



AGRADECIMIENTO Y DEDICATORIA

El presente Proyecto de Tesis es el significado de dedicación y esfuerzo puesto en conjunto para la presentación final del presente, el cual es muestra de la aplicación de conocimientos adquiridos a lo largo de nuestra formación profesional.

Se agradece inmensamente a nuestra asesora de tesis Ing. Dina Cotrado Flores, directora de la escuela profesional de Ingeniería Civil - EPIC, por ser el soporte necesario , que con su paciencia, tiempo y dedicación que nos brindó se pudo culminar con el presente .

Nuestros docentes que en el transcurso de nuestros estudios universitarios nos llenaron de conocimientos los cuales serán aplicados en adelante y a nuestra prestigiosa casa de estudios la Universidad Privada de Tacna la cual nos formó con el más alto nivel académico, ético y el cual se enfocó en nuestra formación pensando en el futuro competitivo que se vive en la actualidad .



*Dedico este proyecto de tesis a mis padres
José y Donatila, mis grandes amores,
Quienes fueron mi soporte y mi apoyo incondicional
en todo momento, siempre colocando su
total confianza en mí .
y por el gran cariño incondicional que me han brindado.
A Dios y a la Virgen por cuidarme, protegerme
y ser mi guía en este camino.
A mis hermanos José, Luis y Charo,
Quienes se encargaron de aconsejarme y
engreírme y amarme solo como ellos saben hacerlo,
siempre esperando lo mejor de mí.
Por ellos y por todas sus palabras
Sé que puedo ganarle al mundo.*

Verónica Lizeth Castro Velasco



Dedico este proyecto de tesis a Dios por protegerme y guiarme, a mi padre por su cariño paciencia y alegría incondicional , en especial a la memoria de mi madre que lo fue todo, porque ellos siempre estuvieron a mi lado brindándome su apoyo y sus consejos para hacer de mi una mejor persona , gracias por su amor y por brindarme el tiempo necesario para realizarme profesionalmente, a mis hermanas, mis amigos , compañeros , a aquellos que siguen estando cerca de mi y que le regalaron a mi vida algo de ellos.

a todas las personas que de una u otra manera han contribuido para el logro de esta meta, gracias por darme fuerzas y valor para seguir luchando y aprendiendo más en esta vida.

Katterinne Carmen Cárdenas Cancinos



RESUMEN DE TESIS

El siguiente trabajo de investigación ha sido realizado con el fin de analizar la capacidad de soporte que actualmente tiene el centro básico de educación inicial ante un movimiento telúrico, por lo que se centra precisamente en obtener los resultados correspondientes para analizar su capacidad de expansión de la Institución y las medidas a tomar con respecto a sus estructuras.

Se realizarán calicatas para conocer el suelo sobre el cual está ubicada la institución, de las cuales obtendremos una muestra para ser analizada en el laboratorio y así conocer las propiedades del suelo sobre el cual se ha cimentado.

Para conocer cómo ha sido construido el centro básico de educación se extraerán muestras de las columnas, para poder someterlas a compresión y así conocer la resistencia de estas, ah este ensayo lo conocemos como diamantina; como las columnas no solo están hechas de concreto, analizaremos también el acero que está contenido en ellas, para realizarlo utilizaremos el esclerómetro; una vez conocidos estos datos se procederá a realizar un modelamiento de toda la institución para someterlo a 4 tipos de sismos de acuerdo a la norma SEAOC VISION 2000 ; esta manera analizar el desempeño sísmico que tendrá la estructura durante un movimiento telúrico.

La estructura analizada por su diseño es considerada como irregular, por lo tanto para analizarla se empleará un método no lineal conocido como PUSH OVER el cual será descrito a medida que se realicen los cálculos en esta tesis.



INDICE



INDICE



INTRODUCCIÓN

El diseño de estructuras basado en la resistencia sísmica propuesto en las normativas y códigos corrientes, tiene como objetivos principales que las estructuras sean capaces de resistir sismos de baja intensidad sin sufrir daños estructurales significativos, sismos moderados con daños reparables y sismos de mayor intensidad sin que se produzca el colapso.

Siguiendo esta filosofía de diseño, el desempeño de las estructuras, en términos de potencial de daño, no ha sido cuantificado, debido a que generalmente sólo se considera un nivel del movimiento del terreno para el cual, la edificación no debería colapsar. Estas previsiones raramente reconocen que pueden ocurrir daños sustanciales y grandes pérdidas asociadas a sismos de naturaleza más frecuente.

En tal sentido, es importante reconocer que la seguridad ante el colapso, debido a grandes sismos es por ello que en el presente trabajo se evaluará el desempeño sísmico de dos edificios denominados A y B, junto al cerco perimétrico del CEBE FELIX Y CAROLINA DE REPETTI.



CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1 JUSTIFICACIÓN

Debido al constante crecimiento del alumnado del CEBE FÉLIX Y CAROLINA REPETTI-TACNA y al uso que se da a todos los pabellones de dicha institución, no se sabe con exactitud la capacidad de soporte que actualmente tiene, por lo que el presente se centra precisamente en obtener los resultados correspondientes para analizar su capacidad de expansión de la Institución y las medidas a tomar.

De lo anterior se requiere verificar y evaluar la resistencia y servicio del bloque. Así mismo se verificará si dicho bloque cumplen con la NTE E-030 del 2003, cabe mencionar que no se ha encontrado el expediente técnico donde haga mención al método constructivo utilizado.

Es por ello que se realizará el muestreo de toda la institución para obtener los datos necesarios para la investigación que se realizará a base del método de DIAMANTINA ya que es al 100% sus resultados siendo un método destructivo, además la evaluación del desempeño se realizará siguiendo las sugerencias del comité VISION_2000 de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC 1999) para poder tener una referencia de la respuesta estructural de demanda - capacidad.

1.2 OBJETIVOS

A. OBJETIVO GENERAL

- Evaluar el Desempeño Sismo resistente de los bloques del CEBE FELIX Y CAROLINA REPETTI – TACNA antes tres niveles de amenaza sísmica.

B. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar los planos de replanteo arquitectónico de los bloques del CEBE FELIX Y CAROLINA REPETTI – TACNA .
- Determinar la homogeneidad del concreto en los elementos estructurales mediante la utilización de esclerómetro para determinar la resistencia real del concreto.
- Verificar si la resistencia y servicio de los bloques del CEBE FELIX Y CAROLINA REPETTI – TACNA es acorde con las normatividades vigentes.
- Evaluar el desempeño sísmico de los bloques del CEBE FELIX Y CAROLINA REPETTI – TACNA mediante el método estático no lineal.

1.3 METODOLOGÍA APLICADA

- **Recopilación de documentos:** Se procedió a buscar toda la información existente que corresponda a la ejecución de la obra que nos permita conocer lo necesario para analizar la edificación ya sea expediente técnico, planos, etc. lamentablemente esa información es inexistente.
- **Planos de Replanteo:** Se realizaron planos de replanteo arquitectónico así como los planos estructurales de distribución de acero de refuerzo, para ello se tomaron medidas in situ de los elementos estructurales y no estructurales de la edificación.



- **Estudio de las propiedades mecánicas de los elementos estructurales:**
Se realizaron ensayos de campo para obtener las propiedades mecánicas de los elementos, con el equipo esclerómetro y extracción de muestras diamantina.
- **Trabajos de Gabinete:** En base a toda la información disponible se prepararon los modelos para el análisis estructural para obtener los datos necesarios para poder interpretar el desenvolvimiento de la estructura durante un sismo.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 OBJETIVOS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO

Encontrar las expresiones de acoplamiento entre los niveles de desempeño deseados para una estructura y el nivel de movimiento sísmico esperado. El comité VISION 2000 considera las estructuras en tres grandes grupos, de acuerdo a su grado de importancia durante y después de un sismo:

- a. *estructuras críticas que contienen cantidades de materiales peligrosos que podrían resultar en una amenaza inaceptable para un amplio sector de la comunidad.*
- b. *estructuras esenciales que son las encargadas de todas las operaciones post-terremoto, tales como hospitales, estaciones de bomberos, policía, centros de control de emergencia, etc.*
- c. *estructuras básicas que no están incluidas en los dos primeros grupos.*

La siguiente Tabla muestra la matriz propuesta por el comité VISION 2000 para la definir los objetivos de desempeño. Las filas corresponden a los movimientos sísmicos de diseño y las columnas a los niveles de desempeño. Los números corresponden a los tres tipos de estructuras considerados. La Tabla es un ejemplo que ilustra los objetivos para las estructuras básicas. Para el caso de estructuras existentes, es evidente que estos niveles recomendados de desempeño pueden requerir gastos económicos que desde el punto de vista práctico resultan excesivamente altos.

Tabla 2.1 - “Objetivos del desempeño sísmico recomendado para estructuras (SEAO Vision 200 Committe, 1995).”

Movimiento sísmico de diseño	Nivel de desempeño de la estructura			
	<i>Totalmente operacional</i>	<i>Operacional</i>	<i>Seguridad</i>	<i>Próximo al colapso</i>
<i>Frecuente (43 años)</i>	1	0	0	0
<i>Ocasional (72 años)</i>	2	1	0	0
<i>Raro (475 años)</i>	3	2	1	0
<i>Muy raro (970 años)</i>	-	3	2	1

0. *Desempeño inaceptable*
1. *Estructuras básicas*
2. *Estructuras esenciales / riesgosas*
3. *Estructuras de seguridad crítica*

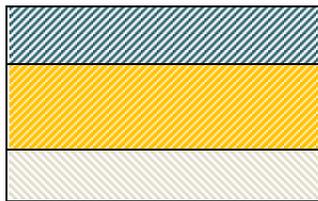
Tabla 2.2 – “Objetivos de desempeño sísmico recomendados para estructuras básicas”

Movimiento sísmico de diseño	Nivel de desempeño mínimo
<i>Frecuente</i>	<i>Totalmente operacional</i>
<i>Ocasional</i>	<i>Operacional</i>
<i>Raro</i>	<i>Seguridad</i>
<i>Muy raro</i>	<i>Próximo al Colapso</i>

A continuación se muestra esta matriz en la que se identifica cada tipo de edificación mediante un color.

Tabla 2.3 - Niveles de Demanda y Desempeño Esperado (VISION 2000)

		Operacional SP-1	Funcional SP-2	Resguardo de la Vida SP-3	Cerca al Colapso SP-4
Nivel de Demanda	Sismo Frecuente (69%/ 50 años)				
	Sismo Ocasional (50%/ 50 años)				
	Sismo Raro (10%/ 50 años)				
	Sismo Muy Raro (5%/ 50 años)				



- Edificaciones Básicas : residencias y oficinas
- Edificaciones Esenciales : hospitales, destacamentos militares, bomberos
- Edificaciones de Seguridad Crítica

En la actualidad el Perú está en constante crecimiento poblacional, por lo cual esto involucra que las edificaciones de Categoría esencial, puedan servir de refugio y centros de acopio en caso de emergencias. Por ello en la Tabla 2.4 nos muestra los objetivos mínimos de desempeño para edificaciones escolares.

Tabla 2.4 - Objetivos de Desempeño para Edificaciones Escolares Peruanas

		Operacional SP-1	Funcional SP-2	Resguardo de la Vida SP-3
Nivel de Demanda	Sismo Frecuente (69%/ 50 años)			
	Sismo Ocasional (50%/ 50 años)			
	Sismo Raro (10%/ 50 años)			
	Sismo Muy Raro (5%/ 50 años)			

2.2 PROPUESTA DEL COMITÉ VISION_2000 – SEAOC 1999

Según esta propuesta, el desempeño de una edificación se establece de acuerdo a su importancia, relacionando para cada nivel de peligro sísmico la combinación de comportamiento estructural y no estructural esperada.

2.2.1 NIVELES DE DESEMPEÑO SISMICO

Este comité define cuatro niveles de desempeño que identifica a través de los siguientes calificadores:

- **Totalmente operacional:** corresponde a un nivel en el cual no ocurren esencialmente daños. La edificación permanece completamente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.

- **Operacional:** en este nivel se presentan daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños leves en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo, no obstante, los daños en algunos contenidos y componentes no estructurales pueden interrumpir parcialmente algunas funciones normales. En general se requieren algunas reparaciones menores.
- **Seguridad o Resguardo de la vida:** está asociado a la ocurrencia de daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, así como en algunos contenidos de la construcción. La rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales, se ven reducidas, posiblemente en un gran porcentaje, sin embargo, aún permanece un margen de seguridad frente al colapso.
- **Próximo al colapso:** la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso. Los servicios de evacuación pueden verse interrumpidos por fallos locales, aunque los elementos que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento. Bajo estas condiciones, la estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de su reparación puede no ser técnicamente viable desde un punto de vista económico.

En el informe presentado por el comité VISION 2000 se incluye una descripción exhaustiva de los niveles permisibles de daño asociados a cada uno de los cuatro niveles de desempeño para varios sistemas y subsistemas del edificio, los componentes del sistema resistente a cargas

verticales y laterales, así como los componentes secundarios y no estructurales (arquitectónicos, eléctricos, mecánicos, etc.). en la tabla 2.5 se resume las principales características asociadas a estos niveles de desempeño y su relación con los estados discretos de daño.

**Tabla 2.5 - Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño
(SEAOC Vision 2000 Committee, 1995)**

<i>Estado de daño</i>	<i>Nivel de Desempeño</i>	<i>Descripción de los daños</i>
Despreciable	<i>Totalmente Operacional</i>	<i>Daño estructural y no estructural despreciable o nulo.</i>
		<i>Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando sus servicios.</i>
Leve	<i>Operacional</i>	<i>Agrietamientos en elementos estructurales. Daño</i>
		<i>Entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.</i>
Moderado	<i>Seguridad</i>	<i>Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente</i>
Severo	<i>Pre - Colapso</i>	<i>Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.</i>
Completo	<i>Colapso</i>	<i>Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.</i>

Los movimientos sísmicos de diseño son expresados por el comité VISION 2000 en términos de un intervalo de recurrencia medio o de una probabilidad de excedencia. El intervalo de recurrencia medio, por ejemplo 475 años, es una expresión del período promedio de tiempo, expresado en años, que transcurre entre la ocurrencia de un sismo que produce daños de una severidad igual o superior a una determinada. La probabilidad de excedencia, es decir en el ejemplo anterior 10 % en 50 años, es una representación estadística de la posibilidad de que el efecto de un sismo exceda una cierta severidad durante un período de tiempo determinado expresado en años.

El período de retorno T_R (intervalo de recurrencia) puede relacionarse directamente con una probabilidad de excedencia p_e para un número específico t de años, mediante la siguiente ecuación:

$$T_R = \frac{T}{\ln(1 - p_e)}$$

La siguiente Tabla muestra los intervalos de recurrencia y las probabilidades de excedencia para los cuatro movimientos sísmicos de diseño considerados por el comité VISION 2000.

Tabla 2.6 - Movimientos sísmicos de diseño (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995).

<i>Movimiento sísmico de diseño</i>	<i>Intervalo de recurrencia</i>	<i>Probabilidad de excedencia</i>
<i>Frecuente</i>	<i>43 años</i>	<i>50 % en 30 años</i>
<i>Ocasional</i>	<i>72 años</i>	<i>50 % en 50 años</i>
<i>Raro</i>	<i>475 años</i>	<i>10 % en 50 años</i>
<i>Muy raro</i>	<i>950 años</i>	<i>10 % en 100 años</i>

Considerando todos los aspectos mencionados anteriormente, está claro que la "ingeniería basada en el desempeño sísmico" es un proceso que comienza con el planteamiento inicial de un proyecto y termina cuando la estructura deja de existir. Este proceso incluye: la selección de los objetivos de desempeño, la determinación de la conveniencia del sitio, el diseño conceptual, el diseño preliminar, el diseño final, los chequeos de aceptabilidad durante el diseño, la revisión del diseño, el control de calidad durante la construcción, y el mantenimiento durante la vida de la estructura. Cada paso es crítico para el proceso y el éxito del diseño y debe ser dirigido hacia niveles aceptables consistentes con el objetivo de desempeño seleccionado.

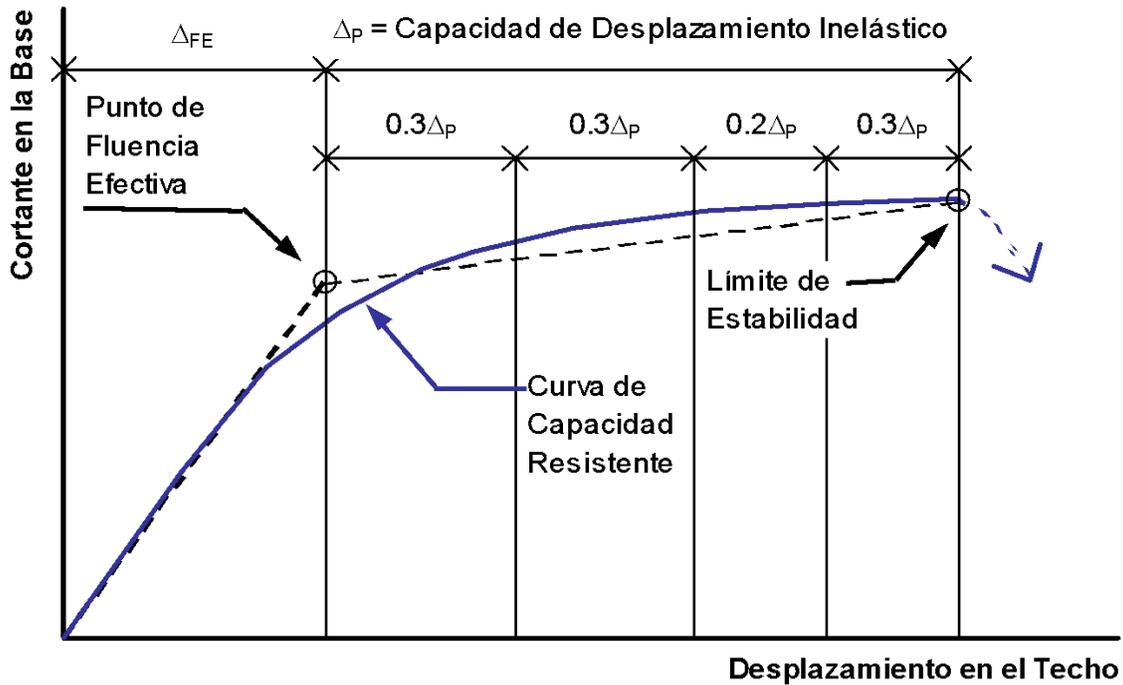
2.2.2 NIVELES DE COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

Se consideran cinco niveles de desempeño estructural (SP1 a SP5) que corresponden a sectores definidos de la curva de capacidad de la estructura y de los diagramas fuerza - deformación de sus elementos. Para sectorizar la curva de capacidad y los diagramas fuerza - deformación de los elementos se debe definir primero el Desplazamiento de Fluencia Efectiva (DFE) y la Capacidad de Desplazamiento Inelástico (DP).

