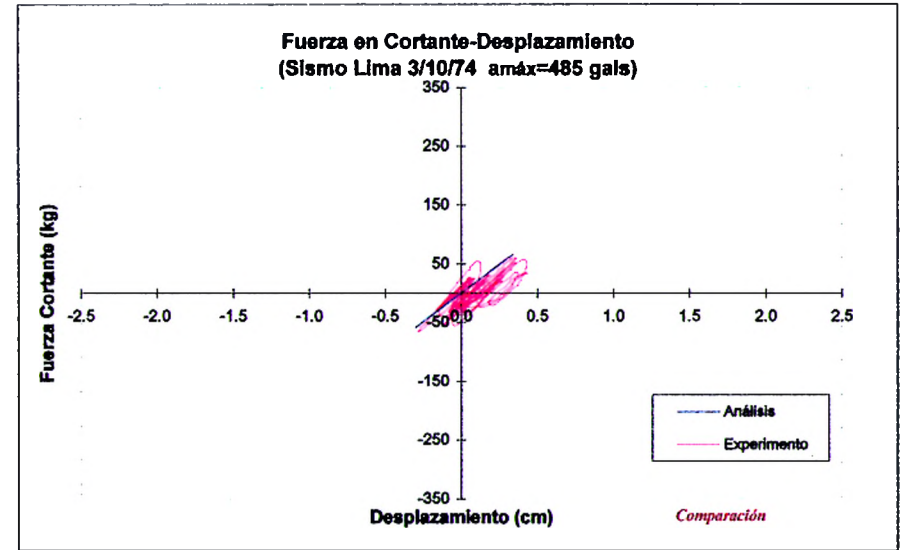
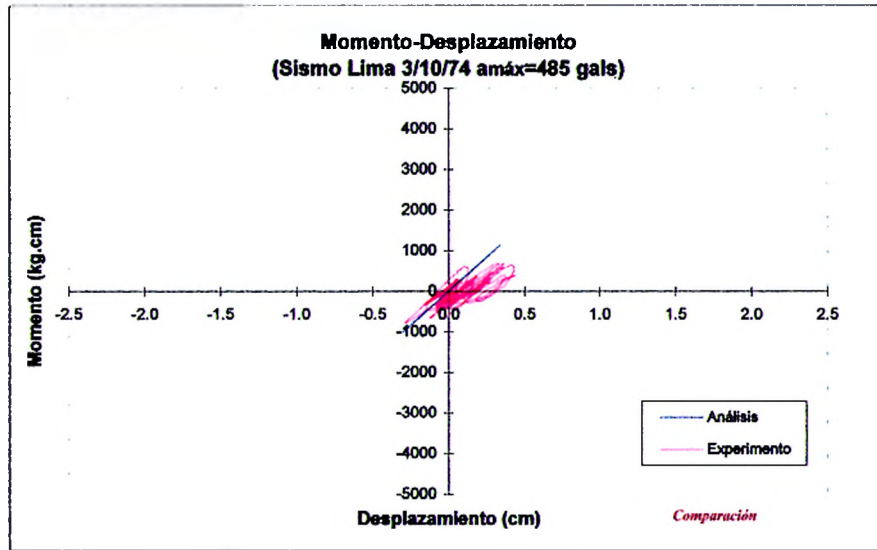
\* Se esta hablando de la medida horizontal de desplazamiento tomada a nivel de la losa en función del tiempo de envío del Sismo.



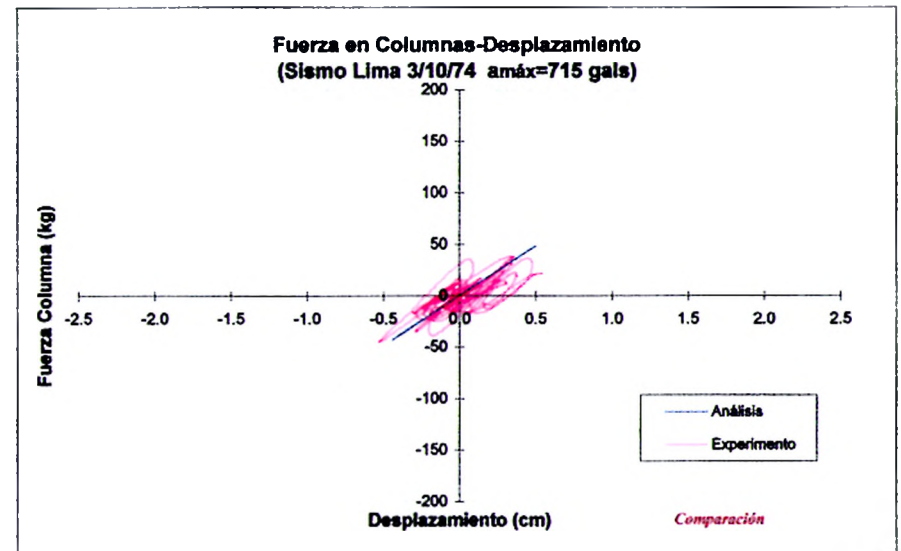
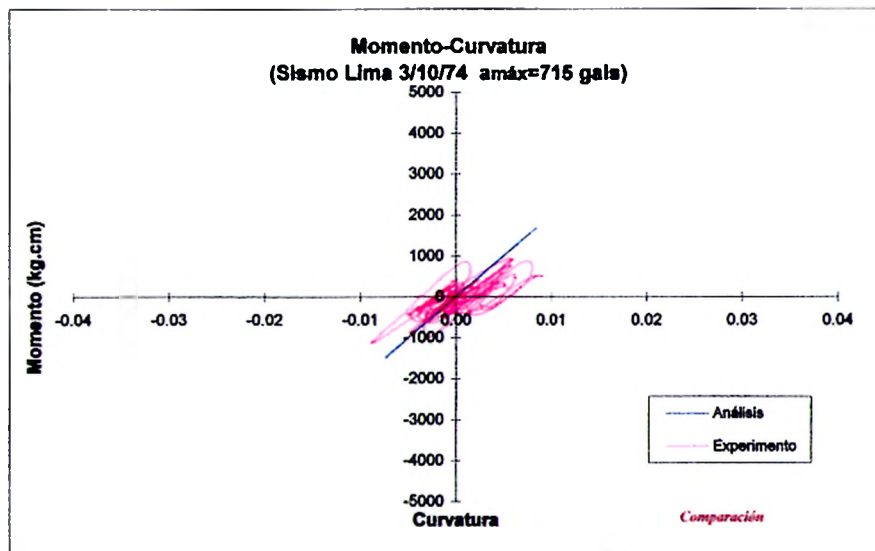
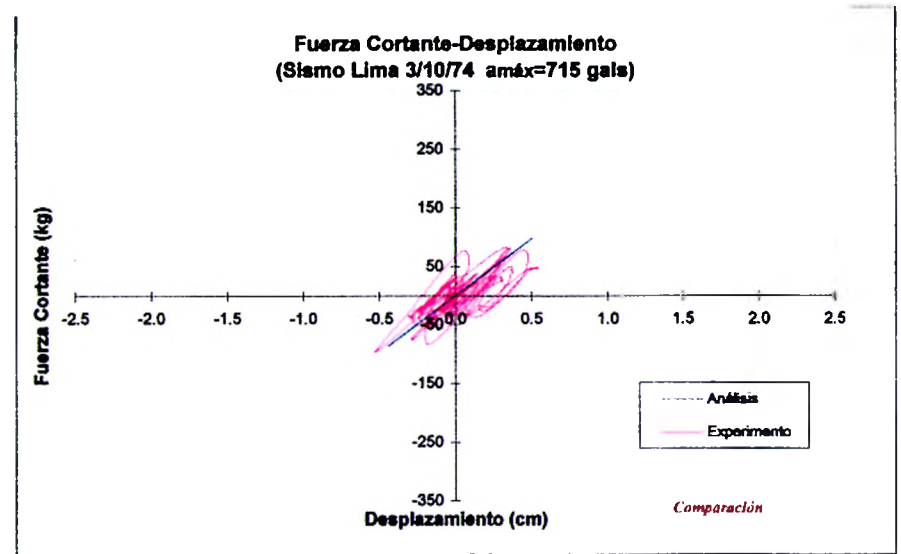
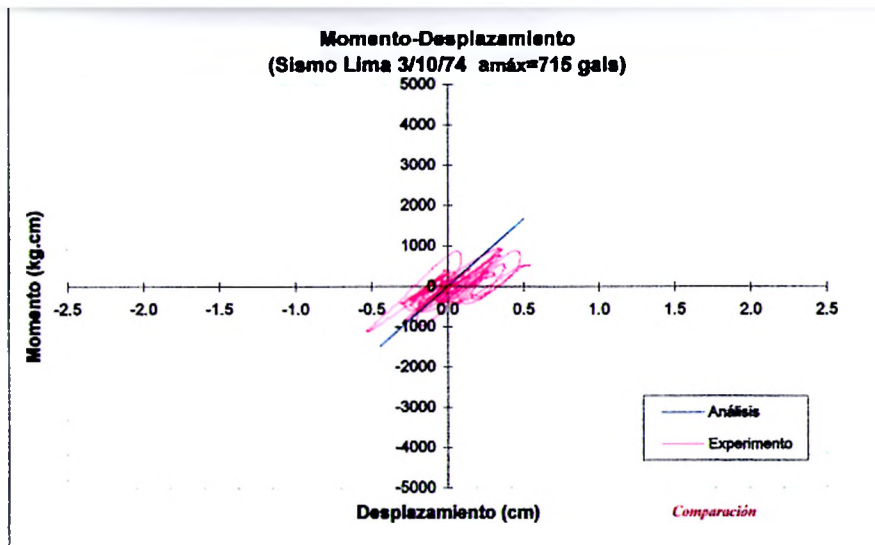
**Fig. N° 20.a**  
**Desplazamientos a la altura de la losa para diferentes niveles de aceleración**



**Fig. N° 20.b**  
**Desplazamientos a la altura de la losa para diferentes niveles de aceleración**



**Fig. N° 21**  
Aceleración sísmica 485 gals.



**Fig. N° 22**  
**Aceleración Sísmica 715 gals.**

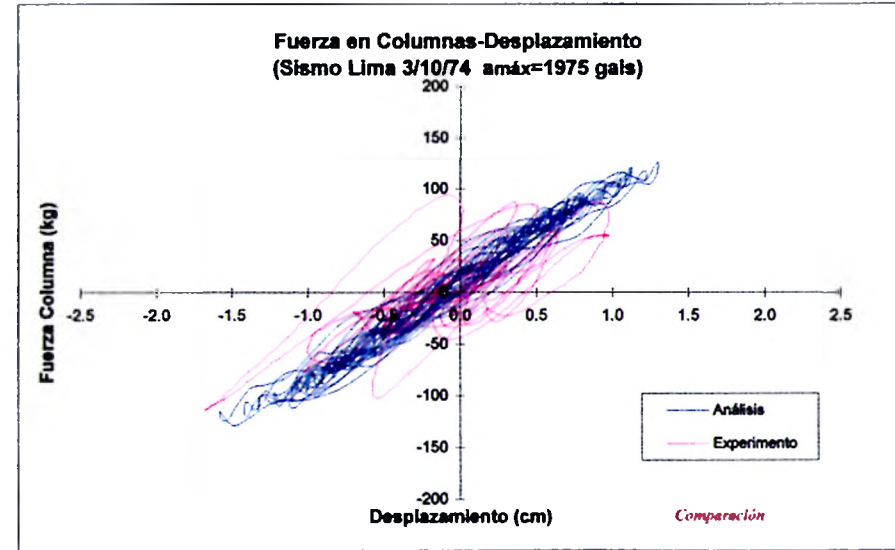
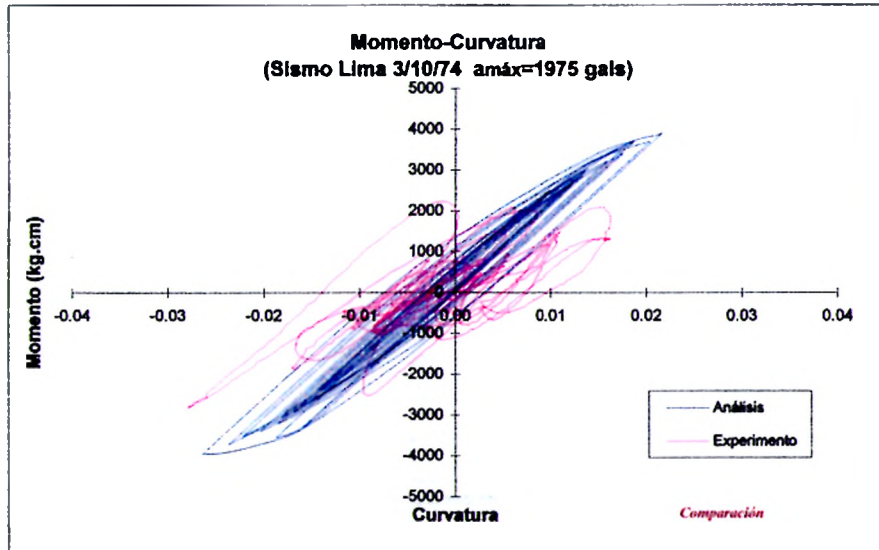
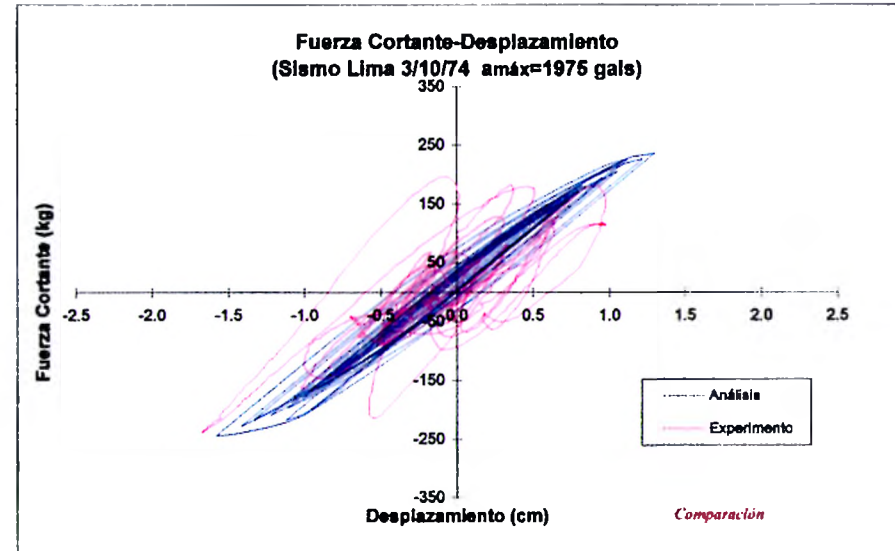
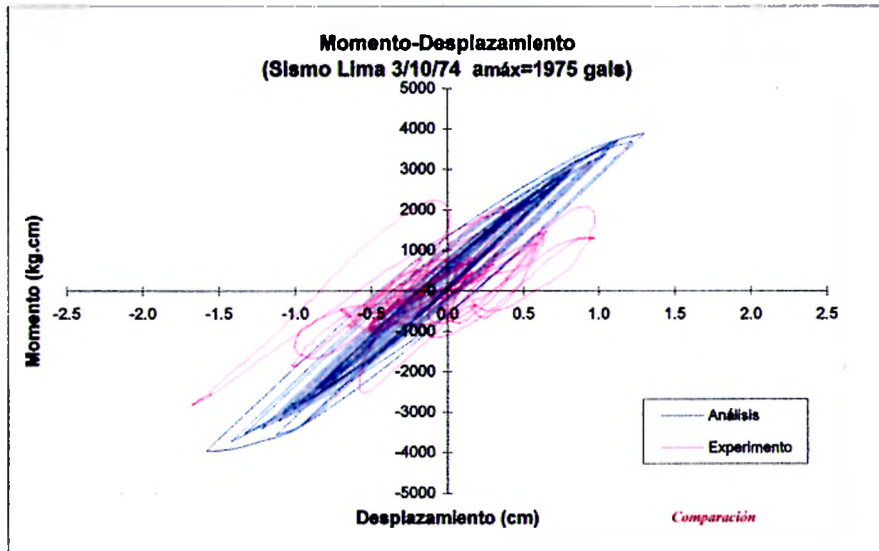


Fig. N° 23  
Aceleración Sísmica 1795 gals.



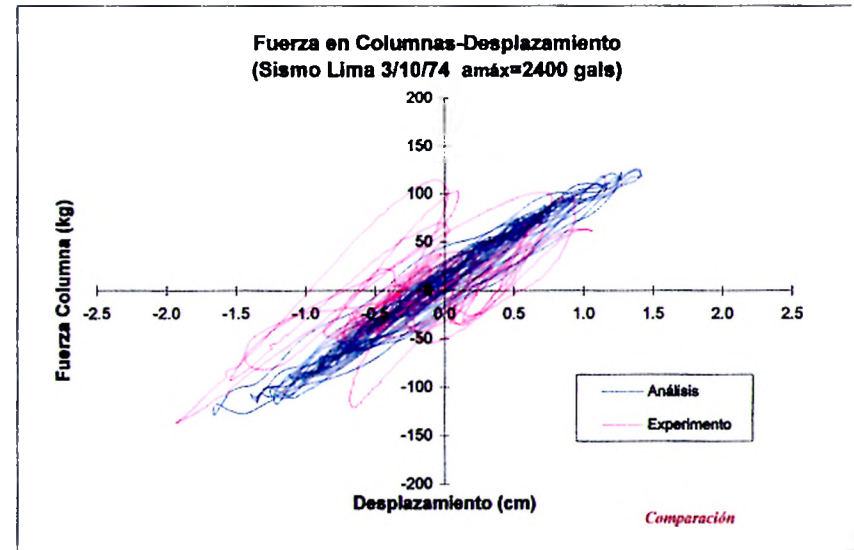
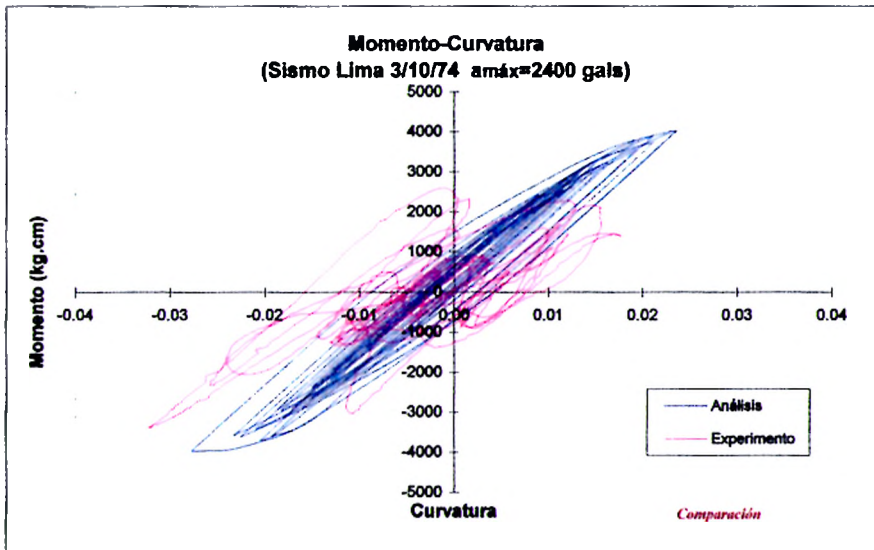
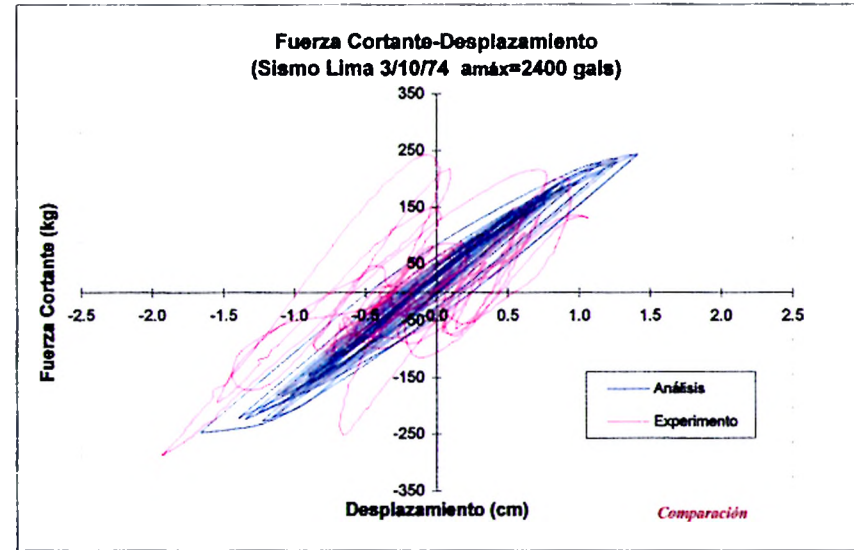
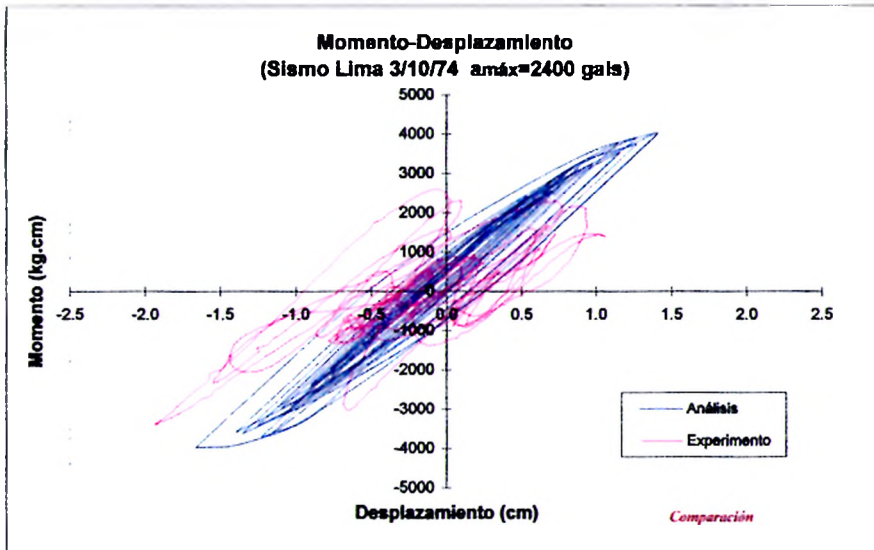


Fig. N° 24  
Aceleración Sísmica 2400 gals.

## IV.2 DETERMINACION DEL MODO DE FALLA MAS PROBABLE BAJO CARGA LATERAL

### IV.2.1 PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS DE LOS ELEMENTOS DEL PORTICO

Para determinar los principales modos de falla que presentará la estructura en estudio, deben tenerse presentes las características de sus elementos. Del Anexo III se tiene:

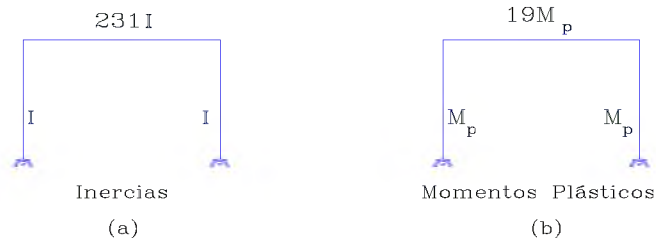


Fig. N° 25: Propiedades de los elementos estructurales de los pórticos analizados

Las *columnas* son de acero con secciones tubulares cuadradas cuyo momento de inercia es  $I$ ; mientras que las *vigas* son de sección compuesta conformada por la losa de concreto y la viga de acero, alcanzando un momento de inercia superior al de las columnas.

