

2 Demanda-Resistencia Estructural del Edificio Ala Este-A

En forma similar se hizo una evaluación de la influencia de los muros no estructurales en el modelo. Se realizaron análisis dinámicos que arrojaron periodos de vibración del edificio con muros de $T_1= 0.478$ seg. $T_2= 0.271$ seg. $T_3= 0.225$ seg. Para el primer modo se observó un movimiento translacional y rotacional combinado de acuerdo a la simulación con ETABS; el segundo modo es un modo translacional que sigue una dirección X-X mientras que el tercer modo es un modo torsional. Para el edificio sin muros se encontraron periodos de $T_1=0.815$ seg., $T_2=0.472$ seg., $T_3=0.457$ seg.; en este modelo el primer modo corresponde a un movimiento combinado, mientras que el segundo modo es un modo torsional y el tercer modo sigue la dirección X-X.

La estimación de la capacidad estructural sin los muros no estructurales sería una distorsión del modelo que en este caso no representaría al edificio. Por esta razón estos resultados son comparados con el periodo de vibración actual del sistema y que fue medido mediante microtrepidaciones arrojando un periodo $T=0.31$ seg. valor que se encuentra cercano a los modos de vibración 1 y 2 de la estructura.

En la Tabla No.8 se presentan los valores alcanzados por el modelo con muros y el modelo sin muros para las demandas de los sismos de 50 años ($a_{max}=250$ gals) y de 100 años ($a_{max}=350$ gals) de periodo de retorno. Puede observarse que cuando se desprecia la influencia de los muros los desplazamientos pueden amplificarse a casi el doble lo que arrojaría tendencias de alta vulnerabilidad para el nivel de sismo medios lo que distorsionaría los resultados del estudio como puede

HOSPITAL: GUILLERMO ALMENARA PABELLON "A" (EDIFICIO ALA ESTE)
 COMPARACION DE DISTORSIONES Y DESPLAZAMIENTOS CON Y SIN EL APORTE DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES (MUROS)

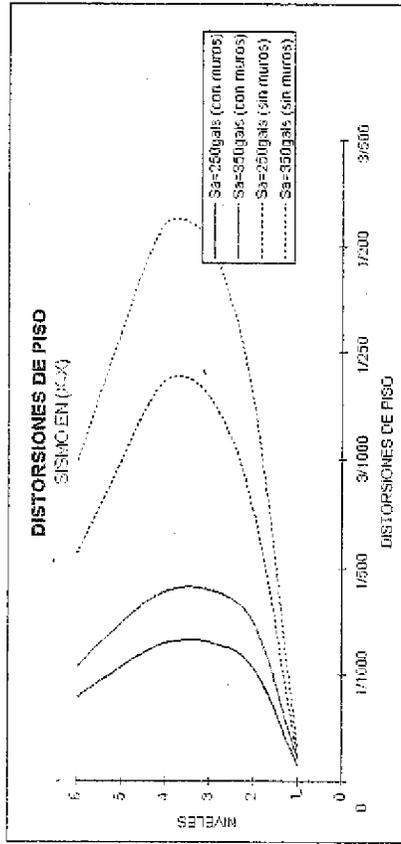


FIGURA No 26

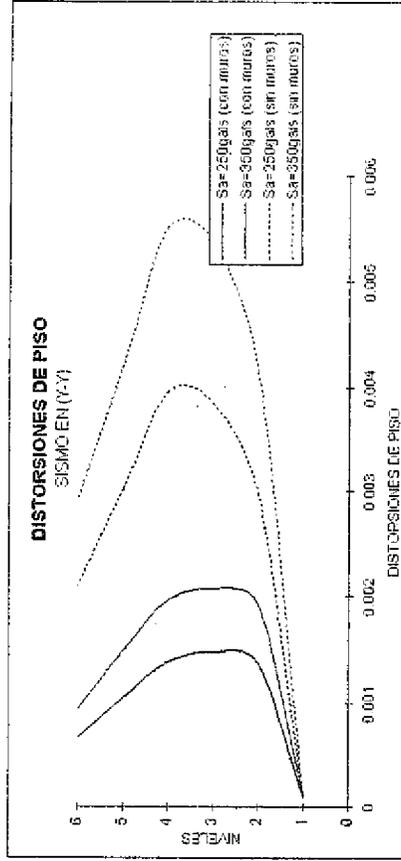


FIGURA No 27

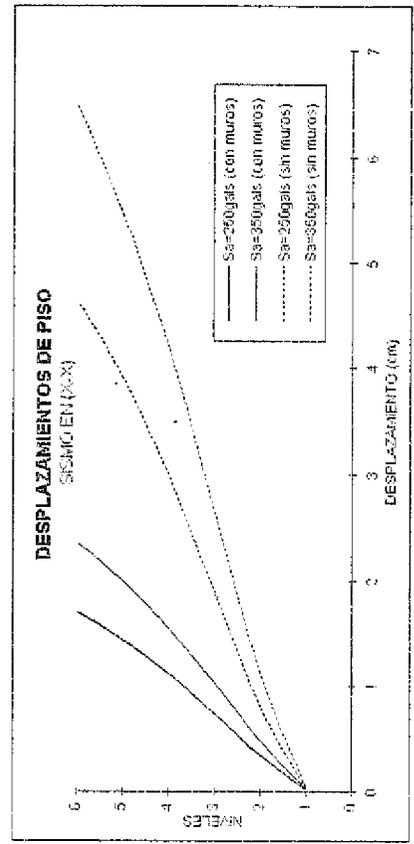


FIGURA No 28

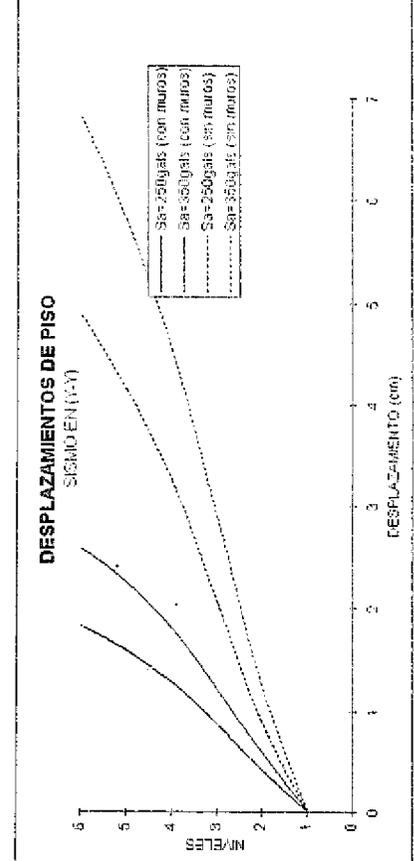


FIGURA No 29

observarse con líneas punteadas en las Figuras No. 26, No.27. No.28 y No.29. Por esta razón se adoptaran como validos los resultados provenientes del análisis que considera la influencia de los muros no estructurales.

Los resultados del análisis para la demanda del sismo de 50 años ($a_{max}=250$ gals) son presentados en la Tabla No.9 y las Figuras No.30 y No.31 donde se observa los valores del cortante máximo al que la estructura estaría sometido en un evento como este. Los valores del cortante son comparados con los valores de la resistencia de la estructura hallados según "D". Estos resultados muestran que la estructura no seria vulnerable para este tipo de demanda en ambas direcciones ya que los valores de cortante de demanda se encuentran muy por debajo del valor por capacidad máxima.

Tabla No. 9: Cortantes de Entrepiso en Kg. para $A_{max}=250$ gals

NIVEL	Pabellón A; Edificio-Ala Este				CORTANTE ULTIMO
	SISMO EN DIRECCION X-X		SISMO EN DIRECCION Y-Y		
	eje x	eje y	eje x	eje y	
SOTANO	557300	400	400	350400	615240
1. PISO	555800	400	400	345300	615240
2. PISO	510000	300	300	313100	615240
3 PISO	425200	300	300	261900	553800
4. PISO	303800	300	400	192000	553800
5. PISO	149000	300	300	99900	487500

En forma similar los resultados para una demanda bajo el sismo con periodo de retorno de 100 años ($a_{max}=350$ gals) son presentados en las Tablas No. 10 y en las Figuras No.30 y No. 31. Aquí se observa que el edificio es vulnerable en sus cuatro primeros niveles para la dirección X-X ya que los valores de demanda sobrepasan los valores de la resistencia de la estructura, mientras que el edificio no seria vulnerable en la dirección Y-Y pues los cortantes en esta dirección son menores que la capacidad. Los valores máximos de los