El Desplazamiento de Fluencia Efectiva (DFE) corresponde al instante en el cual se han producido como máximo el 50% de las incursiones inelásticas que forman el mecanismo de falla, sin que la deformación en cualquier sección exceda el 150% de su deformación de fluencia.

La Capacidad de Desplazamiento Inelástico (DP) corresponde al desplazamiento lateral de la estructura, desde el punto de fluencia efectiva hasta el colapso. El tramo inelástico de la curva de capacidad se divide en cuatro sectores definidos por fracciones del DP a las cuales se asocia un nivel de desempeño, tal como se muestra en la figura 2.1.

Figura 2.1. Sectorización de la curva de capacidad asociados a un nivel de desempeño



Los límites de cada nivel de desempeño se pueden representar por el porcentaje del DP consumido, al que se denomina IDDR por sus siglas en inglés (Inelastic Displacement Demand Ratio). La tabla 2.7 presenta los niveles de desempeño estructural asociados a un valor de IDDR y presenta una breve descripción del daño esperado.

Tabla 2.7 - Niveles de Comportamiento Estructural

Nivel de Desempeño Estructural		Descripción	Límite de Desplazamiento del Sistema	IDDR
SP-1	Operacional	<i>Daño estructural muy limitado, que puede considerarse despreciable. La estructura no presenta pérdida significativa en su rigidez y resistencia.</i>	D_{FE}	$\approx 0\%$
SP-2	Funcional	<i>El daño estructural es pequeño a moderado. Algunos elementos presentan grietas menores y en algunos casos pueden necesitar reparación. La estructura mantiene casi íntegramente la resistencia y rigidez iniciales.</i>	$D_{FE} + 0,3 \cdot D_P$	$< 30\%$
SP-3	Resguardo de la Vida	<i>El daño es de moderado a grande. Es necesario hacer varias reparaciones. La estructura mantiene algún margen ante el colapso total o parcial.</i>	$D_{FE} + 0,6 \cdot D_P$	$< 60\%$
SP-4	Cerca al Colapso	<i>Daño sustancial en la edificación. Queda poco margen ante el colapso. Los elementos portantes aún pueden soportar carga. La estructura requerirá reparación extensiva que, en muchos casos no será económicamente factible. Se espera una degradación potencial de la rigidez y la resistencia</i>	$D_{FE} + 0,8 \cdot D_P$	$< 80\%$

		<i>del sistema.</i>		
SP-5	Colapso	<i>Gran daño. Los elementos portantes han perdido total o parcialmente su capacidad de soportar carga. El colapso parcial es inminente o ha ocurrido ya.</i>	$D_{FE} + D_P$	$\approx 100\%$

Cada nivel de desempeño estructural corresponde a un sector de la curva de capacidad. Se espera que aproximadamente el 80% de los elementos hayan alcanzado la deformación límite asociada a este nivel.

2.2.3 NIVELES DE COMPORTAMIENTO NO ESTRUCTURAL

Las instalaciones, el mobiliario y la tabiquería no forman parte del sistema estructural y se denominan componentes no estructurales. Los niveles de Comportamiento no estructural se definen mediante el cociente entre la pérdida económica y el valor inicial de estas componentes (*pérdida / valor*). La tabla 2.8 presenta los valores del cociente *pérdida / valor* asociados a cada nivel de desempeño no estructural, junto a una breve descripción del daño.

Tabla 2.8 - Niveles de Comportamiento No Estructural

<i>Nivel de Desempeño</i>		<i>Descripción</i>	<i>Pérdida / valor</i>
<i>No Estructural</i>			
NP-1	Operacional	<i>El daño que puede haber se considera despreciable a ligero.</i>	0 - 10%

NP-2	Funcional	<i>Los sistemas y elementos no estructurales se encuentran en su sitio y operativos; sólo podrían presentarse problemas en las conexiones. El daño no estructural puede ser ligero a moderado</i>	5 - 30%
NP-3	Resguardo de la Vida	<i>El daño a los elementos no estructurales es considerable y algunos sistemas podrían estar inoperativos.</i>	20 - 50%
NP-4	Cerca al Colapso	<i>El daño a los elementos no estructurales es excesivo, pero no llegan al colapso. Los elementos aislados pueden estar seriamente dañados.</i>	40 - 80%
NP-5	Colapso	<i>El daño es total, casi todos los sistemas no estructurales han colapsado o tienen daño excesivo.</i>	> 70%

El nivel de desempeño de una edificación queda definido por combinaciones de desempeño del sistema estructural y de comportamiento no estructural. El SEAOC propone las siguiente combinaciones: (SP-1, NP-1), (SP-2, NP-2), (SP-3, NP-3), (SP-4, NP-4) y (SP-5, NP-5).

2.3 DEMANDA SÍSMICA

La demanda sísmica generalmente se representa por medio de un espectro de respuesta, el cual presenta la respuesta máxima de sistemas de un grado de libertad (1 GDL) como una función de sus frecuencias.

Tradicionalmente, en la ingeniería sísmica, se ha utilizado un espectro de respuesta de aceleraciones para procedimientos de análisis y diseño de estructuras basados en las fuerzas. Sin embargo, durante los últimos años se ha identificado que los parámetros más relevantes en el diseño son los desplazamientos y las deformaciones. Por lo tanto, se ha promovido el uso de espectros de respuesta en el formato AD (S_a vs S_d) para propósitos de diseño basado en el desempeño sísmico (ATC-40, SEAC 1995).

Una definición adecuada del punto de desempeño de una estructura es útil para el diseño de nuevas estructuras, para la rehabilitación de estructuras existentes y para el análisis de vulnerabilidad y daño sísmico. La identificación de este punto permite entender mejor el comportamiento de una estructura sometida a movimientos sísmicos de diferente intensidad y puede ser de gran ayuda para incrementar los niveles de seguridad a un bajo costo.

Durante los últimos años, ha habido un incremento considerable del uso del análisis estático no lineal como una herramienta para la evaluación de la resistencia y seguridad en el campo de la ingeniería sísmica. Este procedimiento se considera generalmente, más realista en la estimación de la vulnerabilidad que los procedimientos lineales ampliamente utilizados en los diferentes códigos o normativas de diseño (Kim y D'Amore, 1999).

Una variedad de procedimientos de este tipo de análisis se están consolidando y han sido descritos en detalle en estudios tales como el ATC-40 y FEMA 273. En este trabajo se describe el método de análisis estático no lineal, utilizado para determinar el punto de desempeño (demanda de desplazamiento) de una estructura.

2.3.1 PELIGRO SÍSMICO

El Perú está comprendido entre una de las regiones de más alta actividad sísmica que existe en la tierra, por lo tanto está expuesto a este peligro, que trae consigo la pérdida de vidas humanas y pérdidas materiales. Es necesario efectuar estudios que permitan conocer el comportamiento más probable de este fenómeno para poder planificar y mitigar los grandes efectos que trae consigo.

En las normas de diseño se especifican las cargas sísmicas, por lo que no es necesario realizar investigaciones detalladas de la actividad sísmica del área donde se construirán estructuras comunes. El coeficiente de diseño sísmico a ser usado en el diseño sísmico pseudo-estático se determina en base a la zona, condición del suelo e importancia de la estructura. Si la estructura es flexible, la carga sísmica se modifica tomando en cuenta su periodo fundamental. Sin embargo, cuando se planifican estructuras importantes, deben evaluarse sus capacidades de resistir terremotos en base a estudios detallados de peligro sísmico.

El peligro o amenaza sísmica es el grado de exposición que tiene un determinado lugar a los efectos de los movimientos sísmicos. El peligro sísmico depende de las características sismo tectónicas de la zona, de las condiciones geotécnicas y de la topografía del lugar.

El peligro sísmico aumenta con la cercanía a las fuentes sismogénicas, con las condiciones adversas de suelo y con las irregularidades del terreno, como en el caso de montañas o depresiones.

2.3.2 CUANTIFICACIÓN DEL PELIGRO SÍSMICO

Resulta difícil dar una representación cuantitativa del peligro sísmico en términos absolutos; sin embargo, para fines de ingeniería se ha sugerido emplear como indicadores de peligro, los valores máximos del movimiento del terreno (aceleración, velocidad o desplazamiento) o la intensidad local (Muñoz 1999).

Para cuantificar el peligro sísmico, existen dos enfoques: el determinístico y el probabilístico (Muñoz 1999). En el enfoque determinístico, el peligro sísmico se expresa por el valor máximo del indicador de peligro que puede producirse en el lugar en estudio, teniendo en cuenta el escenario sismo tectónico, las condiciones de suelo y las características topográficas del lugar. (Herráiz 1997).

En el enfoque probabilístico, el peligro sísmico se expresa en función de la probabilidad de que el indicador de peligro seleccionado sea igualado o excedido en un lapso determinado. Este intervalo de tiempo se considera igual a la vida útil de la obra civil para la cual se evalúa el peligro. La tabla 2.9 muestra el tiempo de vida útil sugerido para diferentes obras civiles. (Grases 1989).

Tabla 2.9 - Tiempo de Vida Útil para diferentes Obras Civiles

<i>Obra Civil</i>	<i>Tiempo de Vida Útil</i>
<i>Instalaciones Nucleares</i>	<i>50 - 100 años</i>
<i>Puentes y viaductos de avenidas principales</i>	<i>100 años</i>
<i>Edificios para viviendas</i>	<i>50 años</i>
<i>Construcciones temporales</i>	<i>15 años</i>

2.3.3 NIVELES DE PELIGRO SÍSMICO

Con el fin de evaluar el desempeño sísmico resistente de edificios, el SEAOC ha propuesto cuatro niveles de peligro. Cada nivel queda definido por un valor de la probabilidad de excedencia en 50 años de exposición. A cada uno de estos niveles de amenaza, corresponde un terremoto que tiene un intervalo de recurrencia (período de retorno, TR) definido en función del tiempo de vida útil de las obras civiles y la probabilidad de excedencia.

La tabla 2.8 muestra la probabilidad de excedencia, el período de retorno y los valores de aceleración máxima en la roca asociados a los cuatro niveles de peligro sísmico sugeridos para la Costa Peruana (Muñoz 1999), para un tiempo de exposición de 50 años.

Tabla 2.9 - Niveles de Peligro Sísmico

		<i>Probabilidad de excedencia en 50 años</i>	<i>Periodo de Retorno, T_R</i>	<i>Aceleración Máxima en la Roca</i>
Peligro Sísmico	Sismo Frecuente	0.69	43 años	0,20 g
	Sismo Ocasional	0.5	72 años	0,25 g
	Sismo Raro	0.1	475 años	0,40 g
	Sismo Muy Raro	0.05	975 años	0,50 g

2.3.4 REPRESENTACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA PARA FINES DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

El movimiento del suelo es captado por sismógrafos y por acelerógrafos. Los sismógrafos registran la historia de desplazamientos o velocidades del terreno y son empleados principalmente en trabajos de sismología; en cambio, los acelerógrafos registran la aceleración del terreno y son de utilidad directa en ingeniería estructural.

Los registros de aceleración en el tiempo obtenidos durante un sismo se denominan acelerogramas. Para representar la demanda sísmica, se construyen curvas espectrales que reúnen las respuestas máximas de estructuras sometidas a sollicitaciones sísmicas caracterizadas por acelerogramas.

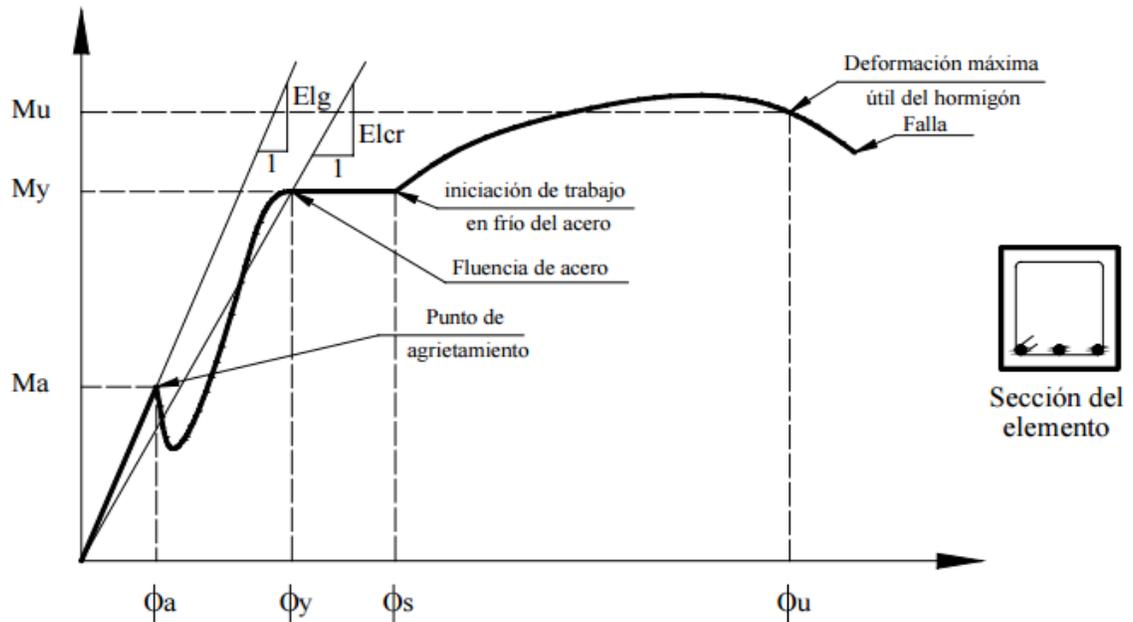
2.3.5 RELACIONES MOMENTO CURVATURA

Las relaciones Momento Curvatura al igual que las relaciones Corte Deformación, son la base para el Análisis no Lineal, ya que representan el comportamiento de una sección ante cargas monotónicas crecientes, además la relación $M-\phi$ es fundamental para encontrar la rigidez a flexión (EI) de cada una de las ramas del diagrama histérico que se utiliza para definir la no linealidad del material.

La explicación matemática de cómo se obtiene la rigidez a partir del diagrama momento-curvatura, se la obtiene haciendo uso de la resistencia de materiales, mediante un modelo de viga de sección constante con carga uniforme. Cuando se termina un diseño estructural, es muy importante conocer la relación momento curvatura $M-\phi$, de las secciones de sus elementos, con el objeto de conocer cuál es la capacidad de ductilidad por curvatura $\mu\theta$, la máxima capacidad a flexión del elemento M_u y comparar estas cantidades con las demandas que se tienen en el diseño.

Si un elemento tiene muy poca capacidad de ductilidad por curvatura va a presentar una falla frágil cuando la estructura ingrese al rango no lineal, lo cual no es deseable. Lo ideal es que tenga un valor alto de $\mu\theta$ para que la edificación disipe la mayor cantidad de energía, para que sea posible la redistribución de momentos y de esa manera trabajen todos los elementos en una forma adecuada.

Figura 2.2. Ejemplo de Relación Momento- Curvatura de una viga.



2.3.6 CAPACIDAD RESISTENTE

En el Análisis No Lineal Estático, existen dos formas de encontrar la curva de capacidad resistente, en la una se aplican cargas incrementales monotónicas en una dirección hasta que la estructura alcance el colapso (Técnica del Pushover) y en la segunda se la somete a un acelerograma el mismo que se va incrementando paulatinamente hasta que la estructura colapse.

El análisis No Lineal Estático es un paso intermedio entre el análisis lineal elástico y el análisis no lineal dinámico. Dentro del análisis no lineal estático lo que más se utiliza es la Técnica del Pushover, también conocido con el

nombre de Análisis Incremental del Colapso, para encontrar la Curva de Capacidad Resistente de las estructuras ante acciones sísmicas, curva que relaciona el cortante basal V , con el desplazamiento lateral máximo de la estructura DT , esta curva es la base para el Análisis Sísmico por Desempeño.