### IV.2.2 DETERMINACION DE LOS MODOS DE FALLA

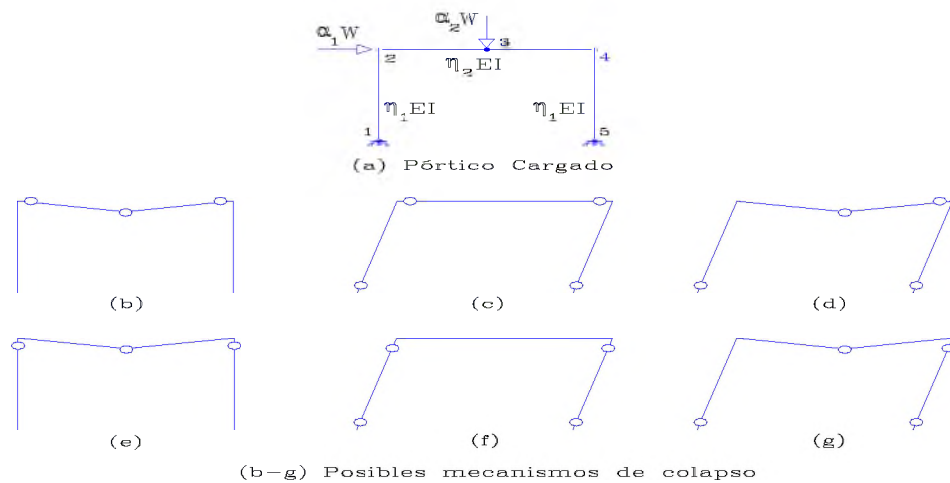


Fig. N° 08: Modos de Falla en el Pórtico



Según lo descrito en el acápite I.2.11, es factible que se produzcan los seis modos de falla que se muestran en la figura anterior (Fig. N° 08).

Si  $W$  es la carga que actúa sobre la estructura,  $\alpha_1 = \alpha$  y  $\alpha_2 = 1$  son los factores que determinan el valor de la carga,  $L$  es la longitud de la viga,  $H$  es la altura de las columnas,  $M_{p1}$  es el momento plástico de la viga y  $M_{p2}$  es el momento plástico de las columnas entonces para los diferentes modos de falla indicados en la figura anterior se establece una relación matemática entre los diferentes parámetros involucrados, empleando para ello el principio de trabajos virtuales de manera que se obtienen las siguientes relaciones:

$$\begin{aligned}
 \text{b)} \quad & 8 M_{p1} = WL \\
 \text{c)} \quad & 2 M_{p1} + 2 M_{p2} = (0.715 \alpha) W L \\
 \text{d)} \quad & 4 M_{p1} + 2 M_{p2} = (0.5 + 0.715\alpha) WL \\
 \text{e)} \quad & 4 M_{p1} + 4 M_{p2} = WL \\
 \text{f)} \quad & 4 M_{p2} = (0.715 \alpha) W L \\
 \text{g)} \quad & 2 M_{p1} + 4 M_{p2} = (0.5 + 0.715\alpha) WL
 \end{aligned} \tag{4.4}$$

Se sabe de antemano que es más probable que se presenten rótulas plásticas en las columnas que en la viga debido a la mayor rigidez que presenta ésta; por lo que se deduce que existen solamente 3 posibles modos de falla representados por las ecuaciones e), f), g).

De acuerdo a los datos determinados para el pórtico a escala 1:5, se considera:

$$\begin{aligned}
 L &= 0.825 \text{ m} \\
 H &= 0.59 \text{ m} \\
 M_{p1} &= 703.05 \text{ kg-m} \\
 M_{p2} &= 38.91 \text{ kg-m}
 \end{aligned} \tag{4.5}$$

Para determinar el valor de la carga de colapso  $W_c$  en función de la carga  $W$ , se reemplaza (4.5) en las ecuaciones (4.4) e), f) y g), obteniéndose:

$$\begin{aligned}
 \text{e)} \quad & W_c = W = 3597.4 \text{ kg} \\
 \text{f)} \quad & W_c = \alpha W = 263.9 \text{ kg} \\
 \text{g)} \quad & W_c = (1 + 1.43\alpha) W = 3786.0 \text{ kg}
 \end{aligned} \tag{4.6}$$

Una vez conocidas las posibles cargas de colapso, se pueden determinar las ecuaciones que relacionan los momentos plásticos de las vigas y columnas. Luego reemplazando (4.6) en (4.4) se obtiene:

$$\begin{aligned} \text{e)} \quad M_{p1} &= 741.96 - M_{p2} \\ \text{f)} \quad M_{p2} &= 38.91 \\ \text{g)} \quad M_{p1} &= 780.87 - 2 M_{p2} \end{aligned} \tag{4.7}$$

Las ecuaciones (4.7) representan las funciones límite de los posibles modos de falla, con las cuales es posible verificar el experimento. En estas ecuaciones se considera implícitamente un margen de seguridad.

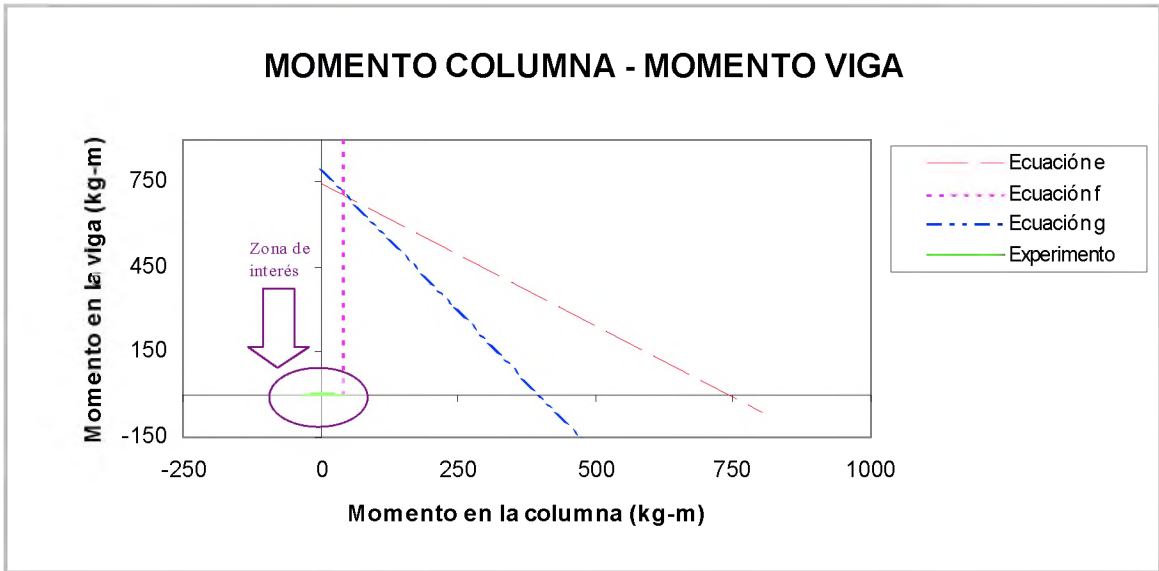
$$\text{Margen de seguridad} = \text{Esfuerzos Resistentes} - \text{Esfuerzos Actuantes} \tag{4.8}$$

#### **IV.2.3 GRAFICA DE LAS FUNCIONES DE FALLA**

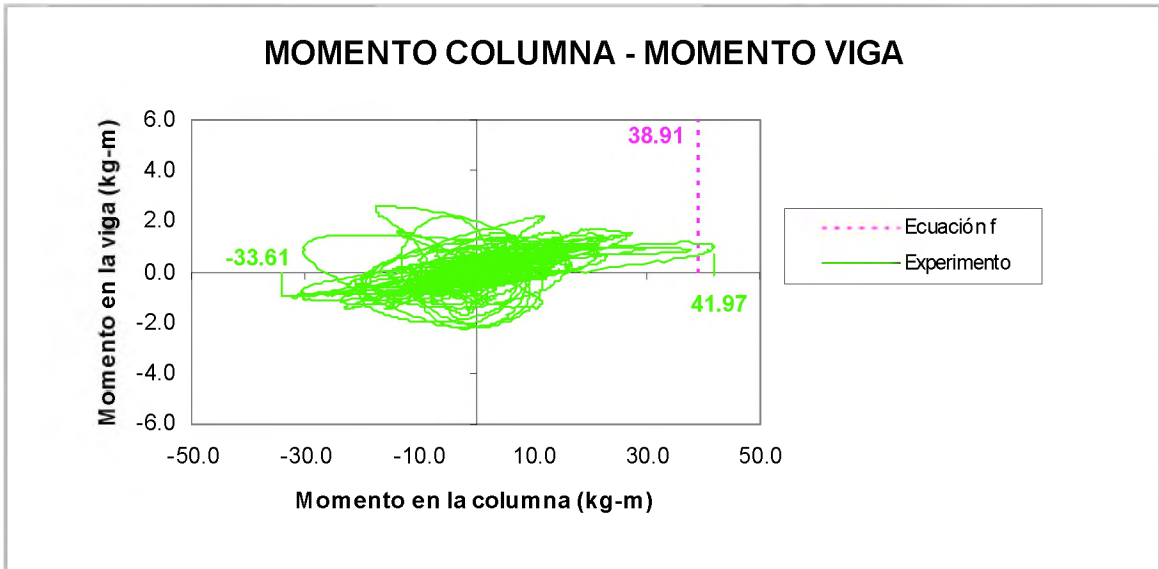
Se debe aclarar que las superficies de falla son funciones de parámetros estadísticos y para generarlas deben realizarse múltiples ensayos en laboratorio considerando numerosos modelos de características semejantes, los que serán sometidos a diversas cargas sísmicas con variación de los niveles de aceleración aplicados.

En el caso estudiado se considera simplemente la función de falla como una superficie determinística, dado que se ha realizado sólo un modelo con modo de falla definido por las características físicas y mecánicas de su constitución; siendo la gran rigidez de la viga de sección compuesta la que impide la formación de una rótula plástica en este miembro e implicando directamente que la columna debe ser capaz de liberar toda la energía generada. Por otro lado, el sismo aplicado es único y alcanza niveles definidos de antemano.

Las siguientes gráficas confirman los resultados esperados, en ellas se representan los momentos flectores alcanzados en la columna al aplicar una carga sísmica de 2400 gals durante el ensayo en el laboratorio y las funciones de falla determinadas por las ecuaciones e), f) y g), que equivalen a las superficies de falla o superficies límite.



(a) Experimento Vs Funciones de Falla



(b) Experimento Vs Función de Falla más probable

Fig. N° 26: Superficies de Falla Teóricas y la Respuesta Experimental

### IV.3 EJEMPLO DE CALCULO DEL INDICE “ $\beta$ ” DE CONFIABILIDAD

El índice de confiabilidad es interpretado geoméricamente como la medida de la distancia desde el origen a la superficie de falla enmarcada dentro de un espacio n-dimensional; este valor puede ser calculado tomando en consideración las leyes estadísticas que definen la función de la superficie de falla en el sistema que se desea estudiar.

El ejemplo del pórtico plano mostrado en la Fig. N° 27 que se incluye en este acápite ha sido desarrollado por Madsen, Krenk & Lind en su libro “Methods of Structural Safety” (ref. 31), en él se usa la *técnica de aproximación normal extrema* para calcular el  $\beta$  de confiabilidad. El desarrollo del ejemplo ha sido complementado con la teoría para su fácil entendimiento.

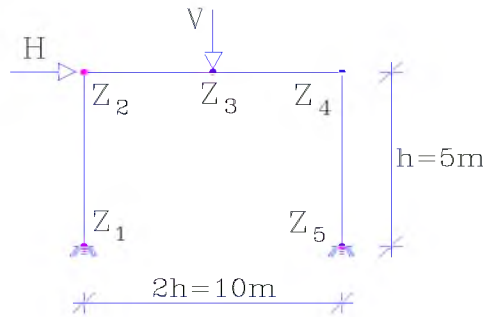


Fig. N° 27: Pórtico en estudio

En la Fig. N° 27 las cargas y la capacidad de momentos plásticos en el pórtico constituyen siete variables básicas aleatorias  $Z_i$ , las que se relacionan estableciendo una función que define la superficie de falla. Las variables básicas  $Z_i$  son descritas por sus medias ( $E[Z_i]$ ) y sus desviaciones estándar ( $D[Z_i]$ ) indicadas en la siguiente tabla:

| Medias y Desviaciones Estándar de las Variables básicas |            |            |               |               |
|---|------------|------------|---------------|---------------|
| Variable  | $E[Z_i]$   | $D[Z_i]$   | $E[\log Z_i]$ | $D[\log Z_i]$ |
| $Z_1 \dots Z_5$   | 134.9 kN-m | 134.9 kN-m | 4.89956       | 0.09975       |
| $H=Z_6$   | 50 kN      | 15 kN      | 3.86893       | 0.29356       |
| $V=Z_7$   | 40 kN      | 12 kN      | 3.64579       | 0.29356       |

Tabla N° 10: Principales descriptores de las Variables Básicas

Para el desarrollo del presente ejercicio se supone que las variables aleatorias y por lo tanto sus logaritmos tienen funciones de distribución normal y son mutuamente independientes.

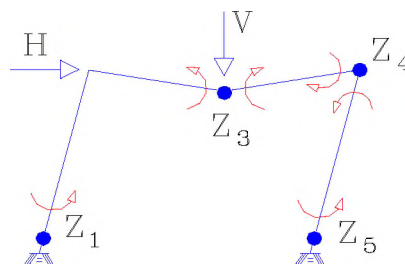
Las medias y varianzas de los logaritmos de las variables básicas son:

$$E[\log Z] = \log[Z] - \frac{1}{2} \log\left(\frac{D[Z]^2}{E[Z]^2} + 1\right)$$

$$Var[\log Z] = \log\left(\frac{D[Z]^2}{E[Z]^2} + 1\right)$$
(4.9)

Al comparar los datos de la Tabla N° 10 y los que podrían obtenerse en el *modelo ensayado* en el laboratorio se observa que las cinco primeras variables básicas no tendrán un valor único para la varianza y la media, debido a que las vigas y columnas no tienen la misma capacidad de respuesta como consecuencia de la diferencia de sus propiedades geométricas y físicas.

De la Fig. N° 27 se deduce que según la capacidad de respuesta de la estructura y las fuerzas actuantes sobre la misma (carga horizontal **H** y carga vertical **V**), es posible que se formen rótulas en los extremos de los elementos y/o en los puntos de aplicación de las cargas, originando diversos mecanismos de falla (Fig. N° 08); de estos mecanismos solamente uno tiene mayor probabilidad de presentarse y será éste el que produzca el colapso de la estructura. En el caso particular del *modelo ensayado*, la gran rigidez de la viga permite que se genere un mecanismo de colapso tipo panel (Fig. N° 08.f); en cambio, para el caso del *ejemplo* debido a las cargas y a la capacidad de la estructura existe una mayor probabilidad para que se presente la formación de un mecanismo de falla combinado (Fig. N° 08.d):



**Fig. N° 28: Mecanismo de Falla Plástico**

De acuerdo al mecanismo de falla mostrado en la Fig. N° 28, el margen de seguridad encontrado aplicando el principio de trabajos virtuales es:

$$M = Z_1 + 2 Z_3 + 2 Z_4 + Z_5 - Z_6 h - Z_7 h \quad (4.10)$$

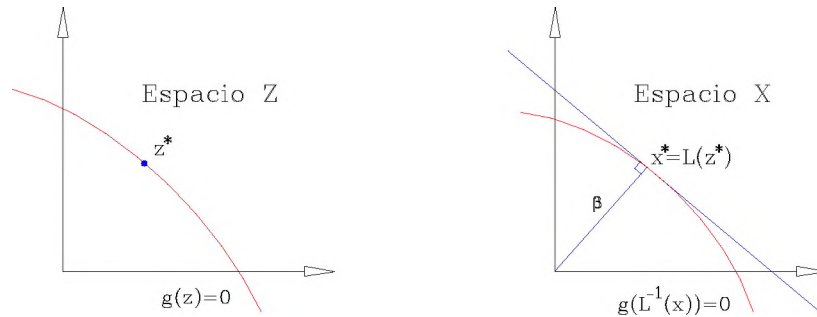
Para determinar el  $\beta$  de confiabilidad muchas veces es conveniente efectuar un mapeo lineal no homogéneo del conjunto de variables básicas  $Z_i$  a un conjunto de variables no correlacionadas y normalizadas  $X_i$ :

$$x_i = \frac{Z_i - \mu_i}{\sigma_i} \quad (4.11)$$

En términos de estas variables la función de falla es:

$$g(z) = g(x_1\sigma_1 + \mu_1, \dots, x_n\sigma_n + \mu_n) = g_x(x) = 0 \quad (4.12)$$

El punto del valor medio en el espacio  $z$  es mapeado en el origen del espacio  $x$ , y la superficie de falla  $L_Z$  en el espacio  $z$  es mapeada a la superficie de falla correspondiente  $L_X$  en el espacio  $x$ , tal como lo muestra la figura.



**Fig. N° 29: Superficies de falla: en el espacio Z - en el espacio X**

La distancia geométrica del origen en el espacio  $x$  a cualquier punto en  $L_X$  es simplemente el número de desviaciones estándar del punto de valor medio en el espacio  $z$  al punto correspondiente en  $L_Z$ . La distancia a la superficie de la falla puede ser medida por la *función índice de confiabilidad*:

$$\beta(\mathbf{x}) = (\mathbf{x}^T \mathbf{x})^{1/2}, \quad \mathbf{x} \in L_X \quad (4.13)$$

La ecuación anterior es equivalente a:

$$\beta(z) = \left[ (z - E[Z])^T C_z^{-1} (z - E[Z]) \right]^{1/2}, \quad z \in L_Z \quad (4.14)$$

En general es posible que se genere una superficie de falla por cada modo de falla, determinando la menor distancia del origen a un punto en la superficie de falla para cada caso (índice de confiabilidad  $\beta$ ) y de acuerdo con la definición dada por Hasofer y Lind este índice viene a ser el menor valor  $\beta$ :

$$\beta_{HL} = \min_{z \in L_Z} \left| (z - E[Z])^T C_z^{-1} (z - E[Z]) \right|^{1/2} \quad (4.15)$$

La *técnica de aproximación normal extrema* usada para obtener el  $\beta$  de confiabilidad comprende la transformación de la función de distribución de cada variable básica a una función de distribución normal  $\Phi((z_i - \mu_i)/\sigma_i)$ . Los parámetros  $(\mu_i, \sigma_i)$  son determinados de forma tal que los valores de las funciones de distribución y las funciones de densidad de probabilidad son idénticos en algún punto  $Z'$ , es decir como una solución de:

$$\Phi\left(\frac{Z'_i - \mu_i}{\sigma_i}\right) = F_{Z_i}(z'_i) \quad (4.16)$$

$$\frac{1}{\sigma_i} \varphi\left(\frac{Z'_i - \mu_i}{\sigma_i}\right) = f_{Z_i}(z'_i) \quad (4.17)$$

Luego se obtiene:

$$\sigma_i = \frac{\varphi\left(\Phi^{-1}(F_{Z_i}(z'_i))\right)}{f_{Z_i}(z'_i)} \quad (4.18)$$

$$\mu_i = z'_i - \sigma_i \Phi^{-1}(F_{Z_i}(z'_i)) \quad (4.19)$$

En las superficies de falla en el *espacio z* y el *espacio x* mostradas en la Fig. N° 29 se observa que la tangente hiperplana en el punto  $x'$  que relaciona al punto  $z'$  por (4.11) tiene como ecuación:

$$\sum_{i=1}^n \frac{\partial g_x}{\partial x_i}(x')(x_i - x'_i) = \sum_{i=1}^n \frac{\partial g_x}{\partial z_i}(z')\sigma_i(x_i - x'_i) = 0 \quad (4.20)$$

Para determinar el punto estacionario de diseño  $\mathbf{z}^*$  se emplea el algoritmo anterior de manera iterativa; para ello, inicialmente se selecciona un punto  $\mathbf{z}^{(0)}$ , entonces se determinan los parámetros  $\mu_i$  y  $\sigma_i$  por medio de (4.16) y (4.17) con  $\mathbf{z}' = \mathbf{z}^{(0)}$  y las variables normalizadas  $x_i$  por (4.11); luego en el *espacio X* se determina el punto más cercano al origen  $\mathbf{x}^{(1)}$ ; en el *espacio Z* el punto correspondiente es:

$$Z_i = x_i^{(1)} \sigma_i + \mu_i \quad (4.21)$$

Por lo general este punto difiere de  $\mathbf{z}^{(0)}$ , entonces se calculan los nuevos parámetros extremos  $\mu_i$  y  $\sigma_i$  con  $\mathbf{z}' = \mathbf{z}^{(1)}$ , y se determina en el *nuevo espacio x* el punto  $\mathbf{x}^{(2)}$  más cercano al origen. Continuando con este procedimiento se obtienen  $\mathbf{z}^{(0)}, \mathbf{z}^{(1)}, \dots, \mathbf{z}^{(m)}, \dots$  de manera secuencial. Si la secuencia converge, demuestra que el límite corresponde a un valor estacionario de la función tangencial  $|\mathbf{T}(\mathbf{z})|$  para los puntos  $\mathbf{z}$  en la superficie de estado límite. Entonces el punto estacionario determinado es el punto de diseño  $\mathbf{z}^*$ .

***Al aplicar la técnica de aproximación normal extrema al ejemplo:***

Usando (4.11) se obtienen las variables normalizadas  $X_i$  como:

$$X_i = \frac{\log[Z_i] - E[\log Z_i]}{D[\log Z_i]}, \quad i=1,2,3 \dots 7 \quad (4.22)$$

Entonces la ecuación del margen de seguridad (4.10) en función de los términos  $X_i$  define la función de falla dada en (4.12) como:

$$g(z) = g(D[\log Z_1]x_1 + E[\log Z_1], \dots, D[\log Z_n]x_n + E[\log Z_n]) = g_x(x) = 0 \quad (4.23)$$

Reemplazando los valores de la Tabla N° 10:

$$\begin{aligned} g_x(x) = & \exp(0.09975x_1 + 4.89956) + 2 \exp(0.09975x_3 + 4.89956) \\ & + 2 \exp(0.09975x_4 + 4.89956) + \exp(0.09975x_5 + 4.89956) \quad (4.24) \\ & - 5 \exp(0.29356x_6 + 3.86893) - 5 \exp(0.29356x_7 + 3.64579) \end{aligned}$$



De (4.16) y (4.17) se tienen las funciones de distribución y las funciones de densidad de probabilidad de las variables  $\mathbf{Z}_i$  como:

$$F_{Z_i}(z) = \Phi \left| \frac{\log z - E[\log Z_i]}{D[\log Z_i]} \right| \quad (4.25)$$

$$f_{Z_i}(z) = \frac{1}{zD[\log Z_i]} \varphi \left| \frac{\log z - E[\log Z_i]}{D[\log Z_i]} \right|$$

El punto de aproximación inicial es dado como un punto de valor medio:

$$z^{(0)} = E[Z] \quad (4.26)$$

Los valores de  $\mu_i$  y  $\sigma_i$  son determinados primero de (4.16), de donde:

$$\frac{z_1^{(0)} - \mu_1}{\sigma_1} = \Phi^{-1}(F_{Z_1}(z_1^{(0)})) = 0.04986$$

De la ecuación (4.18) se tiene:

$$\sigma_1 = \frac{\varphi \left( \frac{z_1^{(0)} - \mu_1}{\sigma_1} \right)}{f_{Z_1}(z_1^{(0)})} = \frac{\varphi(0.04986)}{f_{Z_1}(134.9)} = 13.456 \quad (4.27)$$

Por la ecuación (4.19):

$$\mu_1 = 134.9 - 13.456 \times 0.04986 = 134.229 \quad (4.28)$$

Los resultados obtenidos en (4.28) son semejantes a los que se obtienen para  $(\mu_1, \sigma_1) \dots (\mu_5, \sigma_5)$ .