**HOSPITAL GUILLERMO ALMENARA:
PABELLON "A" (EDIFICIO ALA ESTE)**

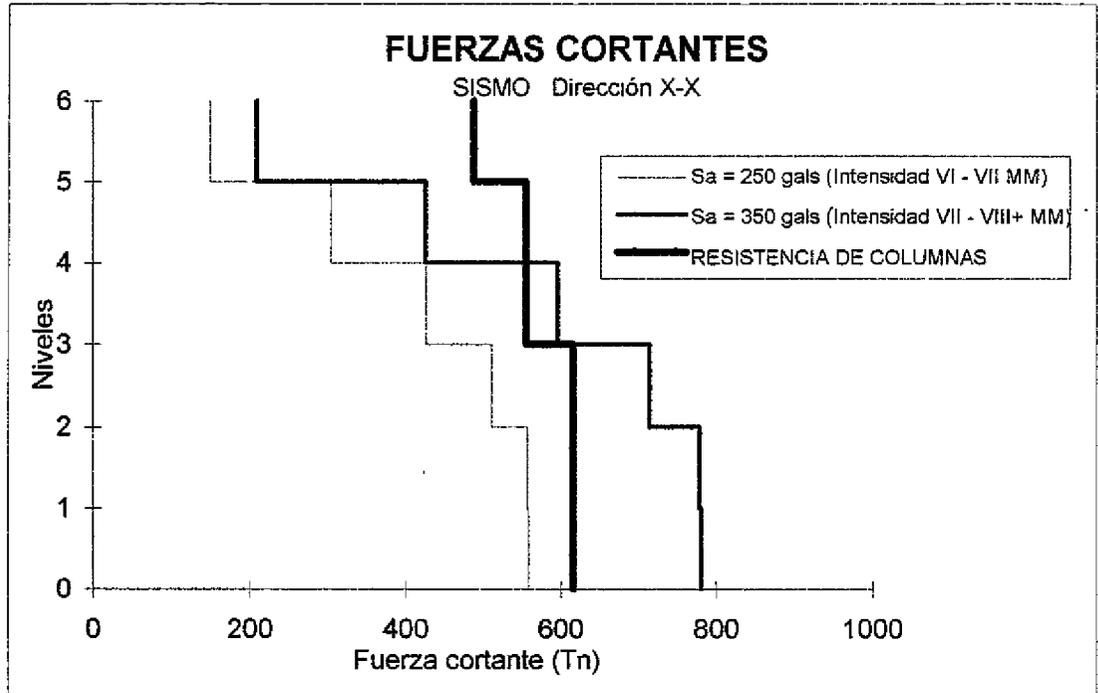


FIGURA No 30

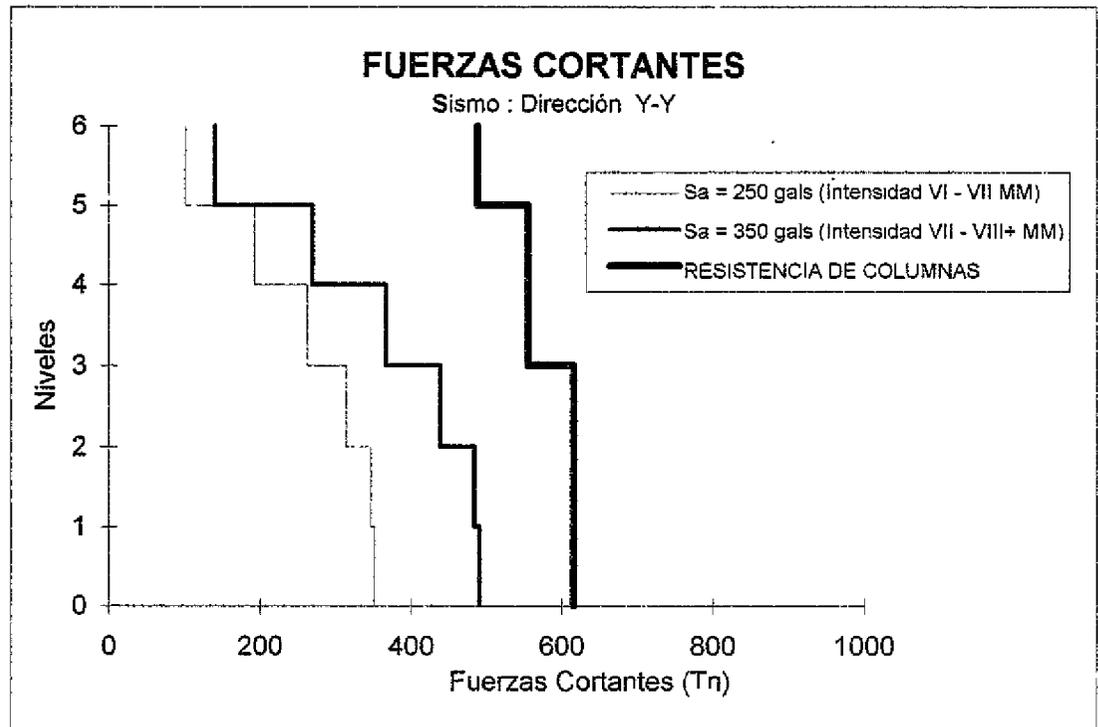


FIGURA No 31

desplazamientos y las distorsiones son presentados en la Tabla No.11 para cada una de las direcciones de análisis y los niveles de demandas solicitados. Las Figuras No.32, No.34 y No.35 reproducen los valores máximos de los desplazamientos y las distorsiones de entrepiso encontradas para cada análisis de las demandas donde se llegarían a un valor máximo de la distorsión de $1/476$ lo que representaría agrietamientos iniciales en los muros de tabiquería.

Tabla No. 10: Cortantes de Entrepiso en Kg. para Amax=350 gals
Pabellón A : Edificio-Ala Este

NIVEL	SISMO EN DIRECCION X-X		SISMO EN DIRECCION Y-Y		CORTANTE ULTIMO
	eje x	eje y	eje x	eje y	
SOTANO	780258	530	530	490500	615240
1. PISO	778169	511	528	483234	615240
2 PISO	713936	449	455	438231	615240
3 PISO	595300	393	452	366604	553800
4 PISO	425302	377	542	268729	553800
5 PISO	208653	366	484	139893	487500

Las figuras No. 36, No.37, No.38 y No.39 muestran los niveles de daño al que estaría sometida la estructura para los sismos de período de retorno de 50 y 100 años.

En este caso se recomienda un reforzamiento del edificio en su dirección X-X que podría realizarse introduciendo un sistema de placas de concreto armado.

3. Demanda-Resistencia Estructural del Edificio Ala Este-Principal

Como en los casos anteriores se estudio la influencia de los muros no estructurales en el modelo. Se realizaron análisis dinámicos que arrojaron periodos de vibración del edificio con muros de $T_1 = 0.253$ seg. $T_2 = 0.224$ seg. $T_3 = 0.189$ seg.; en este caso el primer modo es

HOSPITAL GUILLERMO ALMENARA PABELLON "A" (EDIFICIO ALA ESTE)
DESPLAZAMIENTOS Y DISTORSIONES

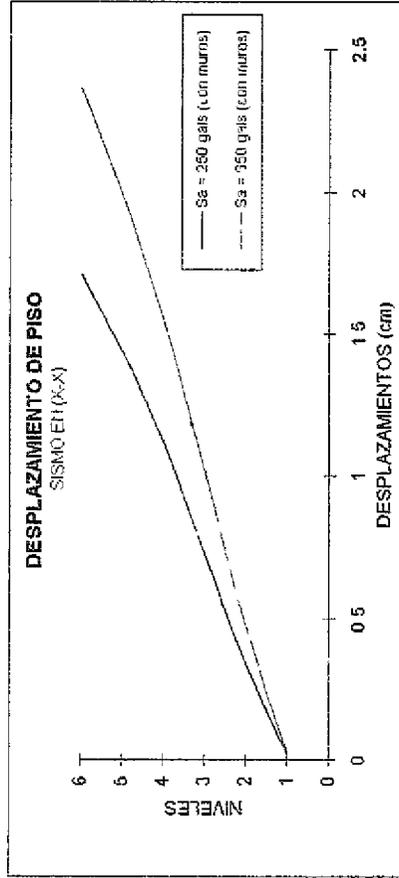


FIGURA No 32

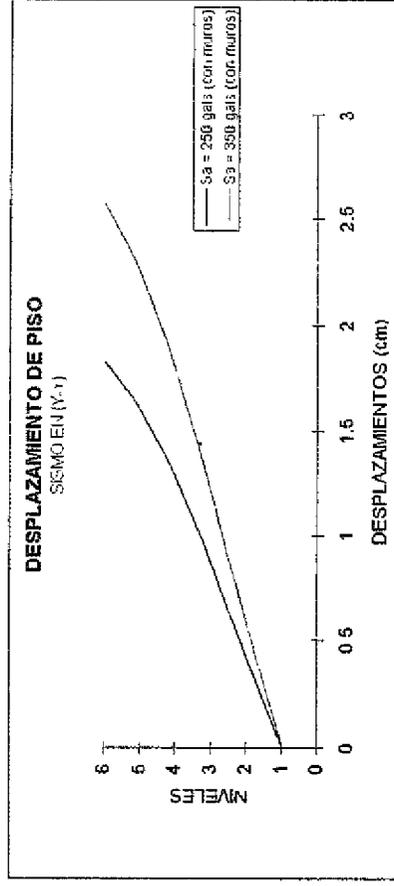


FIGURA No 33

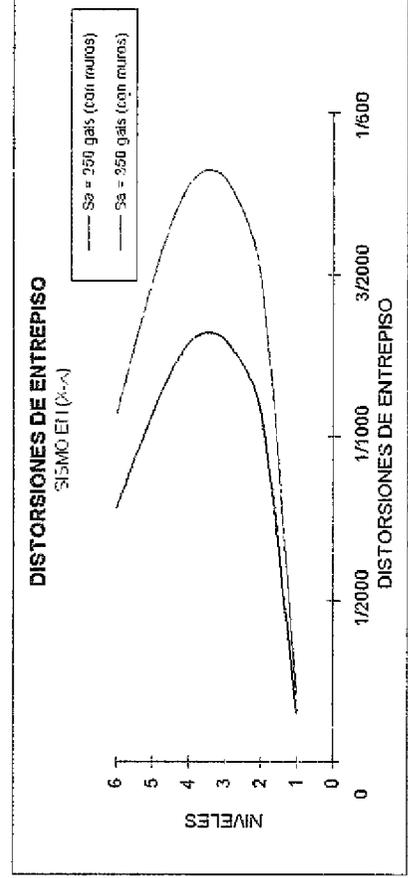


FIGURA No 34

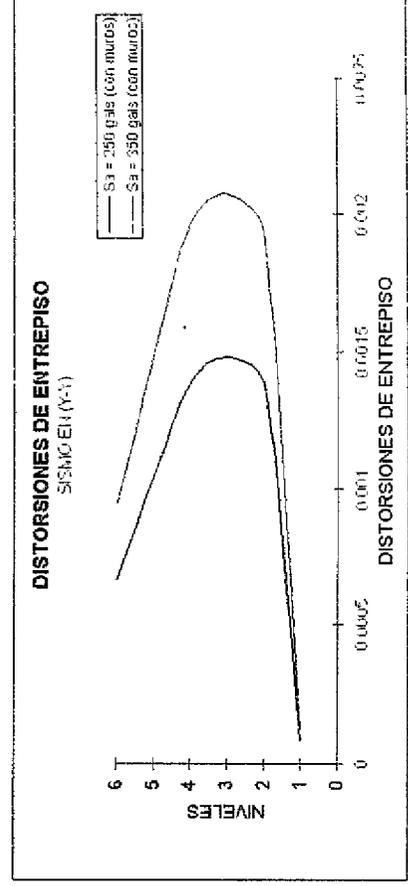


FIGURA No 35

TABLA No 11
HOSPITAL GUILLERMO ALMENARA PABELLON "A" (EDIFICIO ALA ESTE)
DESPLAZAMIENTOS Y DISTORSIONES

PISO	NIVEL	ALTURA ENTREPISO
SOTANO	1	1.4 m
PISO1	2	3 m
PISO2	3	3 m
PISO3	4	3 m.
PISO4	5	3 m.
PISO5	6	3.5 m

SISMO EN DIRECCION X-X

NIVEL	250 GALS			350 GALS		
	DESPL(cm)	DISTORSION	D. RELATIVO (cm)	DESPL(cm)	DISTORSION	D. RELATIVO (cm)
1	0.021	1/6667	0.02	0.03	1/4667	0.03
2	0.342	7/6542	0.32	0.48	1/667	0.45
3	0.732	1/769	0.39	1.02	1/556	0.54
4	1.119	5/3876	0.39	1.554	1/562	0.53
5	1.44	7/6542	0.32	1.998	1/676	0.44
6	1.713	1/1282	0.27	2.37	7/6586	0.37