Para determinar la Curva de Capacidad Resistente, se necesita tener completamente definida la estructura, tanto en su geometría como en su armado, además se debe conocer la calidad de los materiales y para el caso de edificaciones de hormigón armado las curvas constitutivas del hormigón y del acero

2.3.7 MODELO BILINEAL

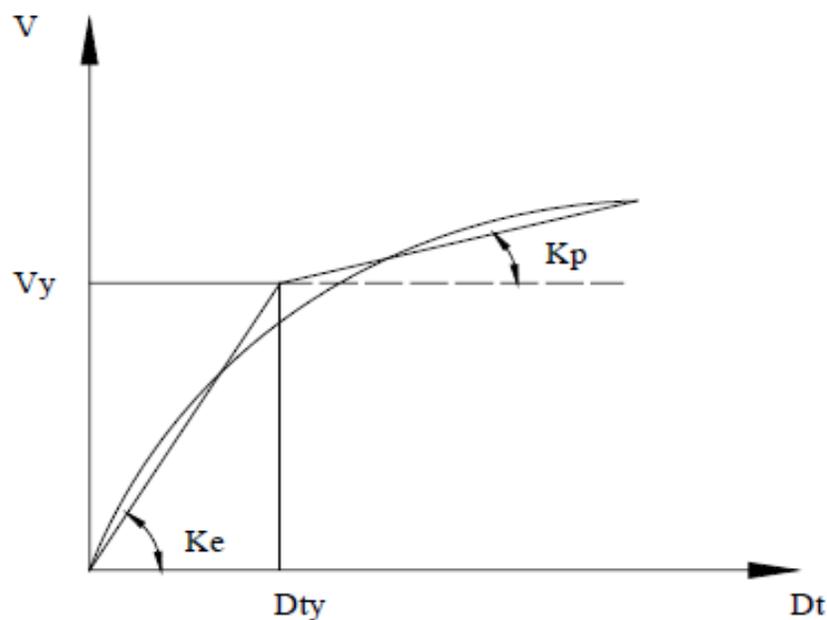
En el análisis tendiente a obtener la respuesta de la estructura ante una acción sísmica se acostumbra a encontrar un modelo bilineal de la curva de capacidad resistente, de esta manera se simplifica el problema.

En la curva de capacidad resistente, se debe definir el punto de fluencia, que está asociado al cortante basal V_y y al desplazamiento lateral máximo D_t . En base a este punto se determina un modelo bilineal para la relación $V - D_t$. El punto de fluencia de una estructura se alcanza cuando una sección de la misma ingresa al rango no lineal, para el efecto basta que en el análisis con el pushover se determine cuando alguna sección alcanzó el punto de fluencia.

En base a los modelos bilineales, se determinan los parámetros como V_u que es el cortante basal a nivel de capacidad última, K_e es la rigidez elástica de la estructura y K_p es la rigidez post fluencia de la estructura.

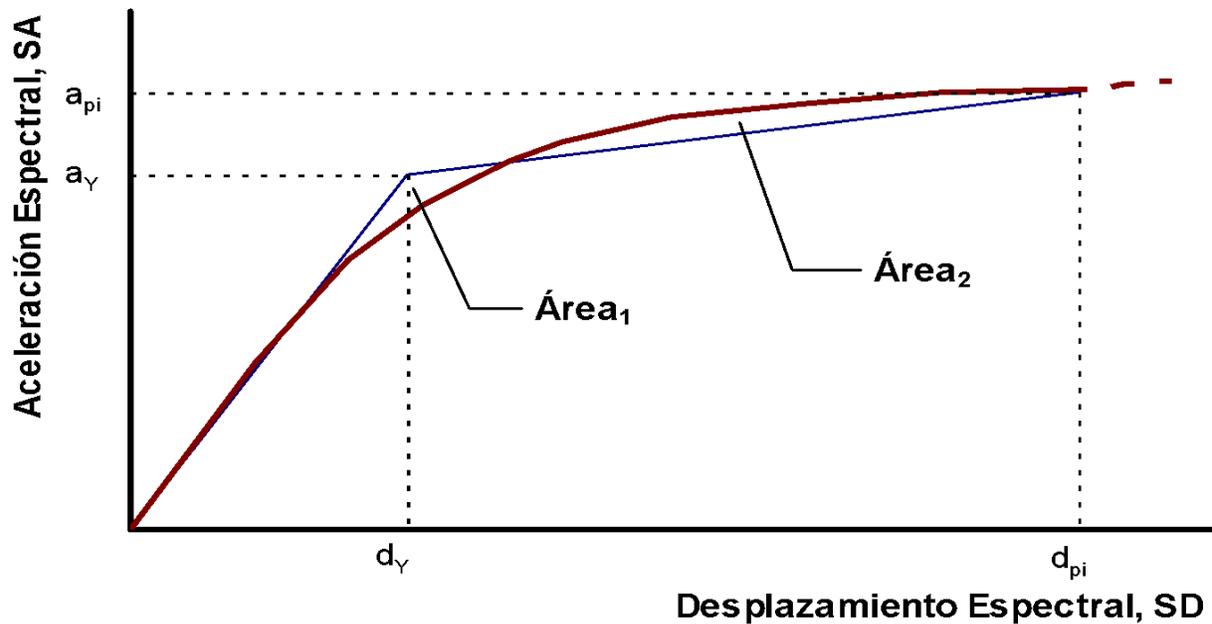
Existen varios criterios para determinar el punto de fluencia de una estructura, como son el la Rigidez Tangente Horizontal, Rigideces Tangentes, Ajuste por Mínimos Cuadrados y Áreas Iguales.

Figura 2.2. Ejemplo de Relación Momento- Curvatura de una viga.



Para definir los dos tramos del modelo bilineal, se pueden emplear criterios de tramos tangentes o aproximación por mínimos cuadrados o también equivalencias de energía disipada (Aguiar 2002). Este último criterio consiste en igualar las áreas bajo el Espectro de Capacidad y bajo el modelo bilineal, lo que resulta equivalente a lograr que las áreas del modelo bilineal sobre y bajo la curva de capacidad sean iguales ($\text{Área 1} = \text{Área 2}$ en la figura 2.4):

Figura 2.4 - Criterio de Áreas Iguales



Mediante una fórmula, se calcula el amortiguamiento equivalente. Con el fin de tener en cuenta las características del sistema estructural y la duración del sismo, se incluye un factor de modificación k , que afecta al amortiguamiento histérico (ATC-40 1996). De este modo se obtiene el amortiguamiento efectivo:

Las expresiones para estimar el factor k varían de acuerdo con el tipo de comportamiento estructural y el amortiguamiento histérico (0) como se muestra en la tabla 2.10. (ATC - 40 1996).

Tabla 2.10 - Tipos de Comportamiento Estructural

Tipo de Comportamiento Estructural	
Tipo A	Comportamiento estructural estable; estructuras cuyo comportamiento hysterético puede representarse mediante un paralelogramo. A este grupo pertenecen las estructuras con un adecuado sistema sismorresistente, sometidas a sismos de corta duración.
Tipo B	Comportamiento estructural promedio; estructuras cuyo comportamiento hysterético muestra una reducción del lazo hysterético respecto del modelo tipo paralelogramo. A este grupo pertenecen las estructuras con un adecuado sistema sismorresistente, sometidas a sismos de larga duración o estructuras con un sistema intermedio sometidas a sismos de corta duración.
Tipo C	Comportamiento estructural pobre; estructuras cuyo comportamiento hysterético muestra una gran reducción del lazo hysterético respecto del modelo tipo paralelogramo debido a la degradación. A este grupo pertenecen las estructuras con un sistema sismorresistente intermedio sometidas a sismos de larga duración o estructuras con un sistema pobre sometidas a sismos de corta o larga duración.

CAPITULO III

EVALUACION ESTRUCTURAL

3.1 DESCRIPCIÓN DE LA ZONA EN ESTUDIO

3.1.1 ANTECEDENTES

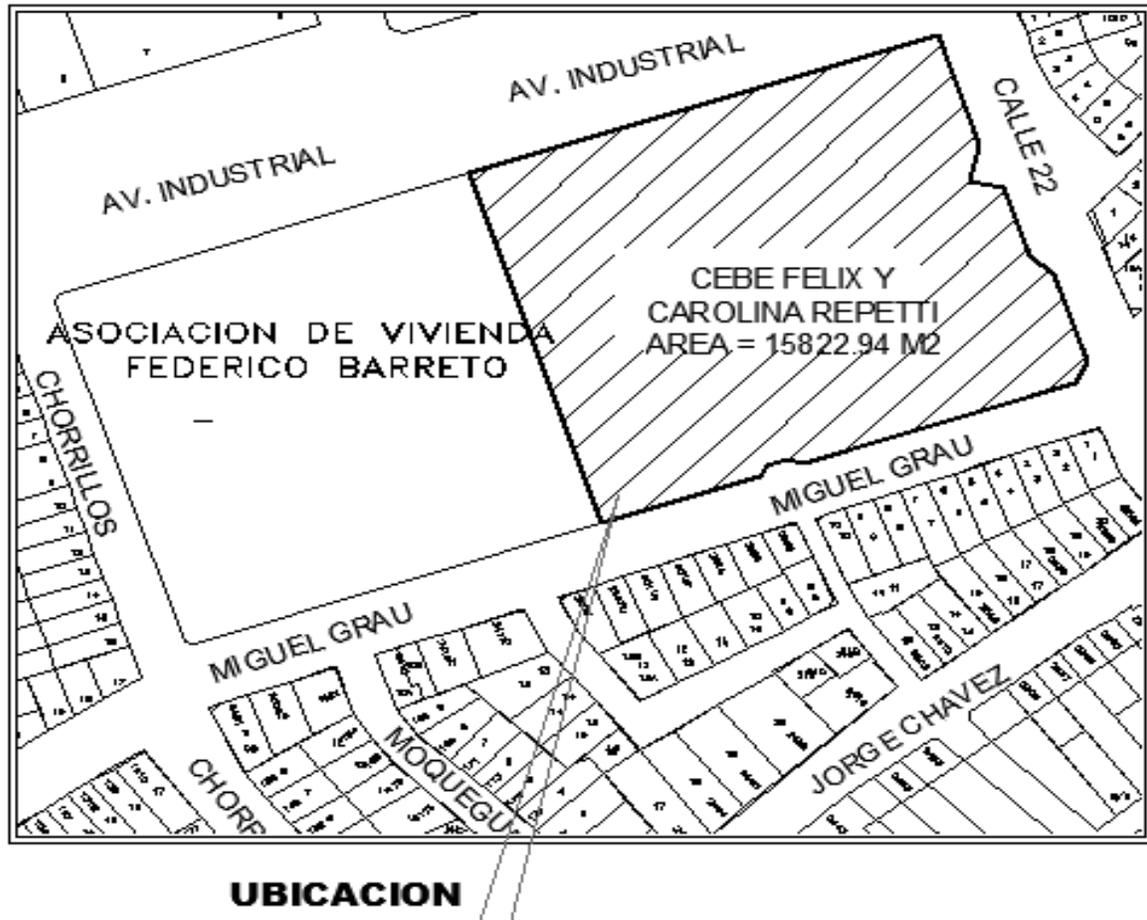
Los sismos son fenómenos naturales de alta probabilidad de ocurrencia y cuya consecuencia más notable es que los daños pueden ser catastróficos desde el punto de vista humano y económico.

Un ejemplo de los daños que representan estos eventos es el sismo ocurrido el pasado 23 de Junio del 2001 en la ciudad de Arequipa y Tacna, en el cual el estado peruano ha realizado grandes gastos en actividades de respuesta a los desastres ocurridos; sin embargo, estos recursos podrían haberse reducido si se hubiera tenido una cultura de prevención y preparación.

3.1.2 UBICACIÓN

El CEBE FÉLIX Y CAROLINA REPETTI se encuentra ubicado en la Asociación Federico Barreto S/N, en el Distrito De Pocollay, Provincia y Departamento de Tacna:

Figura 3.1: Plano de ubicación CEBE FELIX Y CAROLINA REPETTI



Colindantes:

- Por el Norte : Calle 22
- Por el Sur : Calle Chorrillos
- Por el Este : Calle Miguel Grau
- Por el Oeste : Av. Industrial

Se tiene un área total de 15802.36 m², que está conformado por 12 ambientes construidos con un sistema de pórticos de concreto armado y muros portantes, los cuales fueron construidos en diferentes etapas desde su creación. Para efectos del presente estudio se realizará la evaluación Estructural de los ambientes.

3.1.3 ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Se realizó una calicata en la zona de estudio, para conocer el estrato sobre el cual está construido el centro educativo, encontrándose un solo estrato, del cual se tomaron muestras para ser analizadas, obteniéndose los siguientes resultados:

- Se adjunta EMS.

DESCRIPCION DEL ESTRATO “1 “

Tabla 3.1 – Descripción de calicata – estrato 1

	CALICATA - ESTRATO 1
Descripción:	% Retenido tamiz N° 200: 97.44 G Y S
	% retenido tamiz N° 4: 68.15 G
	% Pasante tamiz N° 200: 2.56
	Cu: 113.33
	Cc: 1.57
	IP: no presenta
	Clasificación: GW (Grava bien graduada)

Figura 3.1 – Calicata



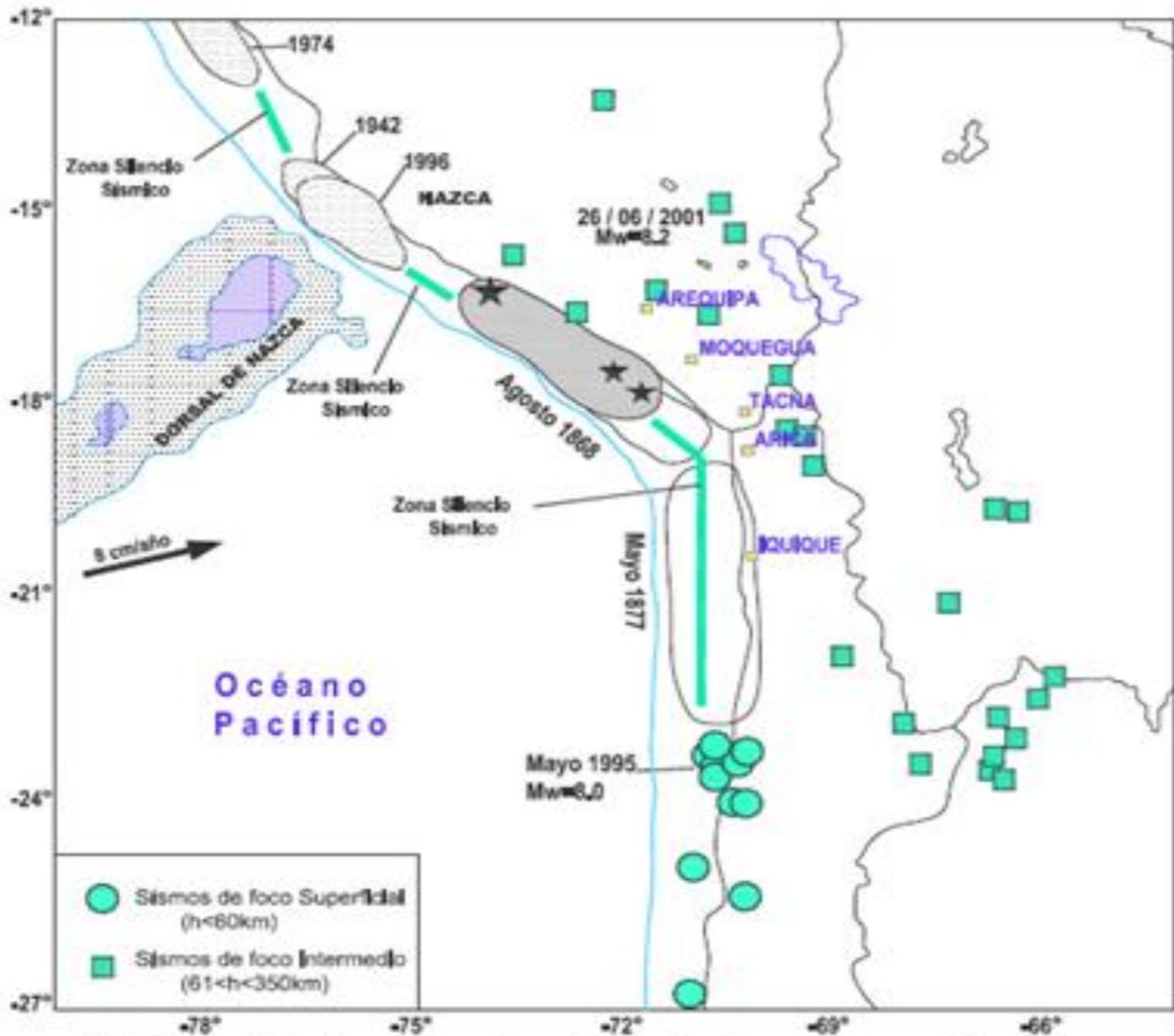
3.1.4 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN TÉCNICA EXISTENTE

No existe mucha información técnica que se haya podido recopilar para la zona en estudio. A continuación se presenta un resumen de la evaluación de peligros geológico - geotécnicos y zonificación geotécnica del estudio de peligros en la ciudad de Tacna.

Se puede observar que la edificación en estudio se encuentra ubicada en la zona IV, en un suelo tipo GW del cual ha sido corroborado con el EMS.