Para las variables básicas  $\mathbf{Z}_6$  y  $\mathbf{Z}_7$  se tiene:

$$(\mu_6, \sigma_6) = (47.785, 14.678) \quad (4.29)$$

$$(\mu_7, \sigma_7) = (38.276, 11.742) \quad (4.30)$$

La superficie de falla en el espacio  $\mathbf{X}$  es entonces:

$$13.456 x_1 + 134.229 + 2 \times 13.456 x_3 + 2 \times 134.229 + 2 \times 13.456 x_4 + 2 \times 134.229 + 13.456 x_5 + 134.229 - 5 \times 14.678 x_6 - 5 \times 47.845 - 5 \times 11.742 x_7 - 5 \times 38.276 = 0 \dots (4.31)$$

o en forma normalizada:

$$0.130 x_1 + 0.261 x_3 + 0.261 x_4 + 0.130 x_5 - 0.711 x_6 - 0.569 x_7 + 3.633 = 0 \quad (4.32)$$

El punto más cercano al origen en la hiperplana es:

$$x^{(1)}=3.633 \quad \left| \begin{array}{c} -0.130 \\ 0.000 \\ -0.261 \\ -0.261 \\ -0.130 \\ 0.711 \\ 0.569 \end{array} \right| = \left| \begin{array}{c} -0.472 \\ 0.000 \\ -0.945 \\ -0.945 \\ -0.472 \\ 2.583 \\ 2.067 \end{array} \right|$$

El nuevo punto de iteración de (4.21), es entonces:

$$z^{(1)} = \left| \begin{array}{c} -0.472 \times 13.456 + 134.229 \\ 0 \times 13.456 + 134.229 \\ -0.945 \times 13.456 + 134.229 \\ -0.945 \times 13.456 + 134.229 \\ -0.472 \times 13.456 + 134.229 \\ 2.583 \times 14.678 + 47.845 \\ 2.067 \times 11.742 + 38.276 \end{array} \right| = \left| \begin{array}{c} 127.88 \\ 134.23 \\ 121.51 \\ 121.51 \\ 127.88 \\ 85.76 \\ 62.55 \end{array} \right|$$

Los nuevos valores de  $\mu_i$  y  $\sigma_i$  son:

$$(\mu_i, \sigma_i) = \begin{cases} (134.08, 12.756), & i=1,5 \\ (134.23, 13.389), & i=2 \\ (133.61, 12.121), & i=3,4 \\ (35.79, 25.176), & i=6 \\ (31.89, 18.362), & i=7 \end{cases}$$

Continuando con la iteración, en la siguiente tabla se muestran los puntos  $x$ :

| Iteraciones en el Espacio X |                         |                         |                         |       |                         |                         |
|-----------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------|-------------------------|-------------------------|
| Variable                    | X <sup>(1)</sup>        | X <sup>(2)</sup>        | X <sup>(3)</sup>        | ..... | X <sup>(9)</sup>        | X <sup>(10)</sup>       |
| X <sub>1</sub>              | -0.472                  | -0.230                  | -0.233                  | ..... | -0.221                  | -0.221                  |
| X <sub>2</sub>              | 0.000                   | 0.000                   | 0.000                   | ..... | 0.000                   | 0.000                   |
| X <sub>3</sub>              | -0.945                  | -0.436                  | -0.437                  | ..... | -0.433                  | -0.433                  |
| X <sub>4</sub>              | -0.945                  | -0.436                  | -0.437                  | ..... | -0.433                  | -0.433                  |
| X <sub>5</sub>              | -0.472                  | -0.230                  | -0.233                  | ..... | -0.221                  | -0.221                  |
| X <sub>6</sub>              | 2.583                   | 2.267                   | 2.326                   | ..... | 2.393                   | 2.393                   |
| X <sub>7</sub>              | 2.067                   | 1.653                   | 1.559                   | ..... | 1.453                   | 1.453                   |
| β                           | 3.633                   | 2.891                   | 2.886                   | ..... | 2.883                   | 2.883                   |
| Φ(β)                        | 1.40 x 10 <sup>-4</sup> | 1.92 x 10 <sup>-3</sup> | 1.95 x 10 <sup>-3</sup> | ..... | 1.97 x 10 <sup>-3</sup> | 1.97 x 10 <sup>-3</sup> |

Tabla N° 11: Iteraciones en el Espacio X para el cálculo del β de Confiabilidad

La iteración termina en  $x^{(10)}$ . La aproximación de primer orden para la probabilidad de falla es:

$$P_f \approx 1.97 \times 10^{-3}$$

Y la distancia mínima del origen a la superficie de estado límite, denominada índice de confiabilidad es  $\beta = 2.883$ .

## *CAPITULO V*

### *CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES*

#### **V.1 CONCLUSIONES**

1. Es posible calibrar los modelos matemáticos usados en el análisis teórico por medio del periodo de vibración libre del modelo a escala reducida obtenido experimentalmente.
2. En el experimento realizado se pudo forzar el colapso de la estructura empleando una gran masa a nivel del piso.
3. Si se aplican ondas seno puede ser que se produzca una rápida formación del mecanismo de colapso debido a que el valor máximo de aceleración es alcanzado reiteradas veces; pero esta respuesta puede a la vez involucrar un desgaste por fatiga, lo cual no sucede en el caso de un registro sísmico donde la máxima aceleración se alcanza una vez durante una fracción de segundo; sin embargo, es posible que se originen daños debido a los cambios bruscos en las amplitudes de las aceleraciones.
4. Tanto los registros sísmicos como las ondas seno pueden ser causantes de la formación de mecanismos de colapso en los modelos de ensayo, pues la respuesta depende principalmente de cuán cercano sea el periodo natural de vibración de la estructura a los periodos predominantes en las ondas; por lo tanto, es importante conocer además de la frecuencia natural de vibración de la estructura el nivel de aceleración máxima del sismo.
5. En el experimento se verifica que:
  - El modo de falla alcanzado es el del mecanismo elemental tipo panel.
  - El desplazamiento máximo alcanzado por la estructura con referencia a su posición original durante el ensayo fue de 1.93 cm. (9.7 cm en escala natural).
  - Las columnas trabajan soportando la fuerza cortante ocasionada por la masa inercial, alcanzando en las secciones transversales de los extremos esfuerzos en el rango inelástico.

- Durante el ensayo, los esfuerzos de flexión en las columnas fueron mayores a los alcanzados en la viga.
- 6. Aunque el tiempo de duración del sismo en escala 1:5 es de 19.6s y la aceleración máxima se alcanza una sola vez en una fracción de segundo, se pudo observar el mecanismo de falla esperado, el mismo que posiblemente se habría presentado rápidamente de haberse empleado ondas seno con periodo cercano al de la estructura.
- 7. El periodo predominante del espectro de respuesta para un amortiguamiento de 0% de la componente N82O del Sismo de Lima del 03 de Octubre de 1974 es de 0.38s (0.076s a escala 1:5), mientras el periodo del modelo en estudio es de 0.84s (0.168s a escala 1:5); lo que obliga al envío de niveles de aceleración altos para provocar su colapso.
- 8. Debido a la gran ductilidad del acero el mecanismo de falla fue alcanzado con la aplicación de una aceleración sísmica alta.
- 9. Aunque el mecanismo de colapso se presentó con el envío de una aceleración de 395 gals (1975 gals a escala 1:5), se aprecia mejor al aplicar una aceleración de 480 gals (2400 gals a escala 1:5).
- 10. Las vigas no sufrieron daño alguno, por ser secciones compuestas de gran rigidez.
- 11. Las columnas perdieron su verticalidad mostrando cierta inclinación con el deterioro de las secciones transversales cercanas al extremo superior.
- 12. Las uniones entre la base y las columnas hechas con soldadura se comportaron adecuadamente, no habiéndose observado ninguna grieta.
- 13. En los gráficos de “desplazamiento versus tiempo” se observa la degradación de la rigidez de la estructura por el aumento de periodo, mientras en las gráficas de “histéresis” la degradación se define por la pérdida de pendiente de la fuerza cortante vs desplazamiento a medida que pasa el tiempo de aplicación de la carga y según la intensidad de la misma.
- 14. Las aceleraciones de respuesta alcanzadas en la estructura (medidas sobre la losa) son respectivamente 4%, 14%, 27% y 28% menores que las aceleraciones sísmicas aplicadas de 485, 715, 1975 y 2400 gals (medidas en la base); lo que

permite concluir que al entrar en el rango inelástico se presenta mayor disipación de energía.

15. El gráfico que muestra las “superficies de falla teóricas versus los valores obtenidos en el experimento” verifica que el sistema de falla es del tipo panel existiendo una buena correspondencia entre la respuesta esperada y la obtenida en el laboratorio.
16. El análisis de las estructuras sometidas a grandes esfuerzos debe hacerse considerando una rigidez degradada; pues, una vez que éstas soportan fuerzas sísmicas altas se produce un cambio en las condiciones iniciales debido a la degradación de sus elementos estructurales, originando con ello la variación del período y del amortiguamiento.
17. La resistencia que muestra una edificación es consecuencia directa de parámetros importantes como la rigidez, la ductilidad y la capacidad de amortiguamiento.
18. La respuesta de la estructura se ve afectada por el cambio de la resistencia si hay incursión franca en el régimen no lineal.
19. Las distorsiones máximas alcanzadas fueron del orden del 0.7%, 0.9%, 2.9% y 3.3%, para las aceleraciones de 485, 715, 1975 y 2400 gals respectivamente, correspondiendo las dos últimas distorsiones a la etapa de colapso.
20. De las gráficas de desplazamientos medidos al nivel de la losa para los diferentes niveles de aceleración enviados se observa que el periodo de la estructura se incrementa.
21. Las respuestas teóricas estimadas para la estructura sometida al sismo comparadas con el experimento son aceptables tanto para el rango lineal y como para el no lineal.
22. “ONDMES”, el programa implementado para el envío de ondas sísmicas desde la computadora a la Mesa Vibradora ha demostrado ser eficiente y de fácil manejo.

## **V.2 RECOMENDACIONES**

1. Se debe tomar en cuenta el uso del acero para realizar construcciones sismorresistentes. Aún cuando el acero es sometido a cargas extremas sobre su

punto de fluencia, su capacidad de deformación plástica retarda la formación del mecanismo de colapso estructural.

2. Se debe hacer uso del programa implementado “ONDMES”, a fin de ensayar sistemas constructivos a escala reducida mediante el envío de ondas sísmicas desde una computadora hacia la mesa vibradora.
3. Se deben realizar trabajos de investigación que permitan conocer el comportamiento de los sistemas constructivos.
4. Se deben realizar varios ensayos de un modelo estructural determinado, con el fin de obtener los valores estadísticos necesarios para el cálculo del  $\beta$  de confiabilidad y así conocer el valor real del tipo de falla que se presenta en dicha estructura.
5. Se deben realizar otros trabajos acerca del  $\beta$  de confiabilidad, ya que el diseño por comportamiento es el diseño del futuro, pues mediante éste es posible conocer los tipos de falla para los diferentes estados límites y el comportamiento de miembros estructurales y no estructurales.

## BIBLIOGRAFIA

1. Alva J., Meneses J. y Guzmán V. (1984). “Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas Observadas en el Perú”. Memorias de V Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Tacna, Perú.
2. Jorge Alva, Jorge Meneses, Denys Parra, Carlos Huamán. “Red Nacional de acelerógrafos del CISMID y procesamiento de Acelerogramas registrados”. Contribuciones del CISMID al VIII Congreso Nacional de Ingeniería Civil. Piura – Perú. 1991.
3. American Institute of Steel Construction, Inc. “Manual of Steel Construction. Load & Resistance Factor Design”. 1995.
4. Mark Andrew Bradford. “Five years of Australian Limit States Steel Design”. Journal of professional issues in engineering education and practice. January 1997.
5. Alfredo H-S. Ang, Wilson H.Tang. “Probability Concepts in Engineering Planning and Design. Vol I y Vol II”. John Wiley & Sons. 1975.
6. Juan Bariola Bernales, Luis Zegarra Ciquero. “Estructuras de concreto en áreas sísmicas”. Instituto de Ingeniería Sísmica. 1993.
7. Eberhard Beyer. Arnaldo Gutierrez. “Manual de perfiles angulares”. Copias EFA C.A. Nov. 1991.
8. John M. Biggs. “Structural Dynamics”. McGraw-Hill Inc. 1964.
9. Bresler, Lin y Scalzi. “Diseño de estructuras de Acero”. Editorial Limusa. 1983
10. Bruce G. Johnston, F.J. Lin, T.V. Galambos. “Diseño Básico de estructuras de acero”. Prentice-Hall Hispanoamericana, S.A. 1988.
11. Cámara Peruana de la Construcción. “Reglamento Nacional de Construcciones”. 1994.
12. Vicente Chariarse, Carlos Cuadra, Alberto Zavala. “Técnicas para ensayos a Escala natural en el laboratorio de Estructuras del CISMID-FIC-UNI”. Contribuciones del CISMID al VIII Congreso Nacional de Ingeniería Civil. Piura – Perú. 1991.
13. CISMID “Análisis de la vulnerabilidad estructural del Hospital General Base Cayetano Heredia” 1997



14. K.R. Collins. "Reliability-Based design in the context of Performance-Based design". SEWC. San Francisco California July 1998.
15. Computers & Structures Inc. "ETABS" 1997.
16. John Dalsgaard Sorensen. "Reliability analysis and calibration of partial safety factor for redundant structures". SEWC. San Francisco California July 1998.
17. O. Ditlevsen, H.O. Madsen. "Structural Reliability Methods". Jhon Wiley & sons. 1996.
18. Dymanic Strain Amplifier DPM-60 Series. Operation Manual Kyowa
19. F. Filippou, Manuel L. Romero. "Nonlinear Static and Dynamic Analysis from Research to Practice". SEWC. San Francisco California July 1998.
20. Ricardo O. Foschi. "Teoría de la Confiabilidad y sus aplicaciones en Ingeniería Civil". Departamento Ing. Civil Universidad de Columbia Britanica Vancouver, Canadá.
21. T.V. Galambos. "Developments in LRFD in United States of America". SEWC. San Francisco California July 1998.
22. Héctor Gallegos. "Estructuración sísmica de Edificios de concreto armado". El Ingeniero Civil No 33 Nov-Dic 1984.
23. Adolfo Gálvez Villacorta. "La Confiabilidad Estructural y el Método de Diseño LRFD". 1995.
24. Mircea Grigoriu. "Applied Non-Gaussian processes". Prentice-Hall P T R. 1995.
25. Mircea Grigoriu. "Reliability of redundant systems under dynamic loads". SEWC. San Francisco California July 1998.
26. John F. Hall, Anders E. Carlson. "Collapse Analysis for Buildings Subjected to Extreme Ground Motions". SEWC. San Francisco California July 1998.
27. Miguel Herráiz Sarachaga. "Conceptos Básicos de Sismología para ingenieros". CISMID. 1997.
28. Philip G. Hodge, Jr., Ph.D. "Plastic Analysis Of Structures". Mcgraw-Hill Book Company, Inc. 1959.
29. Helmut Krawinkler and Piotr D. Moncarz. "Similitude requerementes for dynamic models". Dynamic modeling of Concrete Structures. ACI Publication SP73. 1982.
30. Kyowa Strain Gage and Temperature Sensor Instruction Manual.

31. H.O. Madsen, S. Krenk, N.C. Lind. "Methods of Structural safety". Prentice-Hall, Inc. 1986.
32. Manual de usuario Grabadora. Kyowa RTP-610A.
33. Pavel Marek, Thalia Anagnos, Milan Gustar. "Assessign Structural Reliability: from a deterministic to a probabilistic approach". SEWC. San Francisco California July 1998.
34. Jack C. McCormac. "Diseño de estructuras de acero. Método LRFD". Alfaomega Grupo editor. 1991
35. Jack C. McCormac. "Diseño de estructuras metálicas". Alfaomega Grupo editor. 1995.
36. Murray R. Spiegel. "Estadística". Libros McGraw-Hill. 1969.
37. B.G. Neal. "The Plastic methods of Structural Analysis". Third (S.I) Edition. Science Paperbacks, 1977.
38. Norma Técnica de Edificación E030 – Diseño Sismorresistente. Octubre 1997.
39. Kenichi Ohi. "Limit analysis". International Institute of Seismology and Earthquake Engineering. Japan International Cooperation Agency.
40. Kenichi Ohi, Stephen A. Mahin. "Seismic performance of steel moment frames plastically designed by least squares stress fields". Report N° UCB/EERC-89/08. Earthquake Engineering Research Center. 1989.
41. Organización Panamericana de la Salud. "Aspectos administrativos de Salud Volumen 2". Mitigación de desastres en las instalaciones de salud.
42. David V. Rosowsky, "Load Combinations and Load Factors for construction". Journal of performance of constructed facilities. Nov 1996.
43. RTP-610A Beta Format Video Cassette, Instrumentation Data Recorder.
44. Charles G. Salmon, Jhon E. Johnson. "Steel Structures. Design and behavior". Harper Collins Publishers Inc. 1990.
45. Alberto Sarria. "Ingeniería Sísmica". Ediciones Uniandes. 1990.
46. Shinken Co.Ltd. "Instruction Manual Vibration Testing System Model G-1170".
47. Stuart G. Reid. "Prototype Load-Testing Procedures for Probability-Based Limit States Design". SEWC. San Francisco California July 1998.
48. SuperScope Tutorial.

49. Javier Taipe Carbajal. “Comportamiento Dinámico de Viviendas de Adobe de 2 pisos”. Memorias VII Curso Internacional Sobre edificaciones de bajo costo en zonas sísmicas. 1996.
50. William T. Thomson. “Teoría de Vibraciones. Aplicaciones”. Prentice-Hall Hispanoamericana S.A. 1982.
51. Vázquez Chicata, Análisis y Diseño Inelástico de Estructuras Aperticadas, ACI-capítulo peruano – N° 17, diciembre 1992.
52. Grant K. Wilby, Robert Park, Athol J. Carr. “Static and Dynamic loading tests on two small three dimensional multistory reinforced concrete frames”. Dynamic modeling of Concrete Structures. ACI Publication SP73.
53. Luis F. Zapata Baglietto. “Estructuras de acero. El Estado del Arte”. El Ingeniero Civil N°66 Mayo-Junio 1990.
54. Luis F. Zapata Baglietto. “Construcción compuesta de acero y concreto”. El Ingeniero Civil No 81 Nov.-Dic. 1992.
55. Luis F. Zapata Baglietto. “Diseño estructural en acero”. 1977.
56. Luis F. Zapata Baglietto. “Resistencia de las estructuras de acero contra las acciones horizontales”. El Ingeniero Civil No 89 Marzo-Abril 1994.
57. Alberto Zavala. “Técnicas de ensayos en laboratorios de estructuras”. Memorias VII Curso Internacional Sobre edificaciones de bajo costo en zonas sísmicas. 1996.

# ANEXO I

## INSTRUMENTOS

### i.1 INSTRUMENTOS EMPLEADOS PARA EL DESARROLLO DEL EXPERIMENTO

#### i.1.1 MESA VIBRADORA

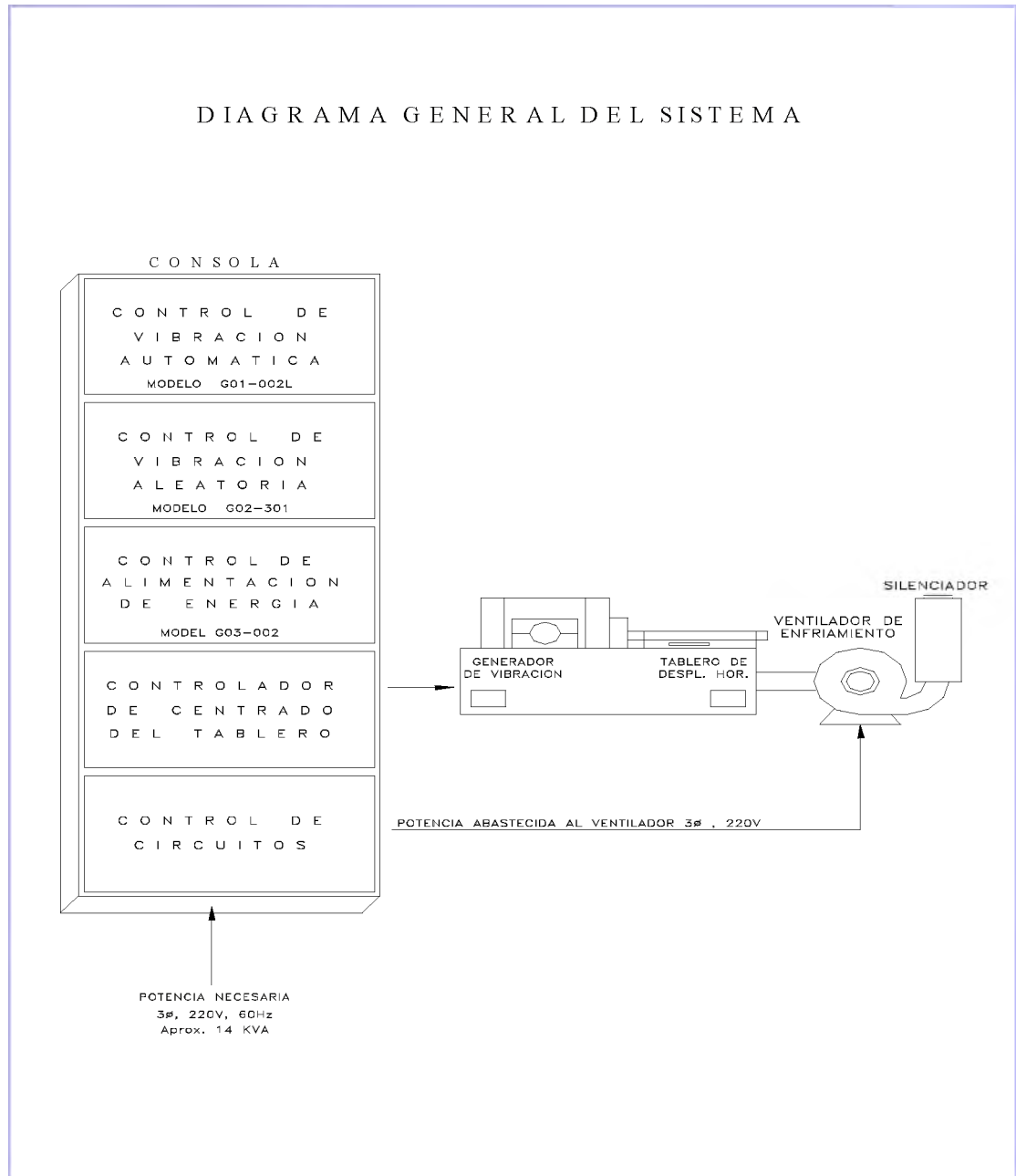


Fig. N° A-01: Esquema general del sistema de la Mesa Vibradora

El esquema anterior muestra el diagrama general del sistema que conforma la mesa vibradora; las principales características de dicho sistema son:

- Permitir el movimiento del tablero de la mesa bajo ondas que son función del desplazamiento, de la velocidad o de la aceleración.
- Poseer un sistema automático de envío de ondas seno llamado Control de vibración automática (Automatic Vibration Controller), este sistema controla la frecuencia e intensidad de las ondas seno enviadas; cuenta además con un sistema de Control de vibración aleatoria (Random Vibration Controller) que permite el ingreso de señales externas por medio de con diversos conectores de entrada tales como Tape, Auxiliar, seno, etc. En el experimento realizado se utiliza el conector BNC AUXILIAR para recibir la señal externa enviada desde una computadora mediante el programa "ONDMES".
- Tener valores tope de desplazamiento, velocidad, aceleración y frecuencia iguales a 80 mm-p (entre límites eléctricos), 60cm/s, 5G, 0.5-200 Hz, respectivamente, para el tablero en movimiento horizontal. Es importante indicar que nivel de salida de la señal estará siempre en un rango de 10 Vp-p.
- Contar con un sistema de vibración conformado por:
  - Un generador de vibración.
  - Un tablero de deslizamiento de 1.00 m x 1.20 m, en cuya superficie se muestra una serie de perforaciones distribuidas en las intersecciones de una posible cuadrícula y en las cuales se colocan los pernos que unen el modelo de ensayo con esta superficie. La escala del modelo a ensayar la determina muchas veces tanto la dimensión del tablero como la capacidad de carga de la mesa de 500 kg (para tablero en posición horizontal).
  - Un sistema de enfriamiento de los motores y un silenciador
  - Una consola que reúne los circuitos de control de la mesa vibradora, los que han sido agrupados sectorizando el:
    - ◆ Control de vibración automático.
    - ◆ Control de vibración aleatoria.
    - ◆ Control de recentrado del tablero.
    - ◆ Control de energía.
    - ◆ Amplificador de energía.
    - ◆ Campo alimentador de energía.