SISMO EN DIRECCION Y-Y

NIVEL	250 GALS			350 GALS		
	DESPL(cm)	DISTORSION	D. RELATIVO (cm)	DESPL(cm)	DISTORSION	D. RELATIVO (cm)
1	0.012	8.57143E-05	0.01	0.018	1/7778	0.02
2	0.426	1/725	0.41	0.597	1/518	0.58
3	0.87	1/676	0.44	1.218	1/483	0.62
4	1.287	1/719	0.42	1.806	1/510	0.59
5	1.602	1/952	0.32	2.253	1/671	0.45
6	1.833	6/9091	0.23	2.58	3/3211	0.33

HOSPITAL GUILLERMO ALMENARA : PABELLON "A" (EDIFICIO ALA ESTE)

DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE ENTREPISO

SISMO : Dirección X-X

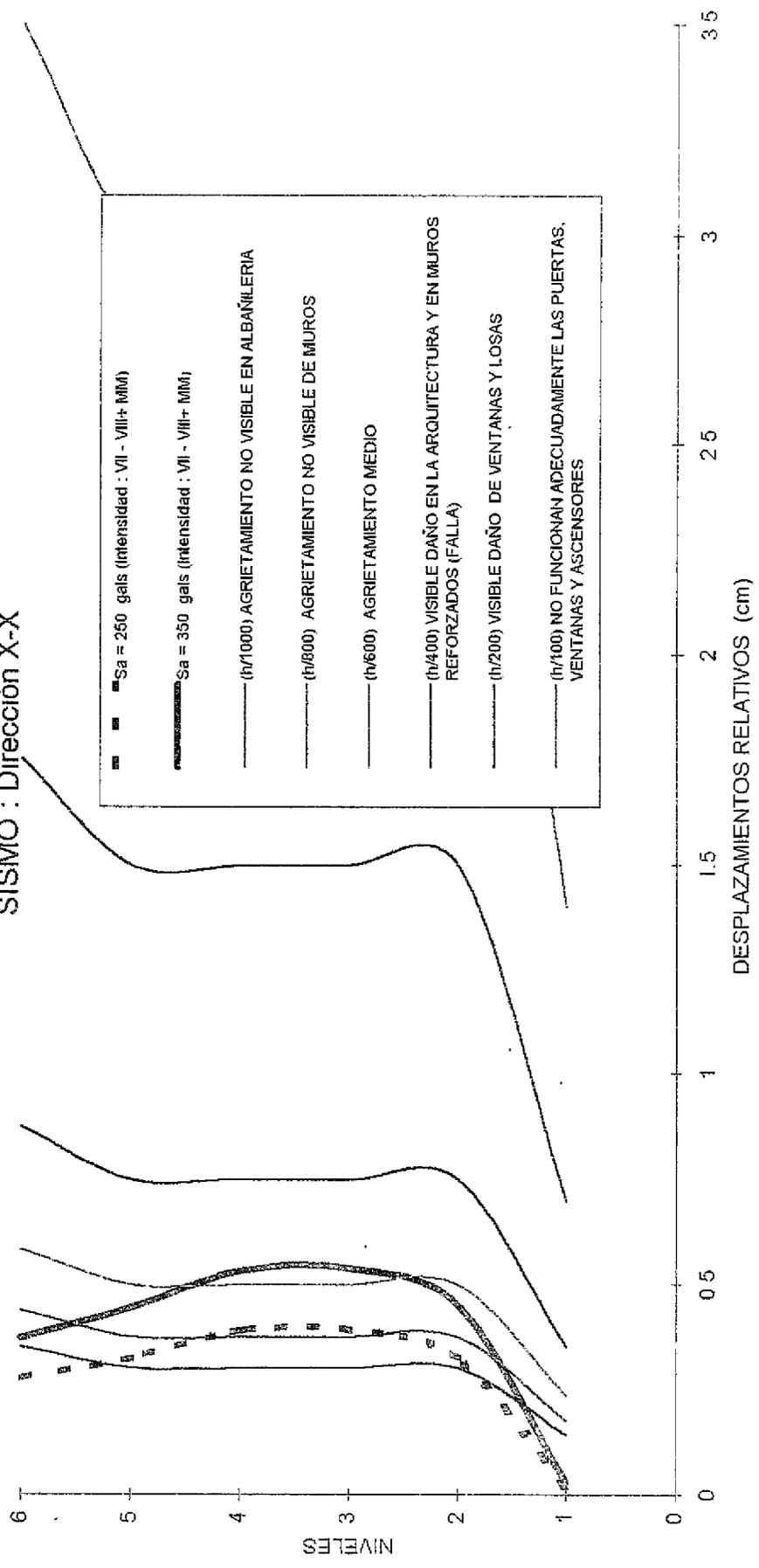


FIGURA No 36

HOSPITAL GUILLERMO ALMENARA : PABELLON "A" (EDIFICIO ALA ESTE)

DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE ENTREPISO

SISMO : Dirección Y-Y

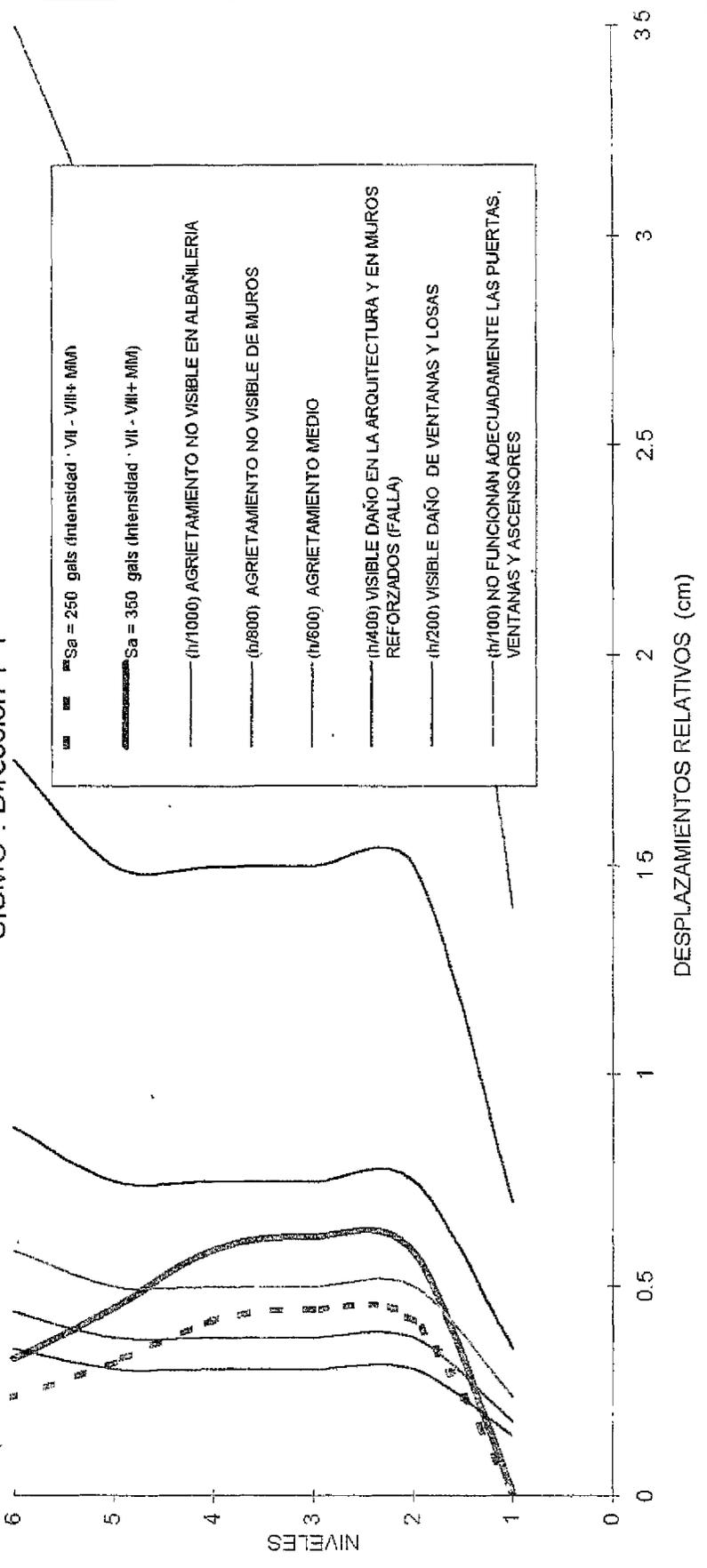


FIGURA No 37

HOSPITAL GUILLERMO ALMENARA : PABELLON "A" (EDIFICIO ALA ESTE)