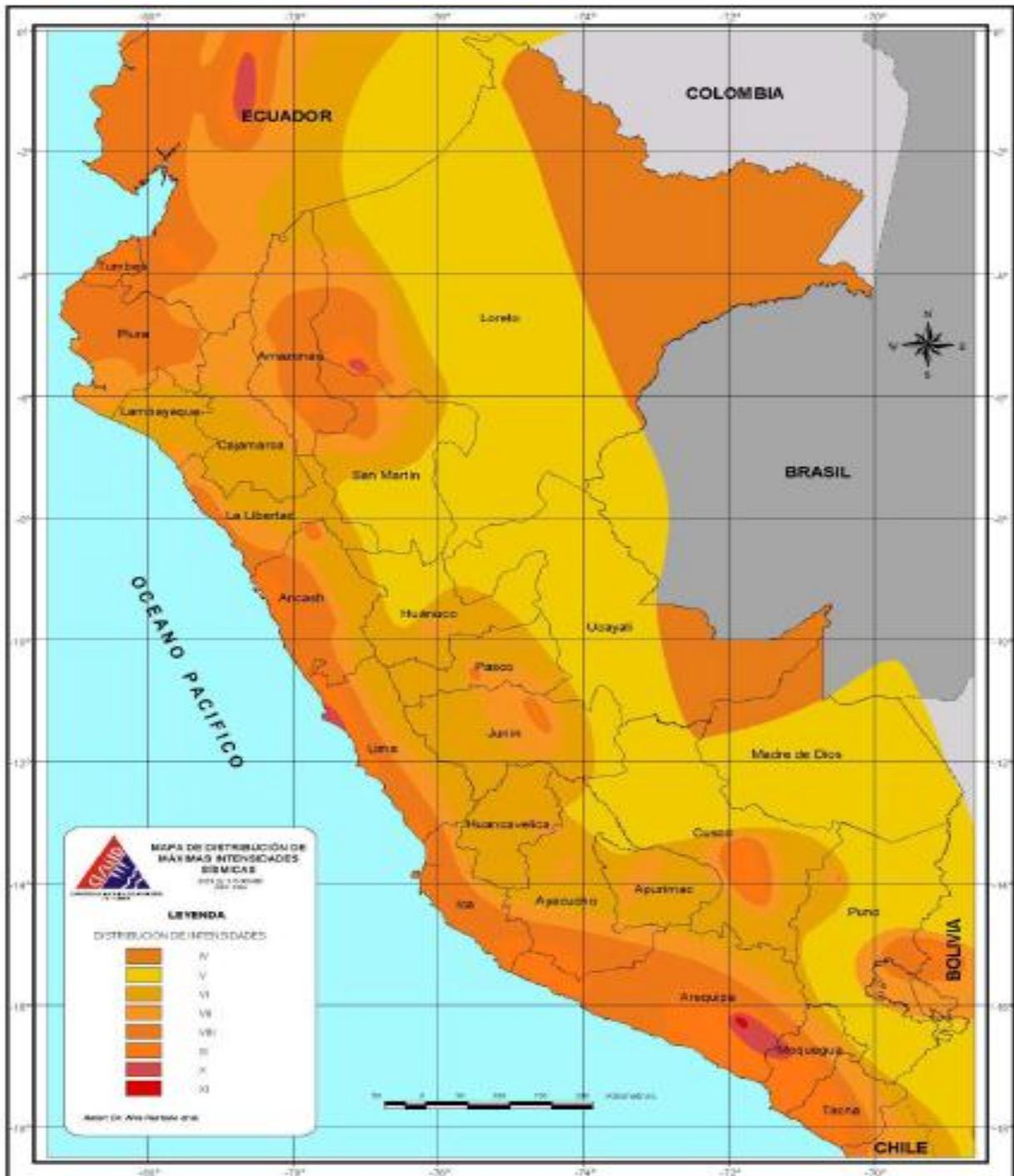
3.1.5 RESUMEN DE MAPA PELIGROS SISMICOS DE LA CIUDAD DE TACNA

Figura 3.2 – Mapa Peligros Tacna



Distribución de las áreas de ruptura de grandes terremotos asociados al proceso de subducción y ocurridos en la región sur de Perú y norte de Chile durante los siglos de XIX y XX. La zona sombreada de gris oscuro corresponde al área de ruptura del terremoto de Arequipa del 23 de Junio del 2001 (estrella grande) y su serie de replicas (replicas mayores con estrellas pequeñas).

Figura 3.3 – Mapa Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas



3.1.5.1 EVALUACIÓN DE PELIGROS GEOLÓGICOS – GEOTÉCNICOS – ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA

Los peligros de origen geológico-geotécnicos de mayor incidencia en la ciudad de Tacna, distritos de Gregorio Albarracín, Pocollay, Alto de la Alianza, Ciudad Nueva, Cercado y áreas de expansión urbanística, se dan por las razones siguientes:

- Falla por corte y asentamiento del suelo
- Agresión del suelo al concreto
- Amplificación local de las ondas sísmicas
- Colapsabilidad de suelos

Se han identificado cinco zonas geotécnicas cada una diferenciada mediante interpretación insitu y mediante ensayos realizados en laboratorio. Se ha logrado conocerlas propiedades del suelo de cada zona, estas zonas son:

- Cenizas volcánicas de clasificación SUCS SM (ZONA I) ubicada en la parte norte del distrito de Pocollay y algunos sectores del distrito de Alto de la Alianza
- Arenas limosas de clasificación SM (ZONA II) que cubre por completo los distritos de Ciudad Nueva y Alto de la Alianza,
- Arenas limosas de clasificación SM (ZONA III) ubicada al noreste de la ciudad de Tacna,
- Gravas pobremente graduadas GP(ZONA IV) que corresponde al resto del distrito de Pocollay y gran parte del distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa,
- Gravas bien graduadas GW (ZONA V) que corresponde al resto del distrito de Tacna y Gregorio Albarracín Lanchipa.

ZONA I

Correspondiente a suelos de clasificación arena limosa SM de origen cenizas volcánicas, que poseen valores de micro tremores promedio de 0.15 Hz, presiones admisibles del suelo que varían de 2.54 Kg/cm² a 2.90 Kg/cm²; el potencial de colapso varía de 0.21% a 0.50 %, presenta asentamientos mínimos de 1.50 cm y máximo de 1.52cm.

Esta zona comprende: toda la zona norte del distrito de Pocollay como la Asociación de Vivienda 8 de Octubre, Asociación de Vivienda Jerusalén, Nueva Esperanza, AAPITAC, Asociación de Vivienda La Colina, Asociación de Vivienda Primavera – Takana; también presentes en el distrito de Alto de la Alianza, parcialmente en las Asoc. de Viv. Mariscal Miller, AA.HH. La Esperanza y P.J. Alto de la Alianza. Por lo que es una ZONA SIN MAYORES PROBLEMAS.

ZONA II

Que corresponde a suelos de clasificación SM arenas limosas de origen fluvial, que presenta valores de densidad natural variando desde 1.44 g/cm³ a 1.80 g/cm³, períodos de vibración natural del suelo desde 0.2 Hz a 0.25 Hz, capacidades de carga variando desde 0.63 Kg/cm² a 0.76 Kg/cm², valores de potencial de colapso de 0.78% a 0.80%. Los asentamientos que se pueden producir en este suelo varían de 1.57 cm a 3.32cm.

Estas zonas comprenden en su totalidad a los distritos de Alto de la Alianza y Ciudad Nueva. En esta zona se tienen problemas con los asentamientos de los suelos en especial en la zona denominada Terminal del Altiplano en el distrito de Alto de la Alianza, puesto que presenta valores de 3.32cm, para una estructura de 5 pisos.

ZONA III

Está conformada por suelos de clasificación SM arenas limosas de origen lluvial con periodos naturales de vibración del suelo promedio (microtremores) alrededor a 0.25Hz, con valores de potencial de colapso de 1.72% a 11.5%, valores de presiones admisibles del suelo que varían de 0.58 Kg/cm² a 0.64Kg/cm². Los asentamientos que se pueden producir en esta zona varían de 1.57 cm a 8.74 cm.

Esta zona abarca los lugares conocidos como Asociación de Vivienda Vallecito, Asociación de Vivienda Los Ángeles, Urb. Villa Sol, Asociación de Vivienda Teodoro Rodríguez Pisco, Urb. Santa Fátima y el Paseo Cívico. La zona del Hospital General de Tacna del Ministerio de Salud, resulta ser una zona problemática puesto que presenta valores de asentamientos igual a 8.74cm y potencial de colapso igual a 11.5% y se considera como PROBLEMA SEVERO.

ZONA IV

Conformada por suelos de clasificación GP compuestos por gravas pobremente graduadas que presenta valores de micro tremores de 0.10 Hz, presiones admisibles de suelo de 3.41 Kg/cm² a 4.50 Kg/cm², potenciales de colapso que varían del 0.24% al1.51%, en esta zona se esperan asentamientos que varían de 1.47 cm a 1.62 cm.

Esta zona abarca la Urb. Francisco Bolognesi y Urb. Villa Caplina en el distrito de Tacna, todo el resto del distrito de Pocollay, y toda la zona norte del distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa como ser los terrenos del cuartel Tarapacá, AA. HH. El Morro, Asociación de Vivienda 3 de Diciembre, Asociación de Vivienda Alfonso Ugarte I, II y III, Asociación de Vivienda Las

Begonias, Asociación de Vivienda San Francisco, Asociación de Vivienda Las Américas, AA.HH. Villa Héroes del Cenepa.

En esta zona existe un caso particular acerca de las gravas porque están fuertemente cementadas con sales, pero a su vez son colapsables en un rango moderado. Están expuestas en la zona Asociación de Vivienda Villa Héroes del Cenepa en la cual ha resultado con potencial de colapso 1.51% que se considera como PROBLEMA MODERADO; con estas características se debe tener especial cuidado con los jardines, fugas de agua y desagüe.

ZONA V

Conformada por suelos de clasificación GW compuestos por gravas bien graduadas de origen fluvial que presenta períodos de vibración natural de 0.10 Hz, capacidades portantes que varían de 3.50 Kg/cm² a 3.62 Kg/cm², valores de potencial de colapso que varían de 0.48% a 0.50%. Los asentamientos que se esperan en este suelo son de 1.09 cm a 1.22 cm.

Esta zona abarca el AA.HH Leoncio Prado, Terminal Terrestre Manuel A. Odria, Conjunto Habitacional Justo Arias Araguez, Urb. Bacigalupo, Parque Industrial, Urb. Espiritu Santo, Agrup. de Viv. 28 de Agosto (200 casas), Urb. La Arboleda, AA.HH. Jesús María, Urb. Santa Ana, terrenos de la UNJBG del distrito del cercado de Tacna, y gran parte del distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa como la Asociación de Vivienda Villa Magisterial, AA.HH. Vista Alegre, Asociación de Vivienda INADE, Asociación de Vivienda Caplina II, Asociación de Vivienda San Agustín. Esta es una zona que no presenta mayores problemas geotécnicos.

3.1.5.2 ZONIFICACIÓN DE PELIGROS GEOLÓGICOS GEOTÉCNICOS

La zonificación de peligros de origen geológico-geotécnicos para la ciudad de Tacna se establece en 03 zonas de acuerdo a la descripción siguiente:

A. ZONA DE PELIGRO BAJO:

Son las áreas formadas por gravas pobremente graduadas GP, gravas bien graduadas GW y las cenizas de origen volcánico de clasificación geotécnica SM, también denominadas como ZONA I, ZONA IV Y ZONA V, que en resumen poseen presiones admisibles del suelo con valores que varían de 1.47 Kg/cm² a 4.5 Kg/cm², sin problemas de amplificaciones sísmicas.

Los suelos de estas zonas geotécnicas poseen valores de potencial de colapso que están dentro de los no problemáticos; en estas zonas no se encontraron muestras de suelos agresivos ya que su contenido de sales y sulfatos es mínimo, los asentamientos que puedan producirse en estos suelos están por debajo de los máximos permitidos por el reglamento nacional de construcciones.

ZONA I

Formada por las cenizas de origen volcánico, arenas limosas SM ubicadas al norte del distrito de Pocollay, y en la Asociación de Vivienda Mariscal Miller, AA.HH. La Esperanza y P.J. Alto de la Alianza del distrito de Alto de la Alianza, que presenta valores de capacidades portantes entre 2.54 Kg/cm² a 2.9 Kg/cm²; su valor de potencial de colapso máximo es de 0.5% y está definido como sin problemas; no presenta problemas por amplificación de ondas sísmicas, la agresión del suelo por sales y sulfatos al concreto es



despreciable, el asentamiento máximo esperado en esta zona es de 1.52 cm que está por debajo del máximo valor aceptado por la normatividad vigente.

ZONA IV

Formada por las gravas pobremente graduadas GP ubicadas en las zonas restantes del distrito de Pocollay y zona norte del distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa, esta zona presenta valores de presiones admisibles de suelos con un valor mínimo de 3.41kg/cm², su bajo contenido de sales y sulfatos en los suelos hacen que no sean agresivos al concreto siendo su exposición despreciable, no tiene problemas de amplificación de ondas sísmicas, el asentamiento máximo esperado para esta zona es de 1.62 cm., el potencial de colapso promedio es de 0.24% y está sin problemas.

Cabe recalcar que parte de esta zona IV se está considerando como peligro alto por problemas moderados de colapsabilidad, que se describirá más adelante.

ZONA V

Está conformada por las gravas bien graduadas de clasificación GW ubicadas en la zona en casi todo el distrito del cercado de Tacna a excepción de la zona nor-oeste, y también se encuentra en la zona sur del distrito de Gregorio Albarracín Lanchipa, estas gravas no presentan problemas de amplificación sísmica, su asentamiento no es mayor a 1.22 cm., su potencial de colapso presenta valores que están en el rango de sin problemas, la agresión del suelo al concreto es despreciable por su bajo contenido de sales y sulfatos.

B. ZONA DE PELIGRO MEDIO:

Son las áreas donde encontramos suelos areno limosos de clasificación SM, denominados geotécnicamente como ZONA II Y ZONA III que presentan valores de capacidades de carga mínima del suelo de 0.58 Kg/cm² y 0.76Kg/cm² sus valores de potencial de colapso están en el rango de sin problemas a problemas severos y asentamientos que no serían aceptados por el Registro Nacional de Construcciones. Estos valores se detallan a continuación por zonas geotécnicas para su mejor comprensión.

ZONA II

Formada por arenas limosas SM ubicadas en toda la extensión de los distritos de Ciudad Nueva y Alto de la Alianza, la agresión del suelo al concreto es despreciable por su bajo contenido de sales y sulfatos, esta zona esta propensa a sufrir amplificación de ondas sísmicas pero no de gran dimensión .

ZONA IV

En el distrito de Pocollay presenta problemas de colapsabilidad (MODERADO) en la capa superior, específicamente la que se encuentra fuertemente cementada, es decir muy recomendable realizar las cimentaciones por debajo de este nivel de sales cementadas, que en algunos lugares es un1.00m. y en otros 1.60m.. Para las cimentaciones o estructuras antiguas por encima de este nivel se recomienda tener especial cuidado con las fugas de agua y desagüe, evitar riego excesivo en jardines y parques aledaños, puesto que esto podría provocar problemas en esta zona.

C. ZONA DE PELIGRO ALTO:

Son las áreas conformadas por material antropogénico o de relleno R, así como también las arenas limosas SM (deluviales) ubicadas en las faldas del Cerro Intiorko y en algunos lugares de los distritos de Alto de la Alianza y Ciudad Nueva, arenas limo-arcillosas SM-SC ubicadas en sectores aledaños del hospital Hipólito Unanue, cuyos contenidos de sales y sulfatos en el suelo es despreciable, en esta zona se espera grandes amplificaciones de ondas sísmicas, sus valores de potencial de colapso son elevados, siendo de 11.5 % en el sector del Hospital y de 5% a 10% en los rellenos, estando en el rango de problemas, los asentamientos esperados en esta zona son entre 3 y 8 cm, siendo este valor preocupante debido a su ubicación urbana.

3.2 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LAS ESTRUCTURAS

EDIFICIO A

Es una estructura de 01 piso de configuración irregular en planta. Se puede observar básicamente dos sistemas estructurales:

- Sistema de Pórticos de Concreto Armado, siendo los principales elementos: vigas, columnas, losas aligeradas y muros de relleno conformado por ladrillos de concreto; comprende el área de dos aulas.
- Sistema de Albañilería armada, siendo los principales elementos vigas, losas aligeradas y muros de albañilería de concreto; abarca el depósito del Auditorio y los Servicios Higiénicos para damas y varones.

Durante la inspección de campo, se pudo observar:

- Grietas en algunas vigas de mayor luz y en columnas.
- Pequeñas rajaduras en los muros, techos y pisos.
- Presenta desprendimiento de la pintura y la mayólica de los servicios higiénicos se encuentran en mal estado de conservación.

Figura 3.4 – vista del edificio A



Figura 3.5 – vista del edificio A



EDIFICIO B

Es una estructura de 01 piso de configuración irregular en planta. Se puede observar básicamente un sistema estructural de Pórticos de Concreto Armado en sus dos direcciones principales en planta, siendo los principales elementos: vigas, columnas y muros de relleno conformado por ladrillos de concreto; comprende el área talleres de estimulación, con se respectiva Cocina. Y un área de descanso. El techo consta de planchas onduladas de fibrocemento.

Durante la inspección de campo, se pudo observar:

- Grietas en algunas vigas de mayor luz y en columnas.
- Pequeñas rajaduras en los muros, techo de fibrocemento y pisos.
- Presenta humedad en la base. Su estado de conservación es regular.

Figura 3.6 – vista del edificio B



EDIFICIO SSHH – DEPOSITO

Es una estructura de 01 piso de configuración irregular en planta. Se puede observar básicamente un sistema estructural de muros de albañilería, siendo los principales elementos vigas, losas aligeradas y muros de albañilería; abarca el depósito y los Servicios Higiénicos para damas y varones

Durante la inspección de campo, se pudo observar:

- Rajaduras en los muros y techos.

- Presenta desprendimiento de parte de la pintura y el enchapado se encuentra deteriorado.
- Presenta humedad en la base.
- Puertas deterioradas, ventanas metálicas dañadas con vidrios simples quebrado.