El experimento depende del manejo correcto de la consola y debe entenderse que usar el control de vibración aleatoria implica emplear también el control de vibración automático. Para el manejo adecuado de la mesa vibradora se recomienda la lectura del manual del fabricante SHINKEN CO. LTD; en éste anexo se hace explícita referencia a los comandos que se usan para el envío de una señal usando el programa ONDMES.

**i.1.2 COMPUTADORA (envía la señal usando el programa ONDMES)**

Permite el envío de la señal sísmica, utilizando el lenguaje de programación LABWINDOWS.

**i.1.3 CAJA DE RECEPCION Y ENVIO DE SEÑALES A/D**

Está conectada a un puerto del CPU de la computadora para trabajar coordinadamente con el programa ONDMES. Este instrumento cuenta con varios canales que permiten la entrada y salida de señales en voltios (cada canal está conformado por una entrada de energía y una puesta a tierra).

**i.1.4 COMPUTADORA MACINTOSH IIci (controla las señales enviadas y recibidas por la mesa vibradora, los transductores de deformación y los acelerómetros)**

Permite el uso del programa SUPERSCOPE con el cual es posible recepcionar varias señales enviadas en voltios desde el MAC ADIOS APO para convertirlas a valores digitales que pueden ser grabados en archivos; esto permite conocer paso a paso cuáles fueron las aceleraciones enviadas y cuáles las suscitadas sobre el tablero para efectuar la calibración del programa.

El programa SUPERSCOPE incluye un análisis y control estadístico de los datos recibidos (valores máximos y mínimos, desviación estándar, varianza, medias, etc.).

**i.1.5 CONECTOR A/D (MAC ADIOS APO)**

Es un sistema de conexión que cuenta con 7 canales de entrada en los que se conectan los cables BNC para transferir los voltios enviados desde los amplificadores de voltaje hacia la computadora Macintosh IIci - programa SUPERSCOPE.

**i.1.6 OSCILOSCOPIO (DS-612A DIGITAL STORAGE SCOPE)**

Mide la frecuencia, amplitud, etc. de las diferentes señales. Es un instrumento muy útil pues permite conocer cómo trabaja la mesa vibradora y controlar las señales de respuesta en el tablero, facilitando el manejo y la calibración del programa ONDMES.

**i.1.7 TRANSFORMADOR DE CORRIENTE**

Suministra la potencia adecuada a cada uno de los instrumentos a utilizar, convirtiendo voltajes de 220V a 110V.

**i.1.8 VOLTÍMETRO**

Hace posible la calibración de los instrumentos usados en el experimento, ubicando con mayor precisión su rango de voltaje de trabajo en los amplificadores (acelerómetros, transductores de deformación (strain-gages) y transductor de desplazamiento)

**i.1.9 CABLES BNC**

La conexión de todos los equipos ha sido hecha utilizando Cables BNC, dichos cables se embonan a los Conectores BNC para poder transmitir la corriente eléctrica de un instrumento a otro.

**i.1.10 ACELEROMETROS**

La aceleración en el tablero de la mesa vibradora fue controlada por acelerómetros; su presencia es importante porque ha permitido llegar a conocer y calibrar el equipo para efectuar el ensayo. En el experimento se han empleado dos acelerómetros, el primero de ellos estuvo ubicado sobre la superficie del tablero para conocer cuánto era la aceleración de entrada que daba movimiento a la mesa, el otro acelerómetro estuvo sobre la losa de concreto del modelo para el control de la aceleración de respuesta, que cómo es sabido difiere de la aceleración del tablero.

Algunas características del acelerómetro ubicado sobre el tablero de la mesa vibradora son:

- Serial YB9770020: Capacity 5g
- Frequency response (within  $\pm 5\%$  at 25°C)  $\sim 0 \sim 110$  Hz.
- Constante 1278

La medida de la aceleración sobre la losa del modelo ensayado se realizó con un Servo-acelerómetro Model ASQ-5BL que hace posible captar datos de velocidad y desplazamiento con un nivel de fidelidad mayor al de los acelerómetros debido a su constitución. Algunas características de dicho instrumento son:

- Serial YD0230007 : Capacity 5g
- Frequency response (within  $\pm 5\%$  at  $25^{\circ}\text{C}$ )  $\sim 0 \sim 380$  Hz.
- Sensitivity 5.03 V
- Non Linearity 0.02% F.S.

#### **i.1.11 TRANSDUCTORES DE DEFORMACION (STRAIN-GAGES de $120\Omega$ )**

Un transductor de deformación o Strain-gage está diseñado para medir deformaciones en las superficies de los materiales sobre los que se encuentra colocado, dichas deformaciones son ocasionadas por cargas, presiones, torques, desplazamientos, aceleraciones entre otros parámetros, convirtiendo dichos valores a voltios. La relación que ilustra su comportamiento es:

$$\frac{\Delta R}{R} = K\varepsilon$$

esta ecuación indica que la unidad de cambio en la resistencia es proporcional a la magnitud de la deformación medida. Donde el valor de  $K$  depende de la resistencia del material.

Para obtener el valor del esfuerzo  $\sigma$  en el punto donde se ubica el transductor de deformación se utiliza la ecuación básica de la Ley de Hooke, para lo cual la deformación  $\varepsilon$  medida se multiplica por  $10\text{E}-6$  y por un factor de calibración.

Para poder hacer uso de un transductor de deformación (strain-gage) se debe trabajar coordinadamente con una caja de conexiones (Bridge box) y un amplificador. El amplificador permitirá que la cantidad de strains (unidad de medida de la deformación) medidos por el transductor de deformación (Strain-gage) arrojen cierto nivel de voltios en la salida. En el experimento se considera que el máximo valor de deformación que el material va a alcanzar al entrar en el rango inelástico será 1500 suponiendo un nivel máximo de salida de 2V, dichos valores son indicados en el amplificador para establecer directamente los factores de conversión de voltaje a parámetros físicos (cualquier valor de deformación es una fracción directa de tal relación).



### **i.1.12 CAJA DE CONEXIONES (BRIDGE BOX DB-P)**

Es usado para constituir un puente de conexión entre el transductor de deformación (strain-gage) y el amplificador. La caja de conexión (bridge box) incorpora 3 resistencias que permiten hacer el puente; en su configuración se incluyen arreglos de 1 gage (de 2 y 3 alambres), 2 gages y 4 gages. Para el experimento fue suficiente realizar un arreglo de 1 gage. El bridge box DB-P puede ser de dos tipos DB-120 y DB-350P los primeros se usan con strain-gages de  $120\Omega$  (usados en el experimento) y los segundos con strain-gages de  $350\Omega$ .

### **i.1.13 TRANSDUCTORES DE DESPLAZAMIENTO**

Los transductores de desplazamiento son instrumentos que permiten medir los desplazamientos en el tiempo; durante el ensayo se utilizó uno del tipo TECLOCK CORPORATION Modelo KM-130, que considera la posibilidad de medir una distancia de  $\pm 5\text{cm}$  equivalente a  $\pm 5V$ .

### **i.1.14 GRABADORA (RTP-610B-BETA FORMAT VIDEO CASSETTE-INSTRUMENTATION DATA RECORDER)**

Cuenta con 15 canales de recepción y 15 canales de reproducción de señales; 14 de estos canales son para señales de corriente eléctrica y 1 para sonido. Este instrumento permite grabar en una cinta las señales enviadas en voltios por los transductores de deformación (Strain-gages).

### **i.1.15 AMPLIFICADOR**

Cuenta con varios canales para recepcionar las señales de los transductores de desplazamiento, transductores de deformación (strain-gages) y acelerómetros, con el fin de elevar el nivel de voltaje.

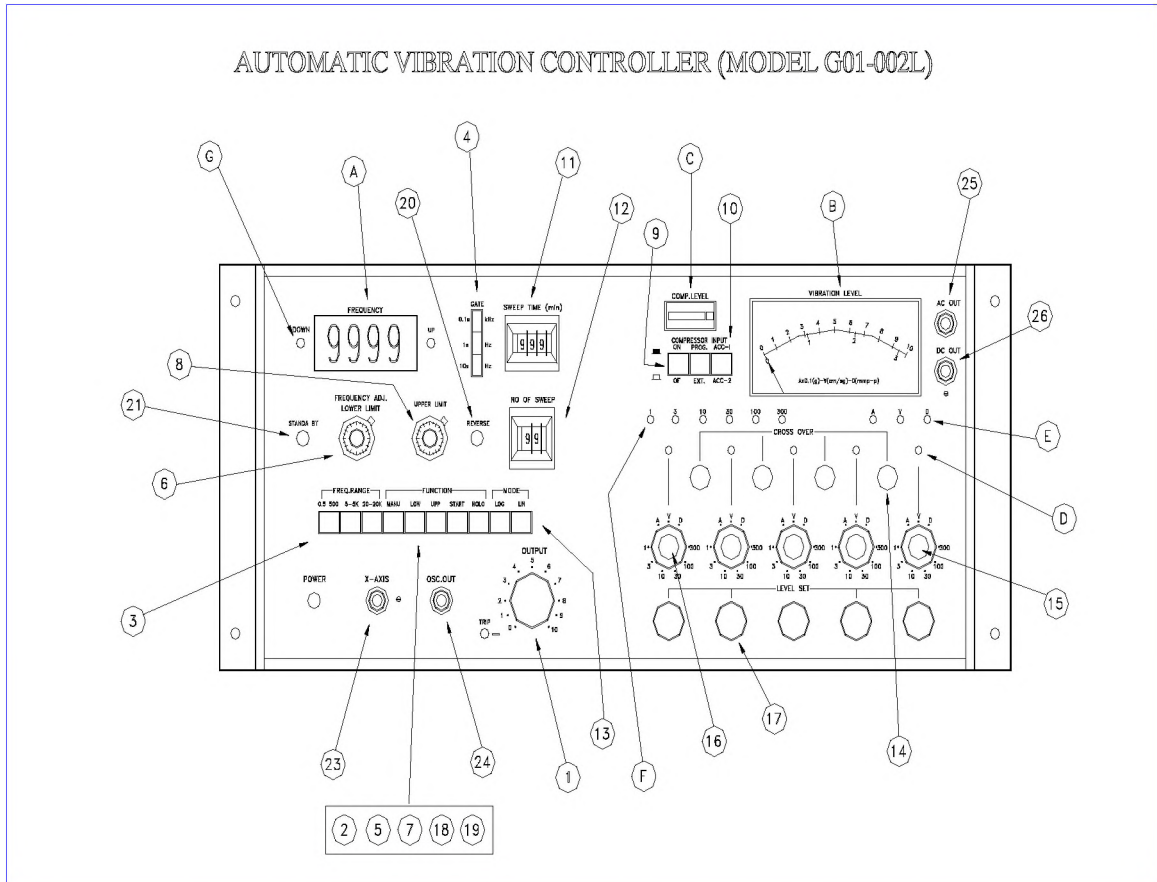
## **i.2 MANEJO DE LA MESA VIBRADORA**

### **i.2.1 DESCRIPCION DE LA CONSOLA**

Para una mejor explicación se muestra el esquema de cada uno de los controles.

## 1. TABLERO DE CONTROL DE VIBRACION AUTOMATICA

Permite el control total del envío automático de señales seno.



**Fig. N° A-02: Tablero de Control de Vibración Automática**

En este tablero se observa:

- 1 Dial de control de salida, determina el nivel de salida final del G01-002L.
- 2 Botón de selección de la función MANU, para control de frecuencia manual.
- 3 Grupo de botones para seleccionar un rango de frecuencias.
- 4 Botón de selección GATE del contador de frecuencia, con el cual se puede elegir la unidad de frecuencia.
- 5 Botón de selección de la función LOW, para optar por la frecuencia limite inferior.
- 6 Dial de control de frecuencia de 10 vueltas, para frecuencia limite inferior considerando el modo "LOW".
- 7 Botón de selección de la función UPP, para optar por la frecuencia limite superior.

- 8 Dial de control de frecuencia de 10 vueltas, para frecuencia limite superior considerando el modo “UPP”.
- 9 Botón de selección de la función de control.
  - ON con control auxiliar.
  - OFF sin control auxiliar.
  - PROG programación multi-nivel.
  - EXT conexión de la señal auxiliar.
- 10 Botón de selección de la señal de ingreso. Por medio del uso del botón INPUT es posible tener acceso a una de las dos señales auxiliares conectadas al lector: ACC-1 y ACC-2.
- 11 Switch de 3 dígitos para el tiempo de barrido.
- 12 Permite el apagado automático del envío una vez que se ha cumplido el número de barrido establecido (número sweep).
- 13 Botones de selección del modo sweep, se puede optar por modo logarítmico o lineal.
- 14 Control de frecuencia CROSS OVER, cuenta con 4 botones para determinar la frecuencia CROSS-OVER entre los 5 niveles adyacentes establecidos.
- 15 Interruptor de 3 posiciones para seleccionar el envío de señales de aceleración, velocidad o desplazamiento.
- 16 Selector del rango de 6 posiciones, el dial externo es el rango atenuador de la escala total.
- 17 Level Set. Es necesario preestablecer el nivel de cada fase que puede ser determinado para cada control de nivel fijo junto con el interruptor del rango relativo
- 18 Botón de selección de la función START, para dar inicio al escaneo de frecuencia.
- 19 Botón de selección de la función HOLD, para seleccionar frecuencia de oscilación constante.
- 20 Botón de dirección de barrido reverso. Cualquier frecuencias en dirección creciente o decreciente puede ir en reversa.
- 21 El botón STAND BY permite la interrupción de cualquier operación.
- 23 Salida BNC en voltaje DC, proporcional a la frecuencia de oscilación en el eje-X.
- 24 Salida BNC, permite monitorear la señal oscilatoria sinusoidal.
- 25 Salida BNC, permite el monitoreo de la vibración de onda que puede hacerse usando un Osciloscopio externo a través de AC OUT.

26 Salida BNC en voltaje DC proporcional al logaritmo del nivel de vibración.

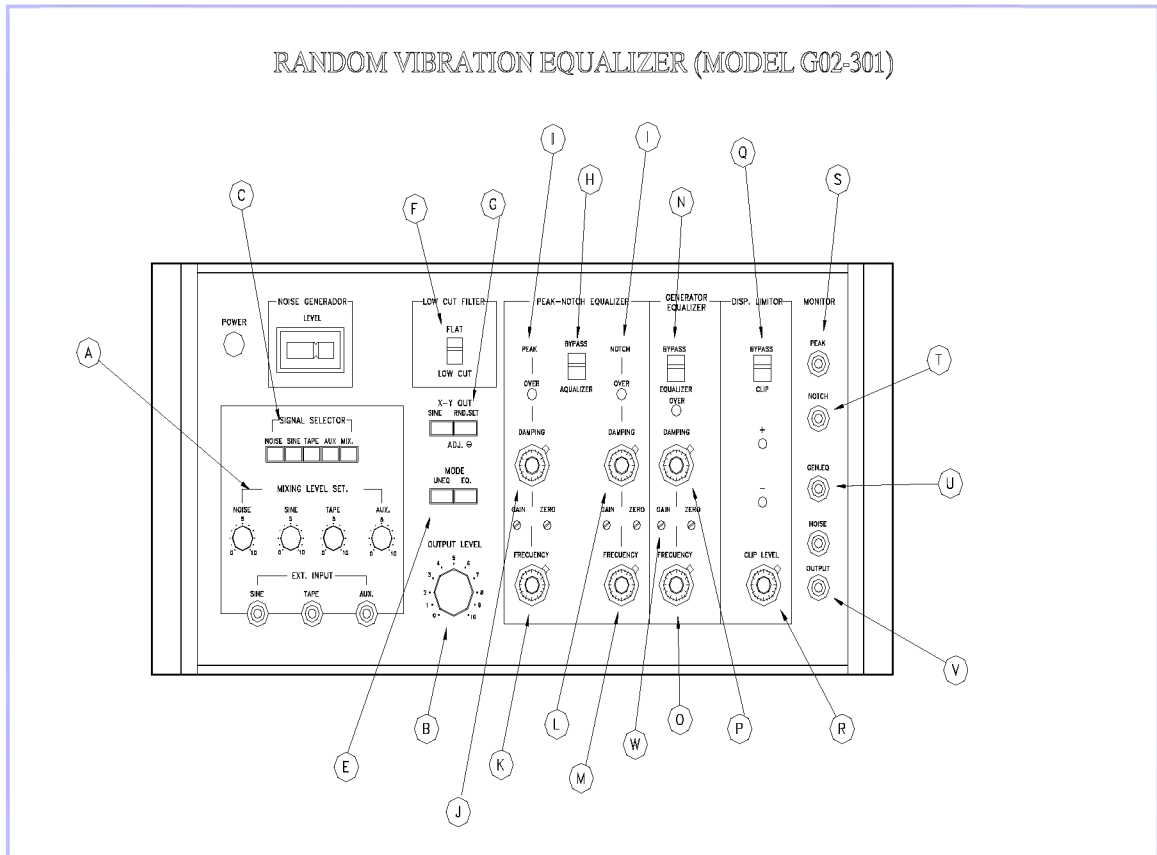
- A Indicador de frecuencia de oscilación de 4 dígitos.
- B VIBRATION LEVEL, medidor que muestra un lector de escala dual, en el que se indica la vibración de la función seleccionada.
- C Medidor que indica el nivel de compresión. La zona negra izquierda indica control suficiente del feed-back.
- D Lámpara indicadora del control de estado. Si la lámpara esta encendida se halla bajo el control de barrido seno.
- E Lámparas que indican cuál función seleccionada (aceleración, velocidad, o desplazamiento).
- F Lámparas que indican el rango medido. La lámpara muestra el rango seleccionado por el atenuador en full escala.
- G Lámparas indicadoras de dirección de barrido (Sweep). UP muestra la dirección de barrido ascendente (sweep upward), mientras DOWN indica la dirección descendente (downward).

## 2. **TABLERO DE CONTROL DE VIBRACION ALEATORIA**

Permite la generación de cualquier tipo de onda o señal externa ingresada por medio de sus conectores BNC.

En el panel de la Fig. N° A-03 se puede observar numerosos controles, entre los cuales destacan el:

- **GENERATOR EQUALIZER** que establece el nivel para la curva de compensación característica de voltaje constante de medida.
- **PEAK-NOTCH EQUALIZER** indica la constante de voltaje característico, medido para el material a ensayar de acuerdo el nivel establecido por la curva de compensación característica.
- **DISP. LIMITER** permite limitar el nivel de la señal componente de frecuencia baja. No es necesario usarlo para el caso de ensayos de ondas aleatorias con nivel de vibración reducidos; sin embargo, cuando el nivel de vibración es grande y las ondas aleatorias ensayadas tienen muchas frecuencias bajas menores o iguales a 2Hz su uso es importante.



**Fig. N° A-03: Tablero de control de vibración aleatoria**

En el esquema se tiene:

**A** Mixing Level Set:

- Noise
- Sine
- Tape
- Auxiliar

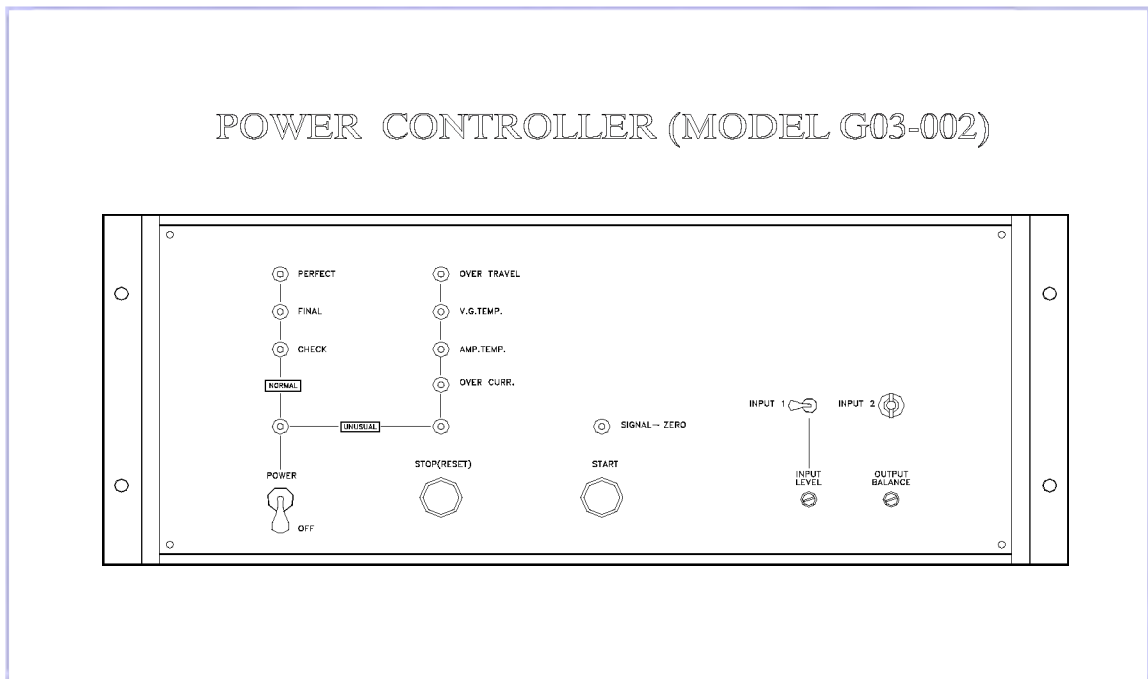
**B** Output Level, determina el nivel final de salida del G02-301

**C** Signal Selector, determina la señal de entrada:

- Noise
- Sine
- Tape
- Auxiliar
- Mixing

- E Mode:
  - Unequalizer
  - Equalizer
- F Low Cut Filter:
  - Flat
  - Low Cut
- G X-Y Out, permite seleccionar la salida, pudiendo ser del tipo:
  - Sine
  - Random Set
- H Peak-Notch Equalizer:
  - Bypass
  - Equalizer
- I Peak-Notch Equalizer:
  - Over Notch
  - Over Peak
- J Peak-Notch Equalizer-Peak:       Damping
- K Peak-Notch Equalizer-Peak:       Frecuency
- L Peak-Notch Equalizer-Notch:       Damping
- M Peak-Notch Equalizer-Notch:       Frecuency
- N Generator Equalizer:
  - Bypass
  - Equalizer
- O Generator Equalizer:   Frecuency
- P Generator Equalizer:   Damping
- Q Disp. Limitor:
  - Bypass
  - Clip
- R Disp. Limitor:   Clip Level
- S Monitor: Peak, monitoreo de la señal de salida en Peak de Peak-Notch Equalizer.
- T Monitor: Notch, monitoreo de la señal de salida en Notch de Peak-Notch Equalizer.
- U Monitor: Gen. Eq.
- V Monitor: Output
- W Generator Equalizer: Gain

### 3. TABLERO DE CONTROL DE ALIMENTACION DE ENERGIA



**Fig. N° A-04: Tablero de control de alimentación de energía**

En el gráfico anterior se observan los siguientes botones:

- **POWER** Este interruptor abre el suministro de energía al sistema de amplificación de potencia, al de enfriamiento y al de verificación de vibración.
- **START** Botón de inicio de set-up automático.
- **STOP** Botón de apagado del sistema. Este botón puede usarse en caso de parada de emergencia, o para restablecer los circuitos.
- **STATUS LAMPS** Cuando se presiona el botón **START**, las lámparas del Power Control empiezan a prenderse una tras otra, a menos que se haya detectado un problema en los sistemas.
- **WARNING LAMPS** La lámpara **UNUSUAL** se enciende con el sistema apagado, después de presionar **START** cuando se produce un mal funcionamiento del procedimiento set-up.
- **OVER TRAVEL** Se enciende cuando durante la operación el tablero de la mesa vibradora excedió el límite de desplazamiento.

