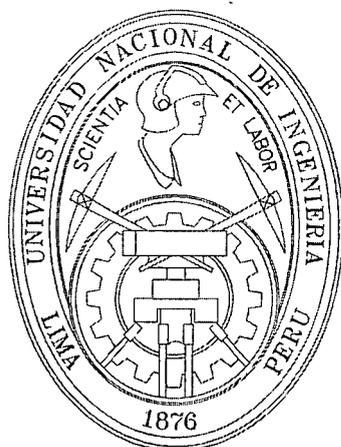


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



**“COMPORTAMIENTO DE UNA EDIFICACION DE
ALBAÑILERIA CONSTRUIDO CON LADRILLO
ARTESANAL FRENTE A CARGAS LATERALES**

TESIS

Para optar el Título Profesional de :

INGENIERO CIVIL

GUILLERMO DAVID HUACO CÁRDENAS

Lima - Perú
2005

Digitalizado por:

Consortio Digital del
Conocimiento **MebLatam**,
Hemisferio y Dalse

A DIOS:
por querer y permitir mi existencia
en este tiempo y lugar,
y su gran amor para con todos nosotros

**A MIS QUERIDOS PADRES:
PORFIRIO y GUMERCINDA;
Por su infinito amor
en todos los pasajes de mi vida**

**A MI AMADO HERMANO:
JESÚS
Por su compañía y protección**

AL RECUERDO DE MI TIA EVITA(†):
Por su inmenso cariño que tuvo
para con mi familia y para conmigo

A MI ASESOR:
DR. CARLOS ZAVALA
Por la confianza y oportunidad brindada.

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por darme unos amorosos padres y hermano, y permitir coincidir en ésta misma época con mis amigos y maestros; y a nuestra madre la Virgen María, por interceder siempre por mí ante nuestro padre Dios y su hijo Jesucristo.

Deseo expresar mi enorme gratitud y respeto al Dr. Carlos Alberto Zavala Toledo, mi asesor; por mostrarme siempre afecto y confianza, pero sobre todo la oportunidad para el desarrollo del presente trabajo; y como todo un maestro, enseñando su arte, dándome consejos y haciéndome correcciones a su propio estilo.

Al Centro Peruano Japonés de Investigación y Mitigación de Desastres (CISMID), en especial agradecer al personal profesional y técnico del Laboratorio de Estructuras en la persona de la Ing. Patricia Gibu, por haberme brindado facilidades necesarias para la realización del presente trabajo.

Al Instituto de Investigación de la Facultad de Ingeniería Civil, por la ayuda recibida en el tramo final de la presente investigación.

A mis amigos del Laboratorio de Estructuras que tuve la oportunidad de conocer y departir buenos y gratísimos momentos: Patty Gibu, Claudia Honma, Luis Lavado, Mónica Ramírez, Dina Cotrado, Germán Valdivia, Carlos Chunga, José Castillo, Carlos Valdivia, Audri Camacho, Peter Martel, Gaby Medina, Larry Cárdenas y Germán Bautista. A todos ellos, muchas gracias.

Una dedicación especial a mis condiscípulos Dandy Berlié Roca Loayza, compañero en la escuela de graduados y de pre-docencia, y a Leslie Giuliana Chang Chumpén; ambos mis compañeros del laboratorio de estructuras, compinches en las noches de música variada y florida, pero sobretodo amigos incondicionales y ahora socios.

Una deferencia al Departamento de Estructuras de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería, en las personas del Ing. Jorge Gallardo (jefe del Dpto. en mención) y la Srta. María Vargas, por el apoyo, estima y amistad permanentemente brindada.

A mis profesores con quienes me tocó llevar algún curso tanto en antegrado como en la escuela de graduados (postgrado), pues gracias a las muchas o pocas enseñanzas que me dieron en cada uno de sus cursos, me sirvió para desarrollarme como profesional en antegrado y el inicio de mi vida como investigador y maestro en la escuela de graduados.

A quien Dios permitió que nos conociéramos justo en ésta misma época y lugar, una personita muy especial: Jemina; nunca dejó de alentarme para terminar mi tesis, con sus timbradas y mensajes de texto en el día, tarde, noche, y también en las madrugadas, así mismo largas conversaciones sea por audio o escrito, acompañándome en mis malas noches de filosofía y elucubración del comportamiento de la albañilería. Pero lo mas importante, haber hecho que vuelva a leer con mucha reflexión la palabra de Dios y enseñarme esta frase muy cierta: “A los que aman a Dios todas las cosas les ayuda para bien” y demostrarme en todas nuestras conversaciones que: ¡La vida es bella!

Por último, pero muy importante, a mis padres, que, a pesar de todos los problemas habidos, siempre estuvieron con mi hermano y conmigo, enseñándonos a ser unidos, amarnos unos a otros; dándonos el calor familiar que necesitamos para crecer y desarrollarnos como profesionales; siendo nuestros apoyos y ejemplos para enseñarnos una línea de vida correcta, leal, y temerosa a Dios.

INDICE

Pag.

CAPÍTULO I GENERALIDADES

1. Objetivos.....	1
2. Justificación.....	2
3. Metodología.....	2
4. De la unidad de albañilería artesanal y Construcciones Típicas De Albañilería En El Perú.....	3
5. Investigaciones Anteriores – Estado del Arte en la Investigación en la UNI.....	6

CAPÍTULO II PROGRAMA DE ENSAYOS DE MUROS DE ALBAÑILERÍA CON LADRILLO ARTESANAL

1 Objetivos de los Ensayos.....	10
2 Características de los Especímenes.....	10
3 Ensayo experimental y muestras de resultados.....	13
3.1 Ensayo de laboratorio.....	13
3.2 Equipo De Ensayo Utilizado.....	15
3.2.1 Sistema de Carga.....	15
3.2.2 Sistema de Medición.....	16
3.2.3 Sistema de Control.....	17
3.3 Procedimiento del Ensayo.....	18
3.4 Muestra de Resultados.....	20
3.4.1 Curvas de Histéresis.....	20
3.4.2 Curvas de Comportamiento.....	23
3.4.3 Modo de Falla.....	27
3.4.4 Degradación de Rigidez.....	33
3.5 Comparación de Resultados.....	20

CAPÍTULO III MODELO EXPERIMENTAL DE UNA VIVIENDA DE DOS NIVELES

1 Objetivos del Ensayo de Cargas Cíclicas.....	40
2 Características de la Estructura.....	40
3 Ensayo experimental y muestras de resultados.....	43
3.1 Ensayo de laboratorio.....	43
3.2 Equipo De Ensayo Utilizado.....	43
3.3 Procedimiento del Ensayo.....	47
3.4 Muestra de Resultados.....	47
3.4.1 Historia de Corte y Desplazamientos.....	47
3.4.2 Curvas de Histéresis.....	49
3.4.3 Curvas de Capacidad Experimental.....	50
3.4.4 La torsión presentada en el experimento.....	52
3.4.5 La curva de Capacidad Experimental d al estructura en su centro de masa.....	55
3.4.6 Modo de Falla – Historia de Agrietamiento.....	59
3.4.7 Degradación de Rigidez.....	64
4 Medición De Vibraciones Ambientales Con Microtremor.....	65
4.1 Resultados.....	66

CAPÍTULO IV EVALUACIÓN COMPARATIVA DE LAS METODOLOGÍAS DE ANÁLISIS SÍSMICO APLICADOS A LA VIVIENDA ENSAYADA

1	Introducción.....	67
2	Objetivos y Alcances.....	68
3	Métodos de Análisis.....	68
3.1	Análisis Estático Equivalente Lineal.....	68
3.2	Análisis Dinámico por Superposición Lineal.....	68
3.3	Análisis Estático Equivalente No-Lineal (Pushover).....	69
4	Evaluación de la Estructura.....	69
4.1	Descripción de la Estructura.....	69
5	Análisis Lineal Elástico Estático Equivalente.....	70
5.1	Modelo Utilizado.....	70
5.2	Propiedades lineales de los materiales.....	72
5.3	Análisis Sísmico.....	73
6	Análisis Lineal Elástico Dinámico por suposición modal espectral.....	75
6.1	Análisis Dinámico-Modos de Vibración de la estructura.....	76
6.2	Análisis Sísmico.....	78
7	Análisis No Lineal Estático (Pushover).....	80
7.1	Modelo No Lineal del Muro A1-4.....	83
7.1.1	Modelo de los Micromodelos.....	83
7.1.2	Modelo de los Macromodelos.....	84
7.2	Cálculo del Modelo No Lineal del muro Propuesta de Modelamiento de Muros de Albañilería usando la teoría de los MacroModelos.....	85
7.2.1	Elementos de Concreto Armado.....	85
7.2.2	Elementos de Albañilería-Propuesta de Modelamiento.....	87
7.2.2.1	Propuesta de Rigidez de los Puntales.....	88
7.2.2.2	Propuesta de Resistencia al Corte de los Puntales.....	88
7.2.3	Calibración de los parámetros de la curva modificada de Wen-Bouc y Resistencia al corte de los puntales.....	89
7.3	Del Modelo No Lineal de la Vivienda.....	94
7.4	Espectro de Capacidad.....	97
8	Comparación de las respuestas de los análisis lineales y no lineales con la respuesta experimental de la estructura.....	107

CAPÍTULO V DETERMINACIÓN DE LAS CURVAS DE DEMANDA PARA CADA NIVEL DE PELIGRO

1	Método del Espectro Capacidad-Demanda.....	109
1.1	Fundamentos del método.....	109
1.2	Espectros de Capacidad.....	110
1.3	Espectro de Demanda.....	111
2	Curvas de demanda de los espectros de respuesta de registros acelerográficos.....	113
2.1	Introducción al Análisis Espectral.....	113
2.2	Espectros de Respuesta.....	114

3	Curvas De Demanda para Niveles de Demanda de los espectro de servicio, diseño y Ultimo de la norma sismorresistente NTE E030.....	118
4	Curvas De Demanda para Niveles de demanda de los servicio, diseño y Ultimo según los registros acelerográficos de la norma sismorresistente NTE E030.....	122
	4.1 Catálogo de Sísmos Peruanos.....	122
	4.2 Peligro Sísmico.....	123
	4.2.1 Peligro Sísmico Determinístico.....	124
	4.2.2 Peligro Sísmico Probabilístico.....	125
	4.3 Cálculo de los espectros de demanda.....	128

CAPÍTULO VI DETERMINACION DEL NIVEL DE DESEMPEÑO

1	Introducción.....	139
2	Diseño basado en el desempeño Sísmico.....	140
3	Desempeño esperado de la edificación.....	141
	3.1 SEAOC.....	142
	3.2 ATC-40.....	143
4	Estimación de la respuesta sísmica-Nivel de desempeño.....	144
5	Puntos de Desempeño.....	146

CAPÍTULO VII CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1	Conclusiones.....	152
2	Recomendaciones.....	158
3	Líneas de Investigación Futura.....	159

ANEXOS

BIBLIOGRAFIA

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1 **Objetivos.**

- Estudiar el comportamiento experimental de una estructura de dos niveles de albañilería confinada de ladrillo artesanal, sometidas a cargas cíclicas.
- Determinar las características estáticas y dinámicas de interés para la respuesta sísmica en el rango lineal y en el rango no lineal.
- Analizar y evaluar el comportamiento estructural de dicha estructura usando diferentes tipos de análisis y comparando los resultados obtenidos por estas metodologías y con las respuestas del ensayo experimental. El alcance de este estudio incluye análisis de la estructura por análisis lineal estático y dinámico; así como de análisis no lineal estático.
- Determinar los espectros de capacidad de la estructura tanto del espécimen ensayado, así como de los análisis no lineales, para diferentes tipos de respuesta estructural; y los espectros de demanda para cada nivel de peligro (servicio, diseño y último), así como los espectros de peligro uniforme, también para cada nivel de demanda; con esto obtener los puntos de desempeño, para cada tipo de análisis No lineal
- Determinar los niveles de desempeño para cada tipo de análisis No Lineal y para el resultado experimental

2 Justificación.

El análisis de estructuras de albañilería sometidas a acciones sísmicas puede actualmente realizarse con modelos matemáticos muy detallados. Sin embargo, no puede prescindirse de los ensayos de laboratorio que, por un lado, dan sustento a los modelos teóricos y permiten calibrar adecuadamente sus distintos parámetros y, de otro lado, permiten simplificar los modelos, matemáticos, poniéndolos al alcance del ingeniero.

El estudio propuesto aportará una comparación de resultados experimentales y matemáticos de diversos tipos de análisis efectuado a la vivienda, con la finalidad de conocer la variación de los resultados de las respuestas de la estructura.

También, se aportará la determinación de la vulnerabilidad de la estructura, con los valores experimentales y de los diversos tipos de análisis No Lineales.

3 Metodología

Se realizará análisis lineal estático y dinámico; así como de análisis No Lineales Estático y se determinará las Curvas de Capacidad de la estructura tanto de las respuestas del ensayo experimental, así como del análisis No Lineal, para diferentes tipos de respuesta estructural; y también las Curvas de Demanda para cada nivel de peligro (servicio, diseño y último), según los espectros de respuesta de los registros acelerográficos de la norma sismorresistente NTE-E030 y del espectro de Diseño de la norma NTE-E030; para con esto obtener los niveles de desempeño para cada tipo de análisis No Lineal y para el resultado experimental.

4.- De la unidad de albañilería artesanal y Construcciones Típicas De Albañilería En El Perú

El diseño de edificios de albañilería en el país se ha realizado utilizando procedimientos basados en el conocimiento racional de la albañilería sólo desde el año 1977. Año en el cual el Reglamento Nacional de Construcciones exige que las construcciones de Albañilería sean diseñadas por métodos racionales. Esta exigencia reglamentaria fue introducida, paralelamente a otra del Instituto de Investigación Tecnológica Industrial y de Normas Técnicas del Perú, a cuál se normalizó y clasificó las unidades, cualesquiera fuera su materia prima y su método de fabricación. Con anterioridad el problema técnico de la construcción de este tipo de edificaciones era resuelto en forma empírica; fueron perfeccionándose con los resultados observados durante sismos.

Algunas razones por la que existe alguna preferencia por utilizar la albañilería en nuestro país son:

- Construir las unidades de albañilería no requieren mucho consumo de energía, por lo cual los costos de fabricación disminuyen.
- No se requiere de mano de obra calificada, para realizar las construcciones, sino más bien de especialización media.
- Puede elaborarse la construcción a partir de materias primas diversas (arcilla, sílice-cal, concreto) las cuales se pueden obtener en cualquier lugar del país y con posibilidad de nivel de industrialización adaptable a cualquier volumen de producción.

Se puede afirmar que en algunas zonas de la costa peruana y algunas zonas de la sierra es donde más se construye viviendas de albañilería, siendo éstas no reforzadas, confinadas ó de muros armados. La selva, a diferencia de la costa y sierra, satisface sus necesidades habitacionales utilizando en mayor escala la madera.

Podemos mencionar tres tipos de albañilería típicos que se construyen en Lima y otras ciudades peruanas:

- Albañilería No Reforzada:

El comportamiento sísmico de este tipo de construcciones ha resultado en muchos casos deficiente, llegando incluso a registrar estados de colapso total.

- Albañilería Confinada:

Es el tipo de construcción más popular usado en nuestro medio; surge de los problemas estructurales de la albañilería no reforzada. Se confinan los muros de albañilería mediante el empleo de elementos de concreto armado. Este tipo de construcción se desarrolla desde la década de 1940.

- Muros Armados:

Es un tipo de construcción que utiliza unidades de albañilería con alvéolos horizontales y verticales, así mismo refuerzo en algunos casos horizontal y vertical; es un tipo de construcción similar al utilizado en países extranjeros (Estados Unidos de Norteamérica, Japón).

El comportamiento sísmico de las edificaciones de mediana altura sólo se ha podido evaluar en los sismos ocurridos en los últimos años. Los daños observados se han atribuido principalmente a la falta de refuerzo, uso de materiales de mala calidad, falta de control de la ejecución de este tipo de obras, inadecuada selección del sistema estructural.

Desarrollar una norma de diseño ha sido necesario para lograr el balance adecuado entre la seguridad sísmica y la economía en las obras de albañilería es sumamente importante, por la naturaleza repetitiva de estas construcciones, en especial de las unidades multifamiliares, y por las consecuencias de su aplicación social.

4.1. De las Unidades de Albañilería de Arcilla

La gran variedad en las unidades de arcilla se debe a los diversos procesos de fabricación y materia prima empleados.

MATERIA PRIMA

Las arcillas empleadas como materia prima para la fabricación de ladrillos se clasifican como calcáreas y no calcáreas. Las calcáreas contienen un 15% de carbonato de calcio y originan unidades de color amarillento; las no calcáreas tienen predominio del silicato de alúmina con un 5% de óxido de hierro, que les proporciona un tono rojizo (Ref. 2).

En Huánuco predominan los ladrillos fabricados con arcillas no calcáreas.

FABRICACIÓN

Este proceso es de lo más variado, lo que da lugar a unidades artesanales, semi industriales e industriales, con marcadas diferencias en sus formas, resistencias y dimensiones.

El procedimiento que se sigue tanto en las fábricas artesanales es:

ARTESANAL

Para su fabricación se practica el siguiente proceso:

- La extracción (en las canteras ubicadas in situ): 01 día.
- El moldeado (en "gaveras"): 01 día
- El secado: Durante 12 horas en forma horizontal. Se colocan en forma vertical haciendo "rumas", permaneciendo así durante 3 semanas antes de llevarlas al horno. Las rumas más empleadas son dos: "cachacos" que constan de 14 a 15 filas de unidades, y "castillo" que consta de 500 ó 1000 unidades.
- El quemado: de 24 a 30 horas. Se apagan los quemadores y se deja enfriar por 5 días, para luego sacarlos y proceder a la construcción de muros.

5.- Investigaciones Anteriores – Estado del Arte en la Investigación en la UNI

El sistema estructural de albañilería es conocido en todo el mundo como un sistema estructural tradicional que tiene un buen desempeño en durabilidad, resistencia al fuego, aislamiento del sonido y calor y flexibilidad en la construcción. En el Japón, y que el sistema se importó de Europa donde casi no ocurren terremotos, se prestó poca atención a la resistencia sísmica de las estructuras. Por lo tanto, las estructuras de mampostería construidas en aquella época fueron severamente dañadas durante el gran terremoto de Kanto en 1923, que fue uno de los sismos más severos en el Japón. Después de la 2da Guerra mundial, se desarrollaron diferentes sistemas de producción masiva de estructuras, y se ejecutaron distintas investigaciones, incluyendo la investigación sismo-resistente. Sin embargo se prestó poca atención a las estructuras de mampostería.

Los valores de la construcción de edificios están cambiando de cantidad a calidad, apreciándose más la versatilidad que la uniformidad. Las estructuras de albañilería han sido reconsideradas en concordancia a la demanda. Surgió un movimiento para desarrollar sistemas de albañilería estructural que tenga suficiente capacidad para soportar un evento sísmico importante.

5.1 Investigaciones Anteriores desarrollados en la UNI.

Varios investigadores de la Universidad Nacional de Ingeniería desarrollaron muchas investigaciones a nivel tesis de investigación, como a nivel de proyectos de investigación, desarrollando proyectos de laboratorio experimental, como trabajos de gabinete. Se presentan algunos de los trabajos realizados por investigadores de la casa de estudios mencionada:

a.- Dr. Ricardo Yamashiro

El Dr. Yamashiro en colaboración con los ingenieros R.Morales, M.Dongo, I.Moromi y A.Sánchez, y otros más efectuó un gran esfuerzo por mejorar la resistencia sísmica de las edificaciones de albañilería, especialmente de adobe. Mejoró la calidad del adobe y su

asentado, reforzando los muros con caña y madera, logrando incrementar sustancialmente la resistencia sísmica de estas edificaciones. Tuvo el plan de la construcción de una edificación de adobe de 2 pisos en la losa de ensayo y muro de reacción del laboratorio de Estructuras del CISMID.

b.- Ing. Roberto Morales Morales

Presentó un procedimiento para estimar la densidad mínima de muros de corte considerando una fuerza cortante sísmica de acuerdo al Código peruano de Diseño Sismorresistente vigente en aquellos años, también presentó un factor global debido a la torsión en Planta y un esfuerzo admisible global de corte.

Presentó también un procedimiento para evaluar el área efectiva disponible de muros de corte, basado en la definición de la “longitud efectiva de muro” que tiene el significado de una rigidez lateral relativa del muro de corte; y también un procedimiento simple para el diseño de muros estructurales de albañilería sometida a fuerzas sísmicas normales a su plano..

c.- Ing. Julio Kuroiwa Horiuchi

Se desarrolló en el CISMID ensayos de muros de adobe y quincha, dentro de un plan de desarrollo de tesis de investigaciones, entre los años 1973 y 1979 por los Ing. Francisco Rios; Freddy Mayco Chavez, Blanca Gonzales Núñez y Javier Vivar Dextre. Se determinó sus características dinámicas y forma de falla para este material. Se enfocó la importancia de uso de la viga collar de madera, como un aporte muy económico.

d.- Augusto Gamarra Estrella

Realizó, dentro de su tesis de grado, el estudio experimental de muros de dos niveles de albañilería confinada, estas, sometidas a cargas laterales cíclicas, desarrollado en el laboratorio de estructuras del CISMID, obteniendo su degradación de la rigidez de estos especímenes, como el cálculo del amortiguamiento, como la variación de la energía disipada en cada nivel de piso.

d.- Juan Tito Izquierdo

Realizó, dentro de su tesis de grado, correlaciones para determinar las propiedades físicas y mecánicas de unidades o especímenes de albañilería., esto en el CISMID. Experimentó en 8 diferentes tipos de ladrillo y dosificaciones de mezcla de mortero, y diferentes espesores de junta, Realizando ensayos como la obtención del peso específico, porcentaje y velocidad de Absorción, en sus características físicas, como en las mecánicas, ensayo de resistencia a flexión y compresión, compresión axial y tracción axial de pilas y compresión diagonal de muretes, como también cortes directos. Presentó curvas de ecuaciones experimentales con sus resultados de Energía, Resistencia a Compresión vs. Peso específico.

e.- Gladis Cuadros

Realizó, dentro de su tesis de grado, ensayos pseudo-dinámicos de estructuras de albañilería confinada a escala natural y escala reducida (1:2), el primero en el laboratorio de estructuras del CISMID, y el segundo en la universidad católica(PUCP). Comparó técnicas de ensayo, siendo las de CISMID ensayos pseudo-dinámicos y el la PUCP, ensayos dinámicos. La ventaja obtenida por el laboratorio del CISMID, fue que se pudo monitorear cada paso de ensayo con su control de fisuramiento y falla, en cambio que el realizado en el PUCP no se puede realizar el monitoreo por ser su ensayo muy violento.

f.- John Delgadillo

Realizó, dentro de su tesis de grado, ensayos experimentales desarrollados en el CISMID a muros con diferentes tipos de refuerzo longitudinal, con diferentes hiladas de refuerzo transversal, también ensayos de muros confinados con muros perpendiculares a su plano, y muros con una losa superior rígida, encontrando en cada un, su carga de agrietamiento, su carga a la primera fluencia, y su carga última.

g.- Omar Ramírez

Realizó, dentro de su tesis de grado en el CISMID, propuso un diagrama tri-lineal para el comportamiento de muros de albañilería confinada: Fuerza Cortante vs. Desplazamiento

Relativo de Piso. Teniendo que su rigidez inicial es mayor que el experimental, y para modelos no lineales se debe de usar el criterio de Von-Mises, esto considerando el acero de refuerzo, y el criterio de Drucker-Prager para trabaja al panel del muro en el estado plano de esfuerzos.

h.- Patricia Gibú – César Sérida

Realizó, dentro de su tesis de grado, ensayos experimentales desarrollados en el CISMID, experimentaron muros de albañilería confinada, teniendo ensayos de prismas, y muros de albañilería, obteniendo sus curvas de degradación de rigidez y el cálculo de energía deformación y relativa, como su amortiguamiento.

i.- Mónica Ramírez

Realizó, dentro de su tesis de grado, ensayos experimentales desarrollados en el CISMID, de la variación del área neta en ladrillos de arcilla y observó su influencia en el comportamiento a carga cíclicas de muros d albañilería con cada tipo d ladrillo. Realizó ensayos para encontrar las propiedades física de cada tipo de unidad de albañilería, como ensayos encontrar su características mecánicas para sus diferentes tipos de resistencias, y presentó curvas de comparación de ensayos de compresión para diferentes tipos de unidad de albañilería, con los resultados de la tesis de P.Gibu-C.Sérida, como también con los resultados de cargas cíclicas, en comportamiento corte-deformación , como energía relativa y de deformación y amortiguamientos.

CAPÍTULO II

PROGRAMA DE ENSAYOS DE MUROS DE ALBAÑILERÍA CON LADRILLO ARTESANAL

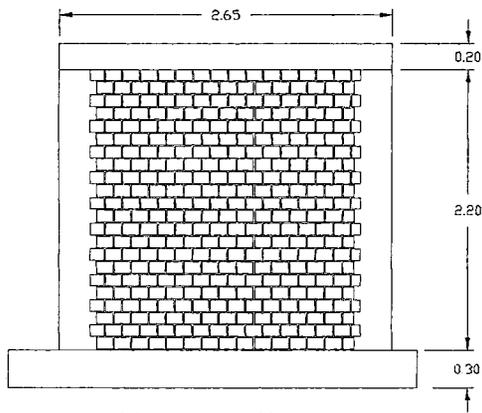
1.- Objetivos de los Ensayos

El presente capítulo trata del ensayo de cargas estáticas cíclicas sometidas a Muros confinados de ladrillo artesanal, con la salvedad que estos muros no tienen vano alguno. Estos ensayos fueron parte del proyecto de investigación: Construction Monitoring And Improvement Techniques For Masonry Housing, desarrollado en el laboratorio de Estructuras del CISMID, dentro del convenio IDI-CISMID. En dicho proyecto de investigación se ensayaron muros con vanos de ventanas y puertas, pero dichos experimentos no se tratará en la presente investigación.

Se observará la curva de comportamiento histerético experimental de los muros de albañilería, para después, tener su curva esqueleto, que es la curva de capacidad experimental del muro confinado, para así, poder calibrar los parámetros histeréticos de un modelo numérico de dicho muro.

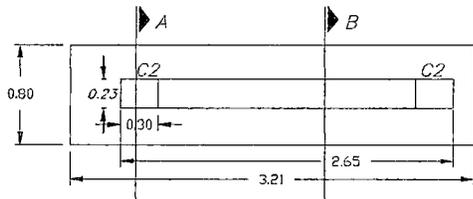
2.- Características de los Especímenes

Los especímenes ensayados que fueron tomados para esta investigación tienen las siguientes características geométricas:

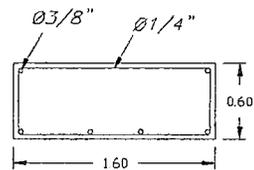


Vista en elevación

Fig.2.1 Vistas en Elevación y Planta y detalle de la cimentación del muro típico ensayado.



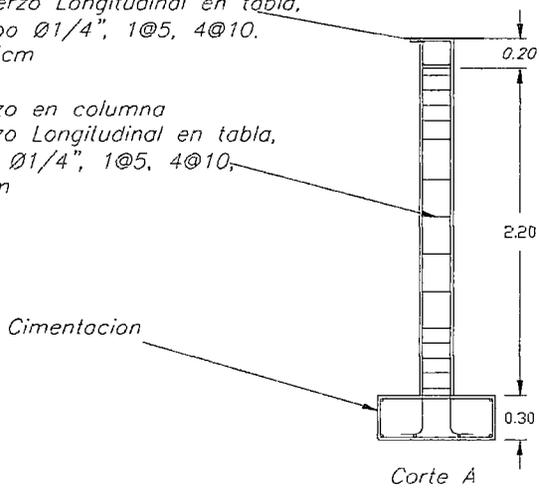
Vista en Planta



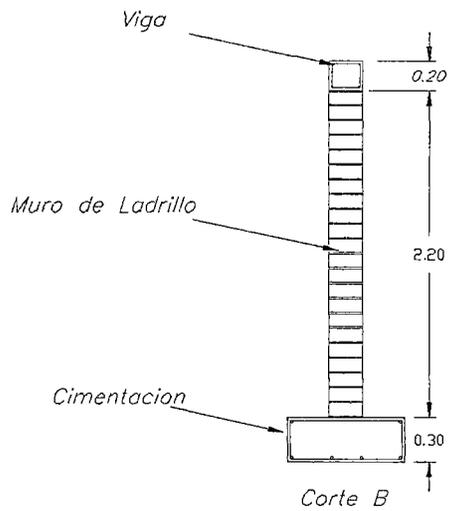
Detalle de la cimentación

Refuerzo en viga
 Refuerzo Longitudinal en tabla,
 estribo $\varnothing 1/4"$, 1@5, 4@10.
 r@25cm

Refuerzo en columna
 Refuerzo Longitudinal en tabla,
 estribo $\varnothing 1/4"$, 1@5, 4@10,
 r@25cm



Corte A



Corte B

Fig.2.2 Vistas de los Cortes del muro típico ensayado.

+

Muro	Plan	Muro			Columna	Viga			Base			
		L(cm)	e(cm)	Hm(cm)	Refuerzo	Hvi(cm)	v(cm)	Refuerzo	Hb(cm)	a(cm)	b(cm)	c(cm)
Muro A1-3	T-01	266.5	20.5	219.5	4Ø1/2"	20.0	30.0	4Ø3/8"	30.0	20.5	39.0	80.0
Muro A1-4	T-02	266.4	20.5	220.0	4Ø1/2"	20.0	30.0	4Ø1/2"	30.0	20.0	39.6	80.0
Muro A2-3	T-03	265.0	20.5	219.0	4Ø3/8"	20.0	30.0	4Ø3/8"	30.0	20.7	39.8	80.0
Muro A2-4	T-04	267.3	20.5	219.0	4Ø1/2"	20.0	30.0	4Ø3/8"	30.0	19.5	39.0	80.0

Tabla2.1. Dimensiones y Refuerzos de los muros confinados.

Las propiedades de los materiales tanto para el concreto, el acero de refuerzo y como la unidad de albañilería son los siguientes:

Resistencia a la Compresión del Concreto $f'c$: 210 kg/cm²

Esfuerzo de Fluencia del acero corrugado f_y : 4200 kg/cm²

Para la unidad de albañilería, se ensayaron 5 pilas de ladrillo artesanal, esto para poder obtener el valor de $f'm$ característico en estas unidades (**Ref.1**):

Tipo de Unidad	Muestra	Pmax (kg)	Area (cm2)	Esfuerzo (kg/cm2)	Promedio F'm (kg/cm2)
Artesanal	M1	9500.00	238.05	39.91	47.41
	M2	9500.00	253.20	37.52	
	M3	13225.00	228.00	58.00	
	M4	13225.00	235.75	56.10	
	M5	10375.00	228.00	45.50	

Tabla2.2. Respuestas del Ensayo a Compresión de las Pilas de Albañilería.

Por lo que se puede decir que el valor de Resistencia a la Compresión de Pilas ($f'm$) es de 47.41 kg/cm²

3.- Ensayo Experimental y Muestras de Resultados

3.1 Ensayo De Laboratorio:

El laboratorio de estructuras del CISMID cuenta con los equipos apropiados, para realizar este tipo de experimentos. La losa de ensayos y el muro de reacción, el sistema de carga, el sistema de procesamientos de datos y el sistema de ensayo supervisado por medio de computadoras.

La losa de ensayo y muro de reacción ambas construidas de concreto pretensado, dan la suficiente confiabilidad y seguridad debidas para someter al espécimen a ensayo, y las condiciones de fijación de los especímenes se hicieron por medio de pernos especiales de acero.

El sistema de carga se efectuó mediante actuadores controlados por un sistema de servo-control electro -hidráulico. Esto fue utilizado en la aplicación de la carga estática creciente vertical.

El montaje de los espécimen es se realizó con el puente grúa, que posee el laboratorio de estructuras, que tiene un soporte de carga de izaje y transporte de 15T.

El espécimen fue colocado sobre el kit de montaje que a la vez se ancló a la losa de ensayos con pernos de acero a través de huecos o ranuras.

De manera similar, una viga de acero fue fijada en la parte superior del espécimen a fin de que se distribuya uniformemente las carga vertical que se aplicaron al espécimen.

Un actuador fijado con plancha y pernos de acero en la parte superior del kit de montaje, esto para dar carga vertical y distribuirla linealmente a lo largo de perímetro superior del muro ensayado. Otra actuador es colocado en forma horizontal, entre el muro de reacción y el Kit de montaje, esto, para dar los desplazamientos horizontales al muro a ensayar.

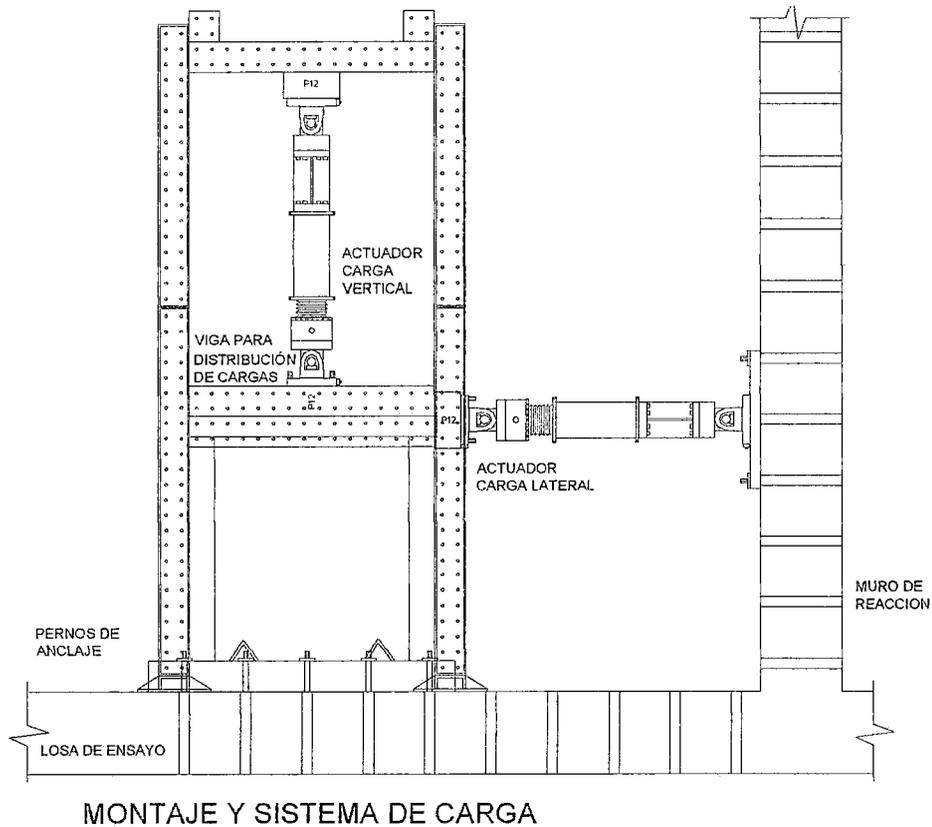


Fig. 2.3 Kit de Montaje y Sistema de Carga.

Los especímenes fueron ensayados en la posición que muestra la Fig.2.3. A cada espécimen se le colocaron sensores, tanto de desplazamiento como de deformación, transducer y strain gages respectivamente, como mostraremos a continuación en los gráficos siguientes.

La respuesta del modelo se obtuvo a partir de la medición simultánea de los desplazamientos de los diferentes puntos mediante los transductores de desplazamiento y los strain gage medidores de deformación cuya ubicación se mostró en la parte precedente. Las señales de estos transductores son transmitidas al "scanning-box", luego las señales son enviadas a la unidad de adquisición de datos.

En la unidad de adquisición de datos, las señales analógicas son amplificadas y convertidas a digitales por medio de los convertidores A/D. Estos datos digitalizados son almacenados en el disco duro de la computadora de procesamiento de datos, la cual está conectada con el convertidor A/D. La computadora de procesamiento de datos está conectada a la unidad de adquisición de datos y a la computadora de servo-control.

Los muros se sometieron a un ensayo estático con cargas verticales crecientes.

3.2 Equipo De Ensayo Utilizado:

3.2.1 . Sistema De Carga:

Compuesto por:

a.- Losa De Ensayo.- Que sirve de apoyo al kit de montaje en la cual se apoyará el espécimen. La losa como ya se dijo es de concreto pretensado de 11.00 m. de ancho, 22.00 m de largo, y 0.80 m de espesor. Soporta una carga distribuida de hasta 10 T/m² y un momento flector máximo de 15 T.

b.- Actuador.- Cuya finalidad es aplicar la fuerza a los especímenes. El actuador empleado tiene las siguientes características: THROUGH – ROD CYLINDER TYPE JA-50, con una capacidad de +/- 50 T una presión de 6,901 kg/cm² de procedencia japonesa YAMAMOTO KOJYUKI.

c.- Unidad Electro Hidráulica.- Cuya función es impulsar el actuador, (por medio de una bomba hidráulica) de un flujo constante de aceite para efectuar el empuje al émbolo del actuador (de acuerdo a la presión indicada a la servo válvula incrementa o disminuye la carga y el aceite necesario entrará por una manguera, mientras que el excedente saldrá por la otra.

La unidad de bomba tiene las siguientes características: TRADE OX MARK, TYPE LH-5, Presión High: 700 Kg/cm², Carrera High: 2.6 UM, Motor 3.5 Kw de procedencia japonesa YAMAMOTO KOJYUKI.

d.- Panel De Control - Servo Pulser.- Que dirige los movimientos al actuador y la unidad electro-hidráulica, mediante un sistema de realimentación. Este equipo puede ser controlado por desplazamiento o fuerzas, sus características importantes son: KYOWA YA 5068.

3.2.2. Sistema De Medicion:

Constituido por:

a.- Transductores.- Estos son dispositivos que permiten convertir una cantidad mecánica (desplazamiento o deformación, fuerza) en una diferencia de potencial eléctrico.

Transductores de Desplazamientos pueden ser de distinto tipo. La mayor parte son esencialmente transformadores, llamados LVDT (Linear Voltage Displacement Transducer) en los que el voltaje depende de la posición de un núcleo. que se desplaza con el espécimen, en relación a un embobinado, que se fija a un punto de referencia. Para los ensayos se usaron transductores con rangos de + - 10 mm, + 25 mm, + - 50 mm, + - 100 mm y + - 200 mm, seleccionados según los desplazamientos máximos previstos. En algunos casos se usan transductores provistos de resortes que se instalan de modo que siempre estén comprimidos contra el espécimen; en otros casos se usaron dispositivos que permiten el libre movimiento del núcleo en uno y otro sentido.

Las Deformaciones Unitarias, pueden ser medidas mediante galgas de deformación (Strain Gages). Estas están constituidas por resistencias que, junto con otras en los dispositivos de acondicionamiento y amplificación de la señal constituyen un "Puente Wheatstone". En la condición inicial el puente está "balanceado" teniéndose una diferencia de potencial nula entre dos puntos. Al ocurrir deformación, las resistencias adheridas al espécimen cambian de valor, des balanceando el puente, lo que indirectamente permite determinar la deformación unitaria.

Las Celdas de Carga son dispositivos que miden indirectamente la fuerza aplicada, por medio de la deformación de un elemento de acero apropiadamente calibrado.

b.- Equipos De Acondicionamiento Y Amplificación De Las Señales.-

Estos son necesarios para completar los puentes eléctricos de algunos transductores (por ejemplo, las celdas de carga típicas tienen sólo 2 de las 4 resistencias del puente), para alimentar los circuitos eléctricos, filtrar componentes de alta frecuencia (debidas a "ruidos" mecánicos o a interferencias eléctricas) y para amplificar las señales a niveles tales que puedan ser leídas o captadas por otros dispositivos" por ejemplo una computadora digital

con tarjetas de conversión A/C.

c.- Computadora Para Almacenamiento De Los Datos.-

En los ensayos se usó una microcomputadora IBM PI 133 MHz. Como se mencionó anteriormente, la adquisición de datos del UCAM - 5B se realizó directamente por interfase GPIB. Las señales analógicas provenientes de otros equipos, incluyendo el equipo de control de los actuadores, se convirtieron en información digital mediante unidades NO externas (MARK IB) de 16 canales de 8 bits.

3.2.3 Sistema De Control

Cuando se tiene un espécimen grande, el nivel de la aplicación de las cargas viene a ser proporcionalmente alto, y una gran cantidad de carga, desplazamientos y esfuerzos son adquiridos durante el ensayo. Por otro lado, un mal manejo durante el ensayo de un espécimen a escala natural o a escala grande puede causar un desastre. Bajo estas condiciones, los ensayos a escalas grandes requieren un estricto control de la carga y del procesamiento de datos, así como de una continua verificación de la seguridad. Por lo tanto, para una eficiente ejecución, los ensayos a escala natural o escalas grandes han sido diseñados para ser controlados mediante computadoras, denominándose a este procedimiento ensayos con computadoras en línea. Este sistema de ensayo con computadora en línea está compuesto de una computadora para el servo control, los servos controladores, los actuadores, la unidad de adquisición de datos y una computadora para el procesamiento de datos. Todos estos componentes están conectados de tal manera que constituyen un lazo cerrado.

La computadora para el servo control, tal como su nombre lo indica, sirve para el control de los actuadores.

Un ensayo puede ser ejecutado mediante el control de carga o desplazamiento de los actuadores o por un instrumento externo de medición, escogiendo la opción deseada por medio de esta computadora. La velocidad del pistón de los actuadores también puede ser seleccionada por esta computadora; y si el ensayo exige que más de dos actuadores sean usados, la velocidad de cada actuador puede ser ajustada de tal manera que todos los actuadores alcancen simultáneamente los valores escogidos de carga o desplazamiento.

La computadora constantemente monitorea las señales de carga y desplazamiento de los actuadores con el objeto de garantizar la seguridad del ensayo. Cuando algunos de los actuadores excede un valor limite predeterminado (superior o inferior), una orden de parada es dada al sistema de carga. La computadora también monitorea la presión hidráulica del aceite, el funcionamiento de las interfases de control y la servo válvulas, y otros dispositivos. Cuando una señal anormal es detectada, la computadora envía una señal de pausa a los servo controladores.

La computadora del procesamiento de datos esta conectada a la unidad de adquisición de datos y a la computadora del servo control. Esta computadora esta compuesta del cerebro principal, del sistema de teclado, una impresora y una pantalla gráfica. La computadora recibe los datos de la unidad de adquisición, los cuales son seleccionados y reducidos mediante un programa de computo, y los datos procesados pueden ser enviados a los dispositivos de salida.

Algunas veces, la secuencia de carga del espécimen no es predeterminada; o en otras palabras, las señales de entrada son determinadas basándose en los datos obtenidos en pasos anteriores de la prueba. La computadora del servo control es capaz de recibir los datos de la computadora de procesamiento de datos y crear, mediante un programa de computo y basándose en estos datos, nuevos valores de entrada.

3.3. Procedimiento del Ensayo

Los ensayos fueron llevados a cabo en el Laboratorio de Estructuras del CISMID de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería.

Los muros fueron transportados desde el lugar donde fueron construidos hasta la losa de ensayo mediante el puente grúa que posee el laboratorio, para ello se colocaron cables en los ganchos de anclaje ubicados en la losa de cimentación para tal cometido. Antes de colocar el muro se esparce una capa de arena fina en la losa de ensayo con la finalidad de

lograr una mejor fijación del muro.

Cada uno de los especímenes se construyó sobre una viga de cimentación de concreto armado que sirve para anclarlo a la losa de ensayo a través de pernos especiales de acero, además de una viga superior que a su vez sirve para fijar una viga de acero que nos permite una distribución uniforme de la carga vertical y horizontal aplicada en el muro. Uno de los actuadores es fijado en la parte lateral del espécimen a través de planchas y pernos de acero, este a su vez se encuentra empernado al muro de reacción. La carga de aplicación vertical fue de 8 t correspondiente a una edificación de 2 niveles aplicada a través del actuador vertical, el cual se encuentra sujeto al kit de montaje para realizar este ensayo. (Ref. 14)

En la Figura 2.4 el transductor de desplazamiento de cuerpo rígido en la base es el "111", utilizado para corregir los desplazamientos absolutos de los transductores ubicados a los costados del muro, convirtiéndolos en desplazamientos relativos. Los transductores "101", "102", "103" y "104" corresponden a los medidores de desplazamiento horizontal cuando el espécimen es jalado y empujado. Se colocaron también dos transductores de medición horizontal principales en el eje central de la viga de acero de aplicación de carga, éstos midieron el desplazamiento principal en el sentido de la carga y son los llamados "100" y "monitor". Los transductores "105", "106", "107", "108", "109" Y "110" forman parte de la roseta de deformaciones, la cual consiste en instalar un marco central en una de las caras del muro, de un tamaño tal que represente el tamaño de éste, para ello se colocaron cuatro planchas de acero en cada uno de los vértices, en los cuales se colocó el hilo metálico de forma diagonal tal como lo indica la Figura 2.4, éstos transductores son los que pueden medir las deformaciones del plano del muro. Todos los transductores fueron fijados a la mitad de su carrera antes de iniciar el ensayo para poder medir los desplazamientos correspondientes en ambos sentidos (empujando y jalando). (Ref. 15)

Se colocaron dos strain gauges (una en cada una de las varillas de refuerzo exteriores de la columnas), con la finalidad de obtener la deformación unitaria en el acero de refuerzo tal como lo indica la Figura 4.

En cada uno de los puntos se irán registrando paso a paso los desplazamientos obtenidos para cada incremento de carga durante el ensayo. Los desplazamientos y las cargas son almacenados por el sistema de adquisición de datos para su procesamiento posterior.

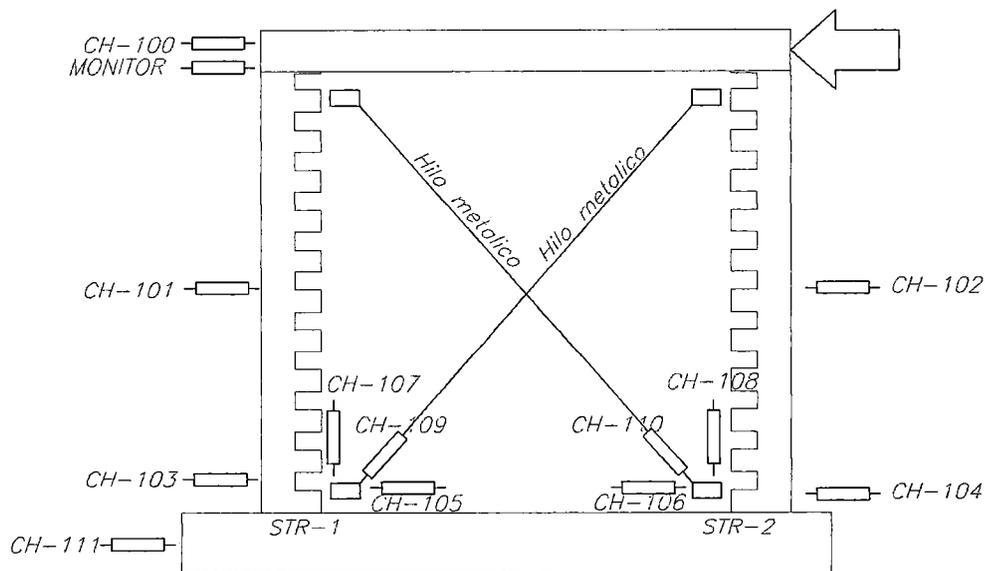


Fig.2.4 – Ubicación de los transductores y straininges

3.4. Muestra de Resultados

A continuación se presentan los resultados correspondientes a dichos especímenes, luego de haber procesado las datos. Para cada nivel de distorsión se realizaron dos ciclos de carga y descarga. Una vez obtenida la respuesta del espécimen a través de los desplazamientos y la correspondiente fuerza aplicada se pueden obtener las curvas de histéresis, para después tener la curva de comportamiento. Los resultados del muro A14 en su curva de comportamiento o curva de capacidad nos enfocaremos en estudiarlo y compararlo con análisis no lineales a desarrollar en el Capítulo IV.

3.4.1. Curvas de Histéresis

La curva de histéresis es presentada de manera individual para cada de los muros en la gráfica de la Carga Lateral Aplicada vs el desplazamiento del espécimen, como podemos observar este gráfico ocupa primer y tercer cuadrante, es decir, existen cargas laterales

positivas y negativas, lo cual ocurre ya que éste es un ensayo estático cíclico y la carga se aplica tanto empujando como jalando.

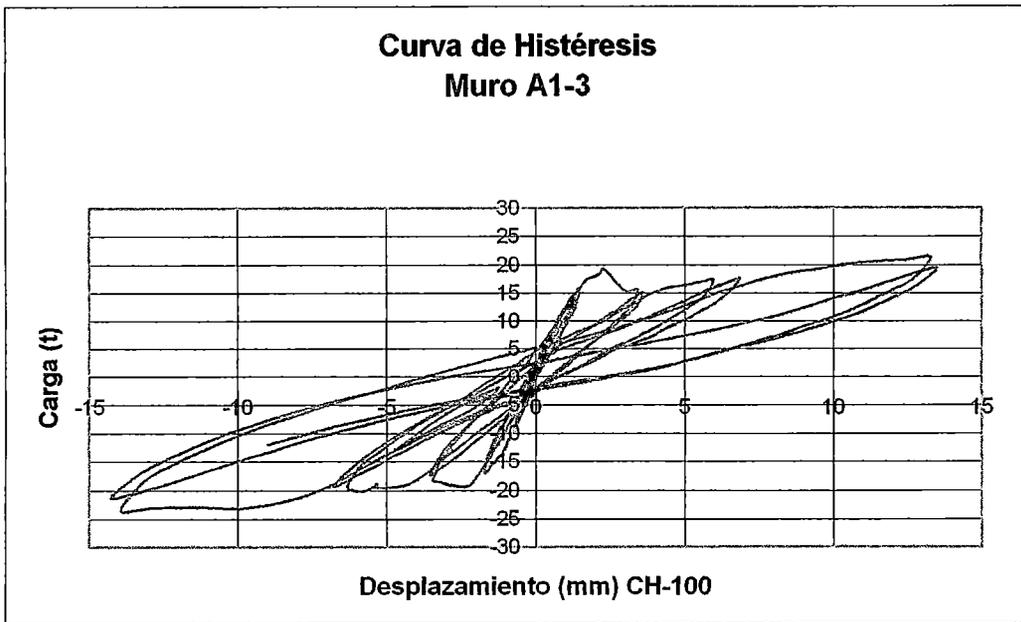


Gráfico 2.1 – Curva de Histéresis Muro A1-3

Comportamiento Histerético.

El Gráfico 2.1 presenta la curva histerética en donde se alcanzó un desplazamiento máximo de 14.48mm y una carga lateral de 22.00 ton.

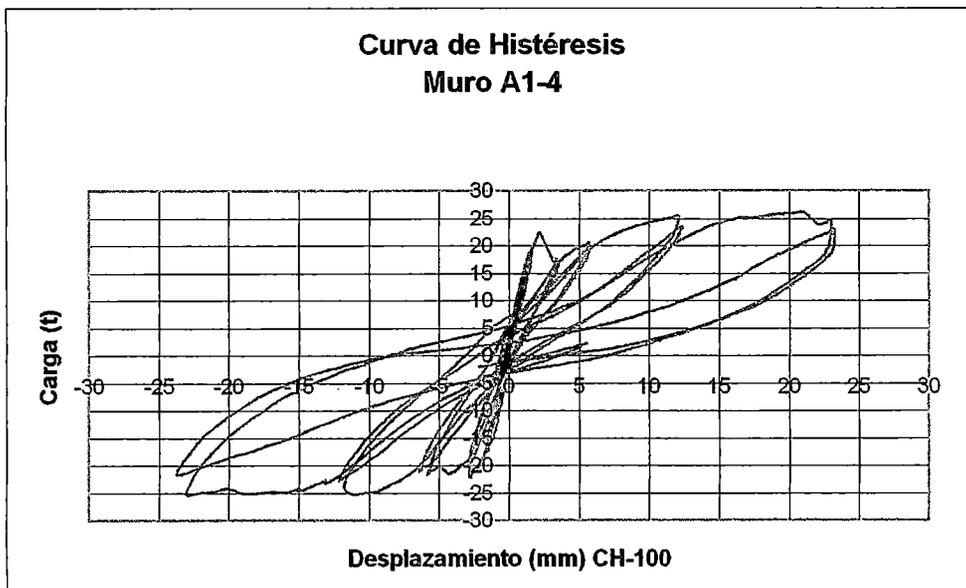


Gráfico 2.2 – Curva de Histéresis Muro A1-4

Comportamiento Histerético.

El Gráfico 2.2 presenta la curva histerética en donde se alcanzó un desplazamiento máximo de 23.71mm y una carga lateral de 25.19 ton.

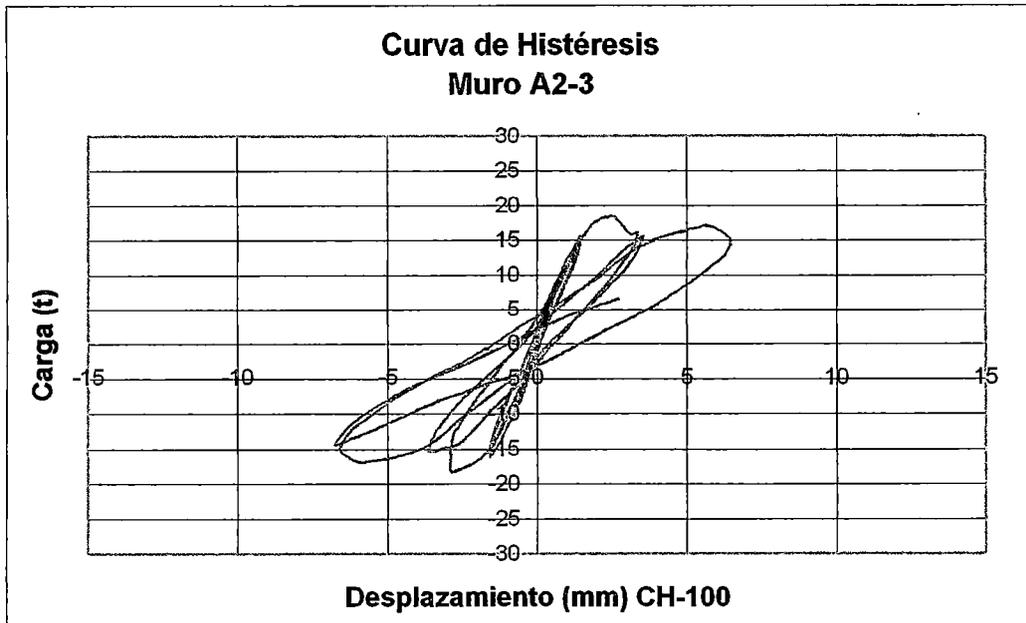


Gráfico 2.3 – Curva de Histéresis Muro A2-3

Comportamiento Histerético.

El Gráfico 2.3 presenta la curva histerética en donde se alcanzó un desplazamiento máximo de 6.74mm y una carga lateral de 17.26 ton.

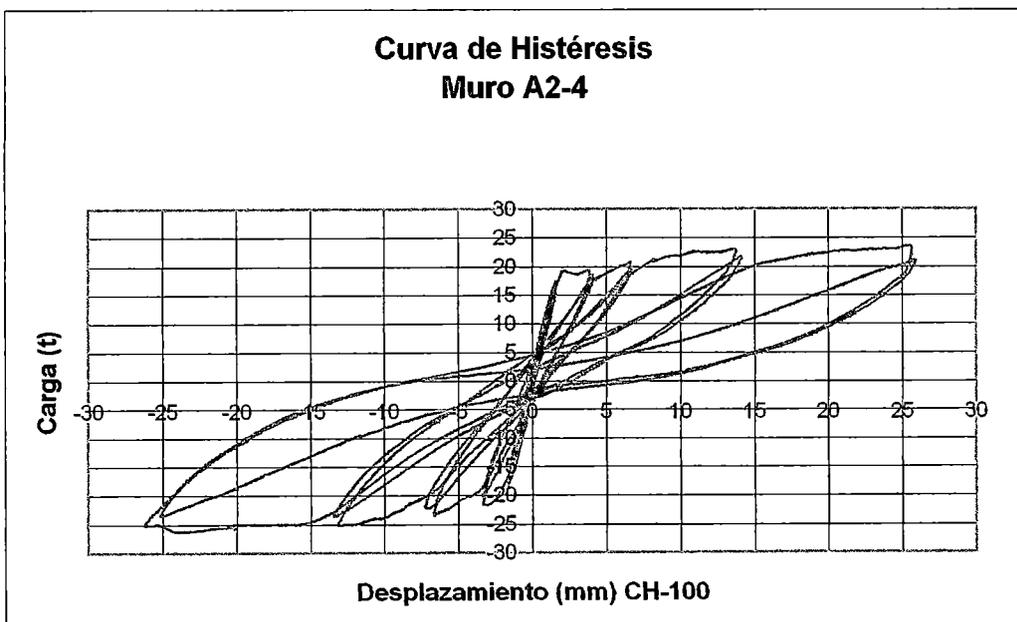


Gráfico 2.4 – Curva de Histéresis Muro A2-4

Comportamiento Histerético.

El Gráfico 2.4 presenta la curva histerética en donde se alcanzó un desplazamiento máximo de 28.21 mm y una carga lateral de 26.41 ton.

3.4.2. Curvas de Comportamiento

La curva de comportamiento es obtenida de la curva de histéresis tomando solo los puntos de la envolvente de respuesta del espécimen. Esta curva es la curva de capacidad de los muros.

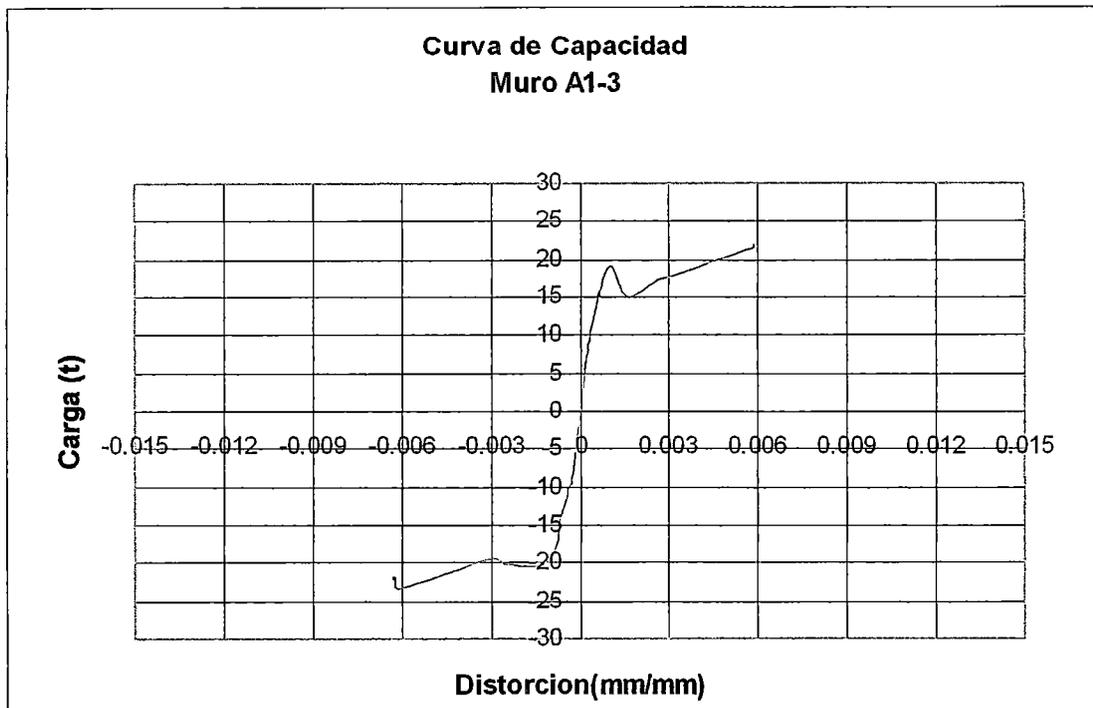


Gráfico 2.5 – Curva de Comportamiento Muro A1-3

Se presenta la curva envolvente Fuerza Lateral vs. Desplazamiento en la figura respectiva. El comportamiento fue similar para la rama positiva (Fuerza positiva actuador traccionando) como la negativa (fuerza negativa, actuador comprimiendo) aunque esta última presentó valores de fuerza máximos ligeramente menores. En la etapa elástica lineal se alcanza una fuerza lateral promedio de 19.96ton para la distorsión de 0.101%. Después de esto se inicia una etapa no lineal e inelástica. Sin embargo el espécimen resistió mayores fuerzas laterales lo que indica una reserva de capacidad en el muro mas allá de este punto, hasta la formación completa de la fisura en la base del mismo.

La resistencia máxima del espécimen, por lo tanto se da para el rango inelástico mas específicamente para una distorsión de 0.59% y alcanza un valor de 22.0-23.4 ton. (traccionando y comprimiendo respectivamente).

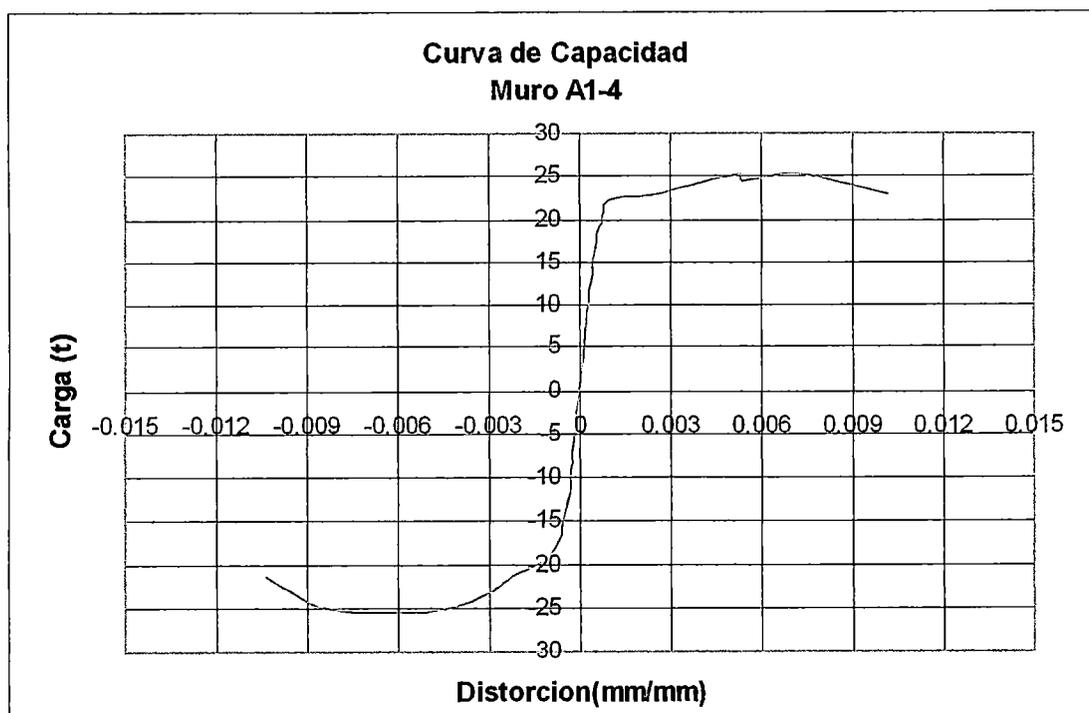


Gráfico 2.6 – Curva de Comportamiento Muro A1-4

Se presenta la curva envolvente Fuerza Lateral vs. Desplazamiento en la figura respectiva. El comportamiento fue similar para la rama positiva (Fuerza positiva actuador traccionando) como la negativa (fuerza negativa, actuador comprimiendo) aunque esta última presentó valores de fuerza máximos ligeramente menores. En la etapa elástica lineal se alcanza una fuerza lateral promedio de 22ton para la distorsión de 0.09%. Después de esto se inicia una etapa no lineal e inelástica. Sin embargo el espécimen resistió mayores fuerzas laterales lo que indica una reserva de capacidad en el muro mas allá de este punto esto en su rango No lineal inelástico, pues ya presentaba deformación permanente.

La resistencia máxima del espécimen, por lo tanto se da para el rango inelástico mas específicamente para una distorsión de 0.52% y alcanza un valor de 25.2-25.1 ton. (traccionando y comprimiendo respectivamente). Después la curva decae hasta llegar a su

nivel de falla o rotura, en una distorsión de 1.03% y alcanza un valor de 21.48-22.97 ton. (traccionando y comprimiendo respectivamente)

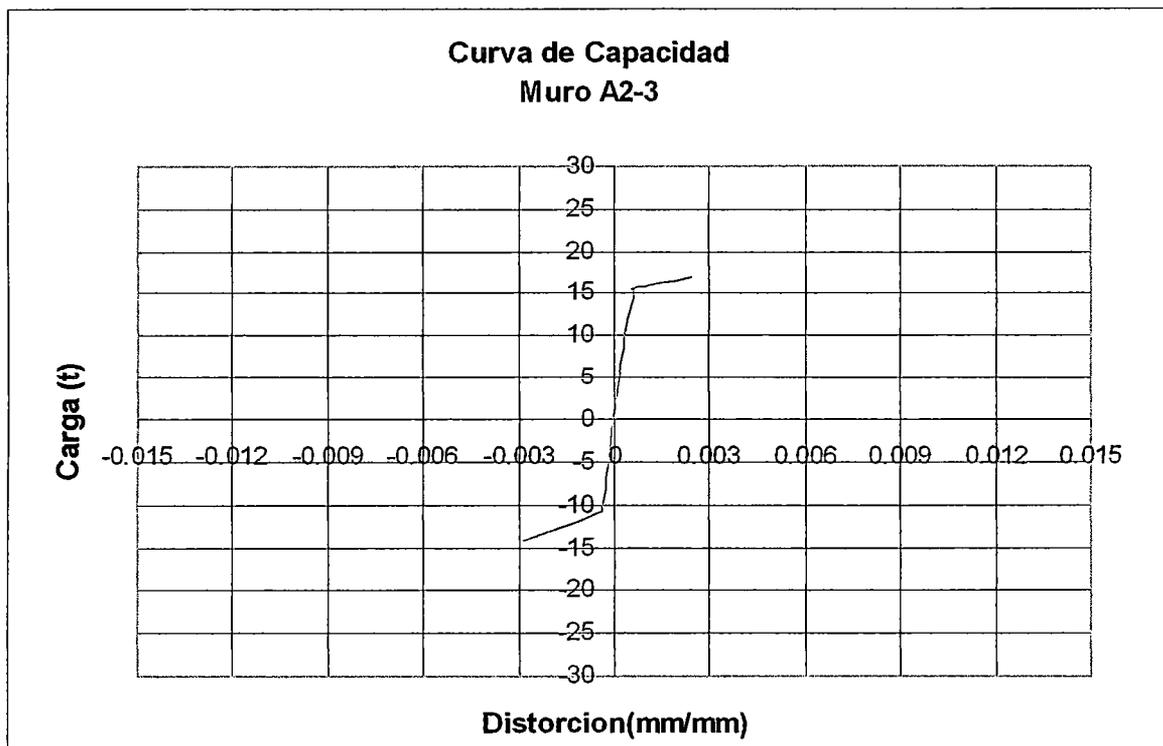


Gráfico 2.7 – Curva de Comportamiento Muro A2-3

Este muro presenta el comportamiento de menos capacidad en corte y en desplazamiento. Se presenta la curva envolvente Fuerza Lateral vs. Desplazamiento en la figura respectiva. El comportamiento fue similar para la rama positiva (Fuerza positiva actuador traccionando) como la negativa (fuerza negativa, actuador comprimiendo) aunque esta última presentó valores de fuerza máximos ligeramente menores. En la etapa elástica lineal se alcanza una fuerza lateral promedio de 15.46ton para la distorsión de 0.061%. Después de esto se inicia una etapa no lineal e inelástica. Sin embargo el espécimen resistió mayores fuerzas laterales lo que indica una reserva de capacidad en el muro mas allá de este punto, hasta su colapso.

La resistencia máxima del espécimen, por lo tanto se da para el rango inelástico mas específicamente para una distorsión de 0.28% y alcanza un valor de 14.31-17.04 ton. (traccionando y comprimiendo respectivamente).

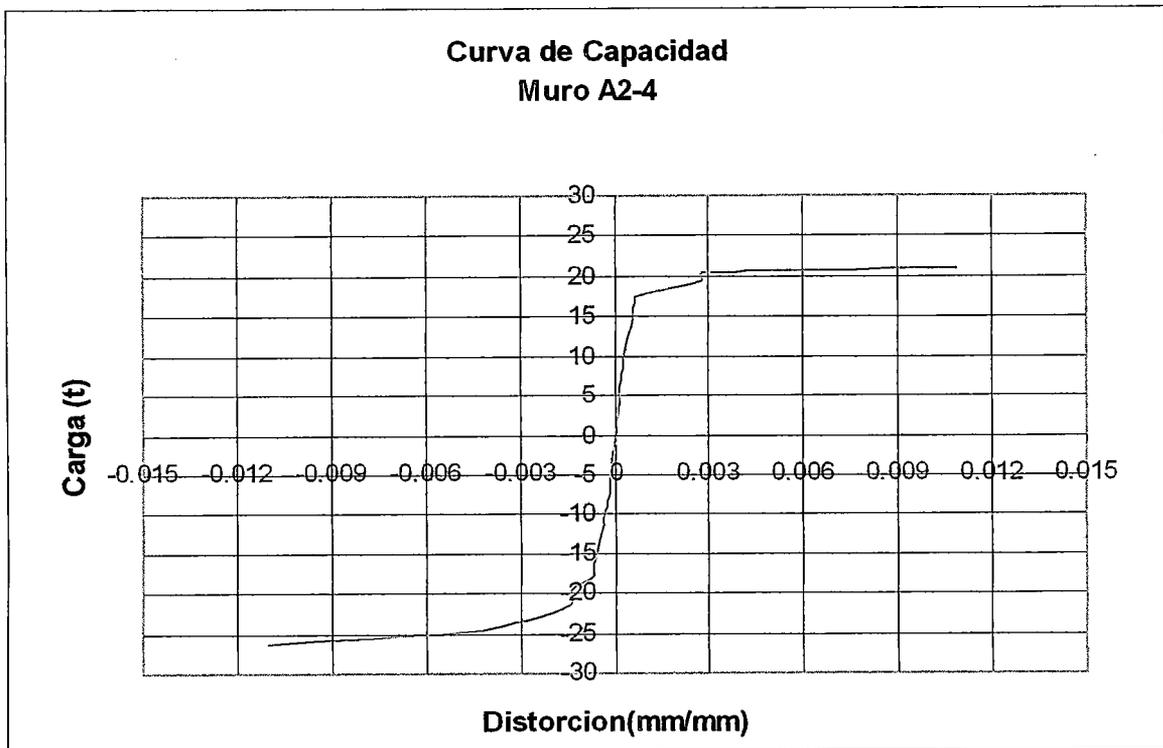
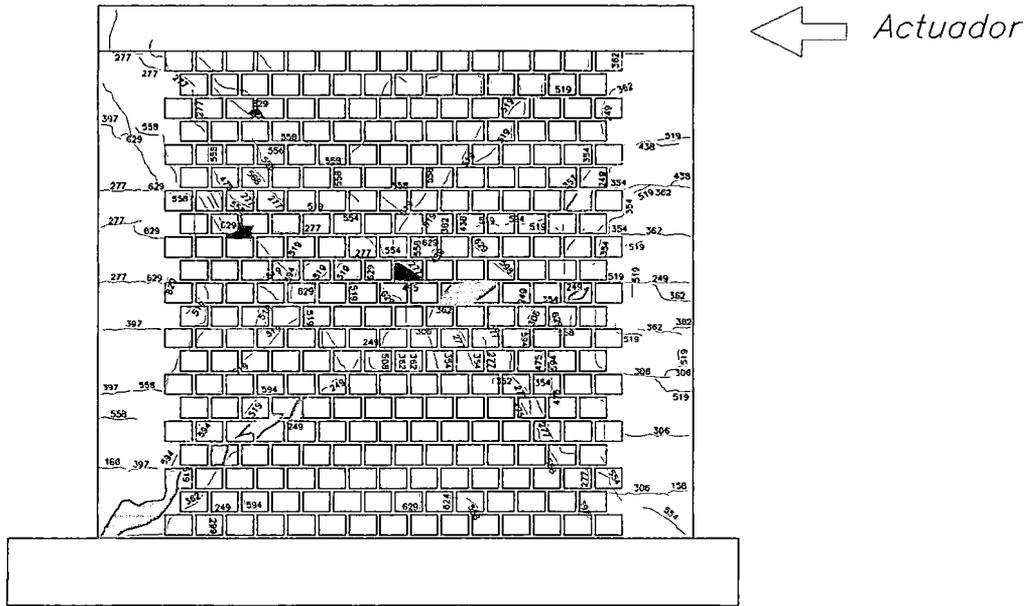


Gráfico 2.8 – Curva de Comportamiento Muro A2-4

Se presenta la curva envolvente Fuerza Lateral vs. Desplazamiento en la figura respectiva. El comportamiento fue similar para la rama positiva (Fuerza positiva actuador traccionando) como la negativa (fuerza negativa, actuador comprimiendo) aunque esta última presentó valores de fuerza máximos ligeramente menores. En la etapa elástica lineal se alcanza una fuerza lateral promedio de 17.14ton para la distorsión de 0.06%. Después de esto se inicia una etapa no lineal e inelástica. El espécimen resistió mayores fuerzas laterales lo que indica una reserva de capacidad en el muro mas allá de este punto, esto en su rango No lineal inelástico, pues ya presentaba deformación permanente. La resistencia máxima del espécimen, por lo tanto se da para el rango inelástico mas específicamente para una distorsión de 1.1% y alcanza un valor de 20.9-26.41 ton. (traccionando y comprimiendo respectivamente), punto donde el muro colapsa.

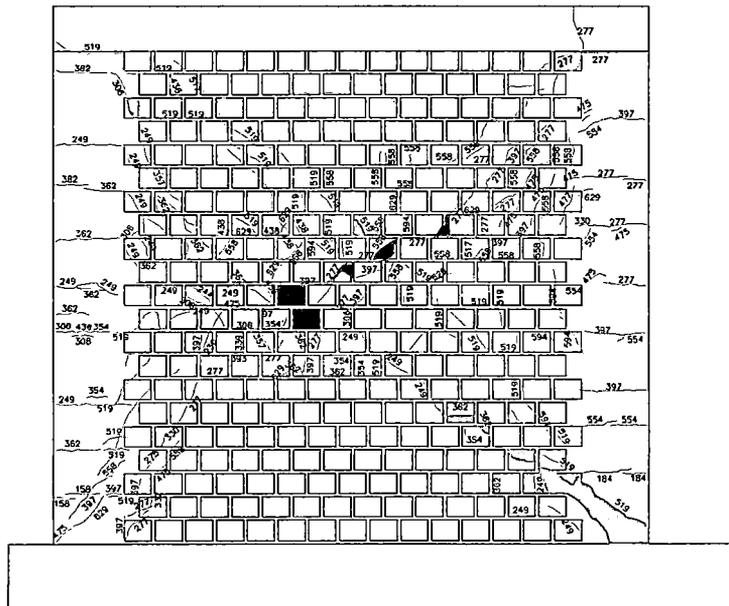
3.4.3. Modo de Falla - Historia de Agrietamiento

AGRIETAMIENTO MURO A1-3



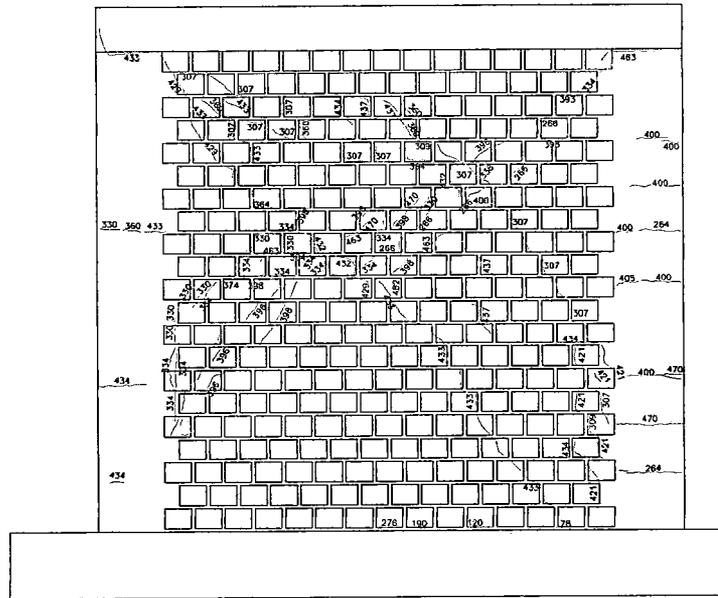
Muro A1-3
Distorsión 1/100
Cara Frontal

Actuador →



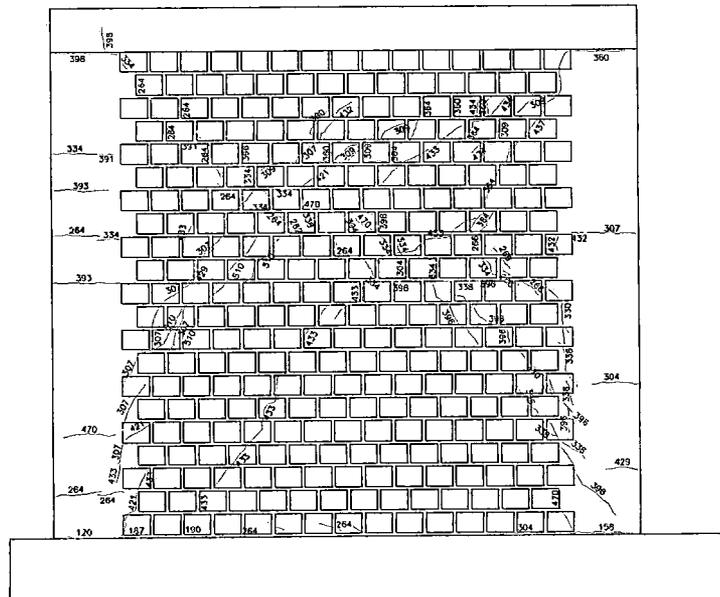
Muro A1-3
Distorsión 1/100
Cara Posterior

AGRIETAMIENTO MURO A2-3

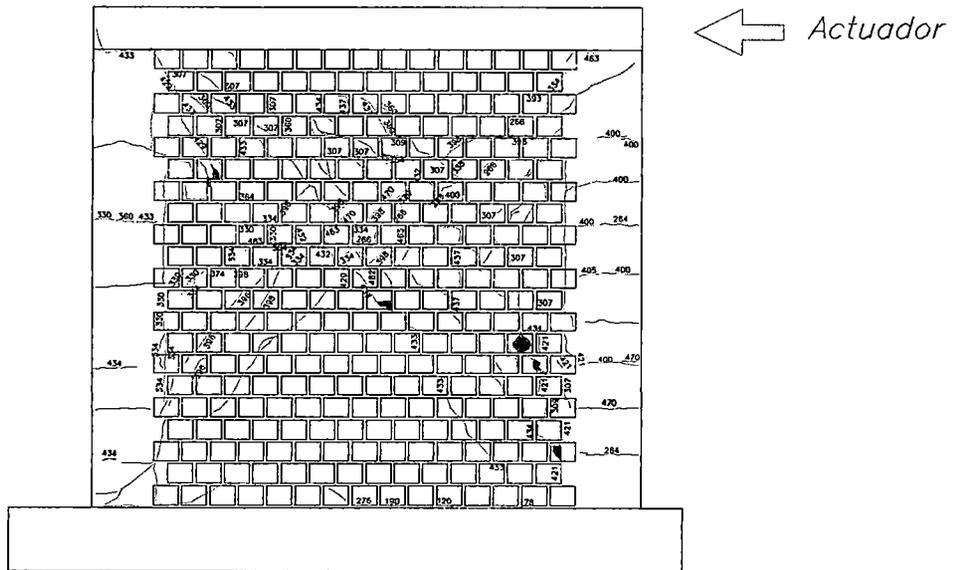


Muro A2-3
Distorsión 1/400
Cara Frontal

Actuador →



Muro A2-3
Distorsión 1/400
Cara Posterior

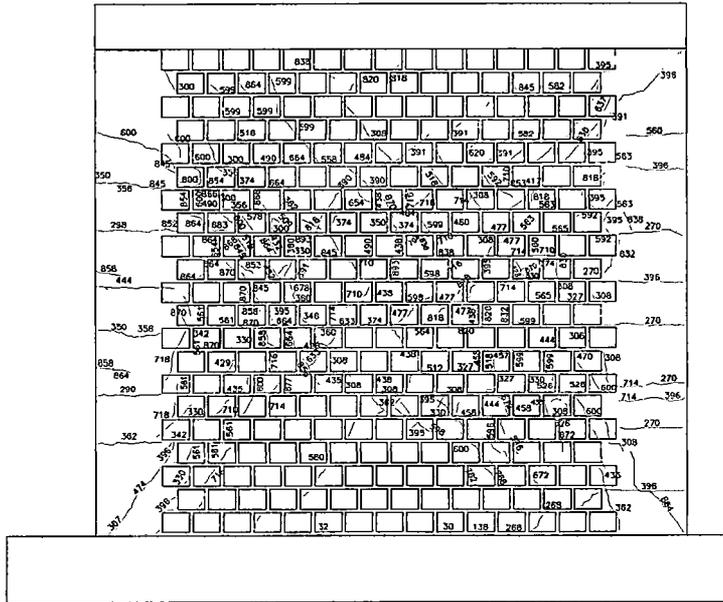


*Muro A2-3
Distorsión >1/400
Cara Frontal*

Patrón de Agrietamiento.