DISTORSIONES DE ENTREPISO

SISMO : Dirección X-X

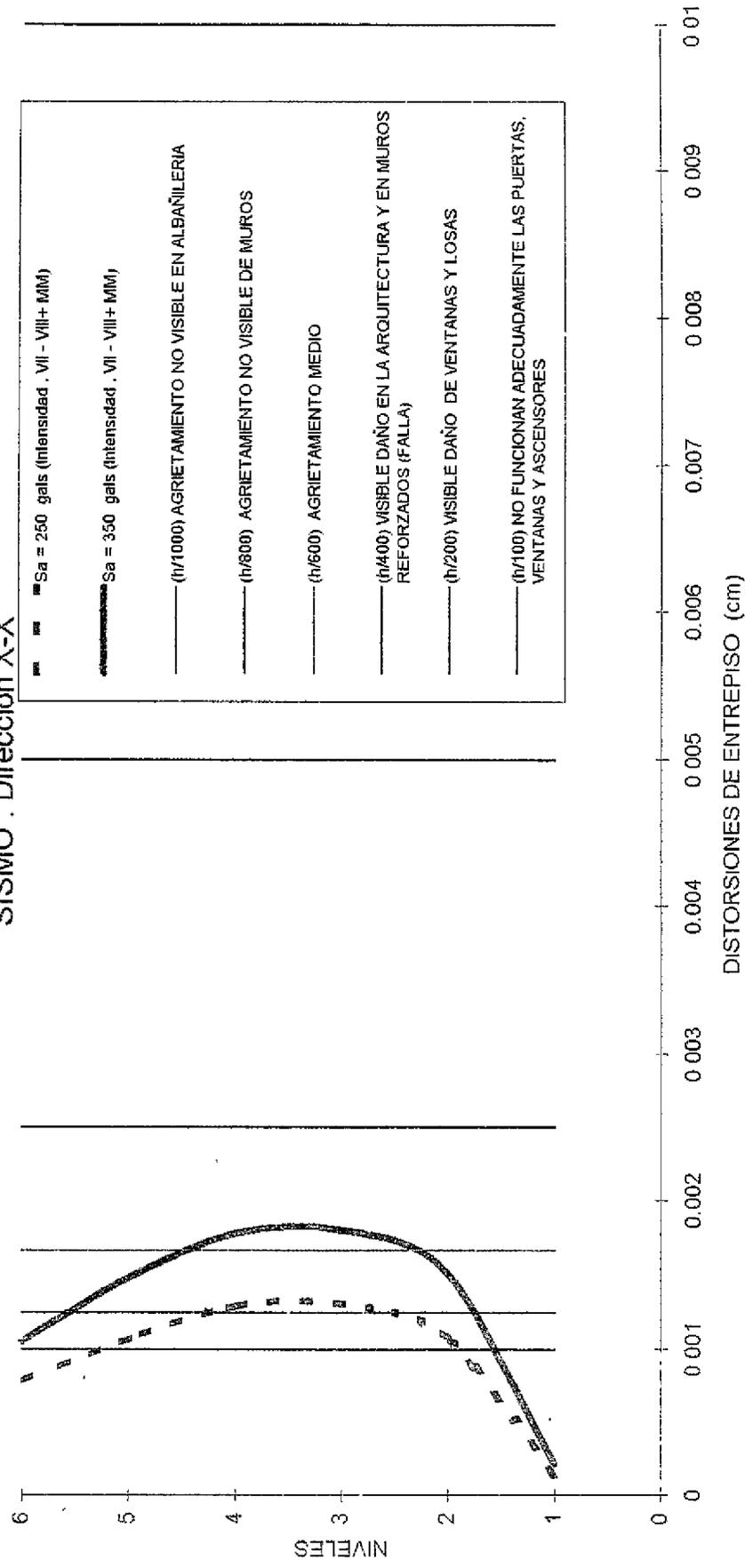


FIGURA No 38

GUILLERMO ALMENARA : PABELLON "A" (EDIFICIO ALA ESTE)

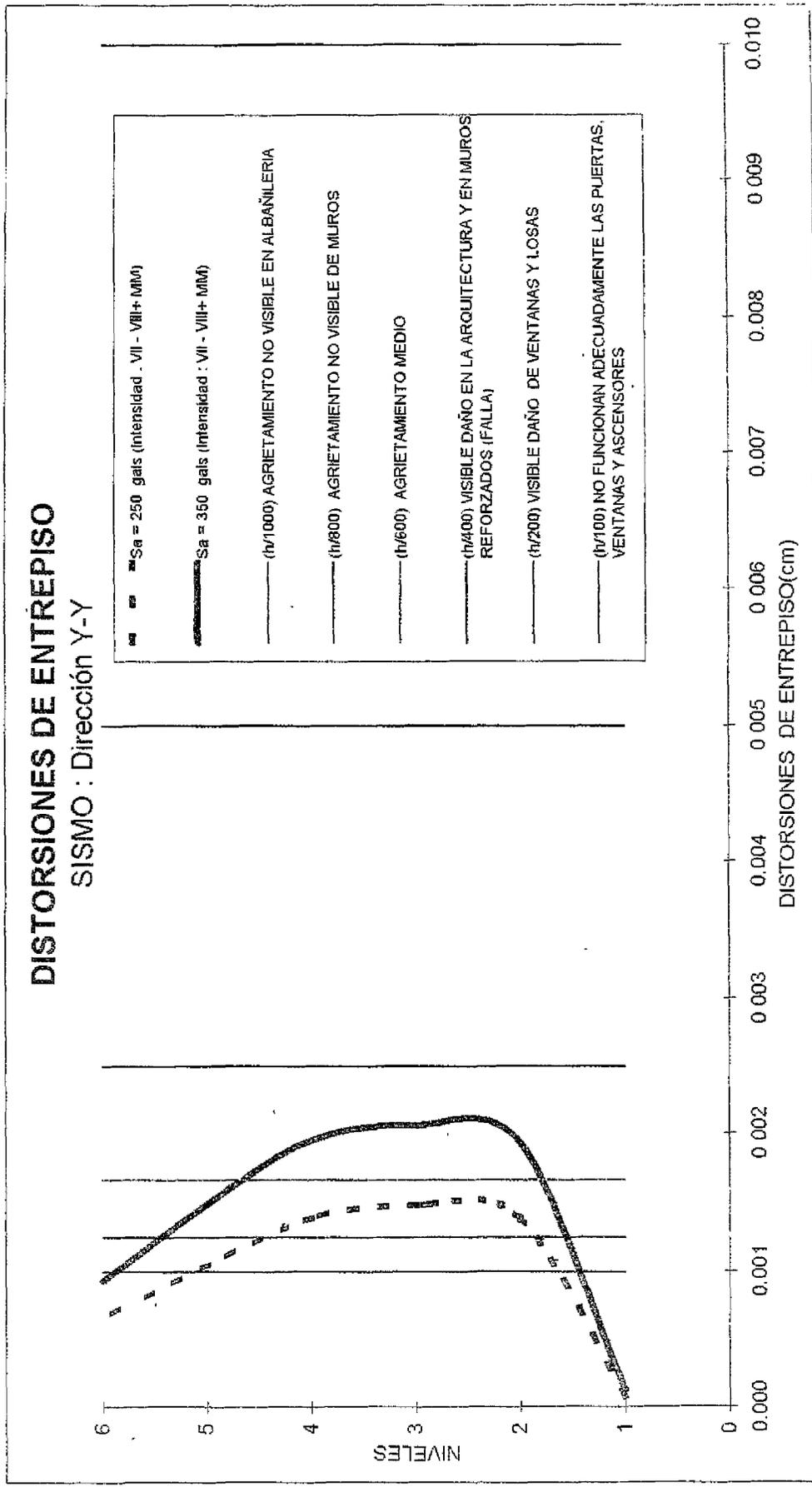


FIGURA No 39

torsional, el segundo modo vibrara siguiendo la dirección del eje X-X y el tercer modo es torsional. Para el edificio sin muros se encontraron periodos de $T_1=0.619$ seg. $T_2=0.364$ seg. $T_3=0.296$ seg.; en este caso el primer modo es torsional, el segundo sigue una vibración en la dirección Y-Y mientras que el tercer modo revela un movimiento combinado de translación y torsión.

La estimación de la capacidad estructural si los muros no estructurales seria una distorsión del modelo que en este caso no representaría al edificio. Por esta razón estos resultados son comparados con el periodo de vibración actual del sistema y que fue medido mediante microtrepidaciones arrojando un periodo $T=0.17$ seg. valor que se encuentra cercano entre el segundo y tercer modo de vibración del sistema estructural.

En la Tabla No. 12, se presentan los valores alcanzados por el modelo con muros y el modelo sin muros para las demandas de los sismos de 50 años ($a_{max}=250$ gals) y de 100 años ($a_{max}=350$ gals) de periodo de retorno. Puede observarse que cuando se desprecia la influencia de los muros los desplazamientos pueden amplificarse a casi el doble lo que arrojaría tendencias de alta vulnerabilidad para el nivel de sismo medio lo que distorsionaría los resultados del estudio como puede observarse con líneas punteadas en las Figuras No.40, No.41, No.42 y No.43. Por esta razón se adoptaran como validos los resultados provenientes del análisis que considera la influencia de los muros no estructurales.

Los resultados del análisis para la demanda del sismo de 50 años ($a_{max}=250$ gals) son presentados en la Tabla No.13 y en las Figuras No.44 y No.45 donde se observa los valores del cortante máximo al que la estructura estaría sometido en un evento como este. Los valores

HOSPITAL: GUILLERMO ALMENARA PABELLON PRINCIPAL (EDIFICIO ALA ESTE)
 COMPARACION DE DISTORSIONES Y DESPLAZAMIENTOS CON Y SIN EL APORTE DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES (MUROS)