- VG.TEMP Indica que la temperatura del generador de vibración excedió el límite para un buen funcionamiento.

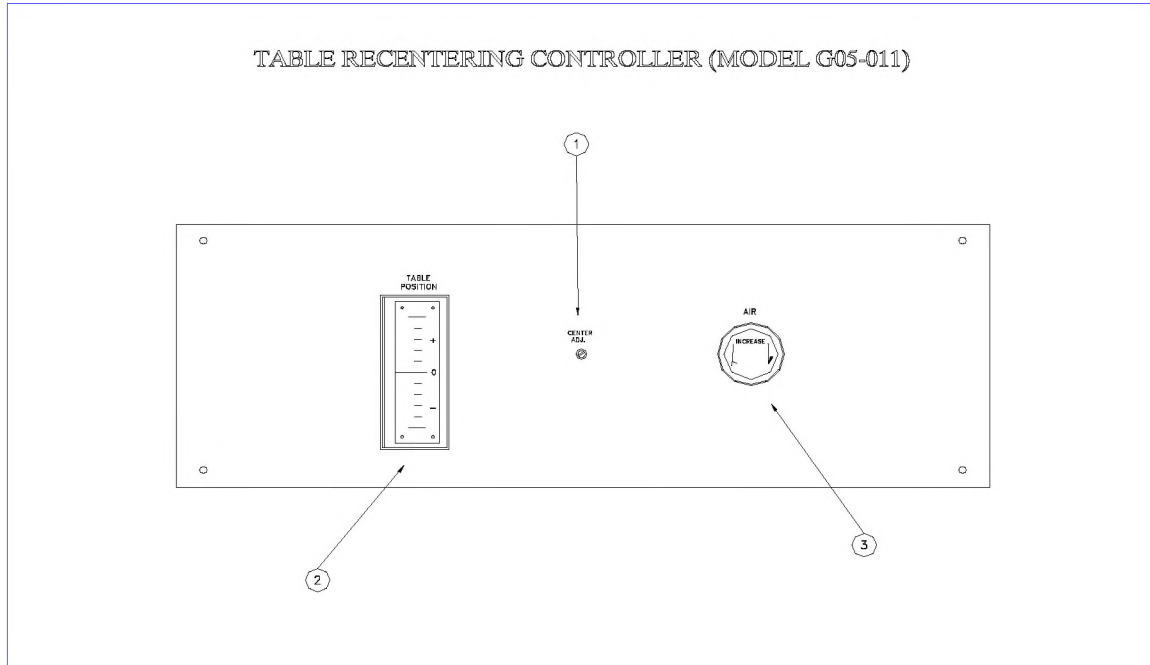
#### 4. **AMPLIFICADOR DE POTENCIA (POWER AMPLIFIER MODEL G11-003)**

Permite mantener la estabilidad y confiabilidad alta o frecuencia de 0.5 a 3000 Hz, con un máximo rendimiento de potencia de 3 KVA.

#### 5. **CONTROLADOR DE CENTRADO DEL TABLERO**

En la Fig. N° A-05 se muestran los siguientes botones:

- 1 ZERO Permite controlar la ubicación del cero en la mesa. Generalmente su ajuste se hace en la fábrica.
- 2 Medidor que indica la posición del tablero. La aguja debe marcar una posición neutral una vez que se haya establecido AIR.
- 3 AIR Botón de control de presión. Controla que la presión sea constante.



**Fig. N° A-05: Controlador de centrado de tablero**



## 6. PANEL DE CONTROL DE CIRCUITOS Y SISTEMAS DE LA CONSOLA

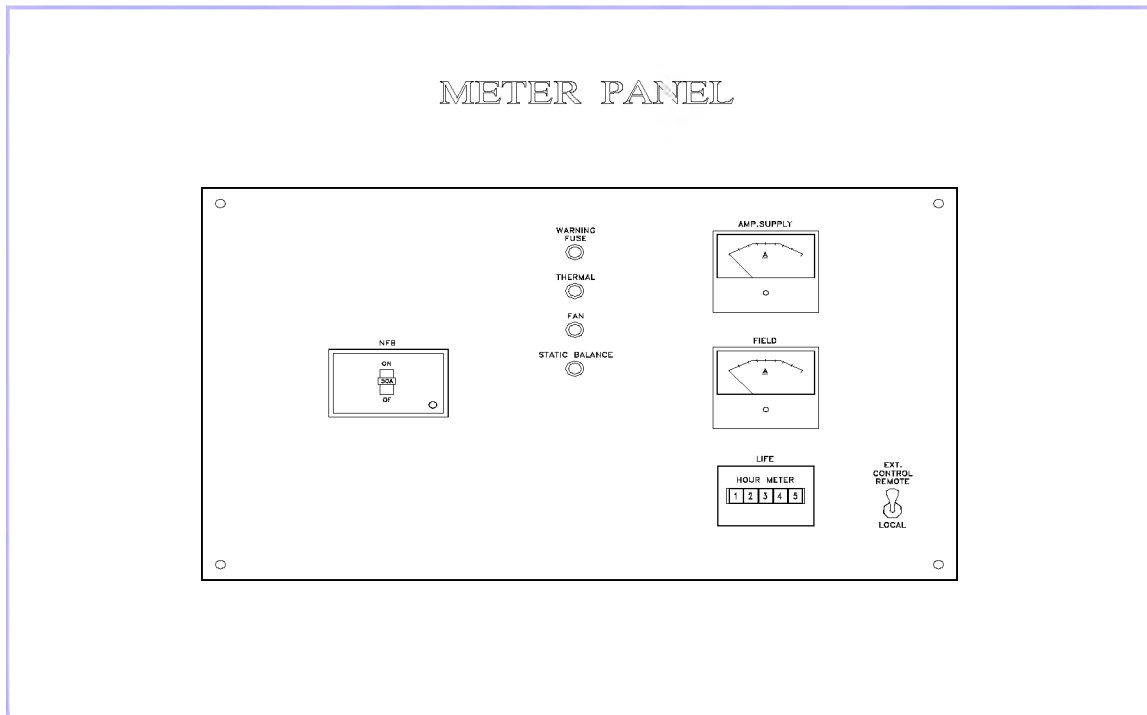


Fig. N° A-06: Panel de control de circuitos y sistemas de la consola

En el panel anterior se encuentra el interruptor general que permite el ingreso de corriente hacia todos los sistemas de la consola; dicho interruptor debe indicar ON al iniciar la sesión de trabajo e indicar OFF al finalizar. La descripción del resto de controles de este tablero debe ser obtenida del manual; no se considera necesario incluir esta parte por tener referencias muy puntuales.

### i.2.2 MANEJO BASICO DE LOS CONTROLES DE LA CONSOLA DE LA MESA VIBRADORA

Para utilizar la mesa vibradora conjuntamente con el programa ONDMES es necesario:

#### 1. UBICAR EL TABLERO DE LA MESA VIBRADORA EN POSICION CENTRADA: SYSTEM SET-UP

El procedimiento indicado aquí se efectúa opcionalmente cuando la posición del tablero no sea la adecuada, con él se intenta realizar el centrado del tablero de la mesa vibradora.

A. Los interruptores y controles en el panel frontal de la consola amplificadora de energía estarán en las siguientes posiciones:

- a) MAIN POWER del Campo Alimentador de Energía "ON"
- b) Power Controller Model: G03-002
  - POWER "OFF"
- c) Random Vibration Controller Model: G02-301
  - POWER "OFF"
- d) Automatic Vibration Controller Model G01-021L
  - POWER "OFF"
  - FUNCTION "MANU"
  - OUTPUT (nota F.) "0"
  - COMPRESSOR "OFF" and "EXT."
  - CROSS OVER "10"  
(mover en sentido de las agujas del reloj)
  - LEVEL SET "0"  
(mover en sentido contrario a las agujas del reloj)

B. Mover el interruptor POWER del POWER CONTROLLER hacia la zona marcada con "POWER" para que los sistemas de enfriamiento y compresor de aire empiecen a funcionar.

C. Presionar POWER de manera que quede encendido el AUTOMATIC VIBRATION CONTROLLER G01-002L.

D. Presionar el botón START en el POWER CONTROLLER, las luces "CHECK", "FINAL" y "PERFECT" deben encenderse. (Si la luz de "SIGNAL ZERO" se enciende, debe verificarse que los botones OUTPUT del AUTOMATIC y RANDOM VIBRATION CONTROLLER indiquen "0").

E. Ajustar el botón AIR de modo que la aguja del medidor TABLE indique la posición central en el TABLE RECENTERING CONTROLLER. Si no se logra la primera vez, debe presionar el botón "STOP" del POWER CONTROLLER y repetir los pasos D y E hasta quedar satisfecho.

F. Si la luz de "SIGNAL ZERO" se enciende, debe cerciorarse que el dial OUTPUT en el G01-002L del AUTOMATIC VIBRATION CONTROLLER este en "0".

G. Cuando las luces de PERFECT en el POWER CONTROLLER se enciendan, el sistema esta listo para operar.

- H. Presionar el botón “STOP” del POWER CONTROLLER.
- I. Presionar POWER para apagar el AUTOMATIC VIBRATION CONTROLLER G01-002L.
- J. Mover el interruptor POWER en el POWER CONTROLLER indicando “OFF”.
- K. Mover el interruptor del MAIN POWER colocando en “OFF”.

**2. MANEJO DE LA CONSOLA PARA ENVIAR UNA SEÑAL EXTERNA DESDE EL PROGRAMA ONDMES**

Para lograr que la mesa vibradora trabaje conjuntamente con el programa ONDMES, se debe realizar lo siguiente:

- A. Mover el interruptor del MAIN POWER indicando “ON”.
- B. Mover el interruptor POWER en el POWER CONTROLLER hacia la posición que indique “POWER”.
- C. Presionar el botón POWER en el AUTOMATIC VIBRATION CONTROLLER

**C.1 Set-up Automatic Vibration Controller Model G01-021L**

- COMPRESSOR “OFF”
- FUNCTION SELECTING \* “A” (Aceleración) ó  
(\* El programa ONDMES, se usa para enviar aceleraciones) “V” (Velocidad) ó “D” (Desplazamiento)
- FREQUENCY ADJ. & LOWER LIMIT “0”
- OUTPUT “0”
- FUNCTION “MANU”
- SWEEP TIME “0”
- LEVEL SET “0”  
(mover en sentido contrario a las agujas del reloj)
- INPUT SELECT “ACC1” o “ACC2”
- RANGE (nota c.1.1) “Cualquiera de las 6 posiciones”
- METER RANGE LAMPS (nota c.1.2) “Seleccionar de 1 - 300”
- VIBRATION LEVEL “Marcará 0”

C.1.1 La opción RANGE permite hacer la elección manual de cualquiera de las lámparas del METER RANGE LAMPS

C.1.2 En cuanto al METER RANGE LAMPS puede suponerse una de las 6 posiciones: 1, 3, 10, 30, 100, 300, con la cual se hace la medición directa en el METER LEVEL del AUTOMATIC VIBRATION CONTROLLER, eligiendo en esta pequeña pantalla dos posibilidades: la primera, tomar la lectura de los valores múltiplos de 1 con la escala correspondiente a 1 y la segunda, leer los valores múltiplos de 3 en la escala correspondiente a 3. Claro esta debe hacerse conjuntamente con la elección de los valores a leer: “Aceleración”, “Velocidad” o “Desplazamiento”.

D. Presionar el botón POWER en el RANDOM VIBRATION CONTROLLER de manera que active el sistema, indica “ON”

d.1 Set-up Random Vibration Controller

a) Noise Generator

- LEVEL “La aguja se moverá a la zona negra” (OK)

b) Signal Selector

• SIGNAL SELECTOR “AUX”

• MIXING LEVEL SET

- NOISE “0”

- SINE “0”

- TAPE “0”

- AUX “10”

• EXT INPUT

- SINE “LIBRE”

- TAPE “LIBRE”

- AUX **“CONECTE LA SEÑAL EXTERNA”**

c) LOW CUT FILTER

- “FLAT”

d) X-Y OUT “RND. SET”

e) MODE “UNEQ”

f) Peak Notch Equalizer

• BYPASS

• PEAK

- DAMPING “0”

- FRECUENCY “0”

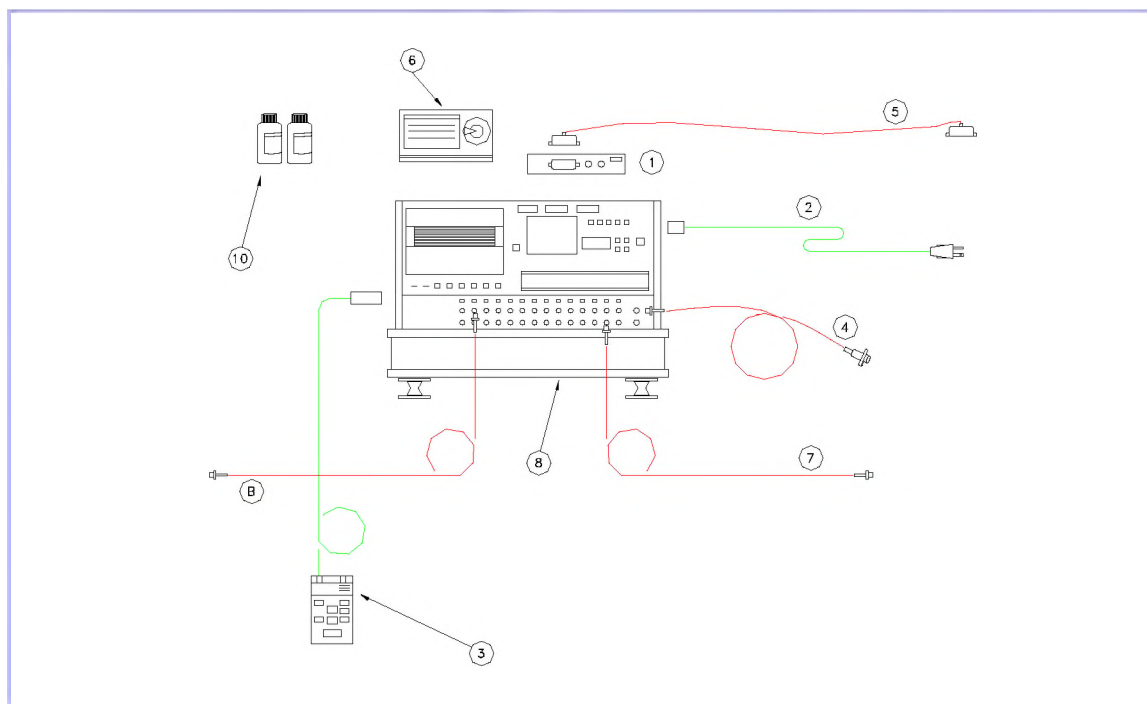
- NOTCH
  - DAMPING “0”
  - FRECUENCY “0”
- g) Generator Equalizer
  - BYPASS
    - DAMPING “0”
    - FRECUENCY “0”
- h) Disp Limitor
  - BYPASS
  - CLIP LEVEL “0”
- i) Monitor
  - PEAK “LIBRE”
  - NOTCH “LIBRE”
  - CEN EQ. “LIBRE”
  - NOISE “LIBRE”
  - OUTPUT *“CONECTE LA SALIDA PARA CONTROL”*  
(Permite verificar el voltaje que genera internamente la consola)

- E. Verificar que el OUTPUT LEVEL de Random Vibration controller y el OUTPUT LEVEL del Automatic vibration controller se encuentren marcando valores iguales a “0”.
- F. Presionar el botón START en el POWER CONTROLLER, en este momento la consola esta lista para recibir la señal desde la computadora.
- G. Para controlar el nivel de la señal ingresada:
- Iniciar la calibración desde la fuente de la señal.
  - Mover OUTPUT LEVEL de Random Vibration Controller gradualmente en el sentido de las agujas del reloj hasta alcanzar el nivel 10, (valor escogido para realizar la calibración del programa), una vez allí, **ENVIAR LA SEÑAL DESDE LA COMPUTADORA USANDO EL PROGRAMA “ONDMES”**. El nivel de vibración será indicado en el VIBRATION LEVEL.
  - Cuando se ha finalizado el ensayo, mover el OUTPUT LEVEL de Random Vibration Controller gradualmente hasta “0”

## APAGADO DE LA CONSOLA

- H. Presionar el botón de “STOP” del POWER CONTROLLER.
- I. Presionar el POWER en el AUTOMATIC VIBRATION CONTROLLER de modo que marque “OFF”
- J. Presionar el POWER en el RANDOM VIBRATION CONTROLLER, debe indicar “OFF”
- K. Mover el interruptor POWER en el POWER CONTROLLER indicando “OFF”.
- L. Mover el interruptor del MAIN POWER de manera que señale “OFF”.

### i.3 MANEJO DE LA GRABADORA RTP-610B



**Fig. N° A-07: Grabadora RTP-610B**

En la gráfica de la Fig. N° A-07, se muestra:

- 1 GP-IB interface.
- 2 Cable AC/DC
- 3 Unidad de control remoto RCU-650B.
- 4 Micrófono R-506.
- 5 Cable GP-IB.

- 6 Tape Beta video cassette.
- 7 Cable de salida.
- 8 Unidad a prueba de vibración.
- 9 Cable de entrada.
- 10 Kit de limpieza R-100

La grabadora de datos RTP-610B por la naturaleza de su construcción puede ser usada frecuentemente en lugares expuestos a severas vibraciones.

La grabadora cuenta con velocidad de grabado y reproducción alta, mediana y baja, con un porcentaje de conversión máximo de 1:8; la velocidad alta que va de 9.52 a 76.2 cm/s, la media de 4.76 a 38.1 cm/s y la baja de 1.19 a 9.52 cm/s; otra de sus facilidades es su contador de parada que activa o desactiva el tape en el momento deseado, este contador del tape tiene un interruptor de 4 dígitos, la grabadora puede grabar el tape continuamente en la forma de señales ID lo que facilita la reproducción; además la grabadora cuenta con un indicador de nivel digital más un LED display que le permite verificar el nivel de cada canal seleccionado, o indicar simultáneamente el nivel de todos los canales.

Al realizar la calibración de la grabadora puede seleccionarse el modo AC o DC, además según se considere necesario se puede elegir 0, 1, 2 ó 5 voltios positivos o negativos. Es posible aplicar estos valores individualmente o simultáneamente a todos los canales.

Para hacer uso de la grabadora, los pasos a seguir son los siguientes:

- 1 Presionar al switch POWER.
- 2 Esperar que se enciendan las luces de los diferentes contadores digitales.
- 3 Colocar CAL SET de modo que se tengan encendidas las luces de AC seleccionar ALL, esto permitirá que todos los valores hasta ahora seleccionados sirvan para todos los canales, caso contrario se establecerán los valores por canal, 2V.
- 4 TAPE SPEED estará indicando la velocidad deseada de uso de la cinta.
- 5 TAPE COUNTER indicará el valor en que se halla la cinta; para el caso que se esté iniciando la cinta presionar RESET, el TAPE COUNTER indicará cero.
- 6 MONITOR indicará cero.
- 7 AC debido a que se esta trabajando en corriente análoga, REP V.
- 8 CHANEL FM
- 9 Una vez realizados los pasos del 1 al 8 presionar CAL ON, lo que permitirá que se establezcan las opciones seleccionadas como los parámetros de control de la grabadora.

### **i.3.1 CALIBRACION DE LA GRABADORA**

Antes de grabar los datos se debe verificar que al reproducirlos se alcanzará el mismo nivel de voltaje enviado; para ello los pasos a seguir son:

- 1 Presionar POWER
- 2 Colocar los cables BNC necesarios para recibir o enviar datos.
- 3 Colocar el Tape a usar dentro de la casetera, presionando el botón EJ.
- 4 Correr el SELF TEST.
- 5 SET-UP en cada uno de los canales
- 6 CAL-SET  
Usar voltaje 2V, Corriente AC, ALL
- 7 Monitor: 0.00
- 8 Velocidad: 19
- 9 Para cada canal a usar, ajustar los niveles de entrada y salida máximos en 2V, controlando dichos valores en el Osciloscopio, de modo que al presionar CAL ON se obtenga 44%.

### **i.3.2 GRABAR Y REPRODUCIR**

- 1 Para grabar se debe presionar los botones AC y REC en el MONITOR, luego presionar los botones REC y FWD simultáneamente (se observa el botón TACHO DE SYNC prendido), no olvidar que los cables BNC se hallan conectados en los canales pertenecientes a RECORD.
- 2 Para parar cualquier comando que se esté ejecutando presionar el botón STOP.
- 3 Para retroceder lentamente presionar el botón REV (TACHO prendido), en tanto que para retroceder aceleradamente se presiona el botón F.REV.
- 4 Para avanzar la cinta rápidamente se presiona F.FWD, en tanto que para avanzar lentamente se usa el botón FWD, (botón TACHO prendido).
- 5 El botón FWD muestra lo grabado, no olvidar colocar los cables BNC en los canales que pertenecen al sector REPRODUCE y que además en el MONITOR deben estar presionados AC y REP-V.



## ANEXO II

### PROGRAMA ONDMES

#### ii.1 PANEL DEL PROGRAMA ONDMES

La Fig. N° A-08 muestra el panel de interacción usuario-Consola del programa ONDMES.

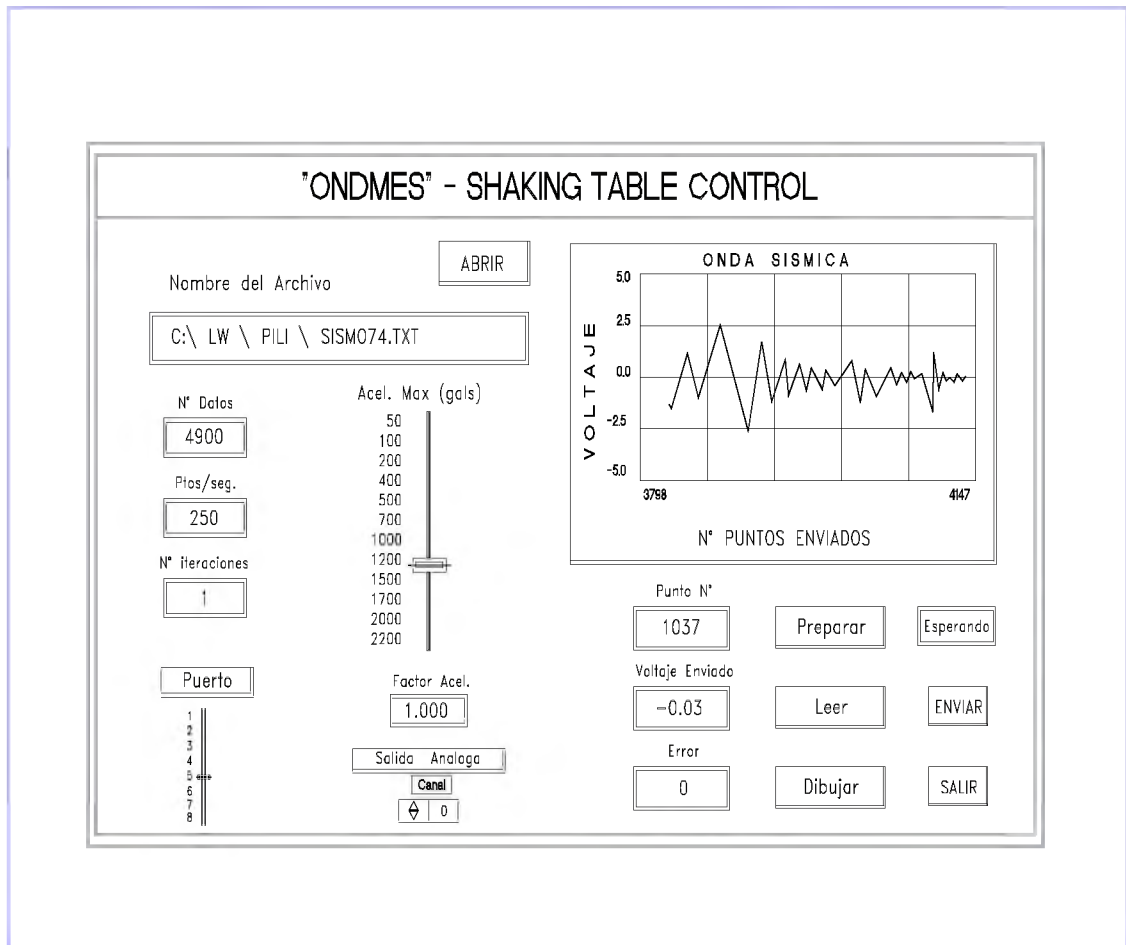


Fig. N° A-08: Panel de control del programa “ONDMES”

#### ii.2 MANEJO DEL PROGRAMA “ONDMES”

El programa ONDMES ha sido elaborado con el lenguaje de programación LABWINDOWS, el cual permite efectuar programas para el manejo de instrumentos de laboratorio y realizar tareas tediosas con sólo una instrucción.