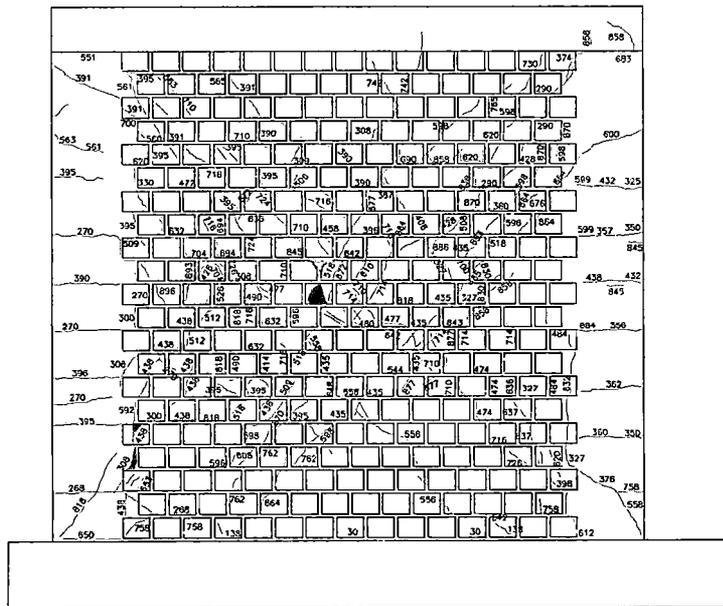
En la distorsión 1/1600 aparecieron fisuras en la parte de debajo de las columnas, es decir, en su base, ya en ambas caras del muro y en la parte inferior del panel del muro de albañilería. En la distorsión 1/800 aparecieron grietas en la mitad de las columnas (paso 264), y las primeras fisuras por corte en la parte media superior del panel de albañilería. La propagación de estas grietas ocurrió en la distorsión 1/400 en forma diagonal, propio de estos muros.

AGRIETAMIENTO MURO A2-4



Muro A2-4
Distorsión 1/100
Cara Frontal

Actuador →



Muro A2-4
Distorsión 1/100
Cara Posterior

Patrón de Agrietamiento.

En la distorsión 1/1600 aparecieron fisuras en la parte de debajo de las columnas, es decir, en su base, ya en ambas caras del muro y en la parte inferior del panel del muro de albañilería. En la distorsión 1/800 aparecieron grietas en la mitad de las columnas (paso 264), y las primeras fisuras por corte en la parte media del panel de albañilería. La propagación de estas grietas ocurrió en la distorsión 1/400 en forma diagonal. En la distorsión de 1/200, continuó el agrietamiento por corte apareciendo grietas diagonales que recorren toda la diagonal del muro. En la distorsión de 1/100 caen bloques de pedazos de albañilería del centro del panel.

3.4.4. Degradación de Rigidez

La degradación de rigidez, es calculada obteniendo la rigidez pico a pico de cada uno de los lazos histéreticos de la curva de histéresis. Las graficas son presentadas en términos de la distorsión angular vs la rigidez obtenida. Se trabajó con la rigidez secante propuesta por Mayes y Clough para cada ciclo de histéresis. Este cálculo se realiza encontrando la pendiente de los puntos máximos de desplazamiento, de carga y descarga de acuerdo a la siguiente expresión:

$$K_i = \frac{\left| \begin{array}{c} \text{Máxima carga positiva} \\ \text{Máximo desplazamiento positivo} \end{array} \right| + \left| \begin{array}{c} \text{Máxima carga negativa} \\ \text{Máximo desplazamiento negativo} \end{array} \right|}{\left| \begin{array}{c} \text{Máximo desplazamiento positivo} \\ \text{Máximo desplazamiento negativo} \end{array} \right|}$$

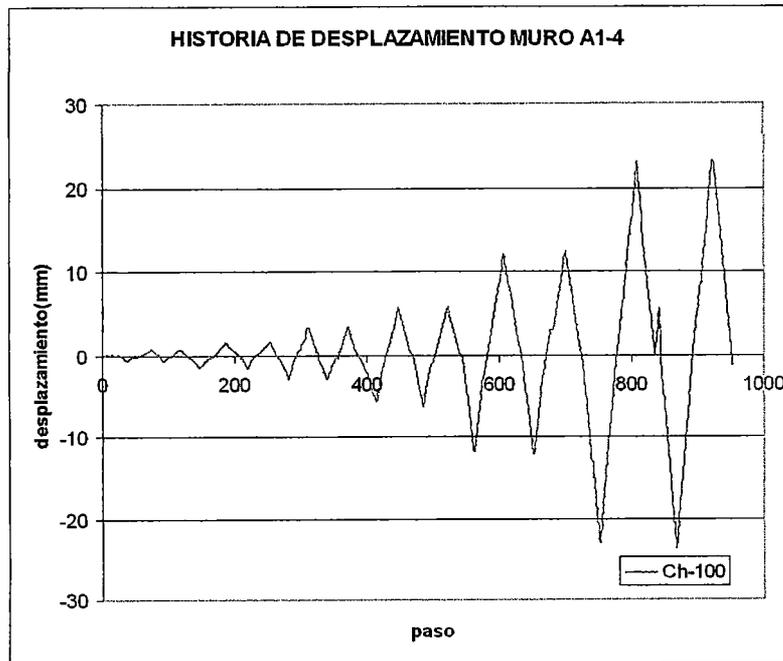


Gráfico 2.9 – Historia de Desplazamientos Muro A1-3

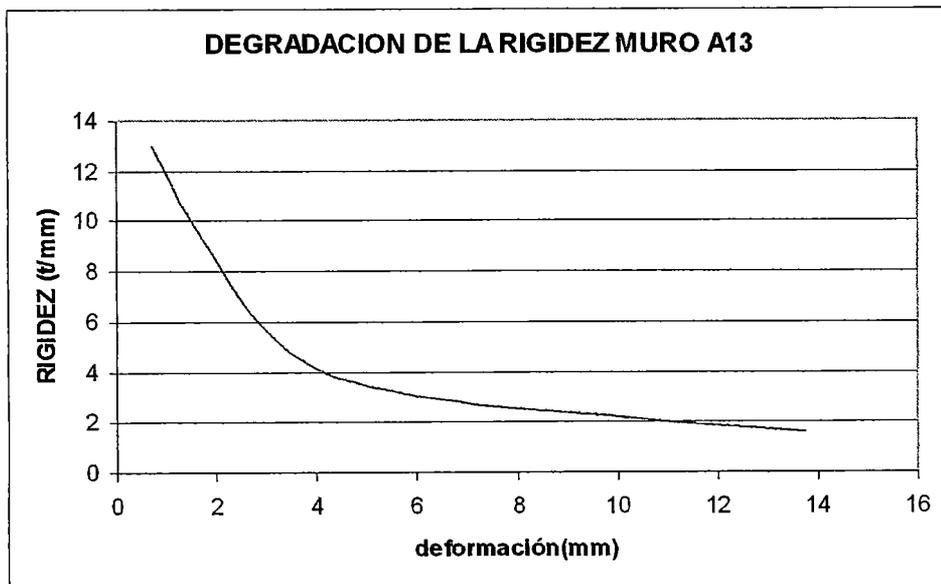


Gráfico 2.10 – Degradación de la Rigidez Muro A1-3

Degradación de Rigidez Muro A1-3

Se presenta en la gráfica la curva Rigidez vs. Deformación, la cual nos muestra la degradación de la rigidez a partir de la rigidez inicial de 12.97 ton/mm.

En los primeros niveles de deformación se nota un fuerte deterioro de la rigidez quedándose con solo 32% de la inicial que equivale a 4.0 ton/mm. Después de esto, cuando la rigidez disponible del muro es escasa, para los últimos niveles de deformación, esta degradación es más suave.

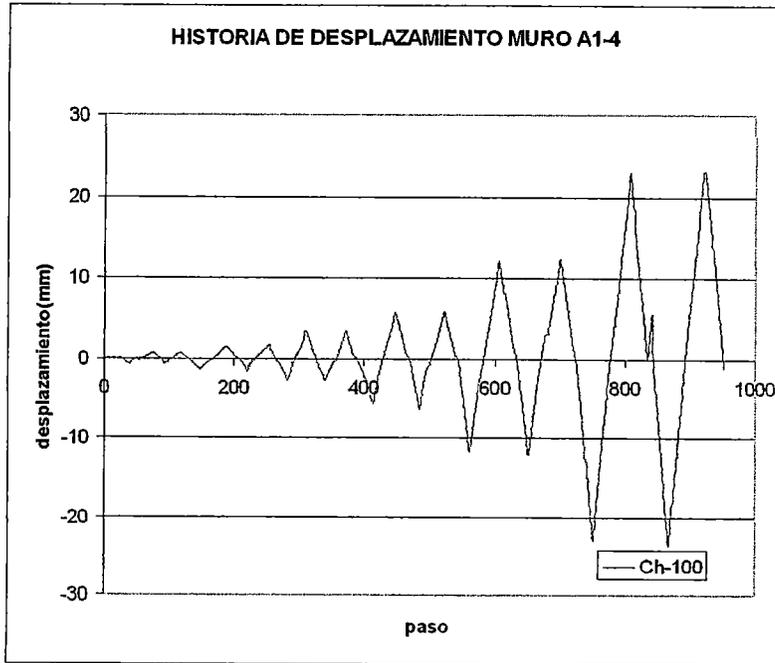


Gráfico 2.11 – Historia de Desplazamientos Muro A1-4

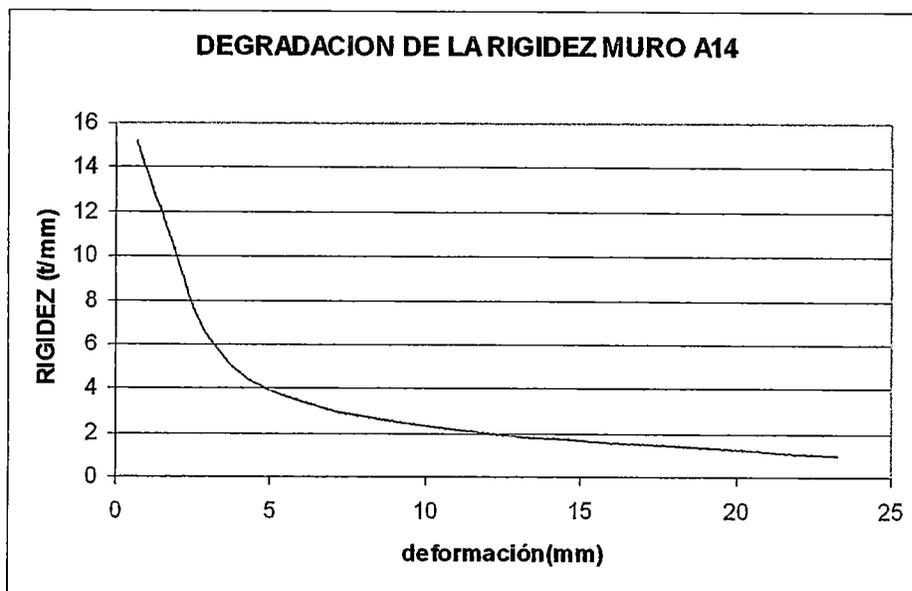


Gráfico 2.12 – Degradación de la Rigidez Muro A1-4

Degradación de Rigidez. Muro.A1-4

Se presenta en la gráfica la curva Rigidez vs. Deformación, la cual nos muestra la degradación de la rigidez a partir de la rigidez inicial de 15.18 ton/mm.

En los primeros niveles de deformación se nota un fuerte deterioro de la rigidez quedándose con solo 40% de la inicial que equivale a 3.8 ton/mm. Después de esto, cuando la rigidez disponible del muro es escasa, para los últimos niveles de deformación, esta degradación es más suave.

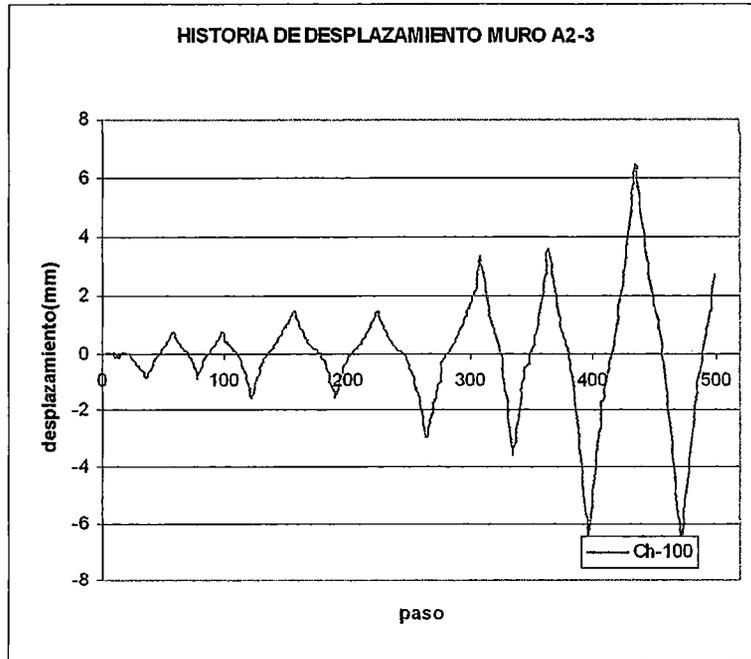


Gráfico 2.13 – Historia de Desplazamientos Muro A2-3

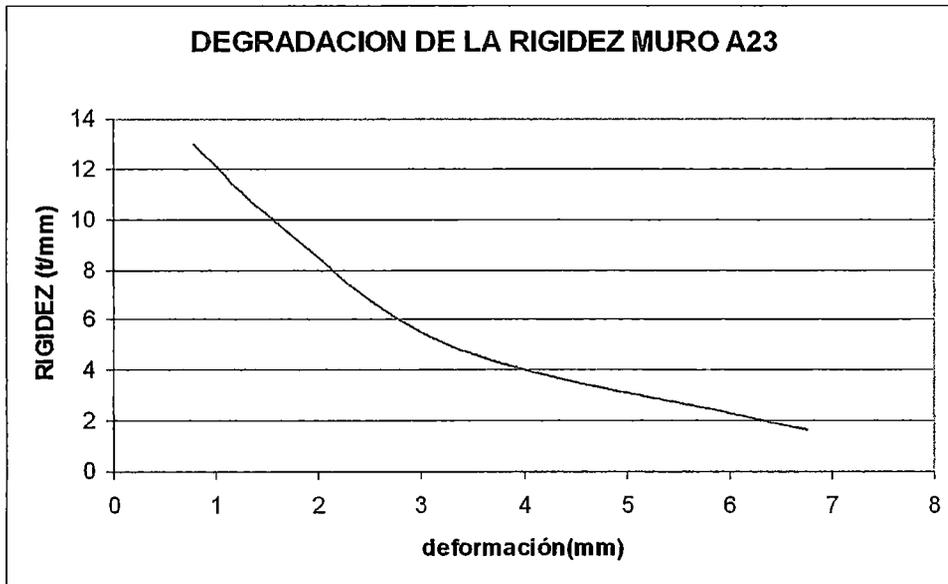


Gráfico 2.14 – Degradación de la Rigidez Muro A2-3

Degradación de Rigidez. Muro.A2-3

Se presenta en la gráfica la curva Rigidez vs. Deformación, la cual nos muestra la degradación de la rigidez a partir de la rigidez inicial de 12.97 ton/mm.

En los primeros niveles de deformación se nota un deterioro de la rigidez no tan fuerte como en los muros anteriores, quedándose con 35% de la inicial que equivale a 4.1 ton/mm. Después de esto, cuando la rigidez disponible del muro es escasa, para los últimos niveles de deformación, esta degradación es un poco más suave.

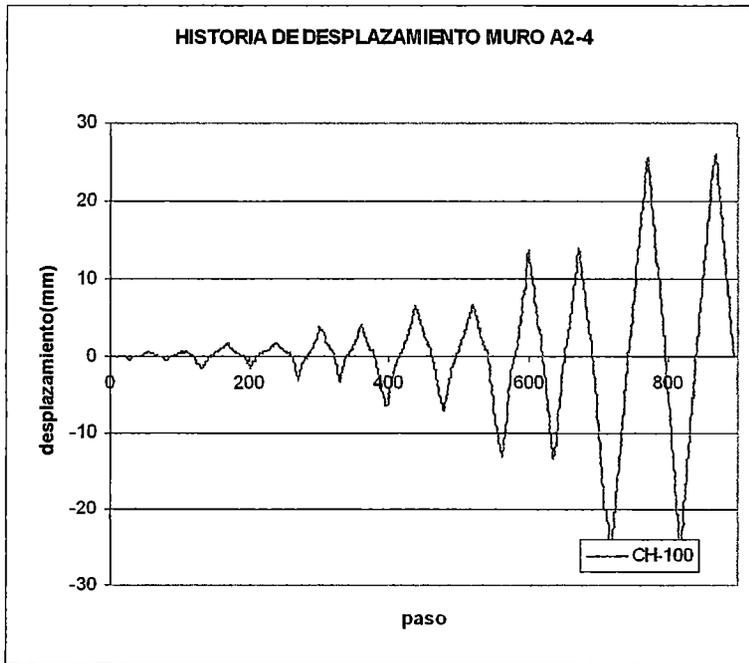


Gráfico 2.15 – Historia de Desplazamientos Muro A2-4

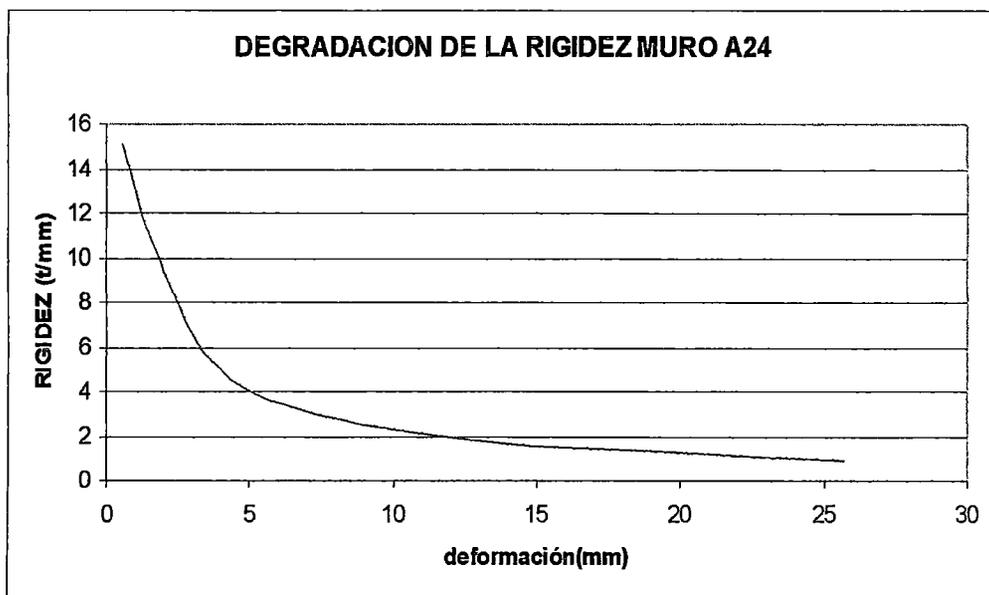


Gráfico 2.16 – Degradación de la Rigidez Muro A2-4

Degradación de Rigidez. Muro.A2-4

Se presenta en la gráfica la curva Rigidez vs. Deformación, la cual nos muestra la degradación de la rigidez a partir de la rigidez inicial de 15.12 ton/mm.

En los primeros niveles de deformación se nota un fuerte deterioro de la rigidez quedándose con 40.1% de la inicial que equivale a 3.7 ton/mm. Después de esto, cuando la rigidez disponible del muro es escasa, para los últimos niveles de deformación, esta degradación es más suave.

3.5 Comparación de Resultados

Observando la tabla 1, no se tiene las diferencias geométricas, pero si diferencias en los refuerzos longitudinales de acero; y también, considerando el mismo valor de f_c para los cuatro muros que fue objetivo del plan de ensayo, se compara las curvas de comportamiento de cada muro:

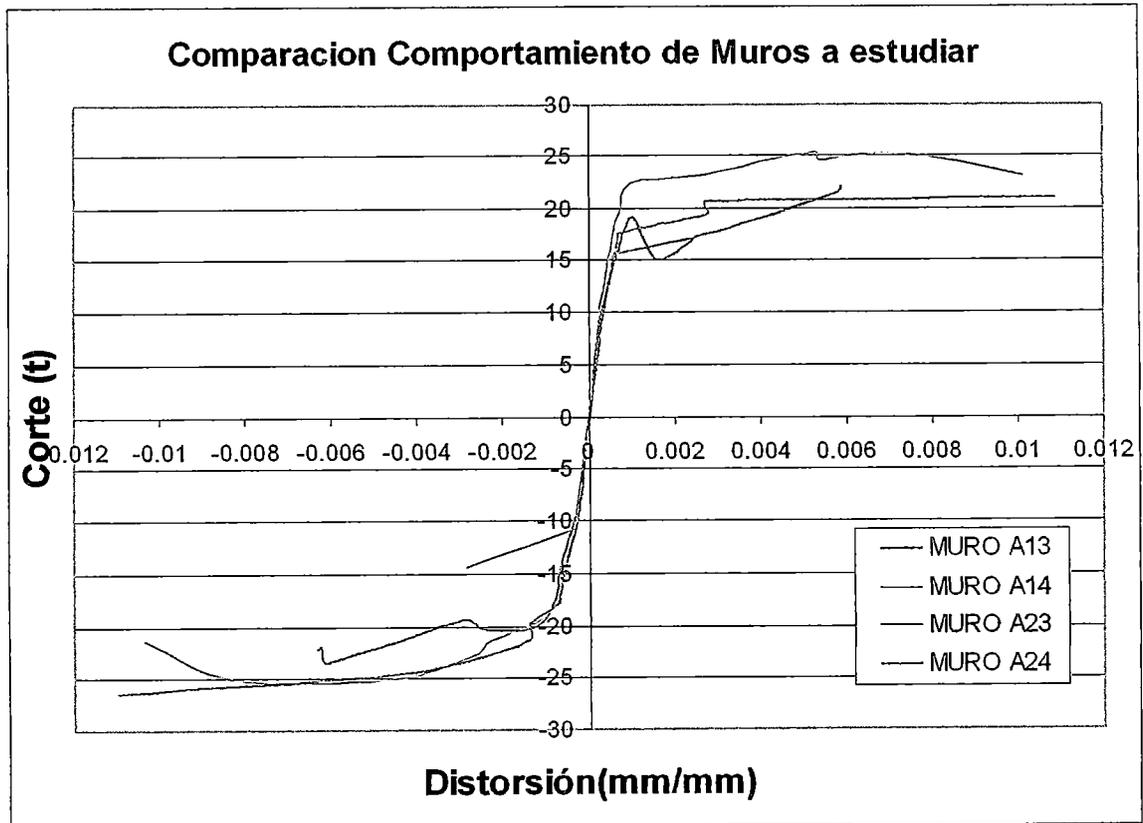


Gráfico 2.17 – Comparación del comportamiento de los muros estudiados

Se observa que su comportamiento para los primeros niveles de distorsión es elástico lineal, con la misma pendiente, es decir, la misma rigidez hasta llegar a una distorsión de 0.61% y un valor de cortante aproximando de 15t; corte donde el muro A2-3 entra a su rango No lineal. Cabe notar que orden acorte de capacidad, el mayor corte resistente corresponde al muro A14 que tiene sus refuerzos longitudinales de 4 varillas de 1/2" para sus columnas y viga de confinamiento, en cambio de el muro A23 que tiene como refuerzos longitudinales de 4 varillas de 3/8". Entre ellas estan en casi un mismo valor de corte de capacidad máximo los muros A13 y A24, puesto que estos muros tienen similar refuerzo longitudinal. En orden de capacidad de desplazamiento los muros A24 y A14

tienen el mismo orden de distorsión de rotura de 1% aproximadamente, se observa que ambos muros tienen el mismo refuerzo longitudinal en las columnas, pero diferentes refuerzos en las vigas; a diferencia del muro A13. El muro que es más pobre en refuerzo longitudinal, el muro A23 presenta la menor capacidad en corte como en desplazamiento, esto, por tener la menor cantidad de refuerzo longitudinal en sus elementos de confinamiento, a comparación de los otros muros que tuvieron mayor refuerzo.

Si se observa su comportamiento en rigidez para cada nivel de deformación por ciclo histerético, los cuatro muros tienen una variación semejante desde sus primeros niveles de deformación hasta aproximadamente una deformación de 4.2mm, donde la rigidez del muro A13 es menor que los muros A14 y A24, pero el muro A23 sufre una degradación más rápida respecto a su deformación a comparación de los otros muros

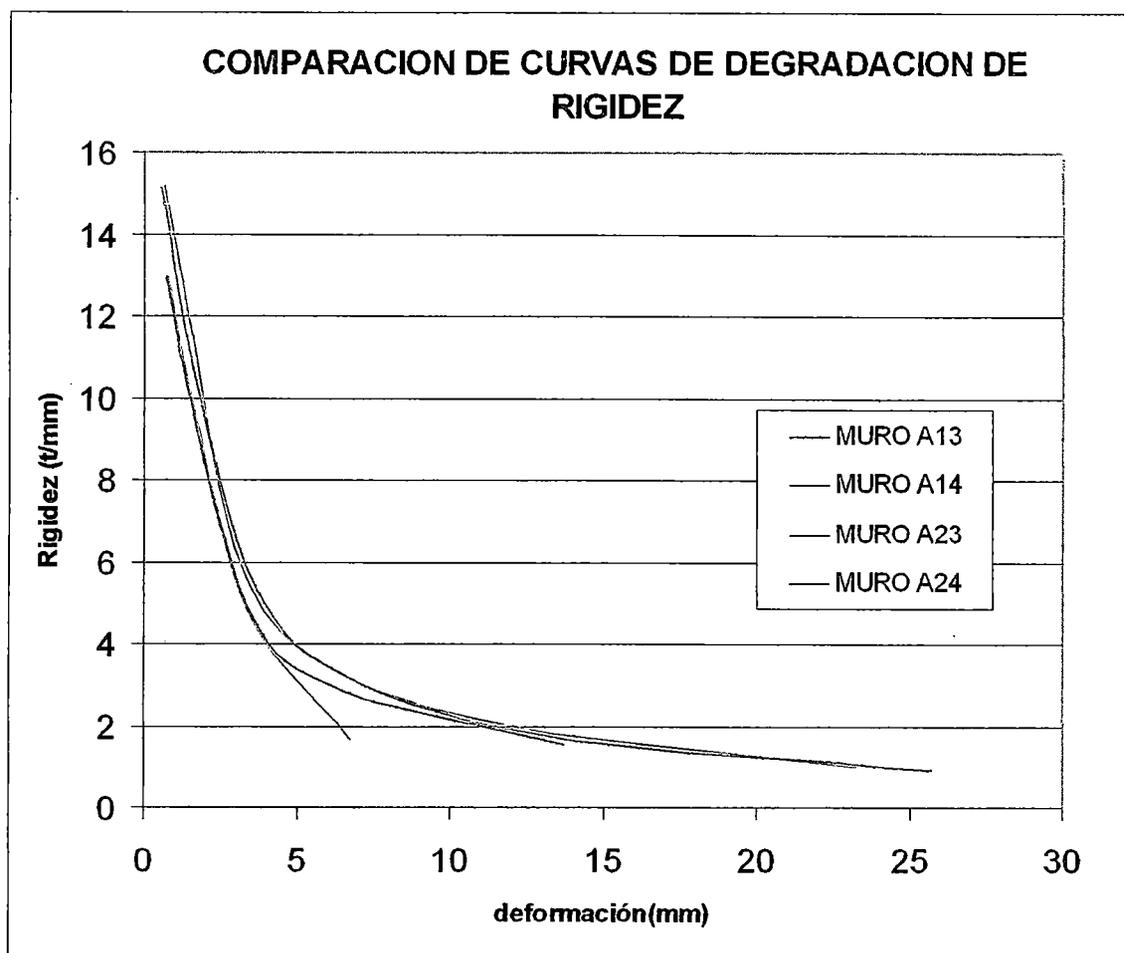


Gráfico 2.18 – Comparación de la degradación de rigideces de los muros estudiados

CAPÍTULO III

MODELO EXPERIMENTAL DE UNA VIVIENDA DE DOS NIVELES

1.- Objetivos del Ensayo en Línea a Cargas Cíclicas

Considerando que gran parte de la población auto construye su vivienda mediante edificaciones de albañilería de ladrillo artesanal, se propone esta estructura a ensayar, teniendo en cuenta también la distribución de las áreas de uso de dicha vivienda.

El objetivo de este ensayo es verificar y observar el comportamiento estructural de la vivienda ensayada de dos niveles, construida con material noble, en este caso, de albañilería confinada, de ladrillo de arcilla hecho artesanalmente. La vivienda cumple con los estándares y calidades exigidas por la Norma Peruana Sismorresistente vigentes.

Para fines de la presente investigación, se busca obtener solo la curva de capacidad experimental de dicha vivienda, esto para poder compararla con la curva de capacidad calcula por un análisis No Lineal – Estático a desarrollar en el capítulo IV.

2.- Características de la Estructura

La estructura esencialmente está construido con muros de albañilería confinada, como ya se indicó, con ladrillo artesanal, tanto de 15 y 25 cm de espesor; con un muro de concreto armado de 25cm de espesor y losa aligerada.

La vivienda cuenta con ambientes de sala, comedor, cocina, baño y bar en el primer piso y un hall con dos dormitorios y un baño en el segundo nivel. En la dirección de la aplicación de la carga o de estudio es el el eje Y que viene a ser la dirección Este-Oeste, los muros

externos son de 15 cm de espesor, y los internos de 25 cm de espesor, considerando que la placa se encuentra en el eje interno y central de la vivienda a ensayar, como se puede ver en la Figura 3.1. La altura piso techo es de 2.50m para cada nivel, y el área de cada piso es de 50m², haciendo un total de 100m² de área construida en toda el espécimen.

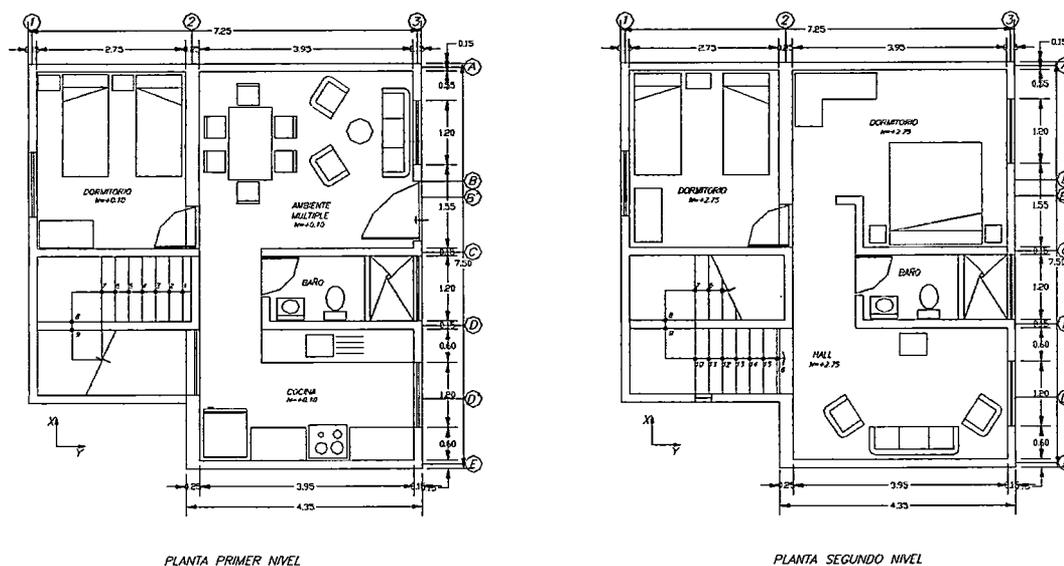


Figura 3.1 Plano de Distribución de la vivienda

La vivienda fue construida en el terreno natural a al espalda del muro de reacción, siendo este, el primer espécimen construido en tales características. El efecto de empotramiento en la base se muestra acorde a la realidad de una construcción ordinaria.

La construcción fue hecha mano, considerando que gran parte de la población vive en viviendas autoconstruidas y en muchos casos de material de dudosa procedencia.

Los planos estructurales de la vivienda y cortes de perfil, así como vista isométricas se encuentran en el Anexo de la tesis de Investigación.

Las propiedades de los materiales tanto para el concreto, el acero de refuerzo y como la unidad de albañilería son los siguientes:

Resistencia a la Compresión del Concreto f_c : 210 kg/cm²

Esfuerzo de Fluencia del acero corrugado f_y : 4200 kg/cm²

Para el valor de la resistencia a la compresión de la pilas (f_m) se considera el valor obtenido del ensayo de pilas de albañilería mostrado en el capítulo anterior. ($f_m=47.41\text{kg/cm}^2$)

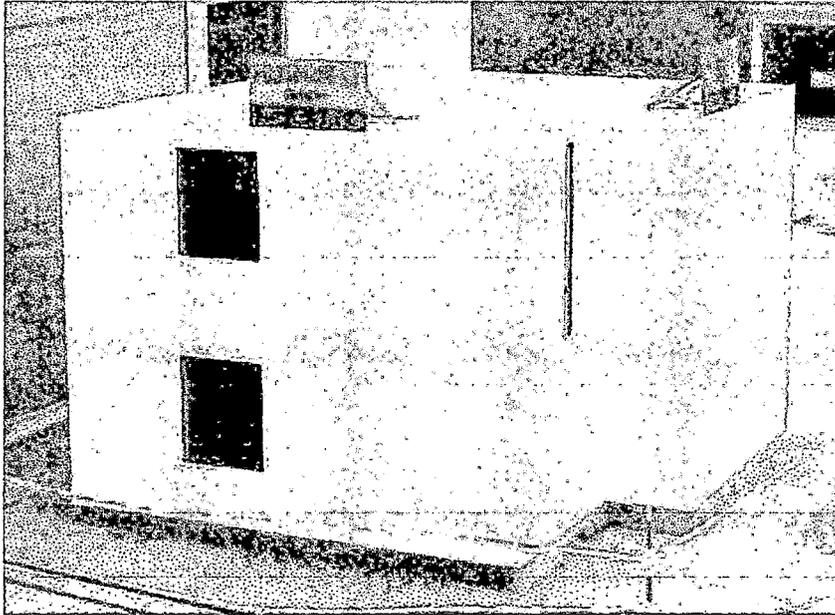


Foto.3.1. La vivienda ya terminada.



Foto3.2. Vista lateral de la vivienda

3.- Ensayo experimental realizado y muestra de resultados.

3.1 Ensayo De Laboratorio:

El ensayo de laboratorio se realizó en la parte frontal exterior del laboratorio de estructuras del CISMID en la Universidad Nacional de Ingeniería. El ensayo realizado es un ensayo en línea a cargas estáticas cíclicas.

El ensayo experimental se denomina ensayo en línea, comúnmente conocido como On-Line Test, que fue propuesto en 1974 por el Dr. Koichi Takanashi, quien mejoró los primeros intentos del Dr. Hakuno en aplicar carga lateral a un espécimen mediante un control con actuadores a través de una computadora análoga.

El sistema de operación del control de señales y lectura de datos es semejante al desarrollado en los muros, explicados en el capítulo anterior. El Control de señales de desplazamiento es estimado mediante el computador quien envía las señales a las válvulas de los actuadores.

3.2 Equipo De Ensayo Utilizado:

Para el ensayo de laboratorio se usó el sistema de actuadores controlado por una computadora a través de una tarjeta de conversión Analógico/Digital (A/D) y Digital/Analógico (D/A).

Para aplicar la carga se utilizaron tres actuadores electro hidráulico Shimatzu capaces de producir desplazamientos de 400mm (para el caso de cargas cíclicas +/- 200mm). Su rango de carga de estos actuadores es de +/- 50t. Para la adquisición de datos se utilizaron 33 transductores de desplazamiento y 5 straingages, de las cuales, 27 transductores y 3 straingages estaban conectadas a un sistema universal UCAM 5BT Kyowa, a través de una tarjeta GPIB que transfiere los datos a la computadora que almacena las mediciones realizadas en cada paso de ensayo. Y el resto de sensores (6 transductores y 2 straingages) estaban conectadas directamente al sistema de monitoreo de señales de la computadora que ordenaba cada paso. Los sensores se colocaron tanto en la parte interna de la vivienda

como en la externa. La ubicación de cada sensor de desplazamiento se puede observar en la Figura 3.2 y Figura 3.3.

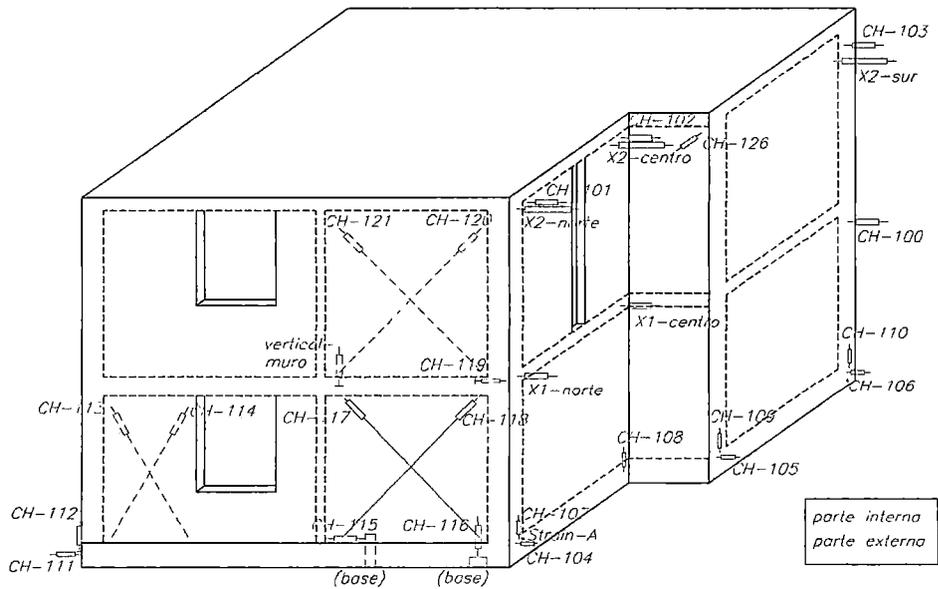


Figura 3.2 . Distribución de los sensores de desplazamiento

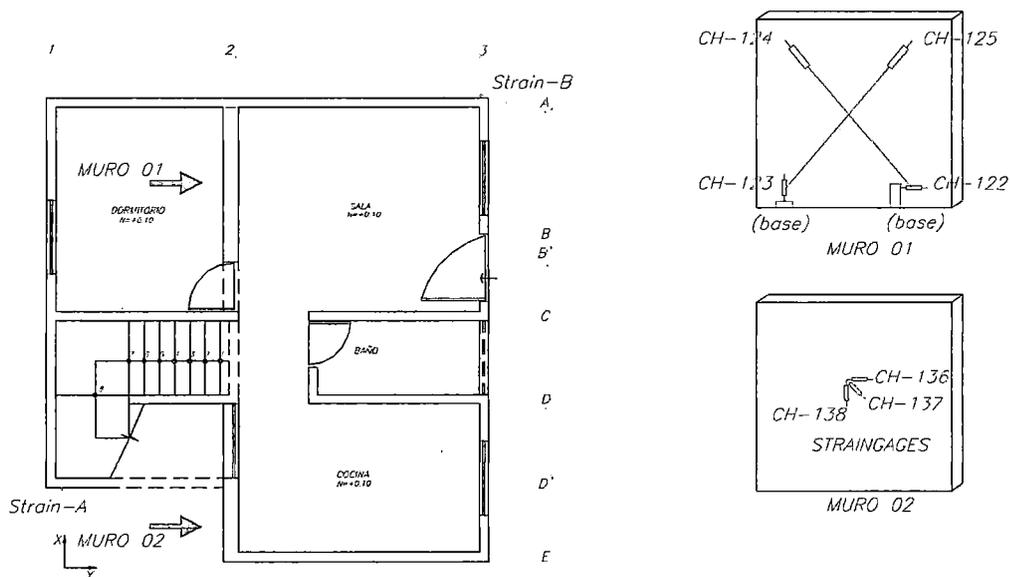


Figura 3.3 . Distribución de los sensores de desplazamiento en muros internos

El kit de montaje fue colocado al exterior de al vivienda, fundando las columnas de acero de dicho kit en dados de cimentación colocados para este fin. Se colocó una corona de en el nivel superior de la vivienda y un aro q rodea el perímetro de la vivienda, estos sujetos

por pernos pasantes, para asegurar la continua forma rectangular de dichas coronas y también para la seguridad del personal del ensayo. En la Figura 3.4 y fotos 3.3 y 3.4 se puede observar el kit o castillo de montaje.

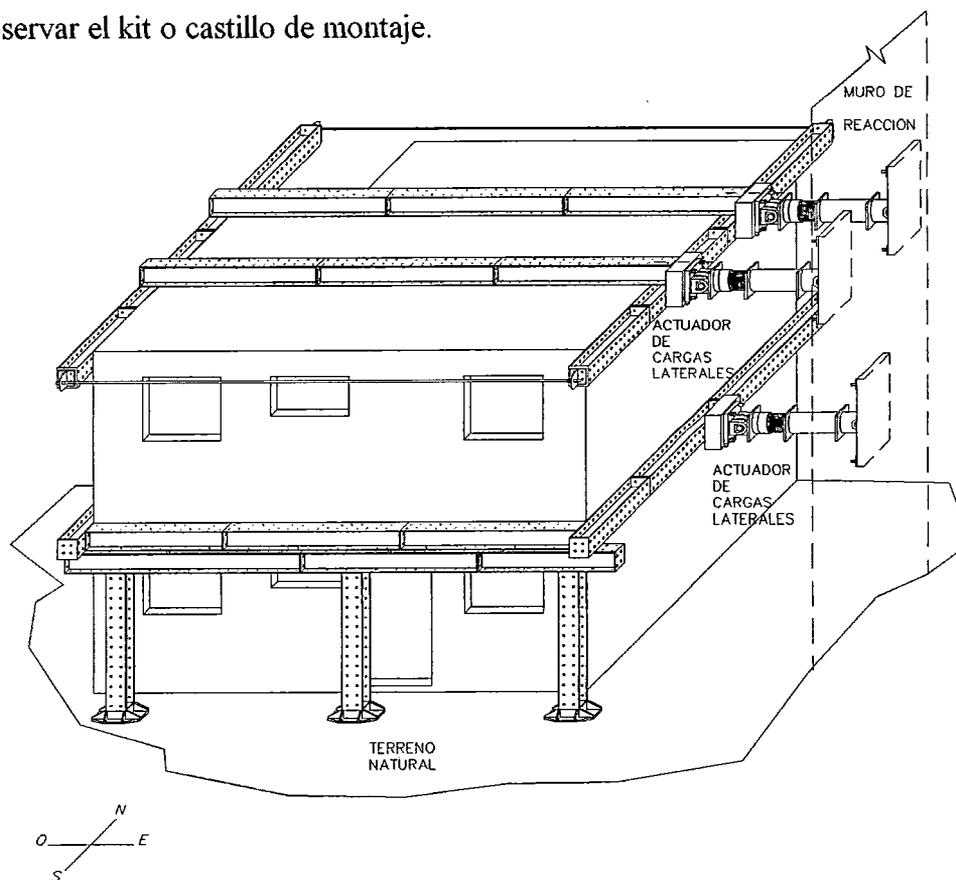


Figura 3.4. Kit o Castillo de Montaje

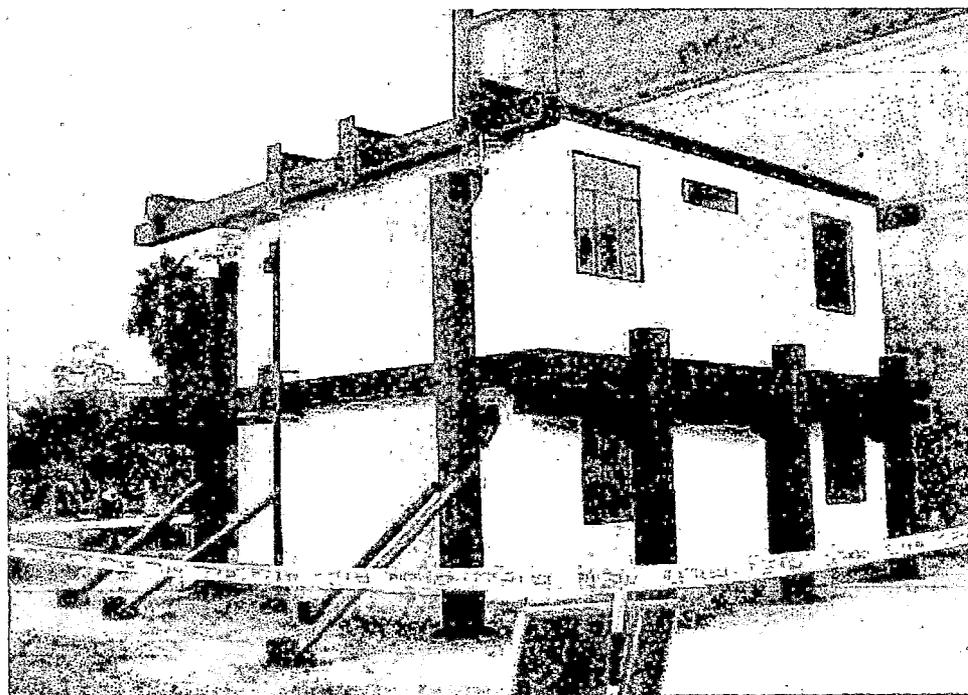


Foto 3.3.a. Vista diagonal Sur-Este de la vivienda con el kit de montaje, nótese los pernos pasantes

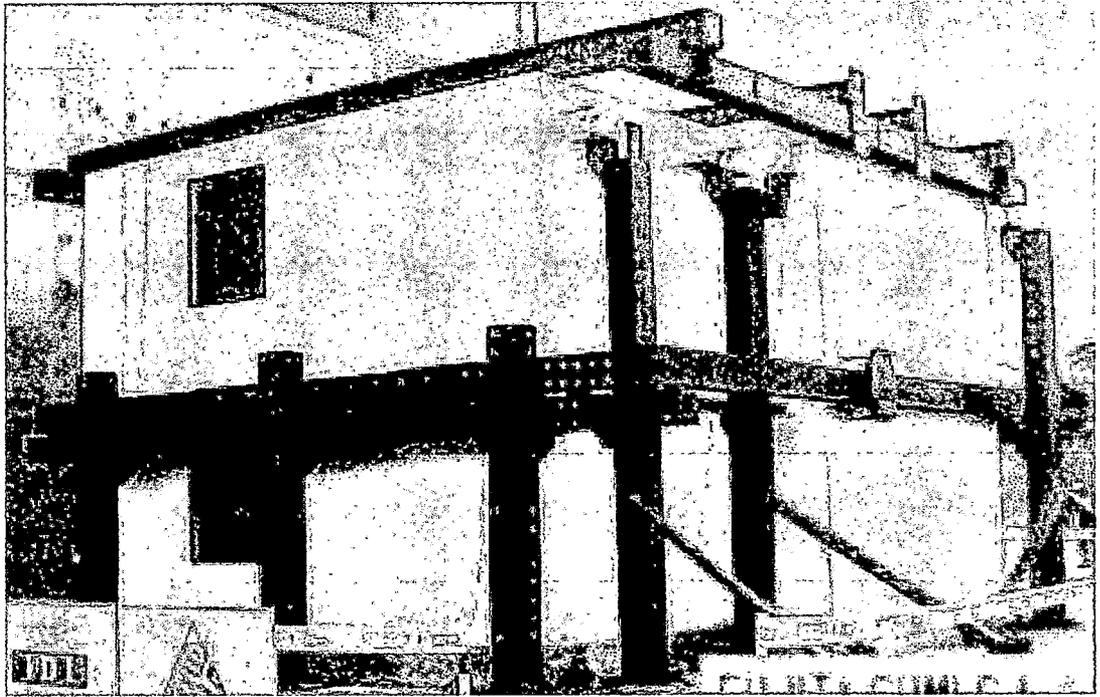


Foto 3.3.b. Vista diagonal Norte-Este de la vivienda con el kit de montaje, nótese los pernos pasantes

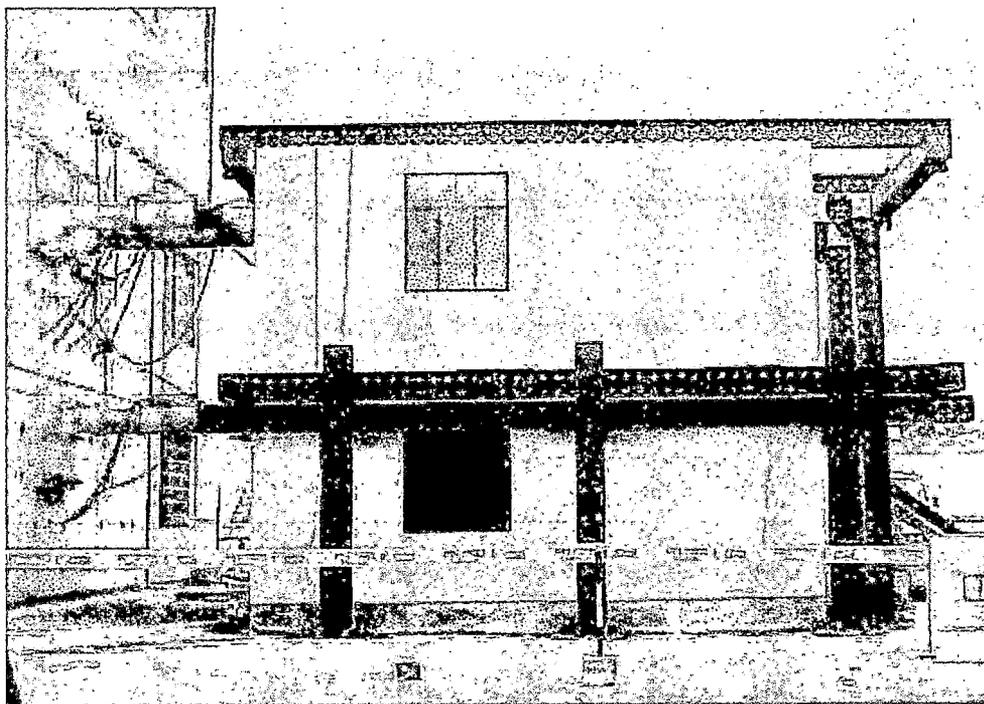


Foto 3.4. Vista de perfil de la vivienda con el kit de montaje, nótese la ubicación de los actuadores.

3.3. Procedimiento del Ensayo

Para el ensayo se consideró como representativo el primer modo de vibración de la estructura y se aplicó la carga en base a un control mixto de los actuadores. Dos actuadores fueron colocados a nivel del segundo piso (ver Foto 3.4) y uno a nivel del primer piso. Un actuador del segundo piso fue considerado el actuador madre el mismo que funcionó bajo control de desplazamientos; la carga de este actuador fue transferida al segundo actuador del segundo piso y al actuador del primer nivel. De esta forma se logró una distribución triangular invertida, en este caso, para el primer nivel una carga como 1, y para el segundo nivel una carga como 2. Con dicho control mixto de desplazamientos y fuerzas, manteniendo el actuador a diferentes niveles de ángulos de distorsión de la estructura se aplicó en forma cíclica una historia de desplazamientos, que reprodujo ángulos de distorsión de $1/3200$, $1/1600$, $1/800$, $1/400$, $1/200$ y $1/65$.

3.4. Muestra de Resultados

3.4.1. Historia de Corte y Desplazamientos

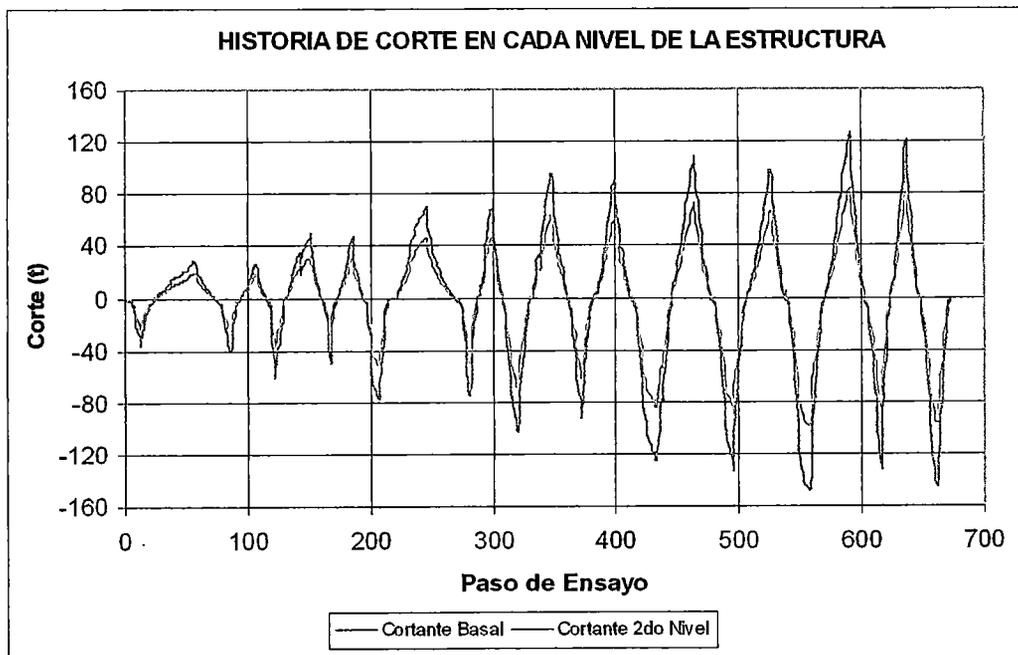


Gráfico 3.1.- Historia de Corte en cada nivel de la Estructura

En el gráfico 3.1 se observa el desarrollo de la fuerza cortante en cada nivel para cada paso de ensayo. El eje Y correspondiente a la cortante, en su cuadrante positivo indica el corte de las fuerzas en la dirección Oeste-Este; y en su cuadrante negativo, el corte de las fuerzas en al dirección Este-Oeste. El gráfico de la curva envolvente a estudiar será el de la dirección Este-Oeste por ser este el sentido más representativo, mostrado en dichos gráficos.

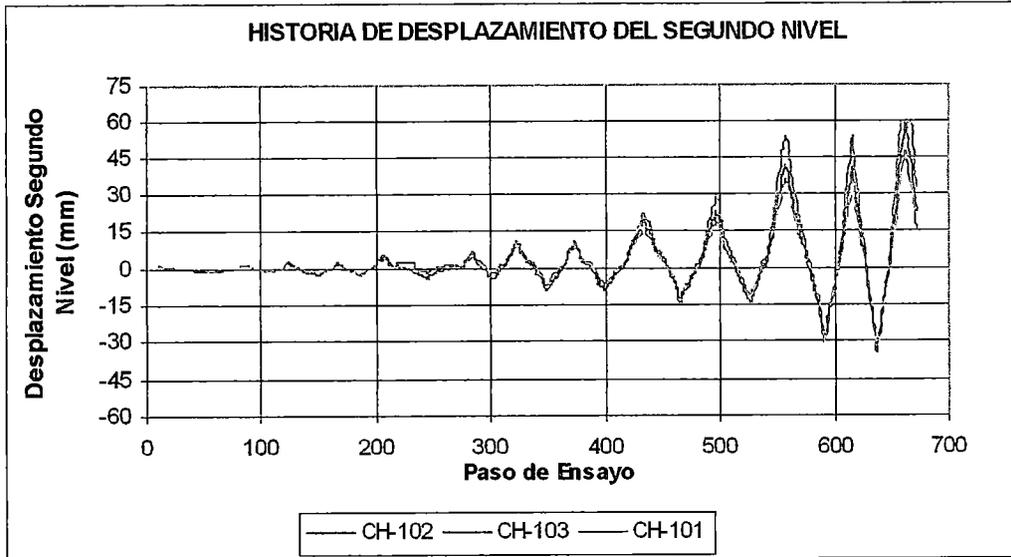


Gráfico 3.2.- Historia de Desplazamiento del Segundo Nivel

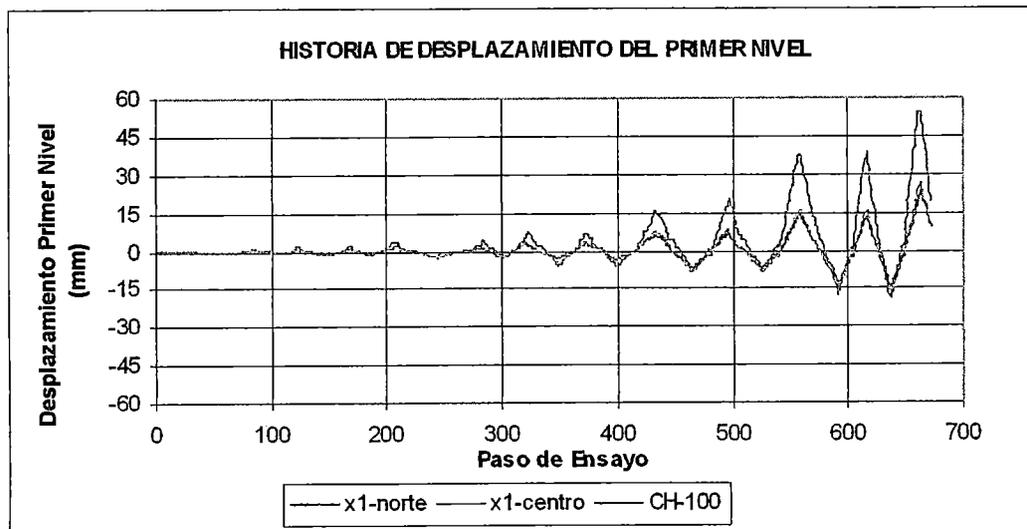


Gráfico 3.3 .- Historia de Desplazamiento del Primer Nivel

En los gráficos 3.2 y 3.3 se observa la historia de desplazamientos para el nivel 1 y nivel 2, respectivamente, en los tres ejes de la estructura, mediante los desplazamientos leídos de los transductores en la leyenda descritos. En este caso, el cuadrante positivo de los ejes de desplazamiento representa en desplazamiento en sentido Este-Oeste, en cambio que el cuadrante negativo representa el sentido Oeste-Este

3.4.2. Curvas de Histéresis

Similar al capítulo II, se presenta las curvas de desplazamiento en cada paso del ensayo cíclico efectuado. La curva de histéresis es presentada de manera individual para cada nivel de la estructura en la gráfica de la Carga Lateral Aplicada vs el desplazamiento del espécimen, como podemos observar este gráfico ocupa el primer y tercer cuadrante, es decir, existen cargas laterales positivas y negativas, en la dirección de ensayo Oeste-Este para los desplazamientos positivos(jalando); y Este-Oeste para los desplazamientos negativos (empujando); lo cual ocurre ya que éste es un ensayo estático cíclico y la carga se aplica tanto jalando como empujando, respectivamente.

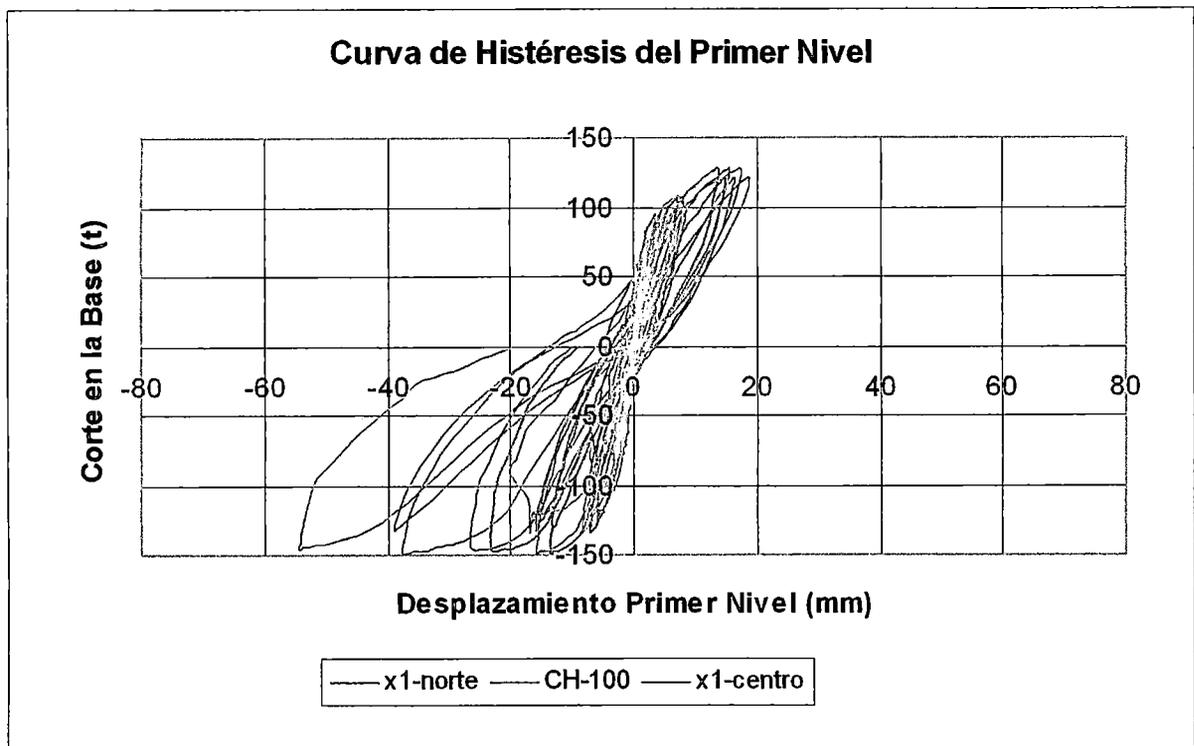


Gráfico 3.4.- Curva de Histéresis del Primer Nivel

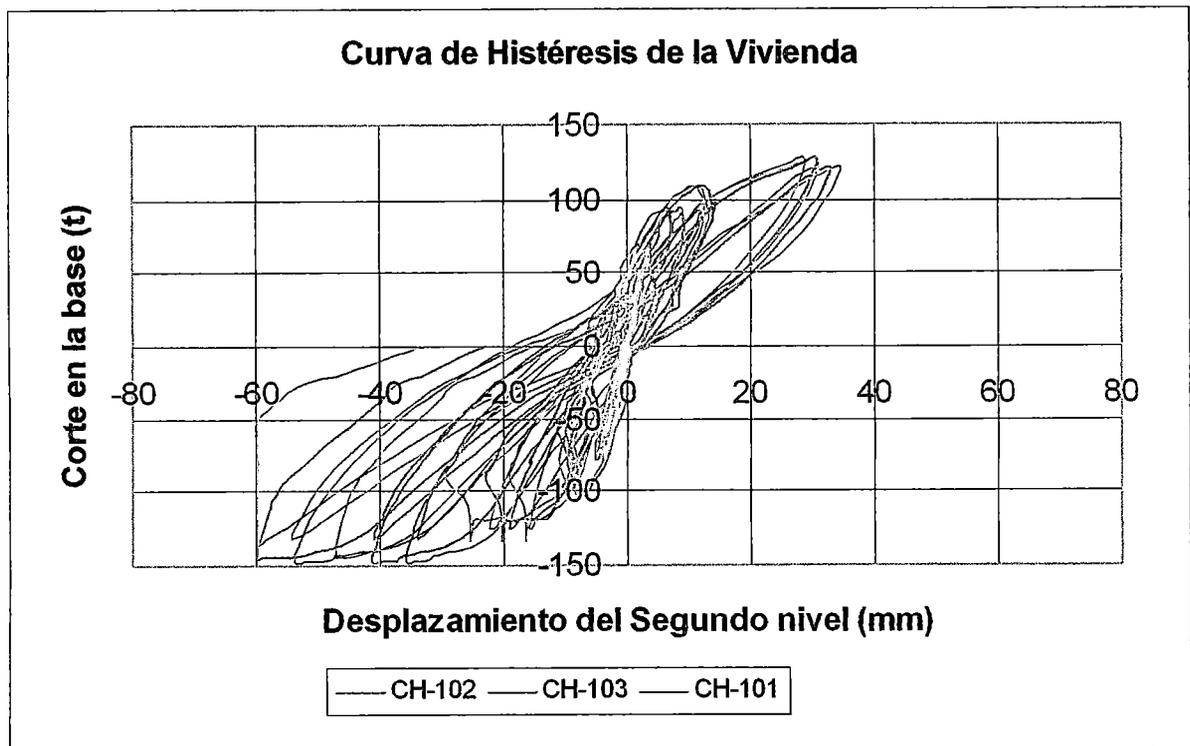


Gráfico 3.5 .- Curva de Histéresis de la Vivienda

3.4.3. Curvas de Capacidad Experimental medido en cada eje

Se muestra la curva de comportamiento o capacidad de la estructura en cada nivel, es decir, la curva esqueletoide de las gráficas histeréticas en el ítem anterior. La curva de comportamiento es obtenida de la curva de histéresis tomando solo los puntos de la envolvente de respuesta del espécimen. Es uno de los objetivos de la presente investigación, para compararlos luego con resultados analíticos presentados en el capítulo IV y después obtener su nivel de desempeño, esto interceptándolo con las curvas de demanda, esto se desarrollará en los capítulos V y VI.

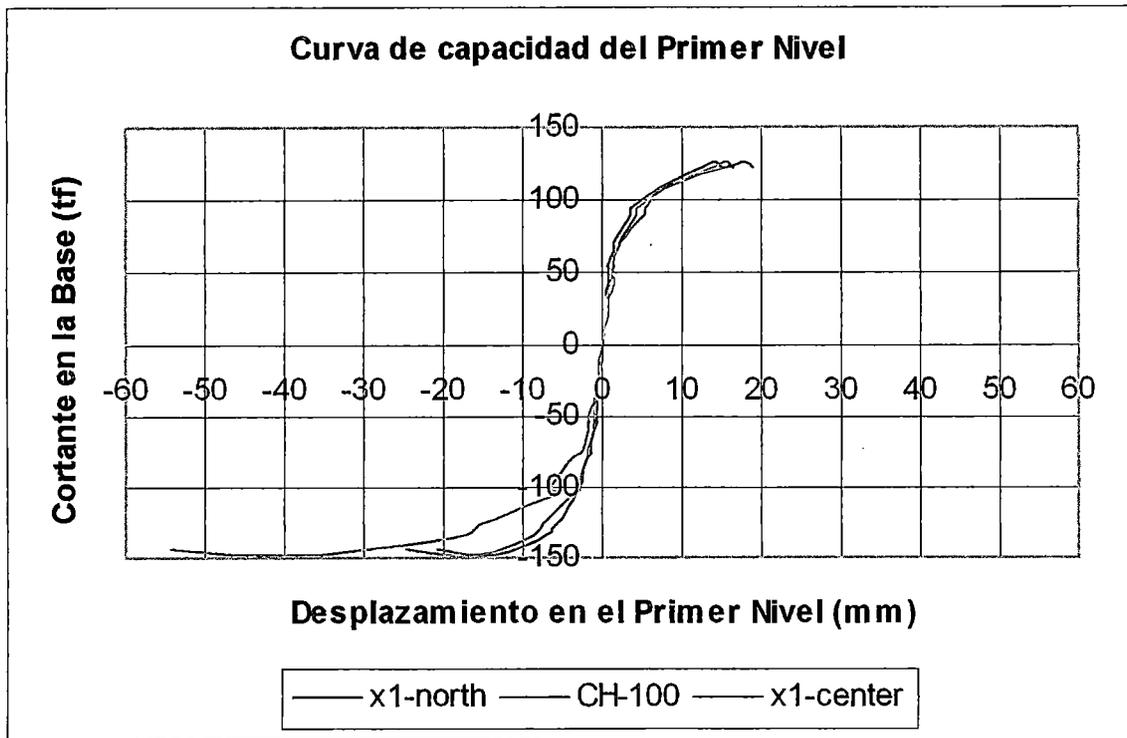


Gráfico 3.6 .- Curvas de Capacidad del Primer Nivel

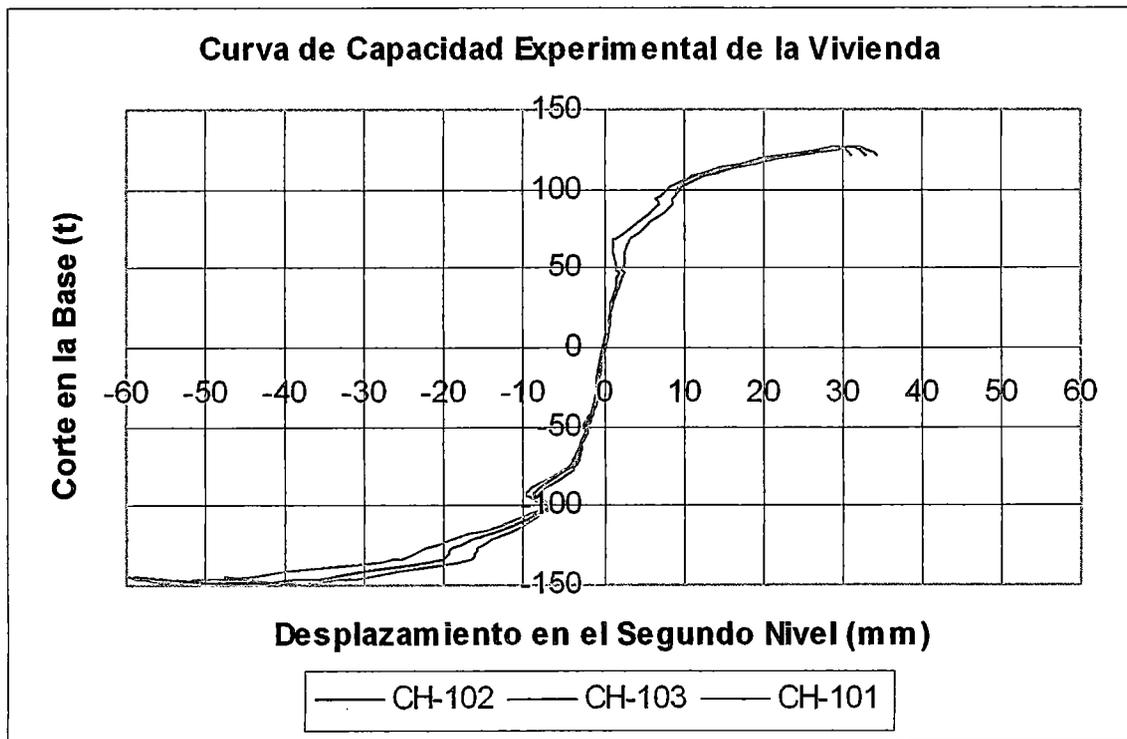


Gráfico 3.7 .- Curva de Capacidad Experimental de la Vivienda

3.4.4. La torsión presentada en el experimento

Cada sensor cuya medida realizada es graficada, representa cada extremo y centro en planta de cada nivel de la estructura, es entonces, donde se puede observar un pequeño efecto de torsión que es inducido por las diferencias de respuesta en cada sensor en diferentes extremos, en un mismo paso de ensayo. (Gráfico 3.8). En este caso, la rotación fue obtenida de la diferencia entre los sensores de los Ejes Norte(1),transductor CH-101; con el Eje Sur(3),transductor CH-103.

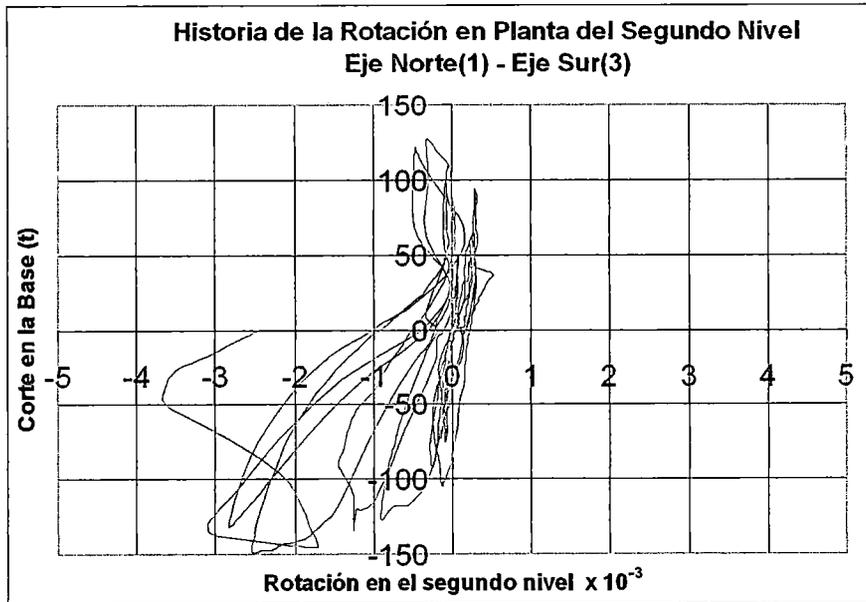


Gráfico 3.8 .- Historia de la Rotación en Planta del Segundo Nivel calculada con los sensores CH-101 y CH-103

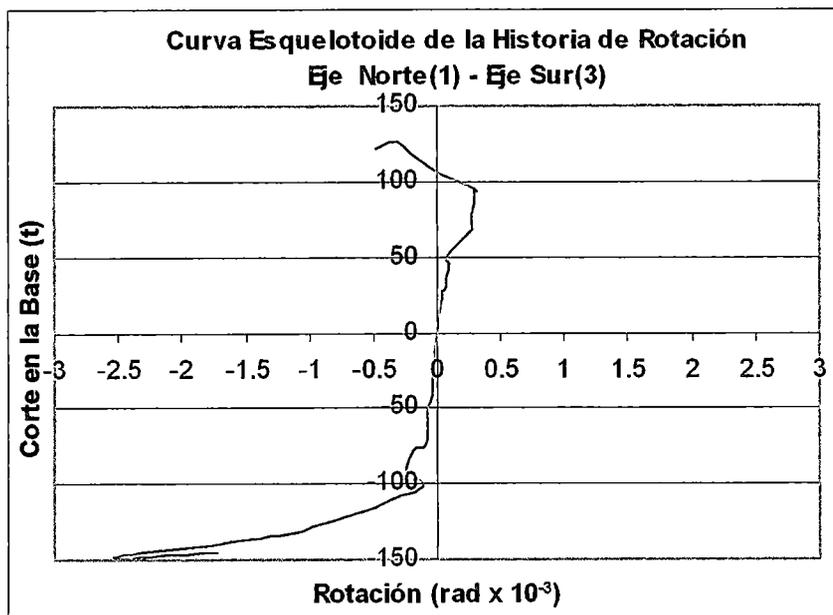


Gráfico 3.9 .- Curva Esqueletoide de la Rotación en Planta del Segundo Nivel calculada con los sensores CH-101 y CH-103

Como se observa en el Gráfico 3.8 y su curva esqueletoide del Gráfico 3.9; se presenta un efecto de torsión. Esto se explica por la irregularidad en planta de los elementos estructurales. Observando la Gráfica 3.2, se tiene un mayor desplazamiento par el eje Sur (CH-103); que para los otros ejes, siguiendo el eje central (CH-102) y con menor desplazamiento el Eje Norte(CH-101); estos para un mismo paso de ensayo; sea la jalando o empujando la estructura. Este resultado quiere decir que la rigidez de los elementos estructurales en el eje Sur tiene menor rigidez que los elementos estructurales del eje central, y del eje norte. Esto produce el efecto de torsión presentado en el experimento, donde, cuando al espécimen se le empuja, la estructura tendrá una rotación en sentido horario, es decir, en sentido de rotación de las agujas de un reloj. Pero, al momento de jalar, la rotación será en sentido antihorario, es decir, en contra de la rotación de las agujas de un reloj. Esta explicación se observa en la Figura 3.5. Se observa también, que para el valor de corte mayor de 75t la rotación en el momento que se está jalando el espécimen, tiene sentido Horario, atípico de su sentido Antihorario, es decir, los elementos estructurales o la rigidez en el eje Norte se degradó de tal forma que la rigidez a este momento del ensayo es mayor que al rigidez ya degradada del eje Sur.