Figura 3.7 – vista del SS.HH – DEPOSITO



CERCO PERIMETRICO

Es una estructura que abarca todo el perímetro del centro educativo rodeándolo y separándolo del exterior se puede observar un sistema estructural de Muros de Albañilería; Actualmente se encuentra en mal estado de conservación y en alguna zonas los muros se han unido con engrape de acero. Presenta problemas de humedad y rajaduras en muros, así como problemas de estabilidad por fuerzas perpendiculares al plano del muro, como se muestra en las siguientes imágenes:

Figura 3.6 – CERCO PERIMETRICO



3.1.1. ELABORACIÓN DE PLANOS DE REPLANTEO

REGLAMENTACIÓN EXISTENTE

Para el levantamiento arquitectónico y estructural de una edificación existente no existe una normatividad a seguir en nuestro país, es por ello que se ha hecho uso de los requisitos mínimos indicados en la norma R-060 “CONCRETO ARMADO” del Reglamento Nacional de Edificaciones”.

Estos requisitos son:

TOLERANCIAS

- Las tolerancias (i) para diámetros de la sección transversal de vigas, columnas, zapatas y espesor de losas, estarán dadas por:

$$i = \pm 0.25 (Db)^{1/3}$$

Dónde:

i = tolerancia en cm.

Db = dimensión considerada para establecer su tolerancia.

- La tolerancia para la posición de los ejes de columnas, muros y tabiques respecto a los ejes indicados en los planos de construcción será:

En un paño de 6 m o menos $i = \pm 1.3$ cm.

En un paño de 12 m o mas $i = \pm 2.5$ cm.

Entre 6 y 12 m, se interpolaran los valores de “i”.

- La tolerancia admisible en el nivel de las losas entre dos pisos consecutivos no será en ningún punto mayor de:

$$i = \pm 0.25 (Db)^{1/3}$$

Respecto al nivel indicado en los planos de construcción.

- La tolerancia admisible en la luz de una viga será mayor de:

$$i = \pm 0.25 (Db)^{1/3}$$

3.1.2. EVALUACIÓN Y ACEPTACIÓN DEL CONCRETO – INVESTIGACIÓN DE RESULTADOS

- Si se confirma que el concreto tiene una resistencia en compresión menor que la especificada y los cálculos indican que la capacidad de la estructura pueda estar comprometida, deberá realizarse ensayos de testigos extraídos del área cuestionada.
- El concreto del área representada por los testigos se considerara estructuralmente adecuado si el promedio de los tres testigos es igual a por lo menos el 85% de la resistencia de diseño y ningún testigo es menor del 75% de la misma. El inspector podrá ordenar nuevas pruebas a fin de comprobar precisión de las mismas en zonas de resultados dispersos.

- Si no se cumplen con los requisitos de la sección anterior y las condiciones estructurales permanecen en duda, el inspector dispondrá que se realicen pruebas de carga para la parte cuestionada de la estructura o tomara otra decisión adecuada a las circunstancias.

3.1.3. METODOLOGÍA EXISTENTE

El levantamiento estructural se realizó considerando la naturaleza de cada elemento que forma parte de la edificación por tal motivo se realizó un trabajo selectivo utilizando los equipos que eran necesarios para el mismo.

3.1.4. LEVANTAMIENTO ARQUITECTÓNICO

Los trabajos de campo incluyeron el levantamiento de los planos de planta de todos los bloques así como los planos de elevación.

BLOQUE I

Consta de 02 Edificios, 01 SS.HH - Almacén.

- **Edificio A**

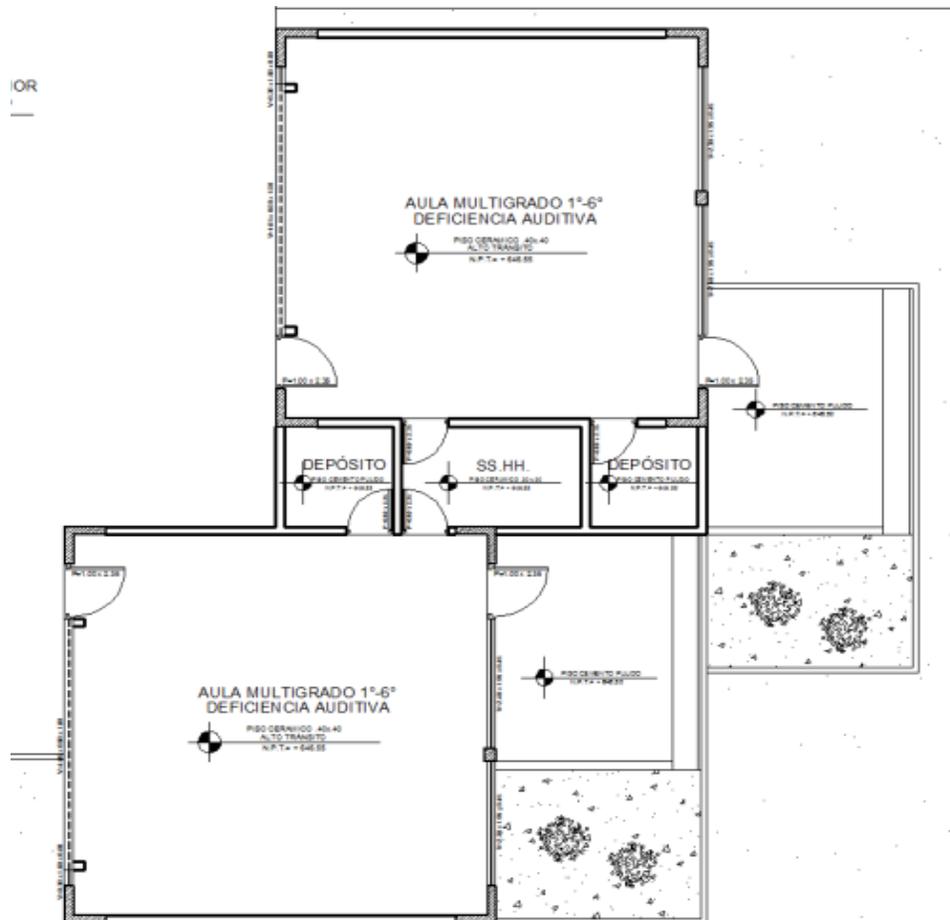
01 SS.HH. de Damas

01 SS.HH. de Varones

02 Depósitos

02 Aulas Multigrado 1° - 6° de Deficiencia Auditiva

Figura 3.7 –Edificio A



- **Edificio B**

- 01 SS.HH. de Damas
- 01 SS.HH. de Varones
- 01 Taller de confección textil

01 Taller de actividades agrarias

01 Taller de manualidades

01 Taller de actividades diarias

Figura 3.8 –Edificio B

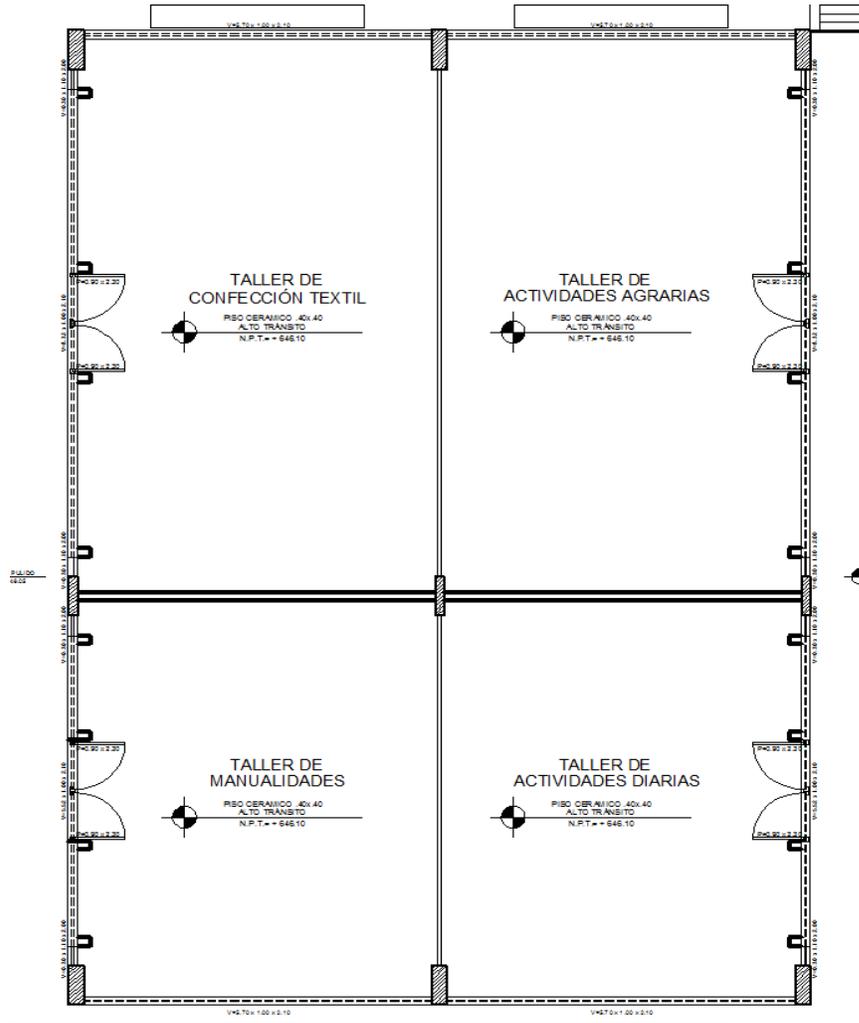
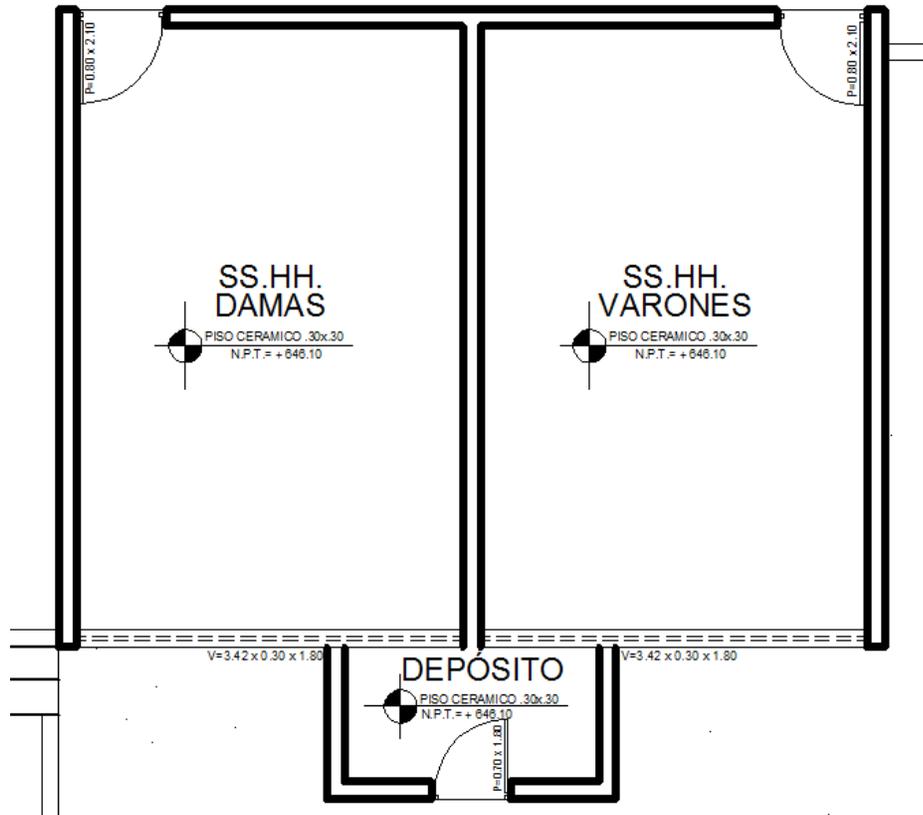


Figura 3.9 –Deposito Y SSHH



- **Número de pisos:** se tiene la estructura conformada por 1 piso con las siguientes alturas entre ejes:

EDIFICIO	ALTURA EN METROS
A	2.4
B	3.1

- **Distancia entre ejes:** existen una diferencia de 15 cm entre la distancia entre ya que estos varía de 2.40 m a 3.10 m, este valor está dentro de lo permitido por la norma NTE E-060.
- **Losas:** los espesores de las losas corresponden a una losa aligerada de 0.25m de espesor.
- **Vigas:** las dimensiones de las vigas en la edificación se muestran en los planos.
- **Columnas:** las dimensiones de las columnas en la edificación se muestran en los planos.

3.1.5. LEVANTAMIENTO ESTRUCTURAL

El Bloque del CEBE FELIX Y CAROLINA REPETTI, es una estructura conformada por elementos estructurales de concreto armado y muros de albañilería. Los principales elementos de concreto están constituidos por columnas y vigas.

Las dimensiones encontradas en el campo de los elementos estructurales se muestran en Anexo Detalle Vigas – Columnas.

Losa	:	25cm
Muros	:	15cm

Asimismo, se ha verificado la presencia de juntas de dilatación en el edificio “A”, entre el pórtico y los muros. Para conocer la distribución de aceros se realizó la búsqueda con el detector de aceros en columnas dando la

distribución que se aprecia en los planos y se corrobora con la información proporcionado por la entidad.

Las columnas cuentan con:

- **Tipo A:** 4 varillas de 3/4”+ 4 varillas de 5/8” con estribos de 3/8” distribuidos a un espaciamiento máximo de 0.25cm.
- **Tipo D:** 4 varillas de 5/8”+ 8 varillas de 1/2” con estribos de 3/8” distribuidos a un espaciamiento máximo de 0.25cm.

3.1.6. EVALUACIÓN DE LOS MATERIALES

3.1.6.1. METODOS PARA DETERMINAR LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES

- **ESCLERÓMETRO**

Dentro de los métodos no destructivos, los de dureza superficial son los más generalizados, por su economía y facilidad de ejecución, entre ellos el método del esclerómetro es empleado por el mayor número de piases.

El esclerómetro fue diseñado por el Ing. Suizo Ernest Schmidh en 1948, constituyendo una versión tecnológicamente más desarrollada que los iniciales métodos de dureza superficial generados en la década del veinte.

El martillo para ensayos de hormigón se utiliza como un instrumento de control de ensayo para medir la calidad y determinar la resistencia del hormigón in situ. Algunos usuarios utilizan el esclerómetro para evaluar el alcance de los daños causados por las heladas o por incendios en determinadas estructuras, o para estimar la calidad del hormigón en

estructuras antiguas. Sin embargo, este dispositivo de funcionamiento rápido y de bajo costo no está previsto para substituir ensayos de control de cilindros de hormigón.

ESCLERÓMETRO ANALÓGICO VS ESCLERÓMETRO DIGITAL

El esclerómetro análogo muestra las siguientes diferencias:

- El valor de rebote depende del ángulo de impacto.
- El valor de rebote queda afectado por fricción interna.
- El ajuste limitado de los sellos causa pérdida prematura de la precisión
- El diseño único y la construcción de alta calidad del esclerómetro digital corrige estas diferencias y hacen que los ensayos con el martillo rebote más rápidos y precisos.

FACTORES QUE INCIDEN EN LA PRUEBA

Además de los factores intrínsecos, los resultados de los ensayos reciben la influencia de los siguientes parámetros.

- Textura superficial del concreto
- Medida, forma y rigidez del elemento constructivo
- Edad del concreto
- Condiciones de humedad interna
- Tipo de agregado
- Tipo de cemento
- Tipo de encofrado
- Grado de carbonatación de la superficie
- Acabado
- Temperatura superficial del concreto y la temperatura del instrumento.

CAMPO DE APLICACIÓN

Originalmente, fue propuesto como un método de ensayo para determinar la resistencia a la compresión del concreto, estableciendo curvas de correlación en laboratorio. Sin embargo, por los diferentes factores que afectan los resultados y la dispersión que se encuentra, en la actualidad se le emplea mayormente en los siguientes campos:

- Evaluar la uniformidad del concreto en una obra.
- Delimitar zonas de baja resistencia en las estructuras.
- Informar sobre la oportunidad para desencofrar elementos de concreto.
- Apreciar, cuando se cuenta con antecedentes, la evolución de la resistencia de estructuras.
- Determinar niveles de calidad resistentes, cuando no se cuenta con información al respecto.
- Contribuir, conjuntamente con otros métodos no destructivos a la evaluación de las estructuras.

PRUEBA DE DIAMANTINA

La prueba de diamantina consiste en la extracción de testigos de elementos estructurales existentes, procedimiento realizado por elementos mecánicos.

Figura 3.10 extractor de testigos



TOMA DE NUCLEOS EN CONCRETOS ENDURECIDOS

La obtención, preparación y ensayo de (a) núcleos extraídos de estructuras de concreto para determinaciones de longitud o resistencia a la compresión o a la tracción indirecta, y (b) vigas aserradas de estructuras de concreto para determinaciones de resistencia a la flexión.

APARATOS

- **Saca testigos núcleos:** Para obtener probetas cilíndricas. Si las probetas deben ser extraídas por taladrado perpendicular a una superficie horizontal,

resulta satisfactorio un taladro de percusión pero si las probetas deben ser taladradas en otra dirección o si su diámetro se debe determinar con exactitud para un cálculo más preciso de la resistencia a la compresión, se emplearan brocas de diamante.

- **Sierra:** para obtener probetas en forma de viga de tamaño adecuado para efectuar ensayos de resistencia a la flexión la sierra deberá tener un borde cortante de diamante o carburo de silicio y deberá poder cortar las probetas con las dimensiones prescritas, sin calor excesivo o impacto.

MUESTREO

Generalidades: Las muestras no se deberán tomar hasta que el concreto haya endurecido lo suficiente para permitir la remoción de la muestra sin perturbar la adhesión entre el mortero y el agregado grueso. En general, el concreto deberá tener una edad de catorce (14), días antes de la extracción de las probetas. Descargar aquellas que presenten defectos o que se hayan deteriorado durante el proceso de extracción.