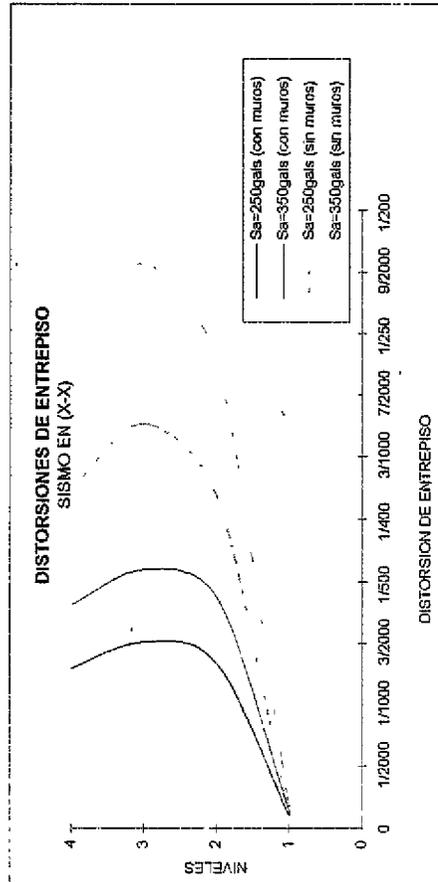


FIGURA No 40

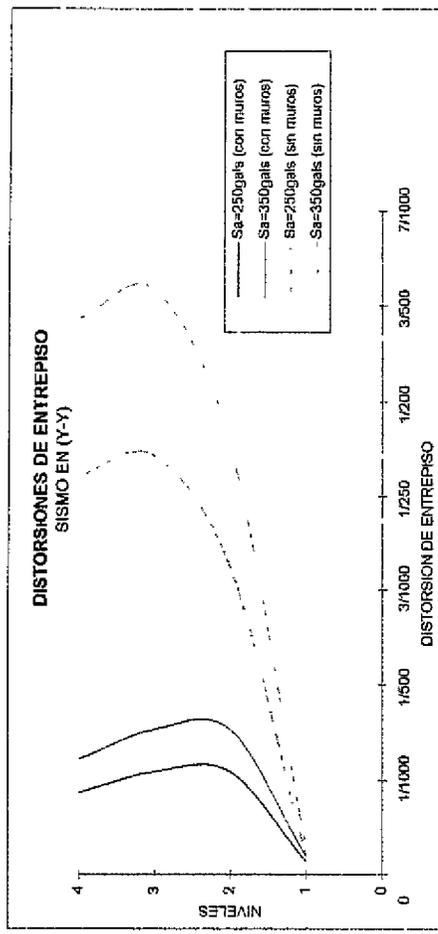


FIGURA No 41

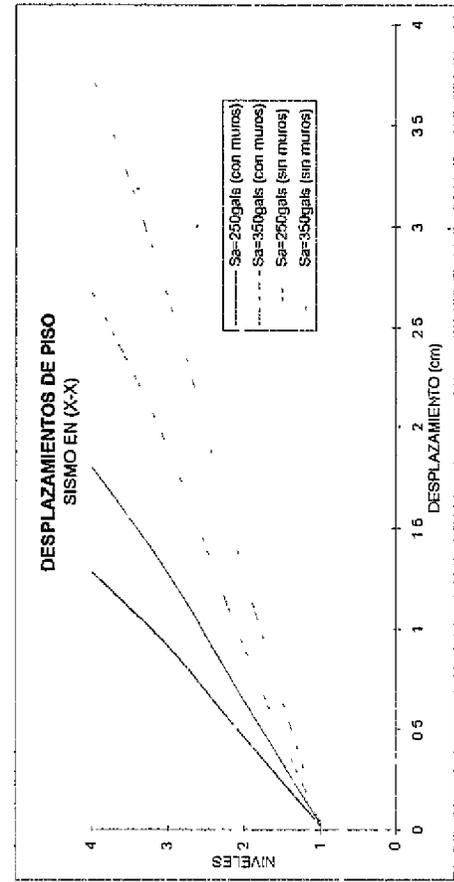


FIGURA No 42

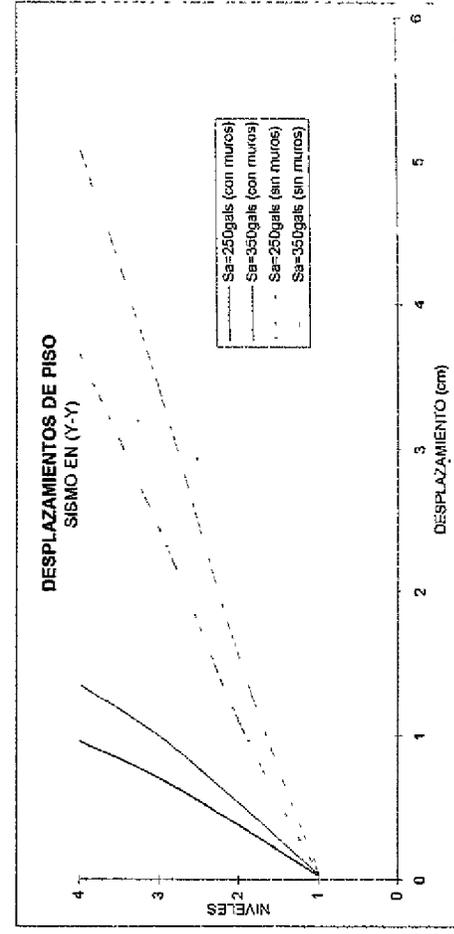


FIGURA No 43

que la estructura estaría sometido en un evento como este. Los valores del cortante son comparados con los valores de la resistencia de la estructura hallados según “D”. Estos resultados muestran que la estructura no sería vulnerable para este tipo de demanda y se podría catalogar de segura ante este evento.

Tabla No.13: Cortantes de Entrepiso en Kg. para Amax=250 gals
Pabellón de Administración: Edificio Ala Este

NIVEL	SISMO EN DIRECCION X-X		SISMO EN DIRECCION Y-Y		CORTANTE ULTIMO
	eje x	eje y	eje x	eje y	
SOTANO	809711	139782	139782	669538	107300
1 PISO	771076	137506	136862	593419	107300
2. PISO	621143	111501	110967	478193	107300
3. PISO	362963	62459	62205	278194	858000

En forma similar los resultados para una demanda bajo el sismo con periodo de retorno de 100 años (amax=350 gals) son presentados en la Tabla No.14 y Figuras No.44 y No.45. Aquí se observa que el edificio es vulnerable en sus primeros dos niveles en la dirección X-X, ya que los valores de demanda sobrepasan los valores de la resistencia de la estructura pero por muy pequeño margen. Los valores máximos de las distorsiones son presentados en la Tabla No. 15 para cada una de las direcciones de análisis y los niveles de demandas solicitados. Las Figuras No. 46, No.47, No.48 y No.49 reproducen los valores máximos de las distorsiones de entrepiso encontradas para cada análisis de las demandas donde se llegarían a un valor máximo de la distorsión de 1/483 lo que representaría agrietamientos medio en los muros de tabiquería.

Las Figuras No.50, No.51, No.52 y No.53 muestran los niveles de daño al que estaría sometido la estructura para los sismos de periodo de retorno de 50 y 100 años, se aprecia que se presentaría agrietamiento medio en los muros de tabiquería.

HOSPITAL GUILLERMO ALMENARA: PABELLON PRINCIPAL (EDIFICIO ALA ESTE)

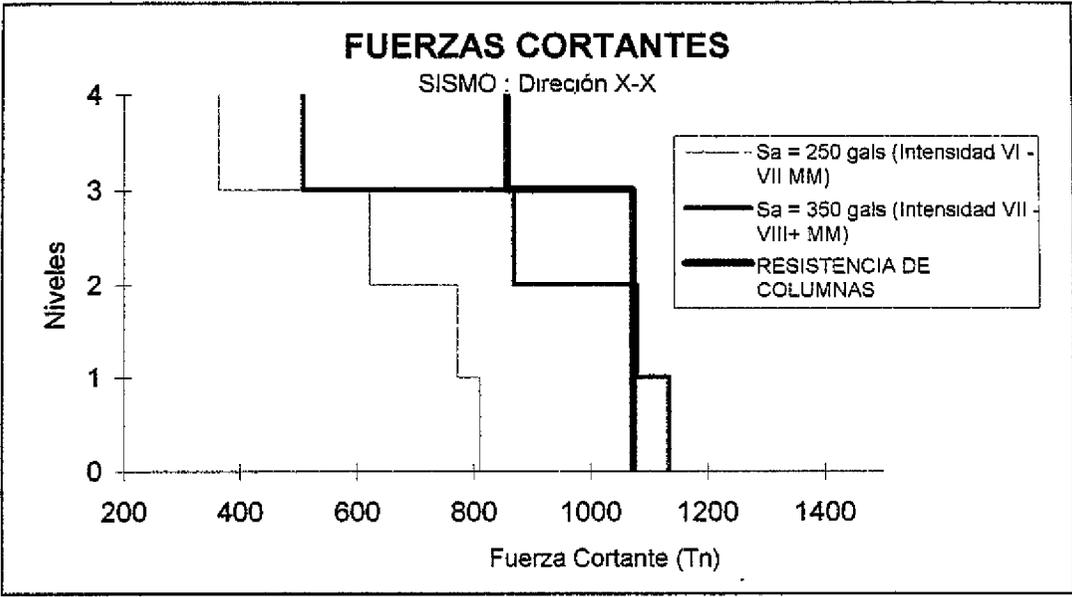


FIGURA No 44

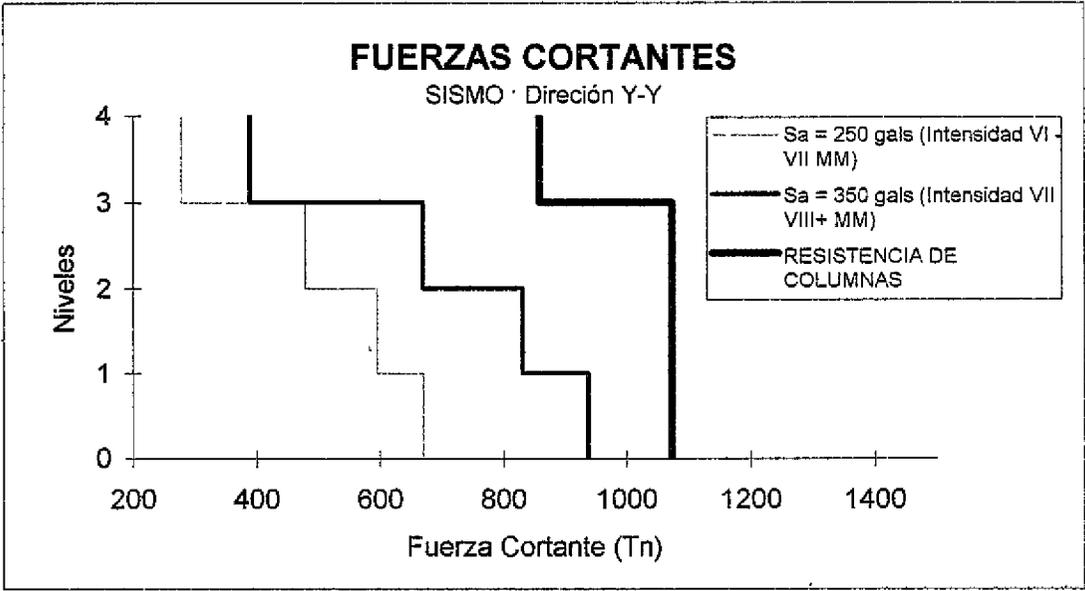


FIGURA No 45

TABLA No 15
HOSPITAL GUILLERMO ALMENARA PABELLON PRINCIPAL (EDIFICIO ALA ESTE)
DISTORSIONES Y DESPLAZAMIENTOS

PISO	NIVEL	ALTURA ENTREPISO
SOTANO	1	1.7 m.
PISO1	2	3.3 m.
PISO2	3	3 m.
PISO3	4	2.9 m

SISMO EN DIRECCION X-X

NIVEL	250 GALS			350 GALS		
	DESP(cm)	DISTORSION	D RELATIVO (cm)	DESP(cm)	DISTORSION	D RELATIVO (cm)
1	0.018	1/9444	0.018	0.024	1/7083	0.024
2	0.459	1/748	0.441	0.642	1/534	0.618
3	0.912	1/662	0.453	1.272	1/476	0.63
4	1.287	1/773	0.375	1.797	1/552	0.525