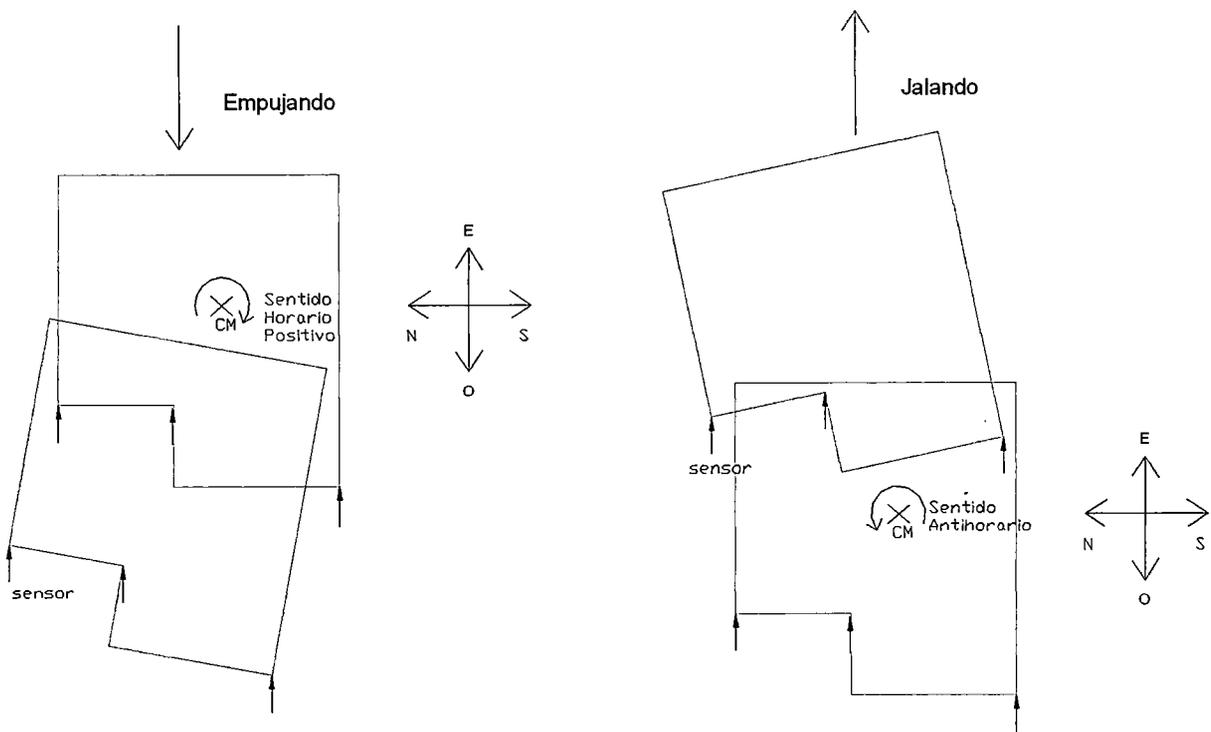


Figura 3.5. Efecto de Torsión observado cuando se empuja o jala la estructura.

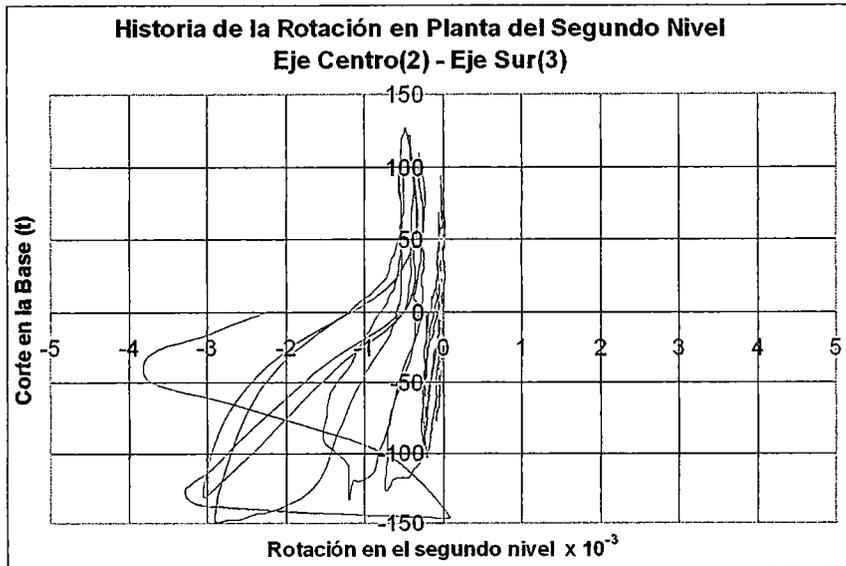


Gráfico 3.10 .- Historia de la Rotación en Planta del Segundo Nivel calculada con los sensores CH-102 y CH-103

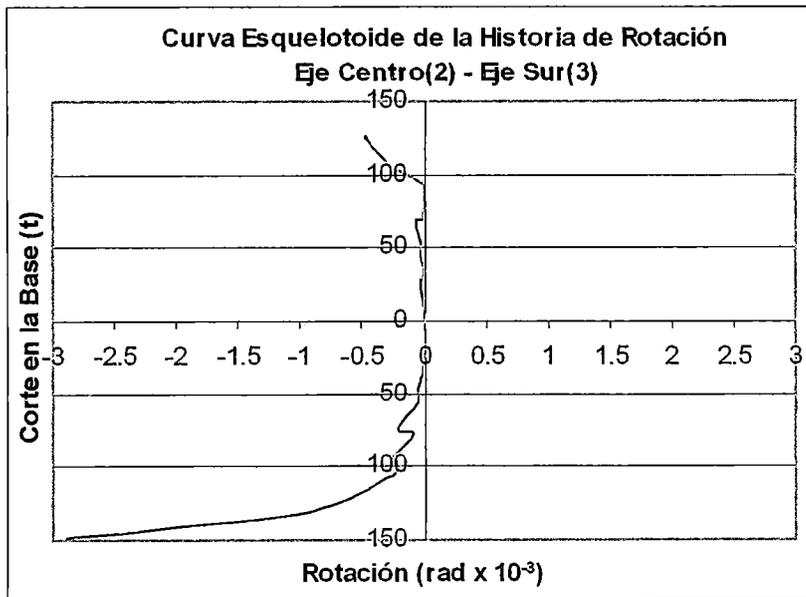
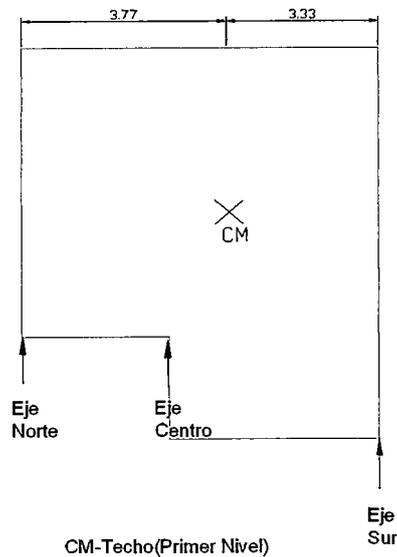


Gráfico 3.11 .- Curva Esqueletoide de la Rotación en Planta del Segundo Nivel calculada con los sensores CH-102 y CH-103

Se observa que la rotación calculada de ambas formas es semejante cuando la estructura fue empujada(corte negativo), pero cuando fue jalada (corte positivo) tiene diferente valor de rotación, por lo que se puede decir que no se comportó como un diafragma rígido.

3.4.5. La curva de Capacidad Experimental de la Estructura en su Centro de Masa.

Se tiene las medidas de los transductores o sensores en cada eje en al dirección paralela al ensayo (Este-Oeste), pero para saber el comportamiento experimental de la estructura se requiere saber el movimiento de su centro de masa, puesto que, para conocer y definir el movimiento de un cuerpo, este se puede definir por el movimiento de su centro de masa. Se calculó este desplazamiento con las medidas de los transductores de los ejes centro y sur, por estar el CM entre estos ejes, teniendo un comportamiento en rotación distinto los gráficos 3.8 y 3.9, (gráficos 3.10 y 3.11) observando que la losa no se comportó como un diafragma rígido.



**Figura 3.6.-
Ubicación Centro
de Masa(CM) para
el Primer Nivel**

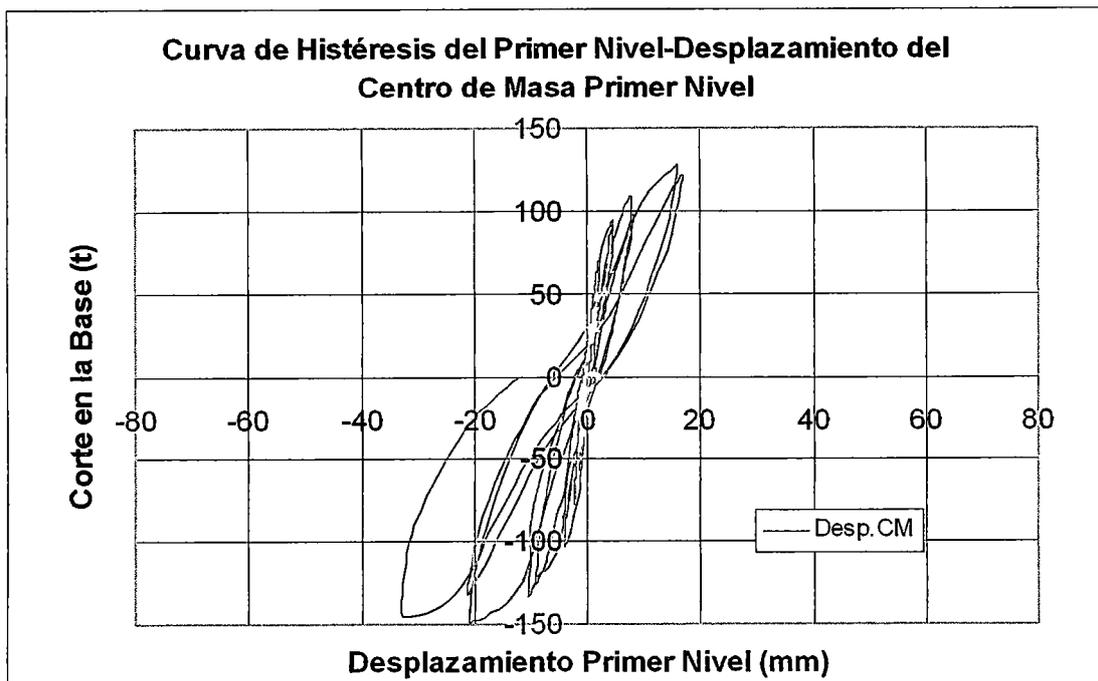


Gráfico 3.12 .- Curva de Histéresis de la estructura

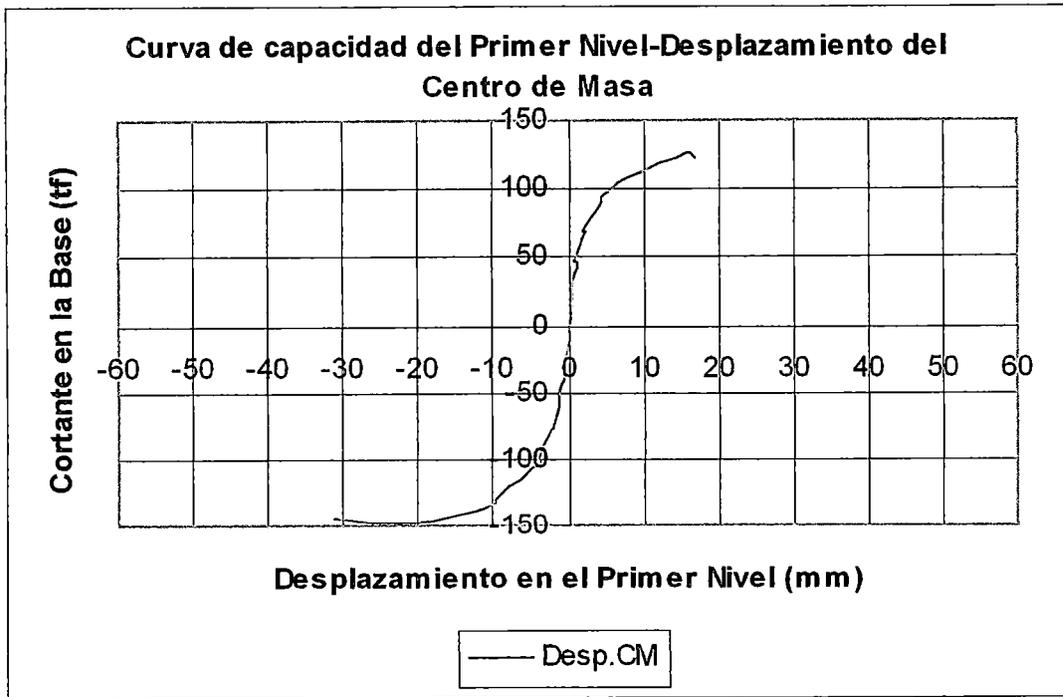
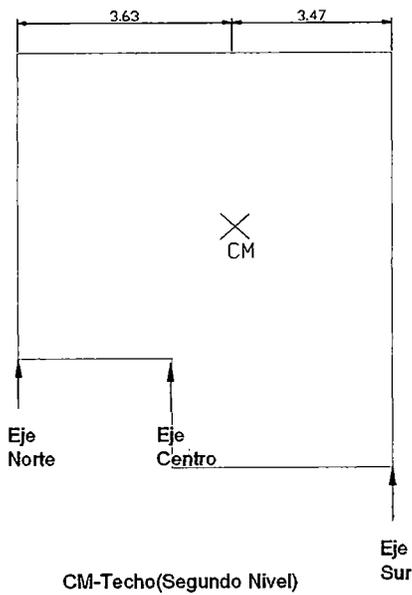


Gráfico 3.13 .- Curva de Capacidad Experimental de la estructura



**Figura 3.7.-
Ubicación Centro
de Masa(CM) para
el segundo Nivel o
Techo**

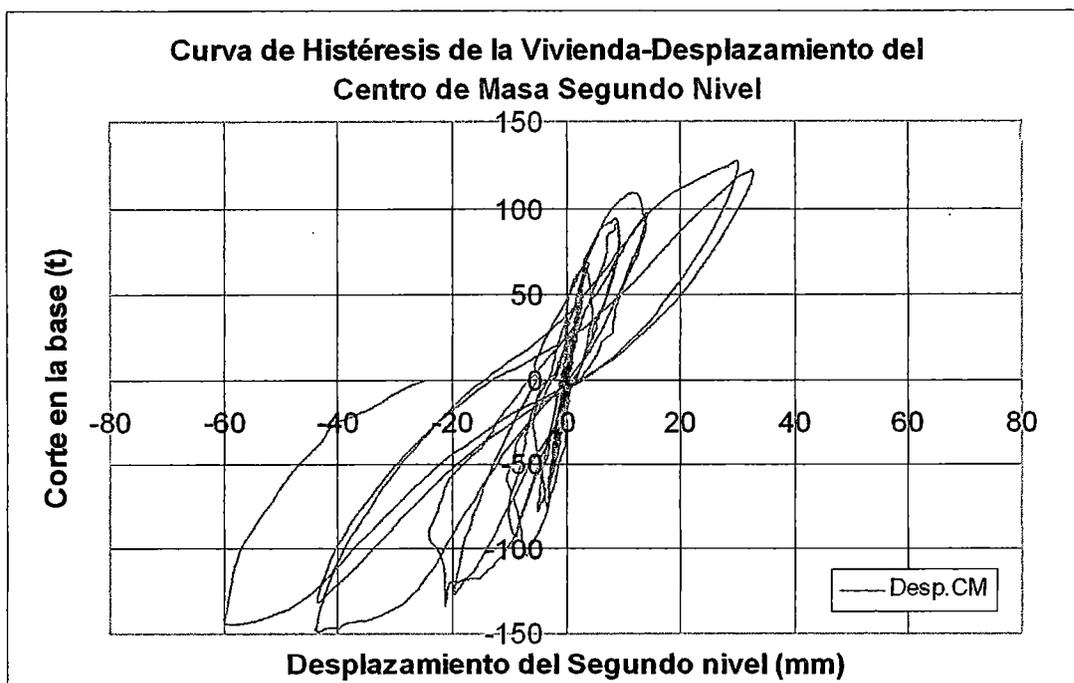


Gráfico 3.14 .- Curva de Histéresis de la estructura

Comportamiento Histerético.

El Gráfico 3.10 presenta la curva histerética en donde se alcanzó un desplazamiento máximo de 59 mm y una carga lateral de 148 t.

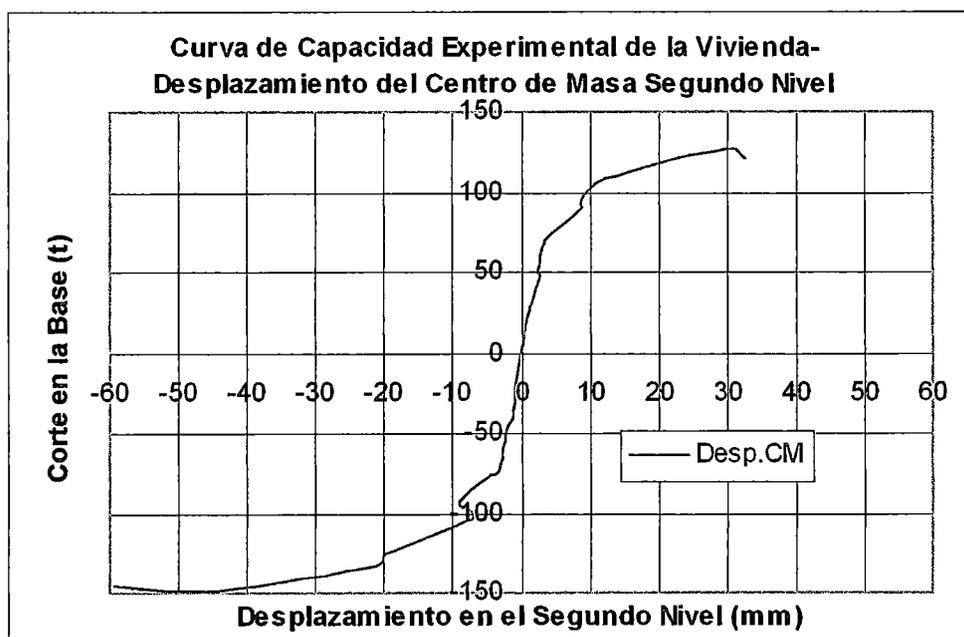


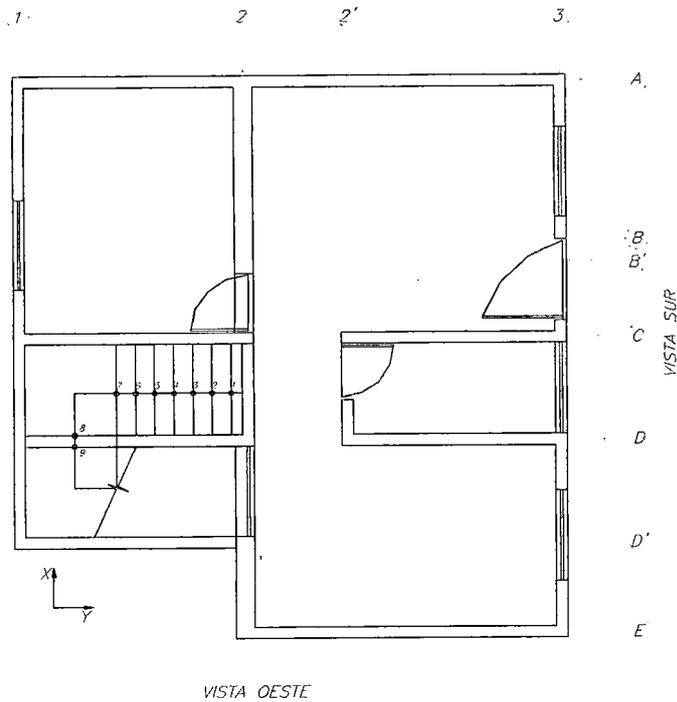
Gráfico 3.15 .- Curva de Capacidad Experimental de la estructura

Se presenta la curva envolvente Fuerza Lateral vs. Desplazamiento en la figura respectiva. El comportamiento fue similar para la rama positiva (Fuerza positiva actuador Jalando) como la negativa (fuerza negativa, actuador Empujando) aunque esta última presentó valores de fuerza máximos ligeramente menores. En la etapa elástica lineal se alcanza una fuerza lateral promedio de 100t para el desplazamiento de 9mm. Después de esto se inicia una etapa no lineal e inelástica. Sin embargo el espécimen resistió mayores fuerzas laterales lo que indica una reserva de capacidad en el muro mas allá de este punto, hasta la formación completa de la fisura en la base del mismo.

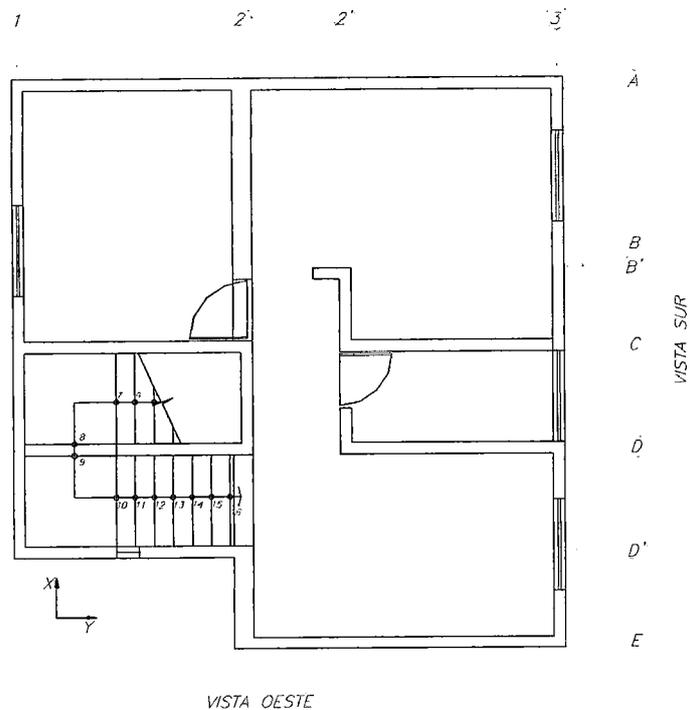
La resistencia máxima del espécimen, por lo tanto se da para el rango inelástico mas específicamente para una desplazamiento de 31-59mm y alcanza un valor de 126-147 t. (Jalando y Empujando respectivamente).

3.4.6. Modo de Falla - Historia de Agrietamiento

HISTORIA DE AGRIETAMIENTO DE LA VIVIENDA

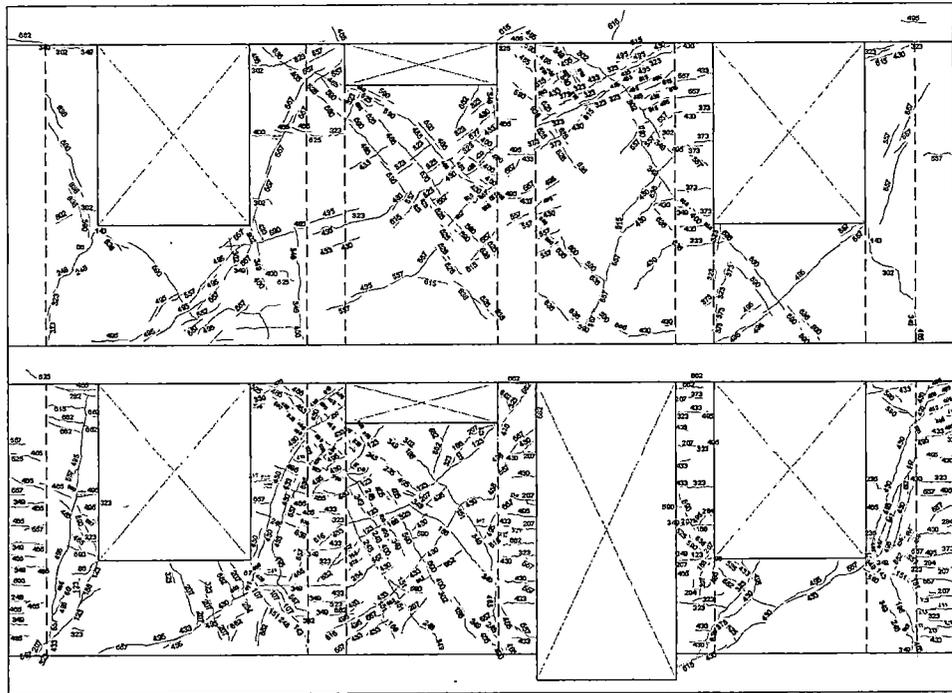


DISTRIBUCION DE EJES PISO 1



DISTRIBUCION DE EJES PISO 2

Vista Sur Eje 3



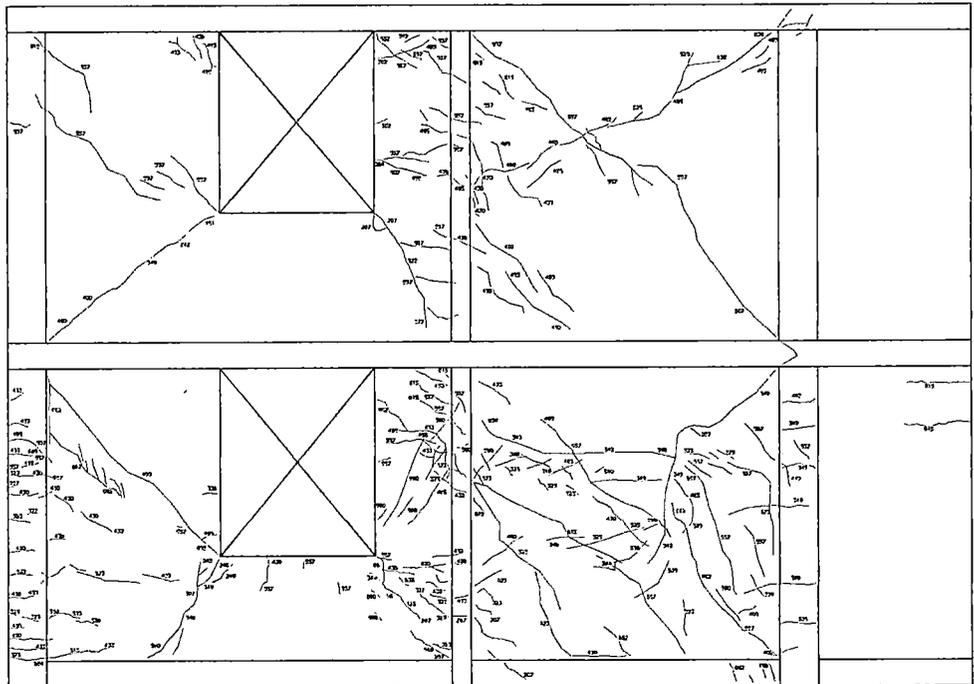
Actuadores

Actuador

Vista S
Distorsión > 1/100

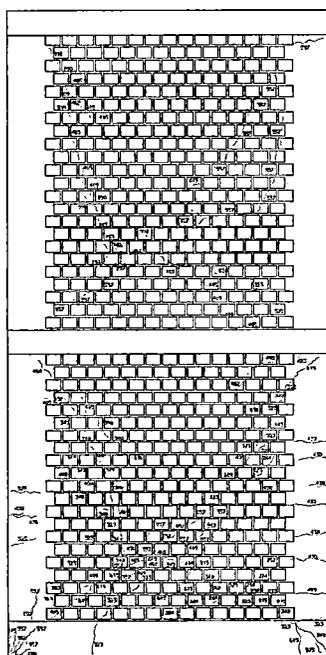
Vista Norte Eje 1

Actuador



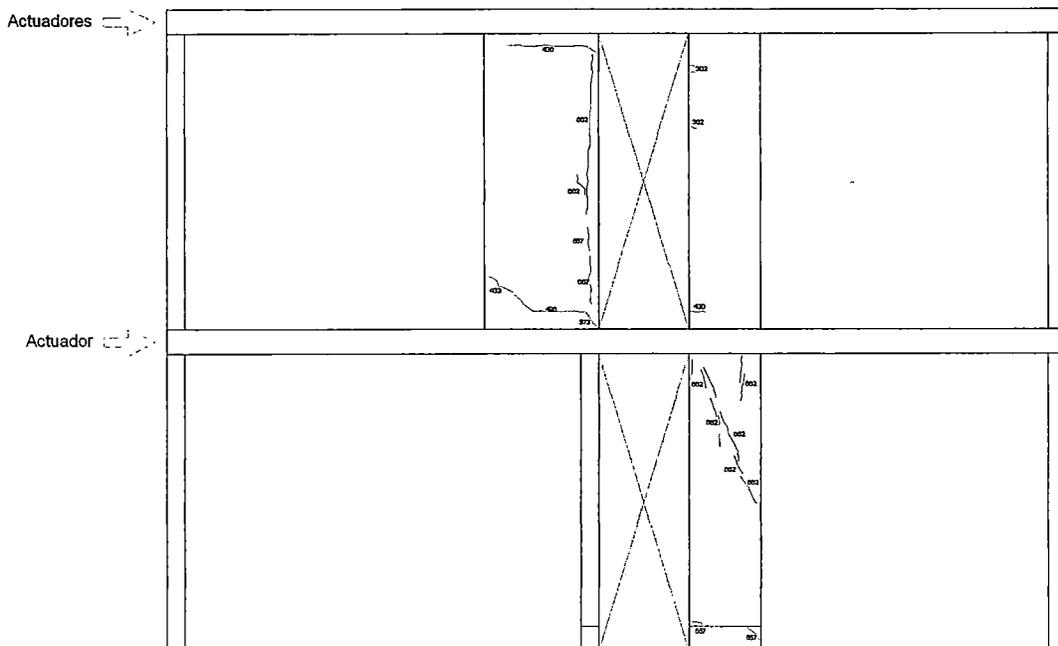
EJE 1-1
Distorsión 1/65

Vista Eje 2



EJE 2-2
Distorsión 1/65

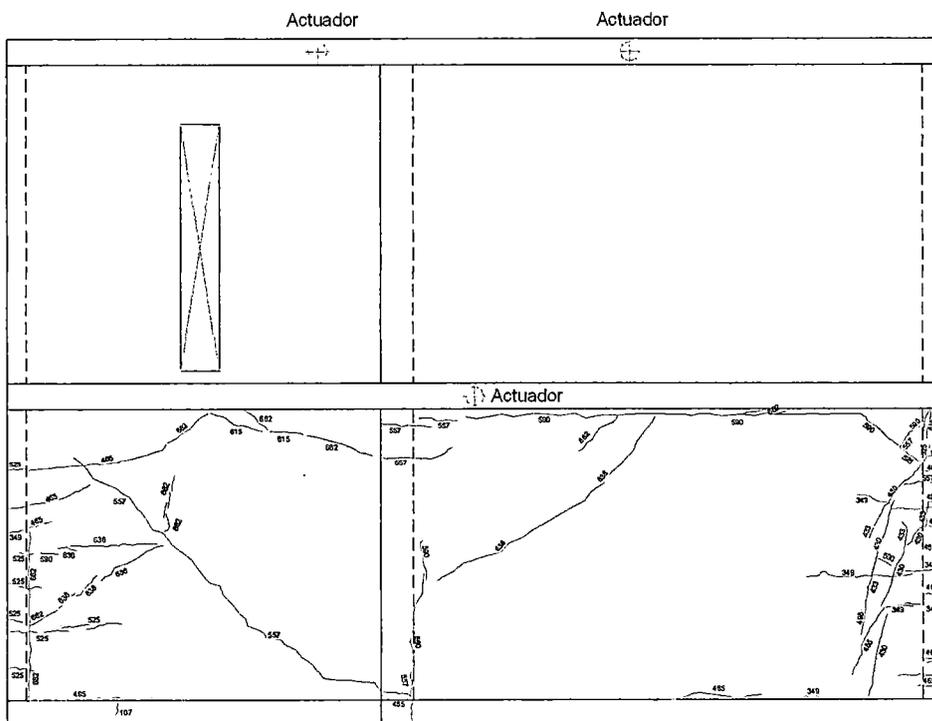
Vistas Eje 2' y B'-D



Eje 2' y B'-D
Distorsión > 1/100

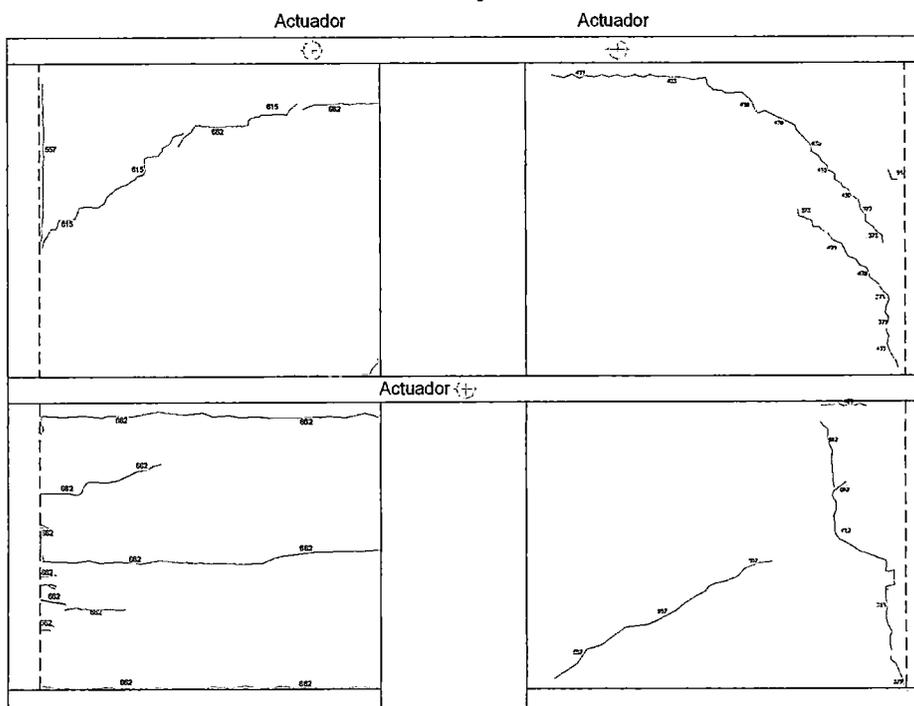
VISTAS DE EJES PERPENDICULARES AL EJE DE ENSAYO

Vista Oeste



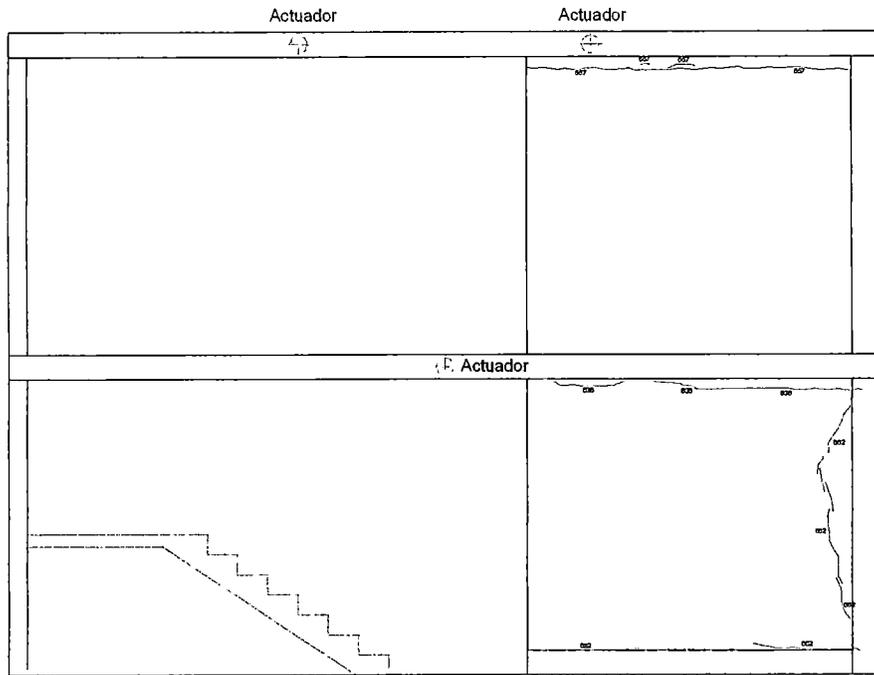
Vista W
Distorsión >1/100

Vistas Eje C



Eje C-C
Distorsión 1/65

Vista Eje D



Eje D-D
Distorsión > 1/100

Se observó que la estructura de la vivienda tuvo un comportamiento elástico hasta la distorsión 1/1600 donde aparecieron las primeras grietas en los talones de los muros, en la distorsión 1/800 los muros de la estructura empezaron a agrietarse en diagonal. En la distorsión 1/400 aparecieron las grietas iniciales en las columnas de confinamiento y empezó la apertura de la grieta diagonal. Mayor agrietamiento de deterioro se observó antes de llegar a la distorsión 1/200 pues se observó grietas horizontales a lo largo de columnas de confinamiento y la generalización de grietas en diagonal y apertura considerable de las grietas diagonales de los muros y el máximo deterioro ocurrió en la distorsión 1/65, se observó grietas de lado a lado, la vivienda pierde verticalidad. Las gráficas de la historia de fisuramiento se puede observar en los anexos.

3.4.7. Degradación de Rigidez

La degradación de rigidez, es calculada obteniendo la rigidez pico a pico de cada uno de los lazos histeréticos de la curva de histéresis. Las graficas son presentadas en términos de la distorsión angular vs la rigidez obtenida. Se trabajó con la rigidez secante propuesta por Mayes y Clough para cada ciclo de histéresis. Este cálculo se realiza encontrando la pendiente de los puntos máximos de desplazamiento, de carga y descarga de acuerdo a la siguiente expresión:

$$K_i = \frac{\text{Máxima carga positiva}}{\text{Máximo desplazamiento positivo}} + \frac{\text{Máxima carga negativa}}{\text{Máximo desplazamiento negativo}}$$

Los desplazamientos son los respectivos al centro de masa.

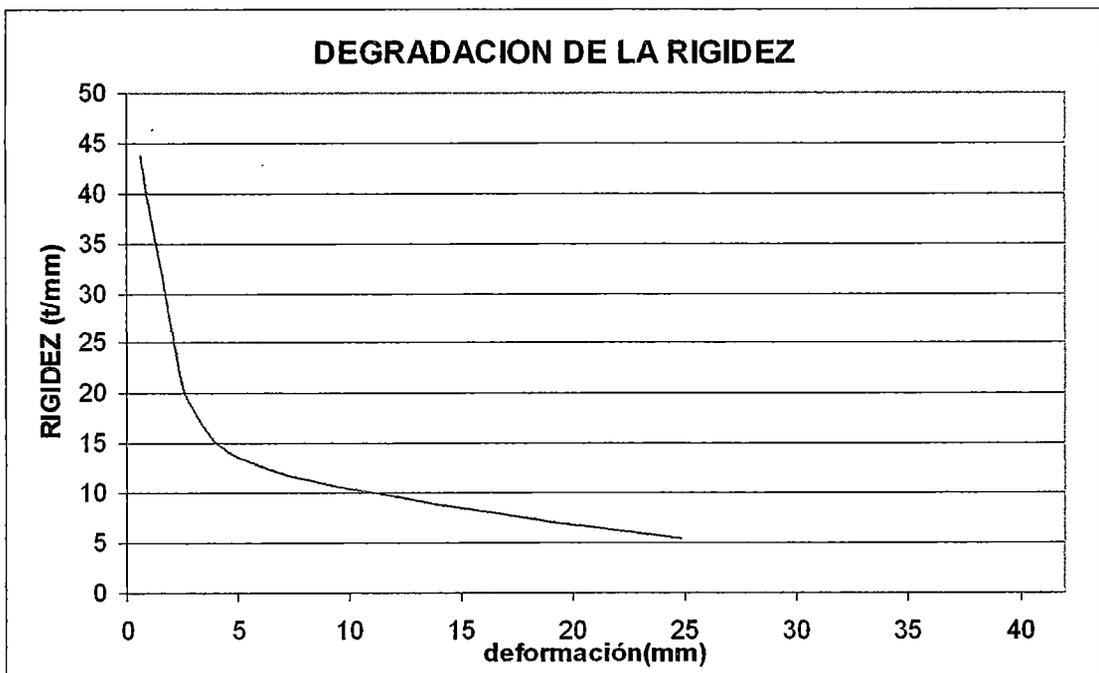


Gráfico 3.16 – Degradación de la Rigidez de la Estructura

Degradación de Rigidez.

Se presenta en la gráfica la curva Rigidez vs. Deformación, la cual nos muestra la degradación de la rigidez a partir de la rigidez inicial de 43.78 ton/mm.

En los primeros niveles de deformación se nota un fuerte deterioro de la rigidez quedándose con solo 43% de la inicial que equivale a 18.8 ton/mm. Después de esto, cuando la rigidez disponible del muro es escasa, para los últimos niveles de deformación, esta degradación es más suave.

4. Medicion De Vibraciones Ambientales Con Microtremor

Dentro del proyecto de Investigación: Construction Monitoring And Improvement Techniques For Masonry Housing, desarrollado en el laboratorio de Estructuras del CISMID, dentro del convenio IDI-CISMID se realizaron mediciones de las vibraciones utilizando un equipo de microtrepidaciones, comúnmente conocido como Microtremor, con la finalidad de determinar los valores de aceleración y velocidad inducida por el equipamiento y trafico, para determinar las características dinámicas actuales de la estructura de la vivienda antes del ensayo, con el kit de montaje antes del ensayo, y después del ensayo, estando ya degradado la rigidez de la vivienda y por ende, su periodo natural mas alto. Dentro del presente tesis de investigación solo se observará el periodo natural medido antes del ensayo de laboratorio. Con estos valores se podrá saber si el modelo matemático de la vivienda en su comportamiento lineal representa la realidad, y así poder validar dicho modelo.

Para este ensayo se ha considerado un punto de medición en localizaciones representativa del edificio ubicado en el centro del mismo.

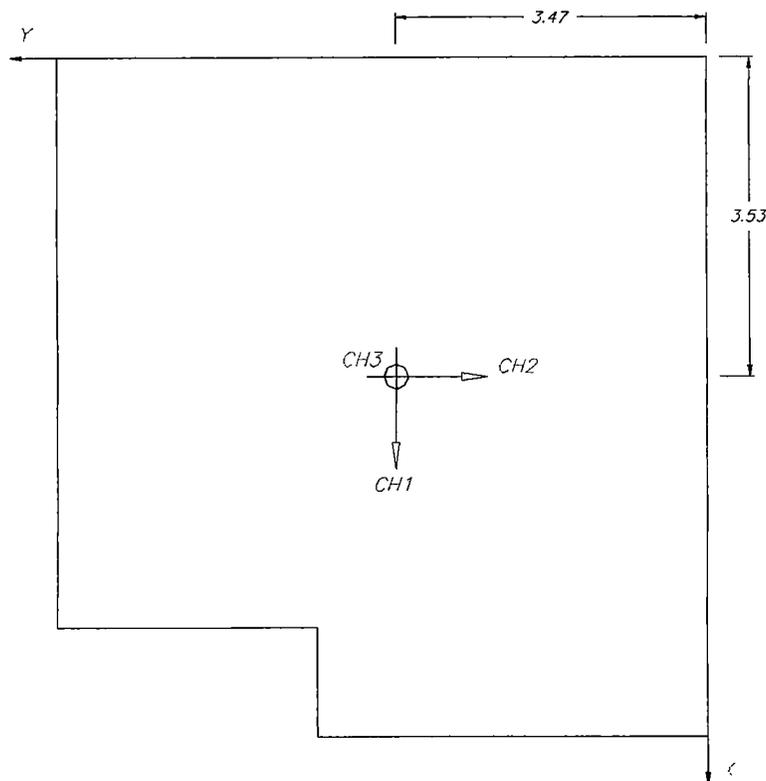


Fig.3.8 Ubicación de los sensores para el ensayo de microtemores.

Los sensores, mostrados en la Foto 5, fueron ubicados siguiendo las siguientes direcciones

- CH-1: Dirección Y
- CH-2: Dirección X
- CH-3: Dirección Z

4.3 Resultados

Entre las frecuencias antes del ensayo sin y con el kit de montaje, se tiene una disminución del periodo natural, esto, pues la estructura tenía puesto el montaje de acero, aumentando la masa de la estructura, aumentado su periodo natural y disminuyendo su frecuencia, como se ve en al tabla. 1

Se observa como la rigidez se degradó observando la disminución de las frecuencias naturales de la estructura.

	Frecuencia(Hz)	Periodo(s)
Antes del Ensayo sin el Kit de montaje	14.09	0.071
Antes del Ensayo con el Kit de montaje	13.22	0.076
Despues del Ensayo con el Kit de montaje	10.48	0.095
Despues del Ensayo sin el Kit de montaje	7.3	0.137

Tabla 3.1 Variación de la Frecuencia y el Periodo Experimental

Entre las frecuencias antes y después del ensayo sin el Kit de montaje, existe una disminución de frecuencia, esto, pues la estructura se encuentra degrada en su rigidez después del ensayo.

CAPÍTULO IV

EVALUACION COMPARATIVA DE LAS METODOLOGIAS DE ANALISIS SISMICO APLICADOS A LA VIVIENDA ENSAYADA

1. Introducción

El Perú es un país ubicado dentro de una zona sísmicamente activa, donde las estructuras deben construirse siguiendo los criterios del diseño sismorresistente aceptando que durante su vida útil la estructura experimentará al menos un sismo de gran intensidad y varios sismos de moderada intensidad.

Según la Filosofía de Diseño Sismorresistente de nuestro código: 1) la estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas durante un sismo severo que pudiera ocurrir en sitio; 2) Las estructuras deben ser capaces de soportar sismos moderados que puedan ocurrir durante su vida de servicio experimentando posibles daños dentro de límites.

La filosofía de nuestra norma es adecuada desde un punto de vista cualitativo, pero no desde un punto de vista cuantitativo, puesto que no presenta herramientas que nos permitan evaluar la performance una estructura ante diferentes niveles de diseño, sino simplemente nos da los requerimientos o límites que deberíamos cumplir para un comportamiento adecuado en el nivel último o de diseño, es decir adolece de criterios para evaluar el comportamiento de la estructura ante eventos sísmicos moderados pero frecuentes.

En vista de lo anterior los profesionales necesitamos familiarizarnos con las herramientas disponibles en la actualidad, que nos permita evaluar de manera más confiable la performance de nuestra estructura para diferentes niveles de severidad, y por lo tanto hacer

estimaciones más confiables de los daños a producirse. En la actualidad existen métodos como el de *Espectros de Capacidad y Demanda* (FEMA, 273) que nos permiten evaluar de manera confiable y relativamente rápida la performance de una estructura y en la actualidad constituye un standard en la evaluación de la performance sísmica de las edificaciones.

2. Objetivos Y Alcances

El objetivo de este estudio es analizar y evaluar el comportamiento estructural de una vivienda de dos pisos de muros de concreto armado usando diferentes tipos de análisis y comparando los resultados obtenidos por estas metodologías. El alcance de este estudio incluye análisis de la estructura por análisis lineal estático y dinámico usando el programa SAP2000 y de análisis no lineales estático y dinámicos usando software disponible (IDARC 4). También se presenta los resultados de los análisis no lineal estático, usando el IDARC 4 NO LIMITADO, es decir, considerando todos los elementos muros de la vivienda.

3. Métodos De Análisis

En la evaluación de la respuesta de la estructura a movimientos sísmicos, se aplicaron diferentes técnicas de análisis disponibles. Se realizaron los análisis por combinación modal espectral y un análisis estático (pushover).

3.1. Análisis Estático Equivalente Lineal.

La estructura se supone sujeta a la excitación sísmica en la forma de una distribución triangular invertida (primer modo de vibración) de fuerzas a través de la altura de la edificación

3.2. Análisis Dinámico por Superposición Modal Espectral

El programa SAP2000 proporciona un análisis 3D basado en este método, el cual esta basado en la descomposición de la respuesta de un sistema de varios grados de libertad en

sistemas de respuesta de un grado de libertad (descomposición en cada uno de sus modos componentes de vibración), estos últimos son resueltos de manera independiente, hallándose la respuesta máxima (fuerza) para cada modo (para esto hace uso del valor de aceleración espectral del espectro que se especifique para el análisis), los cuales multiplica por sus respectivos factores modales, así obtiene la respuesta máxima para modo componente los cuales finalmente superpone mediante algún criterio de superposición (típicamente un CQC), criterios que están basados en consideraciones probabilísticas (Clough, 1970)

3.3. Análisis Estático Equivalente No-lineal (Pushover)

El objetivo de este análisis es determinar la respuesta no-lineal (fuerzas y deformaciones) de la estructura hasta un cierto grado de daño o a la respuesta asociada con el sismo de diseño. El análisis estático no-lineal paso a paso es realizado sometiendo a la estructura a un sistema de carga incremental con una configuración determinada, usualmente representa la forma del primer modo de vibración en la forma de una distribución triangular invertida. En lugar del tipo de configuración de fuerza, el nivel de carga se incrementa hasta que el desplazamiento horizontal del techo alcance un cierto nivel de deformación prescrito. Usando los modelos de fuerza-deformación apropiados para las secciones críticas, la extensión y distribución de deformaciones inelásticas en el ámbito local de elemento son determinadas, los cuales en suma llevan en sucesivos incrementos de carga (deformación) a producir el mecanismo de colapso final, determinando este estado la capacidad final de la estructura.

4. Evaluación De La Estructura

4.1. Descripción de la Estructura

La estructura ha analizar consta de una vivienda de 2 niveles, muros de corte en la dirección x-x, y en dirección perpendicular. La altura total de la edificación es de 5.00 m con 2.5 m de altura de entresijos. Los elementos viga, columna y muros tienen cuantías mínimas de refuerzo. Se considero una carga de gravedad, el peso de la losa, los muros,

100 kg/m² de tabiquería móvil, 200 kg/m² de s/c y ; esto en el primer nivel; y 100 kg/m² de s/c en el segundo nivel. La planta típica de la estructura se muestra en la Figura 4.1.

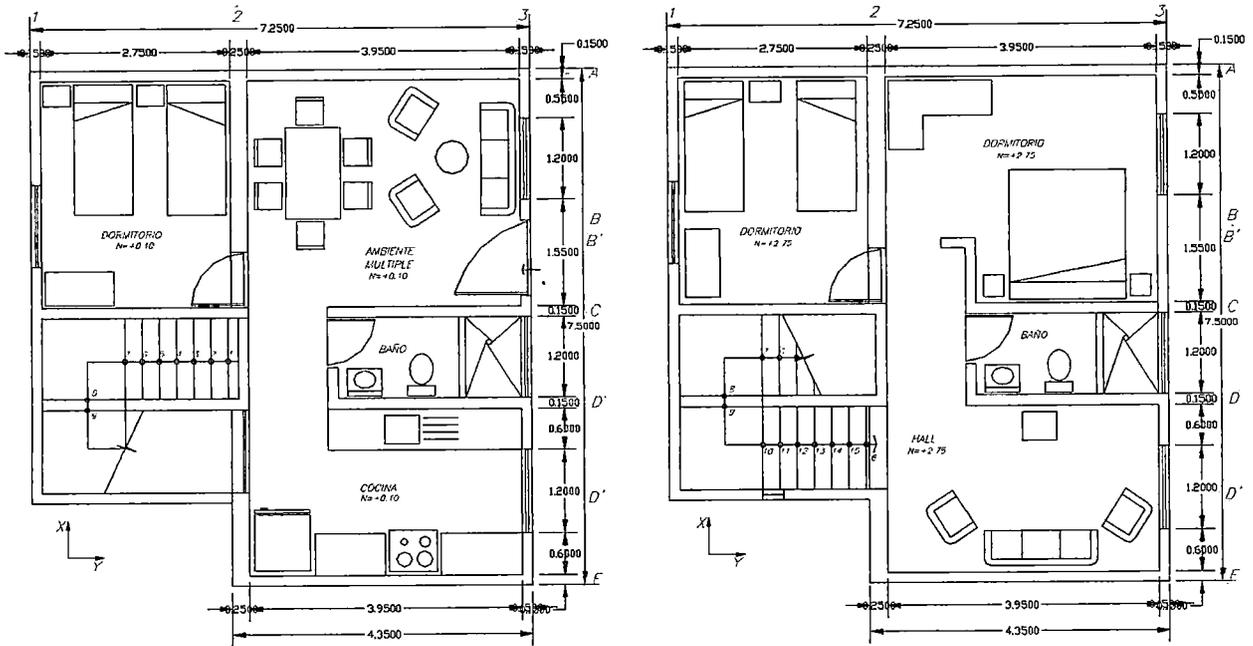


Fig. 4.1. Planta 1er y 2do nivel de la Vivienda

La dirección en estudio será la dirección en X, es en esta dirección que se realizó el ensayo de laboratorio.

5. Análisis Lineal Elástico Estático Equivalente

Este análisis se realizó de acuerdo a lo expuesto en el artículo 17 de la Norma técnica Peruana E-030 (2003). Para este fin, se usó el programa de cómputo SAP2000 V8 preparando un modelo estructural de la vivienda, usando el método de los elementos finitos.

5.1 MODELO UTILIZADO

Se preparó un modelo matemático usando el programa de cómputo SAP2000 V8. Las vigas y columnas fueron modeladas usando elementos de pórtico (FRAME), mientras que

los muros de albañilería, muros de corte, y losas fueron modelados usando elementos de cáscara (SHELL). Una vista tridimensional del modelo se presenta en la Figuras 4.2.

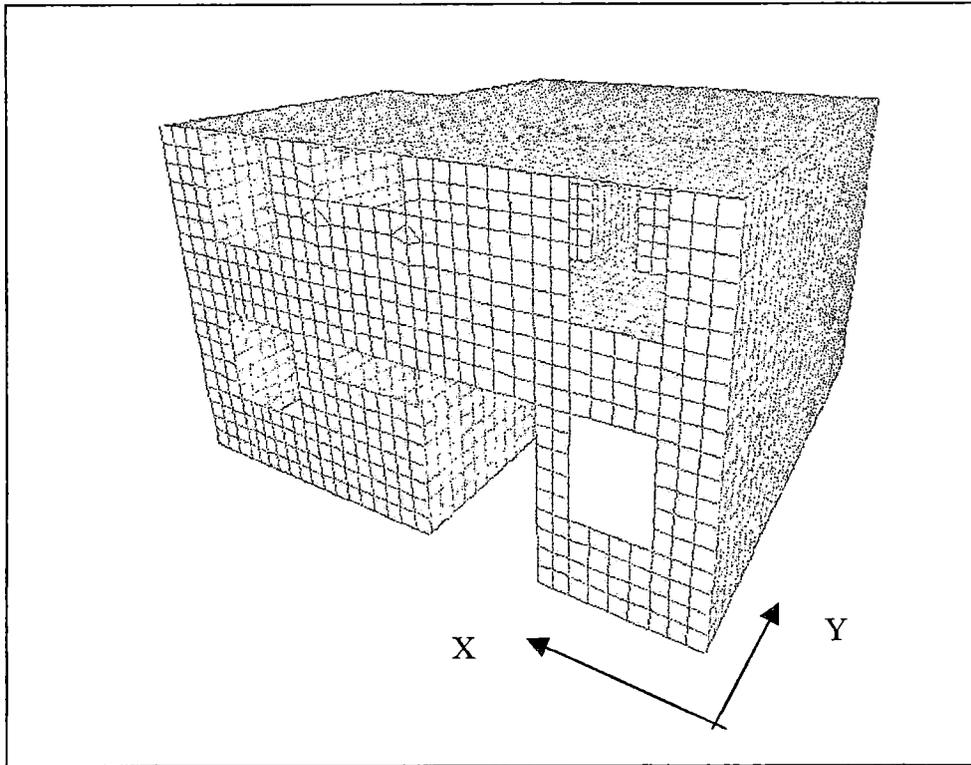


Figura 4.2.a Vista tridimensional del modelo matemático

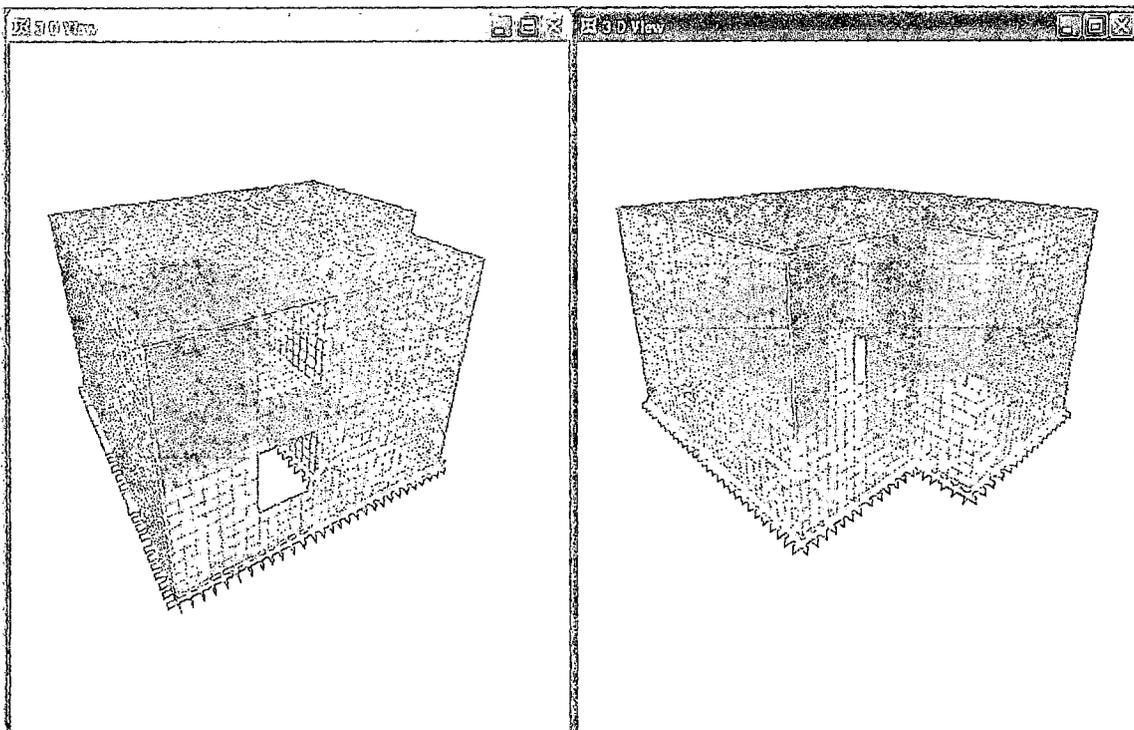


Figura 4.2.b Vistas en 3D de la vivienda modelada en el programa lineal SAP2000

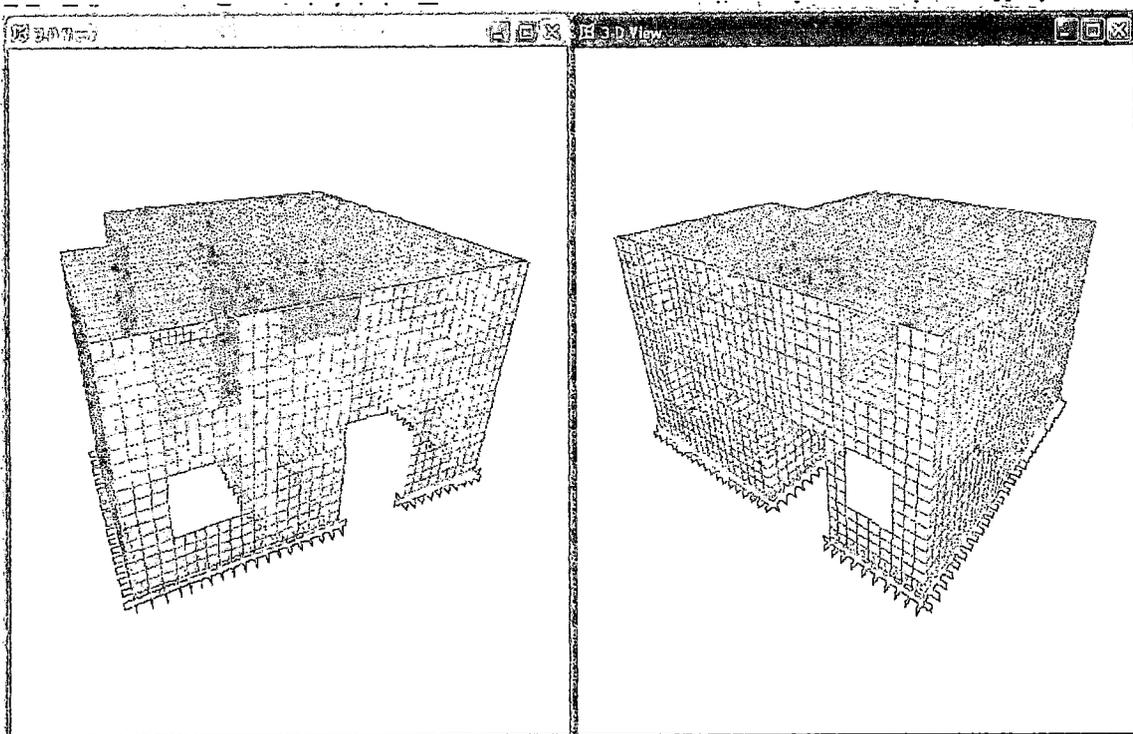


Figura 4.2.c Vistas en 3D de la vivienda modelada en el programa lineal SAP2000

5.2 PROPIEDADES LINEALES DE LOS MATERIALES

Se consideró los siguientes parámetros, vistos en el capítulo III:

ALBAÑILERIA

- $f_m = 47.41 \text{ kg/cm}^2$

- $E_m = 2.1 \cdot 10^8 \text{ kg/m}^2$ (NTE E070 vigente $E_m = 500 f_m$)

- $\gamma = 1,800 \text{ kg/m}^3$

CONCRETO

- $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

- $E_c = 15000 (f_c)^{1/2} = 1.84 \cdot 10^9 \text{ kg/m}^2$

- $\gamma = 2,400 \text{ kg/m}^3$

5.3 ANALISIS SISMICO

Adicionalmente, se analizó la estructura original bajo las consideraciones de la norma vigente actualizada, la cual fue promulgada en Abril del 2003.

- *Zonificación*

La edificación está ubicada en la ciudad de Lima, que se encuentra en la zona de sismicidad alta. El factor a considerar es $Z = 0.4$.

- *Importancia*

La edificación tiene un uso destinado para viviendas por lo cual está considerada en la categoría de edificaciones comunes. El factor a considerar es $U = 1.0$.

- *Suelo*

De acuerdo a los estudios de suelos, la edificación está cimentada en un suelo intermedio, tipo II, por lo cual se considerara un factor $S = 1.2$. El periodo de la estructura para el cual la aceleración empieza a decrecer es igual a $T_p = 0.6$ seg.

- *Amplificación Sísmica*

La amplificación dinámica está dada por la ecuación:

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \quad C \leq 2.5$$

Según la configuración estructural, el periodo fundamental es menor a 0.6 seg, por lo que el valor del factor de amplificación dinámica para el periodo fundamental sería $C = 2.5$.

- *Disipación Sísmica*

La configuración estructural similar está constituida principalmente por un sistema portante de muros de albañilería confinada, por lo que se tendría un factor de reducción $R = 6$, es decir, se considera un chequeo de los esfuerzos para cargas de servicio, o esfuerzos admisibles. Tomando en cuenta que la estructura es irregular, el factor de reducción se multiplicaría por un factor de $3/4$, con lo que el factor de reducción sería $R = 4.5$.

Se debe de indicar que se está estudiando el comportamiento de la edificación ensayada (dir.X), por lo que se indica que se está considerando solo el peso de la vivienda construida, sin considerar la sobrecarga y la tabiquería móvil y el piso terminado.

Para la dirección en estudio (X)

Z= Factor de Zona	Z=	0.4	
U = Factor de Uso	U=	1	
S = Factor del Suelo	S=	1.2	
C= Coeficiente de Amplificación	Rx=	4.5	
Rd = Factor de Reducción			
Tp= Periodo de Vibración del Suelo	Tp=	0.6	seg.
hn=Altura de la Edificación	hn=	5.3	m.
T= Periodo de Vibración de la Estructura	T =	0.088	seg.
	T	< 0.7 seg	Entonces Fa=0
C=	16.98	< 2.5	Entonces C = 2.5
C=	2.50		
ZUSC/R=	0.267	Coeficiente Sísmico	
Peso	83.85 t.		
Cortante Estático en la Base =		(ZUSC/R)Peso=	22.4 t.

<u>Nivel</u>	<u>Alt.Entrepiso (m.)</u>	<u>Peso (t.)</u>	<u>Peso x Altura</u>	<u>Fi (t.)=Fuerza Estática Equivalente</u>
2	5.05	33.20	167.7	12.6
1	2.55	50.65	129.2	9.7
			<hr/> 296.8	<hr/> 22.4 t.

Se tienen de desplazamiento para el análisis lineal elástico:

	Desplazamiento(mm) Elástico	Desplazamiento(mm) Inelástico (R=4.5x0.75)	Distorsión entrepiso
Segundo Nivel	0.48356	1.6320	0.00029
Primer Nivel	0.27148	0.9163	0.00036

Cumple con el requerimiento de la NTE-E030 para distorsiones(artículo 15.1) que estipula el límite de 0.005 para albañilería.

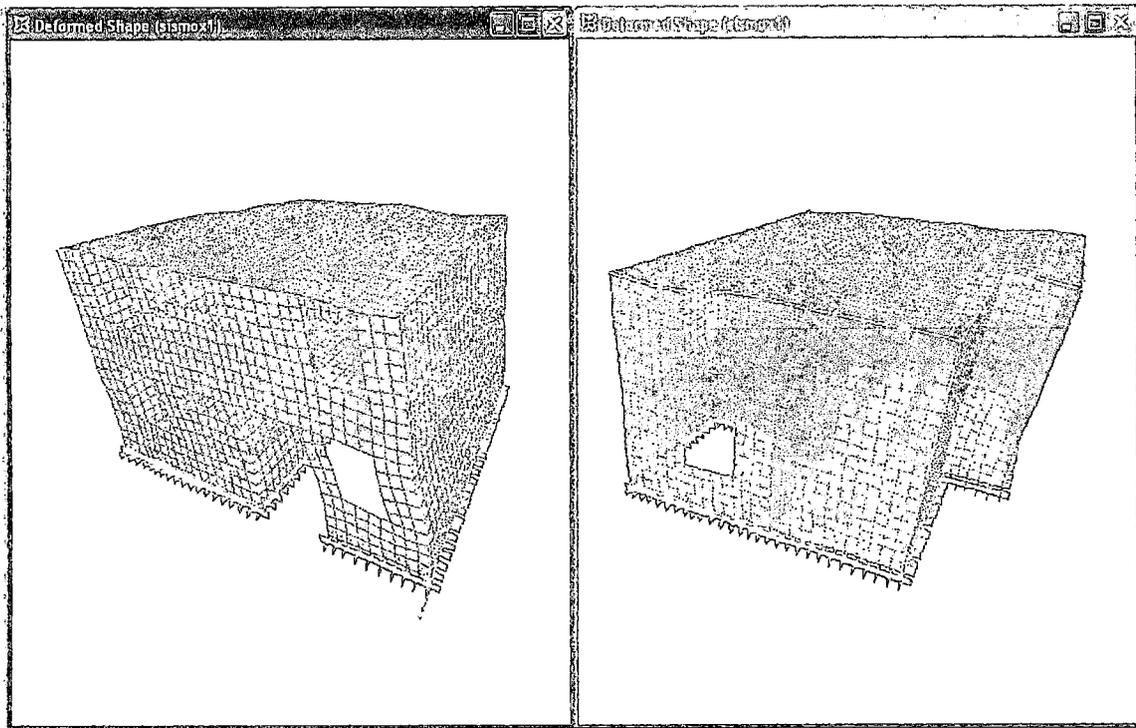


Figura 4.3 Vista tridimensional del modelo matemático deformado por el caso de carga de sismo en X

6 Análisis Dinámico por Superposición Modal Espectral

Se realizaron dos grupos de análisis. Primero se analizan la estructura en ambas direcciones de acuerdo al espectro indicado en la Norma Técnica E-030, se empleo la combinación modal espectral CQC y SRSS. En un segundo grupo se analizó la estructura para cada uno de los espectros escalados obtenidos a partir de cada uno de los registros indicados para E-030, también se analizaron las dos direcciones principales. De los dos grupos de análisis se extrajeron las respuestas correspondientes al Cortante Máximo en la Base y Desplazamiento horizontal máximo del ultimo nivel, para el segundo caso los valores presentados corresponden al promedio (este fue calculado considerando la inversa del promedio logarítmico de los valores de respuesta correspondientes).

6.1 ANALISIS DINAMICO-MODOS DE VIBRACION DE LA ESTRUCTURA

Se presentan en las figuras 4.4, 4.5 y 4.6 las vistas de los tres primeros modos representativos, y en la tabla 1 se presentan los periodos asociados a los 6 primeros modos, incluyendo los factores de participación de masas, donde se nota que se tiene una masa participante mayor al 90% en todas las direcciones. Se consideró la hipótesis del diafragma rígido.

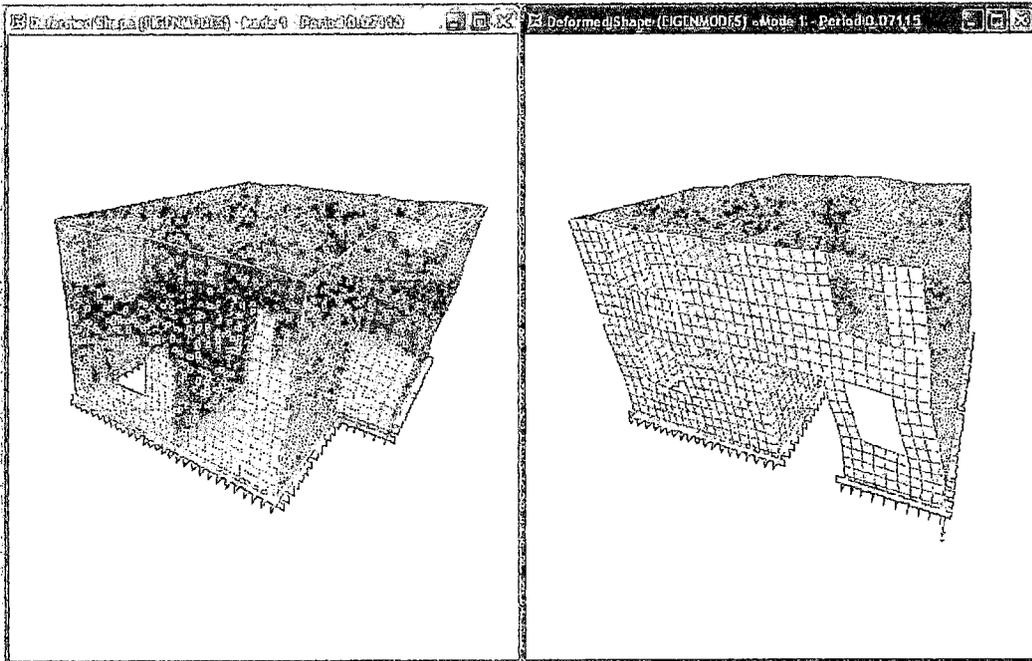


Figura 4.4 , Primer modo. Modo traslacional en la dirección X, T=0.0714 seg

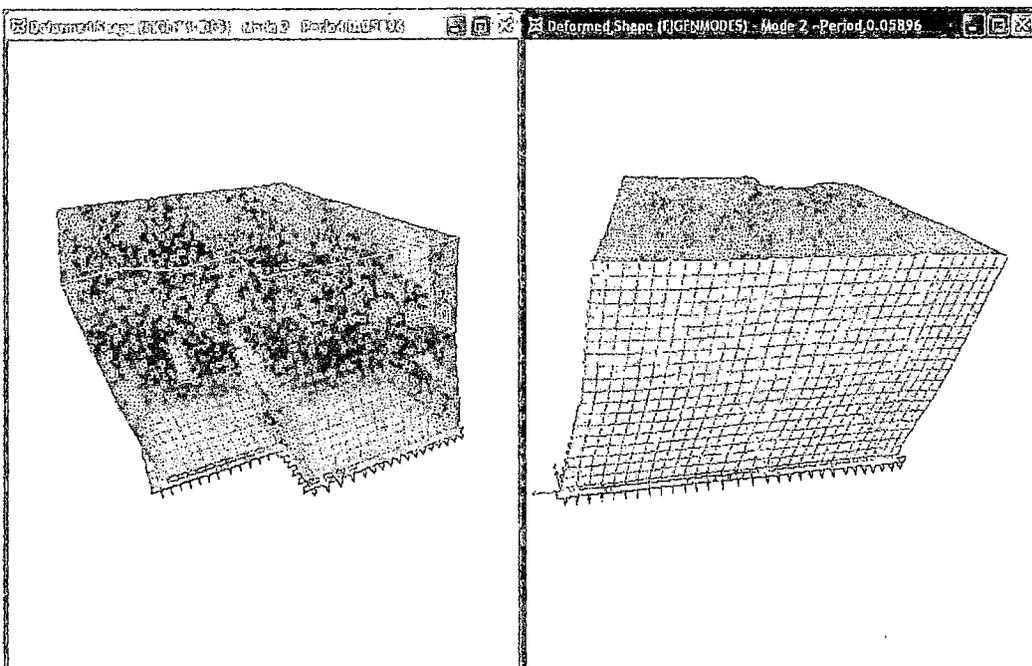


Figura 4.5 ,Segundo Modo. Modo traslacional en la dirección Y, T=0.0590 seg

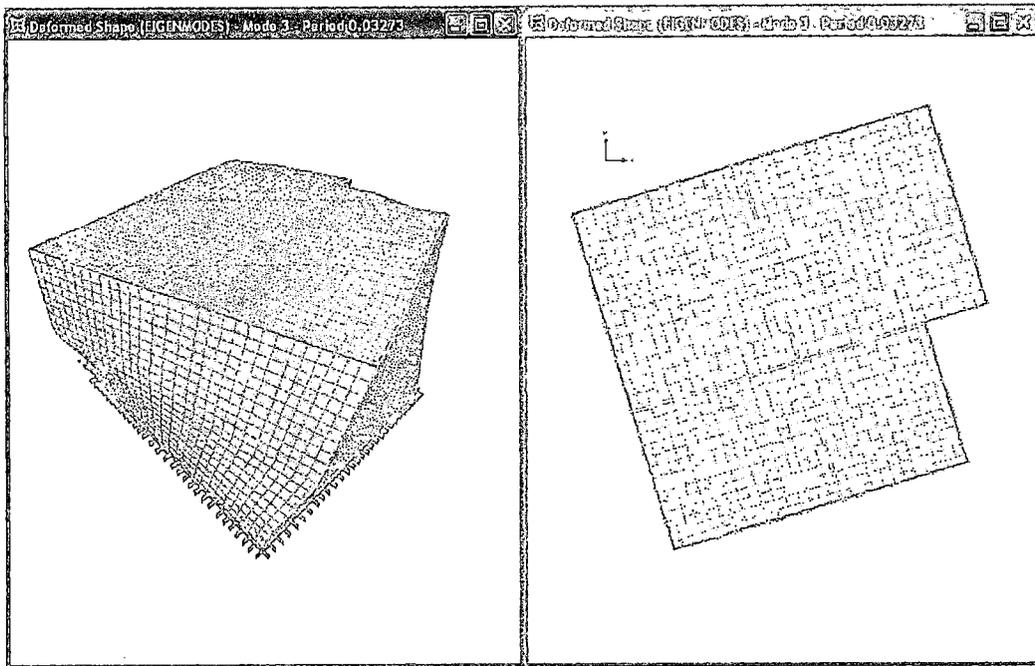


Figura 4.6 , Tercer Modo. Modo Rotacional respecto a la dirección Z, T=0.0327 seg

Modo	Periodo (seg)	Porcentaje de masa acumulada efectiva por modo		
		Suma UX	Suma UY	Suma RZ
1	0.0711	89.30	1.40	0.82
2	0.0590	90.70	91.80	0.92
3	0.0327	90.70	91.80	89.00
4	0.0261	99.20	92.40	93.50
5	0.0238	99.80	100.00	94.30
6	0.0130	100.00	100.00	100.00

Tabla 4.1. Porcentaje de masa acumulada efectiva por modo

6.2 ANALISIS SISMICO

Teniendo ya definido los parámetros del análisis sísmico definido por la norma peruana sísmica NTE-E030, como los factores de zona, de uso, de suelo y de reducción, se calcula el espectro de aceleraciones.

- Espectro de Aceleraciones

Para realizar el análisis Lineal Dinámico nos guiamos por el artículo 18 de la NTE 0.030 para lo cual usamos un espectro de pseudo aceleraciones dado por:

$$Sa = \frac{ZUSC}{R} g$$

El gráfico del espectro de aceleraciones se muestra en el gráfico 4.1.