Las probetas que contengan acero de refuerzo no se deberán usar para determinar la resistencia a la tracción indirecta. En caso de ensayos para determinar la resistencia, la flexión, no se usaran probetas que tengan refuerzo en la porción sometida a tensión.

Los núcleos que contengan refuerzo y estén destinados a la determinación de la resistencia a la compresión, pueden dar resultados mayores o menores a los núcleos sin acero embebido y, en la posible, se deben evitar o recortar para eliminar el refuerzo, proporcionando simultáneamente una relación L/D de 1.0 o mayor.

- **Extracción de núcleos:** siempre que sea posible, los núcleos se extraerán perpendicularmente a una superficie horizontal, de manera que su eje sea perpendicular a la capa de concreto tal como se colocó originalmente y cuidando de no hacerlo en vecindades de juntas a bordes obvios de elemento construido. Las probetas tomadas en dirección perpendicular a una superficie vertical o a una superficie irregular, se deberán extraer lo más cerca que sea posible del centro de la pieza y nunca cerca de juntas a bordes de ella.
- **Remoción de losas:** se deberá remover una losa de tamaño suficiente para asegurar las probetas de ensayo deseadas, excluyendo todo concreto agrietado, astillado, mal cortado o con cualquier otra irregularidad.

NUCLEOS

Probetas para determinación de longitud Deberán tener un diámetro de cuando menos cien (100) milímetros. La medida de la longitud de los núcleos se hará conforme se describe en la norma MTC E712.

- **RESISTENCIA A COMPRESION**

1. Probetas de ensayo: los diámetros de los núcleos para la determinación de la resistencia a la compresión deberán ser, como mínimo, iguales a tres (3) veces el tamaño máximo nominal del agregado grueso del concreto. Su longitud, luego del refrentado (capping), deberá ser lo más aproximada posible al doble del diámetro. No se deberán ensayar núcleos cuya altura sea inferior al noventa y cinco por ciento (95%) de su diámetro antes del refrentado o menor de su diámetro después dicha operación.
2. Preparación de las bases: las bases de los núcleos que van a ser ensayados a la compresión, deberán ser sensiblemente lisas, perpendiculares a su eje longitudinal y del mismo diámetro del cuerpo del núcleo. De ser necesario,

las bases se deberán aserrar o maquinar hasta cumplir los siguientes requisitos:

- Las salientes, si las hay, no se deberán extender más allá de 0.2 plg (5 mm) de la superficie de la base.
 - Las superficies de las bases no se podrán apartar de la perpendicularidad al eje longitudinal en más de 5°, y
 - El diámetro de las bases no deberá diferir en más de 0.1 pulgadas (2.5 mm) del diámetro medio del núcleo.
3. Acondicionamiento en humedad: Las probetas de ensayo se deberán sumergir en agua saturada de cal a 23 ± 1.7 °C (73.4 i 3.0 °F) por un periodo no inferior a 40 horas, antes de someterlas al ensayo de resistencia a la compresión. Durante el lapso transcurrido entre el retiro de las probetas del agua y el ensayo, se deberán cubrir con una sábana, una arpillera húmeda u otra tela absorbente que resulte adecuada.

Cuando lo exija la entidad para la cual se realizan las pruebas, los núcleos se podrán ensayar en una condición de humedad diferente a la alcanzada por la inmersión durante un mínimo de 40 horas.

Los factores de corrección por la relación longitud/diámetro que se muestran en el numeral 5.7, son aplicables tanto al concreto seco como al sometido a inmersión en agua. Instrucciones para la consideración del ensayo en condiciones diferentes a las alcanzadas por inmersión por 40 horas o más, se pueden hallar en el capítulo 17 del documento ACI-301 y en el capítulo 4 del ACI-318.

4. Refrentado (capping). Las bases de los núcleos se deberán tratar (refrentar) antes del ensayo de acuerdo con el procedimiento prescrito en la sección pertinente de la norma de MTC E703. Las superficies pertinentes así

obtenidas deberán cumplir los requisitos de uniformidad exigidos en la misma norma.

5. Medida. Antes del ensayo se deberá medir la longitud del núcleo testigo preparado con aproximación a la décima de pulgada (2.5 mm), longitud que se empleará para el cálculo de la relación longitud/diámetro. El diámetro se determinará promediando dos (2) medidas tomadas en ángulos rectos entre sí, aproximadamente en la mitad de la probeta. Siempre que sea posible, la medida del diámetro se realizará con aproximación a la centésima de pulgada (0.25 mm), pero como mínimo a la décima de pulgada (2.5 mm)

La mayoría de los núcleos no tienen la lisura suficiente para justificar medidas del diámetro con aproximación mayor a la décima de pulgada (25 mm).

6. Ensayo. El ensayo a compresión de los núcleos se efectuará tal como se describe en la norma MTC E704.
8. Informe. Los resultados se informarán como lo exige la norma MTC E704, adicionando los siguientes datos:
 - Longitud de la probeta antes y después del refrentado (capping).
 - Resistencia a la compresión aproximada a 10 libras/pulgada cuadrada (68.9 kPa) cuando el diámetro se haya medido con aproximación a la centésima de pulgada (0.25 mm), y a 50 libras/pulgada cuadrada cuando el diámetro se haya medido con aproximación a la décima de pulgada (2.5 mm), luego de la corrección longitud/diámetro, si ella se requiere
 - Dirección de aplicación de la carga en la probeta con respecto al plano horizontal del concreto.
 - Condición de humedad en el momento del ensayo, y
 - Tamaño máximo nominal del agregado pétreo del concreto.

RESISTENCIA A LA TRACCION INDIRECTA

1. Probetas para ensayo. Estarán de acuerdo con los requisitos sobre dimensiones, indicados en 5.1, 5.2.1 y 5.2.2. A las bases no se deberán cubrir con “capping”.
2. Condiciones de humedad. Antes de ensayarlos, los testigos deberán ser acondicionados como se describe en 5.3.1.
3. Superficies de soporte. La línea de contacto entre la probeta y cada pieza de apoyo deberá ser recta y libre de salientes o depresiones mayores de 0.01 pulgadas (0.25 mm). En caso contrario, la probeta deberá ser rectificada o cubierta (capping) a manera de producir líneas de apoyo que cumplan estos requisitos. No se usarán probetas con salientes o depresiones superiores a 0.1 pulgadas (2.5 mm). Cuando se emplee “capping”, la capa deberá ser tan delgada como sea posible y deberá estar formada de pasta de yeso de alta resistencia.
4. Ensayo. Las probetas se ensayaran de acuerdo con lo indicado en la norma, ‘Tracción indirecta de cilindros standard de concreto”.
5. Cálculos e informe. El cálculo de la resistencia y el informe se harán conforme lo indica la norma mencionada. Cuando se haya requerido rectificación o capping de las probetas, el diámetro se deberá medir entre las superficies terminadas. Se deberá indicar que la probeta es un núcleo y su condición de humedad en el momento del ensayo.

RESISTENCIA A LA FLEXION

1. Probetas para ensayo. Una viga para el ensayo de resistencia a la flexión tener, en general, una sección de 6 x 6 pulgadas (150 mm x 150 mm) (Nota 4). El espécimen deberá tener, cuando menos, 21 pulgadas (533 mm) de

longitud, pero cuando se vayan a realizar dos ensayos de resistencia a la flexión sobre un espécimen, este deberá tener no menos de 33 pulgadas

(838 mm) de longitud. La operación de aserrado se deberá efectuar de manera que el concreto no se vea debilitado por golpes o por calor. Las superficies aserradas deberán ser lisas, planas, paralelas y libres de huellas, salientes y ranuras. Se deberá tener cuidado durante el manejo de las vigas aserradas, con el fin de evitar astillamientos o agrietamientos.

En muchos casos, particularmente con prismas cortados de losas de pavimentos, el ancho estará gobernado por el tamaño del agregado pétreo y la profundidad por el espesor de la losa.

2. Acondicionamiento en humedad. Las probetas de ensayo se deberán sumergir en agua saturada de cal a 23 ± 1.7 °C (73.4 ± 3.0 °F) por un período no inferior a 40 horas antes de efectuar el ensayo a flexión. El ensayo se deberá efectuar con la mayor prontitud luego de sacar las probetas del agua. Durante el lapso transcurrido entre la remoción del agua y el ensayo, se deberán cubrir con una sábana, una arpillera húmeda u otra tela absorbente que resulte adecuada.

Cuando lo exija la entidad para la cual se realizan las pruebas, las vigas se podrán ensayar en una condición diferente a la alcanzada por inmersión, durante un mínimo de 40 horas. Cantidades relativamente pequeñas de secado de la superficie de vigas para ensayo de resistencia a la flexión, inducen esfuerzos de tensión en las fibras extremas, los cuales reducen notoriamente la resistencia a la flexión.

3. Ensayo. Las probetas se ensayarán de acuerdo con las disposiciones de la norma, 'Resistencia a la flexión del concreto". Método de la viga simple cargada en los tercios de la luz".

Las resistencias a compresión de porciones de vigas rotas a la flexión, se pueden determinar ensayando dichas porciones como cubos modificados, de acuerdo con la norma MTC E710, "Resistencia a la compresión del concreto usando una porción de viga quebrado en el ensayo de flexión"

El aserrado puede producir reducciones sustanciales de la resistencia a la flexión; por lo tanto, las vigas se deberán ensayar con una superficie moldeada en tensión siempre que sea posible. Deberá indicarse la ubicación de la cara de tensión respecto a la posición del concreto como fue colocado, así como la posición de las superficies aserradas.

4. Informe. Los resultados se deberán informar de acuerdo con lo que resulte aplicable de la norma MTC E709 y los requerimientos de este método, incluyendo la condición de humedad de las vigas en el momento de ensayo.

REFERENCIAS NORMATIVAS

AASHTO	T 24
ASTM	C 42

DETECTOR DE ACERO DIGITAL (PROFOSCOPE)

El profoscope utiliza tecnología de inducción de impulsos electromagnéticos para detectar las barras de refuerzo.

Figura 3.11 detector de acero digital



Las bobinas de la sonda se cargan periódicamente mediante impulsos de corriente, lo que genera un campo magnético. En la superficie de cualquier material conductor de corriente eléctrica dentro del campo magnético se producen corrientes de remolino. Dichas corrientes inducen un campo magnético en sentido opuesto. El cambio de tensión resultante puede utilizarse para la medición.

Figura 3.12 Método. del rechazo magnético

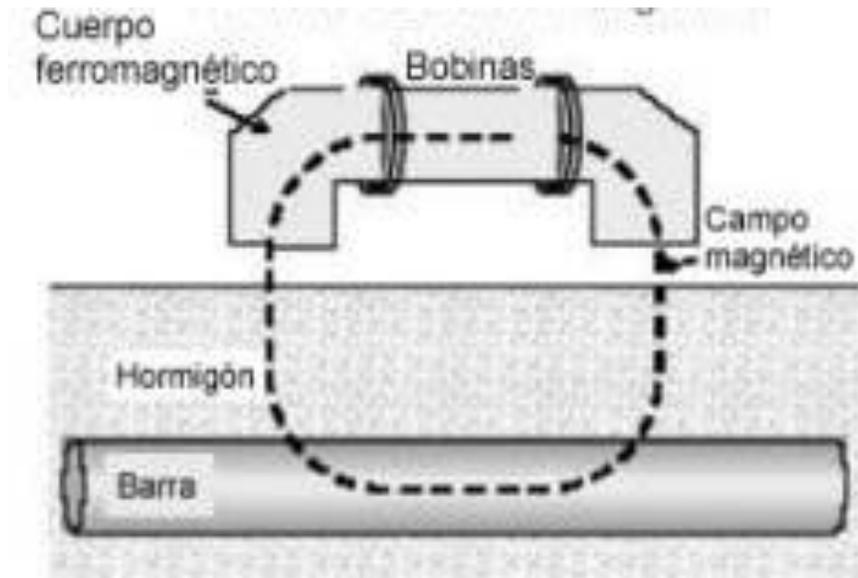
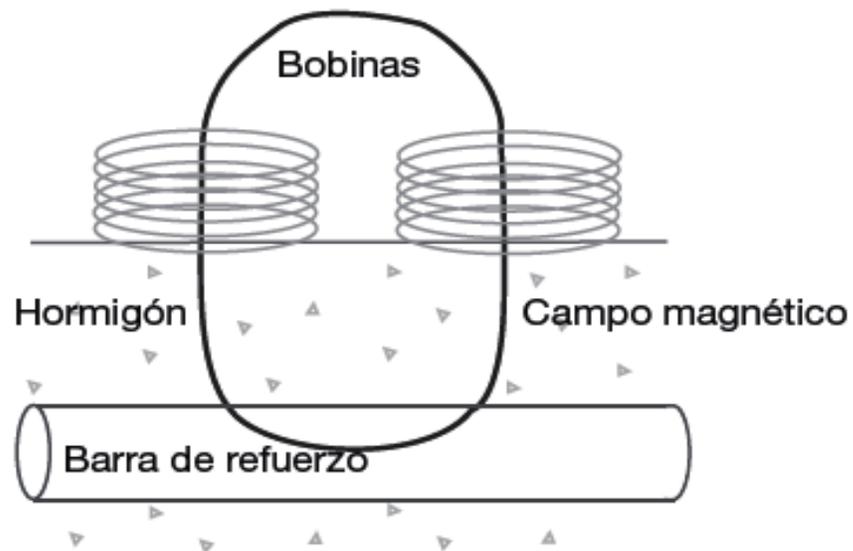


Figura 3.13. Método de la corriente de impulsos



El profoscope utiliza distintas combinaciones de bobinas para generar varios campos magnéticos. El procesamiento avanzado de las señales permite:

- Localizar una barra de refuerzo.
- Localizar los puntos medios entre las barras de refuerzo
- Determinar el recubrimiento
- Calcular el diámetro de la barra.

Este método no se ve afectado por los materiales no conductores, como el hormigón, la madera, el plástico, los ladrillos, etc. Sin embargo, cualquier tipo de material conductor situado dentro del campo magnético (campo de 400mm /16in aprox.) puede afectar a las mediciones.

APLICACIÓN:

- Detección de barras de refuerzo (localización y orientación)
- Medición de la profundidad de recubrimiento del hormigón hasta la barra.
- Mediante del diámetro de la barra se fuera desconocido o para su confirmación.
- Comprobación del recubrimiento mínimo.
- Análisis de la cuadrícula de barras para el análisis estructural anterior a las modificaciones (de carga) estructurales.

3.2.7 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

La resistencia del concreto (f_c) de los elementos estructurales así como el esfuerzo de fluencia del acero (f_y) utilizados en el proyecto original se indica en el plano de detalles de columnas que fue proporcionado por la Institución

en donde se indica que los valores de diseño son $f'c=210\text{Kg/cm}^2$ y $f_y= 4200$ Kg/cm^2 . Para el caso de la mampostería $f'm=30\text{Kg/cm}^2$.

Figura. 3.14 Especificaciones Generales

ESPECIFICACIONES GENERALES	
CONCRETO	CEMENTO CORRIDO $f'c =$ ALIGERADO, VIGAS, COLUMNAS. ZAPATAS 100 Kg/cm^2 210 Kg/cm^2 175 Kg/cm^2
ACERO	$f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$ ALIGERADOS, VIGAS CHATAS. RECUBRIMIENTO: VIGAS, COLUMNAS ZAPATAS 2 cm^2 4 cm^2 75 cm^2
ALBAÑILERIA	$f'm=30 \text{ Kg/cm}^2$ UNIDADES DE ALBAÑILERIA: LAS UNIDADES DE ALBAÑILERIA SERAN HECHAS A MAQUINA, SUS DIMENSIONES SERAN $15 \times 20 \times 30$ MORTERO: CEMENTO-ARENA: 1:3 CEMENTO-CAL NORMALIZADA- ARENA: 1-1/2-4
RESISTENCIA ASUMIDA DEL TERRENO	$G_T=1.5 \text{ Kg/cm}^2$ (VERIFICAR EN OBRA)
LO NO ESPECIFICADO DE ACUERDO AL REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIONES	

3.2.8 PRUEBAS DIAMANTINAS

Para el análisis de la edificación existente, se ha extraído cuatro muestras de concreto armado de 3" de diámetro, de las 04 muestras extraídas 01 de ellas fue descartadas ya que al ser el concreto de la edificación demasiado pobre y antiguo se rompieron antes de salir del equipo diamantina, solo teniendo 3 testigos (M2, M6 y M7) que fueron ensayadas de acuerdo a la norma ASTM C-42 y ASTM C-39, En la tabla siguiente se muestra el valor de $F'c$ obtenido del ensayo de resistencia a la compresión.

3.2.9 ENSAYOS CON ESCLERÓMETRO

En el presente trabajo se realizaron un total de 18 ensayos, distribuidos en los 02 edificios.