SISMO EN DIRECCION Y-Y

NIVEL	250 GALS			350 GALS		
	DESP(cm)	DISTORSION	D RELATIVO (cm)	DESP(cm)	DISTORSION	D RELATIVO (cm)
1	0.024	1/7083	0.024	0.033	1/5152	0.033
2	0.384	1/917	0.36	0.537	1/655	0.504
3	0.711	1/917	0.327	0.996	1/654	0.459
4	0.963	5/5754	0.252	1.35	1/819	0.354

HOSPITAL GUILLERMO ALMENARA PABELLON PRINCIPAL (EDIFICIO ALA ESTE)
 DISTORSIONES Y DESPLAZAMIENTOS

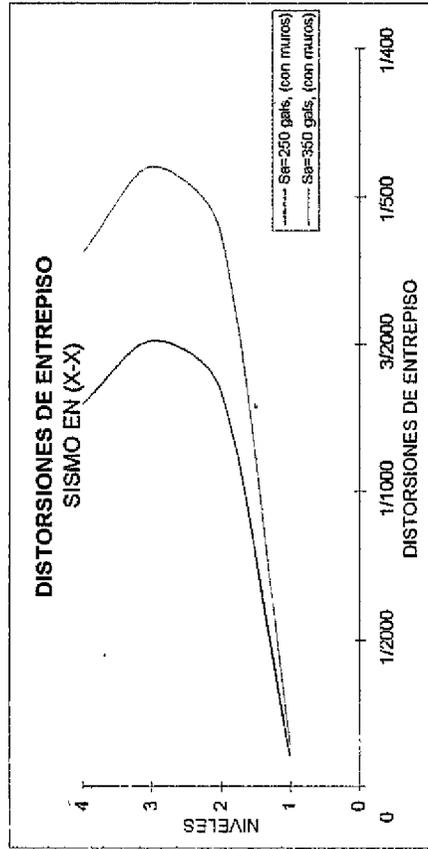


FIGURA No 46

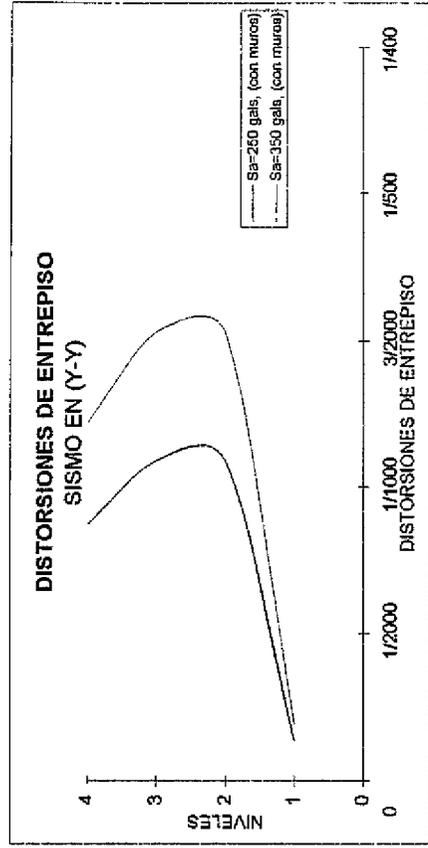


FIGURA No 47

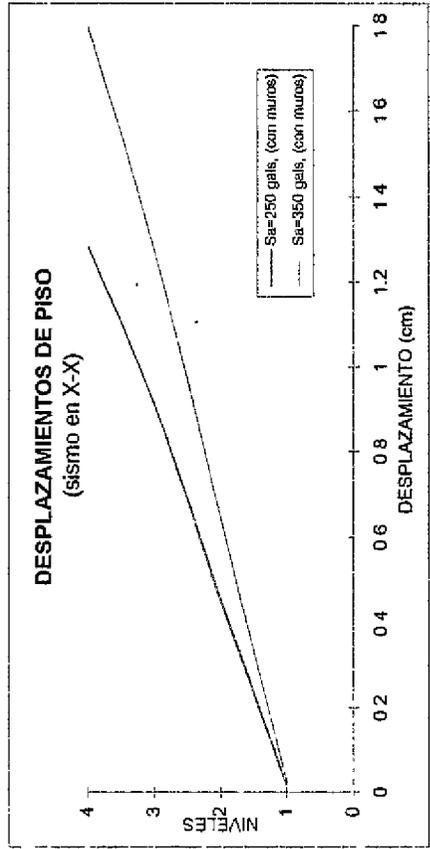


FIGURA No 48

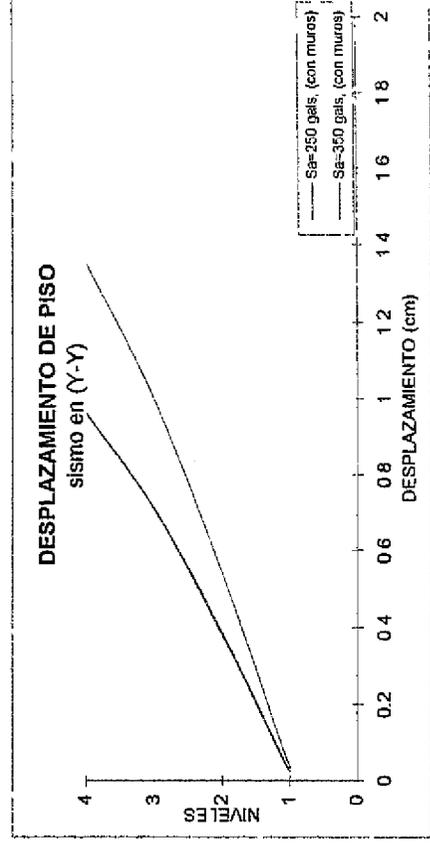


FIGURA No 49

HOSPITAL GUILLERMO ALMENARA : PABELLON PRINCIPAL (EDIFICIO ALA ESTE)

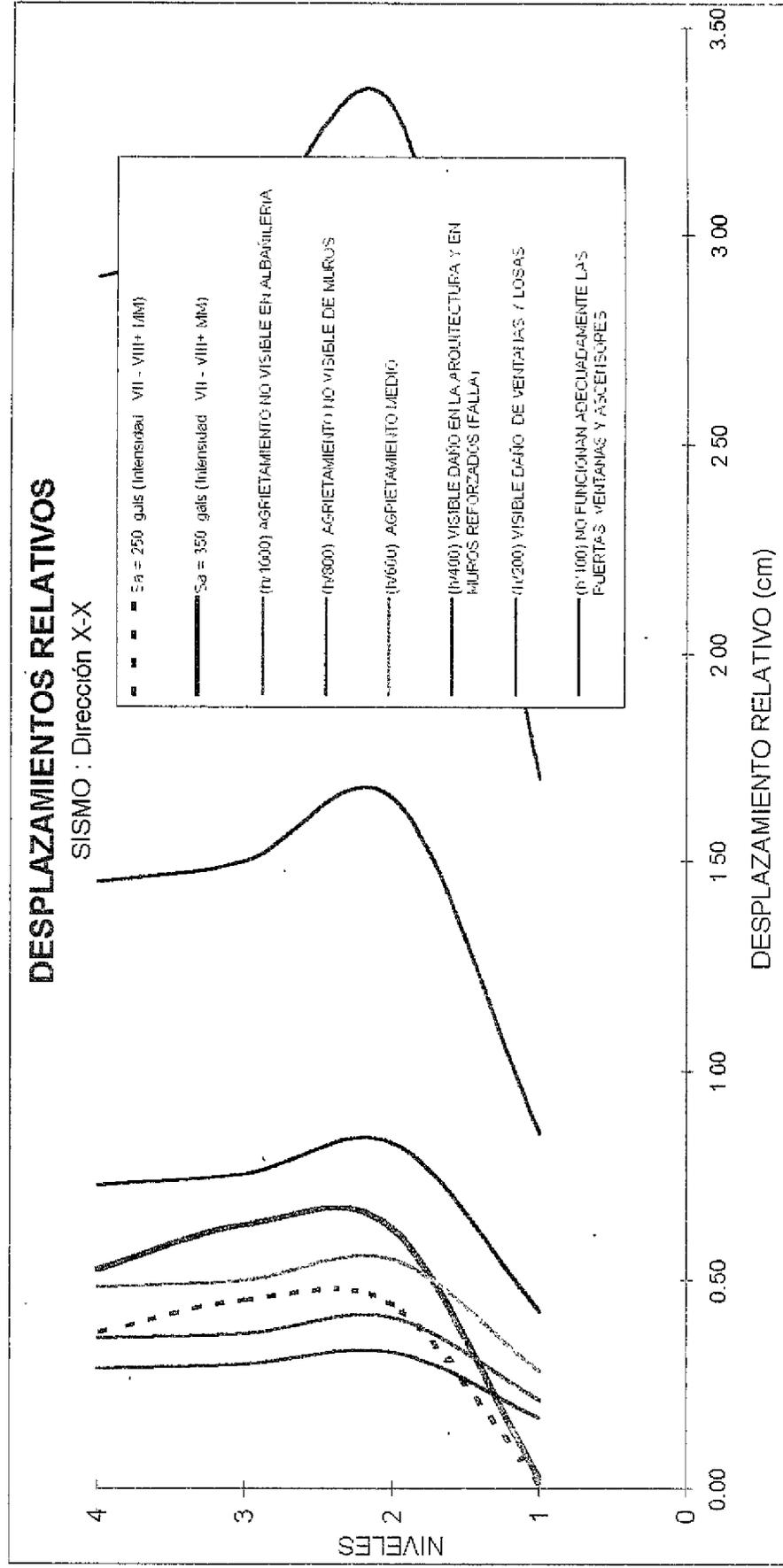


FIGURA No 50

HOSPITAL GUILLERMO ALMENARA : PABELLON PRINCIPAL (EDIFICIO ALA ESTE)