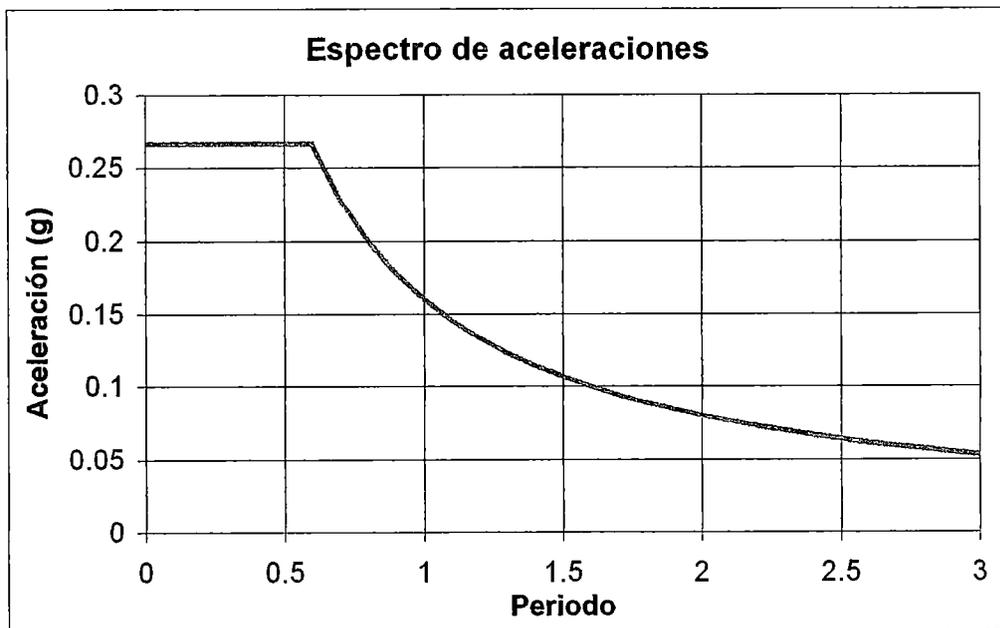


Gráfico 4.1 Espectro de aceleraciones, Norma Sismorresistente 2003

Resultados del análisis Dinámico Lineal de la Vivienda solo en al dirección en estudio:

Dirección de Estudio: Dir X

Corte en la Base(t)	18.822
---------------------	--------

	Desplazamiento(mm) Elástico	Desplazamiento(mm) Inelástico (R=4.5x0.75)	Distorsión entrepiso
Segundo Nivel	0.3897	1.315382163	0.00021691
Primer Nivel	0.2291	0.773107992	0.00030318

Se observa que la distorsión no es mayor que el límite de distorsiones por la norma sismorresistente, es decir, las distorsiones presentadas en el análisis sísmico son menores que 0.5%

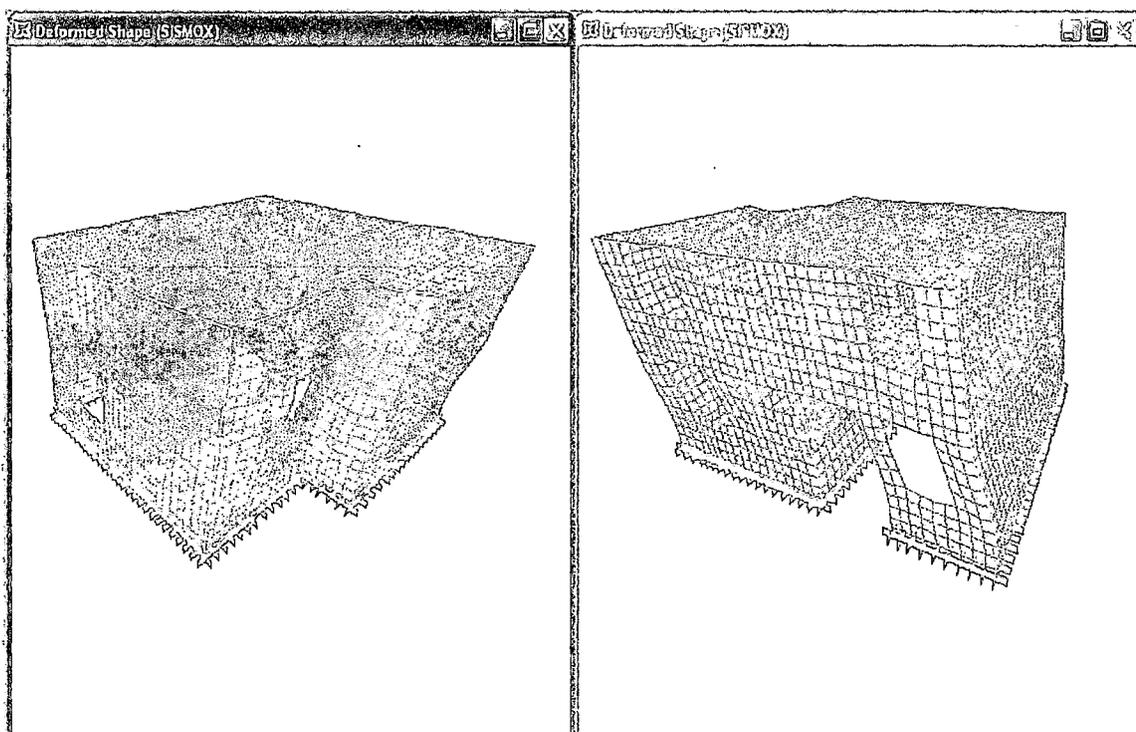


Figura 4.7 Vista tridimensional del modelo matemático deformado por el caso de carga espectral de sismo en X

7 Análisis Estático No Lineal (Pushover)

La investigación del comportamiento de las estructuras frente a un evento sísmico, representa un objetivo permanente de la ingeniería sísmica. Debido a la incertidumbre en los parámetros del sísmico y del modelo de la estructura se sugiere el uso de métodos probabilísticas.

Los elementos transversales se supone que influyen en las deformaciones verticales y rotacionales de las vigas principales a las cuales esta se encuentra unida pero este efecto no fue considerado en el análisis. Se considera la deformación axial en las columnas , pero no su interacción con el momento flector.

Para estimaciones de daños se ha utilizado el método del espectro de capacidad y demanda. Es un método estático no lineal simplificado de análisis estructural, que conduce de una manera directa a definir el nivel de daño producido en una estructura para un cierto terremoto.

Para evaluación del comportamiento de un edificio frente a un terremoto, en términos de daños, se necesita una herramienta que permita analizar la estructura más allá del rango elástico. Cuando se trabaja en el dominio post elástico, la generalización de la capacidad como una fuerza hace difícil la caracterización del nivel de daño para distintas partes del partes del edificio, a partir del momento que el daño es progresivo, causando la plastificación de algunos elementos. Como consecuencia, aparece una redistribución de esfuerzos, y la demanda inelástico depende de cada componente. De esta manera, el daño es más sensible al desplazamiento que a la fuerza en el rango post elástico. Además, algunos componentes son sensibles a la aceleración y la respuesta inelástica puede modificar substancialmente la aceleración a distintos niveles. Por lo tanto, se necesita una herramienta fácil de análisis no lineal.

En la presente investigación se usó la herramienta de cálculo del programa IDARC4L . Se realizo el análisis pushover tipo control de desplazamiento, en esta opción se define un nudo de control (típicamente en el techo) y se realizan sucesivos incrementos del desplazamiento par los cuales se hallaron las respectivas fuerzas cortantes de la base, hasta

llegar al máximo desplazamiento especificado. El programa IDARC 4L usa parámetros que determinan la degradación de rigidez, el deterioro de resistencia y el estrechamiento para un elemento de concreto armado.

Para poder preparar el modelo No Lineal de la vivienda ensayada, se debe de comparar los resultados experimentales de un muro de albañilería, obtenido dentro del plan de ensayos, con un previo cálculo analítico de dicho muro, considerando las propiedades del material, esto es, del concreto y de la albañilería.

Se muestra una vista en planta del primer nivel de la vivienda a ensayar, donde se observa que en su eje central 2, se encuentra un muro de espesor de 25cm, que fue ensayado en el laboratorio de estructuras en la losa y muro de reacción. Como se indica también en ésta, se observan dos ejes mas que fueron ensayados independientemente de la vivienda también.

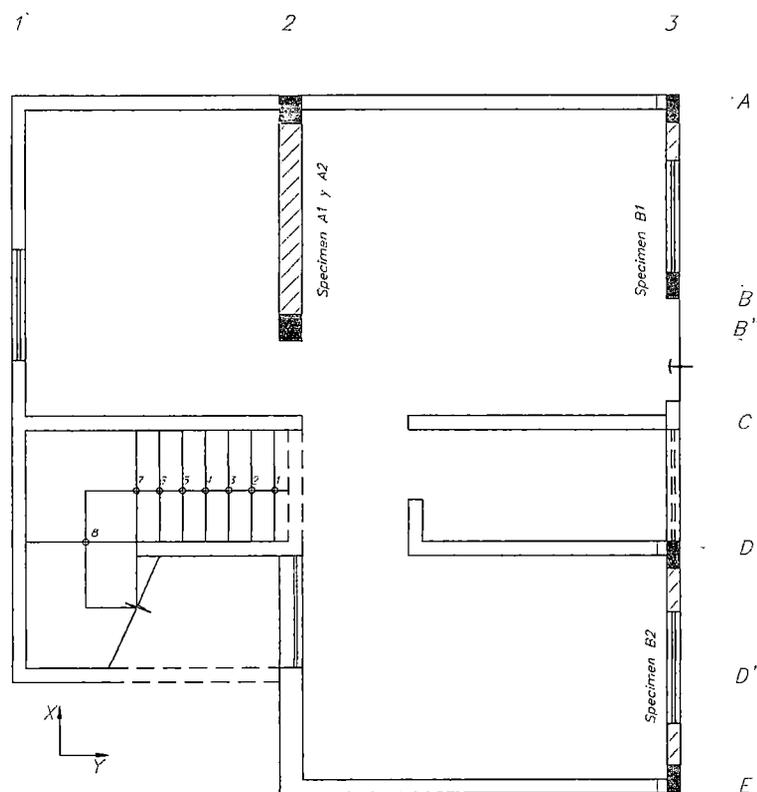


Fig.4.8.- Planta del primer nivel de la vivienda ensayada.

Los datos técnicos del muro analizado A1-4. se encuentran definidos en la figura 2.1(Cap.II)

De la albañilería:

De los ensayos de las pilas de albañilería se obtuvieron los siguientes resultados:

Tipo de Unidad	Muestra	Pmax (kg)	Area (cm2)	Esfuerzo(f'm) (kg/cm2)	εm	E (kg/cm2)
Artesanal	M1	9500.00	238.05	39.91	0.00336	11877.26
	M2	9500.00	253.20	37.52	0.00309	12142.31
	M3	13225.00	228.00	58.00	0.00701	8274.52
	M4	13225.00	235.75	56.10	0.00699	8021.96
	M5	10375.00	228.00	45.50	0.00891	5107.11

Tabla 4.2. Resultados Experimentales del ensayo de pilas

Obteniéndose los siguientes promedios:

Promedio f'm (kg/cm2)	Promedio εm	Promedio E (kg/cm2)
47.41	0.005873	9084.63

Tabla 4.3. Resultados finales promedios

La relación para pilas de albañilería experimentalmente se obtiene dividiendo el valor promedio del módulo de elasticidad(E), con el de su resistencia a la compresión(f'm), se obtiene:

$$E / f'm = 191.63$$

El cociente propuesto por el código peruano NTE-E070 es para muro de albañilería confinada mas que para pilas de ladrillos y este indica un factor de:

$$E / f'm = 500$$

El comportamiento a la compresión de este ensayo de pilas de albañilería señala un comportamiento lineal elástico.

7.1 DEL MODELO NO LINEAL DEL MURO A1-4

Para el estudio de muros de albañilería se tiene varias investigaciones realizadas, enfatizan dos formas diferentes de analizar el comportamiento:

- El Método de los micromodelos
- El Método de los macromodelos

7.1.1 Método de los micromodelos.

Para la teoría de los macromodelos, están basados en las leyes constitutivas de la mecánica de los sólidos y el método de los elementos finitos (FEM), siendo este de por sí, complicado en su modelamiento, puesto que se tiene que discretizar el elemento muro, y darle sus correspondientes propiedades de material, siendo lineales o no lineales. Se debe de considerar el material mortero, el material albañilería, que se encuentra confinado y abrazado por el endentado de su confinamiento.

Desafortunadamente la práctica aplicabilidad de este tipo de método es difícil para el trabajo diario de un ingeniero, y se limita a países desarrollados para investigación. Este nivel de análisis fue desarrollado en 1994 aplicando lo propuesto por Noguchi(1986) (Ref.16).

Su comparación de el resultado experimental de un muro de albañilería confinada con su análisis matemático usando el FEM, dio resultados muy optimistas para el avance de su modelamiento. Usando el programa No Lineal RCFEM aplicado por el Dr.Zhang en 1990, pudo obtener la curva de capacidad de dicho muro, como se puede observar en la figura 4.10.

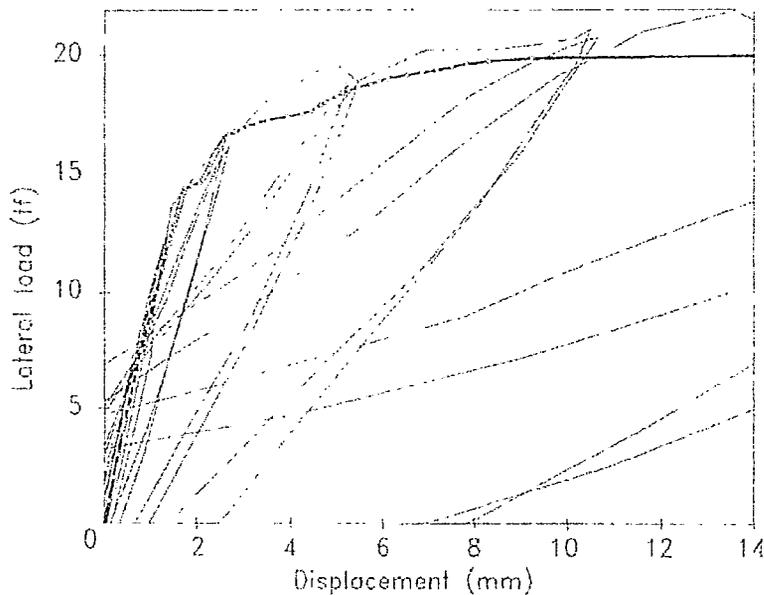


Figura 4.10. Comparación entre la curva experimental y la curva histerética experimental (Ref.16)

7.1.2 Método de los macromodelos.

Este método, también llamado el método de diagonales equivalentes o método de puntales, intenta modelar el muro confinado reemplazando el muro por dos puntales de área equivalente, formando un modelo en base a un pórtico con diagonales.(figura 4.11).Estos tipos de modelos son fáciles de aplicar e implementar para trabajos mas prácticos de ingeniería, siendo estos mas rápidos de resolver.

El uso del método de los macromodelos usando un modelo simple de diagonales en ves del muro de albañilería fue motivado pro el tipo de falla de estos muros. Los muros de albañilería se comporta como una viga de corte en el rango elástico, donde la rigidez del muro es proveído por el muro en si, y su confinamiento. Después del primer agrietamiento en el muro, la rigidez decrece gradualmente y el agrietamiento se expande en el muro en todas las direcciones. Pero la forma de falla mas común es el agrietamiento en forma de X. la rigidez decrecerá, empezando la acción de los puntales. El mecanismo será como una armadura en X confinada en el pórtico de confinamiento del muro. La figura 4.11 explica la configuración del modelo usado:

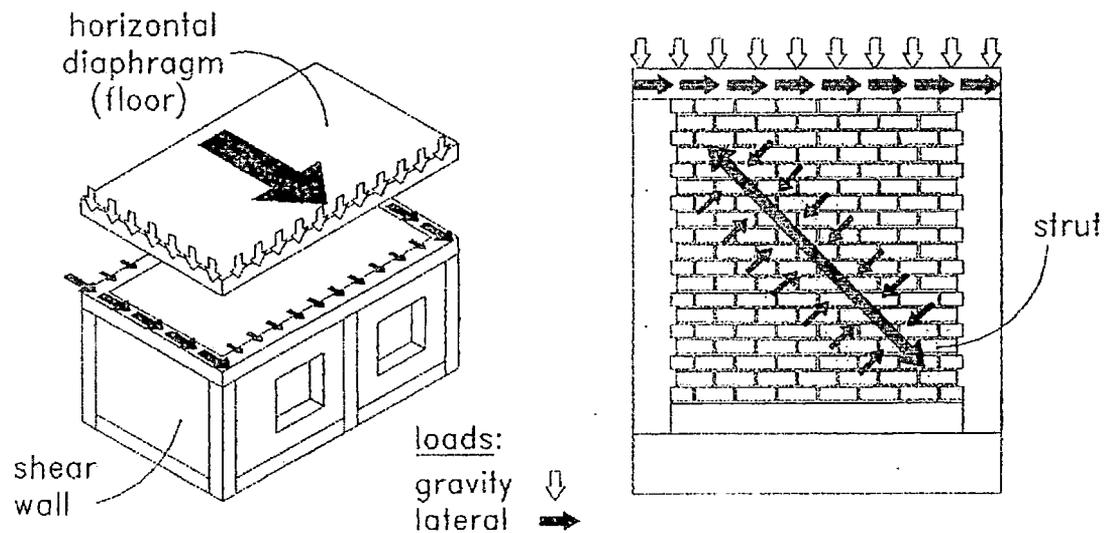


Figura 4.11.- Acción bajo cargas laterales de cargas de gravedad en un muro de albañilería confinada. (Ref.16)

7.2 CÁLCULO DEL MODELO NO LINEAL DEL MURO – PROPUESTA DE MODELAMIENTO DE MUROS DE ALBAÑILERÍA USANDO LA TEORIA DE LOS MACROMODELOS

Se propone en la presente investigación, una forma de modelar los muros de albañilería usando el método de los macro modelos, para esto, se utilizó la herramienta de cálculo el programa de computo No Lineal IDARC 4.L. (Ref.23)

7.2.1. Elementos de Concreto de Concreto Armado

-Valor del f_c (FC), con formulación pre-determinada del concreto se tiene deformación última a la compresión para el máximo valor de compresión(EPSO), el módulo de elasticidad antes de la fluencia(EC), esfuerzo máximo a la tracción del concreto(FT).

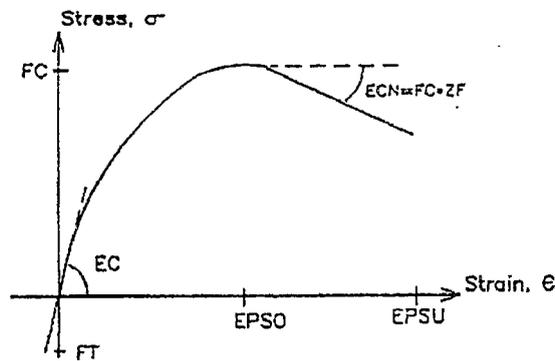


Fig. 4.12.- Curva de Comportamiento del Material Concreto (Ref.23)

-Valor del esfuerzo de fluencia, con esto, con características determinadas para el acero, se tiene el esfuerzo último(FSU), el módulo de elasticidad antes de fluencia(ES), relación esfuerzo-deformación último antes de la rotura del acero(ESH), y la deformación última(EPSH).

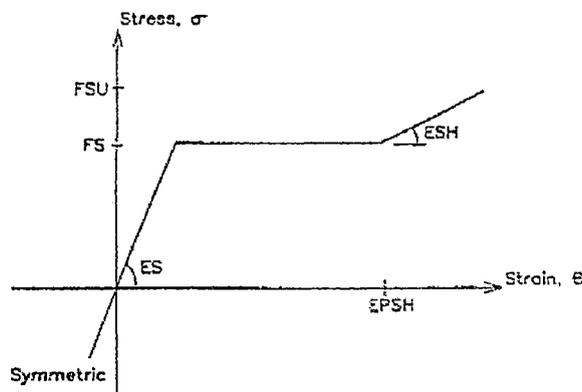


Fig.4.13.- Curva de Comportamiento del Material Acero(Ref.23)

Para los elementos de concreto armado, se tiene la opción de escoger un comportamiento Histerético para la obtención del diagrama Carga-deformación para cada elemento de concreto armado, por lo que se trabajará con un diagrama o comportamiento Bi-lineal.

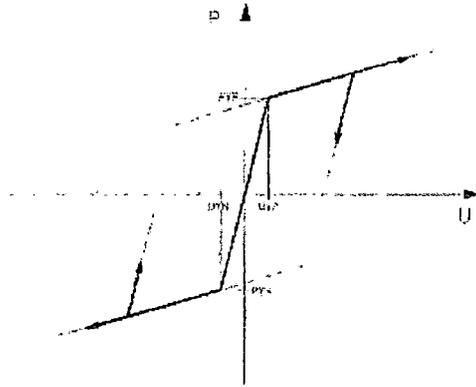


Fig. 4.14. Respuesta Bilineal de un elemento de concreto armado. (Ref.23)

Obtenido ya estos parámetros, se ingresa las propiedades geométricas de las columnas y las vigas, esto, ingresando sus dimensiones de ancho y base, recubrimiento de acero, el área de acero para cada cara del elemento, la dimensión del brazo rígido para las conexiones como también sus alturas de las columnas como sus longitudes

7.2.2 Elemento de Albañilería – Propuesta de Modelamiento..-

En la presente investigación, se propone usar la forma histerética de Wen-Bouc, que es una forma histerética de mejor respuesta a elementos de albañilería(Ref.23); al cual se tuvo que variar sus parámetros histeréticos para que la respuesta sea semejante al experimental, proponiendo en esta investigación una forma diferente de loop histerético: *Wen Bouc Modificado*.

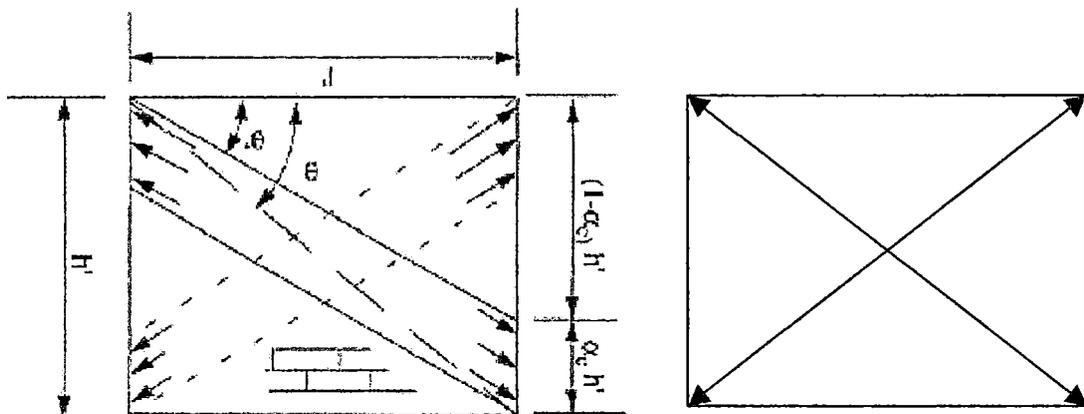


Figura 4.15.- Muro de Albañilería a Modelar, y su modelo de puntales equivalente(Ref.23)

El método de diagonales equivalentes o método de puntales, reemplaza el muro por un puntal de área equivalente donde, ingresando los valores de K_o (rigidez elástica) y V_m (resistencia al corte) del panel de albañilería, se puede obtener su curva de capacidad del muro confinado.

Los puntales que trabajaran como resortes axiales tienen las mismas propiedades histeréticas, tanto para compresión como para tracción. El corte de falla a la tracción es el predominante y el primero en ocurrir en los muros confinados. Por lo que se propuso que el valor de V_m será el valor de corte por tracción.

7.2.2.1 Propuesta de Rigidez de los Puntales

Para el cálculo de la rigidez de estos diagonales o puntales, se tiene los métodos realizados por Paulay & Priestly (Ref.22), y por Bazán y Meli, (Ref.6). Estos, consideran solo el puntal en compresión, mas no el puntal en tracción, puesto que los muros estudiados por ellos (ver referencias) por su método constructivo diferente al nuestro (Ref.1), no reacciona a tracción, en cambio que los muros peruanos si, es decir, tienen diferente patrón de agrietamiento.

Mediante análisis realizados en un programa lineal elástico, se probó lo inadecuado de solo un puntal. Se incluyó el puntal diagonal, proponiendo para la presente investigación como espesores para estos puntales los mismos que el puntal en compresión, teniendo mejor comportamiento los espesores de Bazan, y el cálculo de rigidez axial para este puntal es $K = E_m A / L$.

7.2.2.2 Propuesta de Resistencia al Corte de los Puntales

Para el cálculo de la resistencia al corte para estos puntales, se debe de tomar en cuenta que un puntal estará a Tracción y fallará por tracción y el otro puntal se encuentra en compresión por lo que fallará por Aplastamiento del Puntal. Para la falla al corte por Tracción, el cálculo de su resistencia ($v'm$) tiene relación con el $f'm$ de pilas de ladrillo. ($0.53 < v'm / \sqrt{f'm} < 1.20$), comparando el corte de falla experimental de ensayos muretes en tracción diagonal con los resultados de ensayos a compresión de pilas de albañilería.

7.2.3 Calibración de los parámetros de la curva modificada de Wen Bouc y Resistencia al corte de los puntales

Para obtener esta curva de capacidad, las propiedades de resorte axial de los puntales son los mostrados en la **figura 4.16**, donde en el ingreso de datos del programa IDARC, los valores de K_0 (rigidez elástica) y V_m (resistencia al corte), calculados en los ítems anteriores. Para poder calibrar los parámetros No Lineales que considera la propuesta de modificación de la curva Wen-Bouc, indicado en ítems atrás, modificando sus parámetros como se indicó. Se realizaron varias iteraciones para que el resultado analítico sea lo mas semejante posible al resultado experimental, y así, con esta propuesta de análisis presentada y calibrada, poder aplicarlo a los demás muros de la vivienda ensayada que es el objetivo de la investigación.

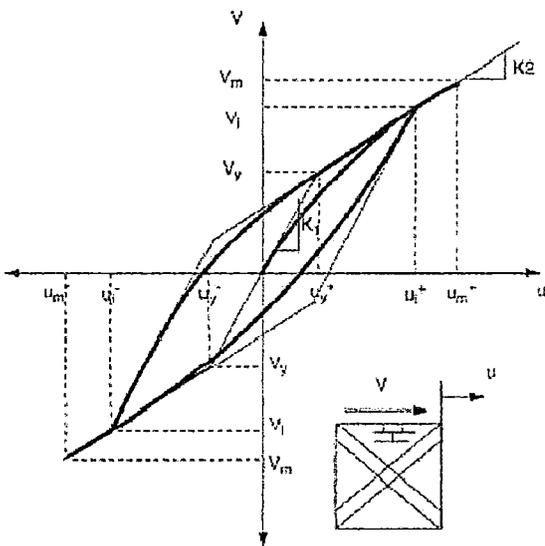


Fig.4.16.a

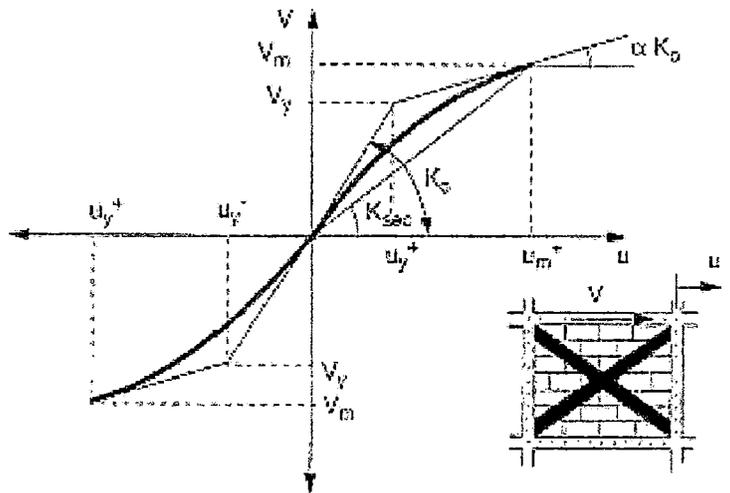


Fig.4.16.b

Fig.4.16.a.- Curva Histerética de la respuesta de los elementos infill-panel propuesto por Wen-Bouc(Ref.23)

Fig.4.16.b.- Curva Envolvente de comportamiento de los elementos infill-panel. (Ref.23)

Para el ingreso de datos, el programa pide los siguientes valores para los elementos de confinamiento:

Una vez obtenidos las propiedades geométricas y de material (concreto, acero y albañilería), se procede a realizar un análisis estático no-lineal monotónico, llamado PUSH-OVER, pero éste proceso se realizó dando un incremento de desplazamiento.

Se realizaron modelos no lineales del muro A14, considerando diferentes criterios del calculo del corte a tracción (agrietamiento):

Grafico 4.2: $V_m = 0.53 (\sqrt{f' m}) t L$ (Ref.4). TIPO 1

Grafico 4.3: $V_m = 0.83 (\sqrt{f' m}) t L$ (Ref.5) TIPO 2

Grafico 4.4: $V_m = (1.2 + 0.18 f d) t L$ (Ref.2) TIPO 3

Grafico 4.5: $V_m = 0.5 (\sqrt{f' m}) t L + 0.23 P_g$ (Ref.3) TIPO 4

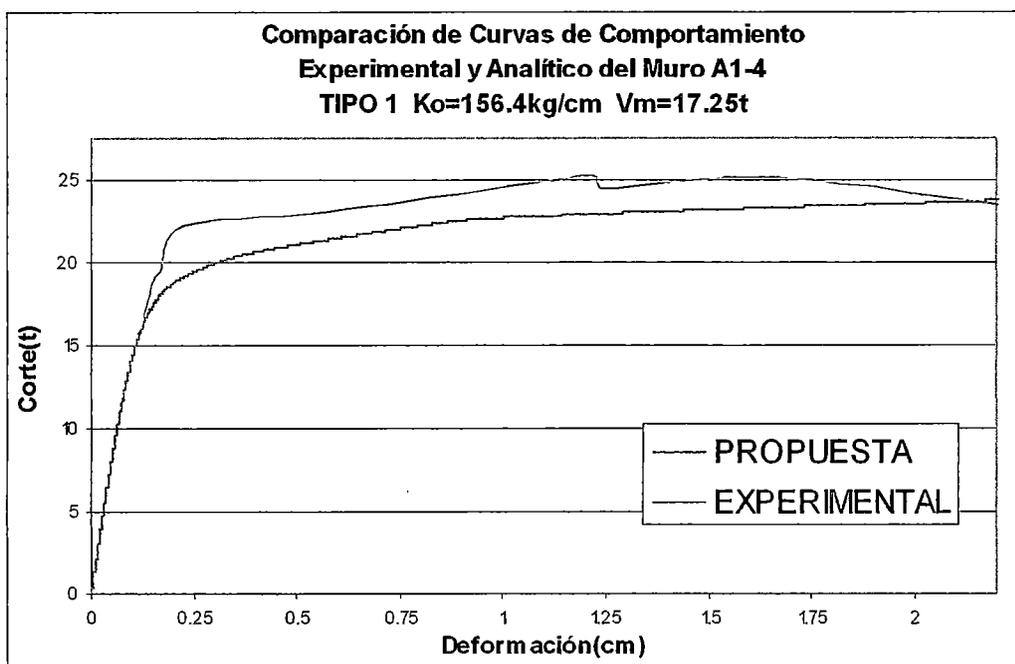


Gráfico 4.2

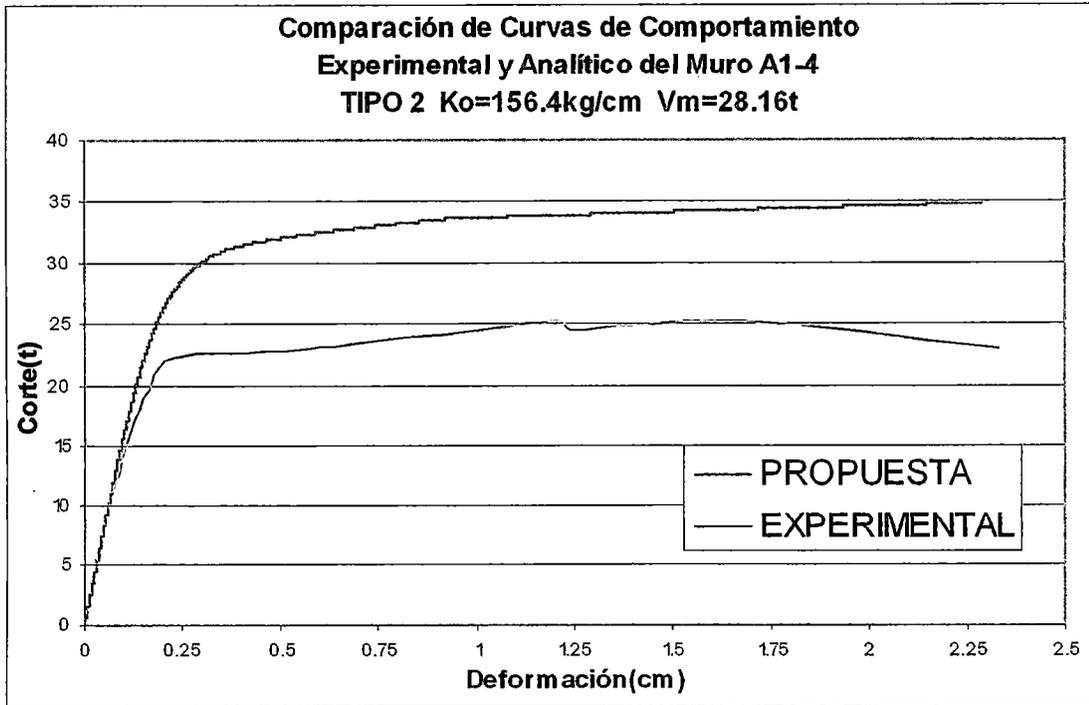


Gráfico 4.3

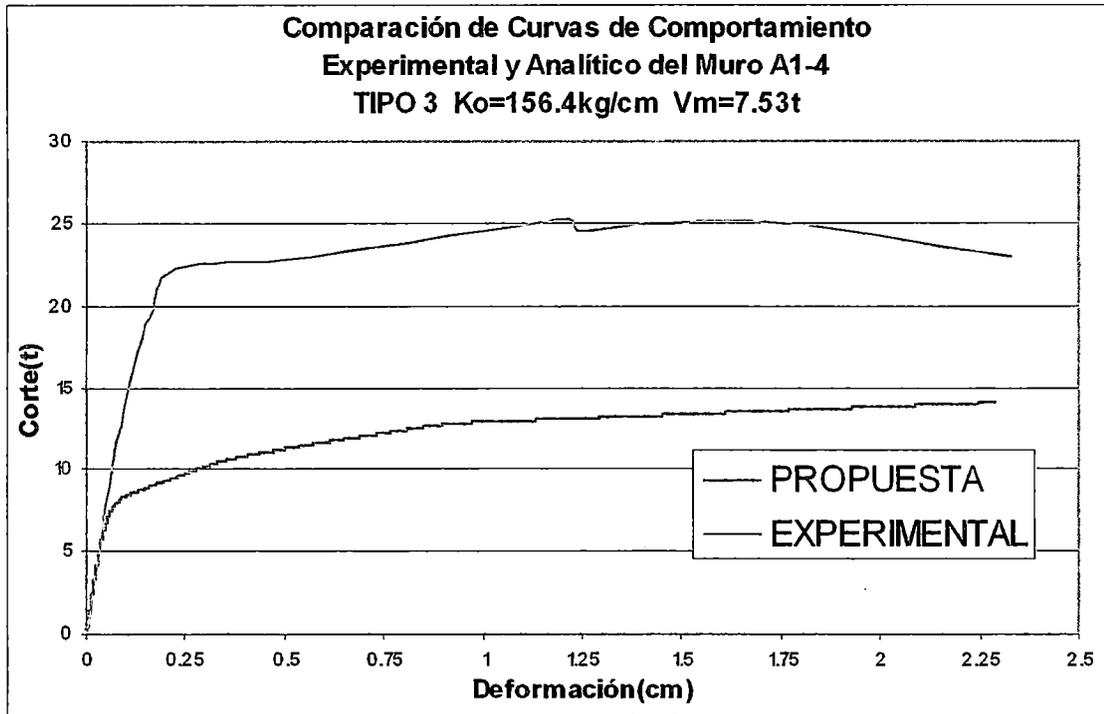


Gráfico 4.4

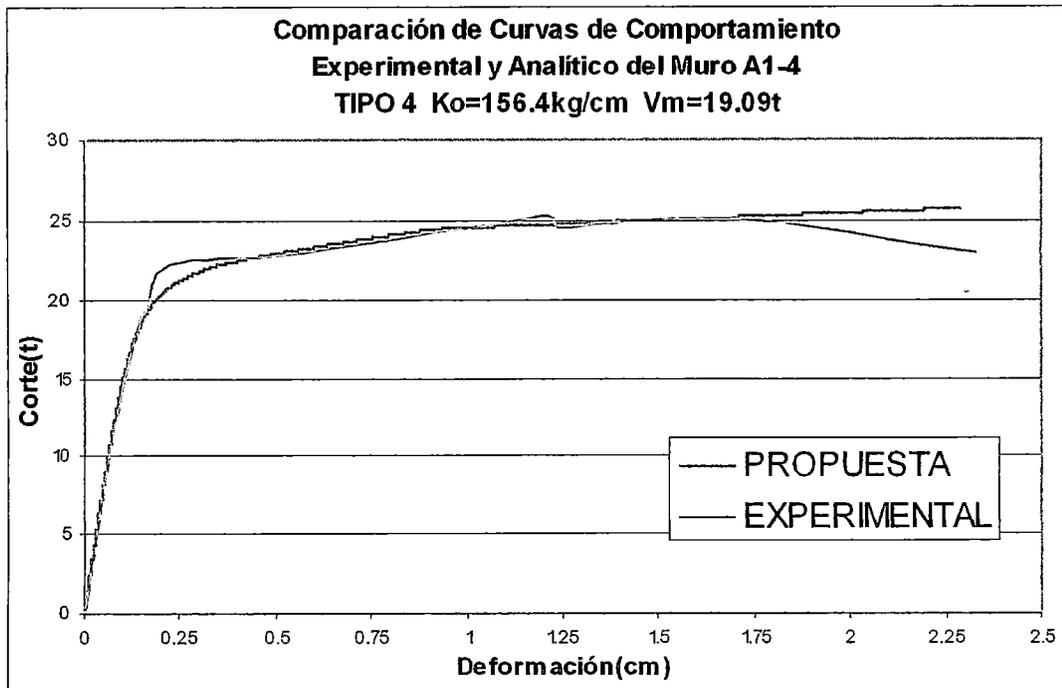


Gráfico 4.5

En todas las gráficas se observa que en su parte inicial en su comportamiento se tiene la tendencia lineal, característico en casi todos los sistemas estructurales, esta parte lineal, esta rigidez inicial lineal, coincide con la rigidez inicial experimental. Dependiendo del valor del corte de falla propuesto en cada caso, comienza la diferencia de estas en sus resultados.

En la primera gráfica se observa que la parte lineal de comportamiento termina en aprox. 18t, siendo la experimental de 22.27 t, aun así, la tendencia no lineal de la curva de comportamiento es similar al del experimental.

En la segunda gráfica se observa similar en el primer caso una parte inicial lineal, pero inicia su degradación inicia en aproximadamente 29.54 t, la tendencia no lineal es semejante a la experimental.

En la tercera gráfica, su fase lineal de al curva de comportamiento, termina a casi la mitad del corte de fluencia experimental.

Se observa que el gráfico 4.4, su curva de capacidad tiene mayor semejanza que la curva experimental. Este, como ya se indicó en ítems anteriores, tiene inferencia del valor de f_m y de la carga de gravedad, como experimentalmente se observó en investigaciones pasadas (ver capítulo I).

Se concluye que se usará las fórmulas empíricas propuestas para la rigidez inicial de los puntales que asumen el trabajo hecho por el muro de relleno, propuesto en la presente investigación (ítem 7.2.2.2), y el corte de falla presentado en la propuesta de norma NTE-E070 de albañilería (Ref.3), puesto que se observa para el muro estudiado la curva de capacidad analítica es muy semejante a la experimental en rigidez y corte.

Se modificó las constantes histeréticas de la curva de Wen-Bouc, modificando dicha forma de comportamiento, para que la curva tenga la mayor semejanza a la experimental, y tener dichas constantes histeréticas para poder modelar los muros de la vivienda ensayada.

Los parámetros resultantes de la iteración para la propuesta de la curva suavizada de Wen Bouc Modificada para la presente investigación son los siguientes:

$$A = 1.0 \quad \beta = 0.08 \quad \gamma = 0.875 \quad \eta = 3.0 \quad u(\text{relación postfluencia}) = 0.0075$$

$$U_c = 1.0$$

$$A_s = 0.3$$

$$Z_s = 0.1$$

$$Z = 0.0$$

$$S_k = 0.1$$

$$S_{p1} = 0.8$$

$$S_{p2} = 1.0$$

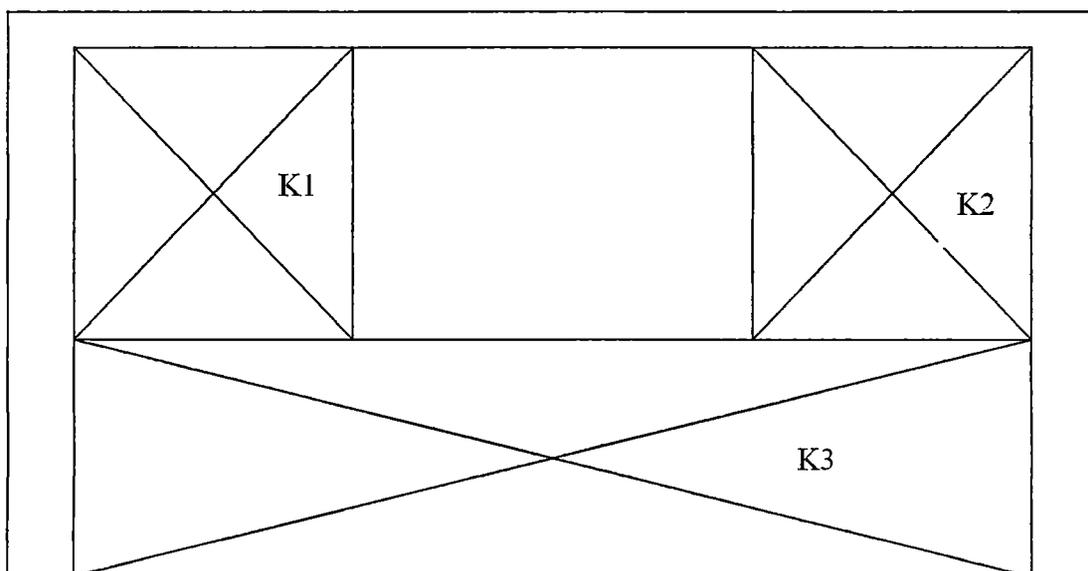
7.3 DEL MODELO NO LINEAL DE LA VIVIENDA

Teniendo ya los datos de los parámetros No-Lineales para el comportamiento histerético de los puntales según lo propuesto por Wen-Bouc, se preparó el modelo No-lineal de la vivienda ensayada.

Para los muros que tienen vanos como ventanas y/o puerta, se consideró calcular la rigidez de dicho muro como el cálculo de una rigidez equivalente de las partes que comprenden este muro con vano (Fig.4.17).

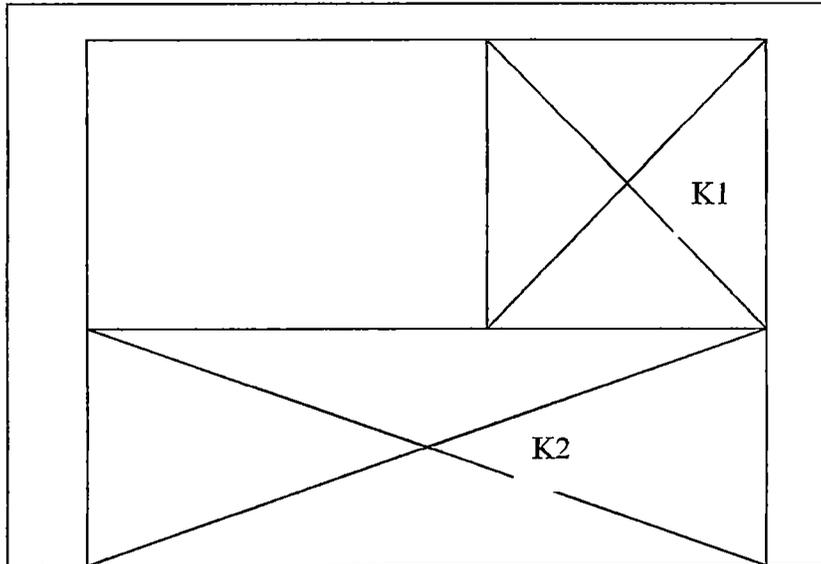
Este tipo de partición del muro fue con el objeto de seguir la forma de falla de estos muros, comportándose las dos partes laterales como pequeños muros que también trabajan como puntales, así como la parte inferior. Cabe indicar que el cálculo del corte de falla para cada parte del muro es independiente, siguiendo los parámetros de la propuesta de la norma peruana de albañilería, puesto que es aplicable también para muros no confinados, con lo que son estas porciones de muros.

El corte de este sistema equivalente será el menor corte de falla de cada parte de muro, puesto que se asumirá que el muro falla a corte en la aparición del primera parte de muro agrietado.



$$K_{equiv} = \frac{1}{\frac{1}{K1 + K2} + \frac{1}{K3}}$$

Vm equivalente = menor (Vm1, Vm2, Vm3)

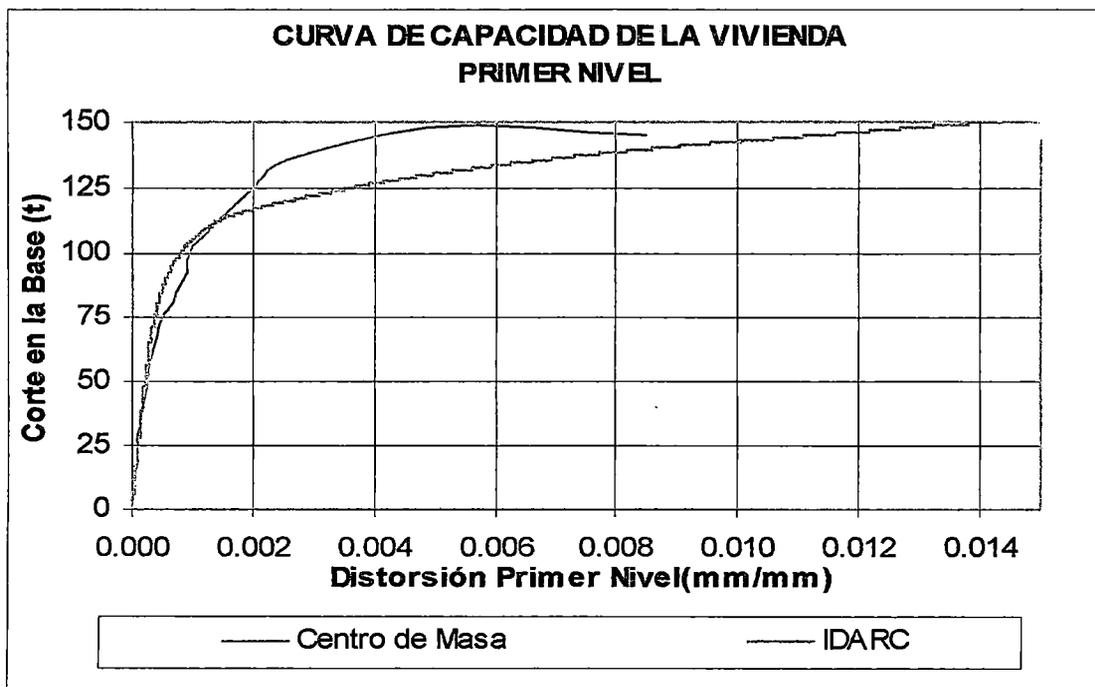


$$K_{equiv} = \frac{1}{\frac{1}{K1} + \frac{1}{K2}}$$

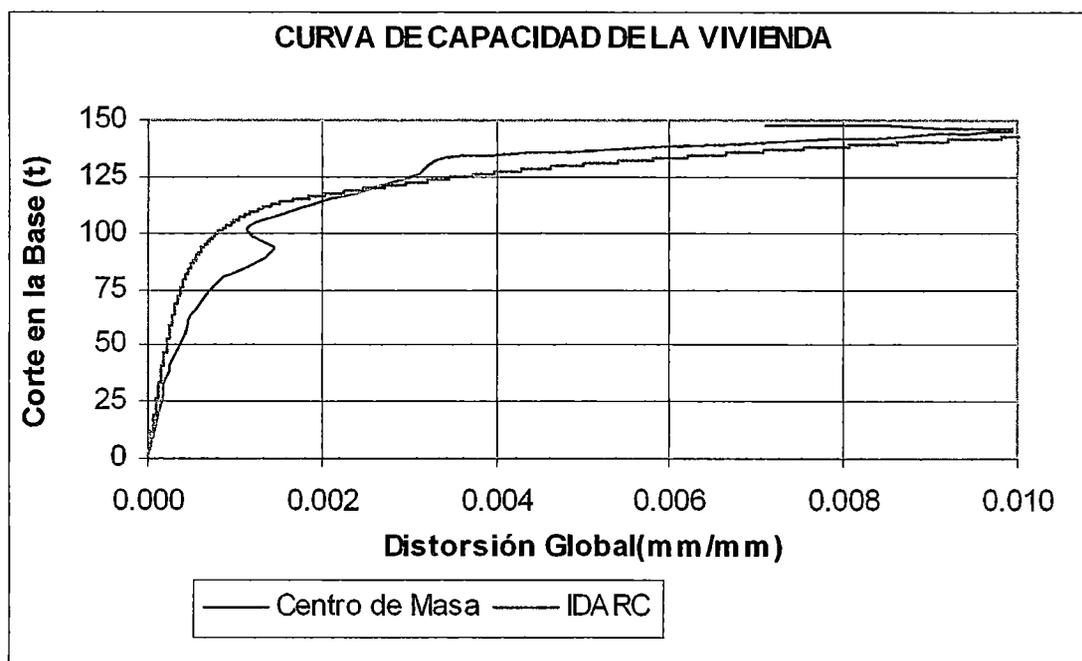
Vm equivalente = menor (Vm1, Vm2)

Fig.4.17. Forma de Cálculo de la rigidez equivalente y su corte de muros con vanos.

Con las pautas indicadas en el inicio del capítulo y de la presente sección 7, se modeló en el programa IDARC 4L la vivienda ensayada, teniendo como resultados los expuestos en las siguientes gráficas:



Gráfica 4.6.- Curva de Comportamiento o Capacidad del Primer Nivel de la Vivienda



Gráfica 4.7.- Curva de Comportamiento o Capacidad de la Vivienda

Se debe de indicar que la Gráfica 4.7 muestra la curva de comportamiento de la vivienda, graficando la distorsión global de la vivienda, dividiendo el desplazamiento total del

segundo nivel o techo entre la altura total de la vivienda, teniendo de esta manera la distorsión Global.

La estructura tiene un comportamiento básicamente No Lineal, pero, su tendencia en sus primeros niveles de desplazamiento, esto observando la grafica 6 y la gráfica 7 del capítulo IV, tiene una tendencia de comportamiento lineal hasta los 100 t de carga en su corte en la base con una distorsión global de 0.13% y una distorsión en su primer nivel de entresuelo de 0.1%, por lo que se vio en el experimento, a un desplazamiento de 0.5% ,que es lo que estipula norma peruana sismorresistente como límite de desplazamiento elástico, los muros de la vivienda ya presentaban grietas de mas de 1cm de abertura, y según la curva experimental, está en su rango No Lineal

7.4 ESPECTRO DE CAPACIDAD

A través de un análisis estático no lineal incremental de un modelo representativo de la estructura se obtiene una curva de capacidad (Fig. 4.18.), la cual generalmente se representa como el corte basal (V_0), obtenido para varios incrementos del estado de carga lateral, respecto al desplazamiento lateral del último nivel de la edificación (Δ_n). Esta curva consiste en una serie de segmentos de rectas de pendiente decreciente, asociados a la progresiva degradación de la rigidez, la cedencia en elementos y en general, al daño. A este tipo de evaluación se conoce como un análisis “*pushover*” y su resultado está fuertemente influenciado por el esquema de distribución de carga lateral supuesto; sin embargo, existen recomendaciones sobre como establecerlos de manera racional, por ejemplo, que la misma sea consistente con la distribución de fuerzas inerciales o con la forma de vibración del modo considerado. Además, la pendiente de la línea trazada desde el origen de coordenadas hasta un punto de la curva definido por un desplazamiento (d) representa la rigidez efectiva o secante de la estructura asociada a dicho desplazamiento.

Usando propiedades modales asociadas al modo fundamental de vibración, es posible transformar la curva de capacidad a un nuevo formato ADRS (“*Acceleration-*

Displacement Response Spectra”) donde se representa la aceleración espectral (S_a), respecto al desplazamiento espectral (S_d), denominado *espectro de capacidad*. Para esta conversión, cada punto (V_{oi} , Δn_i) de la curva de capacidad, corresponde a un punto (S_{ai} , S_{di}) del espectro de capacidad, según:

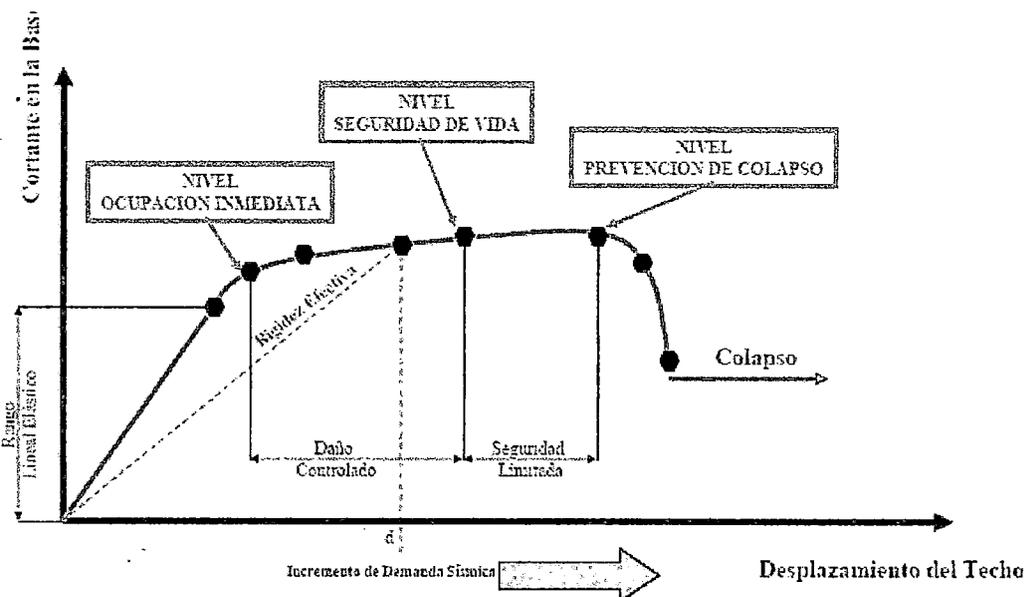
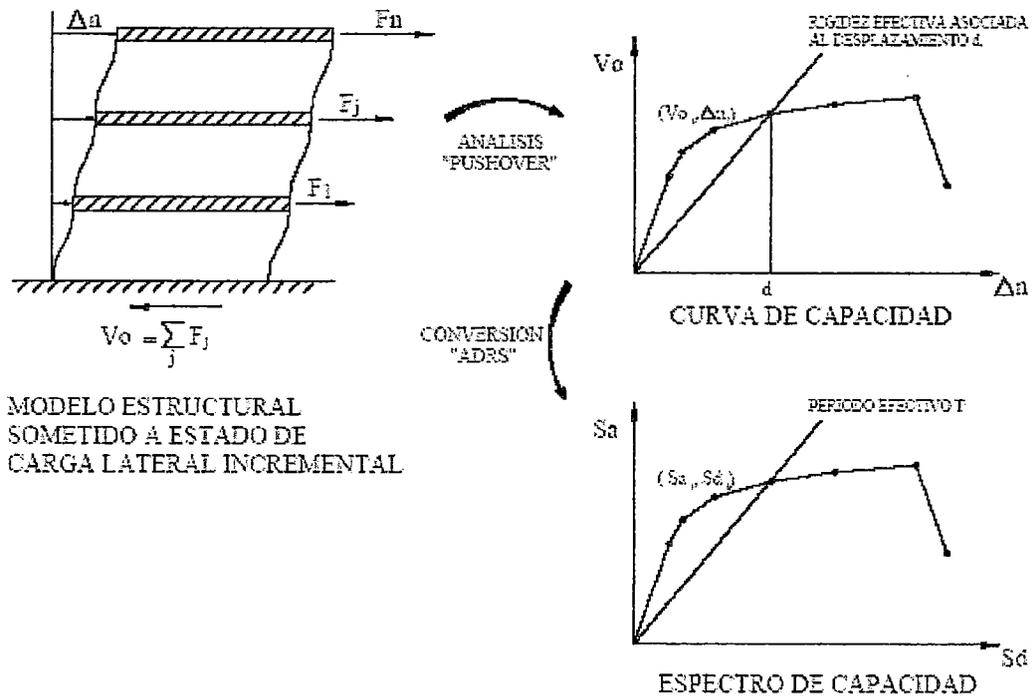


Figura.4.18 Espectro de Capacidad

En esta representación, cada línea trazada desde el punto origen hasta la curva, tiene una pendiente $(T')^2$, donde T' es la frecuencia circular asociada a la respuesta efectiva de la estructura cuando la misma es deformada hasta dicho desplazamiento espectral. De manera que el período efectivo de la estructura (T') asociado a dicho desplazamiento espectral puede determinarse como $T'=2\pi/\omega$

El comportamiento frente a un cortante en la base se puede expresar a través de las curvas de capacidad :

- Capacidad de diseño representa la resistencia nominal del edificio definida por las normas de diseño antisísmico.
- Capacidad elástica representa el valor real de su resistencia frente a cargas horizontales, considerando resistencias reales de los materiales del edificio, no las nominales.
- Capacidad última representa la resistencia máxima del edificio, cuando la estructura está totalmente plastificada.

El método del Espectro de Capacidad es un método no lineal simplificado (Comartin et al. 2000, Fjfar,1999;Chopra & Goel,1999) que caracteriza la demanda inicial utilizando un espectro elástico con amortiguamiento de 5% y que la reduce para un amortiguamiento efectivo mayor, teniendo en cuenta el efecto de la disipación de energía. Para la presente investigación, el amortiguamiento usado es de 7% (Ref. 14)

El análisis simplificado presupone aproximaciones implícitas. De hecho la fuerza lateral se considera fija (un comportamiento independiente del tiempo) y basada sólo en el primer modo de vibración.

Para transformar en un grado de libertad equivalente:

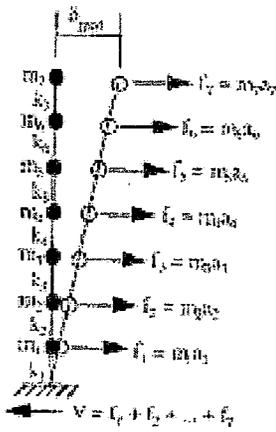


Figura 4.19.a

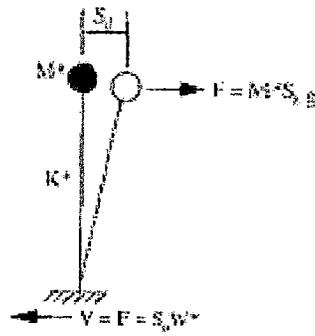


Figura 4.19.b

Figura 4.19.a.- Modo Fundamental de movimiento de un sistema multi-masas(Ref.9)

Figura 4.19.b.- Sistema equivalente simple de Masa-resorte(Ref.9)

La masa M^* y la rigidez K^* son valores equivalentes que representan la combinación del sistema múltiple anteriormente mostrado, con masas por entrepiso(m) y rigidez por nivel(k). W^* es el peso efectivo ($=M^*g$)

El Factor de participación(FP) se calculará como :

$$FP = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{im} / g)}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{im}^2 / g)} \right]$$

Donde:

w_i/g = masa asignada en el nivel i

$\phi_{1,n}$ = amplitud en el nivel n , de la forma de vibración del modo fundamental.

N = Número de niveles

$\alpha_m \dots$ masa modal asociada al modo fundamental o primer modo de vibración.(Coeficiente de masa efectiva)

$$\alpha_m = \left[\frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{im} / g) \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{im} / g) \right] \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{im}^2 / g) \right]} \right]$$

Para mostrar la curva de Capacidad en función a otros parámetros se usaron las transformaciones a cortante, desplazamiento del techo, Sa, Sd, T y Drift máximo de entrepiso mediante las relaciones siguientes:

1° Se determina el desplazamiento del techo

mediante la relación: Δr (de la curva de comportamiento, desplazamiento del techo)

2° La Pseudo aceleración: $Sa = \frac{V}{\alpha W}$

3° El Pseudo desplazamiento: $Sd = \frac{\Delta r}{FP}$

4° El Periodo: $T = 2\pi \sqrt{\frac{Sd}{Sa \times g}}$

5° Distorsión Global : $Distorsión = \frac{\Delta r}{h}$

Donde:

α = Coeficiente de masa efectiva.

W = Peso total de la estructura.

V = Cortante en la Base

C = Coeficiente de la Cortante en la Base.

g = Aceleración de la gravedad.

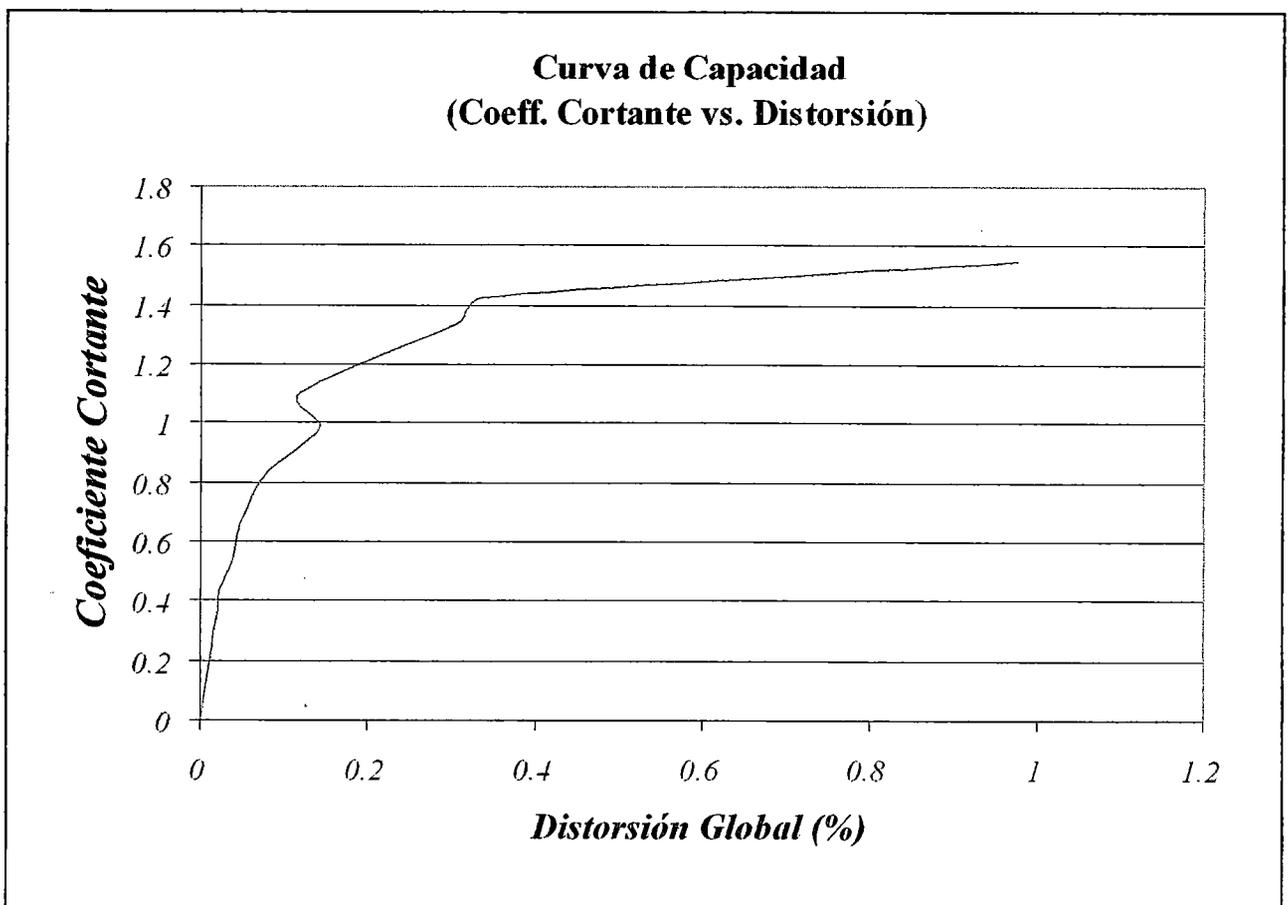
FP = Factor de Participación de cada modo

h = altura de la estructura.

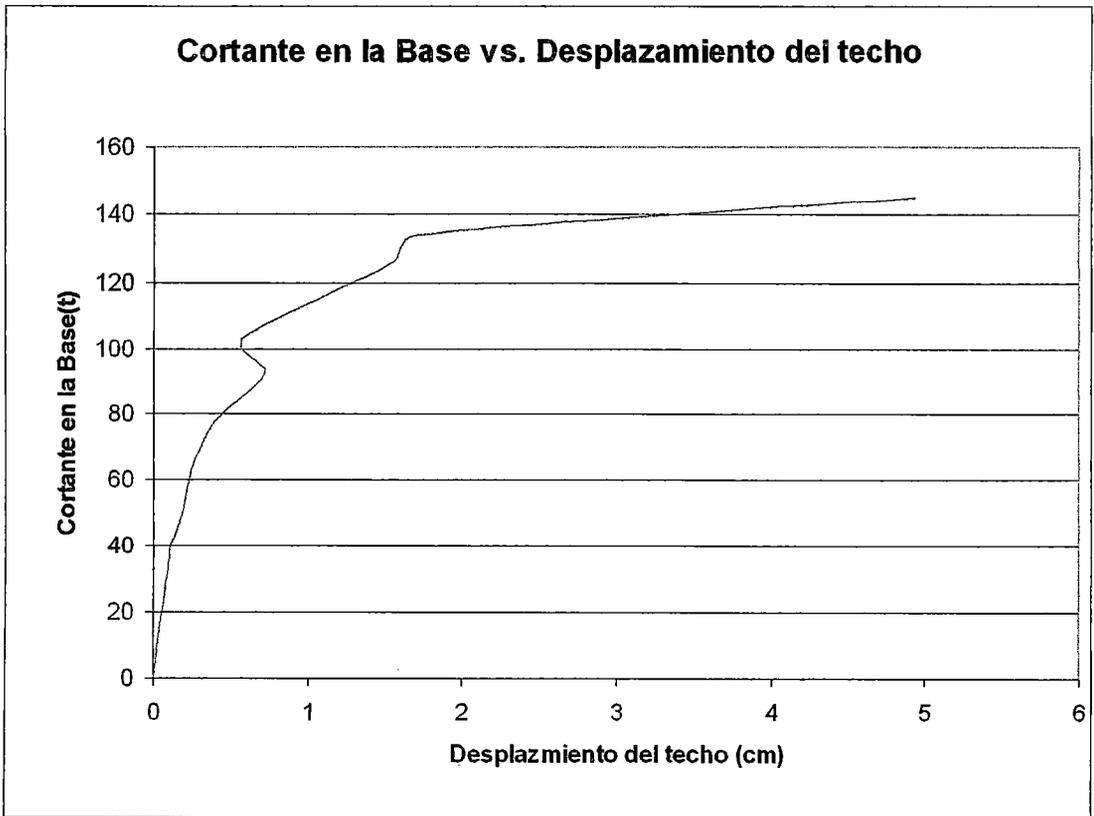
Con los valores calculados se pueden determinar los Espectros de Capacidad para diversos tipos de comparaciones como:

- Cortante en la base vs. Desplazamiento del techo
- Pseudo aceleraciones (Sa) vs. Distorsión global (estructura)
- Pseudo aceleraciones (Sa) vs. Periodo
- Pseudo aceleraciones (Sa) vs. Pseudo desplazamientos (Sd)

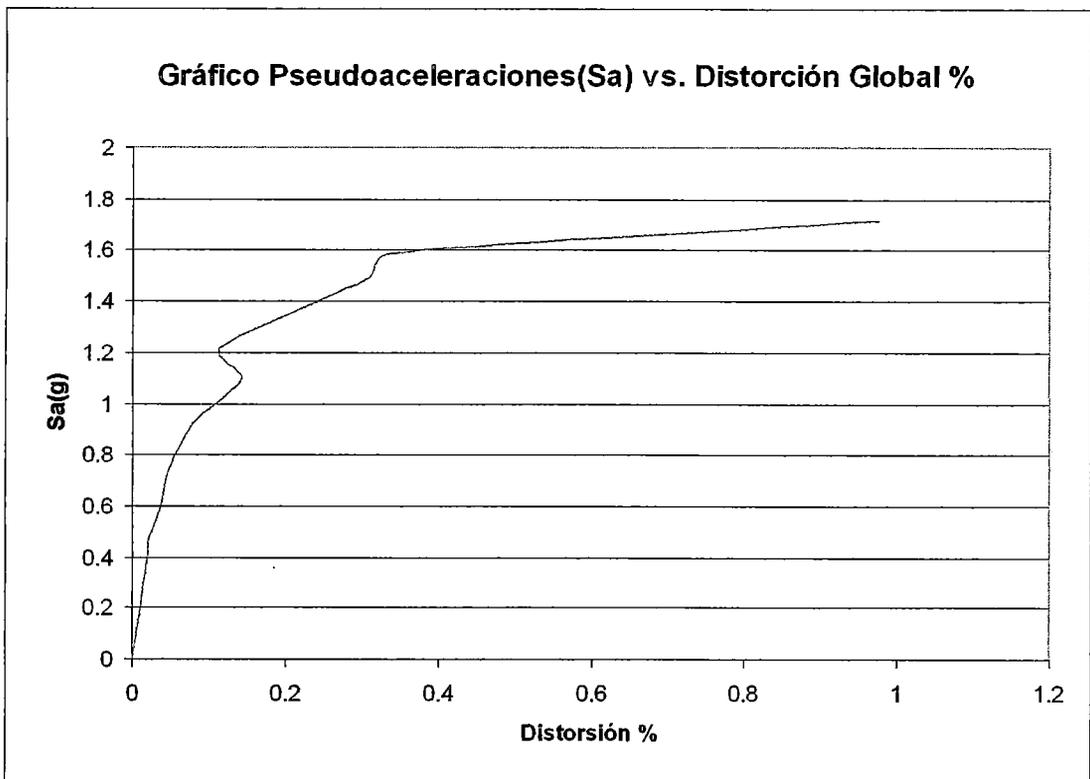
Para el cálculo de las curvas de capacidad en sus diversos formatos, se trabajó con la curva de comportamiento experimental, con el sensor central (x2c-centro), puesto que uno de los objetivos de la presente investigación es tener el comportamiento y desempeño experimental de la estructura, puesto que es un valor real. Se trabajará con el sensor central pues es la lectura de la respuesta de la estructura lo mas cercano a su centro de masa.



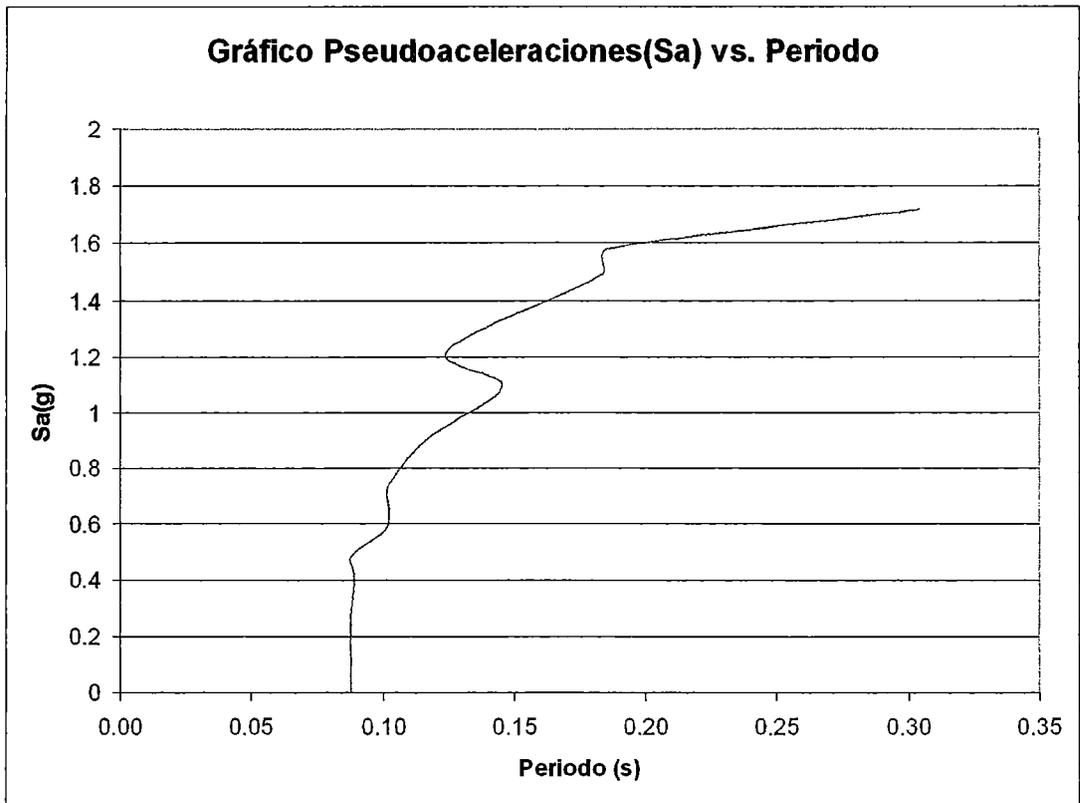
Gráfica 4.8.- Curva de Capacidad (Coef.Cortante vs. Distorsión)



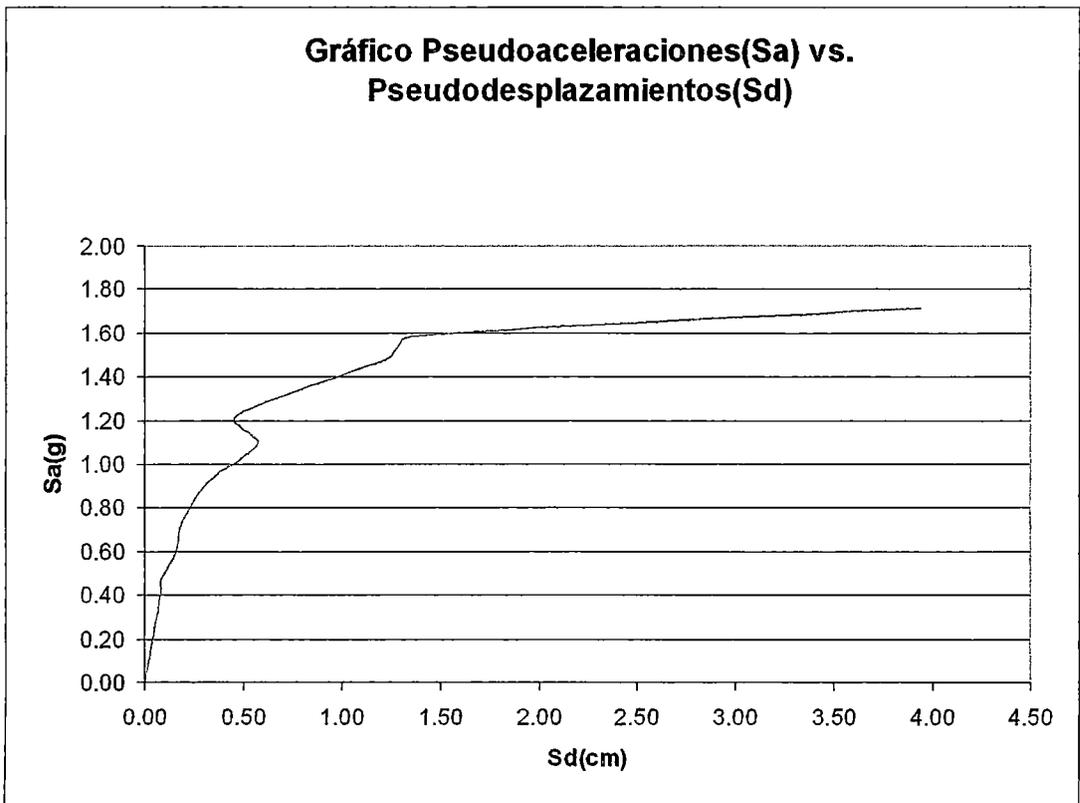
Gráfica 4.9.- Curva de Capacidad (Corte en la Base vs. Desp.Techo)



Gráfica 4.10.- Curva de Capacidad (PseudoAceleración vs. Distorsión%)



Gráfica 4.11.- Curva de Capacidad (PseudoAceleración vs. Periodo)

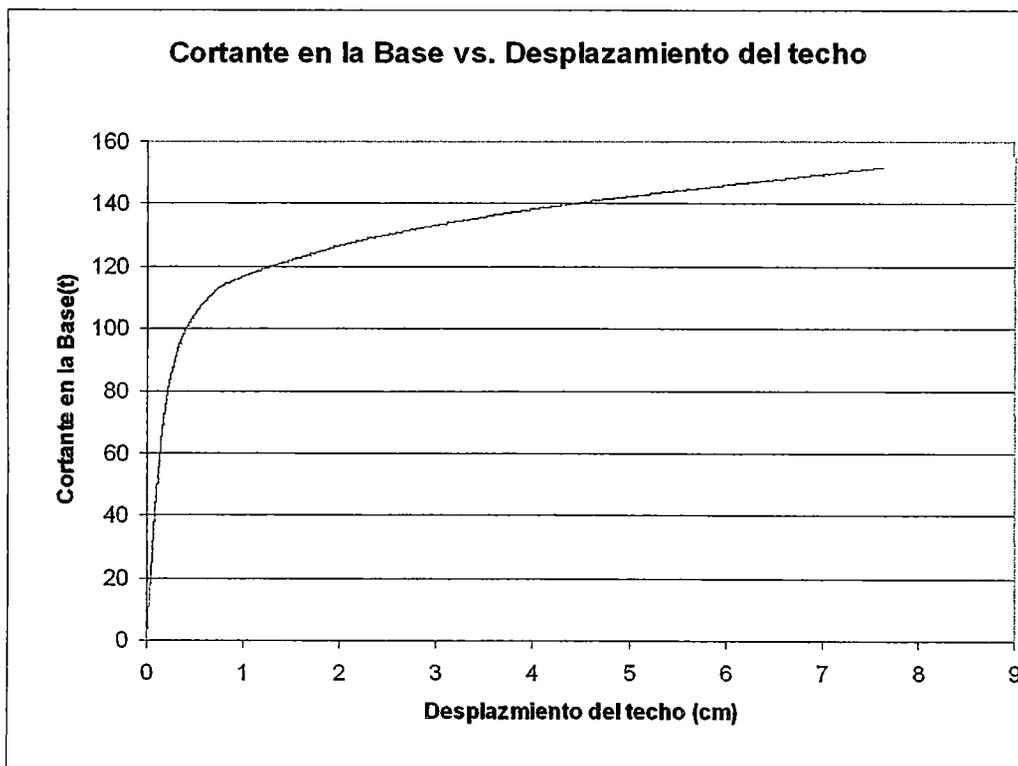


Gráfica 4.12.- Curva de Capacidad (PseudoAceleración vs. PseudoDesplazamiento)

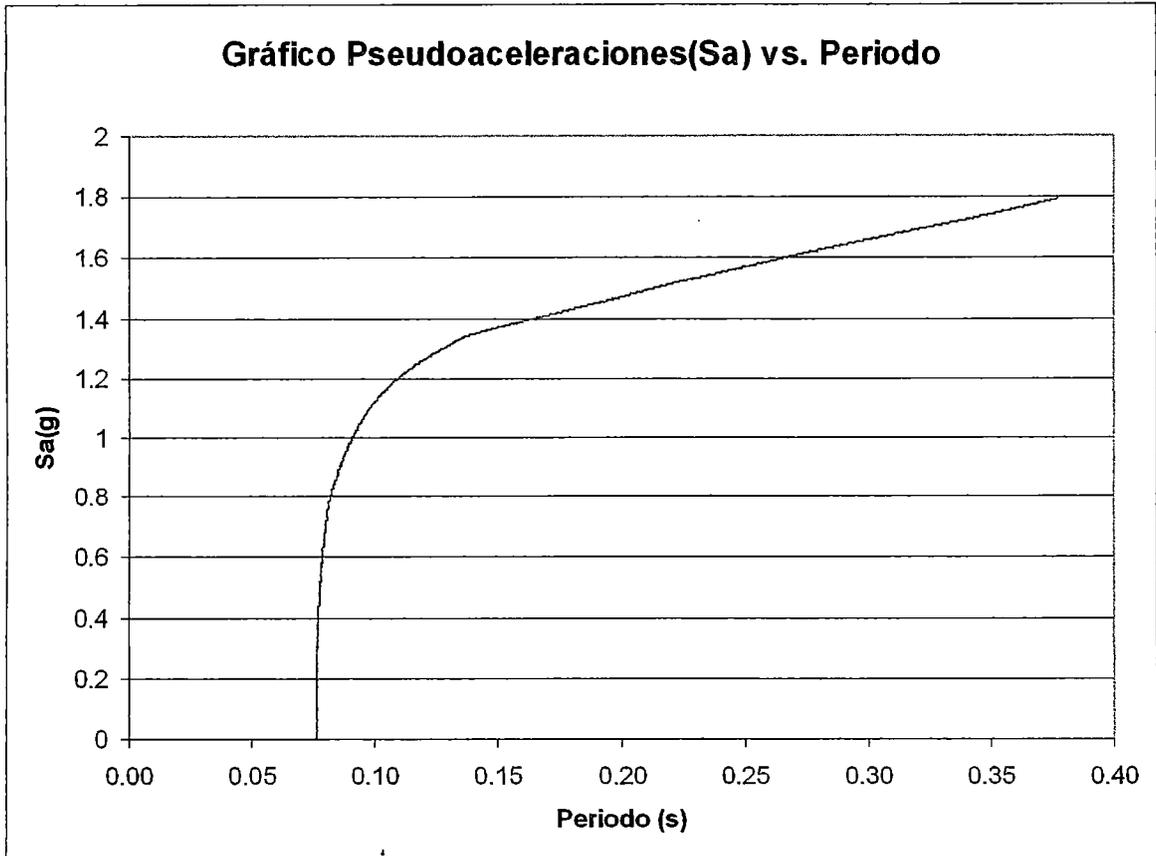
Se observa en la gráfica 8 que el coeficiente de cortante, calculado como la división entre el corte y el peso de la estructura es de 1.5, lo que quiere decir que la capacidad de este tipo de viviendas es el 150% del peso de la estructura.