Tabla. 3.2 Conversión de Resistencias de Esclerómetro por Formula

N° Diamantina	ITEM	Q-Values										prom	f'c
	32	57	53.5	52	55.5	59.5	57.5	56.5	57.5	54	53	55.6	399.59
	33	62.5	51.5	55	54.5	50	53.5	52	59.5	50	48	53.65	351.98
	34	65	58	60	55	64	66	64	61.5	53.5	62	60.9	542.21
	35	65	59.5	61.5	60	63	60	57	57.5	59.5	64.5	60.75	537.96
	36	54.5	57	55	48.5	54.5	52	53.5	53.5	52.5	45	52.6	327.63
	37	60	58.5	57.5	59	61	59	63	57.5	55	57.5	58.8	483.68
	D-07	38	43.5	48	53.5	49.5	52	50	51	46	47.5	48.8	248.15
	D-08	39	50	52.5	47	48.5	50.5	50.5	51.5	46.5	47.5	48.95	251.01
	40	51	52	54	52	53.5	54	53	50	53.5	50	52.3	320.86
	41	62	59.5	62	61	63	61	61	54.5	62.5	59.5	60.6	533.71
	80	58.5	57	57	56	58.5	54.5	52.5	57	58.5	57.5	56.7	427.72
	D-02	81	52.5	50.5	53.5	50.5	52	52	57.5	50.5	51.5	52.5	320.86
	82	51.5	53	50.5	48	53	53	53	58	55	54	52.9	334.49
	83	52.5	51.5	49.5	49.5	50.5	49	48	54.5	53	52.5	51.05	293.51
	84	37.5	55	59	50.5	53	52	58	52.5	53	51	52.15	317.5
	85	37	39.5	39	36	32.5	35.5	35	39	43.5	37.5	37.45	113.99
	86	64.5	62.5	62.5	61	58.5	60.5	61	57.5	60		60.89	541.9
	87	60	58.5	58	57	60.5	57.5	57	61.5	54	56.5	58.05	463.37

3.2.10 CORRELACIÓN DE DIAMANTINA Y ESCLEROMETRÍA

A través de los ensayos de Diamantina y esclerometría se pudo calcular una ecuación exponencial. En la Tabla N° 02 se muestra los resultados de cada

diamantina vs esclerometría. Y en la figura 3.15 se calcula la curva y ecuación exponencial.

Figura. 3.15 Curva Ecuación Exponencial.

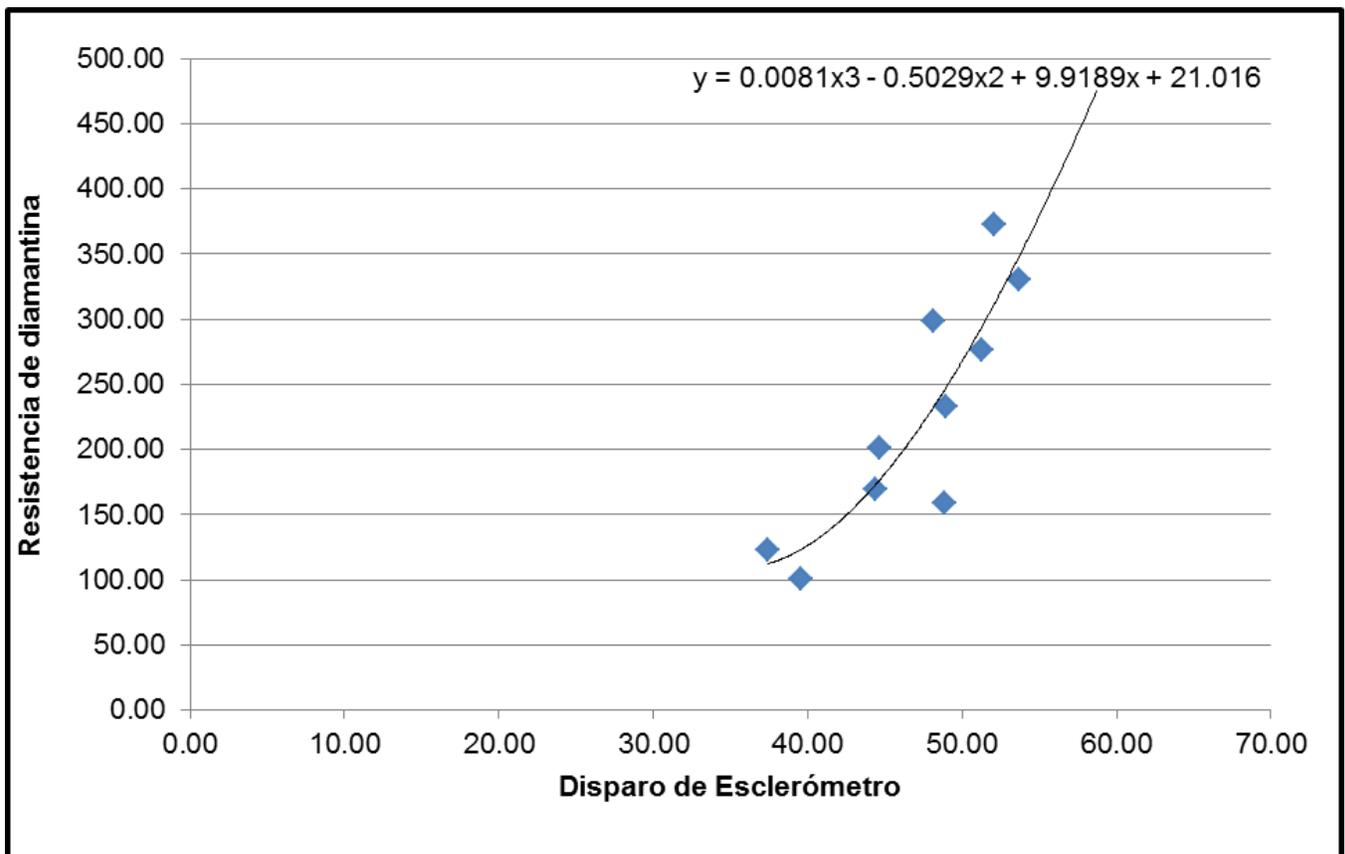


Tabla. 3.3 Resumen de Resistencias

EDIF.	EDIFICIO A			EDIFICIO B		
DESCR.	ITEM	f'c		ITEM	f'c	
ESCLERÓMETRO	32	291.39	kg/cm ²	80	427.72	kg/cm ²
	33	305.36	kg/cm ²	81	320.86	kg/cm ²
	34	213.23	kg/cm ²	82	334.49	kg/cm ²
	35	194.71	kg/cm ²	83	293.51	kg/cm ²
	36	308.64	kg/cm ²	84	317.50	kg/cm ²
	37	253.90	kg/cm ²	85	113.99	kg/cm ²
	38	208.25	kg/cm ²	86	541.90	kg/cm ²
	39	193.22	kg/cm ²	87	463.37	kg/cm ²
	40	365.10	kg/cm ²			
	41	203.37	kg/cm ²			
DIAMAN.	D-07	-	kg/cm ²	D-02	372.14	kg/cm ²
	D-08	232.95	kg/cm ²	D-06	298.88	kg/cm ²
PROM.	251.83 kg/cm ²			384.44 kg/cm ²		

CAPITULO IV

ANALISIS SISMICO

4.1. Modelo Elástico

Se utilizó el programa ETABS V 9.7.4 para el diseño de los edificios estudiados. Los elementos se consideraron como elementos unidimensionales con propiedades según lo que indican las especificaciones técnicas y planos correspondientes.

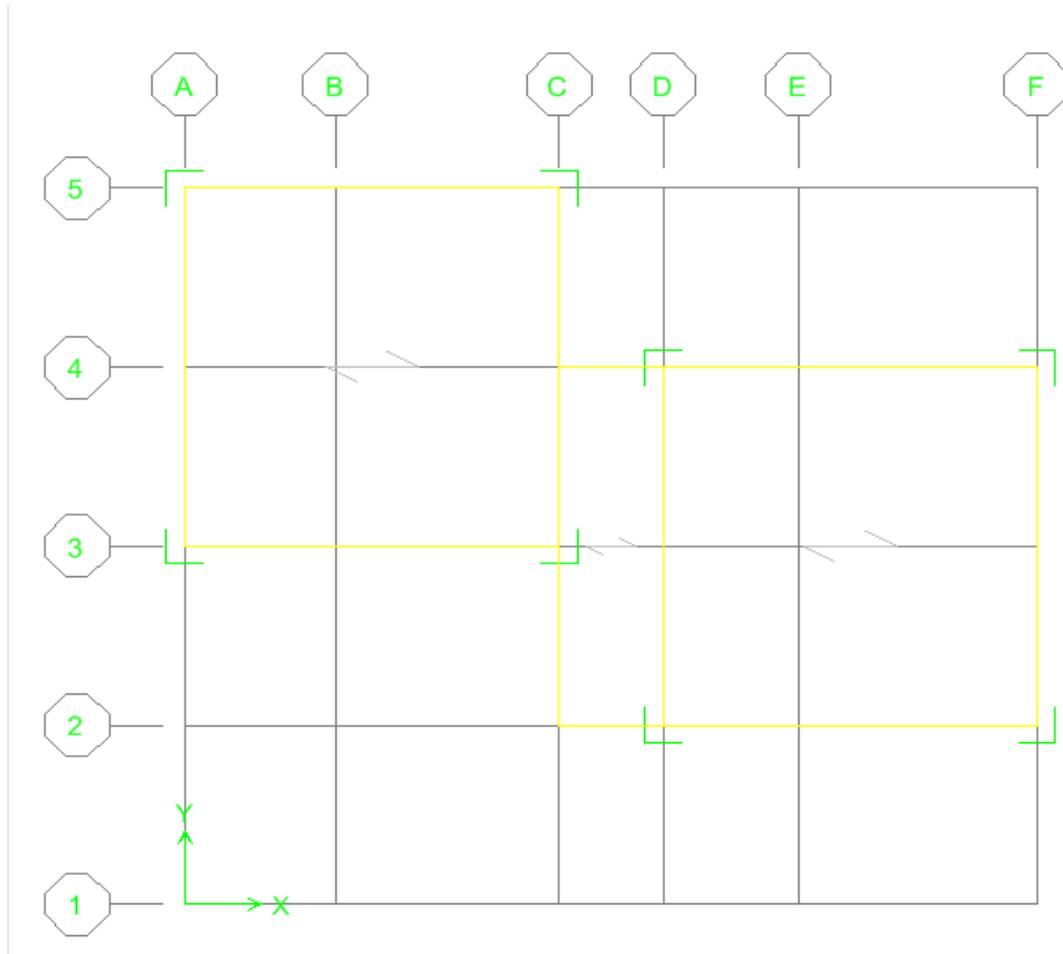
- Los apoyos se consideraron como empotramientos primero y luego como articulaciones para estudiar la influencia de las condiciones de cimentación.
- Para la losa, se consideró el sistema de diafragma rígido, para poder seguir con los demás pasos.
- Para cada edificio se ha considerado tres grados de libertad (dos desplazamientos horizontales y un giro alrededor de eje vertical).
- Para cada edificación se consideró brazos rígidos en las extremidades de las vigas, para que tenga una longitud limitada en los nudos.

4.1.1. Edificio A

- **Estimación de Masas**

Las masas se evaluaron según los lineamientos de la norma de Diseño Sismo Resistente E-030 y de la norma de Cargas E-020, que forman parte del Reglamento Nacional de Edificaciones. Para efectos del análisis, las masas de los elementos modelados como columnas, vigas y muros estructurales fueron estimados por el programa ETABS 9.7.4, mientras que

Figura. 4.1 Modelo en Planta Edificio A



- **Dimensiones y resistencia de los elementos estructurales**

El Pabellón A, es una estructura de un piso 2.40m de altura. Las dimensiones de las columnas, vigas y losas se observan en los planos adjuntos. Para efectos del análisis se va a considerar una resistencia a la compresión del concreto de:

EDIFICIO A	F'c (kg/cm²)	251.83
	E (tn/m²)	2.38 x10 ⁶
	v	0.15

Que corresponde al resultado del promedio de los ensayos en las muestras diamantadas. En el caso de los muros se considerará una resistencia de $f_m = 30\text{Kg/cm}^2$.

- **Acciones sísmicas**

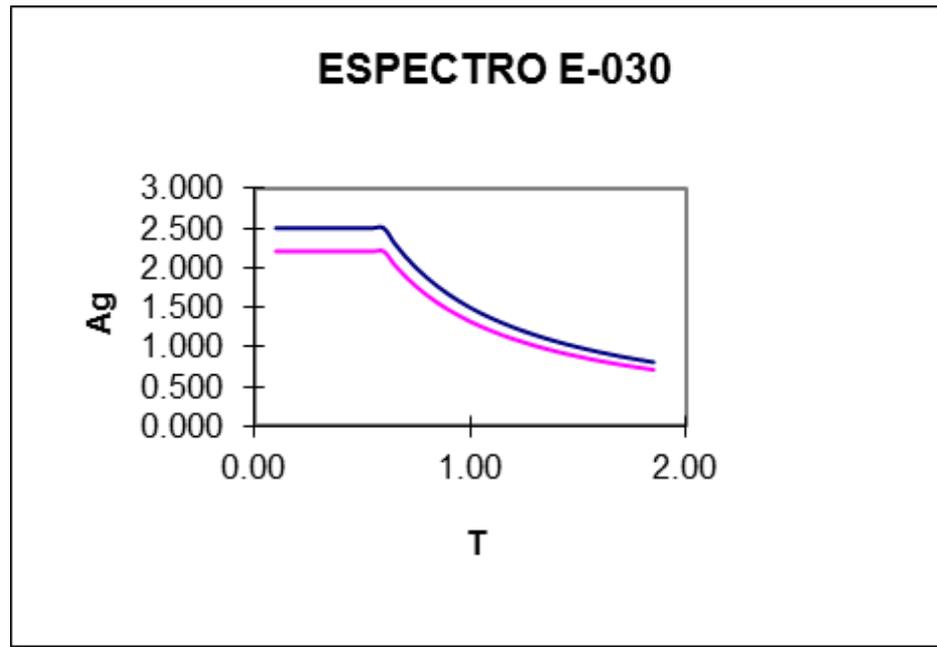
El análisis se realizó según la norma vigente NTE E-030 (Diseño Sismo resistente) del Reglamento Nacional de Edificaciones. Considerando las condiciones de suelo, las características de la estructura y las condiciones de uso, se utilizaron los siguientes parámetros sísmicos:

EJE XX – YY

- Factor de Zona: (Zona 3)
- Factor de Uso: (Edificación Esencial)
- Factor de suelo: (Suelo Intermedio)
- Coeficiente de reducción $R(x,y) = 6$ (Pórticos de Concreto Armado, estructura irregular)

A partir de estos valores se determinó dos espectros de pseudo aceleraciones para ambas direcciones, como se ve en la Figura 4.2.

Figura. 4.2 Espectro de respuesta en la dirección XX – YY



- **Comportamiento Sísmico Global**
- **Períodos Naturales y Modos de Vibración**

Se determinaron 03 modos de vibración. En el Fig. 4.3 se detallan los períodos y frecuencias naturales de cada modo, y sus masas efectivas (una medida importante en la contribución al cortante en la base).

Figura. 4.3 Periodos y modos de vibración Edificio A

Modal Participating Mass Ratios									
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0.046046	99.6357	0.2939	0.0000	99.6357	0.2939	0.0000	0.2939
	2	0.036803	0.0273	44.6490	0.0000	99.6630	44.9429	0.0000	44.6490
	3	0.036377	0.3370	55.0571	0.0000	100.0000	100.0000	0.0000	55.0571

El modo fundamental es de 0.046046 seg. y se presenta en la dirección X-X, este valor resulta casi el doble en comparación con el periodo fundamental estático .

o **Desplazamientos Máximos Estimados**

En la tabla 4.1 se resumen las distorsiones máximas en cada nivel, calculados según la norma vigente para cada dirección de análisis.

Story	Load	Point	DriftX	DriftX*0.75*R/h
STORY2	SISMOX	36	0.015853	0.000306832
STORY2	SISMOY	36	0.013465	0.00019546

Según la NTE E-030, las distorsiones máximas permitidas por la Norma en este caso es 0.007 en la dirección X-X y 0.005 en la dirección Y-Y. Como se observa en la tabla 4.1, la estructura cumple en ambas direcciones.

4.1.2. EDIFICIO B

- **Estimación de Masas**

Las masas se evaluaron según los lineamientos de la norma de Diseño Sismo Resistente E-030 y de la norma de Cargas E-020, que forman parte del Reglamento Nacional de Edificaciones. Para efectos del análisis, las masas de los elementos modelados como columnas, vigas y muros estructurales fueron estimados por el programa ETABS 2000, mientras que las masas de los demás elementos se estimaron a partir de los siguientes pesos:

CARGAS MUERTAS:

Peso propio losa aligerada ($e=25\text{cm}$): 350 Kg/m²

Peso de los acabados 100 Kg/m²

CARGAS VIVAS:

(25%) Sobrecarga (Techo): 100 Kg/m²

Figura. 4.4 Modelo 3D Edificio B

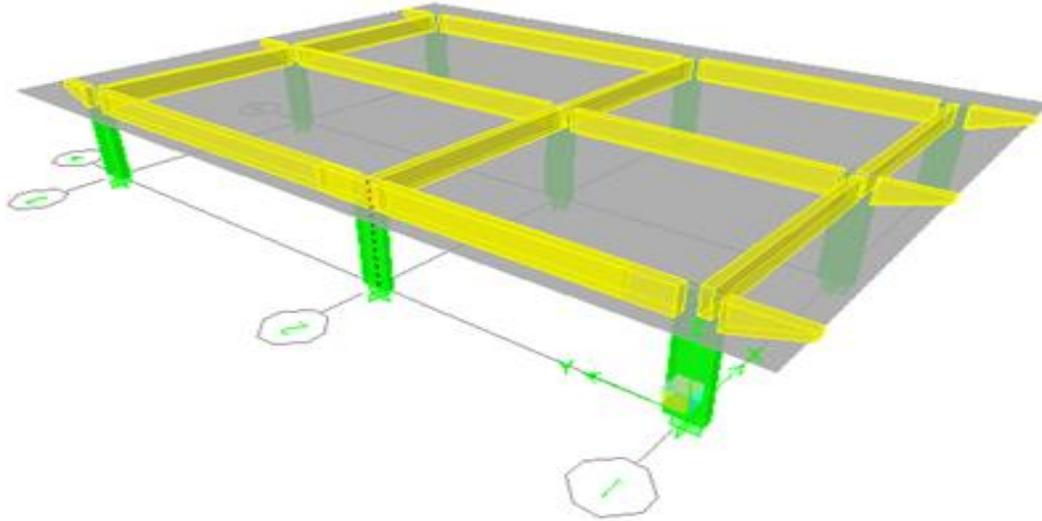
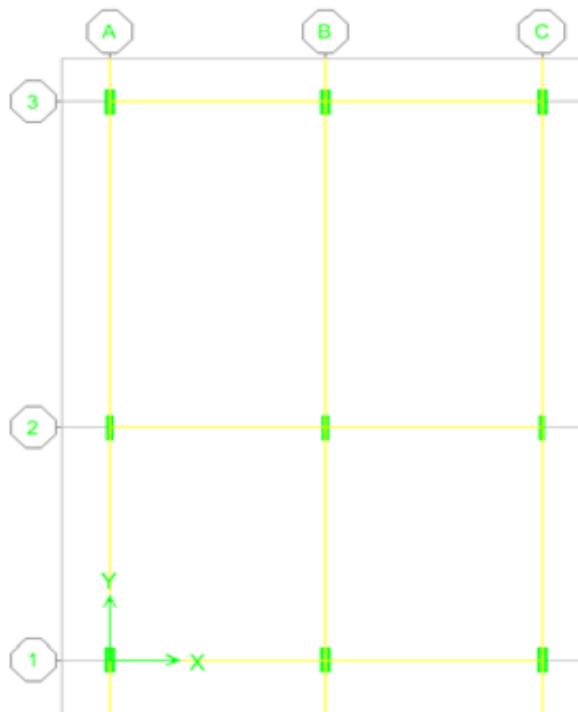


Figura. 4.5 Modelo en Planta Edificio B



o **Dimensiones y resistencia de los elementos estructurales**

El Pabellón B, es una estructura de un piso de 3.10 de altura. Las dimensiones de las columnas, vigas y losas se observan en los planos adjuntos.