Para hacer uso del programa ONDMES se deben realizar los siguientes pasos:

- a) Normalizar a uno la señal a enviar. Es preferible trabajar con señales normalizadas para que al manejar directamente el OUTPUT LEVEL en el Random Vibration Controller, se obtenga el valor deseado.
- b) Elaborar un archivo que contenga los datos normalizados; éstos datos estarán conformando una columna encabezada por un número que indica la cantidad de datos contenidos dentro del archivo.
- c) Activar el lenguaje de programación de **LabWindows**.
- d) Activar el programa ONDMES obteniendo el panel de trabajo del programa (Fig. N° A-08). Se muestra entonces una pantalla en la que se piden los siguientes datos:
  - Ruta y nombre del archivo de datos.
  - Número de datos a enviar “N”, valor que puede ser menor o igual al número que encabeza el archivo. Para poder usar esta opción debe tenerse en cuenta que el programa reconoce siempre los “N” primeros datos.
  - La cantidad de datos o puntos por segundo que se enviarán.
  - Número de veces que se desea repetir el envío de la onda.
  - Puerto y Canal por los que se enviarán los datos; usar los valores por defecto por haber sido definidos con un programa de control interno (se deja abierta la opción de cambiarlos pero internamente).
  - Indicar la aceleración máxima (gals) que se desea alcanzar en el tablero de la mesa vibradora.
  - Se pide definir un FACTOR que multiplicará a los valores de la onda. La razón para considerar este factor es permitir que la onda pueda tener valores diferentes a los de la ACELERACION MAXIMA. Aunque los valores de aceleración están rígidamente establecidos pueden ser alterados directamente por el FACTOR que permitirá alcanzar cualquier valor; por ejemplo para una aceleración máxima que tiene un valor de 1000 gals con un OUTPUT de 10 (perilla del RANDOM VIBRATION CONTROLLER de la Consola de la Mesa Vibradora), es posible obtener diferentes aceleraciones variando simplemente el FACTOR, tal como se muestra en el siguiente cuadro:

| OUTPUT<br>LEVEL | MAXIMA<br>ACEL. (gals) | FACTOR | ACEL. ENVIADA<br>(gals) |
|-----------------|------------------------|--------|-------------------------|
| 10              | 1000                   | 0.87   | 870                     |
| 10              | 1000                   | 0.90   | 900                     |
| 10              | 1000                   | 1.10   | 1100                    |
| 10              | 1000                   | 1.12   | 1120                    |

e) En el panel se tienen 6 botones que ejecutan diferentes rutinas:

- ABRIR:

Al presionar este botón se realiza la búsqueda del archivo de datos, separando los bytes necesarios para las matrices con las que trabajará el programa.

- PREPARAR:

Presionar esta opción permite recibir la información acerca del número de datos, ptos/s, N° de iteraciones, aceleración máxima, factor, número de puerto, número de canal, nombre del archivo; es decir, todos los datos que pueden ser ingresados por teclado, generando constantes con las que se realizan diferentes operaciones.

- LEER:

Como su nombre lo indica lee cada uno de los datos del archivo y los convierte a voltios, valores que deben oscilar sin excepción en un rango de +- 5V. Al ejecutarse esta opción se muestra en la pantalla la numeración de los datos con el respectivo voltaje generado, se pueden observar dichos valores porque cuando se muestran valores que exceden el rango establecido la señal no puede ser enviada y se produce una salida brusca del programa; por lo tanto, debe hacerse una reducción del factor de multiplicación de modo que el voltaje no sobrepase los límites.

- DIBUJAR:

Es posible observar gráficamente la señal con la que se está trabajando.

- ESTADO:

En la ventana de Estado se indica la rutina que esta ejecutando el programa en ese instante. Si el programa esta a la espera de recibir alguna orden, la ventana mostrará el mensaje "ESPERANDO"

- ENVIAR:  
Envía la señal hacia la mesa vibradora. Esta opción debe usarse solamente después de tener la certeza de que la información suministrada es la correcta y que no se ha generado ningún voltaje mayor 5V en valor absoluto.
- SALIR:  
Permite abandonar el programa, sólo funcionará en el momento que la ventana Estado indique “*ESPERANDO*”.

f) El manejo de las funciones tiene un orden establecido e indiscutiblemente comprensible:

|  | <b><u>ESTADO</u></b> |
|--|----------------------|
| 1) ABRIR   | “Abriendo”           |
| 2) PREPARAR  | “Preparando”         |
| 3) LEER  | “Leyendo”            |
| 4) DIBUJAR:  | “Dibujando”          |
| <b>(Su uso es opcional y debe hacerse después de los pasos 1, 2 y 3 cuando se realiza por primera vez, luego puede usarse en el momento que uno lo crea conveniente)</b> |                      |
| 5) ENVIAR:   | “Enviando”           |
| (Debe hacerse inicialmente después de los pasos 1, 2 y 3)  |                      |
| 6) SALIR   |                      |

Para hacer uso de los botones ENVIAR y DIBUJAR, inicialmente deben haberse ejecutado las opciones 1, 2 y 3 (generadores de los vectores que contienen toda la información), luego es posible usar 4 y 5 en el momento que uno lo estime conveniente. Si el envío se realiza por segunda vez, tercera vez, etc. no es necesario realizar los pasos 1, 2 y 3 a menos que se hayan cambiado los valores de ingreso. Una vez abierto el archivo de la señal es posible cambiar el valor de la máxima aceleración a enviar obviando el paso 1.

### ii.3 CALIBRACION DE LA SEÑAL ENVIADA

Para calibrar el programa se trabajó inicialmente con diversas señales tales como funciones seno, rectas, etc.; una vez verificado se realizó el envío de la señal sísmica.

El valor de aceleración alcanzado depende directamente del botón OUTPUT del RANDOM VIBRATION CONTROLLER y el periodo de la señal depende del número de datos enviados en un segundo, por lo que el usuario decide cuáles serán los valores que deben adoptarse para el envío de una onda cualquiera. Los valores indicados en el panel del programa han sido tomados de los datos del registro de la componente N82O del Sismo de Lima del 03 de Octubre de 1974, pero cuando se emplearon ondas Seno se variaron la cantidad de puntos por segundo enviados para poder compararlos directamente con los resultados obtenidos del Automatic Vibration Controller.

Para realizar la calibración del programa se tuvo que efectuar los siguientes pasos:

- a) Instalar un ACELEROMETRO sobre el tablero de la mesa vibradora. Debe conocerse exactamente en que rango esta trabajando el acelerómetro.
- b) Poner en funcionamiento la MACINTOSH Ici, accediendo al programa SUPERSCOPE para tomar los datos correspondientes al movimiento real del tablero de la Mesa Vibradora.
- c) Conocidos los datos normalizados con los que se trabajará, definir cuántos datos serán enviados en un segundo.
- d) Ejecutar los pasos indicados para “MANEJO DE CONSOLA” y los correspondientes a “MANEJO DEL PROGRAMA ONDMES” tomando en cuenta que el botón “ACELERACION MAXIMA” señalará el “valor deseado en gals”; el valor del “FACTOR” será igual a 0.1.
- e) Enviar la señal colocando el dial OUTPUT del RANDOM VIBRATION CONTROLLER en el valor 10 y grabar simultáneamente los valores de aceleración en el programa SUPERSCOPE. Verificar el valor máximo y mínimo alcanzados por la aceleración. Repetir este proceso varias veces, por lo menos de 10 para obtener la aceleración máxima promedio.
- f) Repetir el paso e) colocando el dial OUTPUT en 10 y el FACTOR en 0.2, 0.3, etc.
- g) Generar una tabla con los promedios de máximas aceleraciones alcanzadas versus OUTPUT LEVEL multiplicado por el FACTOR; esta tabla servirá para establecer cuáles son los niveles de aceleración alcanzados al manejar el programa ONDMES.

Ahora es posible ubicar el OUTPUT LEVEL del RANDOM VIBRATION CONTROLLER en 10 y definir el FACTOR de manera que se alcance aproximadamente el máximo valor de aceleración enviado. Debe acotarse que cuando se envían valores de aceleración altos, la

consola corta bruscamente el ingreso de la señal, por lo que para lograr el envío de éstos valores debe abrirse gradualmente la entrada de la señal moviendo el botón OUTPUT LEVEL lentamente desde “0” hasta “10”; en el caso de envío de señales sísmicas no se han observado problemas, ya que éstas inician su movimiento con niveles de aceleración casi imperceptibles aumentando gradualmente con el tiempo para finalmente disiparse del mismo modo como se inició.

Se muestra el esquema de la calibración realizada al programa ONDMES. Por regresión lineal se obtiene la recta de tendencia del factor de calibración; el valor de correlación indica que los resultados son aceptables.

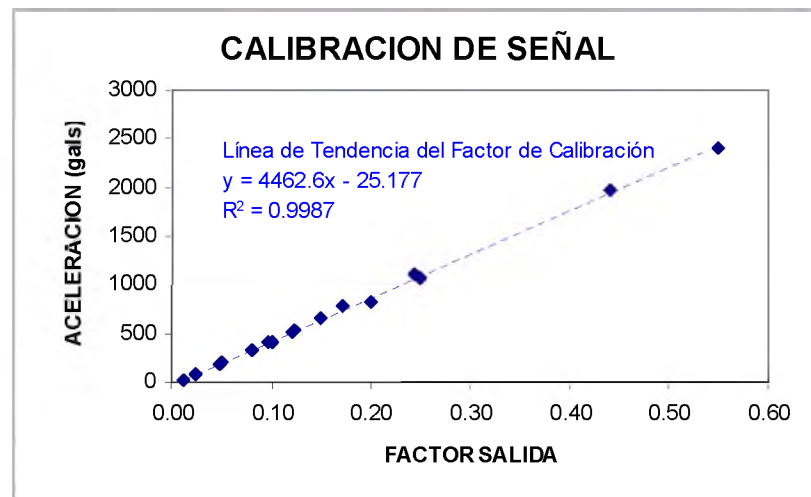


Fig. N° A-09: Curva de calibración de la señal enviada por el programa “ONDMES”

#### ii.4 GRAFICAS DE VERIFICACION DEL PROGRAMA “ONDMES”

Se muestran algunas gráficas comparativas, entre los valores enviados por ONDMES y los producidos en el tablero de la mesa vibradora, para rectas, ondas seno y el Sismo de Lima del 03 de octubre del año 1974.

En el caso de la recta y las ondas seno se muestran los valores recogidos por los *ACELEROMETROS* ubicados sobre el tablero de la mesa vibradora; los valores denominados por *CONSOLA* son los voltios de salida generados internamente por la consola de la mesa vibradora; *ONDMES* muestra el archivo de datos que serán ingresados al programa ONDMES y los datos de *ENVIO* detallan los voltios generados por el programa ONDMES que finalmente ingresarán a la consola. Todos los valores han sido normalizados a uno para

poder ser comparados, ya que cada uno de ellos tiene su propio factor de transformación de acuerdo con el tipo de datos que se están manejando.

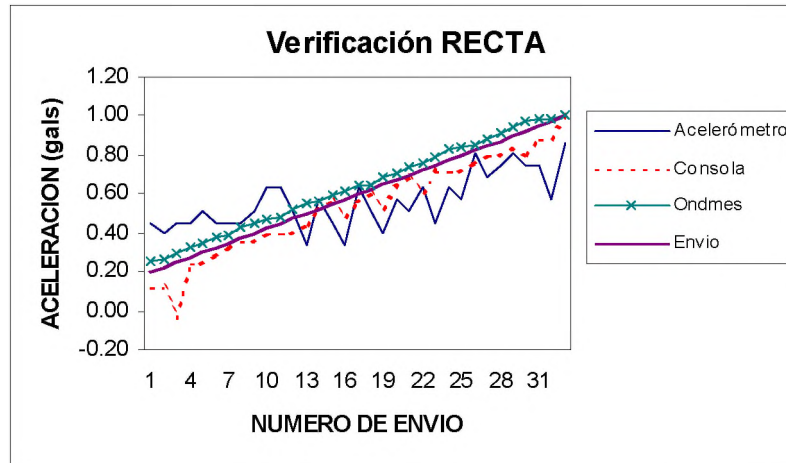


Fig. N° A-10: Señal enviada: RECTA

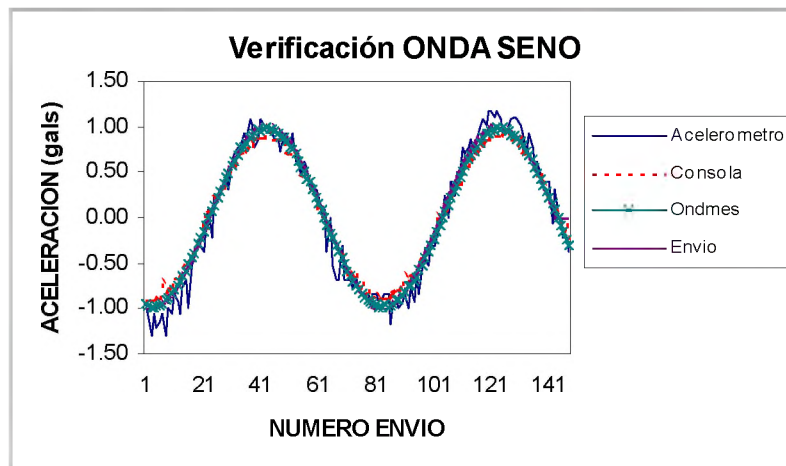


Fig. N° A-11: Señal enviada: ONDAS SENO

En el caso del Sismo de Lima del 03 de Octubre de 1974, se presentan los datos del archivo enviados por el programa ONDMES, valores denominados como *ANALISIS* debido a que son los ingresados en los programas de análisis ETABS y ROMEO PC-2D, mientras los datos recogidos por el acelerómetro ubicado sobre el tablero de la mesa vibradora son denominados como *EXPERIMENTO*. Estos datos han sido recogidos en intervalos de tiempo correspondientes al valor alcanzado por escalamiento.

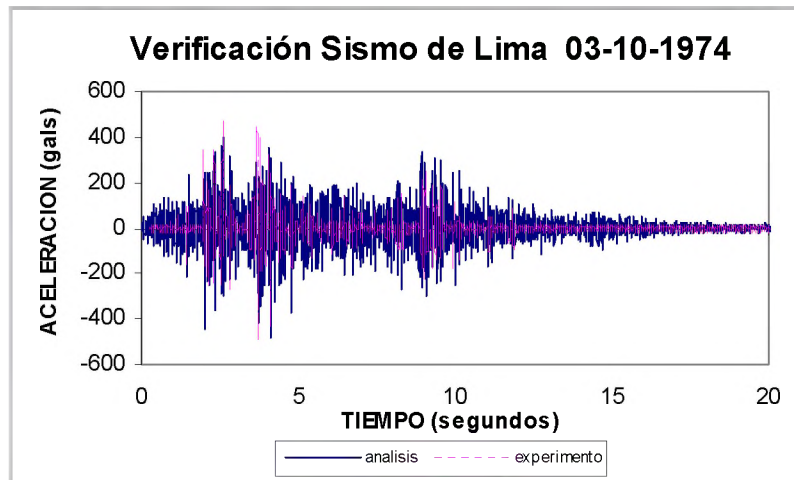


Fig. N° A-12: Señal enviada: SISMO DE LIMA DE 1974

## ii.5 PROGRAMA ONDMES

Incluimos el programa ONDMES elaborado en lenguaje LABWINDOWS.

```

/* ----- LabWindows Generated Code: Thu Dec 11 13:26:07 1998 ----- */
#include "C:\LW\include\lwsystem.h"
#include "C:\LW\include\formatio.h"
#include "C:\LW\include\userint.h"
#include "C:\LW\include\dataacq.h"
#include "Ondmes.h"

/* ***** */
/* ONDMES - versión 1.1 */
/* Elaborado por : MARIA DEL PILAR RIVERA LUNA */
/* Asesorado por : CARLOS ZAVALA TOLEDO */
/* CISMID - UNI Diciembre 1998 */
/* Este Programa envía una señal sísmica en voltaje en un canal del board 1 */
/* para un switch conectado en las entradas 20 y 23 de cables +/- */
/* ***** */

#define TRUE 1
#define FALSE 0
#define puntos 4901
void main ()

```



```

{
/*****
/* DECLARACIÓN DE VARIABLES */
*****/

double MesMov[1 - 1 +1];
int er;
int ph;
int i;
double lect;
double bbias;
int i__dummy;
int quit_app;
int archivo;
long posicion;
int daqErr;
int board;
int AO_Chans;
double Arange;
int pan;
int ctrl;
double deltam;
double AO_Volts;
double feed_bak;
char *estado;
int ret;
int n;
int count;
int contador;
char file[50];
char dirname[60];
char pathname[90];
double factor;
double DSend_Vol;
double sale;
double a,b,c;
double XO[puntos];
double sendVal[puntos];
double bipolar[puntos];

```

```

int sendVol[puntos];
int sendVol1[1+1];
int datos;
int ptoseg;
int itera;
int i__ret;
int count0;
int count1;
int iterations0;
int iterations1;
double rate;
int errNum;

cls ();

/*****
/* ABRE EL PANEL DEL PROGRAMA */
*****/

/* Abre y muestra el panel ondmes.uir */
er = OpenInterfaceManager ();
ph = LoadPanel ("ondmes.uir", P1);
er = DisplayPanel (ph);

/*****
/* VALORES INICIALES DEL CANAL */
*****/

/* Valores Iniciales */
lect = 1.0;
quit_app = FALSE;
/* Esto sera TRUE cuando el boton QUIT se presiona */
while (!quit_app)
{
er = GetUserEvent (0, &pan, &ctrl);
switch (ctrl)
{
case P1_ARCH:
/*****
/* ABRE FILE DE LECTURA DE SISMO CREANDO UN ARRAY */
*****/

```

```

/* El usuario presiono el boton PREPA */
    estado = "Abriendo";
    i__dummy = SetCtrlVal (ph, P1_ESTADO, estado);
/* Abre el FILE para leer DATA */
    i__dummy = GetCtrlVal (ph,P1_nfile, file);
    FmtOut(file);
    FmtOut (" \n");
    archivo = OpenFile (file, 1, 2, 1);

/* Ubica el puntero al inicio del archivo */
    posicion = SetFilePtr (archivo, 0L, 0);

/* Start the Sampling TEST */
/* inicializa el array en 0.00 */
    n=puntos;
    Clear1D (XO, n);
    Clear1D (sendVal, n);
    Clear1D (bipolar, n);

/* Lee los valores de ingreso del FILE */
/* y coloca los valores en un ARRAY */
/* ARRAY VALORES INICIALES XO */
    ScanFile (archivo, "%s>%i", &count);
    ScanFile (archivo, "%s>%*f[x] ", count, XO);
    CloseFile (archivo);

/* El usuario puede realizar OTRA TAREA */
    estado = "Esperando";
    i__dummy = SetCtrlVal (ph, P1_ESTADO, estado);
    break;

case P1_QUIT:
    /******
    /* SALIR DEL PROGRAMA */
    /******
/* El usuario presiono el boton QUIT */
    quit_app = TRUE;
    break;

```

**case P1\_PREPA:**

```
/* **** */
/* DEFINIR EL PUERTO Y CANAL DE SALIDA PARA ENVIAR SEÑAL */
/* **** */

/* El usuario presiono el boton PREPA */
estado = "Preparando";
i_dummy = SetCtrlVal (ph, P1_ESTADO, estado);

/* get board, channel number and voltage */
i_dummy = GetCtrlVal (ph, P1_BOARD, &board);
i_dummy = GetCtrlVal (ph, P1_AOCHAN, &AO_Chan);
i_dummy = GetCtrlVal (ph, P1_acerange, &Arange);
i_dummy = GetCtrlVal (ph, P1_factor, &factor);
i_dummy = GetCtrlVal (ph, P1_datos, &datos);
i_dummy = GetCtrlVal (ph, P1_Ptoseg, &ptoseg);
i_dummy = GetCtrlVal (ph, P1_Itera, &itera);

/* se envia un valor inicial cero */
sale = bbias;
daqErr = AO_VWrite (board, AO_Chan, sale);

/* **** */
/* MANEJO INTERNO DE LOS DATOS DE SISMO PARA CONVERTIRLOS */
/* EN SEÑALES CON VALORES DE VOLTAJE POSIBLES DE ENVIAR */
/* **** */

/* convertir datos dados a valores en niveles deseados */
/* en un rango de +-5 voltios, aceptado por la mesa */
/* ARRAY sendVal DATOS EN VOLTIOS */
/* Evaluacion lineal 1D,  $y=a*X + b$  */
c = 5.0*Arange;
a = c*factor;
b = 0.0;
LinEv1D(XO, datos, a, b, sendVal);
for (i=0; i<datos; i++) {
FmtOut ("%s \t%i \t %f \t %f \n", "XO : sendVal", i, XO[i], sendVal[i]);
}
/* convertir valores de niveles deseados en valores posibles */
/* de manejar para ser enviados por un output analogo bipolar */
```

```

/* ARRAY bipolar DATOS EN BIPOLAR */
/* Evaluacion lineal 1D, y=a*X +b */
c = 2048.0/10.0;
a = c;
b = 0.0;
LinEv1D(sendVal, datos, a, b, bipolar);

/* convertir los valores de salida analoga bipolar dados */
/* en double en valores int para poder ser enviados */
/* ARRAY sendVol DATOS BIPOLARES ENTEROS */
for (i=0; i<datos; i++) {
    sendVol[i] =(int) (bipolar[i]);
    FmtOut ("%s \t %i \t %f \n", "sendVol : bipolar", sendVol[i], bipolar[i]);
}

beep ();

/* El usuario puede realizar OTRA TAREA */
estado = "Esperando";
i__dummy = SetCtrlVal (ph, P1_ESTADO, estado);
break;

case P1_LEE:
/******
/* LEE Y MUESTRA LOS DATOS DE SISMO EN EL PANEL INDICANDO */
/* EN QUE NIVEL DE VOLTAJE SERAN ENVIADOS */
/******

/* El usuario presiona el boton READ */
estado = "Leyendo";
i__dummy = SetCtrlVal (ph, P1_ESTADO, estado);
/* indica inicio de lectura en la pantalla OUTPUT */
lect = 1.0;
FmtOut ("%s %f \n", "lect:", lect);

/* Muestra los resultados en pantalla del panel */
for (i=0; i<datos; i++) {
    DSend_Vol = sendVal[i];
    i__dummy = SetCtrlVal (ph, P1_NUMI, i+1);