En la Gráfica 4.11 se observa que el periodo inicial es constante, puesto que al inicio del comportamiento la estructura tiene un comportamiento lineal, por lo que no hay degradación de rigidez y el periodo es constante. Una vez que la estructura tenga un comportamiento No Lineal, la rigidez bajará, se degradará, es donde el periodo aumentará como lo indica en la gráfica, y variará según como varíe el comportamiento de la estructura. Esta gráfica representa también la degradación de la rigidez mostrado con el cálculo de su periodo. El periodo en la parte lineal en este cálculo es de 0.085 s, cercano al periodo experimental antes del ensayo (microtremores), que es de 0.07015 s y el calculado en el análisis lineal Dinámico que es de 0.0711 s. y al análisis lineal estático (0.088s) avalando estos resultados experimentales y numéricos a las gráficas de curvas de capacidad presentadas.

Ahora, se presenta las curvas de capacidad del análisis No Lineal, esto para saber su comportamiento a diferentes respuestas:



Gráfica 4.13.- Curva de Capacidad (Corte en la Base vs. Desplazamiento del techo)



Gráfica 4.14.- Curva de Capacidad (PseudoAceleración vs. Periodo)

En la Gráfica 4.14 se observa que el periodo inicial es constante, puesto que al inicio del comportamiento la estructura tiene un comportamiento lineal, por lo que no hay degradación de rigidez y el periodo es constante, semejante al caso experimental. Una vez que la estructura tenga un comportamiento No Lineal, la rigidez bajará, se degradará, es donde el periodo aumentará como lo indica en la gráfica, y variará según como varíe el comportamiento de la estructura. El periodo en la parte lineal en este cálculo No Lineal es de 0.0761 s, similar al periodo experimental antes del ensayo(microtremores), que es de 0.07015 s y el calculado en el análisis lineal Dinámico que es de 0.0713 s. avalando estos resultados experimentales y numéricos a las gráficas de curvas de capacidad presentadas.

8. Comparación de las respuestas de los análisis lineales y No Lineal con la respuesta experimental de la estructura

En la tabla 4.4 se muestra la comparación de los diversos tipos de análisis efectuados a la estructura:

	ANALISIS LINEAL		ANALISIS NO LINEAL	RESULTADO EXPERIMENTAL
	ESTATICO	DINAMICO	ESTATICO	
Periodo 1er Modo (s)	0.088	0.0711	0.0761	0.0702(Ref.1)
Vx (t)	22.40	18.82	143.00*	150.00*
Desp 2do Piso(mm)	1.63200	1.31538	5.05**	5.56**
Desp 1er Piso(mm)	0.91630	0.77311	3.25**	4.25**
Dist 2do Piso	0.00029	0.00022	0.0010**	0.0011**
Dist 1er Piso	0.00036	0.00030	0.0013**	0.0017**

(*) Corte
Máximo

(**) Distorsión y Desplazamiento hasta el comportamiento lineal

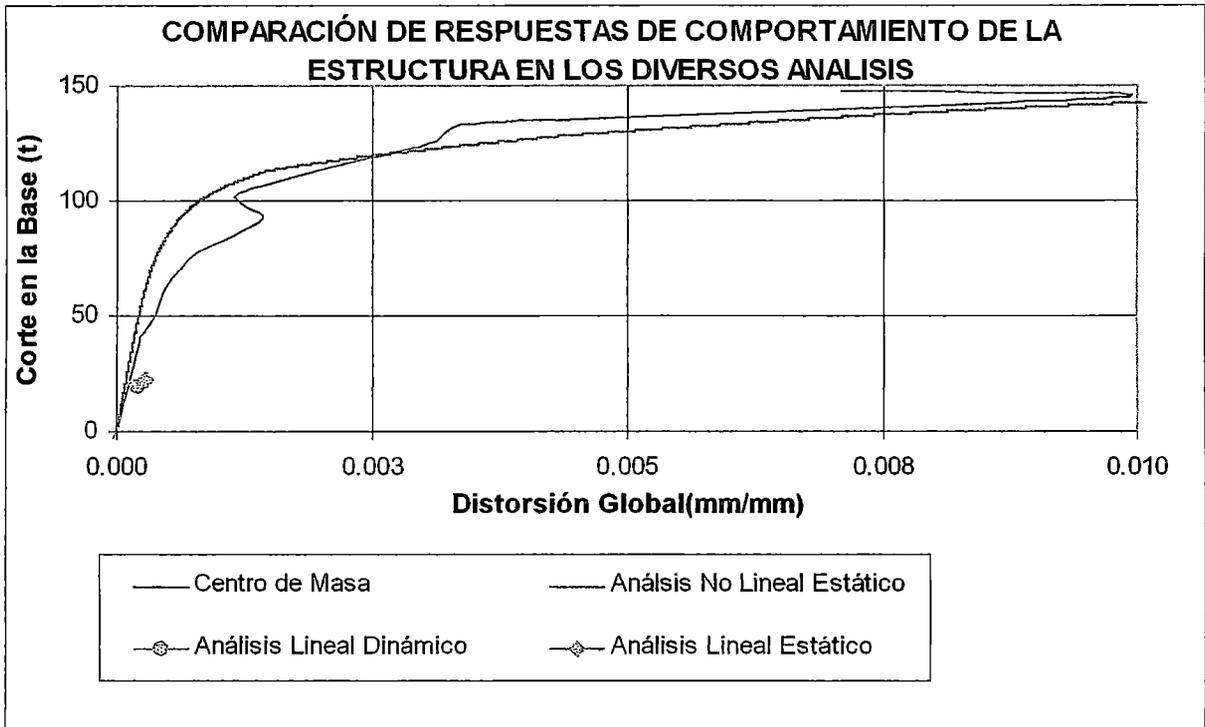
Tabla 4.4- Comparación de los diversos tipos de análisis

Se observa la semejanza de resultados en los periodos, avalando nuestros resultados numéricos y la propuesta de modelamiento de la vivienda en rigidez y masa, tanto para el modelo lineal, como para el modelo No lineal propuesto en la presente investigación.

Para los niveles de demanda de la norma peruana sismorresistente NTE-E030 para los análisis lineales estático y dinámico, el corte y sus desplazamientos son muy pequeños a comparación de la capacidad máxima en corte y de fluencia en desplazamiento.

En cambio, en los resultados experimentales con el análisis no lineal estático realizado a la vivienda, se tienen resultados muy semejantes, sin gran variación, como también se ve en la gráfica 4.7.

La comparación también se puede ver en la gráfica 4.15, donde se observa la tendencia del comportamiento de la estructura calculado por la análisis no lineal estático, que es semejante al comportamiento real de la vivienda.



Gráfica 4.15 . Comparación gráfica de los análisis efectuados

CAPÍTULO V

DETERMINACION DE LAS CURVAS DE DEMANDA PARA CADA NIVEL DE PELIGRO

1. Método del Espectro Capacidad-Demanda.

1.1. Fundamentos del método

El método se fundamenta en una representación aproximada de las características globales no lineales de la estructura, obtenida mediante el reemplazo del sistema no lineal por un sistema lineal equivalente usando como base procedimientos del análisis modal (ATC-40, 1996; FEMA, 1996). Si bien, estos procedimientos son válidos solamente para estructuras de comportamiento lineal, su uso en estructuras de comportamiento no lineal representa una aproximación que permite la representación del sistema a través de sus propiedades lineales efectivas. De manera que este método se diferencia de los métodos convencionales de análisis lineal, en que estos últimos utilizan directamente las propiedades elásticas de la estructura, mientras que los anteriores, usan propiedades efectivas o secantes de la misma, para calcular los desplazamientos. El uso de este método involucra varias aproximaciones, de manera que su implementación requiere además de conocimiento del comportamiento y la dinámica de estructuras, la aplicación de un sensato juicio ingenieril.

En términos generales, el método consiste en comparar el espectro de capacidad de la estructura con el espectro de la demanda sísmica para identificar el desplazamiento máximo ó punto de desempeño, donde la capacidad y la demanda se igualan, permitiendo estimar la respuesta máxima de la edificación, la cual servirá de base para compararla con el nivel de desempeño esperado.

Es importante destacar que la capacidad de una edificación particular y la demanda impuesta por un sismo dado no son independientes. De hecho, cuando se incrementa la

demanda, la estructura eventualmente entra en cedencia, la rigidez disminuye y los períodos de vibración se alargan, lo cual se evidencia en el mismo espectro de capacidad.

Adicionalmente, aumenta la energía disipada por ciclo, debido a la degradación de resistencia y rigidez, sobre todo cuando la edificación está en capacidad de experimentar ciclos histeréticos grandes y estables, incidiendo directamente en el amortiguamiento efectivo. De manera que, la determinación del desplazamiento donde la capacidad y la demanda se igualan, exige un proceso iterativo en el cual, inicialmente se compara el espectro de capacidad con el espectro de demanda, descrito a través del espectro de respuesta elástico o inelástico usando 5% de amortiguamiento para concreto o 7% para albañilería o 3% para acero, estos amortiguamientos elásticos, y 10% de amortiguamiento para concreto o 12% para albañilería o 7% para acero (ver Tabla 5.1), estos amortiguamientos inelásticos, que será sucesivamente ajustado por un factor de reducción, que tome en cuenta de manera compatible, la disipación histerética de energía o amortiguamiento efectivo asociado al punto de desplazamiento obtenido en cada fase.

Una vez identificado el punto de desempeño asociado a la respuesta sísmica máxima que experimentará la edificación durante el movimiento sísmico especificado, se podrá decidir en función del nivel de desempeño esperado, la aceptabilidad o necesidad de intervención en una edificación existente.

1.2. Espectro de Capacidad

A través de un análisis estático no lineal incremental de un modelo representativo de la estructura se obtiene una curva de capacidad (Fig. 5.1.), la cual generalmente se representa como el corte basal (V_0), obtenido para varios incrementos del estado de carga lateral, respecto al desplazamiento lateral del último nivel de la edificación (Δr). Esta curva consiste en una serie de segmentos de rectas de pendiente decreciente, asociados a la progresiva degradación de la rigidez, la cedencia en elementos y en general, al daño. A este tipo de evaluación se conoce como un análisis “*pushover*” y su resultado está fuertemente influenciado por el esquema de distribución de carga lateral supuesto; sin embargo, existen recomendaciones sobre como establecerlos de manera racional, por ejemplo, que la misma sea consistente con la distribución de fuerzas inerciales o con la forma de vibración del

modo considerado. Además, la pendiente de la línea trazada desde el origen de coordenadas hasta un punto de la curva definido por un desplazamiento (d) representa la rigidez efectiva o secante de la estructura asociada a dicho desplazamiento.

Usando propiedades modales asociadas al modo fundamental de vibración, es posible transformar la curva de capacidad a un nuevo formato ADRS (*“Acceleration-Displacement Response Spectra”*) donde se representa la aceleración espectral (S_a), respecto al desplazamiento espectral (S_d), denominado *espectro de capacidad*.

Se pueden determinar los Espectros de Capacidad para diversos tipos de comparaciones como:

- Cortante en la base vs. Desplazamiento del techo
- Pseudo aceleraciones (S_a) vs. Distorsión global (estructura)
- Pseudo aceleraciones (S_a) vs. Periodo
- Pseudo aceleraciones (S_a) vs. Pseudo desplazamientos (S_d)

1.3. Espectro de demanda

La demanda sísmica inicialmente se caracteriza usando el espectro de respuesta elástico de aceleración típicamente definido para un amortiguamiento del 5% (Fig. 5.1.), el cual debe ser transformado a un formato ADRS, es decir, de aceleración espectral (S_a como una fracción de la aceleración de gravedad g) respecto el desplazamiento espectral (S_d).

Para dicha conversión cada punto (S_{a_i} , T_i) del espectro de respuesta donde T_i es el período en segundos, corresponde a un punto (S_{a_i} , S_{d_i}) del espectro de demanda, según:

$$S_{d_i} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{a_i} g$$

De manera que el *espectro de demanda* es una representación gráfica de la aceleración máxima de respuesta respecto el correspondiente desplazamiento máximo, para un período

y nivel de amortiguamiento dado. Estos valores máximos se corresponden con los valores pseudoespectrales siempre que se trate de pequeños valores del amortiguamiento.

Este espectro de respuesta elástica o inelástica debe ser sucesivamente ajustado para un factor de amortiguamiento compatible con el nivel de deformaciones esperado. De hecho, para altos niveles de deformación se esperan importantes incrementos en la capacidad de disipar energía, más aún, si la estructura cuenta con dispositivos de disipación, en cuyo caso, la demanda sísmica inicial debe ser reducida en proporción al incremento del amortiguamiento efectivo. Para tal fin, diversas recomendaciones proponen valores de amortiguamiento característico para diferentes sistemas estructurales (Tabla 5.1) y factores de modificación de la respuesta elástica dependientes del amortiguamiento (Tabla 5.2.), los cuales deben aplicarse de manera consistente para cada nivel de movimiento del terreno especificado.

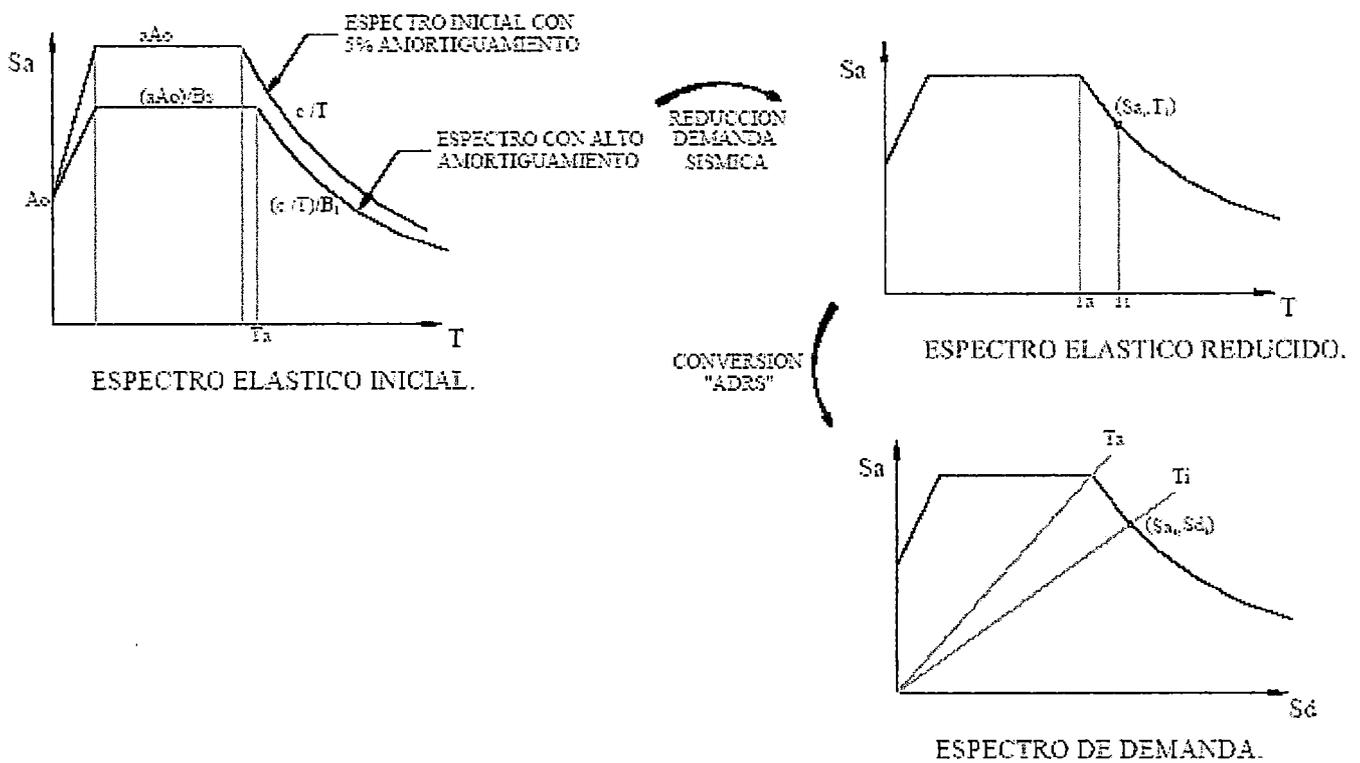


Figura 5.1. Espectro de Demanda Sísmica(Ref.19)

<i>Sistema Estructural Principal</i>	<i>Elástico-lineal</i> (bajo nivel de deformación)	<i>Posterior a la cedencia</i> (alto nivel de deformación)
<i>Estructura metálica</i>	3%	7%
<i>Concreto reforzado</i>	5%	10%
<i>Mampostería</i>	7%	12%
<i>Madera</i>	10%	15%
<i>Sistema dual</i>	(1)	(2)

Notas: (1) Usar un promedio ponderado en proporción a la participación relativa de cada sistema.
(2) Puede usarse el valor del sistema con mayor amortiguamiento.

Tabla 5.1. Amortiguamiento para sistemas estructurales (Gibu-Ramirez-Estrella-Ref.10 y 14- para la mampostería y Freemam et.al.1984 para los demás materiales)

<i>Factor de amortiguamiento</i>	<i>Factor B_s</i> (Rango de cortos periodos)	<i>Factor B_1</i> (Rango de largos periodos)
$\leq 2\%$	0.8	0.8
5%	1.0	1.0
10%	1.3	1.2
20%	1.8	1.5
30%	2.3	1.7
40%	2.7	1.9
$\geq 50\%$	3.0	2.0

Tabla 5.2. Factor de Modificación de la respuesta Elástica (FEMA 1996)

2. Curvas de demanda de los espectros de respuesta de registros acelerográficos

2.1 Introducción al Análisis Espectral

En general, el tipo de análisis postdinámico a realizar depende del tipo de datos disponibles en la excitación dinámica. En general, el primer dato disponible en una excitación dinámica es su variación frente al tiempo, lo cual indica que siempre se puede realizar un análisis de respuesta en el tiempo. Sin embargo, en función de la naturaleza de la excitación (aleatoria o discontinua), un análisis de respuesta en el tiempo puede no ser posible o no ser práctico ya que el cálculo de la historia completa, en el tiempo, de la respuesta dinámica proporciona un exceso de información acerca del comportamiento de la estructura. En este caso están disponibles diferentes técnicas para representar las características de la excitación en el dominio de la frecuencia, basándose en el registro original Historia - Tiempo. En general, los datos en el dominio de la frecuencia dan una medida de la intensidad de la excitación en función de la frecuencia.

En modelos con un comportamiento lineal elástico es muy usual la aplicación del desacoplamiento modal del sistema de ecuaciones del movimiento y la definición de la acción mediante Espectros de Respuesta. El análisis de Espectros de Respuesta es útil en problemas con excitaciones de la base (terremotos) o excitaciones aleatorias. La excitación requerida para este análisis es el espectro de respuesta de uno o más movimientos de la base.

2.2 Espectros de Respuesta

El objetivo del análisis de Espectros de Respuesta es obtener los valores máximos de movimientos, esfuerzos y tensiones de la estructura en un único caso de carga debido a movimientos de la base prescritos. Un Espectro de Respuesta es la máxima respuesta de un sistema de 1 grado de libertad (GDL) sujeto a un movimiento de la base, representado como una función de la frecuencia natural del sistema de 1 sólo GDL.

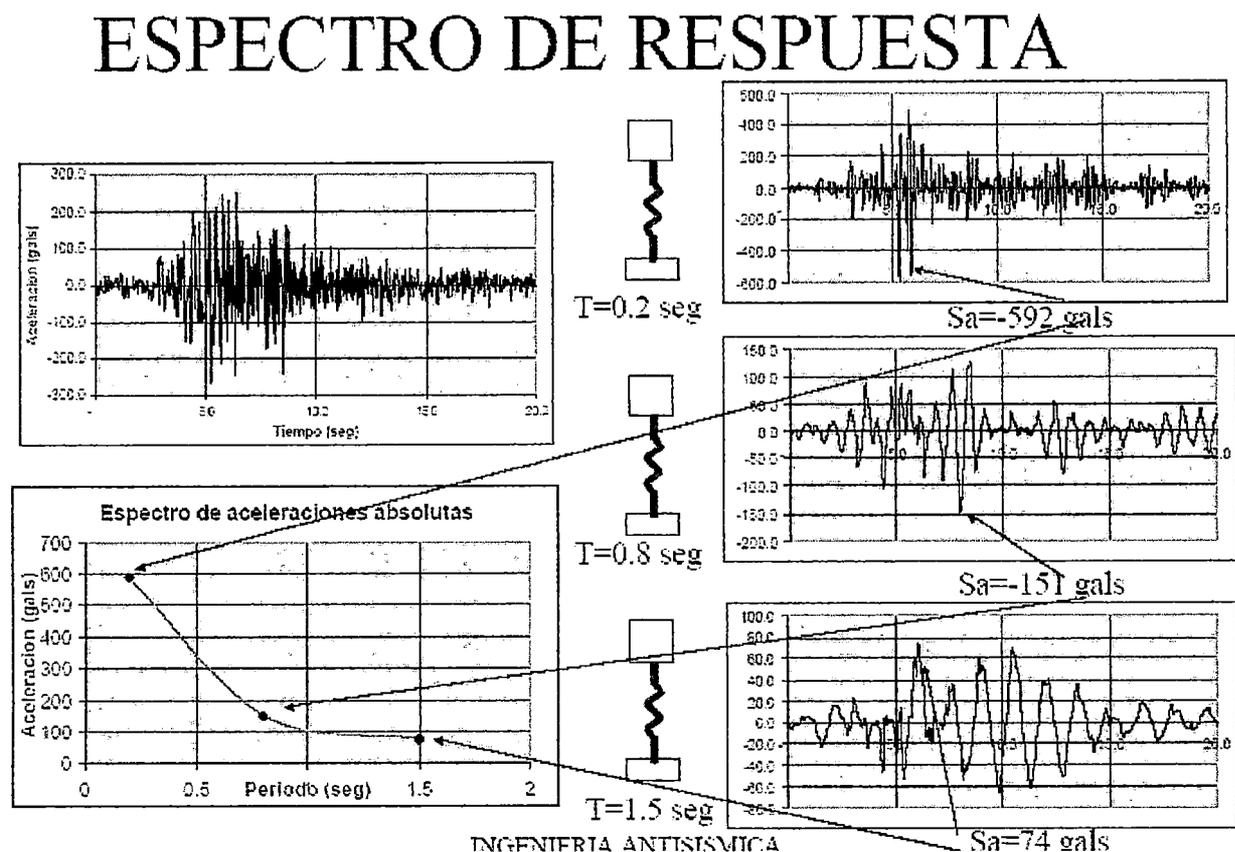


Figura 5.2. Descripción de un Espectro de Respuesta

En general, los tipos de Espectros de Respuesta más usados son los siguientes:

- Espectro de Respuesta de máximo desplazamiento relativo: $S_d(w,x)$
- Espectro de Respuesta de máxima pseudo-velocidad (relativa): $S_v(w,x)$
- Espectro de Respuesta de máxima pseudo-aceleración (absoluta): $S_a(w,x)$

Las tres respuestas están relacionadas entre sí, de forma que el Espectro de Respuesta de Aceleración es proporcional al de Desplazamiento multiplicando por w^2 , y el de Velocidad es proporcional al Espectro de Desplazamiento multiplicando por w , es decir, $S_a = wS_v = w^2S_d$ -- esto significa que sólo hay que calcular el Espectro de Respuesta de Velocidad, ya que los otros dos pueden obtenerse rotando los ejes $\pm 45^\circ$ y escalando.

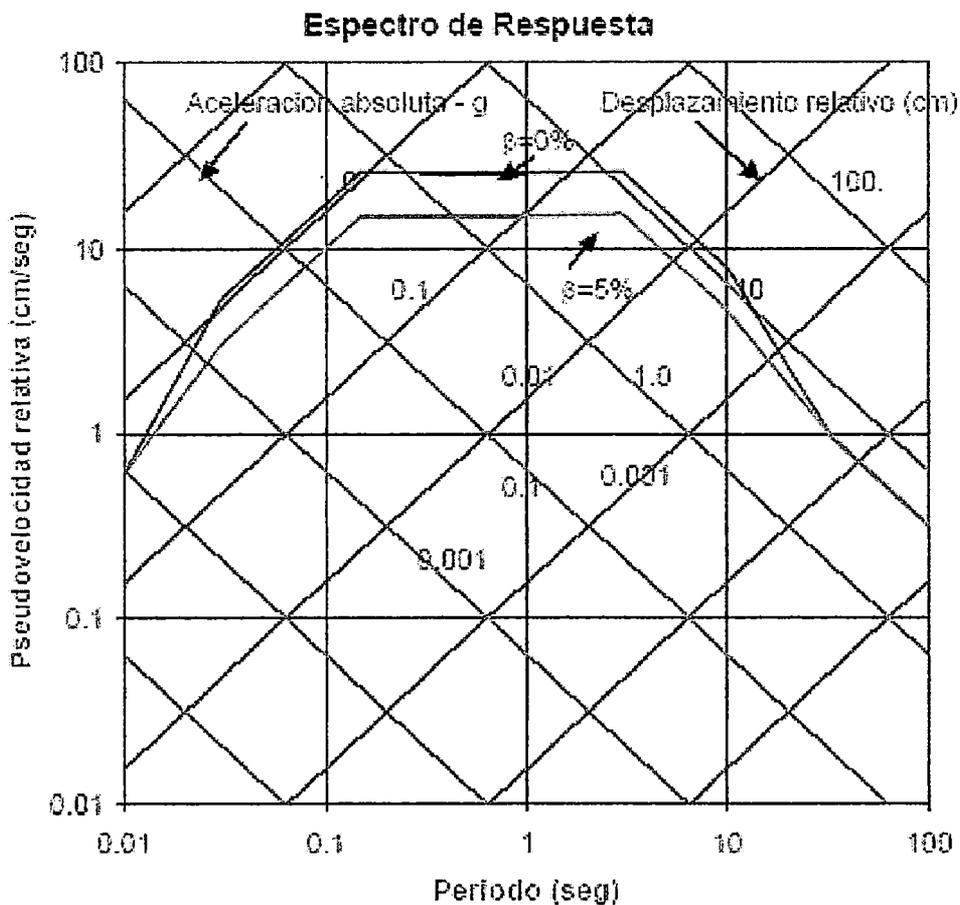


Figura 5.3. Gráfica Tripartita: Espectros de Respuesta en escala tripartita.

Tenemos este ejemplo del registro acelerográfico del sismo de Lima en Octubre de 1966, cuya PGA (Pico máximo de aceleración) es de 269 gals. (Grafico.5.1)

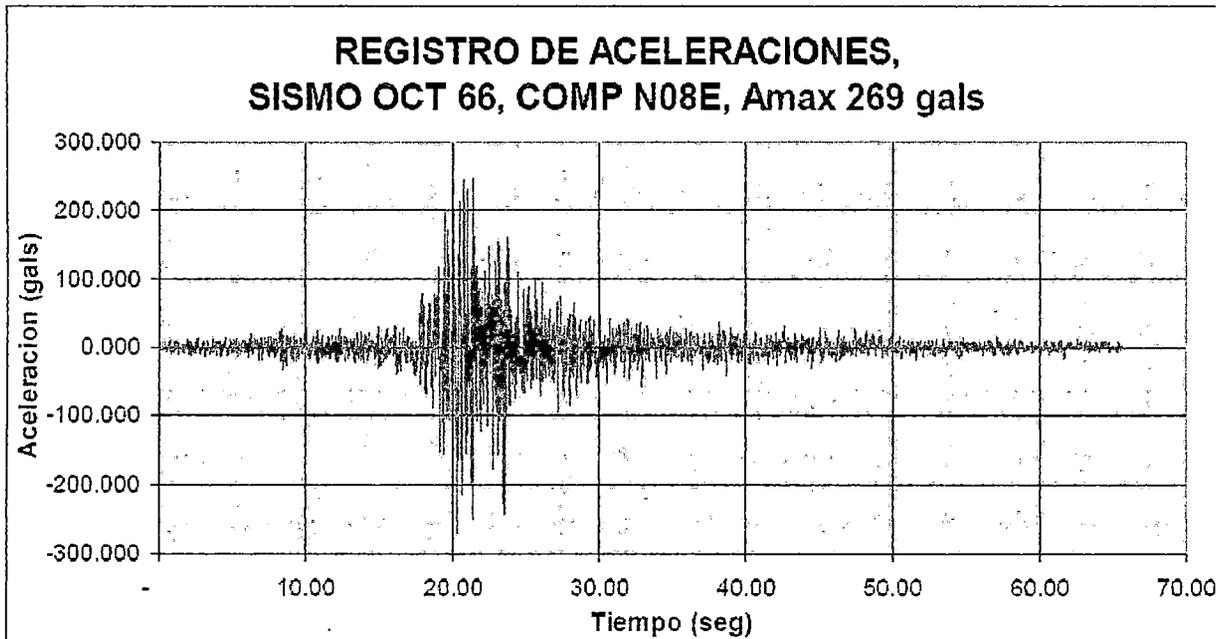


Gráfico 5.1. Registro de Aceleración del sismo de Octubre de 1966-Lima

Se obtuvo teniendo el proceso explicado (Fig5.2) su espectro de respuesta para aceleración(Gráfico 5.2), y para desplazamiento.(Gráfico 5.3)

Espectro de Respuesta Sismo Lima Oct 66 N08E

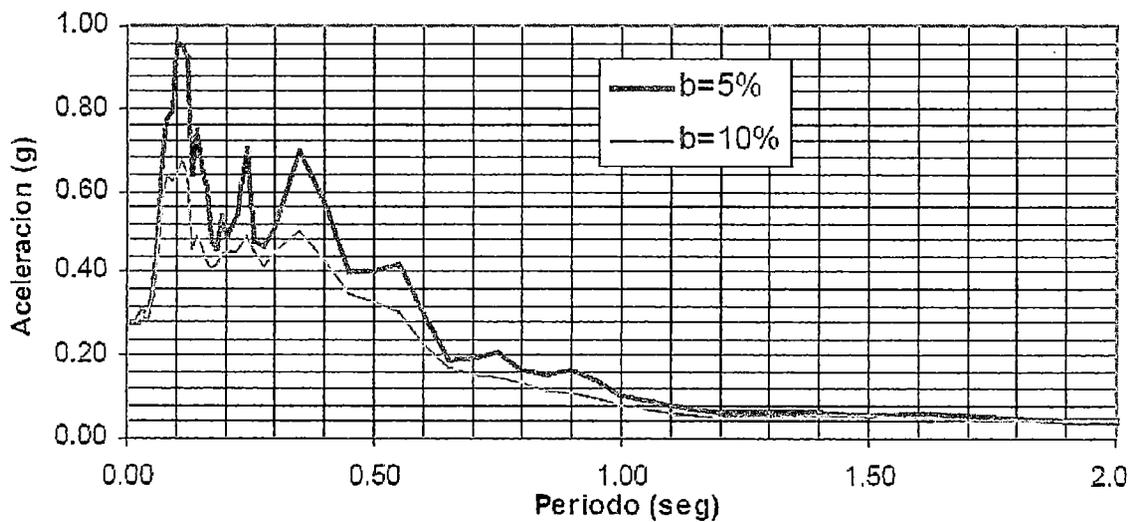


Gráfico 5.2. Espectro de Respuesta de Aceleración del Registro de Aceleración del sismo de Octubre de 1966-Lima

Espectro de Respuesta Sismo Lima Oct 66 N08E

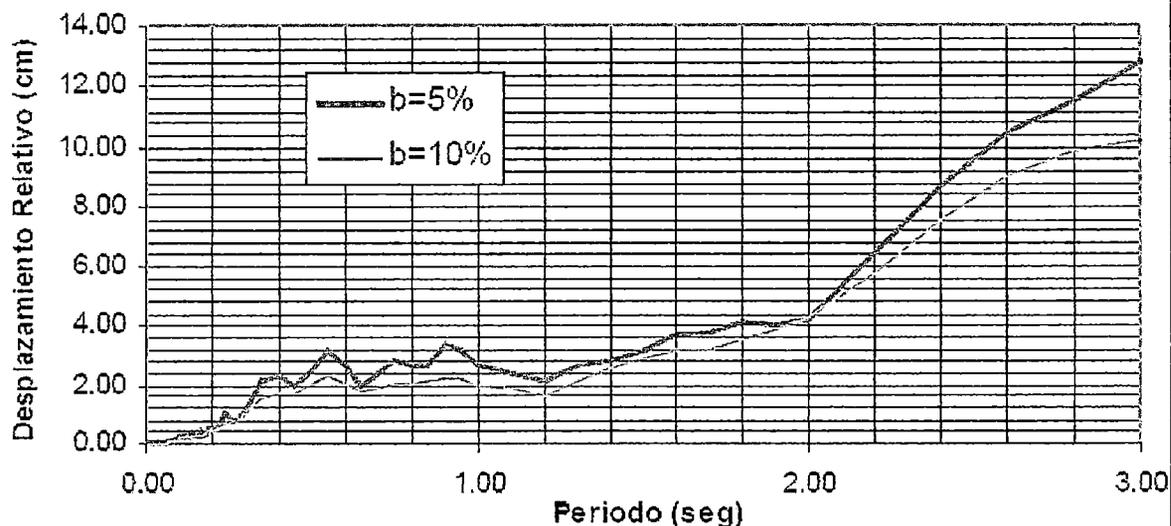


Gráfico 5.3. Espectro de Respuesta Desplazamiento del Registro de Aceleración del sismo de Octubre de 1966-Lima

Los espectros de respuesta de diferentes clases de registros de acelerógrafos en diferentes tipos de suelo, se pueden normalizar a un mismo nivel de aceleración, generalmente, para tener espectros de respuesta de sismos con aceleraciones ya prescritas según lo que exija algún requerimiento de demanda. Por la falta de registros que se tiene acá en nuestro país se opta por realizar estas normalizaciones, siendo muy imprescindible esta operación. Para la presente investigación se procedió a normalizar los registros acelerográficos con los que se trabajó.

Para mostrar la curva de Demanda en función a otros parámetros se usaron las transformaciones a cortante como en el caso de la demandada de NTE-E030, desplazamiento del techo, S_a , S_d , T y Drift máximo de similar que en el caso de curva de capacidad, pues, para encontrar el nivel de desempeño, estas se superpondrán:

Con los valores calculados se pueden determinar los Espectros de Demanda para diversos tipos de comparaciones como(similar a las curvas de capacidad):

- Cortante en la base vs. Desplazamiento del techo
- Pseudo aceleraciones (Sa) vs. Distorsión global (estructura)
- Pseudo aceleraciones (Sa) vs. Periodo
- Pseudo aceleraciones (Sa) vs. Pseudo desplazamientos (Sd)

3. Curvas de Demanda para Niveles de Demanda de los Espectros de Diseño de la Norma Sismorresistente NTE-E030.

Para las curvas de demanda de la Norma Sismorresistente, se calculó el espectro de Diseño de la Norma NTE-E030 del 2003(vigente) siguiendo en acápite 18.2 b, cálculo que se realizó en el capítulo anterior.

Z= Factor de Zona	Z=	0.4	
U = Factor de Uso	U=	1	
S = Factor del Suelo	S=	1.2	
C= Coeficiente de Amplificación	Rx=	4.5	
Rd = Factor de Reducción			
Tp= Periodo de Vibración del Suelo	Tp=	0.6	seg.

Usamos un espectro de pseudo aceleraciones dado por:

$$Sa = \frac{ZUSC}{R} g$$

El gráfico del espectro de aceleraciones se muestra en el gráfico 4.

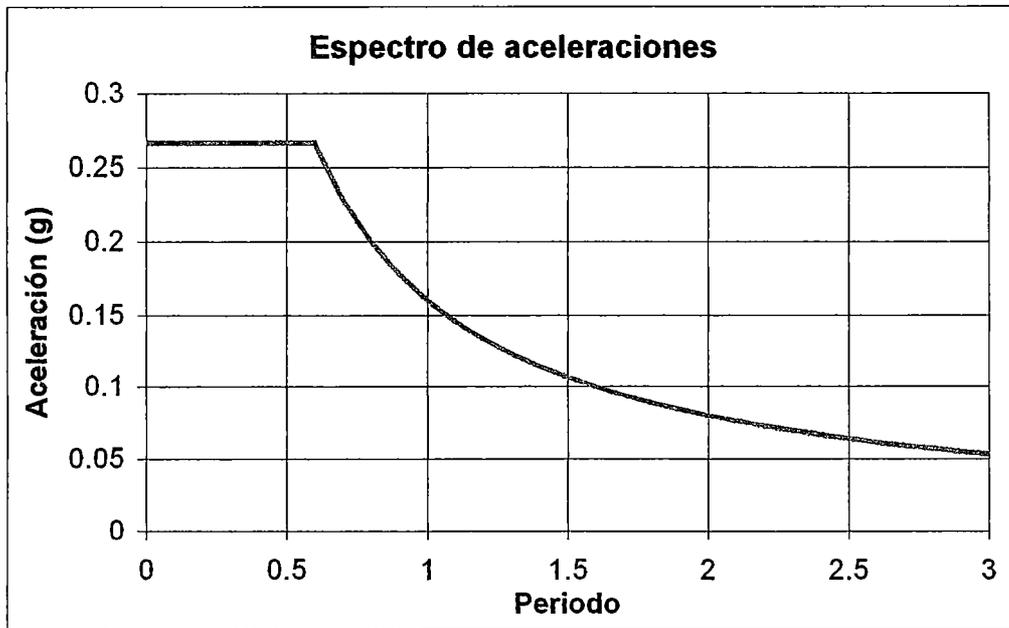


Gráfico 5.4 Espectro de aceleraciones, Norma Sismorresistente 2003

Este es el gráfico de espectro de demanda de la norma sismorresistente peruana, para valores de desempeño en corte, puesto que para valores de desempeño en desplazamiento, la curva es la siguiente:

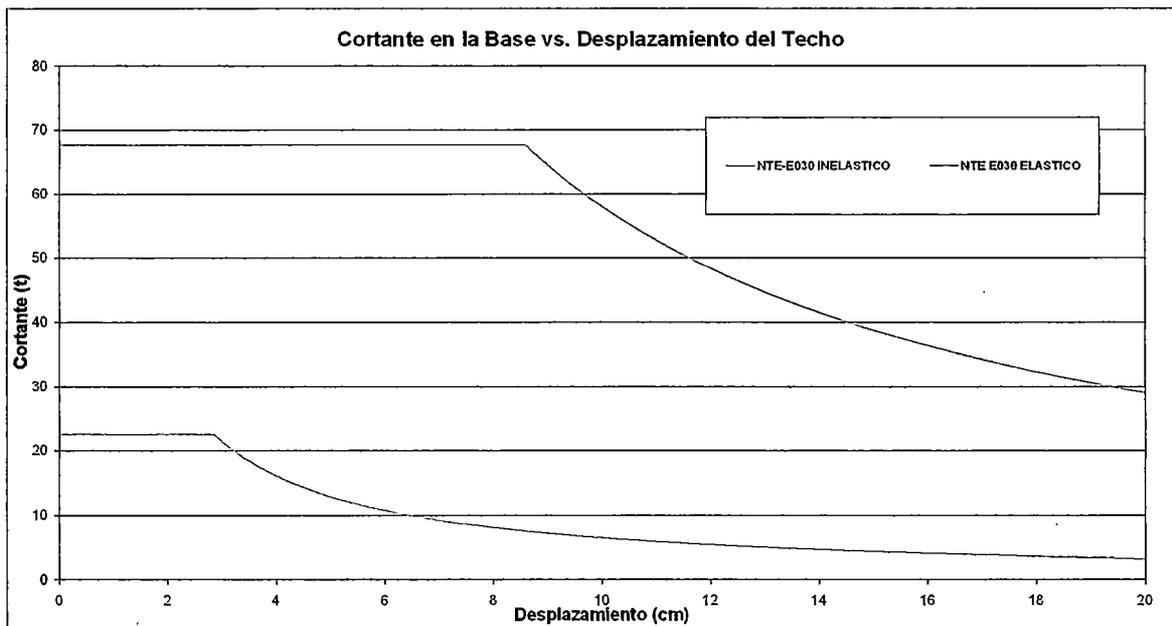
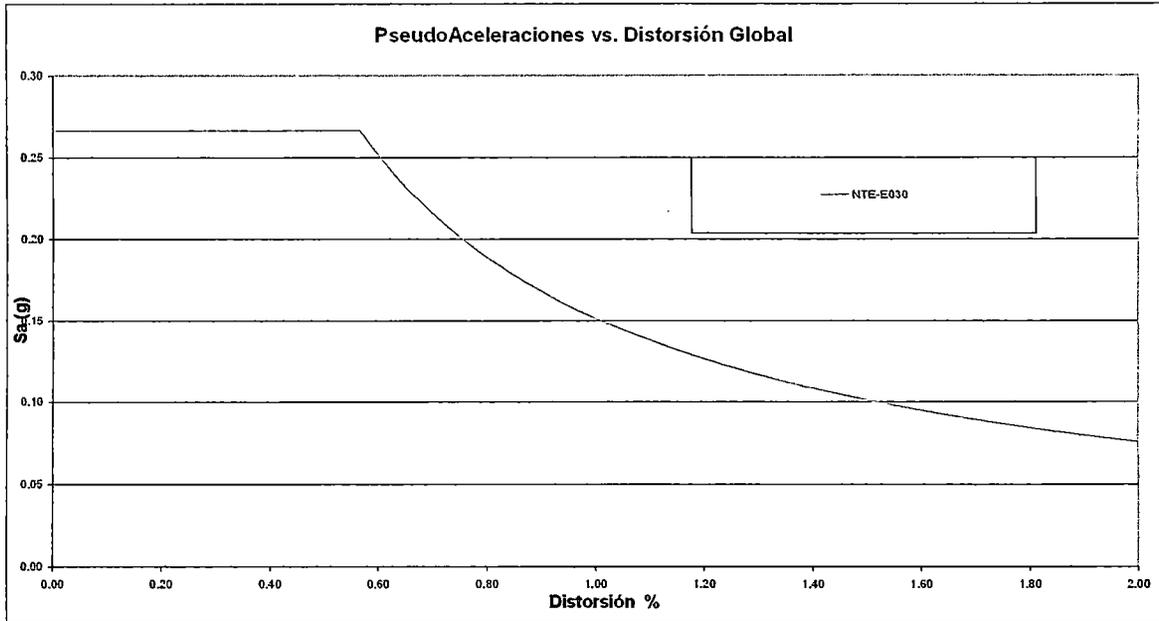
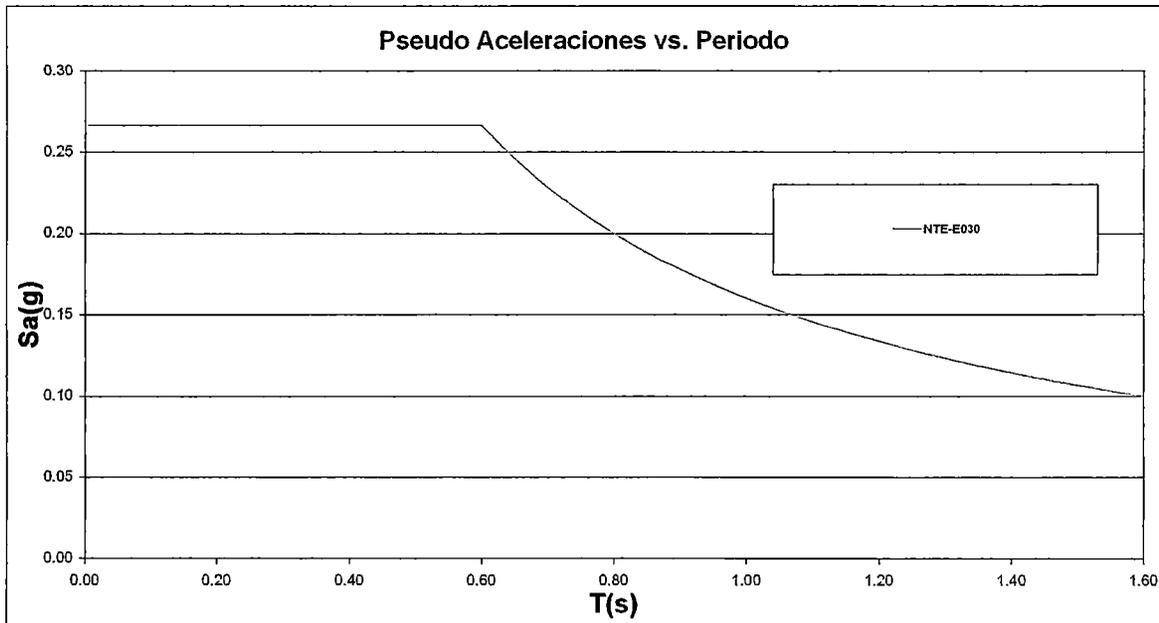


Gráfico 5.5 Espectro de Demanda Corte vs. Desp Techo NTE-E030

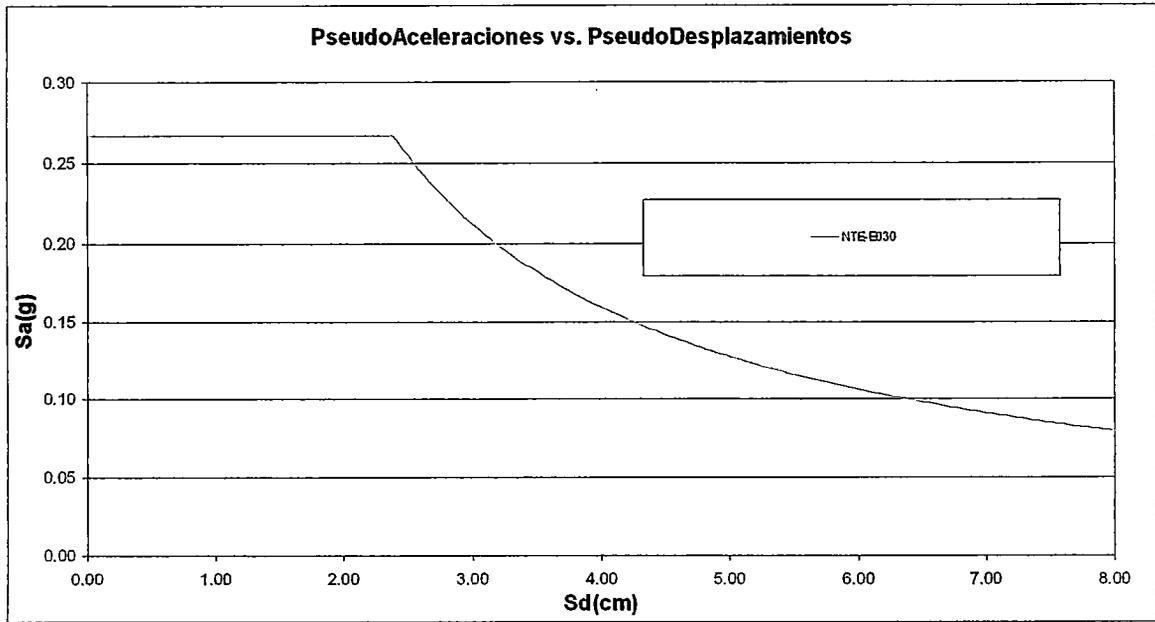
El espectro inelástico es el espectro para desempeños de desplazamientos, puesto que, para verificar desplazamientos de una estructura con el espectro de demanda elástica de la NTE-E030 se multiplica por $0.75R$, para tener el espectro inelástico.



**Gráfico 5.6 Espectro de Demanda Pseudo Aceleración vs. Distorsión Global en %
NTE-E030**



**Gráfico 5.7 Espectro de Demanda Pseudo Aceleración vs. Periodo
NTE-E030**



**Gráfico 5.8 Espectro de Demanda Pseudo Aceleración vs. PseudoDesplazamiento
NTE-E030**

En las gráficas 5.5, 5.6, 5.7 y 5.8 muestran las curvas de demanda para diferentes tipos de requerimientos y desempeños.

4. Curvas para Niveles de Demanda de los Espectros Servicio, Diseño y Ultimo según los registros acelerográficos de la Norma Sismorresistente NTE-E030

4.1 Catálogo de Sismos Peruanos

Para la confección del espectro de diseño de la norma sismorresistente peruana, se tenían el siguiente catálogo de sismos peruanos:

CATALOGO DE SISMOS PERUANOS							
COD	FECHA	DENOMINACION	COMPONENTE	DATA	PGA	PGV	PGD
7031	31-Ene-51	1639 GCT	VERTICAL	1479	18.66	-0.54	-0.29
7032	31-Ene-51	1639 GCT-N82W	HORIZONTAL	1478	-60.44	-1.65	-0.31
7033	31-Ene-51	1639 GCT-NO8W	HORIZONTAL	1480	45.70	0.92	0.15
7034	17-Oct-66		VERTICAL	3284	94.25	10.61	13.50
7035	17-Oct-66	N82W	HORIZONTAL	3283	-180.59	13.23	7.35
7036	17-Oct-66	NO8E	HORIZONTAL	3282	-269.34	-21.60	-16.60
7037	31-May-70		VERTICAL	2252	73.52	4.51	1.48
7038	31-May-70		HORIZONTAL	2259	-104.82	4.71	1.55
7039	31-May-70		HORIZONTAL	2259	-97.75	6.98	2.64
7040	29-Nov-71		VERTICAL	2004	23.00	1.17	0.56
7041	29-Nov-71	N82W	HORIZONTAL	2010	53.55	4.08	1.74
7042	29-Nov-71	NO8E	HORIZONTAL	2010	86.54	-4.22	-1.25
7043	5-Ene-74		VERTICAL	1805	-30.32	-2.04	0.66
7044	5-Ene-74	N82W	HORIZONTAL	1804	66.76	4.03	0.59
7045	5-Ene-74	NO8E	HORIZONTAL	1804	-72.28	-2.15	-0.45
7046	5-Ene-74	ZARATE L	HORIZONTAL	1641	-139.59	3.23	1.30
7047	5-Ene-74	ZARATE V	VERTICAL	1641	-77.10	-2.27	0.76
7048	5-Ene-74	ZARATE V	HORIZONTAL	1642	-156.18	4.40	1.08
7049	3-Oct-74	1421 GCT	VERTICAL	4899	99.75	-7.03	-5.81
7050	3-Oct-74	1421 GCT NO8E	HORIZONTAL	4899	178.95	10.30	-5.34
7051	3-Oct-74	1421 GCT N82W	HORIZONTAL	4899	-192.49	14.48	6.41
7052	3-Oct-74	1421 GCT N82W Huaco	HORIZONTAL	4879	192.35	-20.48	7.93
7053	3-Oct-74	1421 GCT Huaco	VERTICAL	4879	-126.32	12.00	-4.61
7054	3-Oct-74	1421 GCT Huaco	HORIZONTAL	4879	-207.12	16.94	8.03
7055	9-Nov-74		VERTICAL	2390	-28.00	-3.24	-1.79
7056	9-Nov-74		HORIZONTAL	2392	46.21	-3.60	1.80
7057	9-Nov-74		HORIZONTAL	2391	-69.21	-4.91	-1.81
7058	9-Nov-74	LA MOLINA	HORIZONTAL	1972	-116.78	-7.89	2.43
7059	9-Nov-74	LA MOLINA	VERTICAL	1972	-41.26	5.33	2.59
7060	9-Nov-74	LA MOLINA	HORIZONTAL	1971	-93.71	-5.35	1.28
PGA: Pick Ground Aceleration (Pico Máximo de Aceleración)cm/seg ²							
PGV: Pick Ground Velocity (Pico Máximo de Velocidad) cm/seg							
PGD: Pick Ground Displazament (Pico Máximo de Desplazamiento) cm							

Tabla 5.3 Catalogo de Sismos Peruanos

Se tiene también varios registros de otros lugares y eventos sísmicos, como el sismo de Nazca en 1996 y el sismo de ATICO que afectó varios departamentos del Sur del Perú (AREQUIPA-Moquegua-Tacna) en 2001.

De los registros mostrados en la Tabla 3, de los cuales, se tomaron los registros que contenían mayor contenido de frecuencia, estos fueron usados para la preparación de la Norma peruana Sismorresistente.

COD	FECHA	DENOMINACION	COMPONENTE	DATA	PGA	PGA (g)	M	T
7035	17-Oct-66	N82W	HORIZONTAL	3283	-180.59	0.18	7.5	16.50
7036	17-Oct-66	NO8E	HORIZONTAL	3282	-269.34	0.27	7.5	13.70
7038	31-May-70		HORIZONTAL	2259	-104.82	0.11	7.7	30.98
7039	31-May-70		HORIZONTAL	2259	-97.75	0.10	7.7	29.24
7050	03-Oct-74	1421 GCT NO8E	HORIZONTAL	4899	178.95	0.18	7.5	48.48
7051	03-Oct-74	1421 GCT N82W	HORIZONTAL	4899	-192.49	0.20	7.5	47.66

Tabla 5.4 Catalogo de Sismos Peruanos de la Norma NTE-E030

4.2 Peligro Sísmico

Es el proceso de apreciación en la estimación de la posibilidad de que ciertas variables de desempeño en un cierto sitio de interés, dentro de un cierto intervalo de tiempo, por causas atribuibles a eventos sísmicos excedan de ciertos niveles de referencia críticos que han sido pre establecido. Para el presente caso, la probabilidad de que un parámetro elegido para medir el movimiento del suelo, supere un nivel dado a lo largo del tiempo que se considera de interés

Los métodos utilizados para evaluar la sismicidad sísmica pueden ser deterministas y probabilistas. Ambos consideran la sismicidad como un fenómeno estacionario, y suponen que los sismos que ocurrirán en el futuro serán de las mismas características que los sucedidos en el pasado. Como esta hipótesis no refleja bien la realidad física, también se han considerado modelos no estacionarios que tienen en cuenta la diferente probabilidad de ocurrencia de los sismos antes y después de un terremoto de notable magnitud (Campos-Costa y DUFU-TE, 1992).

Dentro de la teoría del peligro sísmico se tienen dos casos:

- Peligro Determinístico
- Peligro Probabilístico

4.2.1 PELIGRO DETERMINISTICO

Los métodos deterministas (peligro determinístico) analizan la sismicidad propia de cada zona sismogénica que afecta al lugar cuya peligrosidad se estudia, con objeto de estimar el máximo sismo potencial o que razonablemente se puede esperar en cada una de ellas. Este es el único terremoto considerado en el análisis y se acepta que volverá a repetirse en el futuro. Por ello mide la contribución de la zona al peligro sísmico en el emplazamiento. Para estimar su tamaño; normalmente se consideran datos de paleosismicidad; sismicidad histórica (dada sólo e por documentos y referencias, y evaluada únicamente por la intensidad) y de sismicidad instrumental (que incluye registros y puede ser medida también con escalas de magnitud). Con objeto de hacer más segura la estimación, muchas veces la magnitud y la intensidad obtenidas se aumentan en medio grado y un grado, respectivamente. Este máximo terremoto potencial, o razonablemente esperable, se sitúa en el lugar de cada zona sismogénica más próximo e al emplazamiento, punto al que, mediante una ley de atenuación, se traslada el parámetro (velocidad, aceleración, etc.) que expresa el efecto del terremoto. La peligrosidad final se toma como el máximo de las acciones correspondientes a todas las zonas sismogénicas. Si éstas no han sido definidas, el proceso se realiza considerando directamente los efectos de cada terremoto de la región que rodea al emplazamiento

Como puede entenderse fácilmente, la hipótesis de partida del peligro determinista es muy discutible ya que es difícil estimar el máximo terremoto potencial y además éste puede no volver a repetirse con las mismas características. De hecho, la práctica señala la ocurrencia en muchas zonas de sismos mayores que los comprendidos en el catálogo sísmico utilizado ya que éstos catálogos son, a menudo, incompletos. Estos problemas, unidos a que el resultado de los métodos deterministas sólo informa sobre el valor máximo del parámetro elegido, hacen que sean poco utilizados en la actualidad. Se procede a un análisis estadístico para obtener un Espectro de Diseño del parámetro designado.

4.2.2 PELIGRO PROBABILISTICO

Los métodos probabilistas parten del conocimiento de la sismicidad pasada para deducir las leyes estadísticas que regirán la actividad sísmica futura. Con ello se estima la probabilidad de que los distintos niveles de movimiento del suelo sean superados en un plazo dado. En este caso, una vez determinadas las zonas sismogénicas, la sismicidad de cada una de ellas se expresa, como una ley de recurrencia de la forma Gutenberg-Richter. Así cada zona queda caracterizada por los parámetros. a , b y las magnitudes máxima y mínima que acotan la línea de ajuste. Igual que en los estudios deterministas, una ley de atenuación adecuada traslada la influencia de cada zona. al punto de análisis y la peligrosidad- se evalúa sumando la influencia de todas las fuentes consideradas. Esto proporciona una cura de probabilidad anual de superación de diferentes valores del parámetro elegido. A partir de ella se obtiene la probabilidad correspondiente al tiempo de vida útil de la estructura. El inverso de la probabilidad anual de excedencia se llama periodo de retorno é indica el número de año, en el que,- se espera, con una probabilidad de aproximadamente el 63%, la superación del nivel elegido. Se procede a un Análisis Probabilística para obtener un Espectro de Diseño de Peligro Uniforme o una Curva de Peligro Sísmico.

Para el alcance de investigación de la presente tesis, para el cálculo de los espectros de demanda se procedió a trabajar solo a **nivel de Peligro Determinístico**.

Como se indicó anteriormente, teniendo los registros acelerográficos de la norma NTE-E030, se escala aritméticamente tal que su PGA sea la aceleración del nivel de demanda.

Se tienen el registro escalado, se calcula el espectro de respuesta, en la gráfica 5.9 se observa el espectro de respuesta a nivel de S_a vs. Periodo, del registro escalado y sin escalar(directo)

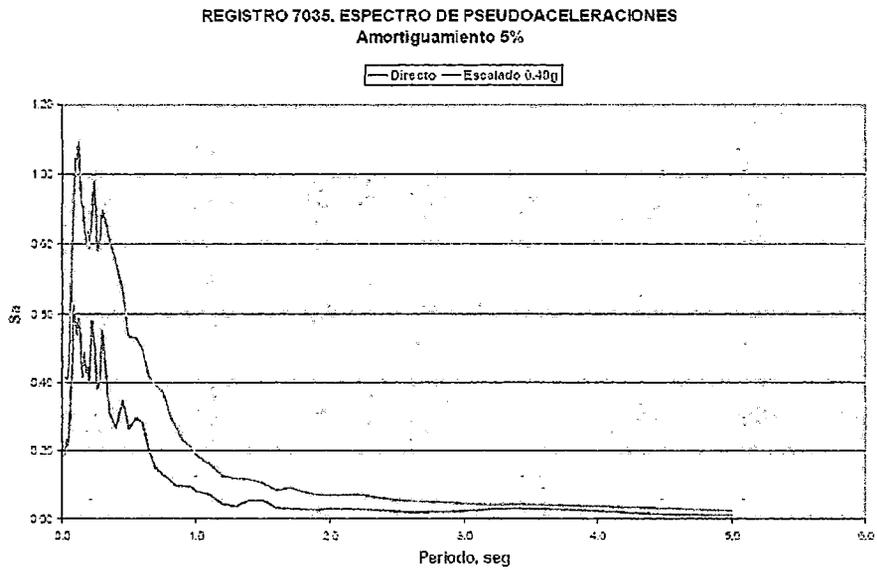


Gráfico 5.9 . Espectro de respuestas del registro 7035 (Oct.1966) escalado a 0.4g y sin escalar

De esta forma, se escalan los registros acelerográficos a un nivel de peligro y demanda dado, para después obtener una media logarítmica de sus espectros de respuesta (exponencial del promedio logarítmico de los valores de los Sa en cada valor de periodo) , como lo muestra la curva roja en el gráfico 5.10

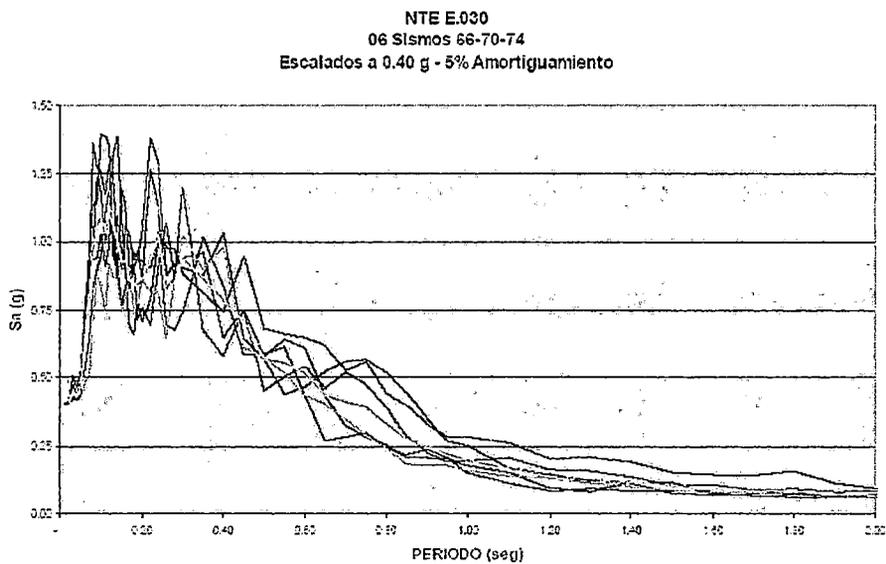


Gráfico 5.10 . Espectros de Respuesta de Sa de los registros acelerográficos del NTE-E030(1966,1970 y 1974) escalados a 0.4g a 5% de amortiguamiento

Teniendo estos resultados promedios, se puede también calcular espectro de respuesta con una desviación estándar σ (percentil 84%) o 2σ (percentil 95%), obsérvese que el espectro de la NTE-E030 en sus factores ZC envuelve el espectro de la media, siendo en su definición que envuelve los espectros de respuesta de los registros sísmicos, en este caso, su promedio.

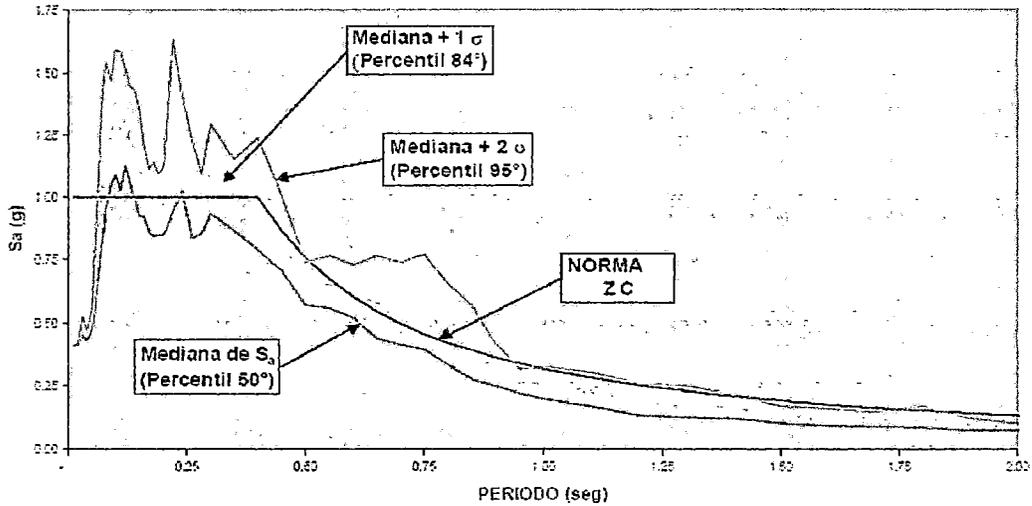
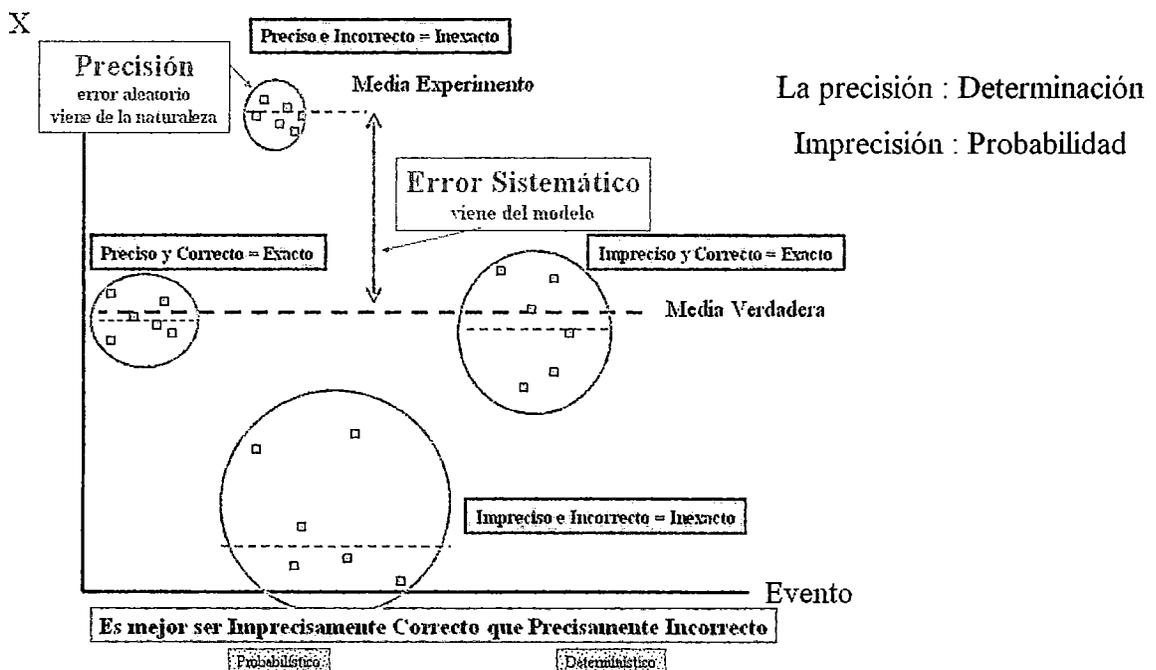


Gráfico 5.11 . Medias y medias con diferentes percentiles de los Espectros de Respuesta de S_a de los registros acelerográficos del NTE-E030(1966,1970 y 1974)

Dentro de la teoría de estadísticas y probabilidades, aplicado a la teoría peligro sísmico (Ref.9 y Ref 21) desarrollado inicialmente por Dr.Cornel en 1966, Es mejor tener el desempeño estructural con el peligro sísmico probabilística.



4.3 Cálculo de los espectros de demanda

Para el ATC-40 y el SEAOC, se define los niveles de demanda sísmica como las siguientes(Ref.18, Ref. 19) (desarrollado mas detenidamente en el Capitulo VI)

También se realizaron investigaciones con espectros de respuesta inelásticos (Ref.20) con diferentes periodos de retorno, donde se contempla los siguientes niveles de demanda.

Sismo de Servicio: 50% de Probabilidad de ser Excedido en 50 años 50% en 50 años es sismo de $T_r=$ 73 años
Sismo de Diseño: 10% de Probabilidad de ser Excedido en 50 años 10% en 50 años es sismo de $T_r=$ 475 años
Sismo Maximo: 5% de Probabilidad de ser Excedido en 50 años 5% en 50 años es sismo de $T_r=$ 975 años
Sismo Maximo Considerable: 2% de Probabilidad de ser Excedido en 50 años 2% en 50 años es sismo de $T_r=$ 2474 años

Tabla 5.5. Niveles de demanda sísmica

En el diseño de Sistemas en Ingeniería Civil, uno hace frente a la ocurrencia de eventos raros, tal como lo sismos; es necesario pues considerar los riesgos inherentes en una particular selección de su capacidad de diseño.

Periodo de Retorno (TR) , es el promedio del número de intentos (usualmente años) hasta la ocurrencia del primer evento con magnitud mayor que la de diseño.

Esto no significa que el evento ocurra exactamente cada TR años, pero si consideramos un intervalo lo suficientemente grande, en promedio ocurrirá con esa frecuencia.

La probabilidad de que sea excedido en mas de una ocasión es de 63%, mientras que la probabilidad de que ocurra por lo menos una vez, en el intervalo estimado, es de 37%.

La capacidad se puede definir sea con un Periodo de Retorno, mediante una función acumulativa de probabilidad (Confiabilidad) o mediante una función de excedencia (Peligro).

Un evento mayor puede ocurrir en cualquier momento y eso no implica que no pueda repetirse en cualquier instante.

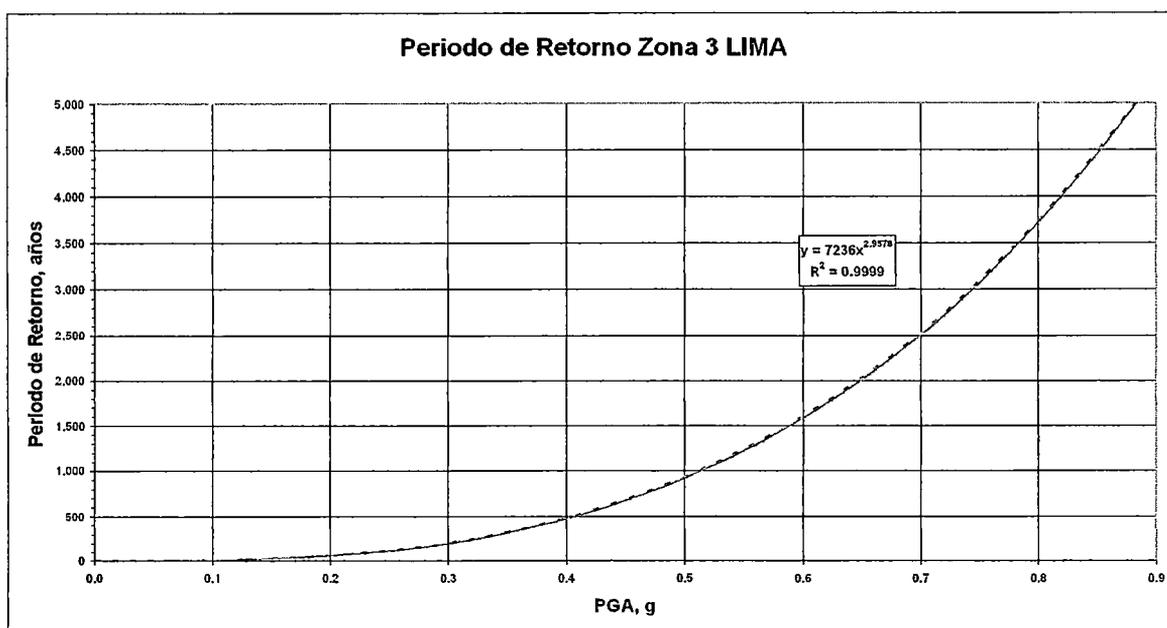


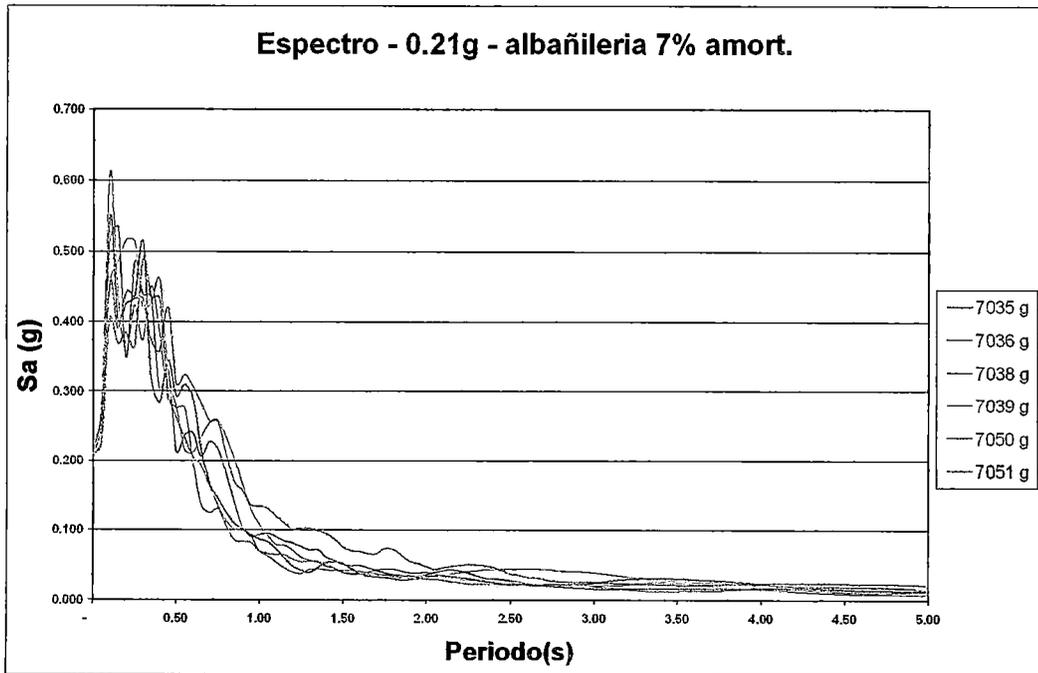
Gráfico 5.12 . Periodo de Retorno vs. PGA para tener el nivel de aceleración para nivel de demanda sísmica

Es entonces donde se tiene:

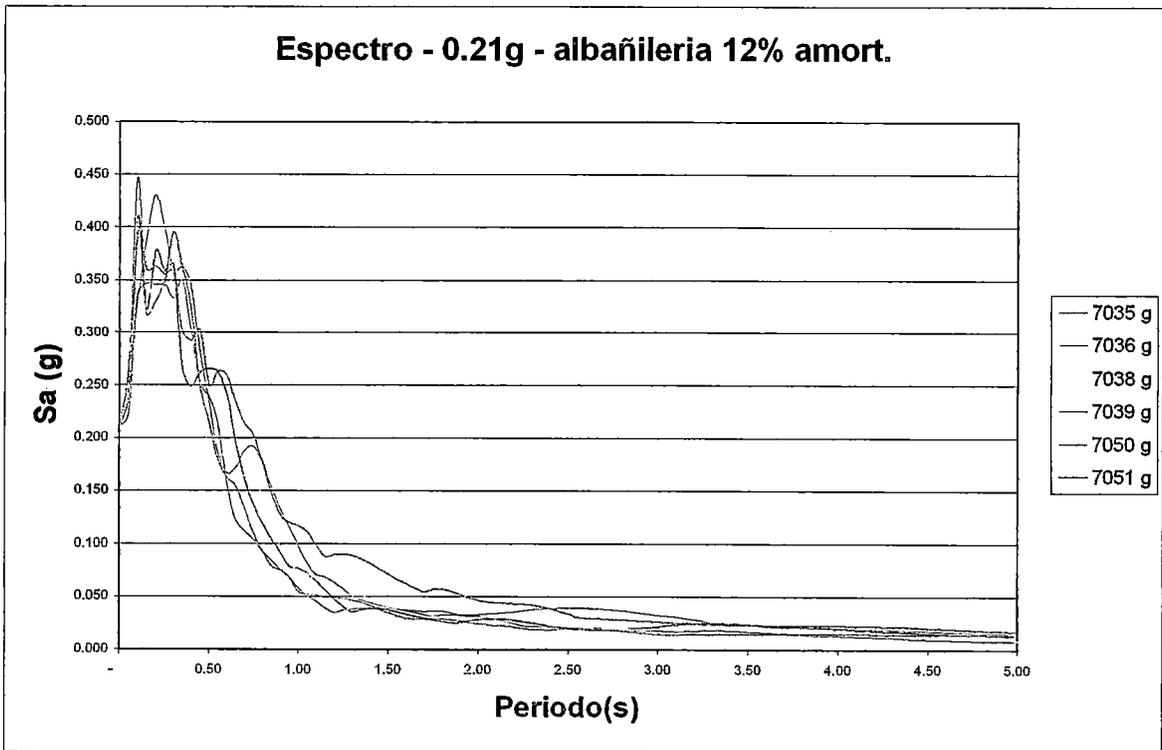
Z=0.21, Seria para Sismo de Servicio en Norma 030
 Z=0.40, Seria para Sismo de Diseño en Norma 030
 Z=0.51, Seria para Sismo Maximo en Norma 030
 Z=0.70, Seria para Sismo Maximo Considerable en Norma 030

Con estas consideraciones, y teniendo el amortiguamiento elástico e inelástico de la albañilería (Tabla1), se preparó los espectros de respuesta medio de los registros de la NTE-E030.