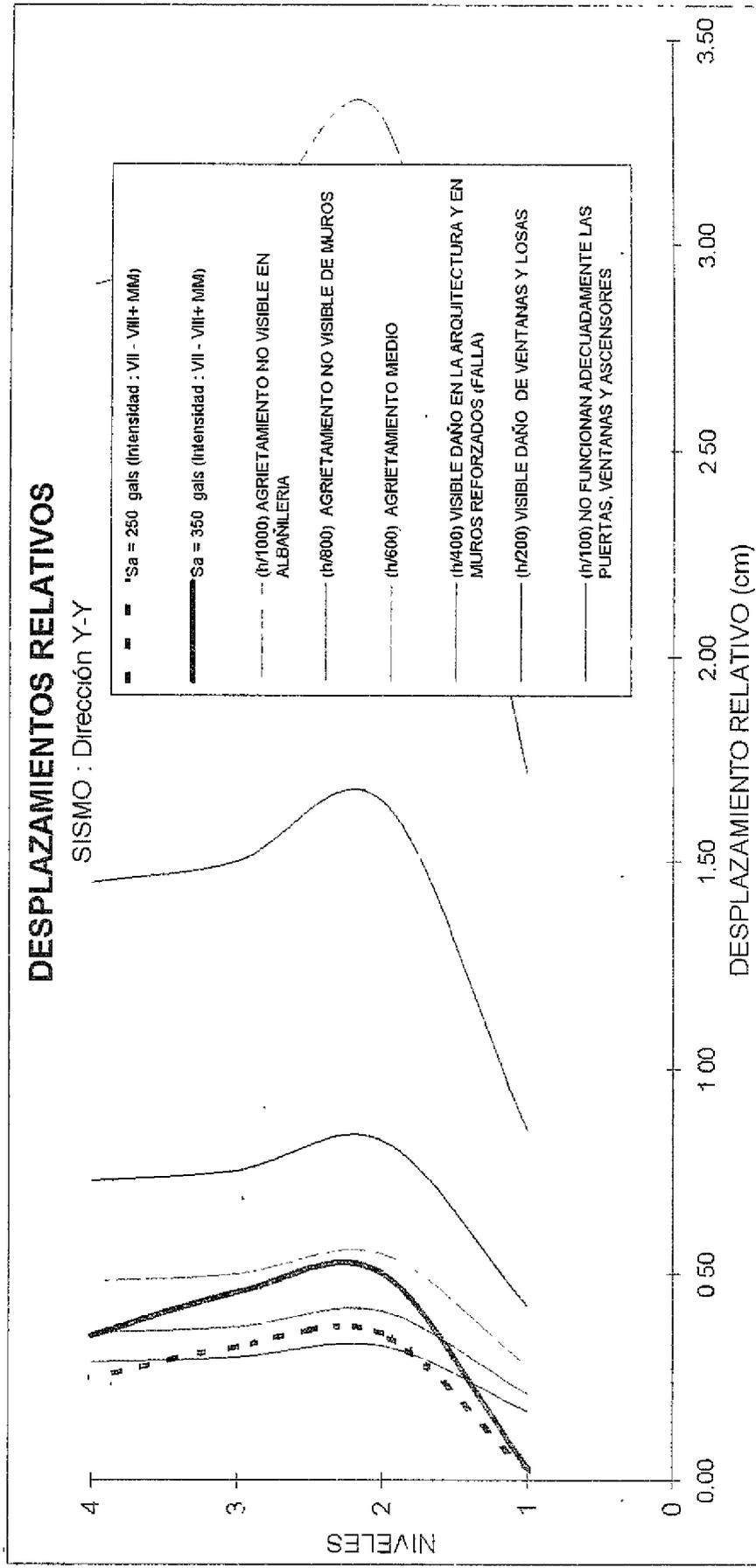


FIGURA No 51

HOSPITAL GUILLERMO ALMENARA : PABELLON PRINCIPAL (EDIFICIO ALA ESTE)

DISTORSIONES DE ENTREPISO

SISMO : Dirección X-X

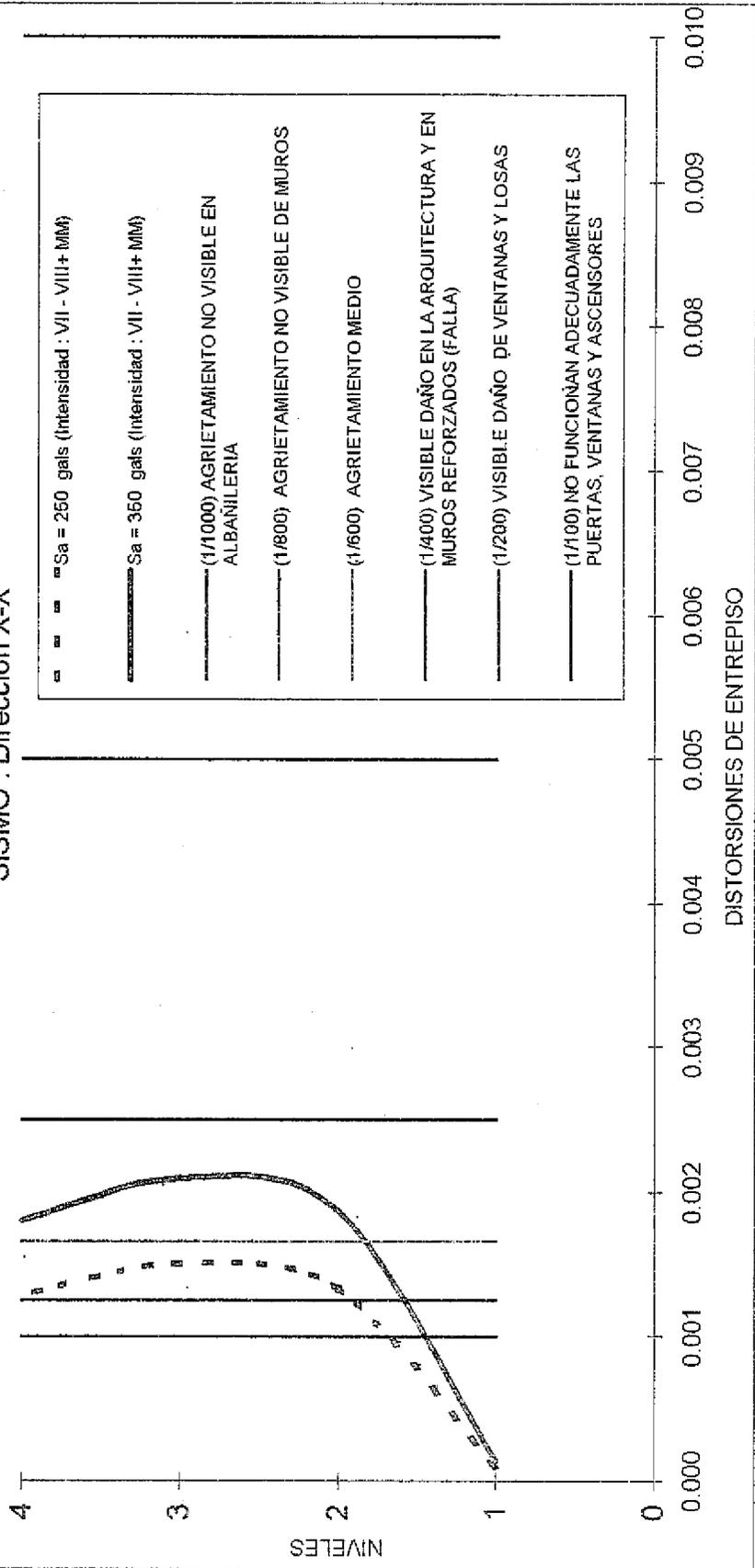


FIGURA No 52

HOSPITAL GUILLERMO ALMENARA : PABELLON PRINCIPAL (EDIFICIO ALA ESTE)