```

```

        i_dummy = SetCtrlVal (ph, P1_AOERROR, daqErr);
        i_dummy = SetCtrlVal (ph, P1_DSENDVOL, DSend_Vol);
    }

/* El usuario puede realizar OTRA TAREA */
    estado = "Esperando";
    i_dummy = SetCtrlVal (ph, P1_ESTADO, estado);
    break;

case P1_DIB:
    /******
    /* GRAFICA DE LA SEÑAL ENVIADA */
    /******
    /* El usuario presiona DIBUJAR*/
    estado = "Dibujando";
    i_dummy = SetCtrlVal (ph, P1_ESTADO, estado);

    /* Grafico es presentado en pantalla */
    for (i=0; i<datos; i++) {
        MesMov[0] = sendVal[i];
        ret = PlotStripChart (ph, P1_MESMOV, MesMov, 1, 0, 0, 4);
    }
    /* El usuario puede realizar OTRA TAREA */
    estado = "Esperando";
    i_dummy = SetCtrlVal (ph, P1_ESTADO, estado);
    break;

case P1_ENV:
    /******
    /* ENVIA LA SEÑAL A LA MESA */
    /******
    /* El usuario presiono el boton ENVIA */
    estado = "Enviando";
    i_dummy = SetCtrlVal (ph, P1_ESTADO, estado);

    /* Envia en board, channel number el voltage */

    /* Configuracion de la Salida */

```

```

i__ret = AO_Config (1, 0, 0, 10.0, 0);
/* Clear any wave on buffer */
i__dummy = WF_Clear (board);

/* Datos en la matriz buffer-1 en valores enteros*/
/* proporcional a +-5 Volt. */
/* sendVol%(1)=0 */

/* Datos en la matriz buffer-2 en valores enteros proporcional a +-5 Volt. */
sendVol1[1] = 0;
/* Numero de datos en la Matriz del Buffer -1 */
count0 = datos;
/* Numero de datos en la Matriz de Buffer-2 */
count1 = 0;
/* Numero de repeticiones de la ONDA en Canal de Salida -1 */
iterations0 = itera;
/* Numero de repeticiones de la Onda en Canal de Salida -2 */
iterations1 = 1;
/* Sampling rate en pts/sec. */
rate = ptoseg;
errNum = WF_Op (board, AO_Chan , sendVol, sendVol1, count0, count1, iterations0, iterations1, rate);

/* escribe los resultados en la pantalla STANDARD I/O */
FmtOut ("%s %f \t %f \n", "Reading: Arange,feed.bak", Arange,feed_bak);
beep ();

/* escribe los valores enviados en la pantalla STANDARD I/O */
for (i=0; i<10; i++) {
    DSend_Vol = sendVal[i];
    i__dummy = SetCtrlVal (ph, P1_NUMI,i+1);
    contador = i+1;
    FmtOut ("%s %i \t %f \t %f \n", "Reading:",contador,XO[i], sendVal[i]);
}
/* se muestra el numero de puntos enviados en total */
i__dummy = SetCtrlVal (ph, P1_NUMI,datos);

/* se envia un valor final cero */

```

```

sale = bbias;
daqErr = AO_VWrite (board, AO_Chan, sale);
beep ();

/* El usuario puede realizar OTRA TAREA */
estado = "Esperando";
i_dummy = SetCtrlVal (ph, P1_ESTADO, estado);
break;

default:
/* Se ejecuta la lectura de datos em Sampling mode */
i_dummy = GetCtrlVal (ph, P1_BOARD, &board);
i_dummy = GetCtrlVal (ph, P1_AOCHAN, &AO_Chan);
i_dummy = GetCtrlVal (ph, P1_acelrange, &Arange);
break;
}
}
/*****
/* CIERRA EL PANEL */
*****/
/* cerrar el panel */

er = CloseInterfaceManager ();
}

```

## ii.6 ENSAYO DINAMICO EN MESA VIBRADORA USANDO ONDMES

En el experimento se recopilaron datos provenientes de: la aceleración de la mesa vibradora, la aceleración de respuesta en el modelo ensayado, el desplazamiento del modelo y los esfuerzos generados en los elementos estructurales.

El procedimiento seguido para el ensayo realizado fue el siguiente:

- 1) Elaborar un programa en lenguaje de programación LabWindows, para enviar señales sísmicas hacia la mesa vibradora: ONDMES.



- 2) Colocar los ACELERÓMETROS sobre el tablero de la Mesa Vibradora y conectarlos al AMPLIFICADOR y al MAC ADIOS APO para hacer uso del programa SUPERSCOPE en la recepción de datos.
- 3) Verificar los acelerómetros mediante el envío de Ondas Seno desde el AUTOMATIC VIBRATION CONTROLLER de la Mesa Vibradora.
- 4) Verificar la onda sísmica, usando ONDMES y el RANDOM & AUTOMATIC VIBRATION CONTROLLER para realizar la calibración del programa.
- 5) Colocar el Modelo sobre el Tablero de Mesa Vibradora.
- 6) Colocar dos ACELEROMETROS en el centros de gravedad del modelo: uno sobre el modelo y el otro sobre el tablero de la mesa vibradora
- 7) Enviar una Onda Seno desde el AUTOMATIC VIBRATION CONTROLLER, con un nivel de aceleración bajo, pero suficiente para lograr que el Modelo vibre libremente, realizando la toma de datos del acelerómetro para conocer el factor de amortiguamiento " $\beta$ " del modelo.
- 8) Colocar el TRANSDUCTOR DE DESPLAZAMIENTO en el centro de la sección lateral de la losa, para poder medir los desplazamientos.
- 9) Colocar los TRANSDUCTORES DE DEFORMACION (Strain-gages), en los lugares donde posiblemente se presentaran rotulas plásticas
- 10) Conectar los TRANSDUCTORES DE DEFORMACION (Strain-gages), a las CAJAS DE CONEXIONES (Bridge box).
- 11) Conectar las CAJAS DE CONEXIONES (Bridge box), ACELEROMETROS y TRANSDUCTOR DE DESPLAZAMIENTO hacia el AMPLIFICADOR
- 12) Calibrar todos los instrumentos de medición considerando que las equivalencias indicadas en el AMPLIFICADOR serán:  
 1500 strains = 2V de salida para los Transductores de deformación (Strain-gages).  
 5000 gals = 5V de salida para los Acelerómetros.  
 5 cm = 5V de salida para el Transductor de desplazamiento.
- 13) Calibrar la GRABADORA, según lo indicado en el Anexo i.3.1.
- 14) Conectar una parte de las SALIDAS de los AMPLIFICADORES hacia la GRABADORA y otra parte hacia la COMPUTADORA (para hacer uso del programa SUPERSCOPE).
- 15) Iniciar la verificación de los sistemas de la CONSOLA de la mesa vibradora.
- 16) Activar los controles de la CONSOLA para hacer uso de las señales Aleatorias.
- 17) Activar los programas ONDMES, y SUPERSCOPE.

- 18) Verificar el programa ONDMES, enviando una señal inicial hacia el OSCILOSCOPIO (DS-612A DIGITAL STORAGE SCOPE).
- 19) Conectar el cable BNC a CONEXION BOX, que permite la recepción y envío de señales desde ONDMES, hacia la ENTRADA AUXILIAR del RANDOM VIBRATION CONTROLLER.
- 20) Abrir la señal de Grabado.
- 21) Presionar simultáneamente los botones de inicio de uso de los programas ONDMES y SUPERSCOPE, para realizar el envío de la señal y la recepción de las respuestas de los Acelerómetros, Transductor de desplazamiento y Transductores de deformación (Strain Gages).
- 22) Tener mucho cuidado de tomar todos los valores de respuesta del modelo.

## *ANEXO III*

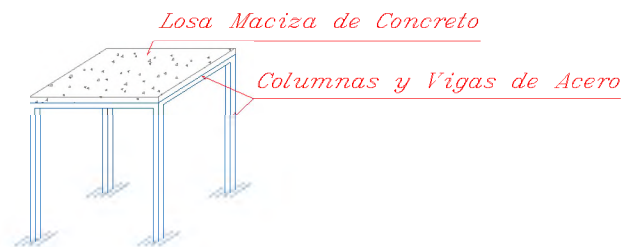
### *CARACTERISTICAS PROTOTIPO – MODELO*

#### iii.1 PROTOTIPO

Si bien los parámetros de comparación del análisis y el experimento son los del modelo ensayado, en esta parte se incluye una breve descripción de algunas características físicas y mecánicas del prototipo para dar idea de la estructura a escala natural.

##### iii.1.1 DIMENSIONES DEL PROTOTIPO

La estructura soporta una sobrecarga de  $500 \text{ kg/m}^2$  y una losa maciza lo suficientemente pesada para generar una fuerza inercial importante. El siguiente esquema representa al modelo en estudio:



**Fig. N° A-13: Esquema de la Estructura en estudio**

#### 1. CARACTERISTICAS DE LA LOSA.

##### a) Propiedades de la losa de concreto armado.

El esfuerzo de compresión del concreto ( $f^c$ ) y el modulo de elasticidad del material ( $E_c$ ) son:

$$f^c = 210 \text{ kg/cm}^2 \approx 3 \text{ Ksi}$$

$$E_c = 15000 \sqrt{f^c} \approx 3090 \text{ Ksi}$$

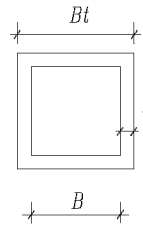
##### b) Peralte de la losa

El peralte asignado al prototipo es *46 cm*.

#### 2. PROPIEDADES DE LAS VIGAS Y COLUMNAS

Las vigas y columnas son de acero estructural fabricado bajo las normas ASTM-36; cuyo esfuerzo de fluencia y módulo de elasticidad son  $f_y = 2531 \text{ kg/cm}^2 = 36 \text{ Ksi}$  y  $E_s = 2.1 * 10^6 \text{ kg/cm}^2 = 29000 \text{ Ksi}$ , respectivamente.

Las vigas y columnas tienen sección transversal tubular cuadrada de 4.10x4.10x0.60 pulg:



| DENOMINACION<br>(pulg.) | DIMENSIONES<br>(pulg.) |                | PESO ESTIMADO |                |
|-------------------------|------------------------|----------------|---------------|----------------|
|                         | t                      | B <sub>t</sub> | kg/m          | Kg/varilla 6 m |
| Tub 4.10 x 4.10 x 0.6   | 0.60                   | 4.10           | 44.71         | 268.28         |

Tabla N° A-01: Sección transversal de las vigas y columnas del Prototipo

Las dimensiones de los perfiles del Prototipo, dependen de los perfiles empleados en el Modelo.

### iii.1.2 CARGAS EN EL PROTOTIPO

En la tabla N° 02 del Capítulo III.5.3. se indican las dimensiones del prototipo, con las que se tiene:

#### 1. CARGAS ACTUANTES

##### Carga Muerta W<sub>D</sub>

$$\begin{aligned}
 \text{Peso propio de losa (h=0.46 m)} & \quad 0.46 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 1104.00 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Piso terminado} & \quad 100 \text{ kg/m}^2 = 100.00 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Peso viga-cajón} & \quad 44.71 \text{ kg/m} \times 4.125 \text{ m} \times 4 \text{ viga} / 19.36 \text{ m}^2 = 38.11 \text{ kg/m}^2 \\
 \mathbf{W_D} & \quad \mathbf{= 1242.11 \text{ kg/m}^2}
 \end{aligned}$$

##### Carga Viva W<sub>L</sub>

$$\begin{aligned}
 \text{Sobrecarga} & \quad S/C = 500.00 \text{ kg/m}^2 \\
 \mathbf{W_L} & \quad \mathbf{= 500.00 \text{ kg/m}^2}
 \end{aligned}$$

#### 2. COMBINACION DE CARGAS

Como todas las fuerzas que intervienen en el ensayo son conocidas, la combinación de cargas incluye el total de las cargas muertas (D), las cargas vivas (L) y las cargas de Sismo (E):

$$W = W_D + W_L + W_E$$

### 3. FUERZA DINAMICA

En el análisis dinámico se usa el registro de la componente N82O del Sismo de Lima del 03 de Octubre de 1974, el cual tiene una duración de 98 segundos y alcanza una aceleración máxima de 192 gals; este sismo ha sido escalado para obtener aceleraciones de 97, 143, 395 y 480 gals, manteniéndose el tiempo de duración del mismo.

### 4. PESO DE LA ESTRUCTURA

En el cálculo del peso total de la edificación se incluye el 100% del efecto de las cargas muertas y el 100% de la sobrecarga.

Peso de la edificación considerando 100% de sobrecarga:

$$\text{Plosa} + \text{Pterminado} + \text{Vigas} (W_D = 1242.11 \text{ kg/m}^2) \quad 1242.11 \times 19.36 = 24047.16 \text{ kg}$$

$$\text{Peso de Columnas (Tub } 4.1 \times 4.1 \times 0.6 = 44.71 \text{ kg/m)} \quad 44.71 \times 3.0 \times 4 / 2 = \underline{268.26 \text{ kg}}$$

$$\text{Peso por carga muerta} = 24315.42 \text{ kg}$$

$$\text{Peso por carga viva} \quad 500 \times 19.36 = \underline{9680.00 \text{ kg}}$$

$$\text{Peso por carga viva} = 9680.00 \text{ kg}$$

$$\text{Finalmente:} \quad \text{Peso total} = 33995.42 \text{ kg}$$

### 5. MASA

$$\text{Siendo el peso } 33995.42 \text{ kg, se tiene:} \quad \text{Masa} = 3465.38 \text{ kg/m.s}^2$$

## iii.1.3 CARACTERISTICAS DEL PROTOTIPO

### 1. PROPIEDADES DE LAS COLUMNAS Y VIGAS DEL PROTOTIPO

#### COLUMNAS Y VIGAS Tub 4.1x 4.1 x 0.6

|                               | SIMBOLO              | [kg, m]                     | [Klb, pulg]             |
|-------------------------------|----------------------|-----------------------------|-------------------------|
| <b>Dimensión ext. Viga</b>    | <b>B<sub>f</sub></b> | 0.1050 m                    | 4.13 pulg               |
| <b>Dimensión Int. Viga</b>    | <b>B</b>             | 0.0730 m                    | 2.87 pulg               |
| <b>Espesor</b>                | <b>T</b>             | 0.0160 m                    | 0.63 pulg               |
| <b>Mod. Elasticidad</b>       | <b>E</b>             | 2.039E+10 kg/m <sup>2</sup> | 29000 Ksi               |
| <b>Inercia</b>                | <b>I<sub>x</sub></b> | 7.763E-06 m <sup>4</sup>    | 18.65 pulg <sup>4</sup> |
| <b>Constante de Torsión</b>   | <b>J</b>             | 1.128E-05 m <sup>4</sup>    | 27.10 pulg <sup>4</sup> |
| <b>Mod. Sec. Plástico</b>     | <b>Z<sub>x</sub></b> | 1.922E-04 m <sup>3</sup>    | 11.73 pulg <sup>3</sup> |
| <b>Area Secc. Transversal</b> | <b>A</b>             | 0.0057 m <sup>2</sup>       | 8.83 pulg <sup>2</sup>  |
| <b>Radio de giro</b>          | <b>r<sub>x</sub></b> | 0.0369 m                    | 1.45 pulg               |
| <b>Altura columna</b>         | <b>H</b>             | 2.950 m                     | 118.11 pulg             |
| <b>Longitud de Viga</b>       | <b>L</b>             | 4.125 m                     | 162.40 pulg             |

Tabla N° A-02: Características Físicas y Mecánicas del Prototipo

## 2. CALCULO DE MOMENTO PLASTICO

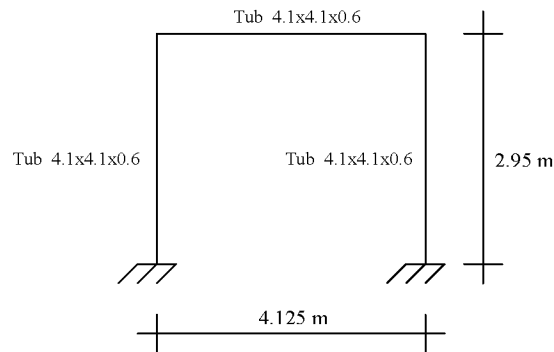
$$M_n = Z_x \cdot F_Y$$

$$M_n = (1.922E - 04) \times 2531$$

$$M_n = 4864.58 \text{ Kg} - \text{m}$$

## 3. ESQUEMA GENERAL DE LOS PORTICOS DEL PROTOTIPO

El esquema de la estructura de acuerdo a la geometría descrita es:



ESQUEMA GENERAL DE LA GEOMETRÍA DE LOS PORTICOS DE LA ESTRUCTURA

### iii.2 MODELO

#### iii.2.1 DIMENSIONES DEL MODELO

Han sido obtenidas al aplicar los factores de escala 1:5 al prototipo.

##### 1. CARACTERISTICAS DE LA LOSA.

###### a) Propiedades de la losa de concreto armado.

Debido a los factores de escalamiento usados, el concreto empleado considera las características señaladas en el Anexo iii.1.1.1.a).

###### b) Peralte de la losa

Para un factor de escala de 5, el peralte es  $h=9.2 \text{ cm}$ .

##### 2. PROPIEDADES DE LAS VIGAS Y COLUMNAS

Al igual que para el prototipo, el material usado en las vigas y columnas del modelo es acero fabricado bajo las normas ASTM-36, con sección transversal tubular cuadrada de 21x21x3.2 mm:

| DENOMINACION<br>(pulg.) | DIMENSIONES<br>(pulg.) |                | PESO ESTIMADO |                |
|-------------------------|------------------------|----------------|---------------|----------------|
|                         | T                      | B <sub>t</sub> | kg/m          | Kg/varilla 6 m |
| Tub 21 x 21 x 3.2       | 0.003                  | 0.021          | 1.79          | 10.74          |

Tabla N° A-03: Sección transversal de las vigas y columnas del Modelo

### iii.2.2 CARGAS EN EL MODELO

#### 1. CARGAS ACTUANTES

##### Carga Muerta W<sub>D</sub>

|                                 |  |  |
|---------------------------------|--|--|
| Peso propio de losa (h=0.092 m) |  | $0.092 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 220.80 \text{ kg/m}^2$ |
| Piso terminado                  |  | $20 \text{ kg/m}^2 = 20.00 \text{ kg/m}^2$                 |
| Peso viga-cajón                 | $1.79 \text{ kg/m} \times 0.825 \text{ m} \times 4 \text{ viga} / 0.774 \text{ m}^2$ | $= 7.62 \text{ kg/m}^2$                                    |
|                                 |  | <b>W<sub>D</sub> = 248.42 kg/m<sup>2</sup></b>             |

##### Carga Viva W<sub>L</sub>

|            |  |  |
|------------|--|--|
| Sobrecarga |  | S/C = $\frac{100.00 \text{ kg/m}^2}{1}$        |
|            |  | <b>W<sub>L</sub> = 100.00 kg/m<sup>2</sup></b> |

#### 2. COMBINACION DE CARGAS

Al igual que en el prototipo:  $W = W_D + W_L + W_E$

#### 3. FUERZA DINAMICA

Para realizar el análisis dinámico se usa el registro de la componente N82O del Sismo de Lima del 03 de Octubre de 1974. Tomando en cuenta las aceleraciones supuestas para el prototipo (Anexo iii.1.2.3) y el factor de escala correspondiente se obtienen aceleraciones de 485, 715, 1795 y 2400 gals y un tiempo de duración de 19.6 segundos.

#### 4. PESO DE LA ESTRUCTURA

En el cálculo del peso total de la edificación se incluyen las cargas muertas y el 100% de la sobrecarga.

##### Peso de la edificación considerando 100% de sobrecarga:

|  |  |
|--|--|
| Plosa + Pterminado+Vigas ( W <sub>D</sub> = 243.62 kg/m <sup>2</sup> ) | $248.42 \times 0.77 = 192.38 \text{ kg}$         |
| Peso de Columna (Tub 21x21x3.2 =1.79 kg/m)                             | $1.79 \times 0.6 \times 4 / 2 = 2.15 \text{ kg}$ |
|  | Peso por carga muerta = 194.52 kg                |
| Peso por carga viva  | $100 \times 0.77 = 77.44 \text{ kg}$             |
|  | Peso por carga viva = 77.44 kg                   |
| Finalmente:  | <b>Peso total = 271.97 kg</b>                    |

## 5. MASA

Siendo el peso 271.97 kg, se tiene:

$$\text{Masa} = 27.72 \text{ kg/m} \cdot \text{s}^2$$

### iii.2.3 CALCULO DE ESFUERZOS INTERNOS EN EL MODELO

#### 1. PROPIEDADES DE LAS COLUMNAS Y VIGAS

##### COLUMNAS Y VIGAS Tub 21 x 21 x 3.20

|                        | SIMBOLO | [kg, m]                     | [Klb, pulg]              |
|------------------------|---------|-----------------------------|--------------------------|
| Dimensión ext. Viga    | $B_f$   | 0.0210 m                    | 0.827 pulg               |
| Dimensión Int. Viga    | $B$     | 0.0146 m                    | 0.575 pulg               |
| Espesor                | $t$     | 0.0032 m                    | 0.126 pulg               |
| Mod. Elasticidad       | $E$     | 2.039E+10 kg/m <sup>2</sup> | 29000 Ksi                |
| Inercia                | $I_x$   | 1.242E-08 m <sup>4</sup>    | 0.0298 pulg <sup>4</sup> |
| Constante de Torsión   | $J$     | 1.805E-08 m <sup>4</sup>    | 0.0434 pulg <sup>4</sup> |
| Mod. Sec. Plástico     | $Z_x$   | 1.537E-06 m <sup>3</sup>    | 0.0938 pulg <sup>3</sup> |
| Area Secc. Transversal | $A$     | 0.000228 m <sup>2</sup>     | 0.353 pulg <sup>2</sup>  |
| Radio de giro          | $r_x$   | 0.0074 m                    | 0.291 pulg               |
| Altura columna         | $H$     | 0.590 m                     | 23.23 pulg               |
| Longitud de Viga       | $L$     | 0.825 m                     | 32.48 pulg               |

Tabla N° A-04: Características Físicas y Mecánicas del Modelo

#### 2. CALCULO DE MOMENTO PLASTICO

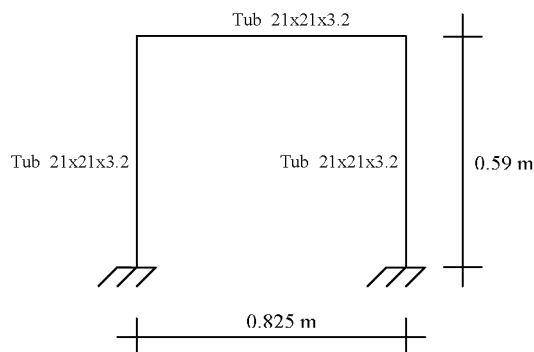
El momento plástico es definido como:  $M_p = Z_x \cdot F_Y$

Reemplazando valores se obtiene:

$$M_p = 1.537 \times 2531$$

$$M_p = 38.91 \text{ Kg} - m$$

#### 3. CALCULO DE ESFUERZOS POR ANALISIS ELASTICO



ESQUEMA GENERAL DE LA GEOMETRÍA DE LOS PORTICOS DE LA ESTRUCTURA



Para realizar este análisis se considera un pórtico simple empotrado en su base y con uniones viga-columna rígidas. Las propiedades geométricas y físicas de los elementos estructurales están dadas por la Tabla N° A-04.