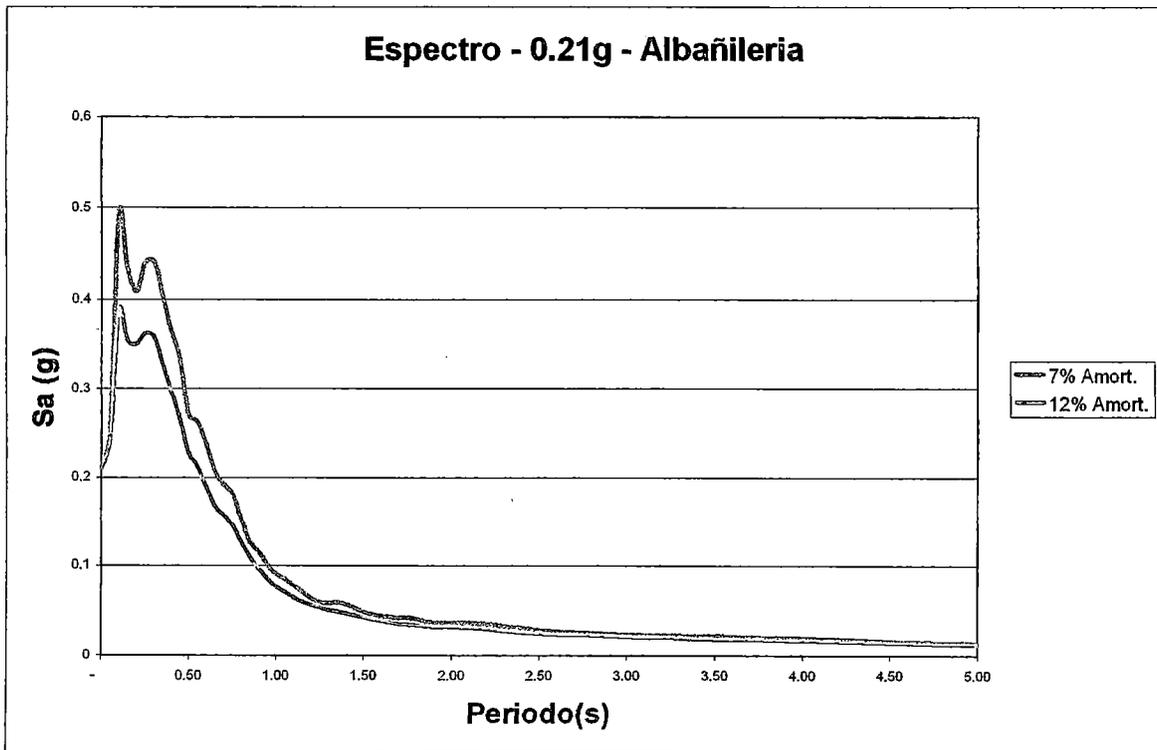
Espectro de Servicio : PGA 0.21g



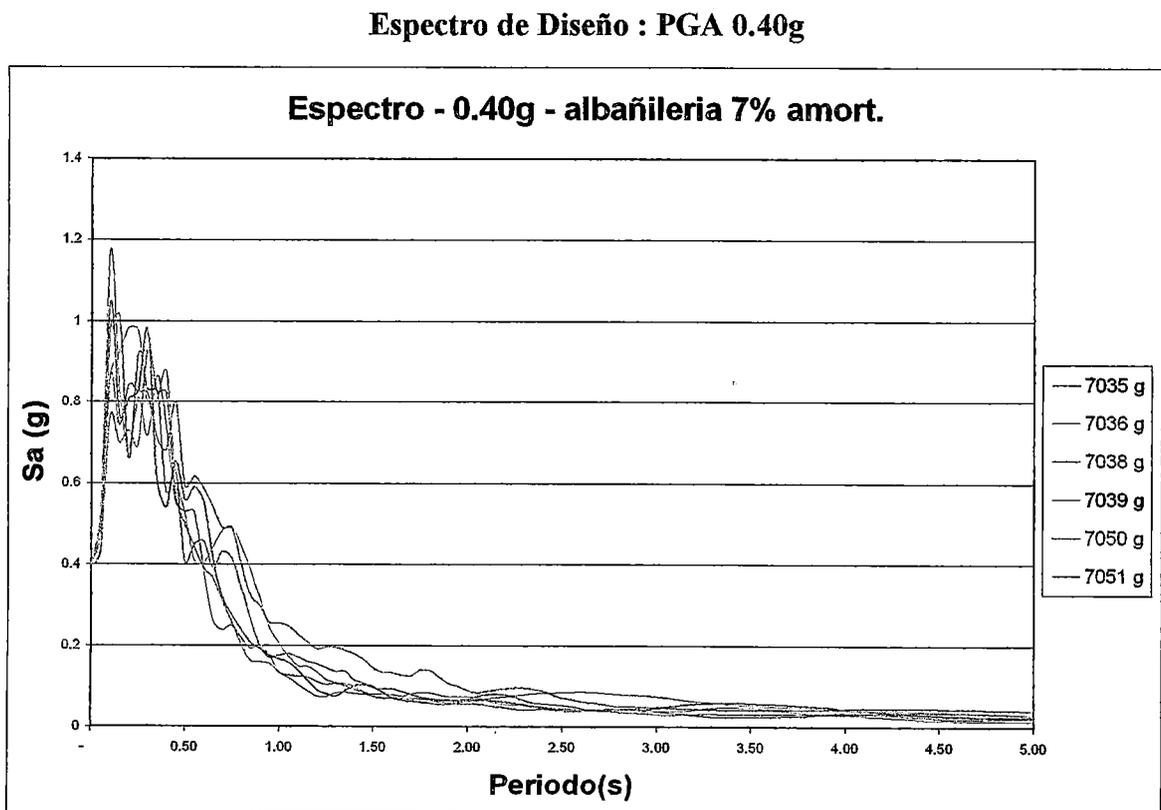
Gráfica 5.13 Espectros de Respuesta PGA:0.21g (amort.7%elástico)



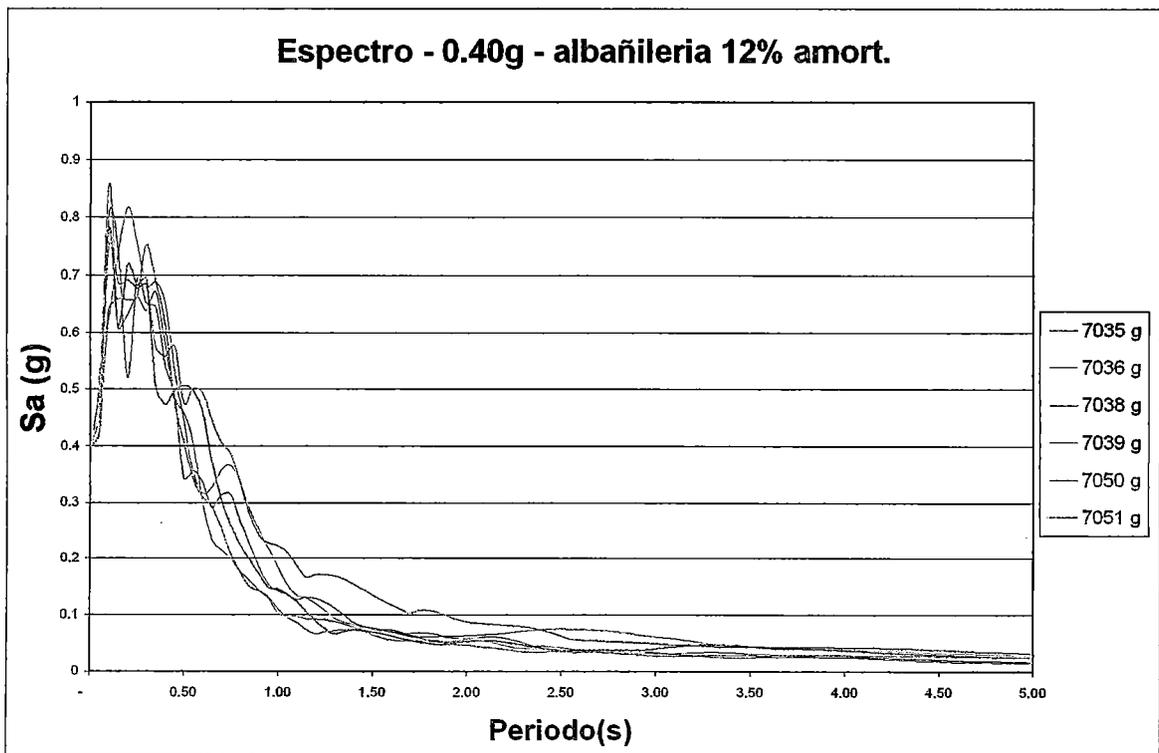
Gráfica 5.14 Espectros de Respuesta PGA:0.21g (amort.12% inelástico)



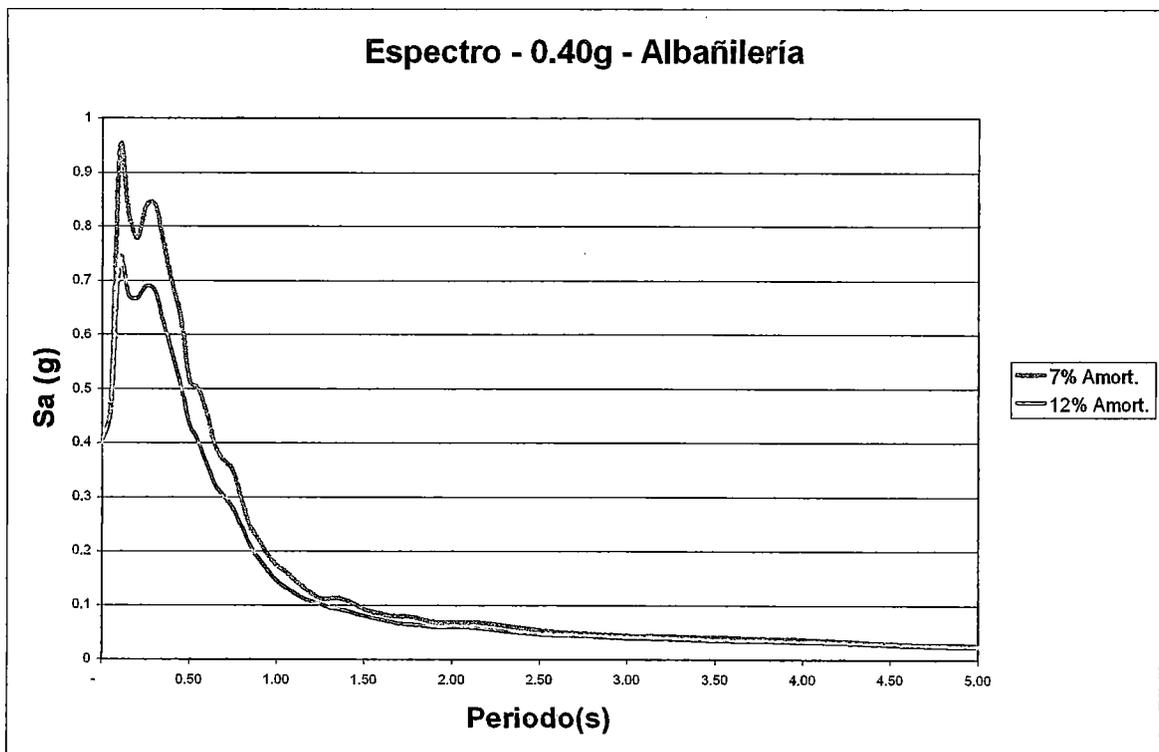
Gráfica 5.15 Media Logarítmica Espectros de Demanda : Servicio



Gráfica 5.16 Espectros de Respuesta PGA:040g (amort.7%elástico)

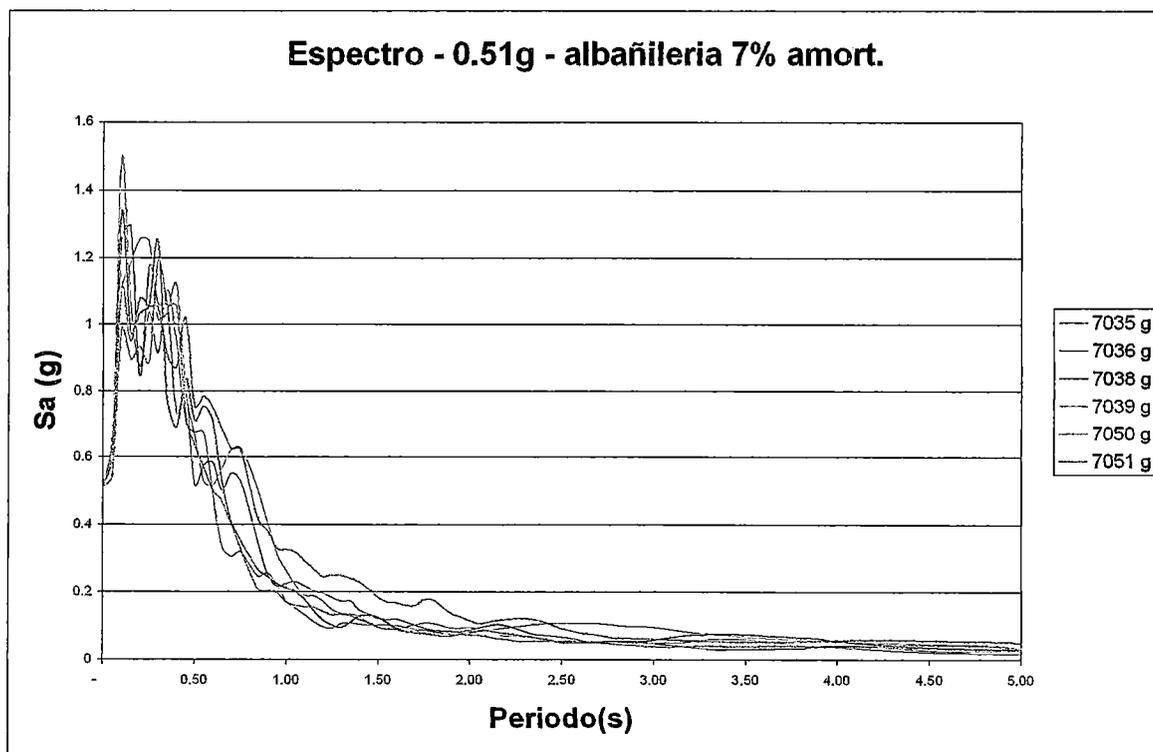


Gráfica 5.17 Espectros de Respuesta PGA:0.40g (amort.12%inelástico)

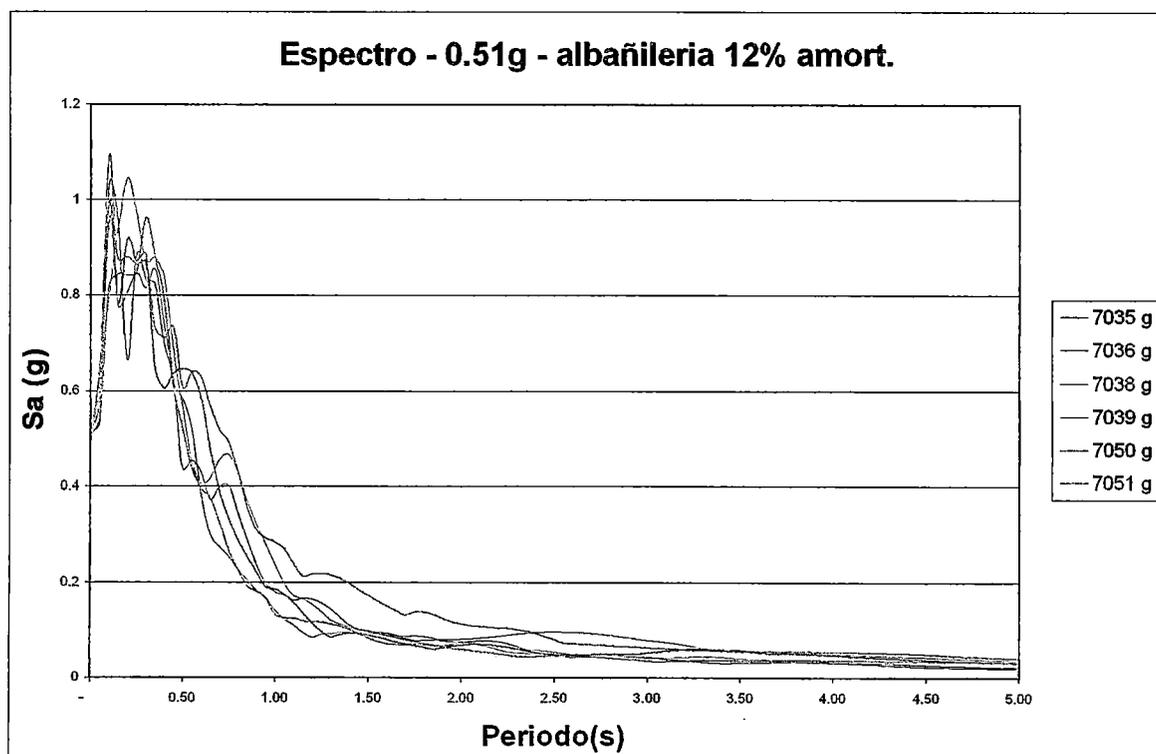


Gráfica 5.18 Media Logarítmica Espectros de Demanda : Diseño

Espectro de Ultimo : PGA 0.51g



Gráfica 5.19 Espectros de Respuesta PGA:0.51g (amort.7%elástico)



Gráfica 5.20 Espectros de Respuesta PGA:0.51g (amort.12%inelástico)

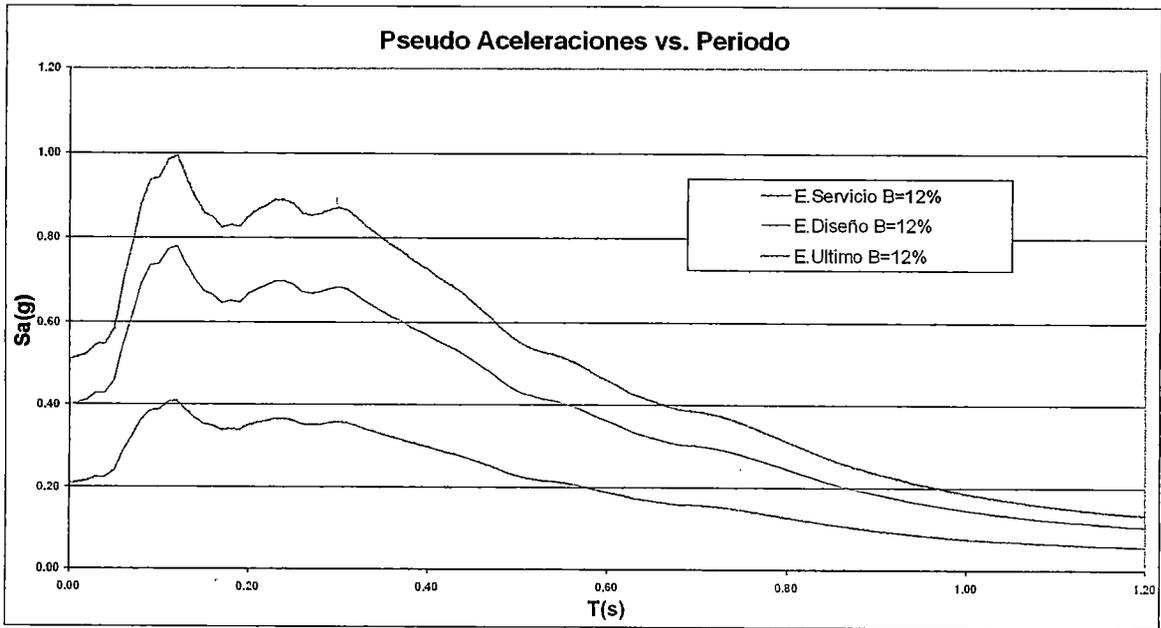


Gráfico 5.28 Espectro de los diferentes niveles Demanda: Sa vs. Periodo para amortiguamiento inelástico(después de la cedencia)

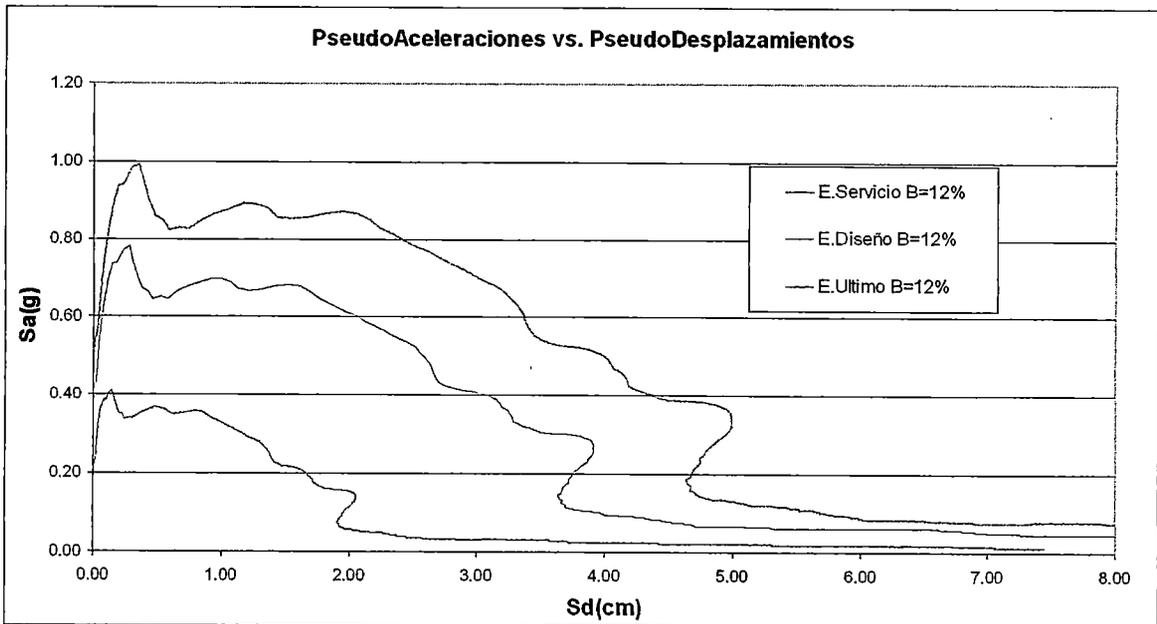


Gráfico 5.29 Espectro de los diferentes niveles Demanda: Sa vs. Sd para amortiguamiento inelástico(después de la cedencia)

CAPÍTULO VI

DETERMINACION DEL NIVEL DE DESEMPEÑO

1. Introducción

La experiencia de sismos recientes ha puesto en evidencia una importante limitación del enfoque implícito en los códigos de diseño sísmico hasta ahora empleados; el desempeño de una edificación durante un sismo no está dado de manera explícita en estos códigos y los enfoques empleados no conducen a un eficiente control de los daños ni a una plena satisfacción de la filosofía de diseño sismorresistente (Bertero, 1992). De hecho, la mayoría de las metodologías de evaluación y previsiones para el diseño sísmico, sólo consideran un nivel de movimiento del terreno para el cual, la edificación no debería colapsar.

Estas previsiones raramente reconocen que pueden ocurrir daños sustanciales y grandes pérdidas asociados a sismos de naturaleza más frecuente. En tal sentido, es importante reconocer que la seguridad ante el colapso debido a grandes sismos no implica necesariamente un comportamiento aceptable de la edificación durante sismos de pequeña o moderada intensidad, por lo que se requiere definir múltiples niveles de desempeño como una estrategia para disponer de nuevas alternativas aceptables de evaluación.

En este sentido, se han impulsado una serie de propuestas para la evaluación y diseño de edificaciones basadas en los conceptos de *desempeño sísmico*, donde la aceptación de los diferentes niveles de daños se determina basado en la frecuencia con los cuales estos daños ocurren y en las consecuencias que tienen sobre los usuarios y la comunidad. Dentro de esta concepción, identificada o definida como un *diseño basado en el desempeño sísmico*, se engloban aquellas metodologías según las cuales los criterios estructurales se expresan en términos de determinados niveles de desempeño esperados.

Entre las principales propuestas que impulsan el desarrollo de estos conceptos destacan las recomendaciones SEAOC, 1995 y las propuestas del ATC-40 (1996). Aunque ambas propuestas difieren en detalles, se fundamentan en los mismos conceptos desarrollados a continuación.

El presente capítulo desarrolla los conceptos asociados al desempeño sísmico de las edificaciones según las propuestas del comité SEAOC, 1995 y del ATC-40 (1996). El objetivo principal de este capítulo determinar el nivel de desempeño de la vivienda y tener conceptos que permitan la toma de decisiones respecto de su comportamiento esperado durante un sismo, fundamentada en los conceptos de desempeño sísmico.

2. DISEÑO BASADO EN EL DESEMPEÑO SÍSMICO

De manera general, el *diseño basado en el desempeño sísmico* consiste en la selección de apropiados esquemas de evaluación que permitan el dimensionado y detallado de los componentes estructurales, no estructurales y del contenido, de manera que para un nivel de movimiento especificado y con diferentes niveles de confiabilidad, la estructura no debería ser dañada más allá de ciertos estados límites (Bertero, en SEAOC, 1995). Tiene por objeto el desarrollo de métodos que permitan concebir, diseñar, construir y mantener edificaciones que sean capaces de exhibir un desempeño predecible, cuando son afectadas por sismos. El desempeño se cuantifica en términos de la cantidad de daño sufrido por un edificio afectado por un movimiento sísmico y el impacto que tienen estos daños en las actividades posteriores al evento sísmico. Este concepto no es sólo aplicable a edificios, sino que puede ser extendido a todo tipo de estructuras e incluso a sus componentes no estructurales. (Hamburger, 1997; Porter et al., 1993).

La definición del comportamiento esperado de una edificación durante movimientos sísmicos de diferentes intensidades debe ser establecida de manera cualitativa, en una primera *fase conceptual*, antes de emprender las sucesivas fases del proceso, entre las que destacan la *fase numérica*, orientadas al diseño propiamente dicho, y finalmente la *fase de implementación*, donde la calidad del diseño debe ser garantizado por un adecuado control de calidad durante la ejecución y mantenimiento de las obras (Teran, 1997).

3. Desempeño esperado de la edificación

El *desempeño esperado de la edificación* describe un comportamiento sísmico que pueden considerarse satisfactorio para una edificación sometida a movimientos sísmicos de diferentes intensidades (ATC-40, 1996). Es una expresión del comportamiento deseado o del desempeño objetivo que debe ser capaz de alcanzar un edificio sujeto a un determinado nivel de movimiento sísmico. Pueden definirse múltiples niveles de desempeño esperado, seleccionando diferentes niveles de desempeño de la edificación para cada uno de los niveles de movimientos especificados. Su selección debe estar basada en las características de ocupación de la edificación, la importancia de la función de sus instalaciones, las consideraciones económicas relacionadas con los costos de reparación de daño y de interrupción de servicios, la importancia de la edificación en el ámbito histórico y cultural (SEAOC, 1995).

El desempeño esperado está íntimamente ligado a la definición de los *niveles de amenaza sísmica* que puede ser expresado en forma probabilística o determinística. En los enfoques probabilistas, especificando un nivel de movimiento asociado con una probabilidad de ocurrencia, mientras que en los enfoques deterministas, en términos del movimiento máximo esperado para un evento, con una magnitud dada y asociado a una fuente específica. Convencionalmente estos movimientos se especifican en términos de parámetros ingenieriles para fines de diseño como por ejemplo, la intensidad macrosísmica, aceleraciones pico, los espectros de respuesta, etc., relacionados con el período medio de retorno o bien, con la probabilidad de excedencia. *El período medio de retorno* es una expresión del período de tiempo medio, en años, entre la ocurrencia de sismos que producen efectos del mismo orden de severidad. *La probabilidad de excedencia* es una representación estadística de la posibilidad que las consecuencias de un sismo excedan un nivel de efectos determinados en un tiempo específico de exposición, en años (SEAOC, 1995). El período medio de retorno y la probabilidad de excedencia pueden relacionarse directamente como;

$$T = \frac{t}{\ln(1 - p)}$$

T ... Período medio de retorno, en años.

p ... Probabilidad de excedencia.

t ... Tiempo de exposición, en años

3.1. SEAOC, 1995

La propuesta SEAOC, 1985 define cuatro niveles de amenaza sísmica. La Tabla 6.1, reproduce los correspondientes cuatro niveles de movimiento sísmico que se designan con los siguientes calificadores;

Sismo de Servicio: 50% de Probabilidad de ser Excedido en 50 años 50% en 50 años es sismo de $T_r =$	73 años
Sismo de Diseño: 10% de Probabilidad de ser Excedido en 50 años 10% en 50 años es sismo de $T_r =$	475 años
Sismo Maximo: 5% de Probabilidad de ser Excedido en 50 años 5% en 50 años es sismo de $T_r =$	975 años
Sismo Maximo Considerable: 2% de Probabilidad de ser Excedido en 50 años 2% en 50 años es sismo de $T_r =$	2474 años

Tabla 6.1 Niveles de movimiento sísmico(SEAOC 1995)

El desempeño esperado de las edificaciones establece los requerimientos mínimos sobre el desempeño sísmico ante los diferentes niveles de amenaza. La Tabla 6.2., reproduce los niveles recomendados de desempeños esperados para edificaciones, conforme a su clasificación de acuerdo al uso y ocupación en instalaciones de seguridad crítica, instalaciones esenciales/riesgosas e instalaciones básicas. (frecuente: nivel de servicio, ocasional: nivel de diseño, Raro: nivel de requerimiento último o máximo, y Muy Raro: Máximo Considerable)

		<i>Nivel de Desempeño Sísmico</i>			
		<i>Totalmente Operacional</i>	<i>Operacional</i>	<i>Seguridad</i>	<i>Colapso</i>
Nivel del Movimiento Sísmico	<i>Frecuente</i> ($T=43$ años)	1	0	0	0
	<i>Ocasional</i> ($T=72$ años)	2	1	0	0
	<i>Raro</i> ($T=475$ años)	3	2	1	0
	<i>Muy Raro</i> ($T=970$ años)	-	3	2	1

Tabla 6.2 Niveles recomendados de desempeño esperados (SEAOC 1995)

3.2. Propuesta del ATC-40

De acuerdo a la propuesta del ATC-40 (1996) se definen tres niveles de amenaza correspondiente a movimientos sísmicos identificados como:

Sismo de Servicio (SS); correspondiente a movimientos de baja a moderada intensidad, de ocurrencia frecuente, generalmente asociados con un 50% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un período medio de retorno de aproximadamente 73 años, de manera que puede llegar a ocurrir varias veces durante la vida útil de una edificación. En base a los resultados de peligrosidad típicos de un emplazamiento determinado, este movimiento representa aproximadamente la mitad del nivel de movimiento asociado al sismo de diseño tradicionalmente especificado en los códigos, por tratarse de sismos más frecuentes y de menor severidad.

Sismo de Diseño (SD); correspondiente a movimientos de moderada a severa intensidad, de ocurrencia poco frecuente, generalmente asociados con un 10% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un período medio de retorno de aproximadamente 475 años. Se corresponde con el nivel de movimiento tradicionalmente especificado por la mayoría de los códigos de diseño para edificaciones convencionales y se espera que ocurra al menos una vez en la vida útil de una edificación.

Sismo Máximo (SM); correspondiente a movimientos de intensidad entre severos o muy severos, de muy rara ocurrencia, generalmente asociados con un 5% de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años, con un período medio de retorno de aproximadamente 975 años. Se corresponde con el nivel de movimiento tradicionalmente especificado por los códigos de diseño para edificaciones esenciales y representa cerca de 1.25 a 1.5 veces el nivel de movimiento asociado al sismo de diseño tradicionalmente especificados en los códigos, de allí que la mayoría asocian esta relación al factor de importancia de las edificaciones esenciales, por tratarse de sismos menos frecuentes de mayor severidad.

El *nivel de desempeño esperado de la edificación*, se establece una vez identificados los límite de daños tolerables en una edificación y los niveles de movimientos del terreno debido a sismos. Para el ATC-40 (1996), la decisión sobre el nivel de desempeño esperado para una edificación depende básicamente de consideraciones funcionales, políticas, económicas (de costos), de preservación.

Existe una amplia variedad de combinaciones, atendiendo a las características particulares de uso, función e importancia de cada edificación. Como muestra de ello, la Tabla 6.3., presenta a título de ejemplo, un nivel dual de desempeño esperado, asociado al llamado criterio de seguridad básica, generalmente empleado en edificaciones convencionales, donde se espera que la edificación presente un nivel de desempeño de seguridad vital (3-C) para un sismo de diseño (SD) y un nivel de desempeño de estabilidad estructural (5-E) para un sismo máximo (SM).

Nivel del movimiento del terreno	Nivel de desempeño de la edificación			
	Operacional	Inmediata Ocupación	Seguridad Vital	Estabilidad Estructural
Servicio (SS)				
Diseño (SD)			X	
Máximo (SM)				X

Tabla 6.3 Niveles de desempeño esperado: criterio de seguridad básica (ATC-40 1996)

4. Estimación de la respuesta sísmica máxima- nivel de desempeño

Superponiendo el espectro de capacidad con el espectro de la demanda sísmica es posible identificar la intersección de las curvas, definiendo así el *punto de desempeño* (A, d), donde se igualan la demanda y la capacidad. Este punto representa la respuesta estructural correspondiente al modo fundamental de vibración en términos de pseudo-aceleración y pseudo-desplazamiento espectral asociado al máximo desplazamiento, que permiten la determinación del desplazamiento Δn y corte basal V_0 ,

Si el desplazamiento Δn está asociado a un nivel de deformaciones que no es compatible con el nivel de amortiguamiento implícito en la reducción de la demanda sísmica supuesta, es necesario repetir el proceso hasta lograr compatibilizar estos parámetros. De manera similar, utilizando los parámetros modales asociados a los modos superiores de vibración puede obtenerse la respuesta estructural para otros modos de vibración.

La Fig. 6.1., describe gráficamente el citado procedimiento. En la misma se observa como el espectro de demanda sísmica inicial debe ser apropiadamente reducido tomando en consideración un factor de amortiguamiento compatible con la capacidad de disipación de

energía del sistema, el cual está asociado con el nivel de deformaciones esperado y determinado por el punto de desempeño sobre el espectro de capacidad. Asociando en el eje de las abscisas los correspondientes valores espectrales de desplazamientos que determinan los diferentes rangos del desempeño estructural, es posible calificar de manera directa el desempeño de la estructura para los diferentes niveles de la amenaza sísmica considerados.

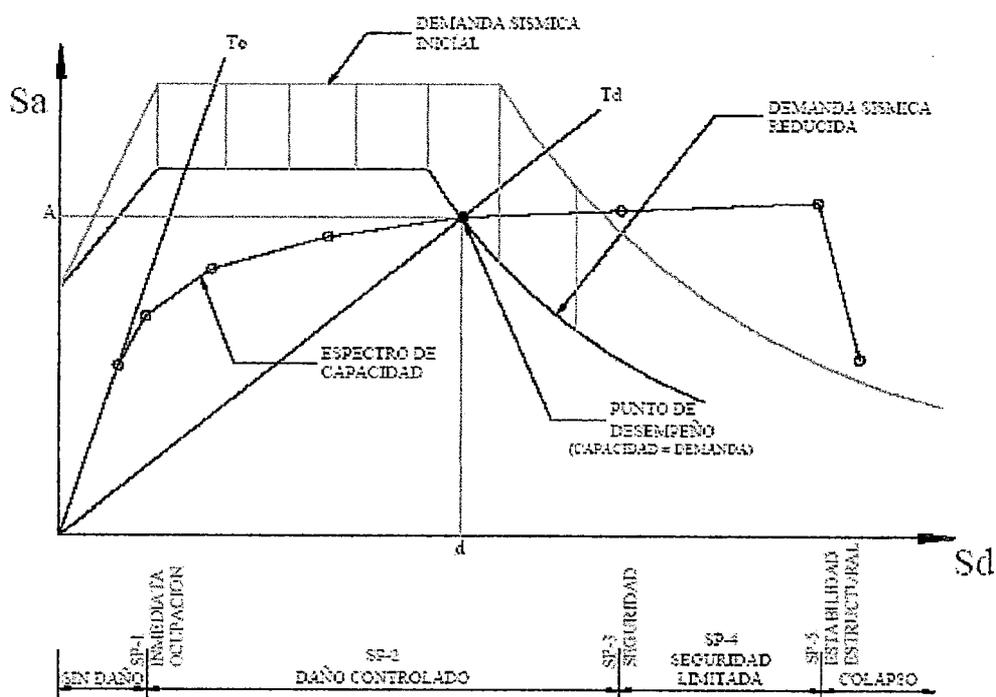


Figura 6.1 Espectro de Capacidad-Demanda (ATC-40 1996)

Así pues, el espectro capacidad-demanda, constituye una herramienta gráfica bastante práctica que permite determinar entre otras cosas;

- La respuesta estructural máxima del sistema.
- Calificar el desempeño sísmico que experimentará la edificación durante un movimiento sísmico específico, lo cual requiere la definición de los rangos de desplazamiento espectral asociado a cada nivel de desempeño estructural.

- La modificación del período de vibración efectivo durante el sismo respecto al obtenido en régimen elástico para bajos niveles de deformación.
- Evaluar la eficiencia de un esquema de intervención estructural propuesto.

Finalmente, es importante destacar que la metodología descrita representa un enfoque aproximado para determinar la respuesta no lineal de una edificación sometida a un movimiento sísmico y que en ningún caso, debe ser considerado como una solución exacta.

Sin embargo, estudios comparativos entre los resultados de un análisis no lineal en el tiempo, con los métodos de análisis estático no lineal simplificado (Tsopelas et al., 1997), demuestran que el método del espectro capacidad-demanda, permite en general obtener buenos estimados de la respuesta estructural en términos del desplazamiento máximo promedio y de la aceleración total, sobre todo si se incorpora apropiadamente la reducción de la demanda sísmica debido a la modificación del amortiguamiento del sistema. En especial, se obtienen resultados satisfactorios para estructuras cuya respuesta sísmica está gobernada por el modo fundamental de vibración.

5. Puntos de Desempeño.

Siguiendo la temática explicada en ítems anteriores, se intersecaron las curvas de demanda con las curvas de capacidad en sus diversas presentaciones, encontrándose los diferentes niveles de desempeño

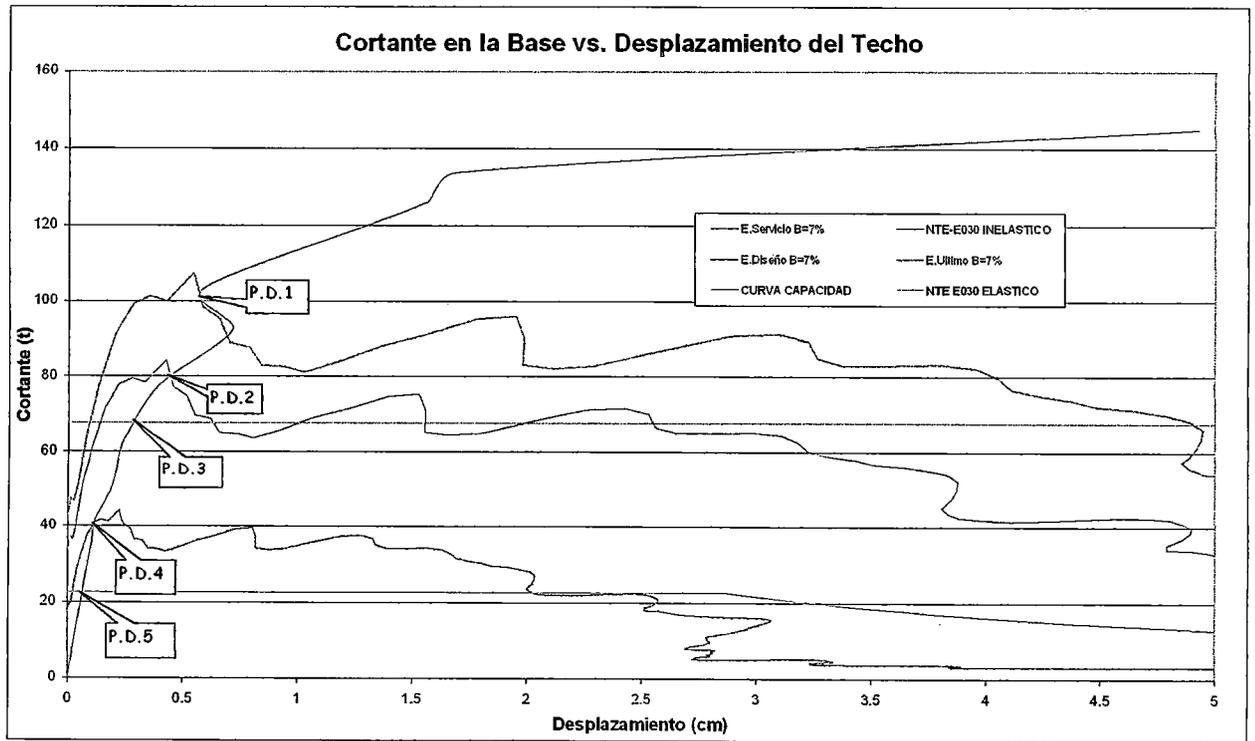


Gráfico 6.1.- Intersección de los Espectros capacidad-demanda: Nivel de desempeño
Corte en la base vs. Desplazamiento en el Techo

<i>Demanda</i>	<i>Desplazamiento (cm)</i>	<i>Corte en la base (t)</i>
P.D.1: Ultimo	0.5800	98.28
P.D.2 : Diseño	0.4600	77.08
P.D.3: NTE-E030 ElásticoDiseño		67.57
P.D.4: Servicio	0.1168	40.86
P.D.5: NTE-E030 Inelástico Diseño	0.0640	

Tabla 6.4 .- Nivel de desempeño para cada nivel de demanda:
Para Corte en la base y Desplazamiento en el Techo

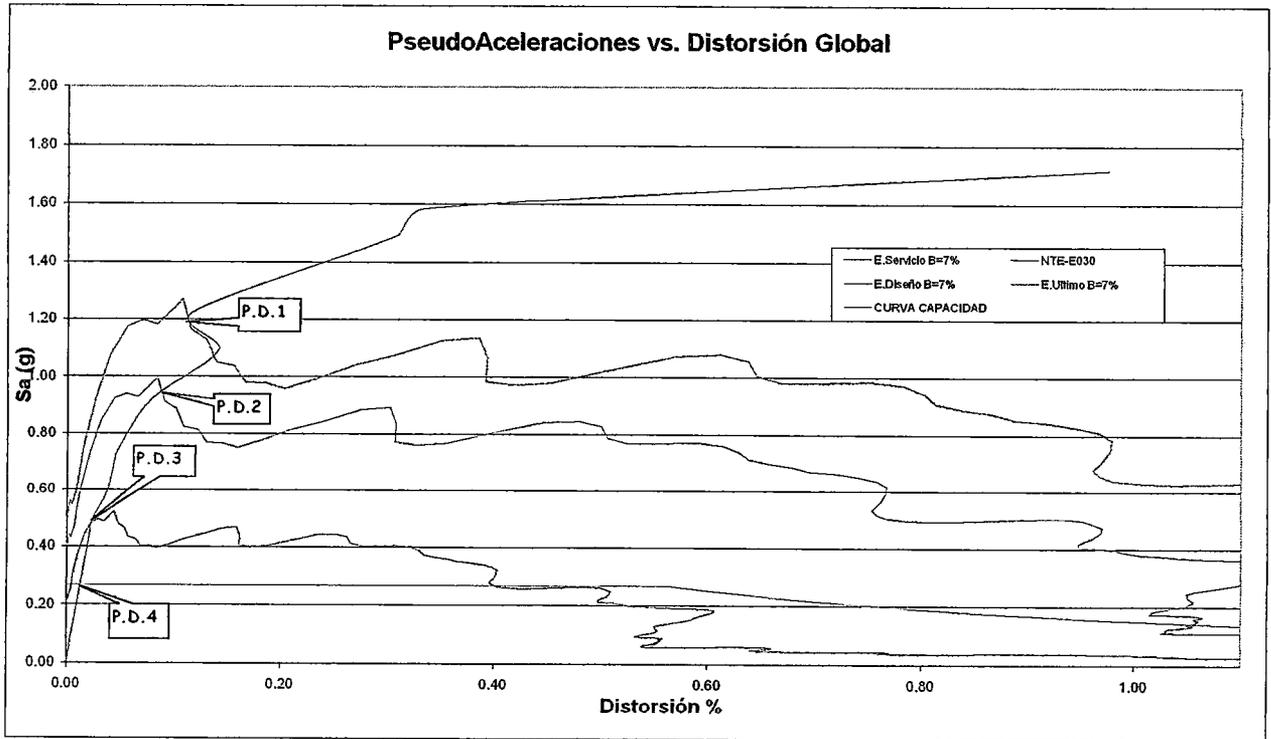


Gráfico 6.2.-Intersección de los Espectros capacidad-demanda: Nivel de desempeño PseudoAceleraciones vs. Distorsión Global

<i>Demanda</i>	<i>Distorsión (%)</i>	<i>PseudoAceleración (g)</i>
P.D.1: Ultimo	0.1160	1.16
P.D.2 : Diseño	0.0911	0.91
P.D.3: Servicio	0.0223	0.48
P.D.4: NTE-E030 Inelástico Diseño	0.0157	0.27

**Tabla 6.5 .- Nivel de desempeño para cada nivel de demanda:
Para PseudoAceleraciones y Distorsión Global**

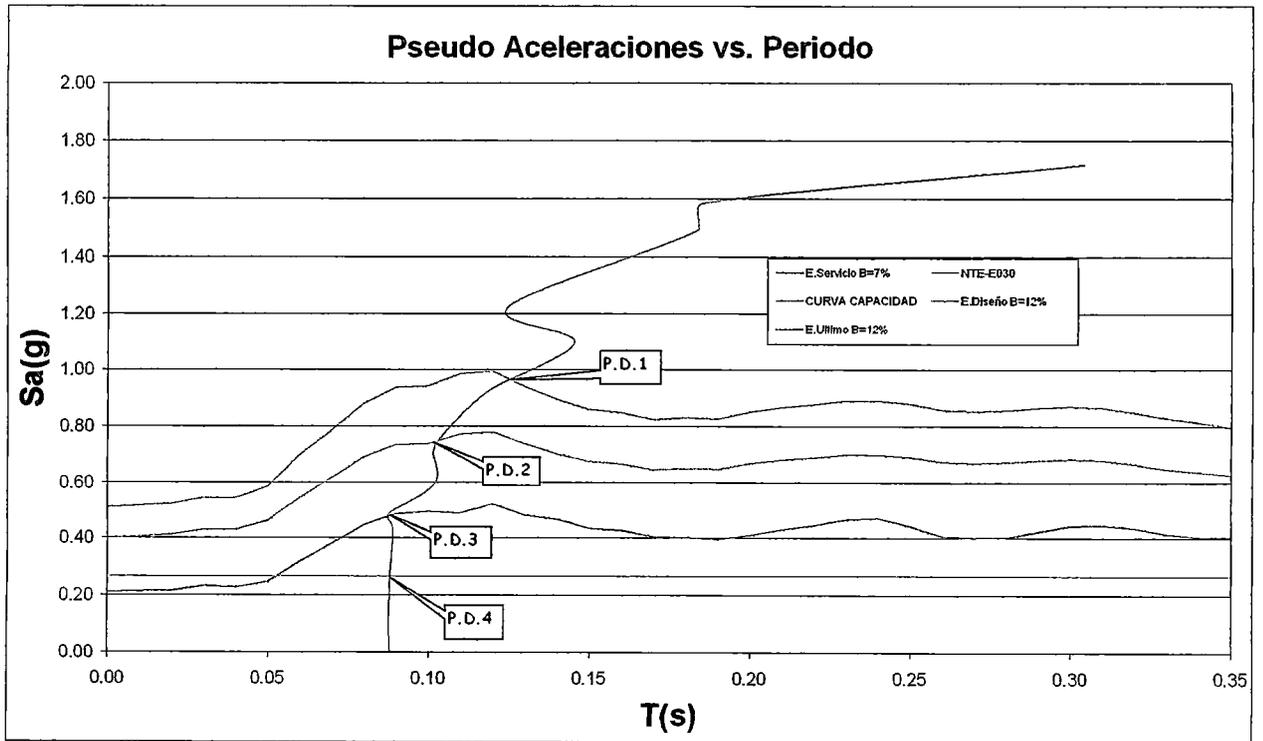


Gráfico 6.3.-Intersección de los Espectros capacidad-demanda: Nivel de desempeño Pseudo aceleraciones vs. Periodo

<i>Demanda</i>	<i>Periodo (s)</i>	<i>PseudoAceleración (g)</i>
P.D.1: Ultimo	0.1377	0.94
P.D.2 : Diseño	0.1000	0.75
P.D.3: Servicio	0.0880	0.48
P.D.4: NTE-E030 Inelástico Diseño	0.0900	0.27

**Tabla 6.6 .- Nivel de desempeño para cada nivel de demanda:
Para Pseudo aceleraciones y Periodo**

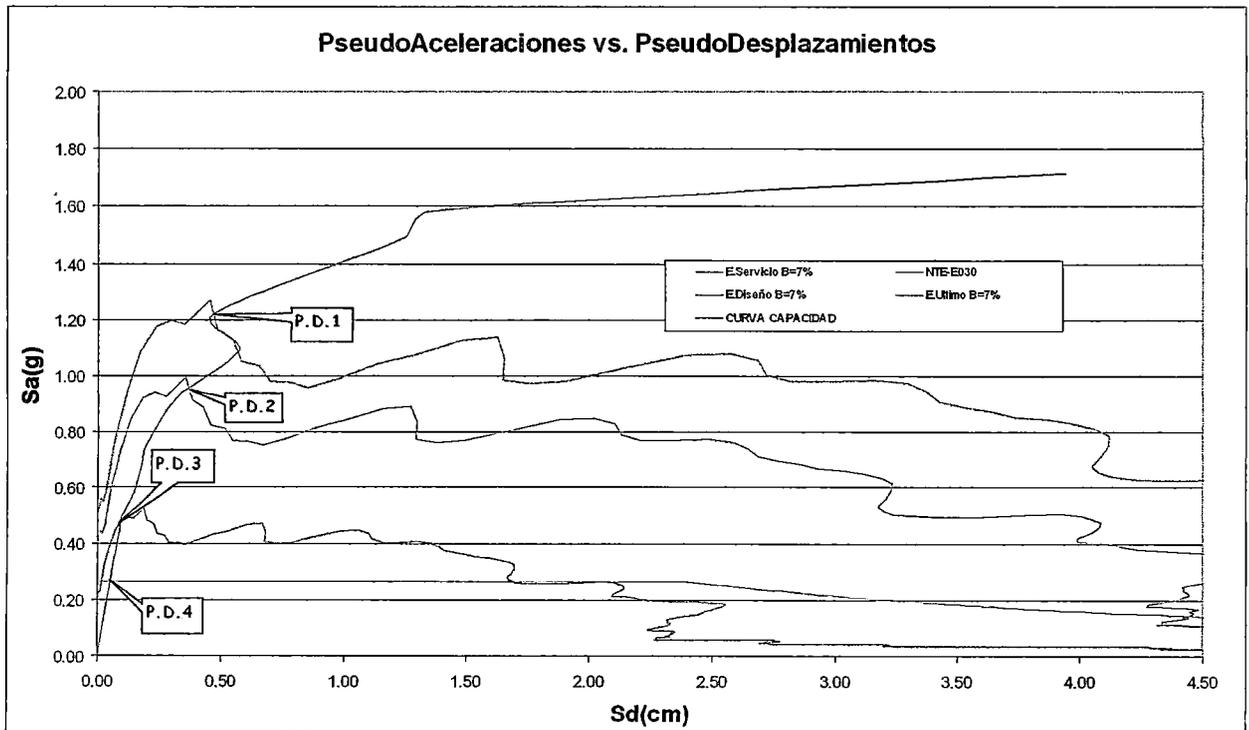


Gráfico 6.4.-Intersección de los Espectros capacidad-demanda: Nivel de desempeño Pseudo aceleraciones vs. Pseudo desplazamientos

<i>Demanda</i>	<i>PseudoDesplazamiento(cm)</i>	<i>PseudoAceleración (g)</i>
P.D.1: Ultimo	0.4700	1.22
P.D.2 : Diseño	0.3800	0.91
P.D.3: Servicio	0.0970	0.48
P.D.4: NTE-E030 Inelástico Diseño	0.0660	0.27

Tabla 6.7 .- Nivel de desempeño para cada nivel de demanda:

Para Pseudo aceleraciones y Pseudo desplazamientos

En todos los gráficos se observa que para demanda de la norma peruana sismorresistente NTE-E030 y la demanda de sismo de servicio(frecuente) diseño(ocasional), la estructura se comporta en su rango lineal, pero la curva de demanda último(raro) se encuentra en el límite del comportamiento lineal al comportamiento plástico; se intercepta con los espectros de demanda para amortiguamientos de 7%, pero para el gráfico 6.7 donde se presenta una degradación de la rigidez, puesto que la curva considerada lineal no es una

línea recta perfecta, presenta esta degradación, donde se asume que está en el rango No lineal, y por este motivo se interfiere con las curvas de demanda de diseño y último con amortiguamiento de 12%.

Según la curva experimental del gráfico 6.1, para todo nivel de demanda, el punto de desempeño se encuentra en su rango Lineal, y en estado de ocupación inmediata, pero es para distorsión de 0.1%, no el 0.5% que exige el reglamento vigente sismorresistente peruano, pues para éste caso, según la curva experimental, está en su rango No Lineal, y en estado de daño considerable a seguridad limitada.

Los niveles de valores de desempeño para estos niveles de demanda se muestran en las tablas 6.4, 6.5, 6.6 y 6.7. Nótese que los diferentes valores de S_a , S_d , son semejantes en las diferentes tablas, esto pues los puntos de intersección representan el mismo nivel de desempeño solo que están en diferentes comparaciones en cada gráfica.

CAPÍTULO VII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. Conclusiones

Para los muros estudiados en la presente investigación el comportamiento para los primeros niveles de distorsión es elástico lineal, con la misma pendiente, es decir, la misma rigidez hasta llegar a una distorsión de 0.61% y un valor de cortante aproximando de 15t; corte donde el muro A2-3 entra a su rango No lineal. El mayor corte resistente corresponde al muro A14 que tiene sus refuerzos longitudinales de 4 varillas de 1/2" para sus columnas y viga de confinamiento, en cambio de el muro A23 que tiene como refuerzos longitudinales de 4 varillas de 3/8". Entre ellas están en casi un mismo valor de corte de capacidad máximo los muros A13 y A24, puesto que estos muros tienen similar refuerzo longitudinal. En orden de capacidad de desplazamiento los muros A24 y A14 tienen el mismo orden de distorsión de rotura de 1% aproximadamente, ambos muros tienen el mismo refuerzo longitudinal en las columnas, pero diferentes refuerzos en las vigas; a diferencia del muro A13. El muro que es mas pobre en refuerzo longitudinal, el muro A23 presenta la menor capacidad en corte como en desplazamiento, esto, por tener la menor cantidad de refuerzo longitudinal en sus elementos de confinamiento, a comparación de los otros muros que tuvieron mayor refuerzo.

Su comportamiento en rigidez para cada nivel de deformación para los muros estudiados por ciclo histerético, los cuatro muros tienen una variación semejante desde sus primeros niveles de deformación hasta aproximadamente una deformación de 4.2mm, donde la rigidez del muro A13 es menor que los muros A14 y A24, pero el muro A23 sufre una degradación mas rápida respecto a su deformación a comparación de los otros muros

En la edificación de albañilería, en la etapa elástica lineal se alcanza una fuerza lateral promedio de 100t para el desplazamiento de 9mm. Después de esto se inicia una etapa no lineal e inelástica. Sin embargo el espécimen resistió mayores fuerzas laterales lo que indica una reserva de capacidad en el muro mas allá de este punto, hasta la formación

completa de la fisura en la base del mismo. La resistencia máxima del espécimen, por lo tanto se da para el rango inelástico mas específicamente para una desplazamiento de 31-59mm y alcanza un valor de 126-147 t. (Jalando y Empujando respectivamente).

Su degradación de la rigidez de al edificación ensayada es partir de la rigidez inicial de 43.78 ton/mm. En los primeros niveles de deformación se nota un fuerte deterioro de la rigidez quedándose con solo 43% de la inicial que equivale a 18.8 ton/mm. Después de esto, cuando la rigidez disponible del muro es escasa, para los últimos niveles de deformación, esta degradación es más suave.

Se presenta un efecto de torsión. Esto se explica por la irregularidad en planta de los elementos estructurales. Se tiene un mayor desplazamiento par el eje Sur (CH-103); que para los otros ejes, siguiendo el eje central (CH-102) y con menor desplazamiento el Eje Norte(CH-101); estos para un mismo paso de ensayo; sea la jalando o empujando la estructura. Este resultado quiere decir que la rigidez de los elementos estructurales en el eje Sur tiene menor rigidez que los elementos estructurales del eje central, y del eje norte. Esto produce el efecto de torsión presentado en el experimento, donde, cuando al espécimen se le empuja, la estructura tendrá una rotación en sentido horario, es decir, en sentido de rotación de las agujas de un reloj. Pero, al momento de jalar, la rotación será en sentido antihorario, es decir, en contra de la rotación de las agujas de un reloj. Se observa también, que para el valor de corte mayor de 75t la rotación en el momento que se está jalando el espécimen, tiene sentido Horario, atípico de su sentido Antihorario, es decir, los elementos estructurales o la rigidez en el eje Norte se degradé de tal forma que la rigidez a este momento del ensayo es mayor que al rigidez ya degrada del eje Sur.

El análisis de estructuras de albañilería sometidas a acciones sísmicas puede actualmente realizarse con modelos matemáticos muy detallados. Sin embargo, no puede prescindirse de los ensayos de laboratorio que, por un lado, dan sustento a los modelos teóricos y permiten calibrar adecuadamente sus distintos parámetros y, de otro lado, permiten simplificar los modelos, matemáticos, poniéndolos al alcance del ingeniero

Para el modelamiento No linel de los muros de albañilería se usó la teoría de los macro modelos, usando el método de diagonales equivalentes o método de puntales, reemplaza el muro por un puntal de área equivalente donde, ingresando los valores de K_0 (rigidez

elástica) y V_m (resistencia al corte) del panel de albañilería, se puede obtener su curva de capacidad del muro confinado. Se propone usar el método de Bazán, para el valor del cálculo de la rigidez axial, pero esto, para cada puntal.

Se propuso también en esta investigación una forma diferente de loop histerético para el análisis No lineal de los muros de albañilería (reemplazado por los tirantes diagonales): *Wen Bouc Modificado*. Usar la forma histerética de Wen-Bouc, que es una forma histerética de mejor respuesta a elementos de albañilería; al cual se tuvo que variar sus parámetros histeréticos para que la respuesta sea semejante al experimental. Se modificó las constantes histeréticas de la curva de Wen-Bouc, modificando dicha forma de comportamiento, para que la curva tenga la mayor semejanza a la experimental, y tener dichas constantes histeréticas para poder modelar los muros de la vivienda ensayada.

Las curvas de capacidad obtenidas a partir del análisis pushover y la curva de capacidad del resultado experimental muestran buena similitud con la propuesta presentada, esto nos da una idea de la confiabilidad del análisis pushover, y nos indicaría su uso para predicciones de respuesta no-lineal a la vista de su simplicidad. Por otra parte debemos comentar que en este caso la similitud podría ser consecuencia de la poca influencia de los modos altos, lo que hace que la forma del primer modo sea la predominante durante todo el ciclo de carga de la estructura.

El Coeficiente sísmico se define como la relación del corte entre el peso de la estructura, mientras el coeficiente sísmico de la norma peruana es de 0.266, pero según lo observado en el ensayo de laboratorio, el máximo coeficiente sísmico fue de 1.5 para el ensayo de la vivienda de albañilería. Este nivel de coeficiente se debe al aporte de la albañilería, puesto que en los ensayos presentados y resultados graficados en el capítulo II, se muestra un coeficiente sísmico mayor de 4, esto, definitivamente con la ayuda de la carga de gravedad que recibía.

Se realizó un análisis estático No Lineal de la vivienda sin la presencia de la albañilería, matemáticamente en el programa no se consideró los puntales que simulan estos muros, solo se consideró los marcos de confinamiento y la placa de concreto, y se obtuvo un coeficiente sísmico máximo de 0.51, observando de ésta forma el gran aporte de los muros de albañilería para la resistencia al corte.

La estructura tiene un comportamiento básicamente No Lineal, pero, su tendencia en sus primeros niveles de desplazamiento, esto observando la grafica 4.6 y la gráfica 4.7 del capítulo IV, tiene una tendencia de comportamiento lineal hasta los 100 t de carga en su corte en la base con una distorsión global de 0.13% y una distorsión en su primer nivel de entresuelo de 0.1%, por lo que se vio en el experimento, a un desplazamiento de 0.5% ,que es lo que estipula norma peruana sismorresistente como límite de desplazamiento elástico, los muros de la vivienda ya presentaban grietas de mas de 1cm de abertura, y según la curva experimental, está en su rango No Lineal, y en estado de daño considerable a seguridad limitada.

La evaluación del peligro sísmico es labor de sismólogos y geotécnicos. Lamentablemente mientras no se nos proporcionen las curvas de peligro de modo que sean útiles a nuestros fines, los ingenieros estructurales tendremos que trabajar en base a hipótesis y desarrollar la información que necesitamos

En la presente investigación se trabajó con espectros de respuesta elásticos, es decir, con las máximas respuestas ante un evento sísmico de una estructura de un grado de libertad con rigidez lineal elástica. Para tener el espectro de respuesta inelástico, se debió tener las máximas respuestas ante un evento sísmico pero con su comportamiento definido con un modelo histerético definido. El concepto de espectro de respuesta inelástico es muy importante para el desarrollo de procedimientos simplificados de diseño inelástico. Es necesario definir el espectro de diseño de tal manera que éste represente de la forma más adecuada las características de los sismos ocurridos en la zona de estudio, tanto cuantitativamente como cualitativamente, por lo que el estudio del espectro inelástico para sismos peruanos es importante para definir nuestro espectro de diseño, como se trata en el capítulo V. La norma peruana vigente de alguna forma se plantea un espectro de respuesta inelástico para diferentes valores de ductilidad ya que la aceleración espectral obtenida del espectro teórico es dividida por el factor de ductilidad.

El punto de desempeño de una estructura, definido como el punto de intersección de los espectros de capacidad y demanda, se puede determinar a partir de modelos sencillos de un grado de libertad. Estos modelos pueden representar razonablemente bien el modelo de estructuras de múltiples grados de libertad, mas allá del límite elástico. Sin embargo, para estructuras cuyos modos más altos son significativos, estos métodos, como el Pushover, no

son totalmente adecuados, ya que consideran que la forma de desplazamiento es independiente del tiempo, y por lo tanto, pueden no determinar las debilidades estructurales, que pueden generarse cuando las propiedades dinámicas de la estructura cambian una vez se ha producido el primer mecanismo plástico local.

En términos de Fuerza cortante ultima los análisis lineales predicen valores de fuerza cortante similares ($V_{estático}=22.40t$ y $V_{dinámico}=18.82$), prediciendo el mayor valor para el análisis lineal estático equivalente, y el menor valor para el análisis dinámico lineal.

En términos de desplazamientos últimos los análisis dinámicos lineales predicen valores de desplazamiento similares (Desplazamiento 2do Piso Análisis Estático = 1.63mm y Desplazamiento 2do Piso Análisis Dinámico = 1.32mm), prediciendo el menor valor para el análisis combinación modal espectral de acuerdo a la norma E-030, y el mayor valor para el análisis estático lineal.

De los resultados de los análisis lineales estáticos y dinámicos, se deduce que la estructura posee un comportamiento adecuado según la NTE E 0.30, es decir cumple con los requerimientos de desplazamiento (Distorsión < 0.5%) Comparando las distorsiones últimas con las admisibles , se observa que en la dirección X, todos los pisos NO exceden a los admisibles por lo tanto la estructura cumple con lo que indica la norma

Los resultados del análisis estático no lineal nos muestran que la estructura se comporta satisfactoriamente ante los niveles de sollicitaciones sísmica de servicio, diseño y ultimo; mostrando una respuesta lineal en todos los casos, comportamiento que se extiende mas halla del nivel ultimo. La estructura mostró un cortante basal resistente de 1.5 veces el peso y un nivel de deformación ultima de 50mm. Lo anterior es congruente con lo que se podría esperar de este tipo de edificaciones con una alta densidad de muros.

Una norma que predice con cierta certeza los cortantes en la base de la estructura, pero que no puede predecir los desplazamientos, es incompleta. Esta es la razón que está llevando a que la tendencia en los criterios sísmicos de predicción de demanda se orienten al diseño por desempeño. (Performance Based Design). El manejo de estos procedimientos es probabilístico y requiere del uso de análisis no lineales. Esto corrobora lo que hemos

manifestado en otras ocasiones: La realidad es aleatoria y no lineal; hacia eso tienden las Normas de Diseño

Los espectros de demanda son Espectros que representan un PELIGRO SISMICO determinado, sea Servicio, Diseño o Ultimo que pueden ser determinísticos o de Peligro probabilístico, pero también pueden ser Elásticos o Inelásticos (Ref.20)

Dependiendo el material de nuestra estructura los valores del amortiguamiento son diferentes en el rango elástico o inelástico. También puede construirse el Espectro Inelástico en base a Factores de Reducción aplicados al Espectro Elástico, ver ATC-40, FEMA 351, o SEAOC.

El análisis No Lineal estático solo permite hacer evaluaciones GLOBALES, modela a la estructura como de un grado de libertad, no es adecuado para estructuras que no tiene un primer modo lineal, también es inadecuado para estructuras en que la participación de los modos superiores es importante.

Para este tipo de análisis, se tiene tres métodos a usar:

- Método de Espectros de Capacidad y Demanda (ATC-40)
- Método del Desplazamiento Objetivo (FEMA 273)

De los cuales se usó el primero, para también encontrar su punto de desempeño, y el tipo de análisis como el del FEMA, para desempeño según nivel de desplazamiento.

En el diseño de Sistemas en Ingeniería Civil, uno hace frente a la ocurrencia de eventos raros, tal como lo sismos; es necesario pues considerar los riesgos inherentes en una particular selección de su capacidad de diseño.

2. Recomendaciones

Debido a lo observado en laboratorio, el valor límite de distorsión del rango elástico para muros de albañilería es de 0.1%. Se ve en su comportamiento, que para ese nivel de distorsión límite del reglamento (0.5%), la estructura se comporta ya en su estado No Lineal, y está a un nivel de amenaza de seguridad limitada.

Para el Peligro Determinístico, para un sitio específico se debe seleccionar un sismo de cierta magnitud, ocurriendo en una cierta fuente, a una cierta distancia. Suele usarse el Mayor Sismo capaz de ocurrir en una fuente o el Máximo Sismo que pueda ocurrir lo mas cerca posible de la fuente al sitio. Se selecciona el PGA. Luego se determinan registros aplicables y usamos las curvas de atenuación y las características del suelo. Se procede a un análisis estadístico para obtener un Espectro de Diseño del parámetro designado.

Para el Peligro Probabilístico, para un sitio específico estimamos los parámetros en base a una frecuencia anual, a un periodo de retorno o a una probabilidad de excedencia en un cierto periodo de tiempo. La probabilidad de excedencia es una función de la ubicación de las fuentes, de la incertidumbre de la localización del sismo dentro de la fuente, la frecuencia de ocurrencia de las diversas magnitudes en las diversas fuentes y de la incertidumbre en la atenuación. Se procede a un Análisis Probabilística para obtener un Espectro de Diseño de Peligro Uniforme o una Curva de Peligro Sísmico.

A diferencia de los métodos determinísticos, que sólo indican la probabilidad del valor máximo, estos métodos proporcionan la probabilidad correspondiente a supuestos muy variados. De esta manera es posible elegir el valor que responde al tipo de estructura que se quiere diseñar. Esta ventaja, unida al hecho sismológicamente significativo de no basarse en un valor máximo sino en consideraciones estadísticas, (cuya validez quedará limitada por la extensión*, homogeneidad de la muestra de terremotos, y su capacidad de incluir todos los eventos más., importantes), ha motivado que los métodos probabilísticas sean hoy mucho mas empleados que los métodos determinísticos.

Se recomienda realizar la evaluación de comparación de los resultados obtenidos para el estudio de peligro sísmico determinístico con el de espectros de demanda hechos con

espectros de peligro uniforme, dentro de la teoría de peligro sísmico probabilístico, según lo expuesto en el capítulo V.

3. Líneas de Investigaciones Futuras

3.1 Amortiguamiento experimental para albañilería de ladrillo artesanal

La gran capacidad de amortiguamiento, es una de las características más importantes que presentan los muros de albañilería confinada frente a acciones sísmicas. El amortiguamiento no es muy importante ser evaluado en estructuras, cuya respuesta es de corta duración, es decir cuando la respuesta máxima en la estructura, ocurre en uno o dos ciclos de vibración.

Podría ser importante evaluar el amortiguamiento en las estructuras en las que la respuesta es de larga duración y se extiende por varios ciclos, como es el caso de la estructura ensayada. El amortiguamiento generado por la estructura ensayada, es una forma de disipación de energía acumulada por deformaciones elásticas e inelásticas.

Próximas investigaciones deben de evaluar la capacidad de energía disipada y absorbida para cada ciclo, evaluando un coeficiente de amortiguamiento según lo expone Mayes y Clough en 1973.

Con esto, se tendría el amortiguamiento experimental para edificaciones de albañilería de ladrillo artesanal, y poder preparar así las curvas de demanda para sus niveles de amortiguamiento elástico e inelástico. La presente investigación presentada fue a nivel de amortiguamiento presentado por Ramírez (2001) y Freeman en 1984.

3.2 Análisis No Lineal Dinámico – Análisis Dinámico Incremental

Es un procedimiento de análisis más poderoso que los anteriores, toma en cuenta la degradación de la rigidez y el deterioro de la resistencia, además permite evaluar tanto el comportamiento global como el comportamiento local, aunque es muy sensible a los

parámetros iniciales, por lo que se requiere de experiencia de parte del analista para establecerlos adecuadamente, proporciona el comportamiento histerético de la estructura, sus elementos y componentes; debido a la complejidad del análisis, éste necesita ser programado para agilizar los cálculos (siendo aún así intensivo en el uso de los recursos de la computadora) y una gran cantidad de datos iniciales, muchos de los cuales no son fáciles de conseguir, además se ha de tener experiencia en la interpretación de los resultados que se obtienen en grandes cantidades.

Un procedimiento adecuado para realizar el análisis no lineal dinámico es mediante el Análisis Dinámico Incremental. En forma análoga a que un análisis estático repetido e incrementado da como resultado un análisis no lineal o pushover, un análisis tiempo historia, que se repite varias veces para valores escalados (incrementados) de la intensidad del registro sísmico produce un Análisis Dinámico Incremental.

Los análisis dinámicos incrementales nos permiten evaluar la dispersión de las respuestas estructurales debidas a la variabilidad propia de los registros sísmicos. El hecho de estudiar cada registro a distintos niveles de intensidad nos permite superar la discusión sobre a que distancia y de que contenido de frecuencias deben ser los registros directos a usar y a que nivel escalarlos.

Para realizar un Análisis Dinámico Incremental se han de definir variables como: el registro directo de aceleraciones correspondiente a un sismo, los factores de escala para incrementar o disminuir los registros directos, la unidad de medida de intensidad, la unidad de medida del daño, conocida como variable estructural.

Los resultados del análisis dinámico Incremental para un valor particular de escalamiento del sismo se define como Registro IDA, y la curva que generan un conjunto de Registros IDA para un determinado sismo se le define como Curva IDA. Es a través de la mediana de éstas curvas IDA (para diferentes sismos), que nosotros podemos obtener la demanda y capacidad de la estructura con un nivel de confianza del 50%, dicho nivel de confianza puede ser incrementado o disminuido, sumando o restando respectivamente desviaciones estándar a la mediana. Finalmente, si conocemos el valor del período fundamental de la estructura, podemos calcular los valores particulares de la demanda y capacidad para nuestra estructura en particular.

3.3 Vulnerabilidad

Metodología 1 (TM 5-809-10-2) :

Esta metodología de evaluación de la Vulnerabilidad es a partir del Análisis No Lineal Estático, calculando las curvas de Capacidad-Demanda de la estructura, considerando amortiguamientos de correspondientes a los rangos elásticos e inelásticos de la albañilería.

Se determina los puntos S_{ay} , S_{au} , S'_{ay} y S'_{au} , correspondientes al estado de fluencia y al estado ultimo o de colapso de la estructura. Tal como se muestra en el grafico.

Considerando que cuando la capacidad de fluencia del edificio es alcanzado el daño es 0% y que cuando la capacidad ultima del edificio es alcanzado el daño es de 100%.

Para valores intermedios de capacidad del edificio, la intersección entre las líneas de finidas por los puntos S_{ay} - S_{au} y S'_{ay} - S'_{au} determina el daño estimado como un porcentaje igual a $(V=a/b)$. Estimando el factor de reducción R

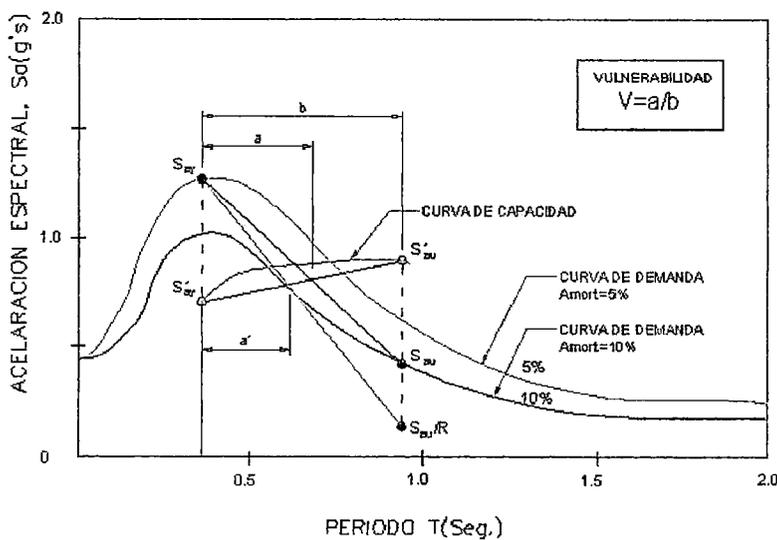
$$R=1.5 \text{ Edificaciones de Concreto Armado y Mampostería.}$$

La vulnerabilidad Global de la estructura se determinaría como :

$$V_g = 0.875.(V_x+V_y)$$

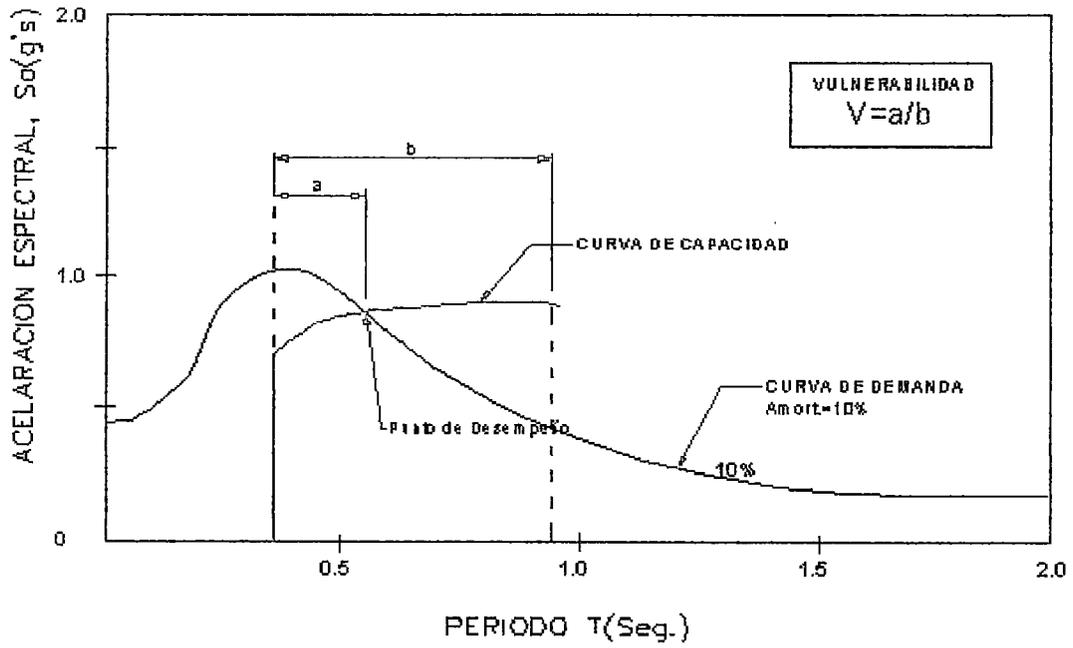
Donde: V_x = Vulnerabilidad en X.