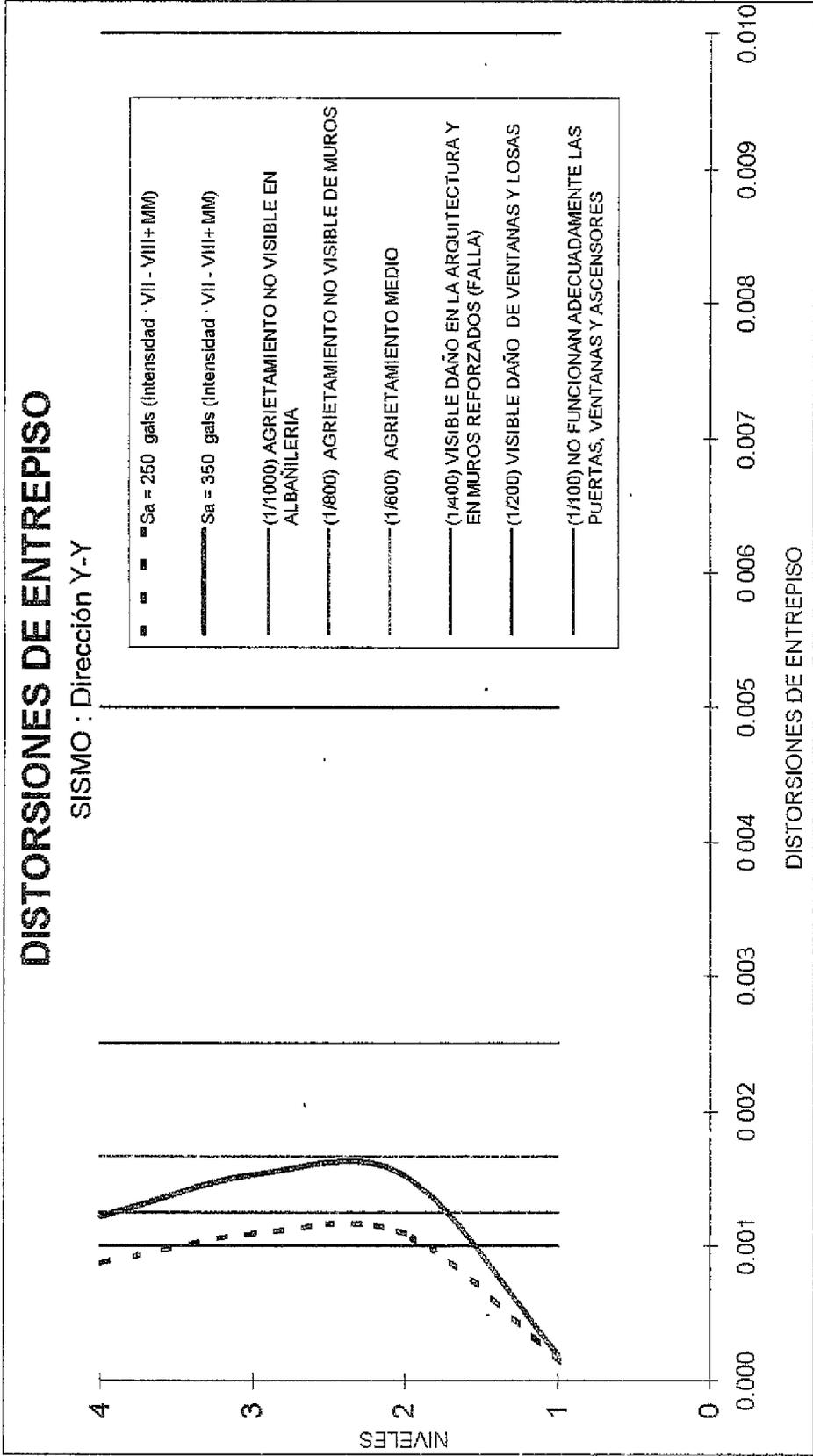


FIGURA No 53

Tabla No.14 : Cortantes de Entrepiso en Kg. para Amax=350 gals

Pabellón de Administración: Ala Este

NIVEL	SISMO EN DIRECCION X-X		SISMO EN DIRECCION Y-Y		CORTANTE ULTIMO
	eje x	eje y	eje x	eje y	
SOTANO	1'133,596	195,695	195,695	937,353	1'073,000
1. PISO	1'079,507	192,509	191,607	830,787	1'073,000
2. PISO	869,601	156,101	155,354	669,471	1'073,000
3. PISO	508,149	87,443	87,087	389,472	858,000

Es recomendable rigidizar la estructura en la dirección X-X con la finalidad de reducir los cortantes y las deformaciones de manera que pueda estar dentro de los límites permisibles recomendados por el reglamento vigente.

6. ANALISIS DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL MEDIANTE EL METODO DE HIROSAWA

Existen diversas metodologías para la evaluación de la vulnerabilidad estructural de edificios propuestos por diversos investigadores. La aplicación de algunos de estos métodos esta relacionada con el tipo de sistema estructural que posee el edificio. Métodos como el de Shiga (1977), Iglesias (1992), Kuroiwa(1992), Lazares & Ríos(1996) están basados en el criterio de la densidad de elementos estructurales como columnas y muros que son de gran utilidad en el caso de contar con poca o nula información de planos estructurales. Estos son aplicables solo en el caso que se tenga una gran densidad de muros en el sistema estructural proveyendo de una estimación bastante cercana a los valores que usualmente podrían hallarse a partir de un análisis estructural riguroso; sin embargo en el caso de edificios que posean solamente elementos estructurales viga-columna las metodologías descritas anteriormente expresan una tendencia vaga de la vulnerabilidad del sistema, siendo los resultados obtenidos muy preliminares,

Debido a lo expuesto, en el presente estudio se ha considerado el calculo de la vulnerabilidad estructural a partir del índice estructural de Hirosawa(1992) de segundo orden, que puede situarse como un método capaz de predecir el riesgo y daño del edificio y que fue calibrado basado en la experiencia Japonesa frente a los eventos sísmicos. Este método ha sido adoptado por el Ministerio de Construcción del Japón en la evaluación de la seguridad sísmica de edificios de concreto reforzado. El método consta de tres niveles de análisis, cada uno de ellos mas preciso según el orden, basados primordialmente en el estudio del comportamiento y resistencia de los sistemas estructurales. El método de primer orden permite la evaluación de un diagnostico del riesgo del sistema estructural basado en la geometría de los elementos estructurales. El método de segundo orden se basa en la estimación de la resistencia ultima de la estructura asumiendo un comportamiento

de edificio cortante para el sistema estructural. Esto presume que debido a la existencia de un diafragma rígido (losa aligerada) el mecanismo de colapso será del tipo panel fallando las columnas al momento de alcanzar la capacidad máxima del sistema calculado a partir de un análisis espectral del sistema. El método considera también la geometría y morfología del sistema así como el nivel de daño existente, deterioro en el tiempo del sistema estructural e influencia de las condiciones locales de la zona donde se encuentre el edificio.

El método de tercer orden considera exactamente los mismos criterios presentados en el método de segundo orden con el adicional de la consideración del mecanismo real de falla del sistema estructural evaluado a partir del análisis tiempo historia y condiciones de no-linealidad material de la estructura.

En el Perú la mayor parte de los edificios de hospitales han sido construidos utilizando losas rígidas y sistemas aporticados con muros no-estructurales (tabiquería) de relleno.

Se ha considerado en este estudio el uso del método de segundo orden de Hirosawa con para la evaluación del índice de vulnerabilidad estructural “ I_s ”, este índice es calculado a partir de la siguiente expresión:

$$I_s = E_o G S_d T$$

donde: E_o : sub- índice de sísmico de la estructura.

G : subíndice sísmico del terreno.

S_d : subíndice sísmico del comportamiento estructural.

T : subíndice sísmico del deterioro de la estructura.

En el presente estudio la evaluación del índice I_s se ha hecho con la ayuda de una hoja de calculo siguiendo el procedimiento presentado en el Anexo C para el calculo de cada uno de los subíndices que evalúan I_s .

El comportamiento estructural de un edificio frente a sismo puede evaluarse comparando el índice de vulnerabilidad sísmica de la estructura I_s con el índice de juicio estructural I_{s0} , el calculo de este índice esta basado en la en la máxima respuesta espectral esperada para las condiciones locales donde se encuentre el edificio, este índice esta dado por:

$$I_{s0} = E_s Z G U$$

donde:

E_s : índice de juicio estructural; que para el casos de orden 2 será $E_s=0.6$

Z : factor de zona dado en el código sismorresistente $Z=1$ para el caso de Lima

G : índice del terreno y topografía; para un caso general $G=1$

U : coeficiente de importancia de la estructura; según RNC-E70 $U=1.3$ en el caso de hospitales.

Para el caso del hospital en estudio el valor de I_{s0} será de 0.78 basados en los índices del reglamento sismorresistente del Reglamento Nacional de Construcciones (RNC).

Basado en estos dos índices se puede expresar un juicio de la vulnerabilidad de acuerdo a la siguiente comparación:

$I_s > I_{s0}$ el edificio se debe considerar como seguro frente a sismos

$I_s < I_{s0}$ el edificio es inseguro frente a la ocurrencia de sismos.

Los resultados obtenidos para cada una de las edificaciones estudiadas fueron las siguientes:

Pabellón A: Edificio Central $1_s = 0.70 < 0.78$

Pabellón A: Edificio Ala Este $1_s = 0.75 < 0.78$

Pabellón Principal: Edificio Ala Este $1_s = 0.60 < 0.78$

Los resultados nos indican que estas edificaciones presentan irregularidad ante un sismo, corroborándose lo obtenido del análisis dinámico mediante modelos matemáticos.

Se presenta en el anexo C el procedimiento para la obtención de los resultados presentados en este ítem.

7. OTRAS INSTALACIONES

Dado las limitaciones de tiempo, recursos y falta de información para el estudio de este hospital, algunas otras instalaciones fueron estudiadas de manera preliminar, a continuación se detallan las características y actual estado en que se encuentran las edificaciones de estas instalaciones.

A. CASA DE FUERZA

Es una edificación de concreto armado en la que se ubican los calderos y otros equipos, la estructura esta compuesta por columnas y vigas peraltadas en ambas direcciones, el techo es del tipo loza maciza de concreto armado, existen muros de albañilería en el perímetro. Se encuentra en regular estado de conservación. Es necesario recalcar que se debe evitar colocar algún equipo en los elementos estructurales mencionados (columnas, vigas y techo) a fin de evitar vibraciones en estos elementos o restringir su libre desplazamiento de manera que puedan afectar el comportamiento normal de la estructura ante un sismo.

B. ELECTROGENO

El grupo electrógeno, se encuentra ubicada en una edificación compuesta por columnas, vigas y techo aligerado, tiene ventanas altas que producen la presencia de columnas cortas pero que no entraña mucho peligro al ser solo una edificación de un piso. En general presenta un buen estado de conservación.

C. CORREDORES

Es una zona importante del hospital, ya que son las áreas que conectan a los pabellones principal, pabellón A, pabellón B y otras zonas. El corredor que conecta al pabellón principal con el pabellón A es de 4 niveles (1 sótano más 3 pisos superiores), el que conecta al pabellón A con el pabellón B es de 6 niveles (1 sótano más 5 pisos superiores) y el que parte del pabellón B a otros sectores es de 3 niveles (1 sótano más 2 pisos superiores). No se pudo obtener la información completa de estos ambientes, sólo se encontró planos estructurales que corresponden al sótano del corredor entre los pabellones A y B y el sótano y primer piso del corredor entre el Pabellón A y el Principal, lo que nos permite pensar que los demás pisos han ido construyéndose con el transcurso del tiempo, según los planos mencionados el corredor del sótano tiene las paredes y el techo de concreto armado, desconociéndose el material y sistema constructivo para los pisos superiores. Muestra un buen estado de conservación, sin embargo hay que mencionar la existencia de ciertas grietas en algunas partes de las paredes del sótano.

D. PABELLON PRINCIPAL: EDIFICIO CENTRAL

Este pabellón está constituido principalmente por consultorios ubicados en los diferentes niveles, en él también se encuentra la entrada principal del hospital y el acceso al corredor que comunica a los demás pabellones.

Mediante el promedio de esfuerzos cortantes y la densidad de muros, se obtuvo valores que nos puedan dar una idea de la seguridad ante un sismo de esta edificación, estos son:

Dirección X:

Area columnas = 150,562.50 m².

Area muros de corte = 8,902.50 cm².

Peso Total = 1,928,543.5 kg.

Prom. de Esfuerzos Cortantes: It = 12.09 kg/cm²

Densidad de Muros: I1 = 7.16 cm²/m²

Dirección Y:

Area columnas = 150,562.50 m².

Area muros de corte = 15,830 cm².

Peso Total = 1,928,543.5 kg.

Prom. de Esfuerzos Cortantes: It = 11.59 kg/cm²

Densidad de Muros: I1 = 12.73 cm²/m²

Se puede concluir que esta edificación no es segura ante un sismo. Es necesario realizar un estudio mas detallado similar a lo realizado en las otras edificaciones a fin de poder tener mayor precisión de la seguridad o no de esta edificación.