Realizando un análisis Tiempo-Historia en el programa de cómputo Etabs para la componente N82O del Sismo del 03 de Octubre de Lima de 1974 escalado para obtener una aceleración máxima de 485 gals, se obtuvo los siguientes resultados:

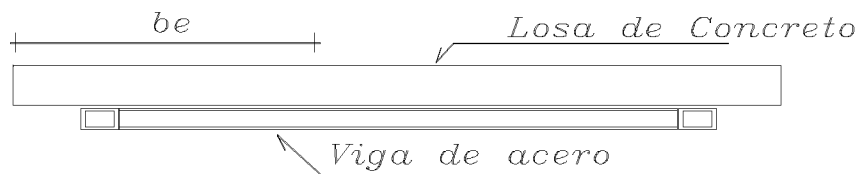
**COLUMNAS Tub 20 x 20 x 3**

|                     | <i>[kg - m]</i> | <i>[Klb - pulg]</i> |
|---------------------|-----------------|---------------------|
| <b>Cortante</b>     | -33.12          | -0.0013             |
| <b>Momento máx.</b> | -11.45          | -0.3993             |
| <b>Momento mín.</b> | 7.39            | -0.0521             |
| <b>Carga Axial</b>  | -19.61          | -0.1151             |

**Tabla N° A-05: Resultados del análisis en el Modelo.**

### iii.3 INERCIA DE LAS VIGAS DE SECCION COMPUESTA DEL MODELO

Las vigas trabajan como secciones compuestas por estar fuertemente unidas a la losa, tal como lo muestra el siguiente esquema:



**Fig. N° A-14: Viga de sección compuesta**

El cálculo de la inercia y el momento plástico de la viga de sección compuesta se realiza tomando en cuenta:

$A_{transf}$  = Área de la sección transformada.

$I_{con}$  = Inercia de la porción de concreto considerada como parte de la viga de sección compuesta.

$I_v$  = Inercia de la viga trabajando como sección simple.

$n$  =  $E_c/E_s$ , Relación modular ( $E_c$  módulo de elasticidad del concreto y  $E_s$  módulo de elasticidad del acero)

C.G. = Centro de gravedad de la sección transformada.

be = Ancho equivalente del concreto considerado como parte de la viga de sección compuesta.

$$be = luz / 8 \quad \Rightarrow \quad be = 0.103 \text{ m}$$

$$be = 6 \text{ espesor de la losa} \quad \Rightarrow \quad be = 0.840 \text{ m}$$

$$be = (\text{distancia hasta el siguiente eje de la viga}) / 12 \quad \Rightarrow \quad be = 0.069 \text{ m}$$

$$\therefore \quad be = 0.07 \text{ m}$$

El Centro de gravedad de la sección compuesta se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$Y_{c.g.} = \frac{Y_v A_v + Y_c A_c}{A_v + A_c}$$

$$Y_{c.g.} = 7.62 \text{ cm}$$

donde:

$Y_v$  = Centro de gravedad de la viga de acero en dirección vertical.

$Y_c$  = Centro de gravedad de la losa de concreto en dirección vertical.

$A_v$  = Area contribuyente de la viga de acero.

$A_c$  = Area contribuyente de la losa de concreto.

Luego el Momento de Inercia de la sección compuesta con respecto al C.G. de la sección

Transformada será determinada como:

$$I_{com} = I_v + I_c + (Y - Y_v)^2 A_v + (Y - Y_c)^2 A_c$$

$$I_{com} = 1.242 \times 10^{-8} + \frac{0.0072 * .14^3}{12} + (Y - Y_v)^2 A_v + (Y - Y_c)^2 A_c$$

$$I_{com} = 2.87 \times 10^{-6} \text{ cm}^4$$

donde:

$I_v$  = Momento de Inercia de la viga de acero en dirección vertical.

$I_c$  = Momento de Inercia de la losa de concreto en dirección vertical.

Relacionando las inercias de la viga de sección compuesta y la viga de sección simple:

$$\text{Relación} = \frac{I_{com}}{I_v}$$

$$I_{com} = 231 I_v$$

### iii.4 COMPARACION DE LA RELACIÓN $b/t$ CON $\lambda_p$ Y $\lambda_r$

Sea  $\lambda_p$  la relación límite  $b/t$  para una sección compacta y  $\lambda_r$  la relación límite  $b/t$  para una sección no compacta, definidas como:

$$\lambda_p = \frac{190}{\sqrt{F_y}} = 31.67$$

$$\lambda_r = \frac{238}{\sqrt{F_y - F_r}} = 46.68$$

para la sección en estudio se tiene  $\frac{b}{t} = \frac{0.015}{0.0032} = 4.69$

de donde se concluye que:  $\frac{b}{t} < \lambda_p < \lambda_r$

Luego la sección es compacta, pudiendo alcanzar un comportamiento no lineal por desarrollo de momentos plásticos.

### iii.5 MODULO DE SECCION PLASTICO DE LA VIGA DE SECCION COMPUESTA

El momento nominal de la sección compuesta estando la losa en compresión (momento positivo) depende de: el esfuerzo de fluencia  $F_y$  y las propiedades de la sección de la viga de acero, la resistencia a compresión de la losa de concreto  $f'_c$  y la resistencia que aportan los conectores de corte.

El momento nominal cuando la losa esta en compresión esta dividido en 2 categorías de acuerdo al LRFD-I3.2, dependiendo de la esbeltez del alma:

1. Si  $\frac{b}{t} < \lambda_p = \frac{190}{\sqrt{F_y}}$ , el momento nominal esta basado en la distribución de esfuerzos plásticos en la sección compuesta.
2. Si  $\frac{b}{t} > \lambda_p = \frac{190}{\sqrt{F_y}}$ , el momento nominal esta basado en la superposición de esfuerzos elásticos considerando los efectos de corte.

De iii.4 se deduce que se trata del “caso 1.” A su vez el momento nominal basado en la distribución de esfuerzos plásticos puede ser dividido en 2 casos:

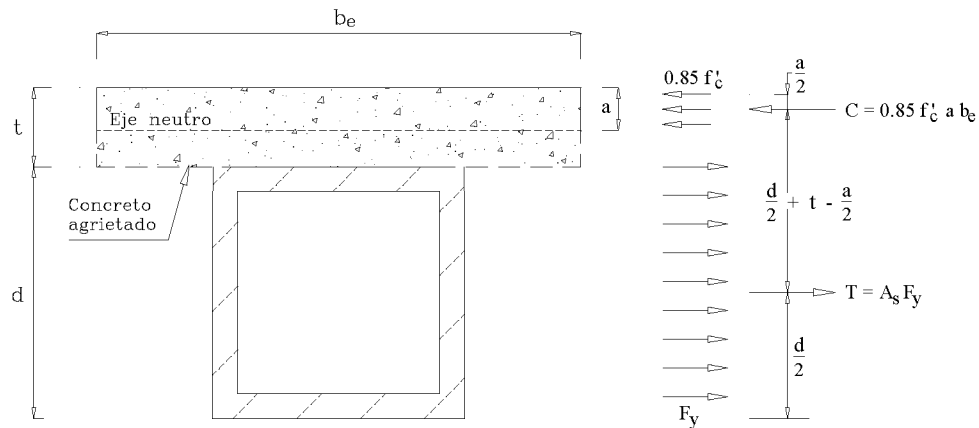
- a. Cuando el eje neutro plástico esta en la losa.
- b. Cuando el eje neutro plástico esta en la sección de acero, el  $M_n$  será diferente dependiendo si dicho eje esta en el ala o en el alma.

**DETERMINACION DEL EJE NEUTRO PLASTICO (PNA) CUANDO SE HALLA UBICADO EN LA LOSA DE CONCRETO**

De los cálculos se demuestra que el eje neutro plástico se halla ubicado en la losa de concreto por lo que se emplearán las ecuaciones que rigen dicho comportamiento.

La fuerza de compresión es:  $C = 0.85 f'_c a b_e$

La fuerza de tensión es el esfuerzo de fluencia de la viga:  $T = A_s F_y$



**Fig. N° A-15: eje neutro plástico dentro de la losa en la viga de sección compuesta**

Considerando que:

$$C = T$$

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 f'_c b_e}$$

Empleando la ecuación anterior:  $a = \frac{2.28 \times 2531}{0.85 \times 210 \times 7.0} = 4.62 < 14 \Rightarrow \text{OK!}$

Reemplazando valores:

$$C = 0.85 f'_c a b_e = 0.85 \times 210 \times 4.62 \times 7 = 5770.68 \text{ kg}$$

$$T = A_s F_y = 2.28 \times 2531 = 5770.68 \text{ kg}$$

El brazo:

$$d_1 = \frac{d}{2} + t - \frac{a}{2}$$

$$d_1 = \frac{2.1}{2} + 14 - \frac{4.62}{2}$$

$$d_1 = 12.74 \text{ cm}$$

El momento nominal es:

$$M_n = C \cdot d_1 = T \cdot d_1$$

$$M_n = 5770.68 \times 12.74$$

$$M_n = 73518.46 \text{ kg-cm} = 735.18 \text{ kg-m}$$

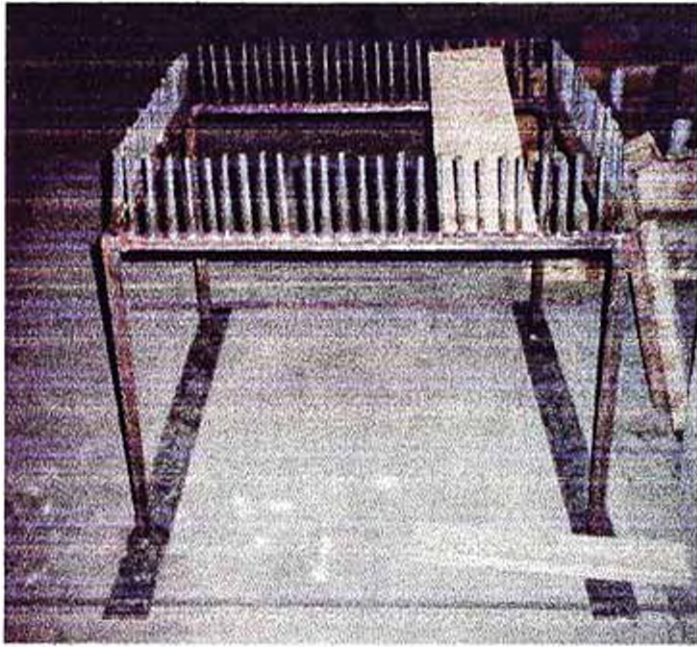
Relacionando las inercias de la viga compuesta a la simple se tiene:

$$\text{Relación} = \frac{M_{com}}{M_p}$$

$$M_{com} = 19 M_p$$

## *ANEXO IV*

## *FOTOS*

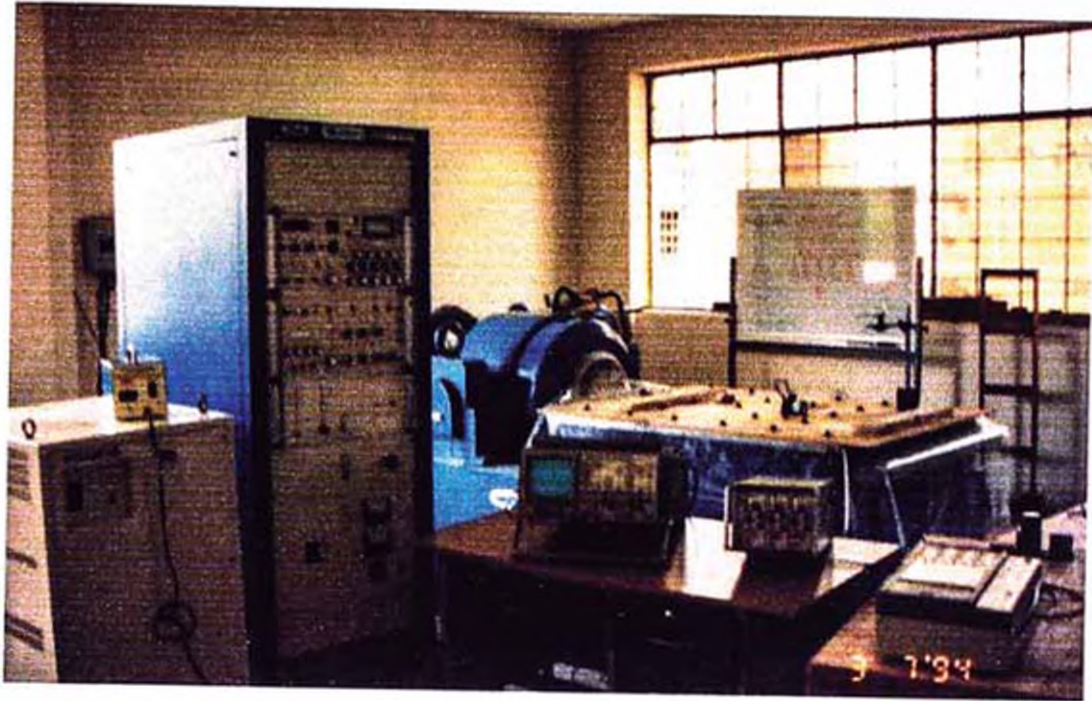


**Foto N° 01.- Esqueleto del Modelo**



**Foto N° 02.- Construcción de la losa**



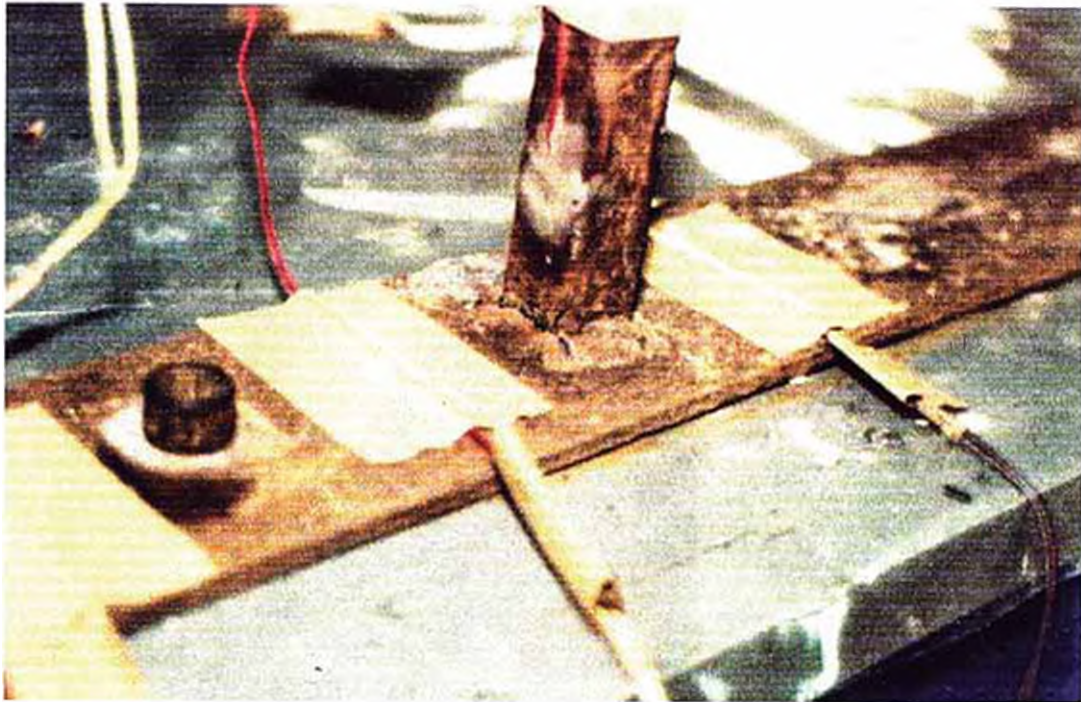


**Foto N° 03.- Instrumentos utilizados en el ensayo**

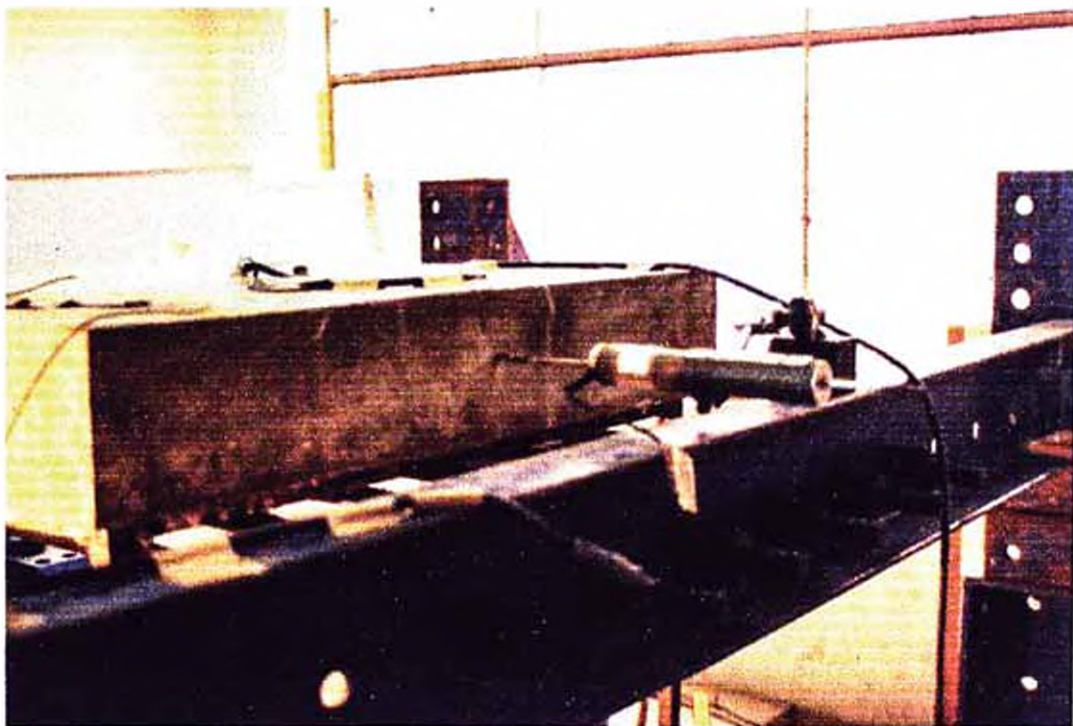


**Foto N° 04.- Calibración de instrumentos para el envío de la señal sísmica**

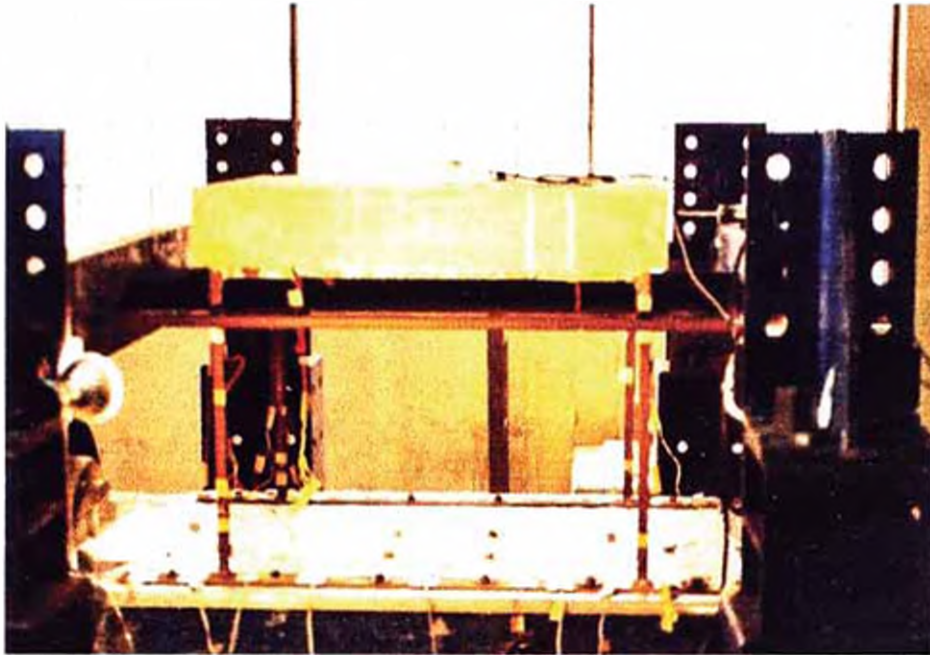




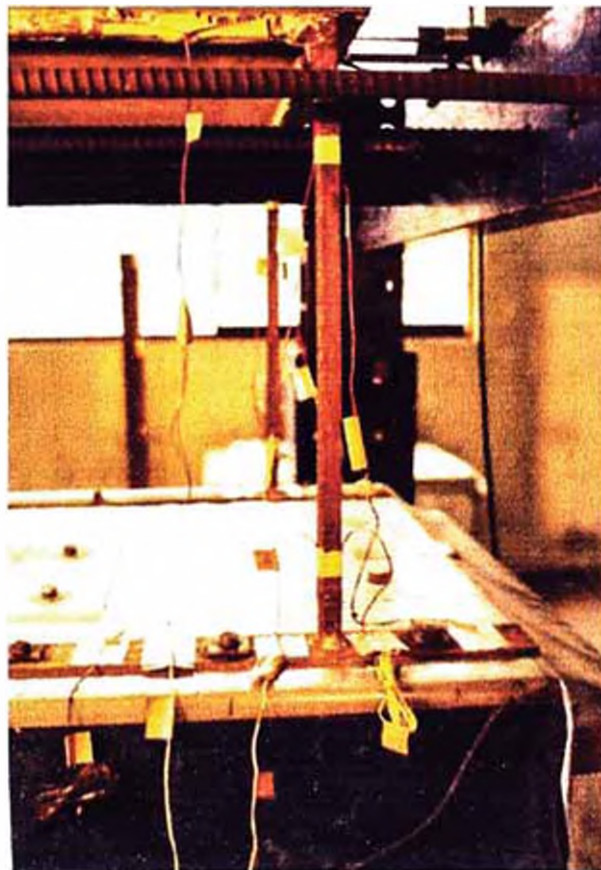
**Foto N° 05.- Transductor de deformación ubicado en la columna**



**Foto N° 06.- Transductor de desplazamiento ubicado en la losa**



**Foto N° 07.- Modelo experimental**

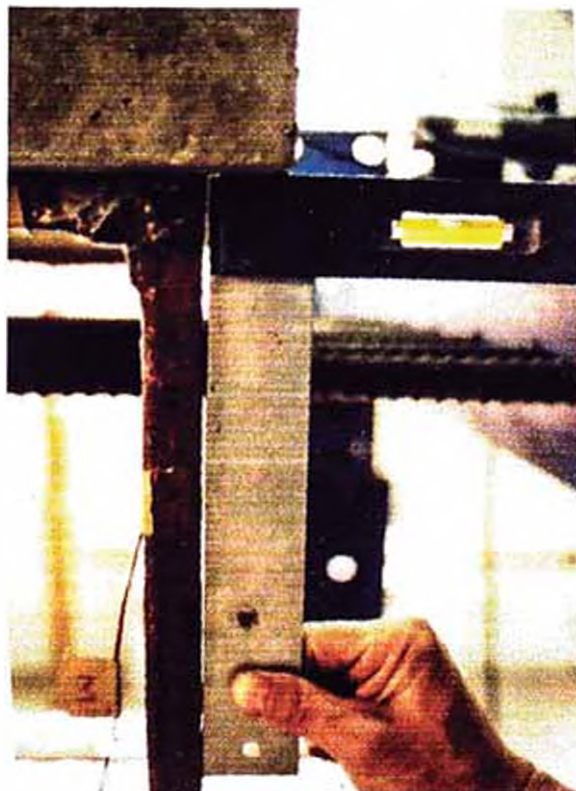


**Foto N° 08.- Distribución de los transductores de deformación en el pórtico**





**Foto N° 09.- Verificación de la pérdida de verticalidad de la columna después del colapso**



**Foto N° 10.- Verificación de la pérdida de verticalidad de la columna después del colapso**