V_y = Vulnerabilidad en Y.



Metodología 2

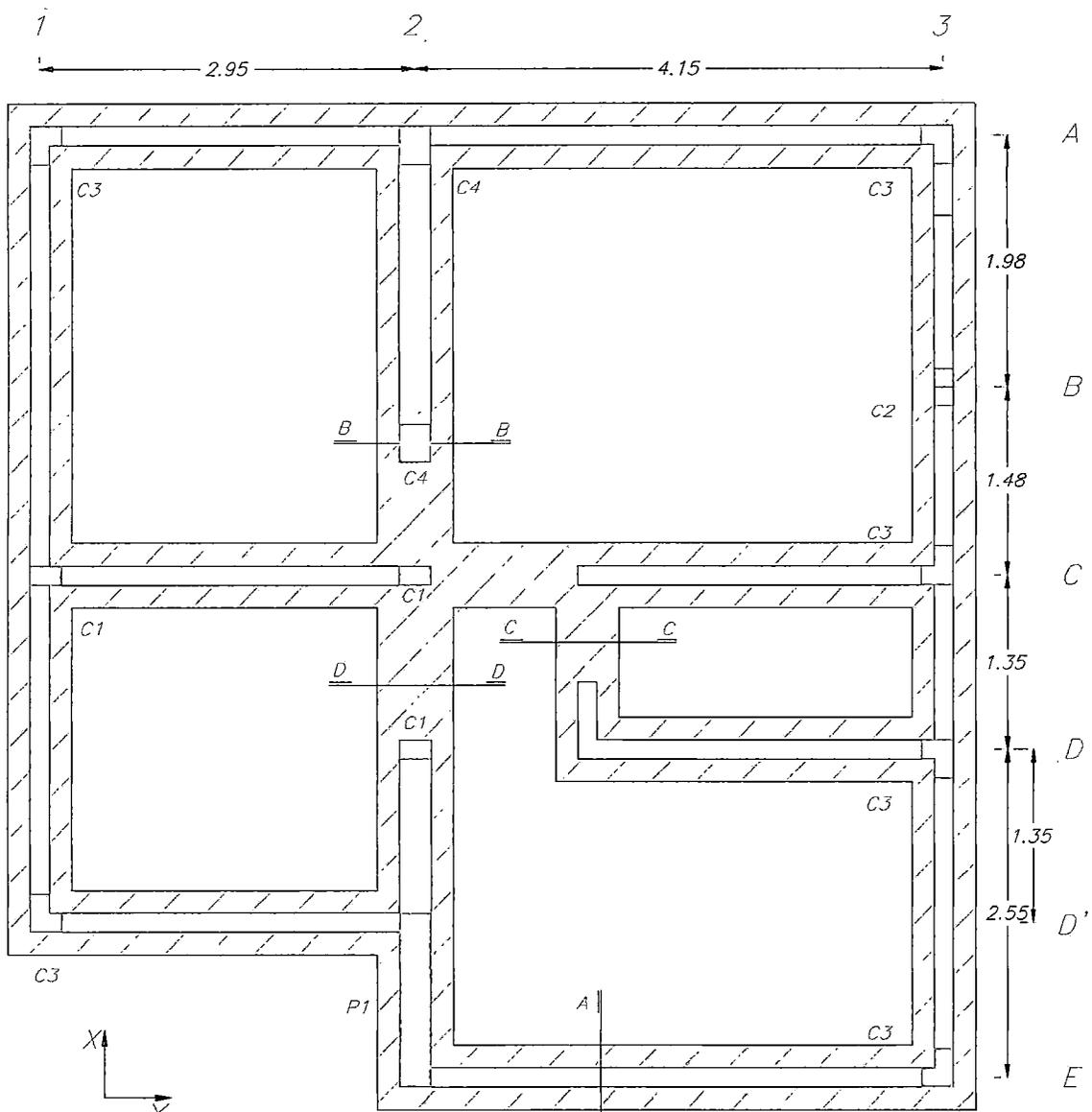
Es similar a la metodología 2 , con la diferencia que el valor de a será calculado en el punto de desempeño de la curva de demanda inelástica. Tal como se muestra en el grafico:



ANEXOS

PLANOS DE ESTRUCTURAS DE LA VIVIENDA

ENSAYADA



ESPECIFICACIONES TECNICAS
 Concreto: $f'c=175 \text{ Kg/cm}^2$
 Acero: $f_y=4,200 \text{ Kg/cm}^2$
 Albañilería: $f'm= 45 \text{ Kg/cm}^2$
 Concreto ciclópeo
 Sobrecimientos:
 C:H 1:8 + 25% PM $f_{max} 4''$
 Cimientos:
 C:H 1:10 + 30% PG $f_{max} 6''$

Capacidad portante del terreno:
 $st= 4 \text{ Kg/cm}^2$
 Recubrimientos
 Columnas, vigas 2.5 cm
 Aligerados 2.0 cm
 Sobrecargas: indicadas en encofrados



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES
 LABORATORIO DE ESTRUCTURAS



PROYECTO:
 "Project for Construction Monitoring and Improvement Techniques for Masonry Housing"
 "Monitoreo de Construcción y Técnicas de Mejoramiento para Viviendas de Albañilería"

E-01

PLAN: FOUNDATION PLAN

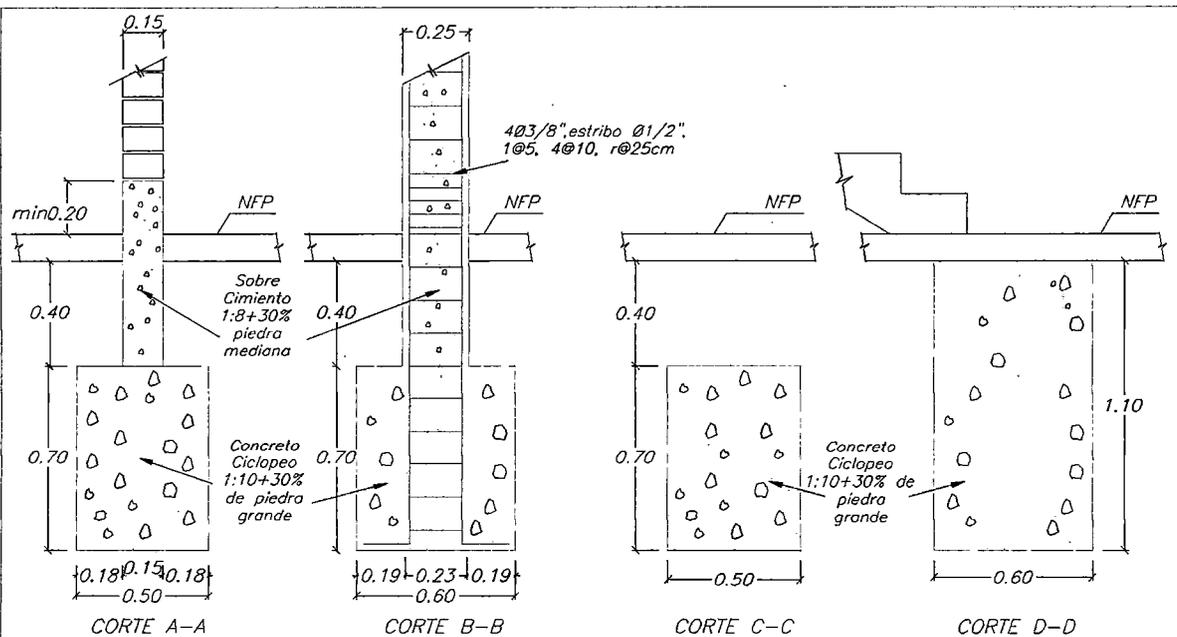
SCALE:

DATE:
 Lima
 MARCH 2002

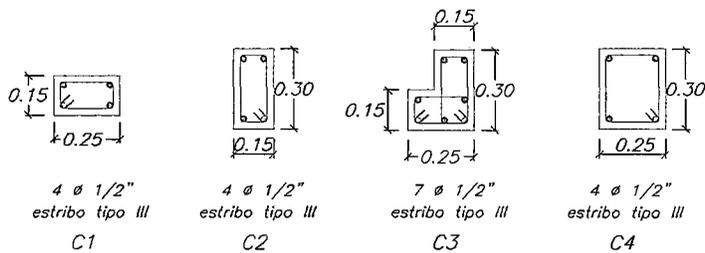
DRAWING: C.Honma

REVISION: C.Zavala - P.Gibu

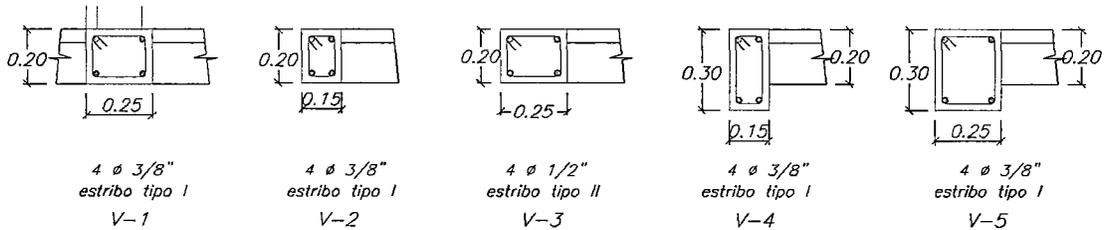
1/50



SECCIONES DE CIMENTOS



SECCIONES DE COLUMNAS



SECCIONES DE VIGAS

ESTRIBOS

TIPO I [] ϕ 1/4" : 1@ 0.05 - 4@ 0.10 - r @ 0.25

TIPO II [] ϕ 1/4" : 1@ 0.05 - 6@ 0.10 - r @ 0.20

TIPO III [] ϕ 1/4" corrugado : 1@ 0.05 - 4@ 0.10 - r @ 0.25



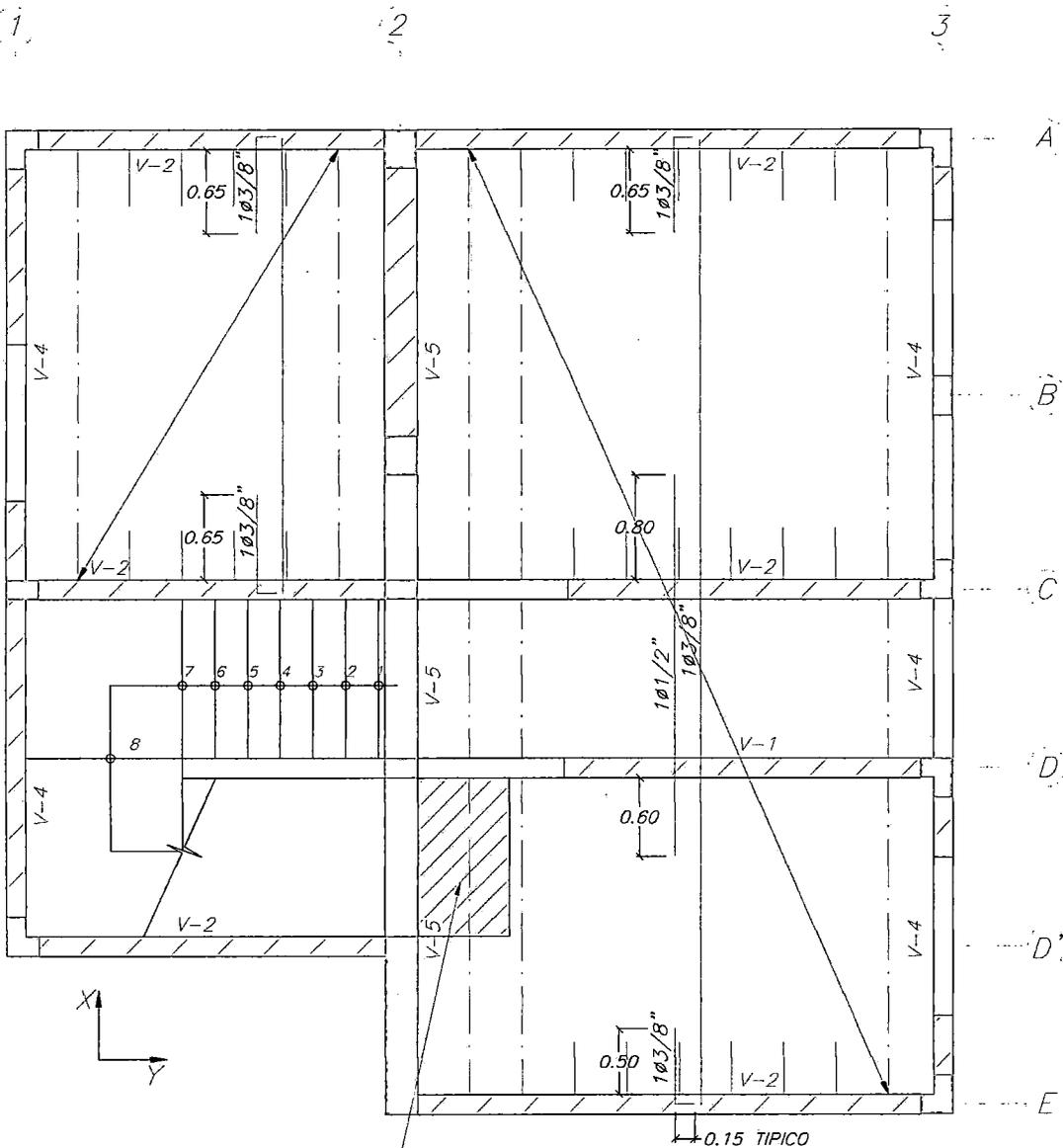
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES
LABORATORIO DE ESTRUCTURAS



PROYECT: "Project for Construction Monitoring and Improvement Techniques for Masonry Housing"
"Monitoreo de Construcción y Técnicas de Mejoramiento para Viviendas de Albañilería"

PLAN:	DETAILS	SCALE:	DATE:
DRAWING:	REVISION:	1/25	Lima MARCH 2002

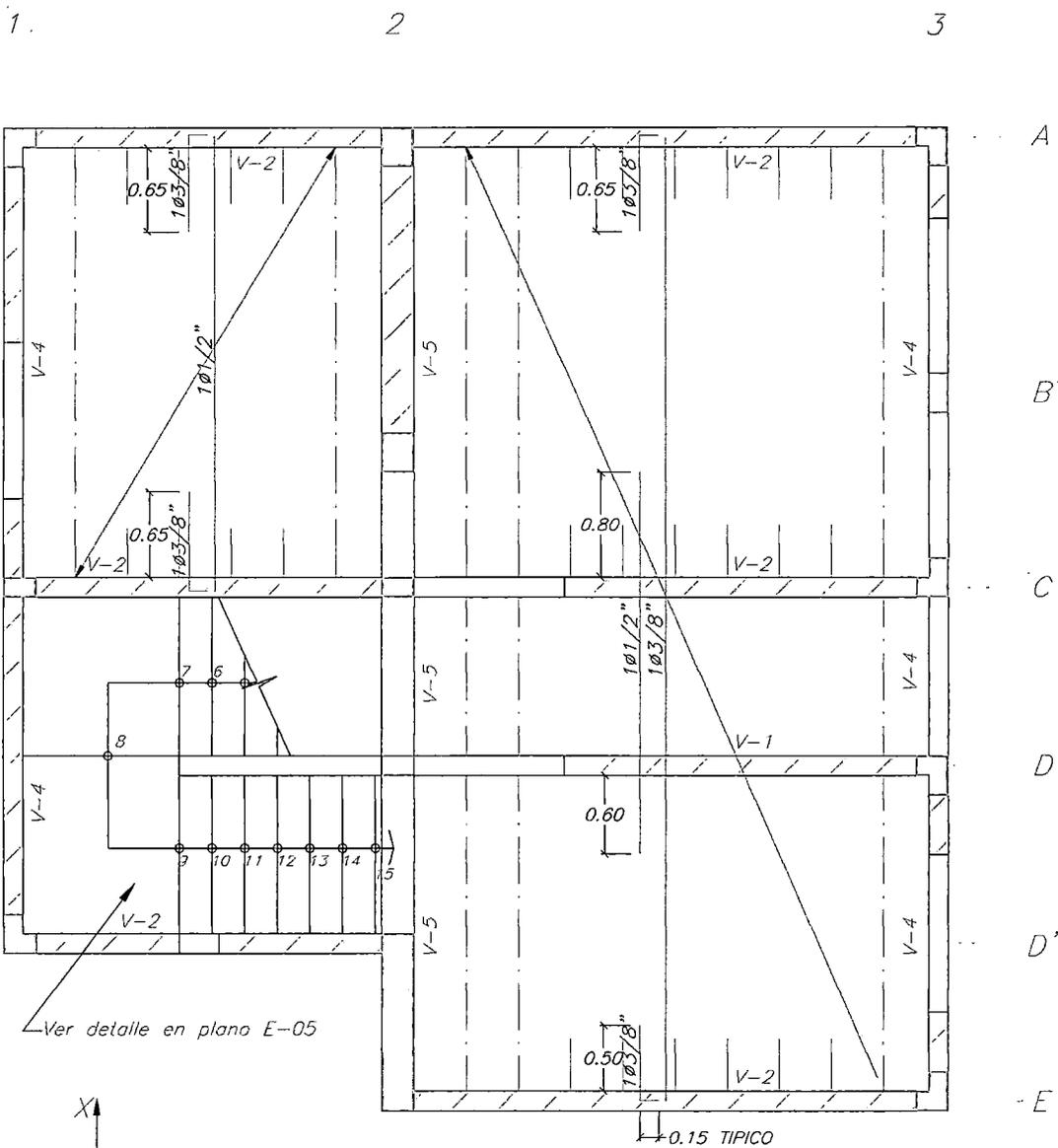
E-02



reemplazar ladrillos por concreto

ALIGERADO PRIMER PISO h=20cm
s/c : 200 Kg/m²

 UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES LABORATORIO DE ESTRUCTURAS			
PROYECTO: "Project for Construction Monitoring and Improvement Techniques for Masonry Housing" "Monitoreo de Construcción y Técnicas de Mejoramiento para Viviendas de Albañilería"			E-03
PLAN: SLAB 1st FLOOR	SCALE: 1/50	DATE: Lima MARCH 2002	
DRAWING: C.Honma	REVISION: C.Zavala - P.Gibu		



ALIGERADO SEGUNDO PISO $h=20\text{cm}$
 $s/c : 100 \text{ Kg/m}^2$



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES
 LABORATORIO DE ESTRUCTURAS



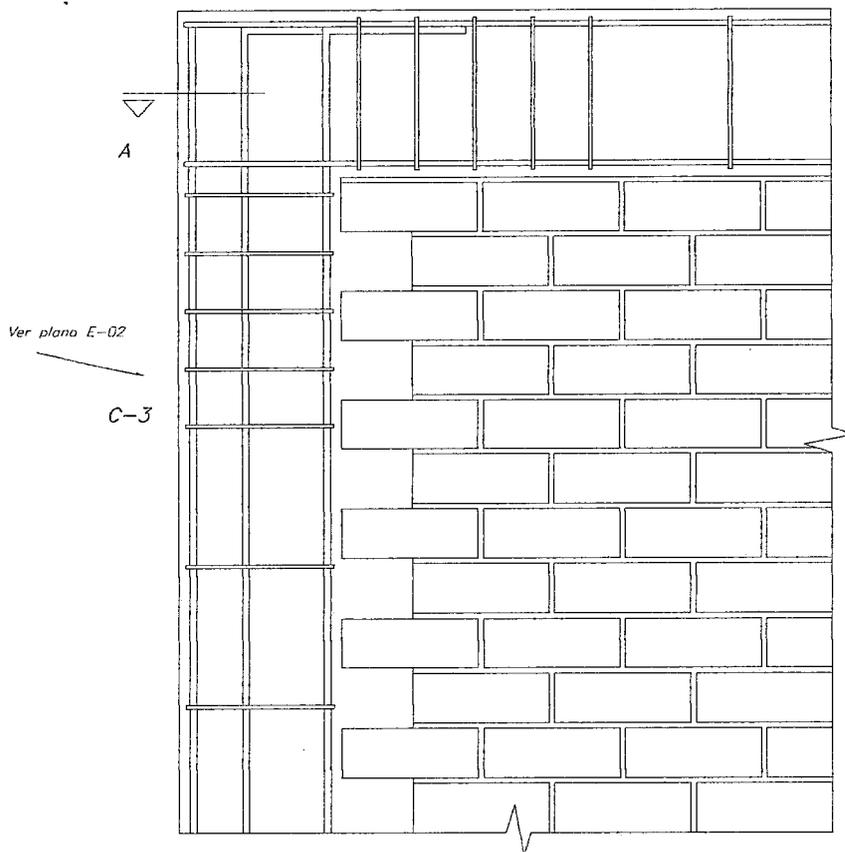
PROYECT: "Project for Construction Monitoring and Improvement Techniques for Masonry Housing" "Monitoreo de Construcción y Técnicas de Mejoramiento para Viviendas de Alboñilería"			
PLAN:	SLAB 2nd FLOOR	SCALE:	DATE:
DRAWING:	C.Honma	REVISION:	C.Zavala - P.Gibu
		1/50	Lima MARCH 2002

E-04

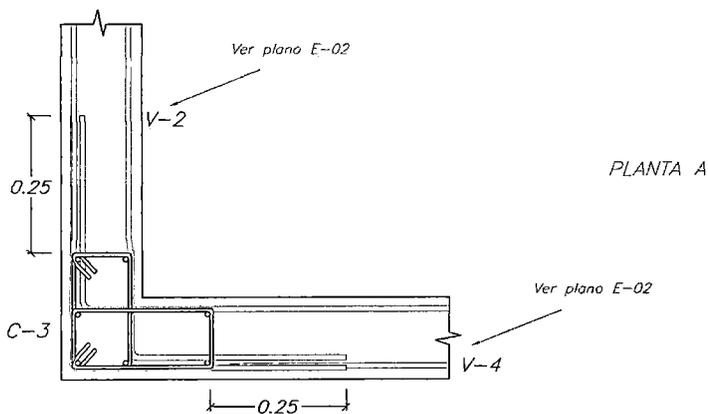
ELEVACIONES

Ver plano E-02

V-4



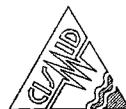
DETALLE DE UNION VIGA COLUMNA ENTREPISOS



PLANTA A



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES
 LABORATORIO DE ESTRUCTURAS

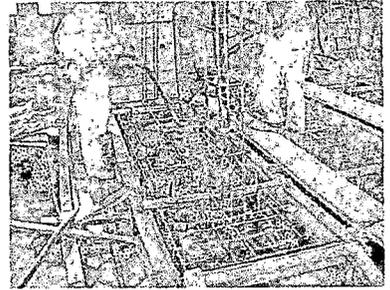
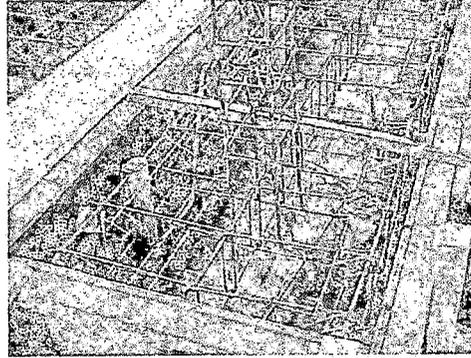
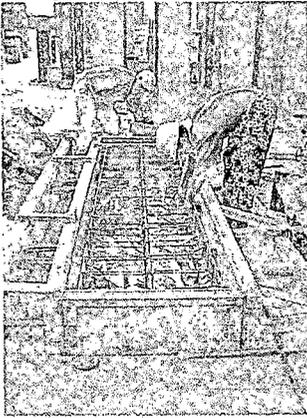


PROYECT:
 "Project for Construction Monitoring and Improvement Techniques for Masonry Housing"
 "Monitoreo de Construcción y Técnicas de Mejoramiento para Viviendas de Albañilería"

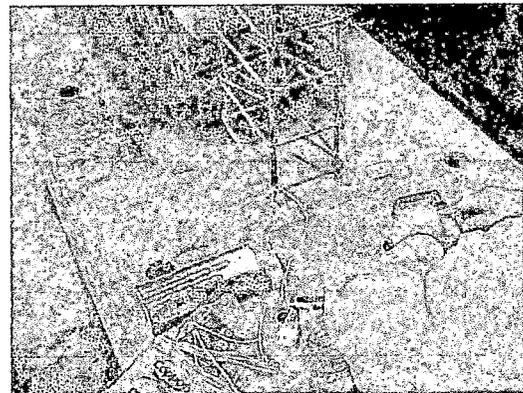
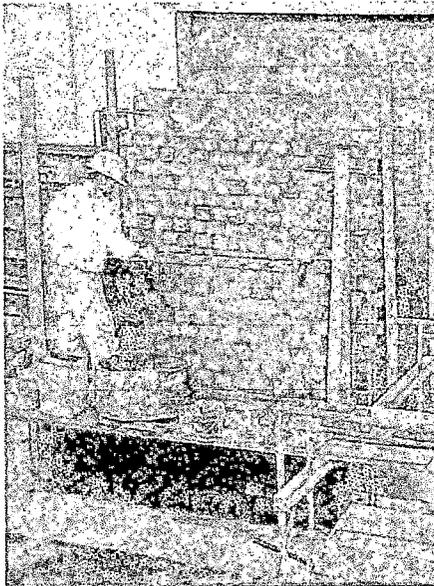
E-06

PLAN:	DETAILS	SCALE:	DATE:
DRAWING:	REVISION:	1/12.5	Lima MARCH 2002
C.Honma	C.Zavala - P.Gibu		

FOTOS DE LOS MUROS ENSAYADOS

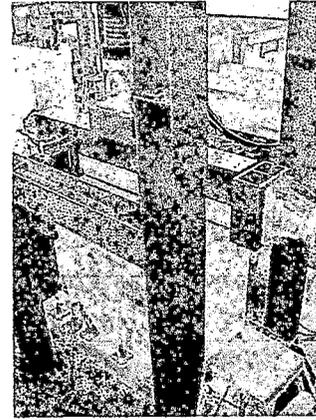
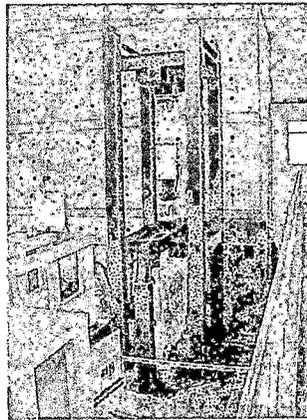
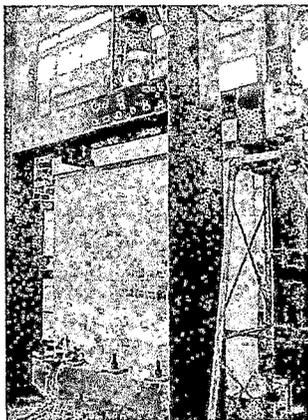


1.Preparación de la base de Cimentación para los muros a ensayar



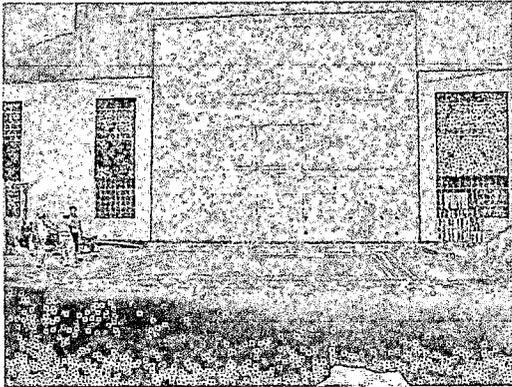
3.Colocación del Strainage

2.Asentado de ladrillo del muro

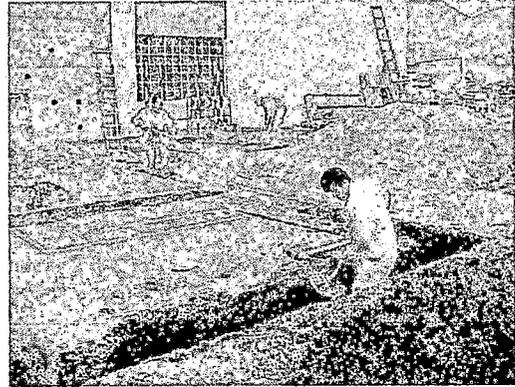


4.Vistas del muro dispuesto a ensayar, con su kit de montaje colocado

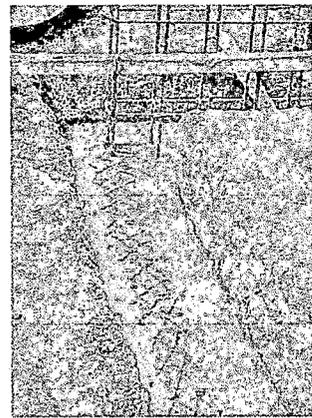
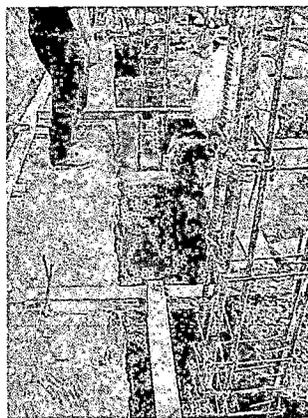
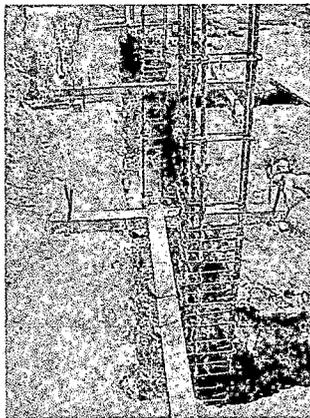
FOTOS DE LA CONSTRUCCION DE LA VIVIENDA



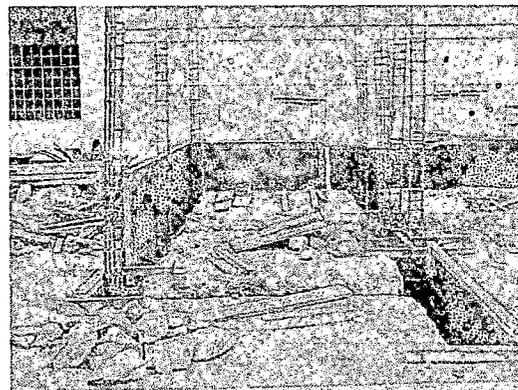
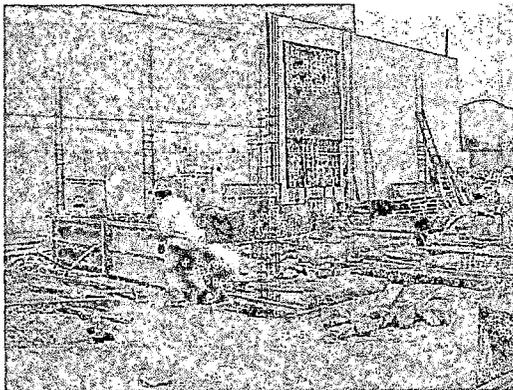
11.Zona de construcción



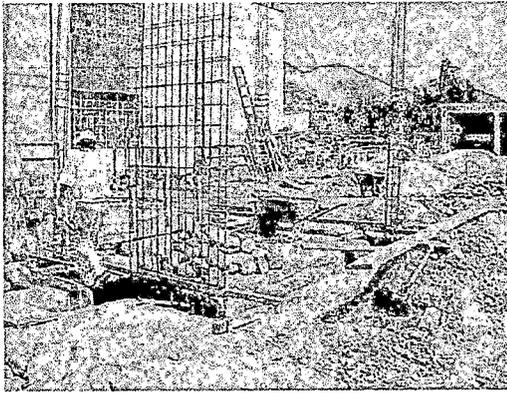
12.Zanjas para la cimentación



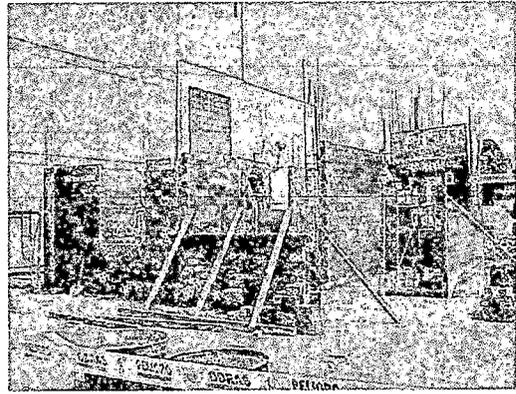
13.Habilitado del acero y vacado del cimienta corrido de la vivienda



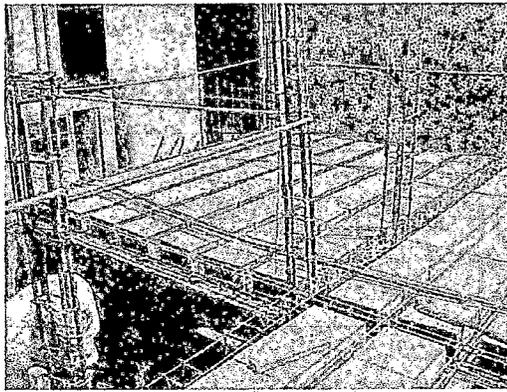
14.Levantamiento de los muros de albañilería de la vivienda



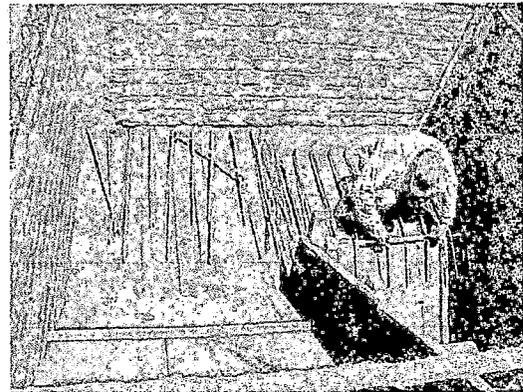
15.Habilitado del acero de la placa de C°A°



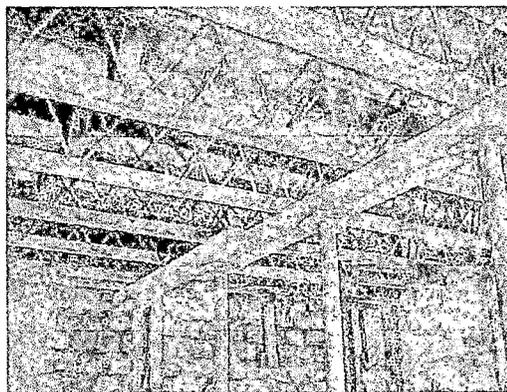
16.Muros levantados del primer nivel



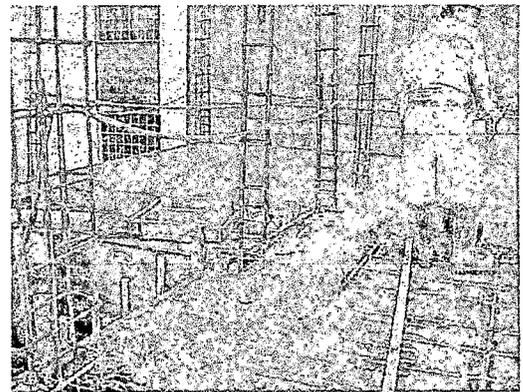
17.Habilitación de acero y ladrillo del techo



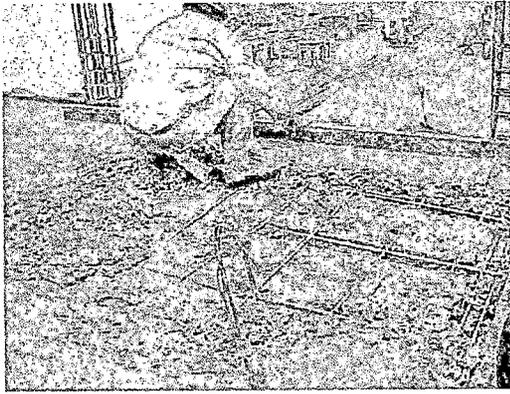
18.Habilitado de acero de la escalera



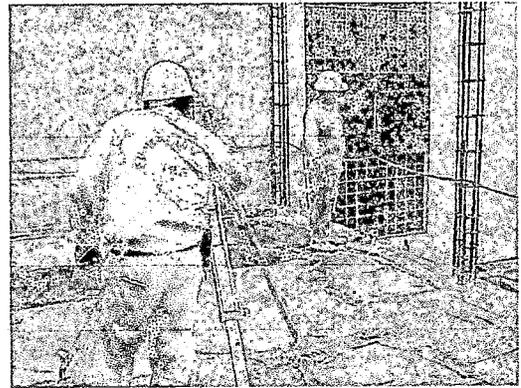
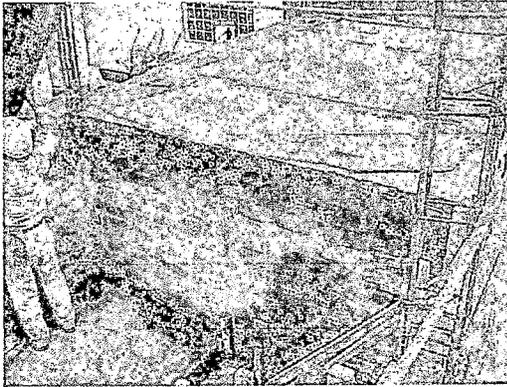
19.Puntales del encofrado del techo



20.Vaceado del techo del primer nivel

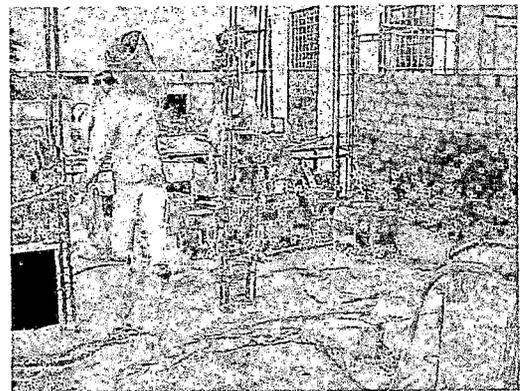
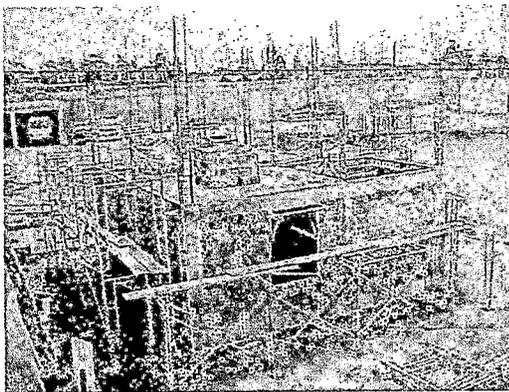


21. Emparejamiento del techo

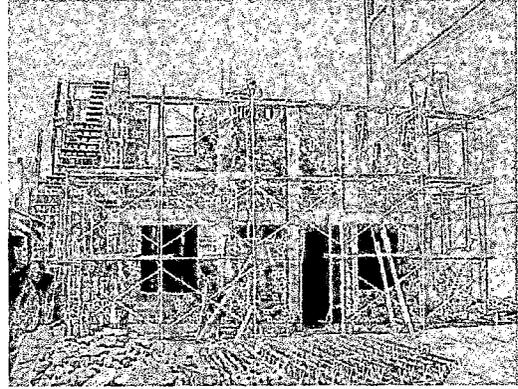
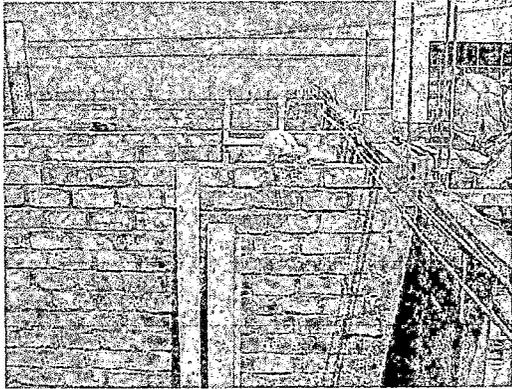


22. Curado del techo

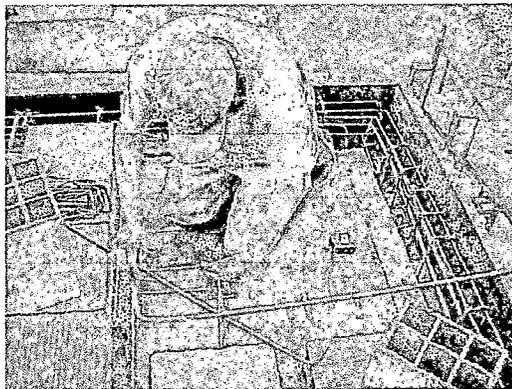
23. Nivelación Segundo Nivel



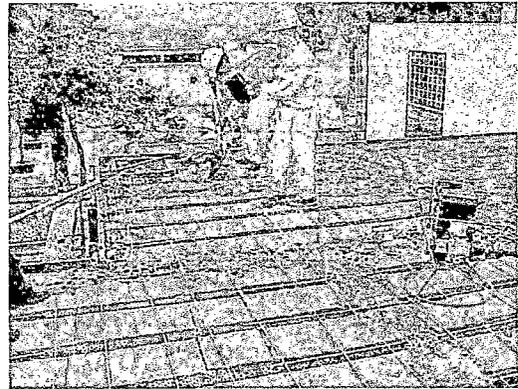
24. Levantamiento de Muros del segundo Nivel ya terminado el casco del primer nivel



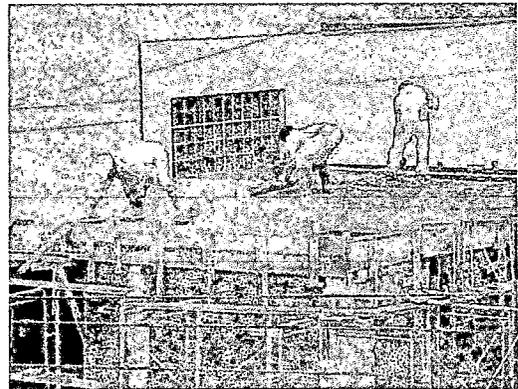
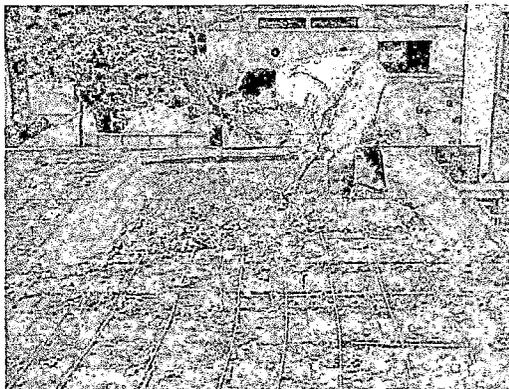
25. Muros ya levantados para el encofrado del techo del segundo nivel



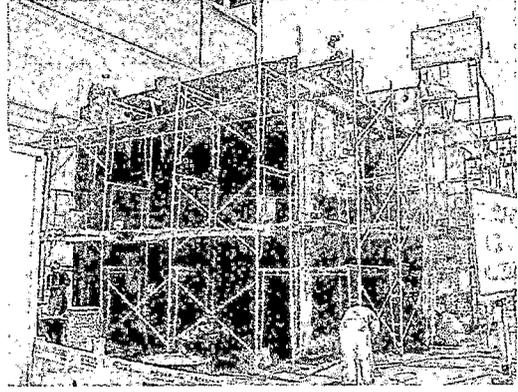
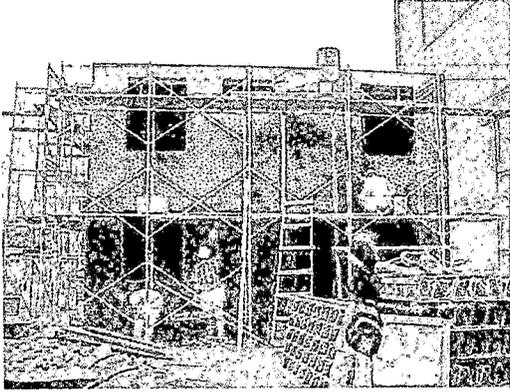
26. Habilitado del acero de refuerzo



27. Vaceado de las vigas y Viguetas



28. Vaceado de la loseta del aligerado y nivelación del techo con la regla

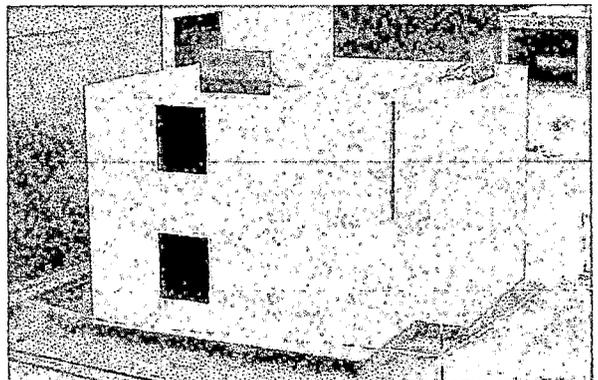


29. Tartajeo de los muros de la vivienda



30. Vivienda con el tartajeo completo

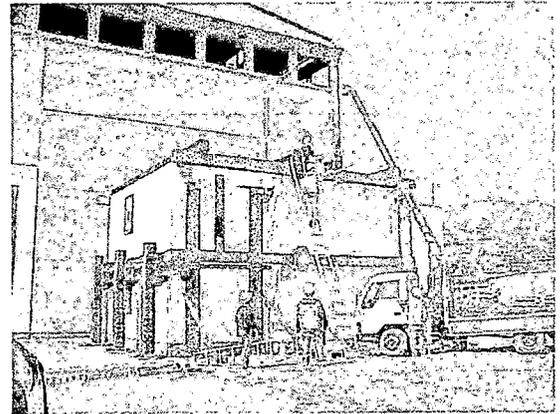
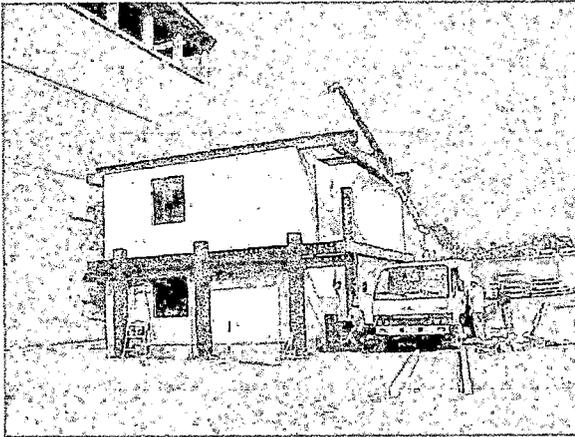
31. Pintado de la vivienda



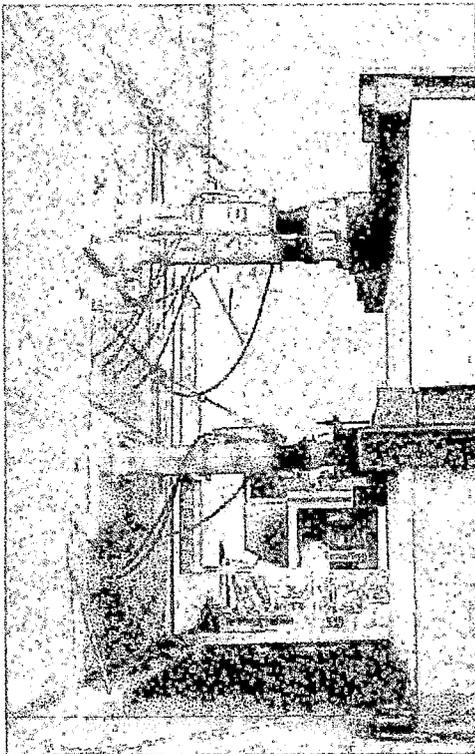
32. Colocación de marcos de ventanas y puertas

33. Vivienda ya terminada

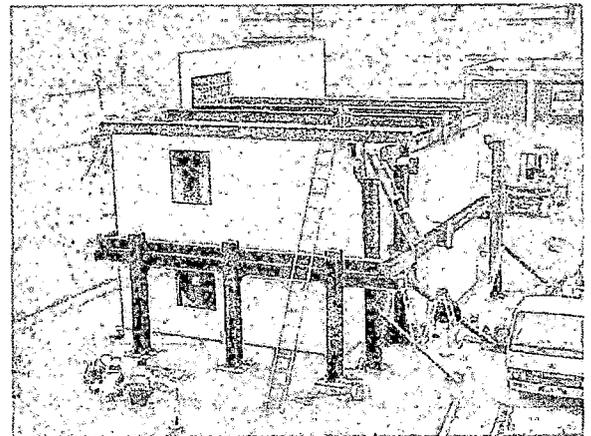
FOTOS ENSAYO EXPERIMENTAL



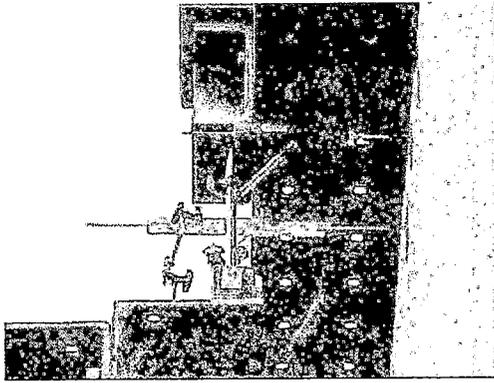
34.Colocación del Kit de montaje para la vivienda a ensayar



35.Actuadores ya colocados



36.Colocación de los sensores



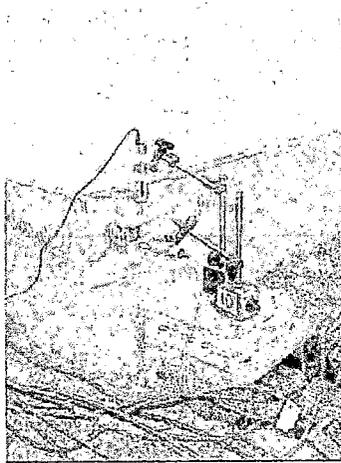
37.-



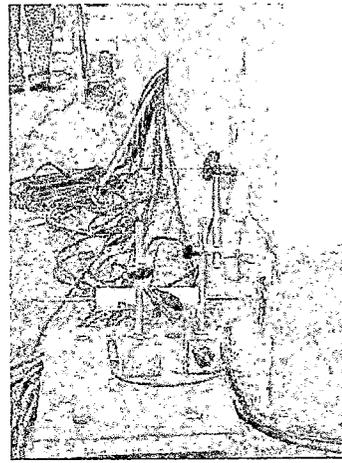
38.

37. Transductores Horizontales en el techo del segundo nivel (long. 200 and 100 mm)

38. Transductores Diagonales (long. 100 y 100 mm)



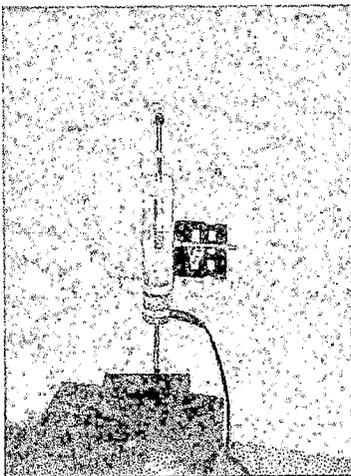
39.



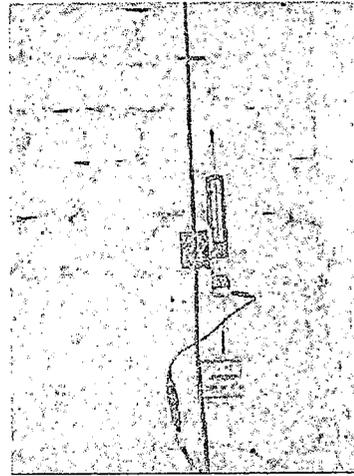
40.

39. Transductores Vertical y Horizontal en la base (long. 30 and 30mm)

40. Transductores Vertical y Horizontal en una esquina de la base (long. 50 and 50mm)



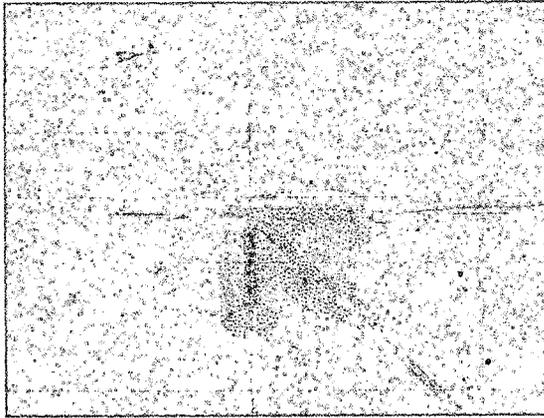
41.



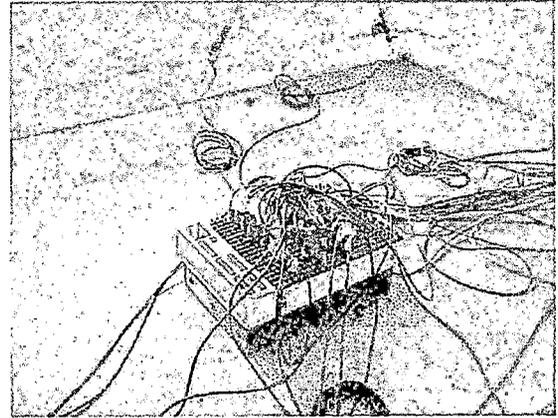
42.

41. Transductores verticales dentro de la vivienda (long. 50mm)

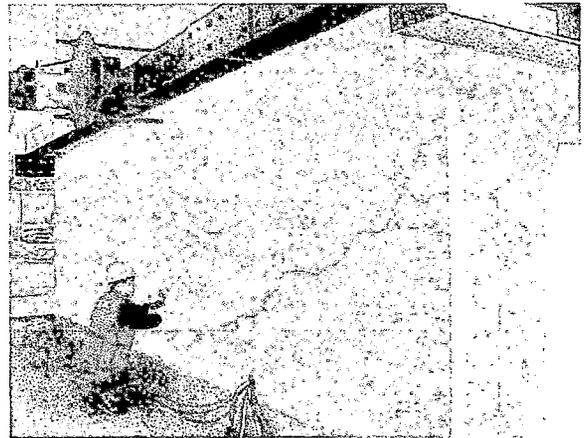
42. Transductores verticales dentro de la vivienda (long. 100mm)



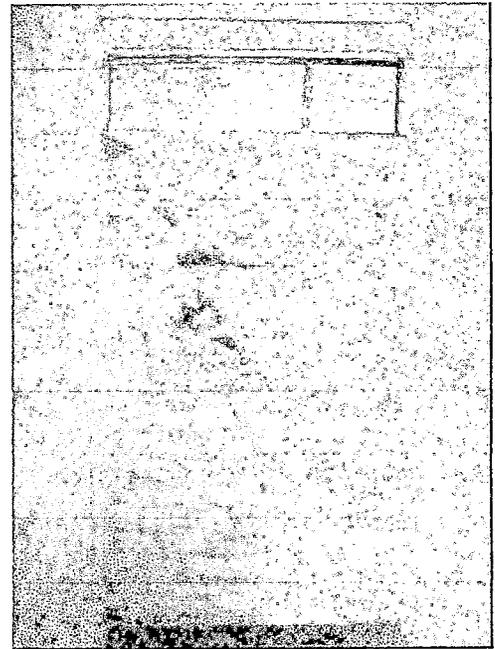
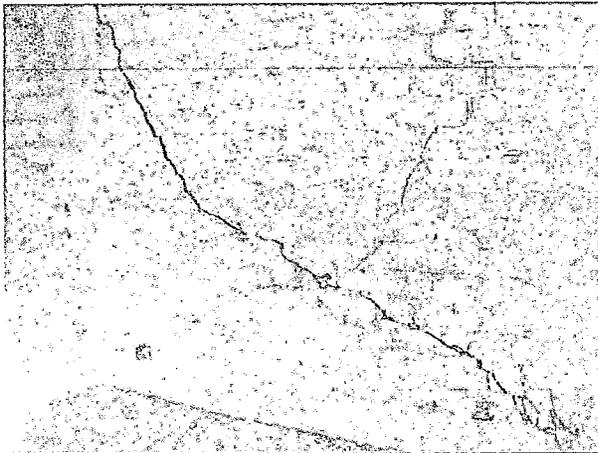
43. Roseta de Deformaciones en la placa: Straingages



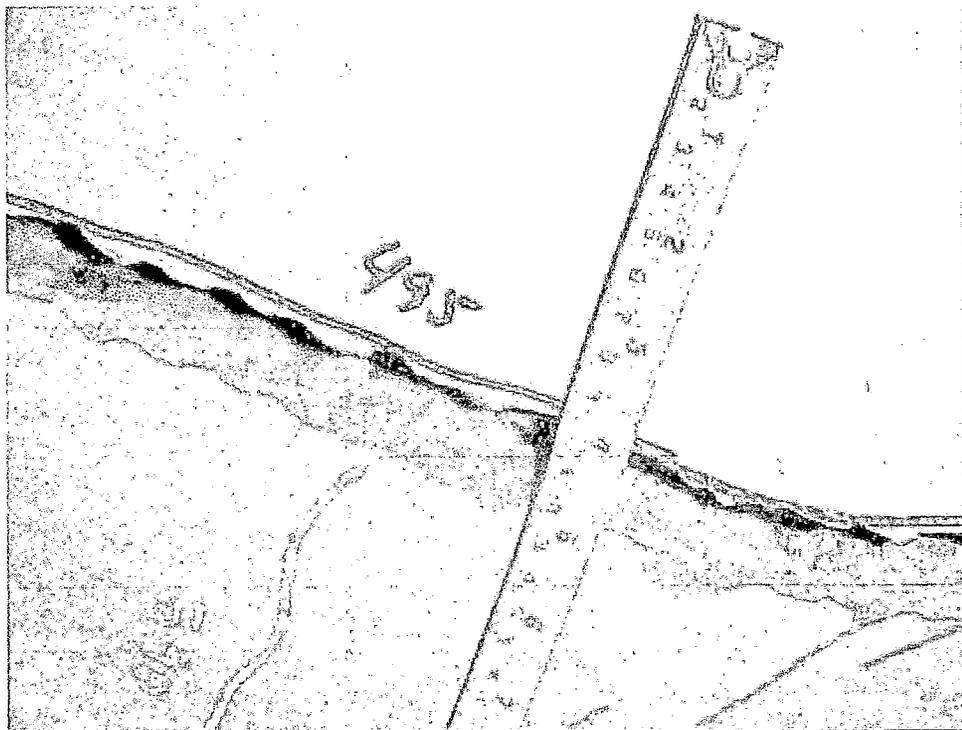
44. UCAM 5BT Kyowa



45. Marcado de las fisuras de los muros internos y externos de la vivienda por el personal del Laboratorio de Estructuras



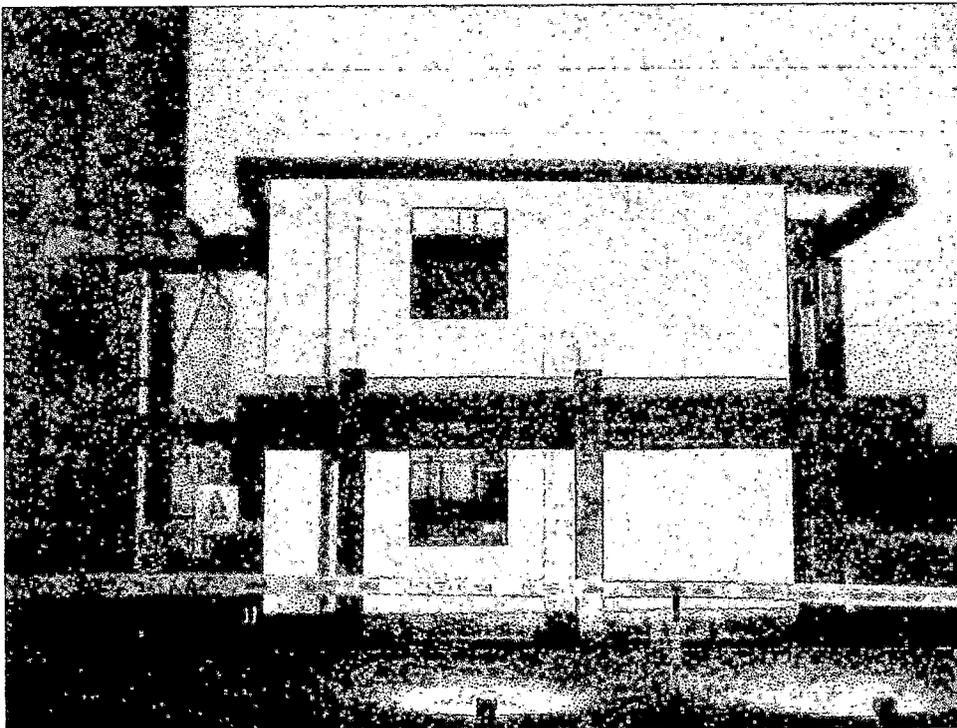
46. Grietas internas de la vivienda: Dormitorio y Baño



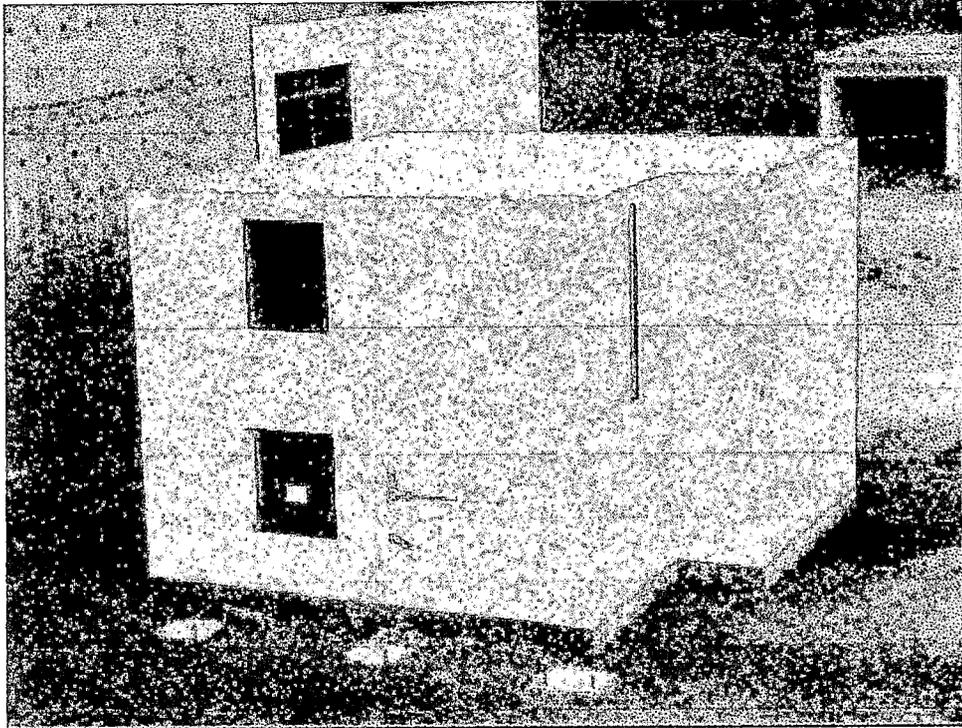
47. Espesor de las grietas de los muros de la vivienda: >2.5 cm (1pulg)



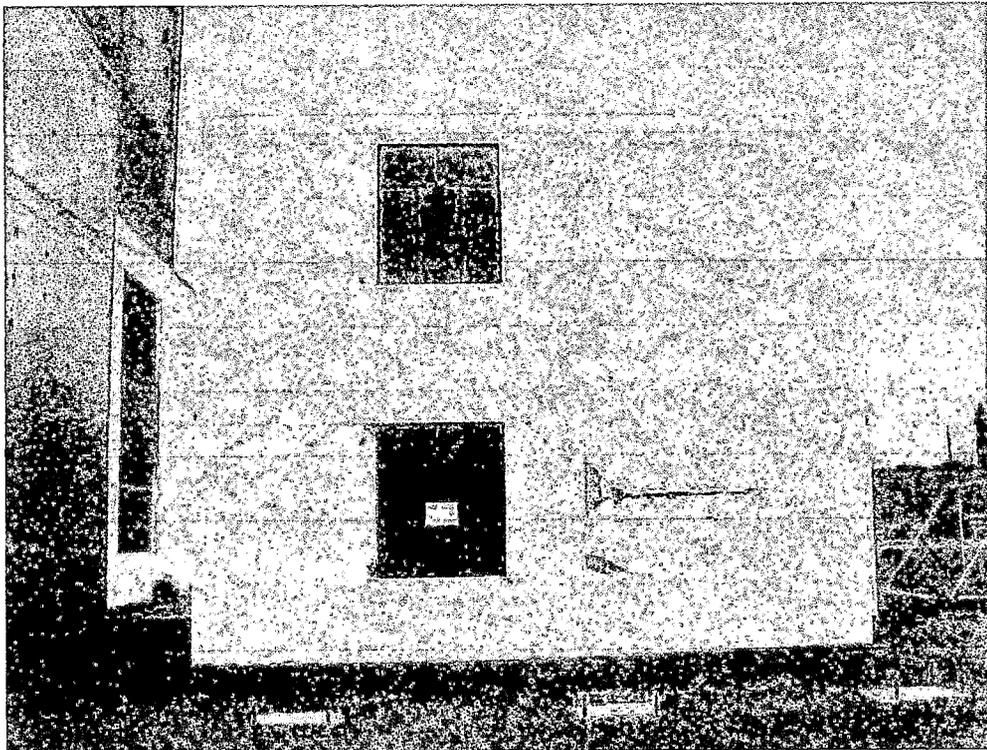
48. Fisuras en la losa de techo



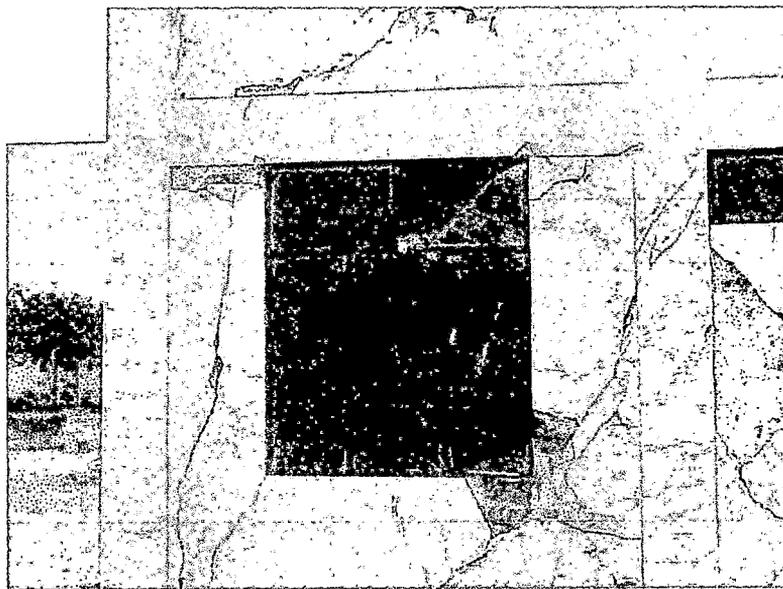
49. Vivienda durante el ensayo, nótese la inclinación al lado derecho



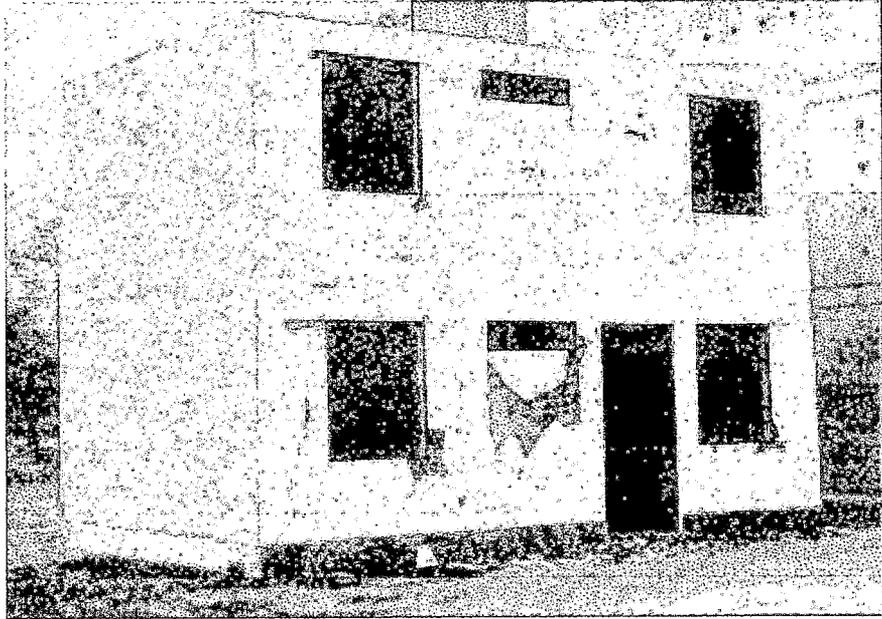
50. Vista general de al vivienda después de ser ensayada



51. Vista del eje 1 de la vivienda despues de ser ensayada



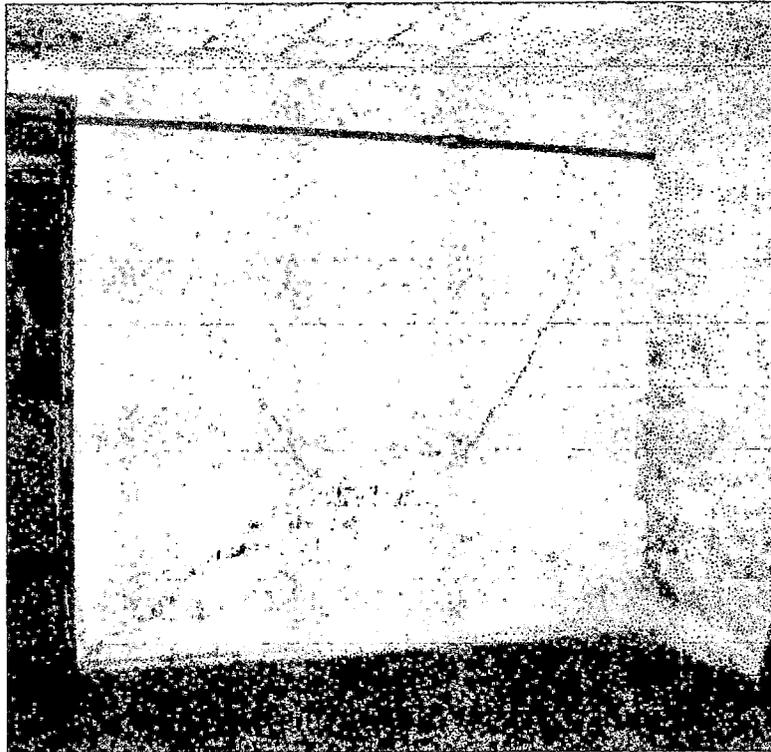
52. Vistas del primer nivel del eje del lado Sur (Eje 3) de la vivienda. Nótese los vidrios de las ventanas rotas por la deformación aplicada



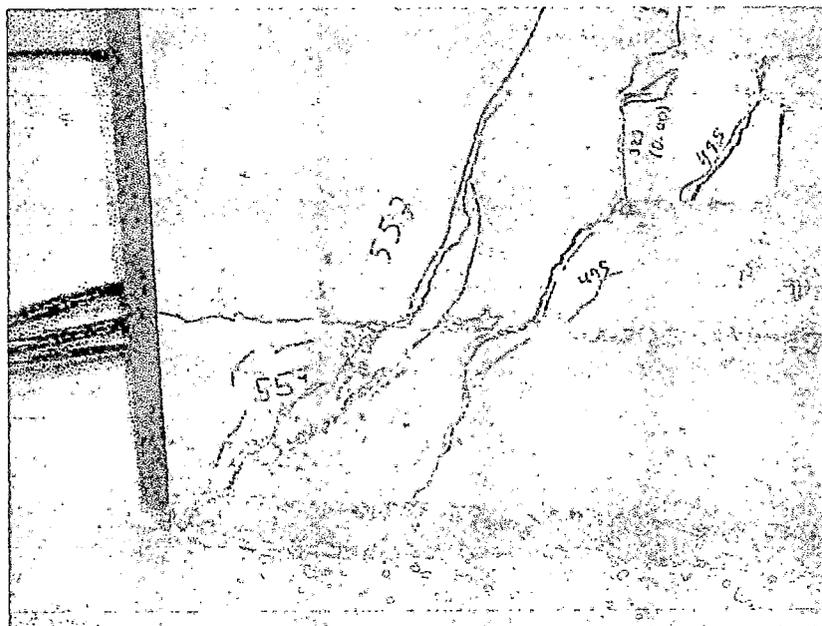
53. Vistas general del eje del lado Sur (Eje 3) de la vivienda.



54. Vista del eje 1 de la vivienda después de ser ensayada

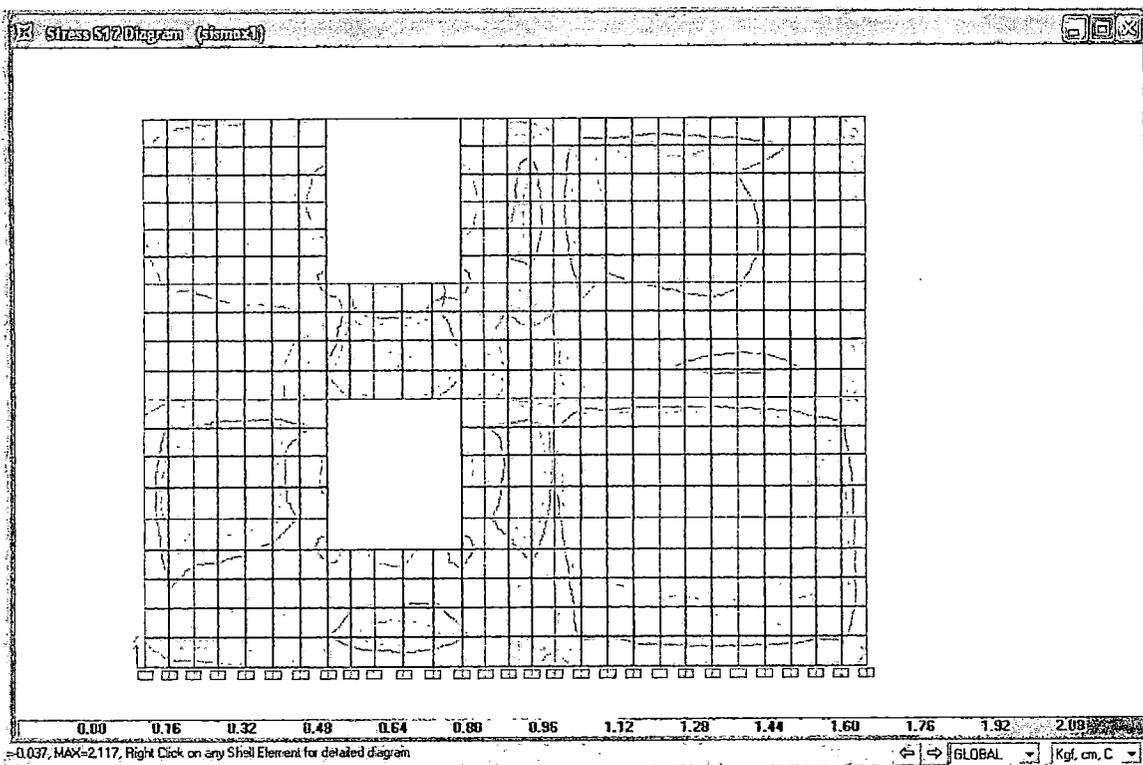


55. Vista del primer nivel del eje 2 de la vivienda, el muro tiene espesor de 25cm, su tipo de amarre es de cabeza

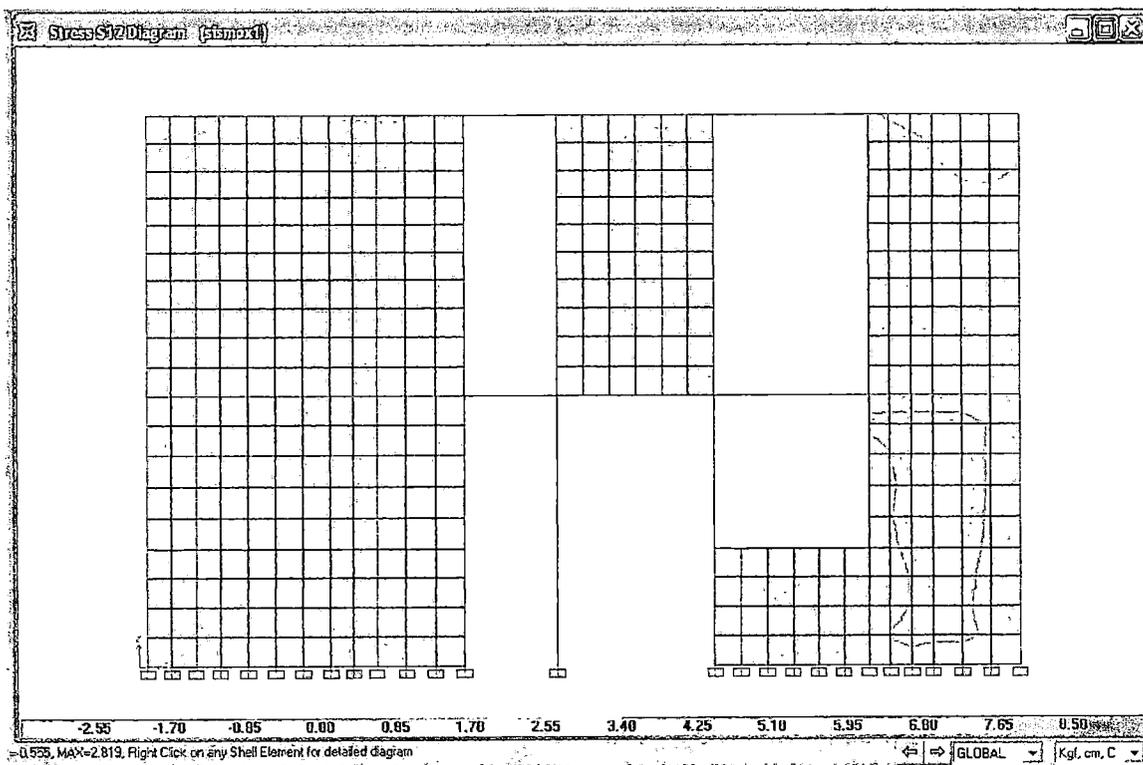


56. Falla por punta de talón del muro de cabeza del primer nivel - eje 2

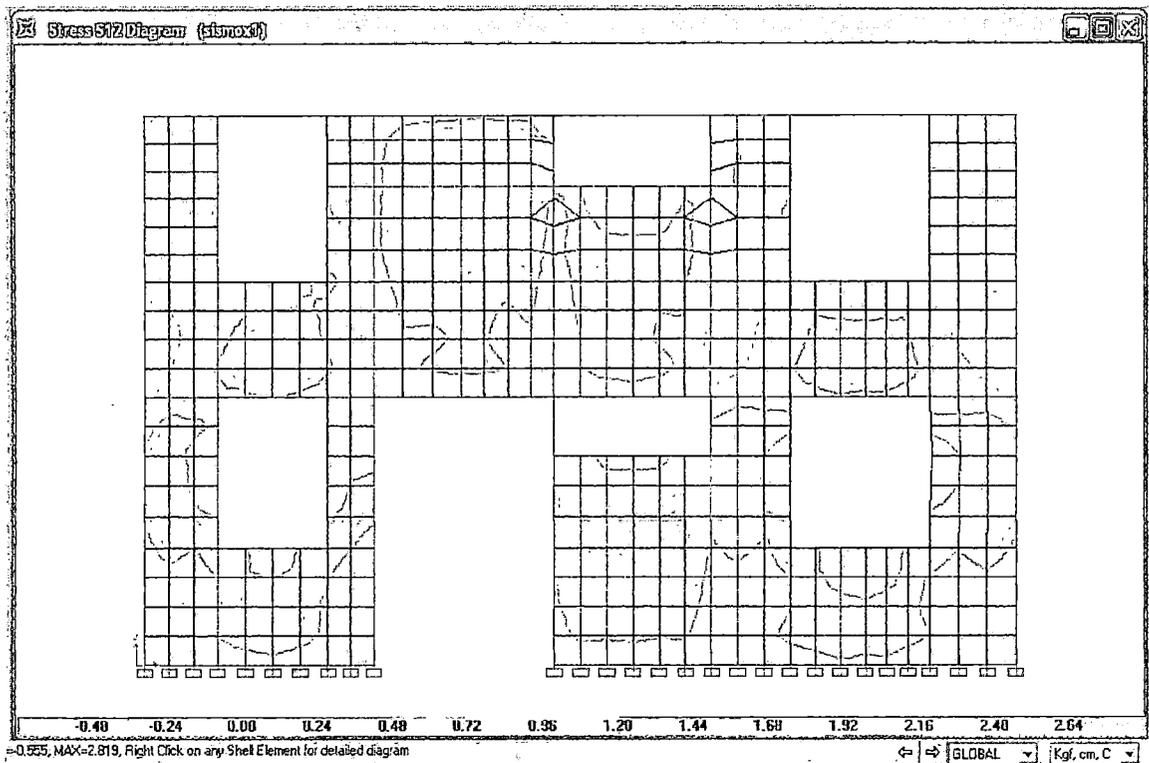
GRAFICO DE ESFUERZOS DE CORTE S12 DEL ANALISIS ESTADICO LINEAL



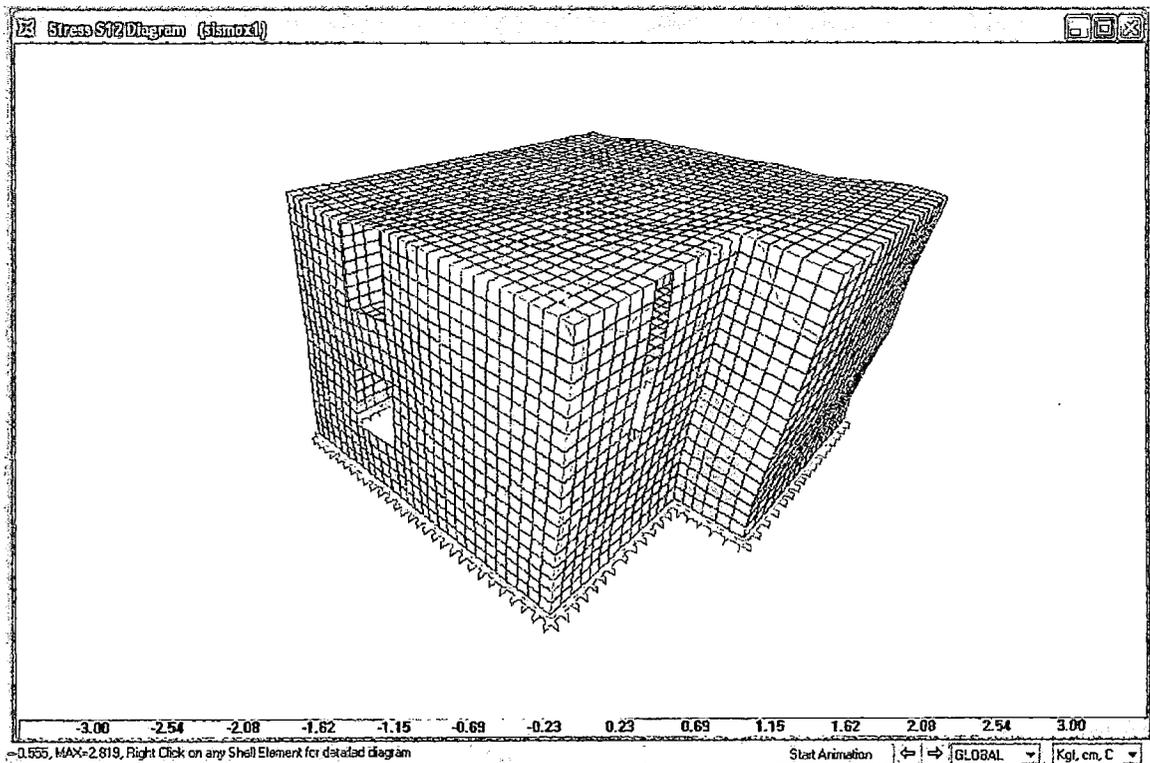
EJE 1 – SISMO EN X



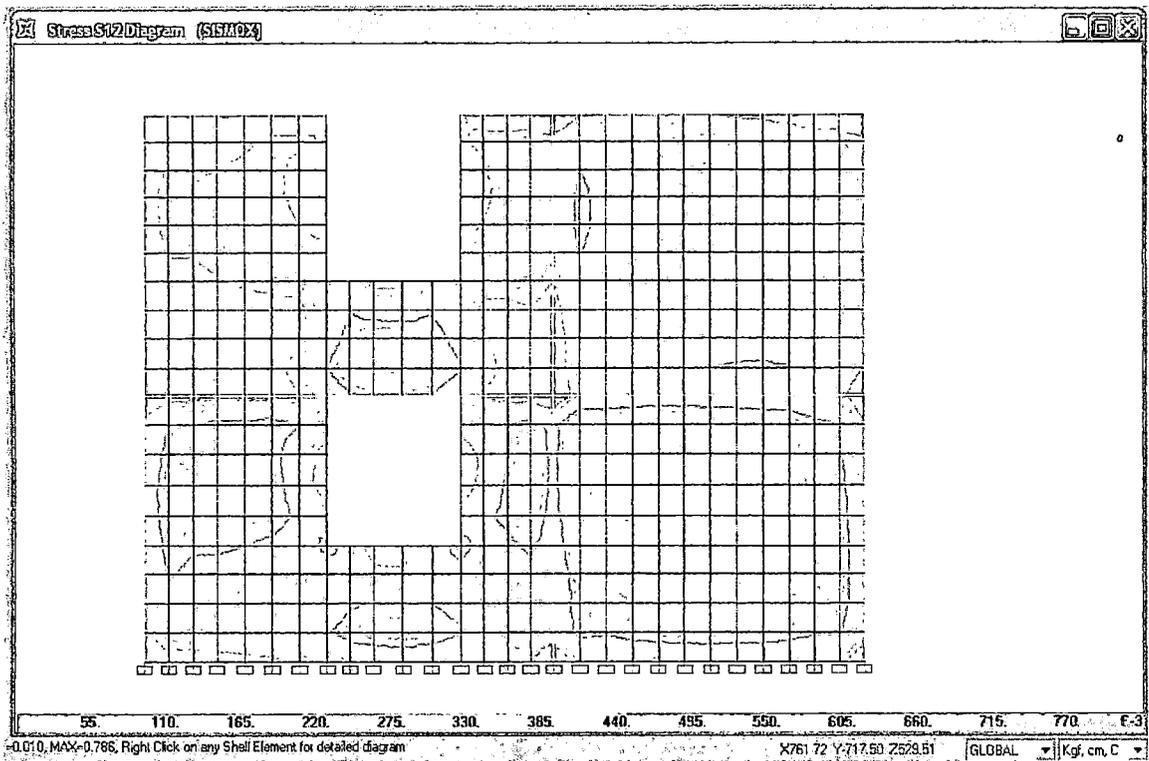
EJE 2 – SISMO EN X



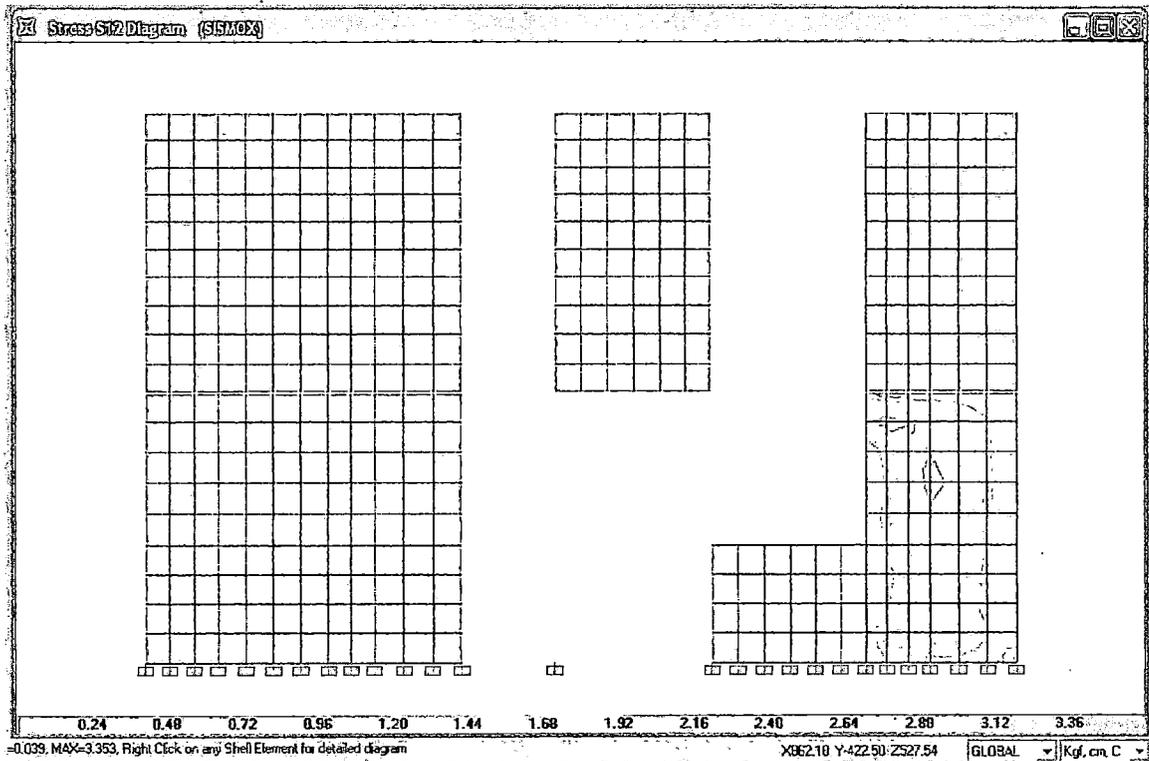
EJE 3 – SISMO EN X



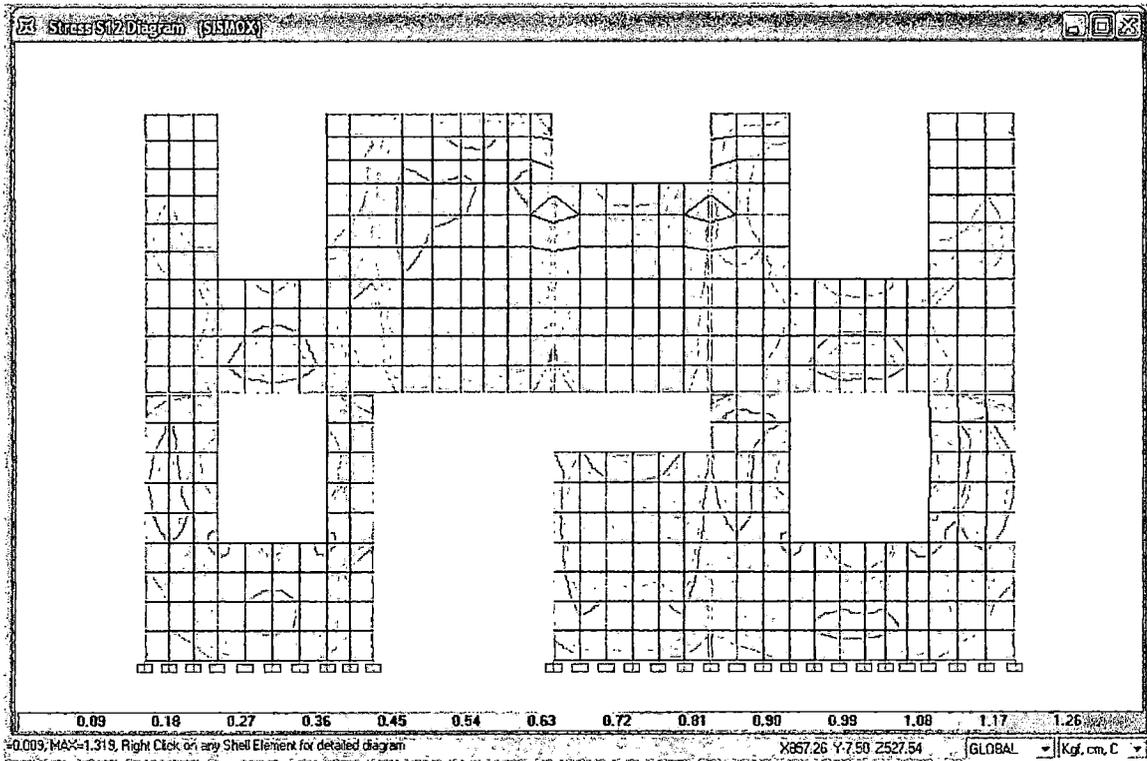
VISTA 3D DE LA VIVIENDA DEFORMADA CON ESFUERZOS DE CORTE S12
 GRAFICO DE ESFUERZOS DE CORTE S12 DEL ANALISIS DIANMICO LINEAL



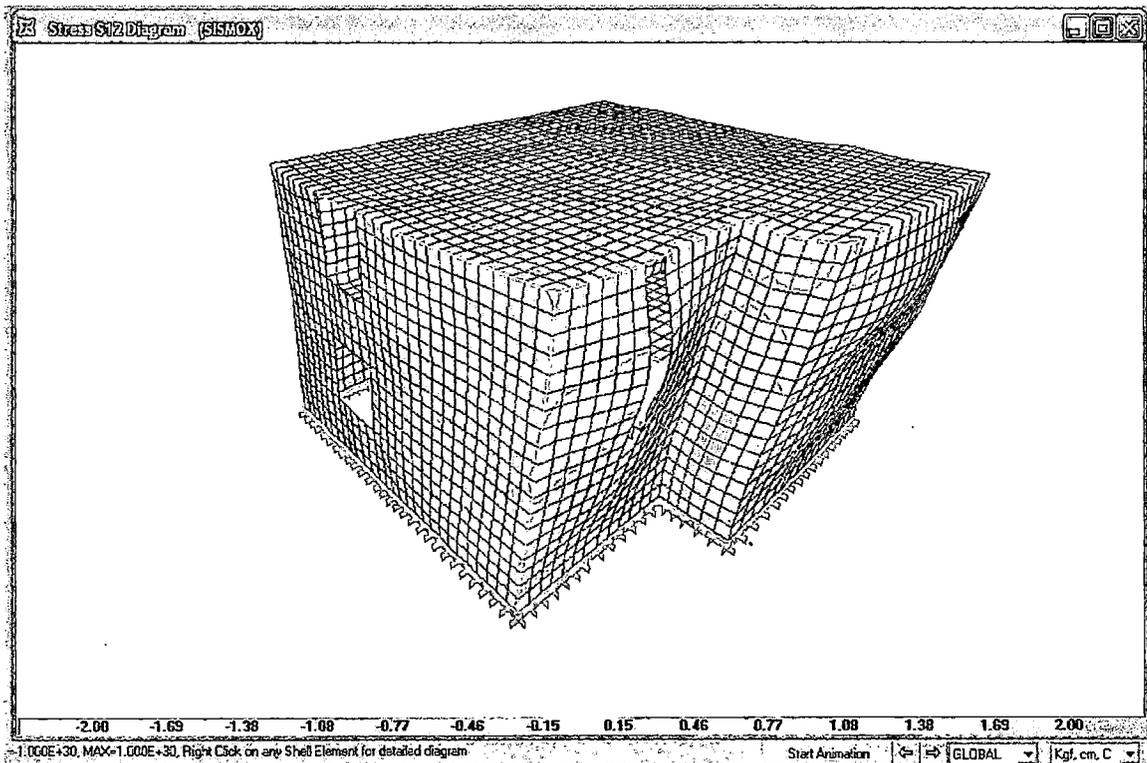
EJE 1 – SISMO EN X



EJE 21 – SISMO EN X



EJE 3 – SISMO EN X



VISTA 3D DE LA VIVIENDA DEFORMADA CON ESFUERZOS DE CORTE S12

INGRESO DE DATOS PARA EL PROGRAMA IDARC 4L
DEL MURO A1-4

muro ensayado en CISMID

A_INFORMACION_GENERAL

1,1,1,1,1,0,0,1

A1_TIPOS_DE_ELEMENTOS

1,1,0,0,0,0,0,0,1

A2_DATOS_DE_ELEMENTOS

2,1,0,0,0,0,0,1

A3_SISTEMA_DE_UNIDADES

1

A4_ELEVACIONES

90.55

A5_DESCRIPCIO_DE_PORTICOS_IDENTICOS

1

A6_CONFIGURACION_PLANO

2

A7_PESO_EN_LOS_NUDOS

1,1,11.34,11.34

B_PROPIEDADES_DE_LOS_MATERIALES

0

B1_PROPIEDADES_DEL_CONCRETO

1,2.49,0,0,0,0,0

B2_PROPIEDADES_DEL_REFUERZO

1,59.74,0,0,0,0

B3_INFILL_MASONRY_PROPIEDADES

1,0.667,0,0,0,0,0

C_MODOS_HYSTERETICOS_CONCRETO

1

1,1,200,0.001,0.001,1,1

D_PROPIEDADES_DE_COLUMNAS

0

COLUMNA

1

1,1,1,11.34,90.55,0.00,3.94

-1,11.81,9.05,1.18,0.393,0.25,3.94,0.5

E_PROPIEDADES_DE_VIGAS

0

VIGA

1,1,1,92.52,5.91,5.91

-1,7.87,9.05,9.05,0.00,1.18,0.393,0.393,0.25,7.87

K_PROPIEDADES_DE_INFILL_PANEL

K1_MURO

1,1

874.00,42.0

1.0,0.08,0.875,3.0,0.0075

1,0.3,0.1,0.0

0.1,0.8,1.0,500

L1_CONECTIVIDAD_COLUMNA

1,1,1,1,0,1

2,1,1,2,0,1
L2_CONECTIVIDAD_VIGA
1,1,1,1,1,2
L9_CONECTIVIDAD_MURO
1,1,1,1,0,1,2,1
Type of Analysis
4
Static loads
0,0,0,0
Quasi Static Analysis Control Data
1
1
1
10
0.,0.10,0.2,0.3,0.4,0.5,0.6,0.7,0.8,0.9
0.001
Snapshot Output
0
0,0,0,0,0
Output options
1,1,1
FR11.PRN
Hys output
0,0,0,0,0,1
Infill Wall # TO BE PRINTED
1
END OF INPUT FILE

INGRESO DE DATOS PARA EL PROGRAMA IDARC 4L
DE LA VIVIENDA ENSAYADA

VIVIENDA ENSAYADA EN CISMID

A INFORMACION_GENERAL

2,3,1,1,1,0,0,1

A1 TIPOS_DE_ELEMENTOS

24,10,2,0,0,0,0,0,15

A2 DATOS_DE_ELEMENTOS

24,20,2,0,0,0,0,15

A3 SISTEMA_DE_UNIDADES

1

A4 ELEVACIONES

100.39,98.42

A5 DESCRIPCIO_DE_PORTICOS_IDENTICOS

1,1,1

A6 CONFIGURACION_PLANO

3,5,5

A7 PESO_EN_LOS_NUDOS

1,1,6.71,9.70,5.63

2,13.86,2.62,9.71,5.66,12.41

3,7.13,0.86,6.90,7.23,6.93

2,1,4.81,6.84,3.99

2,9.83,2.00,8.20,5.07,10.25

3,5.31,0.86,5.61,5.64,4.93

B PROPIEDADES_DE_LOS_MATERIALES

0

B1 PROPIEDADES_DEL_CONCRETO

1,2.49,0,0,0,0,0

B2 PROPIEDADES_DEL_REFUERZO

1,59.74,0,0,0,0

B3 INFILL_MASONRY_PROPIEDADES

1,0.667,0.203,0.9,0.027,0.481,0.3

C MODOS_HYSTERETICOS_CONCRETO

1

1,1,200,0.001,0.001,1,1

D PROPIEDADES_DE_COLUMNAS

0

COLUMNA

1

1,1,1,13.42,100.39,0.00,3.94

-1,11.81,12.0,1.18,0.393,0.25,3.94,0.5

1

2,1,1,6.71,98.43,3.94,3.94

-1,11.81,12,1.18,0.393,0.25,3.94,0.5

1

3,1,1,19.41,100.39,0.00,3.94

-1,5.91,9.84,1.18,0.393,0.25,3.94,0.5

1
4,1,1,9.70,98.43,3.94,3.94
-1,5.91,9.84,1.18,0.393,0.25,3.94,0.5
1
5,1,1,11.27,100.39,0.00,3.94
-1,11.81,12.0,1.18,0.393,0.25,3.94,0.5
1
6,1,1,5.63,98.43,3.94,3.94
-1,11.81,12.0,1.18,0.393,0.25,3.94,0.5
1
7,1,1,27.72,100.39,0.00,3.94
-1,11.81,9.84,1.18,0.393,0.25,3.94,0.5
1
8,1,1,13.86,98.43,3.94,3.94
-1,11.81,9.84,1.18,0.393,0.25,3.94,0.5
1
9,1,1,5.25,100.39,0.00,3.94
-1,11.81,9.84,1.18,0.393,0.25,3.94,0.5
1
10,1,1,2.62,98.43,3.94,3.94
-1,11.81,9.84,1.18,0.393,0.25,3.94,0.5
1
11,1,1,19.41,100.39,0.00,3.94
-1,5.91,9.84,1.18,0.393,0.25,3.94,0.5
1
12,1,1,9.71,98.43,3.94,3.94
-1,5.91,9.84,1.18,0.393,0.25,3.94,0.5
1
13,1,1,11.31,100.39,0.00,3.94
-1,5.91,9.84,1.18,0.393,0.25,3.94,0.5
1
14,1,1,5.66,98.43,3.94,3.94
-1,5.91,9.84,1.18,0.393,0.25,3.94,0.5
1
15,1,1,14.27,100.39,0.00,3.94
-1,11.81,12.0,1.18,0.393,0.25,3.94,0.5
1
16,1,1,7.14,98.43,3.94,3.94
-1,11.81,12.0,1.18,0.393,0.25,3.94,0.5
1
17,1,1,1.71,100.39,0.00,3.94
-1,11.81,5.91,1.18,0.393,0.25,3.94,0.5
1
18,1,1,0.86,98.43,3.94,3.94
-1,11.81,5.91,1.18,0.393,0.25,3.94,0.5
1
19,1,1,13.79,100.39,0.00,3.94
-1,11.81,12.0,1.18,0.393,0.25,3.94,0.5
1
20,1,1,6.90,98.43,3.94,3.94

-1,11.81,12.0,1.18,0.393,0.25,3.94,0.5

1

21,1,1,14.47,100.39,0.00,3.94

-1,11.81,12.0,1.18,0.393,0.25,3.94,0.5

1

22,1,1,7.23,98.43,3.94,3.94

-1,11.81,12.0,1.18,0.393,0.25,3.94,0.5

1

23,1,1,13.87,100.39,0.00,3.94

-1,11.81,12.0,1.18,0.393,0.25,3.94,0.5

1

24,1,1,6.93,98.43,3.94,3.94

-1,11.81,12.0,1.18,0.393,0.25,3.94,0.5

E_PROPIEDADES_DE_VIGAS

0

VIGA

1,1,1,136.22,5.91,2.95

-1,11.81,5.91,5.91,0.00,1.18,0.221,0.221,0.25,7.87

2,1,1,106.30,2.95,5.91

-1,11.81,5.91,5.91,0.00,1.18,0.221,0.221,0.25,7.87

3,1,1,92.52,5.91,5.91

-1,11.81,7.87,7.87,0.00,1.18,0.221,0.221,0.25,7.87

4,1,1,40.35,5.91,2.95

-1,11.81,7.87,7.87,0.00,1.18,0.221,0.221,0.25,7.87

5,1,1,53.15,2.95,2.95

-1,11.81,7.87,7.87,0.00,1.18,0.221,0.221,0.25,7.87

6,1,1,76.77,2.95,26.57

-1,11.81,7.87,7.87,0.00,1.18,0.221,0.221,0.25,7.87

7,1,1,77.95,5.91,5.91

-1,11.81,5.91,5.91,0.00,1.18,0.221,0.221,0.25,7.87

8,1,1,58.27,5.91,5.91

-1,11.81,5.91,5.91,0.00,1.18,0.221,0.221,0.25,7.87

9,1,1,53.15,5.91,5.91

-1,11.81,5.91,5.91,0.00,1.18,0.221,0.221,0.25,7.87

10,1,1,100.39,5.91,5.91

-1,11.81,5.91,5.91,0.00,1.18,0.221,0.221,0.25,7.87

F-SHEAR WALL PROPERTIES SETS

0

F1-WALL SECTION DIMENSIONS SETS

1,1,1,1,1,24.81 100.39,3

1,1,11.81 9.84 0.51 0.51

2,1,29.53 9.84 0.51 0.51

3,1,11.81 9.84 0.51 0.51

2,1,1,1,1,12.41 98.43,3

1,1,11.81 9.84 0.51 0.51

2,1,29.53 9.84 0.51 0.51

3,1,11.81 9.84 0.51 0.51

K_PROPIEDADES_DE_INFILL_PANEL

K1_MURO1A

1,1

229.00,18.0
1.0,0.08,0.875,3.0,0.0075
1,0.3,0.1,0.0
0.1,0.8,1.0,300
K1_MURO2A
2,1
229.00,17.47
1.0,0.08,0.875,3.0,0.0075
1,0.3,0.1,0.0
0.1,0.8,1.0,300
K1_MURO1B
3,1
607.15,34.43
1.0,0.08,0.875,3.0,0.0075
1,0.3,0.1,0.0
0.1,0.8,1.0,300
K1_MURO2B
4,1
607.15,33.44
1.0,0.08,0.875,3.0,0.0075
1,0.3,0.1,0.0
0.1,0.8,1.0,300
K1_MURO1C
5,1
1103.52,53.16
1.0,0.08,0.875,3.0,0.0075
1,0.3,0.1,0.0
0.1,0.8,1.0,300
K1_MURO2C
6,1
1103.52,51.72
1.0,0.08,0.875,3.0,0.0075
1,0.3,0.1,0.0
0.1,0.8,1.0,300
K1_MURO2D
7,1
1718.40,23.36
1.0,0.08,0.875,3.0,0.0075
1,0.3,0.1,0.0
0.1,0.8,1.0,300
K1_MURO2E
8,1
1025.06,19.84
1.0,0.08,0.875,3.0,0.0075
1,0.3,0.1,0.0
0.1,0.8,1.0,300
K1_MURO1F
9,1
869.67,20.92
1.0,0.08,0.875,3.0,0.0075

1,0.3,0.1,0.0
0.1,0.8,1.0,300
K1_MURO2F
10,1
869.67,20.92
1.0,0.08,0.875,3.0,0.0075
1,0.3,0.1,0.0
0.1,0.8,1.0,300
K1_MURO1G
11,1
337.14,6.82
1.0,0.08,0.875,3.0,0.0075
1,0.3,0.1,0.0
0.1,0.8,1.0,300
K1_MURO2G
12,1
337.14,6.51
1.0,0.08,0.875,3.0,0.0075
1,0.3,0.1,0.0
0.1,0.8,1.0,300
K1_MURO1H
13,1
295.17,9.20
1.0,0.08,0.875,3.0,0.0075
1,0.3,0.1,0.0
0.1,0.8,1.0,300
K1_MURO2H
14,1
295.17,8.83
1.0,0.08,0.875,3.0,0.0075
1,0.3,0.1,0.0
0.1,0.8,1.0,300
K1_MURO1I
15,1
873.89,28.75
1.0,0.08,0.875,3.0,0.0075
1,0.3,0.1,0.0
0.1,0.8,1.0,300
L1_CONECTIVIDAD_COLUMNA
1,1,1,1,0,1
2,2,1,1,1,2
3,3,1,2,0,1
4,4,1,2,1,2
5,5,1,3,0,1
6,6,1,3,1,2
7,7,2,1,0,1
8,8,2,1,1,2
9,9,2,2,0,1
10,10,2,2,1,2
11,11,2,3,0,1

12,12,2,3,1,2
13,13,2,4,0,1
14,14,2,4,1,2
15,15,3,1,0,1
16,16,3,1,1,2
17,17,3,2,0,1
18,18,3,2,1,2
19,19,3,3,0,1
20,20,3,3,1,2
21,21,3,4,0,1
22,22,3,4,1,2
23,23,3,5,0,1
24,24,3,5,1,2

L2_CONECTIVIDAD_VIGA

1,1,1,1,1,2
2,1,2,1,1,2
3,2,1,1,2,3
4,2,2,1,2,3
5,3,1,2,1,2
6,3,2,2,1,2
7,4,1,2,2,3
8,4,2,2,2,3
9,5,1,2,3,4
10,5,2,2,3,4
11,6,1,2,4,5
12,6,2,2,4,5
13,7,1,3,1,2
14,7,2,3,1,2
15,8,1,3,2,3
16,8,2,3,2,3
17,9,1,3,3,4
18,9,2,3,3,4
19,10,1,3,4,5
20,10,2,3,4,5

L3_CONECTIVIDAD_PLACA

1,1,2,5,0,1
2,2,2,5,1,2

L9_CONECTIVIDAD_MURO

1,1,1,1,0,1,2,1
2,1,2,2,1,1,2,2
3,1,3,1,0,2,3,3
4,1,4,2,1,2,3,4
5,2,5,1,0,1,2,5
6,2,6,2,1,1,2,6
7,2,7,2,1,2,3,8
8,3,8,2,1,2,3,16
9,3,9,1,0,3,4,17
10,3,10,2,1,3,4,18
11,3,11,1,0,1,2,7
12,3,12,2,1,1,2,14

13,3,13,1,0,4,5,10

14,3,14,2,1,4,5,20

15,2,15,1,0,4,5,6

Type of Analysis

4

Static loads

0,0,0,0

Quasi Static Analysis Control Data

1

2

1,2

16

0.0,0.10,0.2,0.3,0.4,0.5,0.6,0.7,0.8,0.9,1.0,1.1,1.2,1.3,1.4,1.5

0.0,0.20,0.4,0.6,0.8,1.0,1.2,1.4,1.6,1.8,2.0,2.2,2.4,2.6,2.8,3.0

0.001

Snapshot Output

0

0,0,0,0,0

Output options

2,1,2,1

FR22.PRN

FR11.PRN

Hys output

0,0,0,0,0,0

END OF INPUT FILE

Cálculo del Factor de Participación para las transformaciones ADRS:

Formas de Modo Obtenidas del Análisis Dinámico SAP2000

NIVEL	M(kg-s ² /m)	Formas de Modo	
Nivel 1	5163.10	0.5556	1.0000
Nivel 2	3384.30	1.0000	-0.7801

FACTORES DE PARTICIPACION MODAL

	Modo 1		Modo 2	
	Pi*Fmi	Pi*Fmi ²	Pi*Fmi	Pi*Fmi ²
	28.142	15.636	50.650	50.650
	33.200	33.200	-25.900	20.205
Suma	61.342	48.836	24.750	70.855
FP	1.25		0.35	



El FP para el primer modo es de 1.25

El valor de α (coeficiente de masa participante de cada modo se obtuvo del análisis lineal dinámico realizado por el programa SAP 2000)

		Coficiente de masa acumulada efectiva por modo
Modo	Periodo (seg)	Suma UX
1	0.0711	0.8930

Para éste caso se tomará el valor de $\alpha = 0.893$

Calculo de rigidez lineal-bazan

fm	47.47 kg/cm ²
Em	2.37E+04 kg/cm ²
G	9.49E+03 kg/cm ²
Ec	2.10E+05 kg/cm ²
L(sin col)	206.4 cm
h(sin col)	220 cm
t	20.5 cm
Am	4231.2 cm ²
Ac	615 cm ²

lambda	3.22
--------	------

esbeltez

b(entre ejes)	236.4 cm
h(entre ejes)	230 cm
b/h	1.02608696

Espesor Diagonal Equivalente

w	96.7679244 cm
A	1983.74245 cm ²
L	301.663654 cm
KL	156081.538 kg/cm
	874.003929 kip/in

calculo corte-propuesta NTE 070

V'm	6.8898476 kg/cm ²
L(total)	236.4 cm ²
alfa	1
Pg	10300 kg
Vm	19063.7897 kg
	42.0263732 kip

MURO 1A

Calculo de rigidez lineal-bazan

fm	47.47 kg/cm2
Em	2.37E+04 kg/cm2
G	9.49E+03 kg/cm2
Ec	2.10E+05 kg/cm2
L(sin col)	135 cm
h(sin col)	120 cm
t	15 cm
Am	2025 cm2
Ac	615 cm2

lambda 6.72

esbeltez

b(entre ejes)	150 cm
h(entre ejes)	120 cm
b/h	1.026086957

Espesor Diagonal Equivalente

w	59.73470964 cm
A	896.0206446 cm2
L	180.6239187 cm
KL	117742.1582 kg/cm 659.3163425 kip/in

calculo corte-propuesta NTE 070

V'm	6.889847604 kg/cm2
L(total)	150 cm
alfa	1
Pg	2038.5 kg
Vm	8219.933554 kg 18.12095076 kip

Calculo de rigidez lineal-bazan

fm	47.47 kg/cm2
Em	2.37E+04 kg/cm2
G	9.49E+03 kg/cm2
Ec	2.10E+05 kg/cm2
L(sin col)	60 cm
h(sin col)	120 cm
t	15 cm
Am	900 cm2
Ac	615 cm2

lambda 15.11

esbeltez

b(entre ejes)	68 cm
h(entre ejes)	120 cm
b/h	1.026086957

Espesor Diagonal Equivalente

w	81.90309669 cm
A	1228.54645 cm2
L	134.1640786 cm
KL	217342.4533 kg/cm 1217.044376 kip/in

calculo corte-propuesta NTE 070

V'm	6.889847604 kg/cm2
L(total)	150 cm
alfa	1
Pg	1219.32 kg
Vm	8031.522154 kg 17.70559537 kip

Calculo de rigidez lineal-bazan

calculo corte-propuesta NTE 070

fm 47.47 kg/cm2
 Em 2.37E+04 kg/cm2
 G 9.49E+03 kg/cm2
 Ec 2.10E+05 kg/cm2
 L(sin col) 300 cm
 h(sin col) 100 cm
 t 15 cm
 Am 4500 cm2
 Ac 600 cm2

V'm 6.889847604 kg/cm2
 L(total) 360 cm
 alfa 1
 Pg 4877.82 kg
 Vm 19724.48713 kg
 43.4828892 kip

lambda 2.95

esbeltez
 b(entre ejes) 337 cm
 h(entre ejes) 100 cm
 b/h 1.026086957

Espesor Diagonal Equivalente

w 41.48830841 cm
 A 622.3246261 cm2
 L 316.227766 cm
 KL 46709.60803 kg/cm
 261.5580384 kip/in

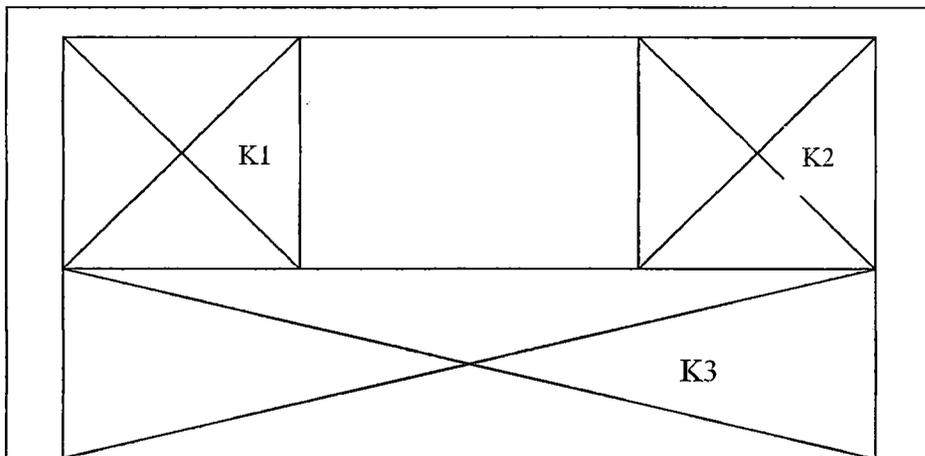
RIGIDEZ EQUIVALENTE

CORTANTE EQUIVALENTE

K1+k2 1876.360718
 K3 261.5580384

Ke 229.5584092 kip/in

Ve 17.70559537 kip



MURO 2A

Calculo de rigidez lineal-bazan

fm	47.47 kg/cm ²
Em	2.37E+04 kg/cm ²
G	9.49E+03 kg/cm ²
Ec	2.10E+05 kg/cm ²
L(sin col)	135 cm
h(sin col)	120 cm
t	15 cm
Am	2025 cm ²
Ac	615 cm ²

lambda 6.72

esbeltez

b(entre ejes)	150 cm
h(entre ejes)	120 cm
b/h	1.026086957

Espesor Diagonal Equivalente

w	59.73470964 cm
A	896.0206446 cm ²
L	180.6239187 cm

KL 117742.1582 kg/cm
659.3163425 kip/in

calculo corte-propuesta NTE 070

V'm	6.889847604 kg/cm ²
L(total)	150 cm
alfa	1
Pg	756 kg

Vm 7924.958554 kg
17.47067452 kip

Calculo de rigidez lineal-bazan

fm	47.47 kg/cm ²
Em	2.37E+04 kg/cm ²
G	9.49E+03 kg/cm ²
Ec	2.10E+05 kg/cm ²
L(sin col)	60 cm
h(sin col)	120 cm
t	15 cm
Am	900 cm ²
Ac	615 cm ²

lambda 15.11

esbeltez

b(entre ejes)	68 cm
h(entre ejes)	120 cm
b/h	1.026086957

Espesor Diagonal Equivalente

w	81.90309669 cm
A	1228.54645 cm ²
L	134.1640786 cm

KL 217342.4533 kg/cm
1217.044376 kip/in

calculo corte-propuesta NTE 070

V'm	6.889847604 kg/cm ²
L(total)	150 cm
alfa	1
Pg	490.32 kg

Vm 7863.852154 kg
17.33596467 kip

Calculo de rigidez lineal-bazan

fm	47.47 kg/cm ²
Em	2.37E+04 kg/cm ²
G	9.49E+03 kg/cm ²
Ec	2.10E+05 kg/cm ²
L(sin col)	300 cm
h(sin col)	100 cm
t	15 cm
Am	4500 cm ²
Ac	600 cm ²

lambda 2.95

esbeltez

b(entre ejes)	337 cm
h(entre ejes)	100 cm
b/h	1.026086957

Espesor Diagonal Equivalente

w	41.48830841 cm
A	622.3246261 cm ²
L	316.227766 cm
KL	46709.60803 kg/cm
	261.5580384 kip/in

calculo corte-propuesta NTE 070

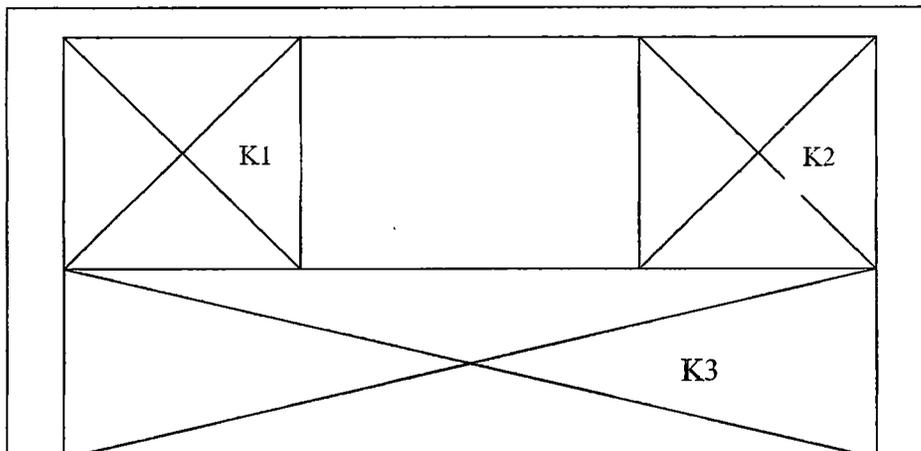
V'm	6.889847604 kg/cm ²
L(total)	360 cm
alfa	1
Pg	2056.32 kg
Vm	19075.54213 kg
	42.05228148 kip

RIGIDEZ EQUIVALENTE

K1+k12	1876.360718
KI	261.5580384
Ke	229.5584092

CORTANTE EQUIVALENTE

Ve 17.33596467 kip



MURO 1B

Calculo de rigidez lineal-bazan

fm	47.47 kg/cm ²
Em	2.37E+04 kg/cm ²
G	9.49E+03 kg/cm ²
Ec	2.10E+05 kg/cm ²
L(sin col)	240 cm
h(sin col)	220 cm
t	15 cm
Am	3600 cm ²
Ac	600 cm ²

lambda 3.69

esbeltez

b(entre ejes)	262.5 cm
h(entre ejes)	230 cm
b/h	1.026086957

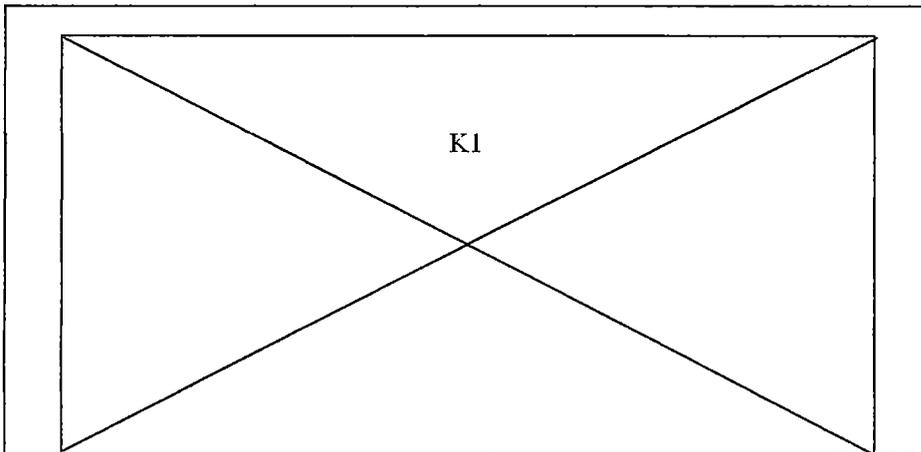
Espesor Diagonal Equivalente

w	99.15388667 cm
A	1487.3083 cm ²
L	325.5764119 cm

KL	108426.9659 kg/cm
	607.1544099 kip/in

calculo corte-propuesta NTE 070

V'm	6.889847604 kg/cm ²
L(total)	285 cm
alfa	1
Pg	3888 kg
Vm	15621.28925 kg
	34.43733595 kip



MURO 2B

Calculo de rigidez lineal-bazan

fm	47.47 kg/cm ²
Em	2.37E+04 kg/cm ²
G	9.49E+03 kg/cm ²
Ec	2.10E+05 kg/cm ²
L(sin col)	240 cm
h(sin col)	220 cm
t	15 cm
Am	3600 cm ²
Ac	600 cm ²

lambda 3.69

esbeltez

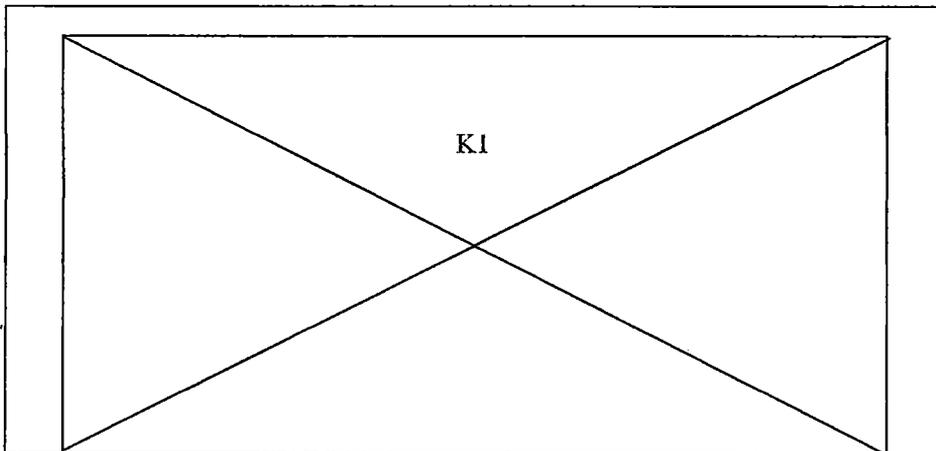
b(entre ejes)	262.5 cm
h(entre ejes)	230 cm
b/h	1.026086957

Espesor Diagonal Equivalente

w	99.15388667 cm
A	1487.3083 cm ²
L	325.5764119 cm
KL	108426.9659 kg/cm
	607.1544099 kip/in

calculo corte-propuesta NTE 070

V'm	6.889847604 kg/cm ²
L(total)	285 cm
alfa	1
Pg	1927.8 kg
Vm	15170.44325 kg
	33.44344006 kip



MURO 1C

Calculo de rigidez lineal-bazan

fm	47.47 kg/cm ²
Em	2.37E+04 kg/cm ²
G	9.49E+03 kg/cm ²
Ec	2.10E+05 kg/cm ²
L(sin col)	205 cm
h(sin col)	225 cm
t	25 cm
Am	5125 cm ²
Ac	750 cm ²

lambda 3.24

esbeltez

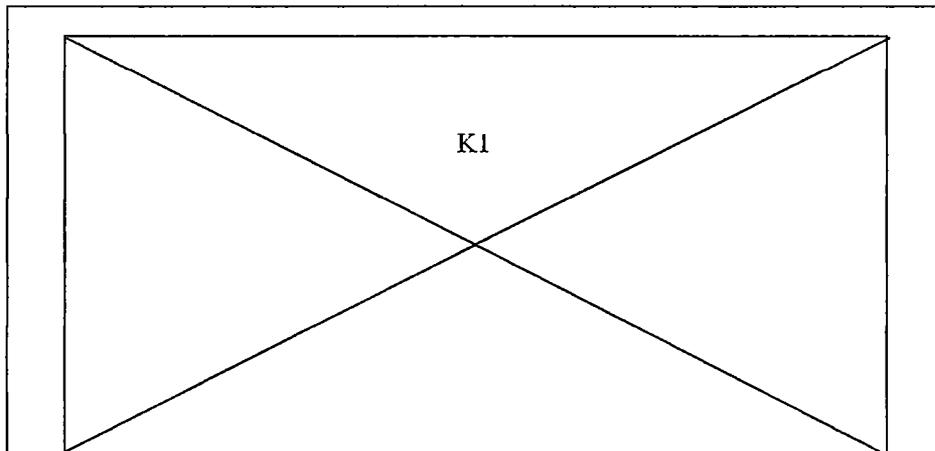
L(entre ejes)	235 cm
h(entre ejes)	240 cm
b/h	1.026086957

Espesor Diagonal Equivalente

w	101.0911538 cm
A	2527.278846 cm ²
L	304.3846251 cm
KL	197069.6233 kg/cm 1103.523371 kip/in

calculo corte-propuesta NTE 070

V'm	6.889847604 kg/cm ²
L(total)	265 cm
alfa	1
Pg	5612.625 kg
Vm	24113.52394 kg 53.1585781 kip



MURO 2C

Calculo de rigidez lineal-bazan

fm	47.47 kg/cm ²
Em	2.37E+04 kg/cm ²
G	9.49E+03 kg/cm ²
Ec	2.10E+05 kg/cm ²
L(sin col)	205 cm
h(sin col)	220 cm
t	25 cm
Am	5125 cm ²
Ac	750 cm ²

lambda 3.24

esbeltez

L(entre ejes)	235 cm
h(entre ejes)	240 cm
L/h	1.026086957

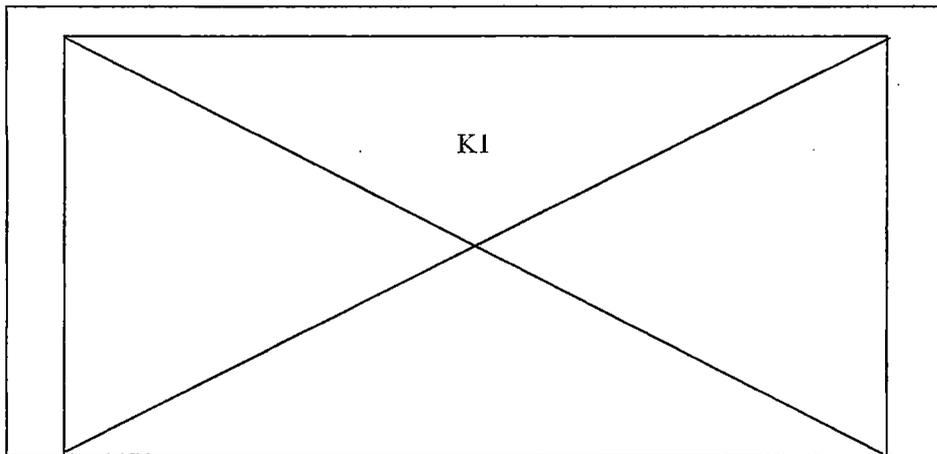
Espesor Diagonal Equivalente

w	101.0911538 cm
A	2527.278846 cm ²
L	300.7074991 cm

KL	199479.4397 kg/cm
	1117.017529 kip/in

calculo corte-propuesta NTE 070

V'm	6.889847604 kg/cm ²
L(total)	265 cm
alfa	1
Pg	2783.25 kg
Vm	23462.76769 kg
	51.72397746 kip



MURO 2D

Calculo de rigidez lineal-bazan

fm	47.47 kg/cm2
Em	2.37E+04 kg/cm2
G	9.49E+03 kg/cm2
Ec	2.10E+05 kg/cm2
L(sin col)	90 cm
h(sin col)	220 cm
t	25 cm
Am	2250 cm2
Ac	750 cm2

lambda 7.37

esbeltez

L(entre ejes)	102.5 cm
h(entre ejes)	240 cm
L/h	1.026086957

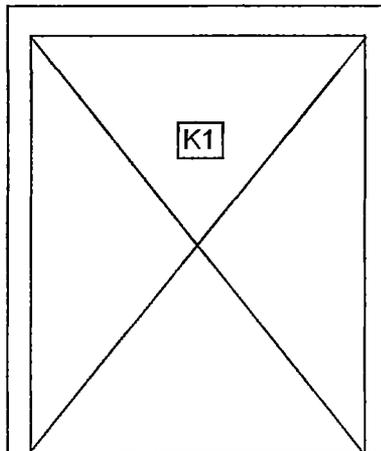
Espesor Diagonal Equivalente

w	122.9298504 cm
A	3073.246261 cm2
L	237.6972865 cm

KL	306875.6109 kg/cm
	1718.399837 kip/in

calculo corte-propuesta NTE 070

V'm	6.889847604 kg/cm2
L(total)	120 cm
alfa	1
Pg	1142.1 kg
Vm	10597.45441 kg
	23.36222649 kip



MURO 2E

Calculo de rigidez lineal-bazan

fm	47.47 kg/cm2
Em	2.37E+04 kg/cm2
G	9.49E+03 kg/cm2
Ec	2.10E+05 kg/cm2
L(sin col)	110 cm
h(sin col)	220 cm
t	15 cm
Am	1650 cm2
Ac	600 cm2

lambda 8.04

esbeltez

L(entre ejes)	140 cm
h(entre ejes)	240 cm
L/h	1.026086957

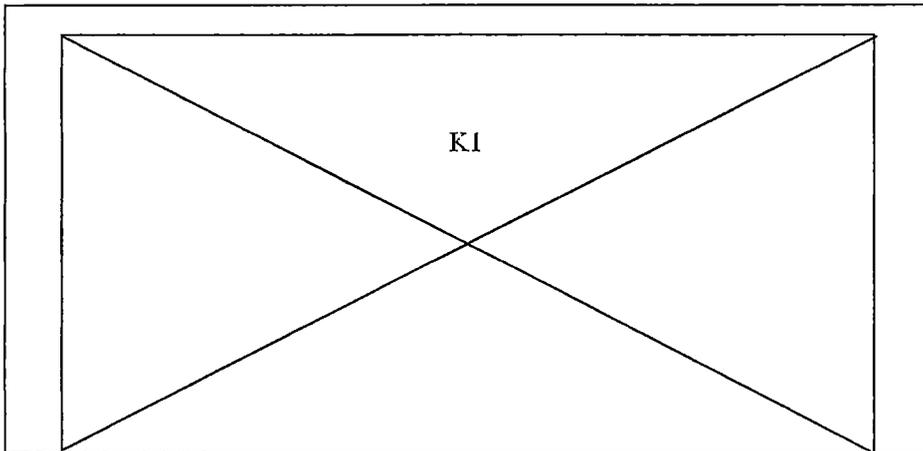
Espesor Diagonal Equivalente

w	126.4689277 cm
A	1897.033916 cm2
L	245.9674775 cm

KL	183057.1279 kg/cm
	1025.058127 kip/in

calculo corte-propuesta NTE 070

V'm	6.889847604 kg/cm2
L(total)	170 cm
alfa	1
Pg	926.1 kg
Vm	8997.558695 kg
	19.83523552 kip



MURO 1F

Calculo de rigidez lineal-bazan

fm	47.47 kg/cm ²
Em	2.37E+04 kg/cm ²
G	9.49E+03 kg/cm ²
Ec	2.10E+05 kg/cm ²
L(sin col)	120 cm
h(sin col)	195 cm
t	15 cm
Am	1800 cm ²
Ac	600 cm ²

lambda 7.37

esbeltez

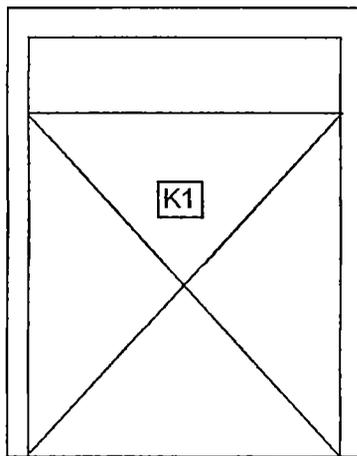
L(entre ejes)	150 cm
h(entre ejes)	195 cm
L/h	1.026086957

Espesor Diagonal Equivalente

w	99.88050348 cm
A	1498.207552 cm ²
L	228.9650628 cm
KL	155307.3461 kg/cm 869.6687148 kip/in

calculo corte-propuesta NTE 070

V'm	6.889847604 kg/cm ²
L(total)	180 cm
alfa	1
Pg	810 kg
Vm	9487.594265 kg 20.91552533 kip



MURO 2F

Calculo de rigidez lineal-bazan

fm	47.47 kg/cm2
Em	2.37E+04 kg/cm2
G	9.49E+03 kg/cm2
Ec	2.10E+05 kg/cm2
L(sin col)	120 cm
h(sin col)	195 cm
t	15 cm
Am	1800 cm2
Ac	600 cm2

lambda 7.37

esbeltez

L(entre ejes)	150 cm
h(entre ejes)	195 cm
L/h	1.026086957

Espesor Diagonal Equivalente

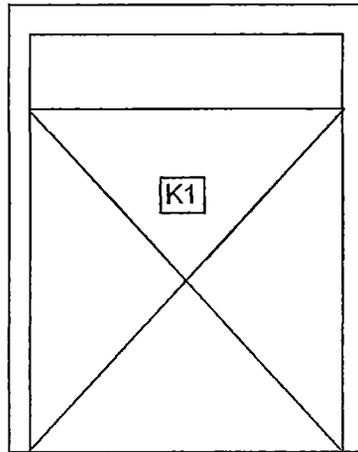
w	99.88050348 cm
A	1498.207552 cm2
L	228.9650628 cm

KL	155307.3461 kg/cm
	869.6687148 kip/in

calculo corte-propuesta NTE 070

V'm	6.889847604 kg/cm2
L(total)	180 cm
alfa	1
Pg	810 kg

Vm	9487.594265 kg
	20.91552533 kip



MURO 1G

Calculo de rigidez lineal-bazan

fm	47.47 kg/cm2
Em	2.37E+04 kg/cm2
G	9.49E+03 kg/cm2
Ec	2.10E+05 kg/cm2
L(sin col)	55 cm
h(sin col)	120 cm
t	15 cm
Am	825 cm2
Ac	615 cm2

lambda 16.49

esbeltez

b(entre ejes)	55 cm
h(entre ejes)	120 cm
b/h	1.026086957

Espesor Diagonal Equivalente

w	85.53065094 cm
A	1282.959764 cm2
L	132.0037878 cm

KL	230683.1531 kg/cm
	1291.747792 kip/in

calculo corte-propuesta NTE 070

V'm	6.889847604 kg/cm2
L(total)	55 cm
alfa	1
Pg	1089.45 kg
Vm	3092.635636 kg
	6.817755607 kip

Calculo de rigidez lineal-bazan

fm	47.47 kg/cm2
Em	2.37E+04 kg/cm2
G	9.49E+03 kg/cm2
Ec	2.10E+05 kg/cm2
L(sin col)	175 cm
h(sin col)	100 cm
t	15 cm
Am	2625 cm2
Ac	600 cm2

lambda 5.06

esbeltez

b(entre ejes)	190 cm
h(entre ejes)	100 cm
b/h	1.026086957

Espesor Diagonal Equivalente

w	46.12281441 cm
A	691.8422161 cm2
L	201.5564437 cm

KL	81470.35489 kg/cm
	456.2064876 kip/in

calculo corte-propuesta NTE 070

V'm	6.889847604 kg/cm2
L(total)	175 cm2
alfa	1
Pg	5193.45 kg
Vm	10237.41848 kg
	22.5685226 kip

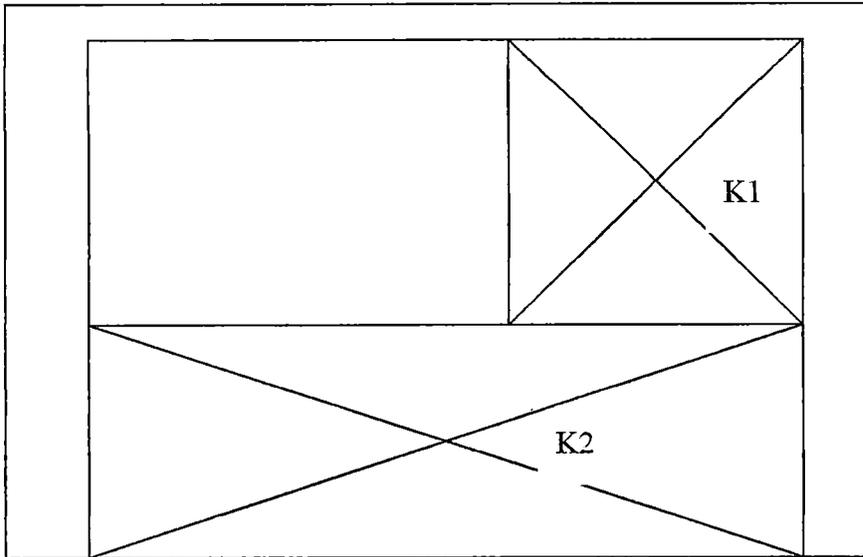
RIGIDEZ EQUIVALENTE

CORTANTE EQUIVALENTE

$K1+k2$ 1291.747792
K1 456.2064876

Ke 337.1390945

Ve 6.817755607 kip



MURO 2G

Calculo de rigidez lineal-bazan

fm	47.47 kg/cm2
Em	2.37E+04 kg/cm2
G	9.49E+03 kg/cm2
Ec	2.10E+05 kg/cm2
L(sin col)	55 cm
h(sin col)	120 cm
t	15 cm
Am	825 cm2
Ac	615 cm2

lambda 16.49

esbeltez

b(entre ejes)	55 cm
h(entre ejes)	120 cm
b/h	1.026086957

Espesor Diagonal Equivalente

w	85.53065094 cm
A	1282.959764 cm2
L	132.0037878 cm
KL	230683.1531 kg/cm 1291.747792 kip/in

calculo corte-propuesta NTE 070

V'm	6.889847604 kg/cm2
L(total)	55 cm
alfa	1
Pg	492.75 kg
Vm	2955.394636 kg 6.515206032 kip

Calculo de rigidez lineal-bazan

fm	47.47 kg/cm2
Em	2.37E+04 kg/cm2
G	9.49E+03 kg/cm2
Ec	2.10E+05 kg/cm2
L(sin col)	175 cm
h(sin col)	100 cm
t	15 cm
Am	2625 cm2
Ac	600 cm2

lambda 5.06

esbeltez

b(entre ejes)	190 cm
h(entre ejes)	100 cm
b/h	1.026086957

Espesor Diagonal Equivalente

w	46.12281441 cm
A	691.8422161 cm2
L	201.5564437 cm
KL	81470.35489 kg/cm 456.2064876 kip/in

calculo corte-propuesta NTE 070

V'm	6.889847604 kg/cm2
L(total)	175 cm2
alfa	1
Pg	5193.45 kg
Vm	10237.41848 kg 22.5685226 kip

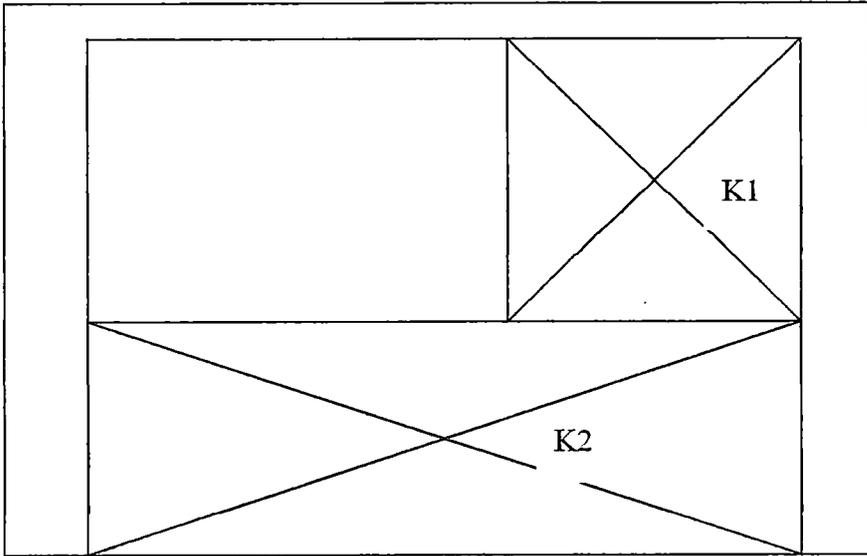
RIGIDEZ EQUIVALENTE

CORTANTE EQUIVALENTE

$K1+k2$ 1291.747792
K1 456.2064876

Ke 337.1390945

Ve 6.515206032 kip



MURO 1H

Calculo de rigidez lineal-bazan

fm	47.47 kg/cm2
Em	2.37E+04 kg/cm2
G	9.49E+03 kg/cm2
Ec	2.10E+05 kg/cm2
L(sin col)	50 cm
h(sin col)	120 cm
t	15 cm
Am	750 cm2
Ac	615 cm2

lambda 18.14

esbeltez

b(entre ejes)	60 cm
h(entre ejes)	120 cm
b/h	1.026086957

Espesor Diagonal Equivalente

w	89.88371603 cm
A	1348.25574 cm2
L	130 cm

KL	246160.3846 kg/cm
	1378.415064 kip/in

calculo corte-propuesta NTE 070

V'm	6.889847604 kg/cm2
L(total)	75 cm
alfa	1
Pg	1289.25 kg

Vm	4172.066777 kg
	9.197375639 kip

Calculo de rigidez lineal-bazan

fm	47.47 kg/cm2
Em	2.37E+04 kg/cm2
G	9.49E+03 kg/cm2
Ec	2.10E+05 kg/cm2
L(sin col)	50 cm
h(sin col)	120 cm
t	15 cm
Am	750 cm2
Ac	615 cm2

lambda 18.14

esbeltez

b(entre ejes)	60 cm
h(entre ejes)	120 cm
b/h	1.026086957

Espesor Diagonal Equivalente

w	89.88371603 cm
A	1348.25574 cm2
L	130 cm

KL	246160.3846 kg/cm
	1378.415064 kip/in

calculo corte-propuesta NTE 070

V'm	6.889847604 kg/cm2
L(total)	75 cm
alfa	1
Pg	1289.25 kg

Vm	4172.066777 kg
	9.197375639 kip

Calculo de rigidez lineal-bazan

calculo corte-propuesta NTE 070

fm 47.47 kg/cm2
 Em 2.37E+04 kg/cm2
 G 9.49E+03 kg/cm2
 Ec 2.10E+05 kg/cm2
 L(sin col) 240 cm
 h(sin col) 100 cm
 t 15 cm
 Am 3600 cm2
 Ac 600 cm2

V'm 6.889847604 kg/cm2
 L(total) 270 cm
 alfa 1
 Pg 132178.5 kg
 Vm 44352.9964 kg
 97.77675919 kip

lambda 3.69

esbeltez

b(entre ejes) 240 cm
 h(entre ejes) 100 cm
 b/h 1.026086957

Espesor Diagonal Equivalente

w 43.11038551 cm
 A 646.6557826 cm2
 L 260 cm

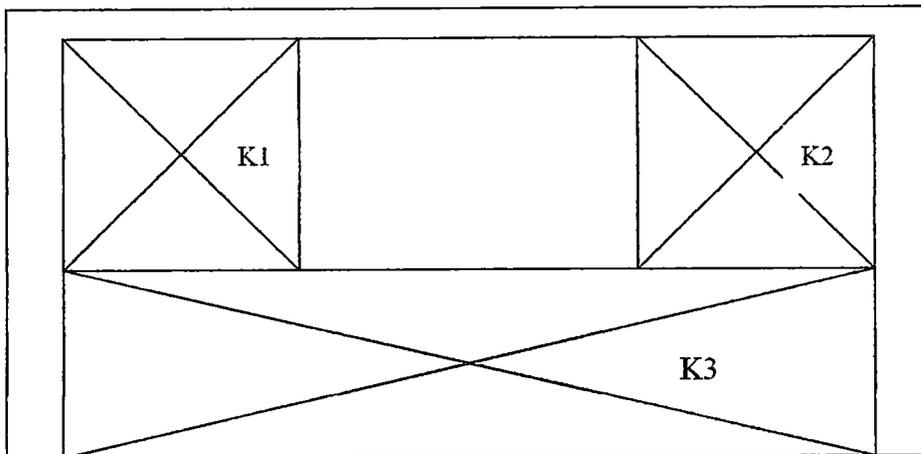
KL 59032.21154 kg/cm
 330.5604586 kip/in

RIGIDEZ EQUIVALENTE

CORTANTE EQUIVALENTE

K1+k2 2756.830128
 KI 330.5604586
 Ke 295.1680411

Ve 9.197375639 kip



MURO 2H

Calculo de rigidez lineal-bazan

fm	47.47 kg/cm ²
Em	2.37E+04 kg/cm ²
G	9.49E+03 kg/cm ²
Ec	2.10E+05 kg/cm ²
L(sin col)	50 cm
h(sin col)	120 cm
t	15 cm
Am	750 cm ²
Ac	615 cm ²

lambda 18.14

esbeltez

b(entre ejes)	60 cm
h(entre ejes)	120 cm
b/h	1.026086957

Espesor Diagonal Equivalente

w	89.88371603 cm
A	1348.25574 cm ²
L	130 cm

KL	246160.3846 kg/cm
	1378.415064 kip/in

calculo corte-propuesta NTE 070

V'm	6.889847604 kg/cm ²
L(total)	75 cm
alfa	1
Pg	573.75 kg
Vm	4007.501777 kg
	8.834589949 kip

Calculo de rigidez lineal-bazan

fm	47.47 kg/cm ²
Em	2.37E+04 kg/cm ²
G	9.49E+03 kg/cm ²
Ec	2.10E+05 kg/cm ²
L(sin col)	50 cm
h(sin col)	120 cm
t	15 cm
Am	750 cm ²
Ac	615 cm ²

lambda 18.14

esbeltez

b(entre ejes)	60 cm
h(entre ejes)	120 cm
b/h	1.026086957

Espesor Diagonal Equivalente

w	89.88371603 cm
A	1348.25574 cm ²
L	130 cm

KL	246160.3846 kg/cm
	1378.415064 kip/in

calculo corte-propuesta NTE 070

V'm	6.889847604 kg/cm ²
L(total)	75 cm
alfa	1
Pg	573.75 kg
Vm	4007.501777 kg
	8.834589949 kip

Calculo de rigidez lineal-bazan

f _m	47.47 kg/cm ²
E _m	2.37E+04 kg/cm ²
G	9.49E+03 kg/cm ²
E _c	2.10E+05 kg/cm ²
L(sin col)	240 cm
h(sin col)	100 cm
t	15 cm
A _m	3600 cm ²
A _c	600 cm ²

lambda 3.69

esbeltez

b(entre ejes)	240 cm
h(entre ejes)	100 cm
b/h	1.026086957

Espesor Diagonal Equivalente

w	43.11038551 cm
A	646.6557826 cm ²
L	260 cm
KL	59032.21154 kg/cm 330.5604586 kip/in

calculo corte-propuesta NTE 070

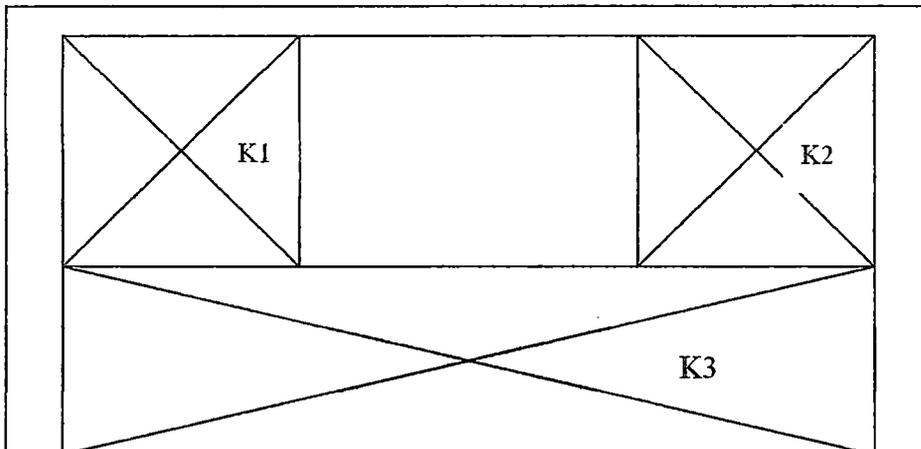
V _m	6.889847604 kg/cm ²
L(total)	270 cm ²
alfa	1
P _g	130747.5 kg
V _m	44023.8664 kg 97.05118781 kip

RIGIDEZ EQUIVALENTE

K ₁ +k ₂	2756.830128
K ₁	330.5604586
K _e	295.1680411

CORTANTE EQUIVALENTE

V _e	8.834589949 kip
----------------	-----------------



MURO 1I

Calculo de rigidez lineal-bazan

fm	47.47 kg/cm ²
Em	2.37E+04 kg/cm ²
G	9.49E+03 kg/cm ²
Ec	2.10E+05 kg/cm ²
L(sin col)	120 cm
h(sin col)	100 cm
t	25 cm
Am	3000 cm ²
Ac	375 cm ²

lambda 2.76

esbeltez

L(entre ejes)	150 cm
h(entre ejes)	100 cm
L/h	1.026086957

Espesor Diagonal Equivalente

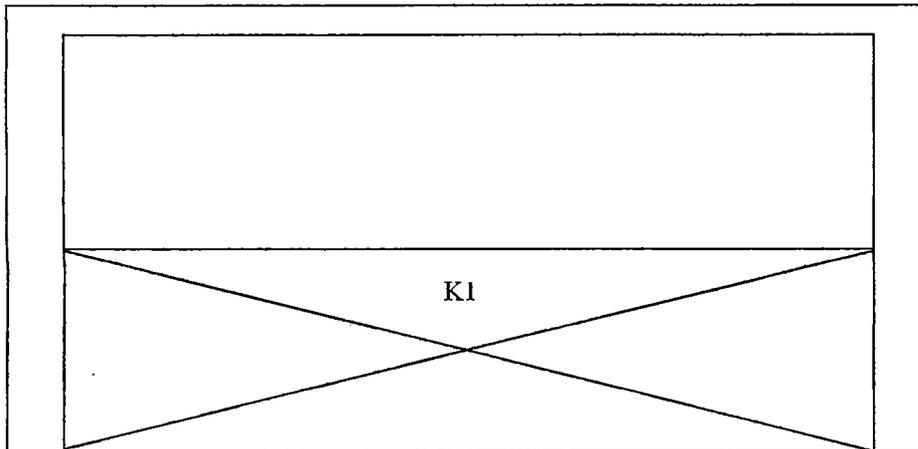
w	41.08278913 cm
A	1027.069728 cm ²
L	156.2049935 cm

KL	156060.952 kg/cm
	873.8886539 kip/in

calculo corte-propuesta NTE 070

V'm	6.889847604 kg/cm ²
L(total)	150 cm
alfa	1
Pg	540 kg

Vm	13042.66426 kg
	28.75272351 kip



BIBLIOGRAFIA

1. Zavala C, Honma C, Gibu P, Gallardo J, et.al, Construction Monitoring And Improvement Techniques For Masonry Housing / CISMID/FIC/UNI On Going Research Report – February 2004.
2. SENCICO Norma de Albañilería NTE-070 1982 Norma Técnica Peruana- Ministerio de Vivienda y Construcción.
3. SENCICO Propuesta de Norma de Albañilería NTE-070 Ministerio de Vivienda y Construcción.
4. H.Gallegos ,Albañilería Estructural, Fondo Editorial PUCP1989
5. A.San Bartolomé , Construcciones de Albañilería, Fondo Editorial PUCP1994
6. Enrique Bazán y Roberto Meli , Diseño Sísmico de Edificios, Editorial LIMUSA-MEXICO, 2001
7. Dr.Ing. Carlos Zavala. Métodos Experimentales-Apuntes de Clase Post-Grado UNI-FIC Lima 2003
8. Dr.Ing. Luis Vasquez. Comportamiento del Concreto Armado en Edificaciones-Apuntes de Clase Post-Grado UNI-FIC Lima 2002
9. Msc.Ing. Adolfo Galvez. Ingeniería Sismorresistente-Apuntes de Clase Post-Grado UNI-FIC Lima 2003
10. Augusto Gamarra , Estudio Experimental de Estructuras de albañilería Confinada de dos Niveles Sometidas a Cargas Laterales Cíclicas. Tesis de Grado UNI-FIC Lima 1995
11. M. Fischinger, P. Fajfar, M. Dolek, D. Zamfirescu & A. Stratan General Methodologies for evaluating the structural performance under exceptional loadings, Evaluating Loadings-FEMA 273
12. Anil K. Chopra and Rakesh K. Goel CAPACITY-DEMAND-DIAGRAM METHODS FOR ESTIMATING DEFORMATION OF INELASTIC SYSTEMS. Marzo 2002
13. FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY- NEHRP GUIDELINES FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS, FEMA 273 / October 1997

14. Mónica Ramírez, Estudio Experimental de la variación del area neta en ladrillos de arcilla y su influencia en el comportamiento sismorresistente de muros confinados. Tesis de Grado UNI-FIC Lima 2001
15. Miguel Céspedes , Estudio Experimental de de la Rigidez y Resistencia de Losas Aligeradas sujetas a Fuerzas Cortantes en su Plano. Tesis de Grado UNI-FIC Lima 1996
16. Victor Rojas. An Analytical Study of Behavior of Confined Masonry Structures under Lateral Loads. Noguchi's laboratory Department of architecture faculty of Engineering - Chiba University, Japan . December 1994.
17. EARTHQUAKE SPECTRA Earthquake Engineering Research Institute, USA November 2000
18. ATC-40 Seismic evaluation and retrofit of concrete building. Técnicoal report. Applied Technology Council, Redwood City, California. 1996
19. Salvador Safina Melone; Vulnerabilidad Sísmica de edificaciones esenciales – Análisis de su contribución al riesgo sísmico. Tesis Doctoral Universidad Politécnica de Cataluña. 2002
20. Dr.Ing. Luis Vasquez. Análisis y Diseño Inelástico de Estructuras Aporticadas- Informe de Investigación CISMID-UNI-FIC Lima 1992
21. Miguel Herraiz Sarachaga. SISMOLOGIA para Ingenieros. CISMID-UNI-FIC Lima 1977
22. Paulay & Priestely, Seismic Design of reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley & Sons.INC, 1992
23. R. E. Valles, A. M. Reinhorn, S. K. Kunnath, C. Li, A. Madan IDARC 2D. Version 4.0: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Buildings Technical Report NCEER-96-0010. Enero 1996