EDIFICIO B	F'c (kg/cm²)	384.44
	E (tn/m²)	2.79 x10 ⁶
	v	0.15

Que corresponde al resultado del promedio de los ensayos de esclerómetro y la muestra diamantada. En el caso de los muros se considerará una resistencia de $f_m = 30\text{Kg/cm}^2$.

o **Acciones sísmicas**

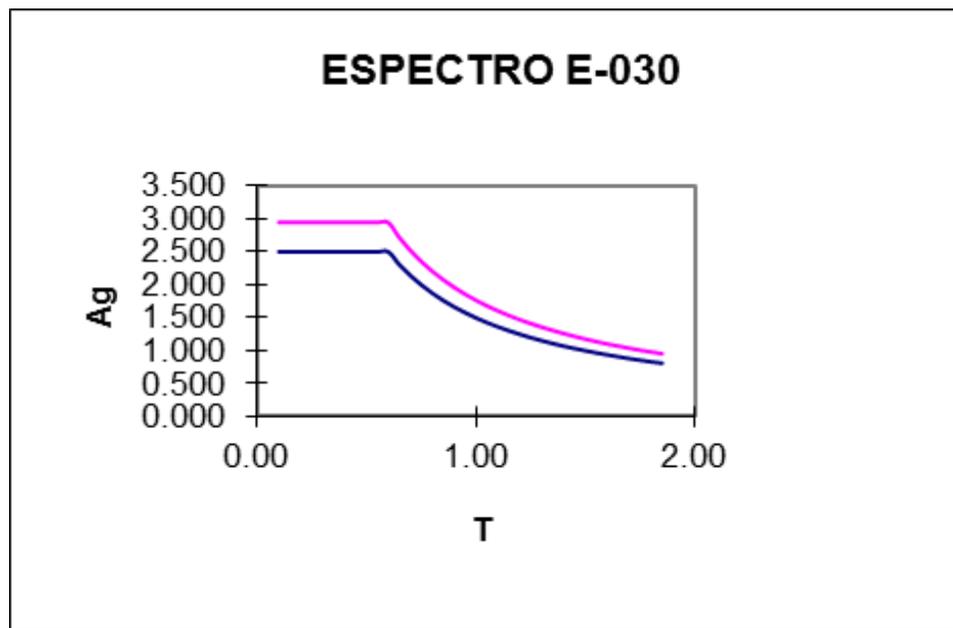
El análisis se realizó según la norma vigente NTE E-030 (Diseño Sismo resistente) del Reglamento Nacional de Edificaciones. Considerando las condiciones de suelo, las características de la estructura y las condiciones de uso, se utilizaron los siguientes parámetros sísmicos:

EJE XX – YY

- Factor de Zona: (Zona 3)
- Factor de Uso: (Edificación Esencial)
- Factor de suelo: (Suelo Intermedio)
- Coeficiente de reducción
- $R(x,y) = 6$ (Pórticos de Concreto Armado, estructura irregular)

- A partir de estos valores se determinó el espectro de pseudo aceleraciones para ambas direcciones.

Figura. 4.6 Espectro de respuesta en la dirección XX – YY



- **Comportamiento Sísmico Global**
 - o **Períodos Naturales Y Modos De Vibración**

Se determinaron 04 modos de vibración. En el Figura 4.7 se detallan los períodos y frecuencias naturales de cada modo, y sus masas efectivas (una medida importante en la contribución al cortante en la base).

Figura. 4.7 Periodos y Modos de Vibración del Edificio B

Modal Participating Mass Ratios									
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
	1	0.203233	92.3284	0.0000	0.0000	92.3284	0.0000	0.0000	0.0000
	2	0.131756	1.1935	0.0171	0.0000	93.5219	0.0171	0.0000	0.0171
	3	0.103378	6.4724	0.0108	0.0000	99.9943	0.0279	0.0000	0.0108
▶	4	0.086078	0.0003	98.5028	0.0000	99.9947	98.5307	0.0000	98.5028
	5	0.071281	0.0020	0.2074	0.0000	99.9966	98.7381	0.0000	0.2074
	6	0.062390	0.0002	1.2496	0.0000	99.9968	99.9877	0.0000	1.2496
	7	0.045711	0.0007	0.0002	0.0000	99.9975	99.9878	0.0000	0.0002
	8	0.039833	0.0001	0.0048	0.0000	99.9976	99.9926	0.0000	0.0048
	9	0.035346	0.0000	0.0000	0.0000	99.9977	99.9926	0.0000	0.0000

La figura 4.7 muestra isométricas de los modos de vibración. El modo fundamental es de 0.203233 seg. y se presenta en la dirección X-X, este valor resulta casi el doble en comparación con el periodo fundamental estático.

o **Desplazamientos Máximos Estimados**

En la tabla 4.3 se resumen las distorsiones máximas en cada nivel, calculados según la norma vigente para cada dirección de análisis.

Story	Load	Point	DriftX	DriftX*0.75*R/h
STORY1	SISMOX	8	0.381105	0.005532
STORY1	SISMOY	8	0.061781	0.0008968

Según la NTE E-030, las distorsiones máximas permitidas por la Norma en este caso es 0.007 en la dirección X-X y 0.005 en la dirección Y-Y. Como se observa en la tabla 4.3 la estructura cumple en ambas direcciones.

4.1.3. Masas de los Edificios

La masa de cada edificio se calculó mediante el programa ETABS non linear versión 9.7.4. La tabla 4.4 muestra el valor de la masa de cada edificio y su respectivo centro de masa en la dirección X-X y Y-Y.

Tabla 4.4 Periodos y Modos de Vibración del Edificio B

ID	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM
EDIFICIO A	STORY1	D1	15691.4745	15691.4745	8.193	8.776
EDIFICIO B	STORY1	DIAFRAGM	5590.2679	5590.2679	5.95	8.101

4.1.4. Resultados del análisis de frecuencias

Para el edificio A, en la dirección Y-Y, se observó una tendencia traslacional predominante con el modo más importante (modo 2) asociado a una masa participante de 44.94%. En la dirección X-X, el modo más importante es también de traslación (modo 2) con 99.66% de participación.

Para el edificio B, en la dirección X-X, se observó una tendencia traslacional predominante con el modo más importante (modo 2) asociado a una masa participante de 99.99%. En la dirección Y-Y, el modo más importante es también de traslación (modo 3) con 100.00% de participación.

La tabla 4.5 muestra los resultados del análisis de frecuencias para cada modelo estudiado.

Tabla 4.5 Resultados Análisis de Frecuencias

DESCRIPCIÓN	MODO	PERIODO	Porcentaje de Masa Efectiva	
			Dirección X	Dirección Y
EDIFICIO A	1	0.04605	99.64%	0.29%
	2	0.0368	99.66%	44.94%
	3	0.03638	100.00%	100.00%
EDIFICIO B	1	0.1318	93.52%	0.02%
	2	0.1034	99.99%	0.03%
	3	0.0861	100.00%	100.00%

4.2. Modelo Inelástico

Se desarrolló un modelo inelástico para cada edificio estudiado (Figura 4.29), además de analizarlo en ambas direcciones tanto en el eje X-X y Y-Y, considerando así el comportamiento inelástico por flexión concentrado en los extremos de todos los elementos y en el centro de las vigas. Se representó el comportamiento inelástico de estas zonas, comúnmente denominadas rótulas, mediante diagramas momento - giro.

Figura. 4.8 Modelo Inelástico Edificio A

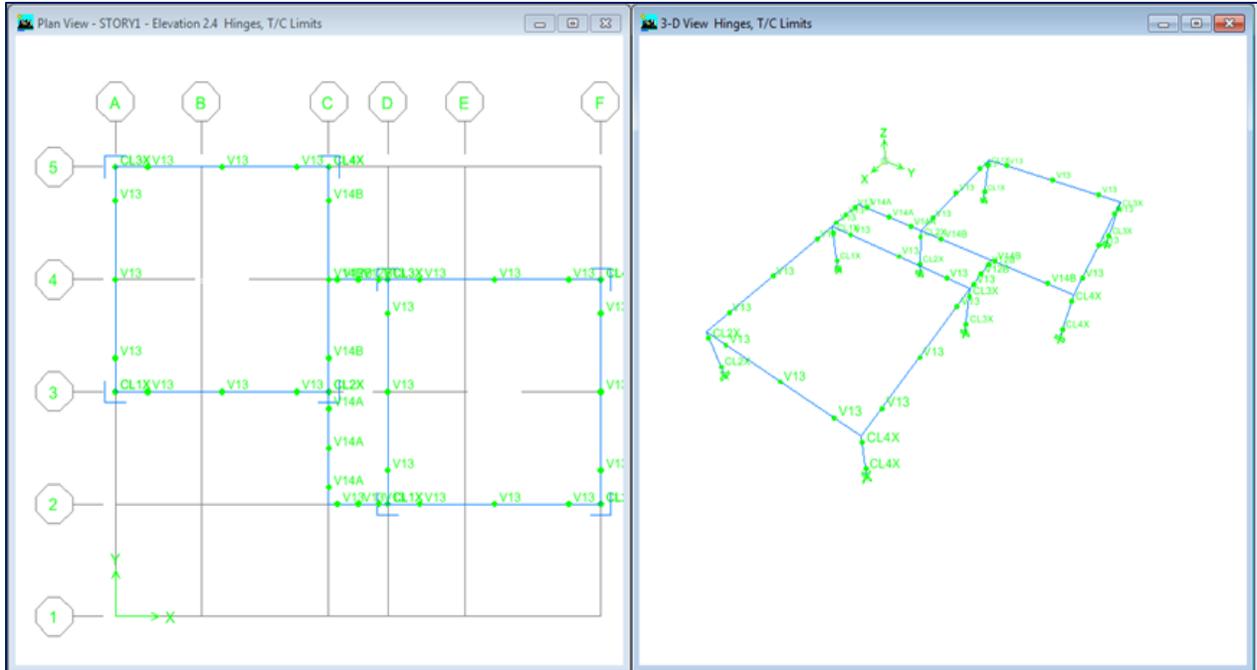
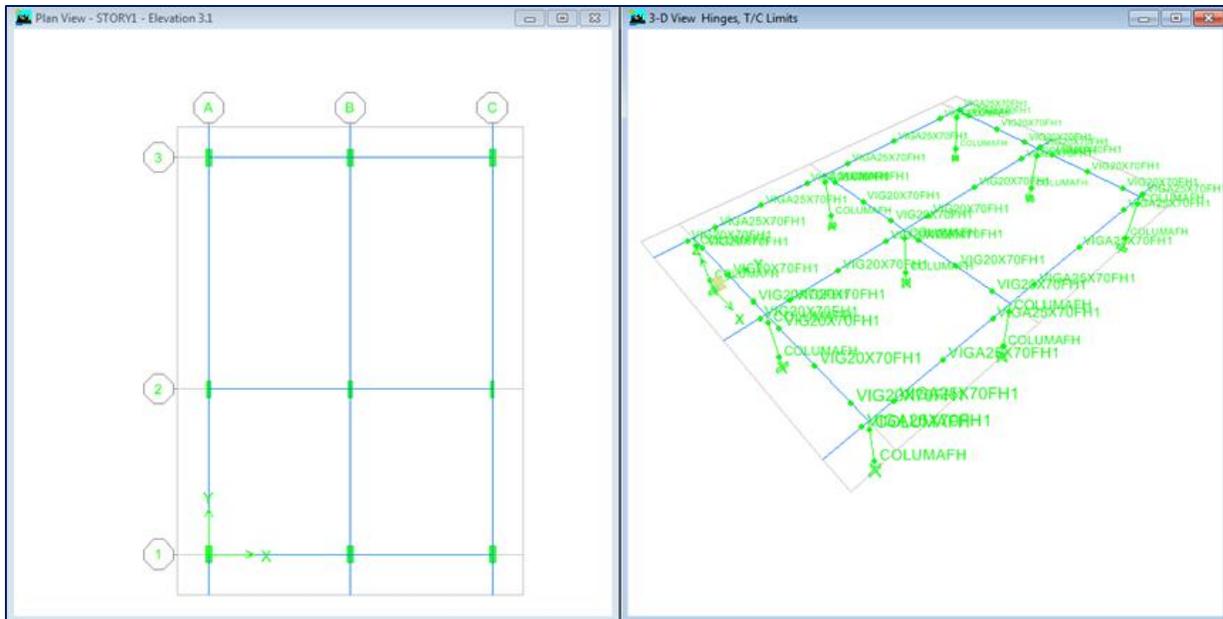


Figura. 4.9 Modelo Inelástico Edificio B



Los diagramas momento - giro se desarrollan en base al comportamiento del concreto y acero y la longitud del elemento comprometido en el trabajo inelástico.

4.2.1. Características del Concreto y del Acero

Los materiales empleados se caracterizaron a través de curvas esfuerzo-deformación; Para el concreto, se usó el modelo de Hognestad (Park y Paulay 1999) con un tramo inicial parabólico y un segundo tramo oblicuo, como se muestra en la figura 5.10.

Figura. 4.10 Diagrama Esfuerzo – Deformación del Concreto en el Edificio A a una resistencia de 251.83 kg/cm²

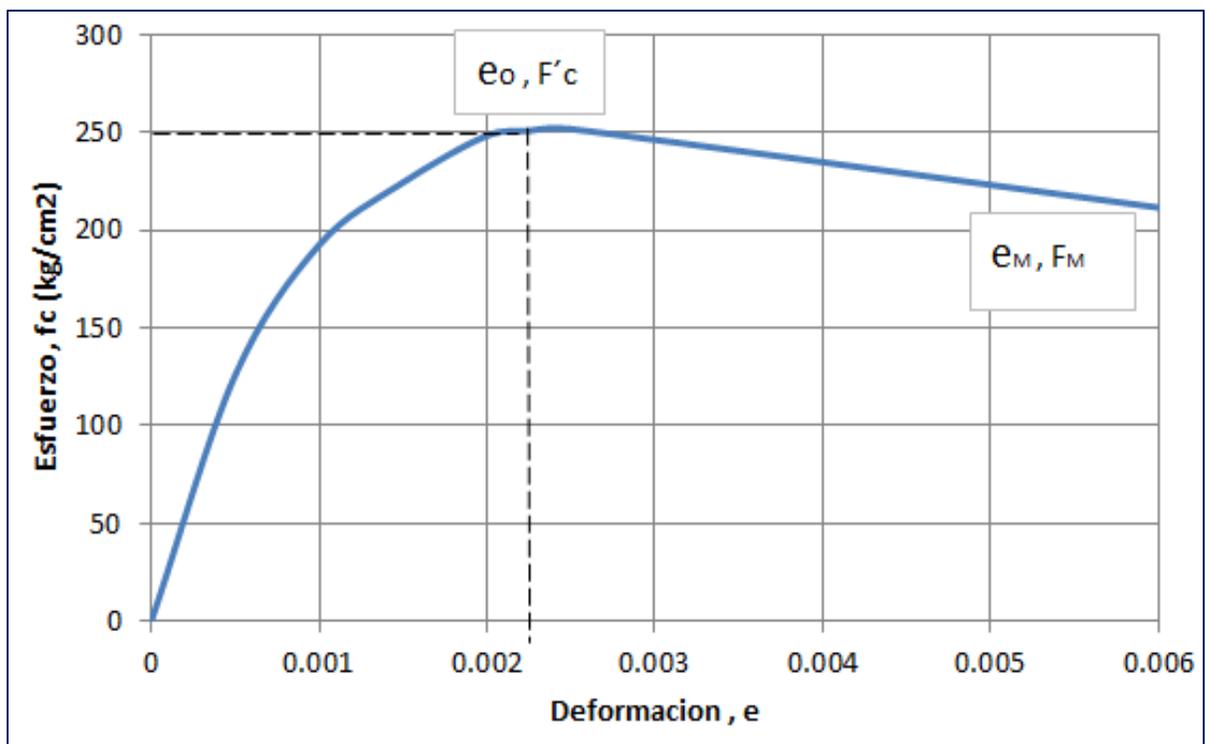
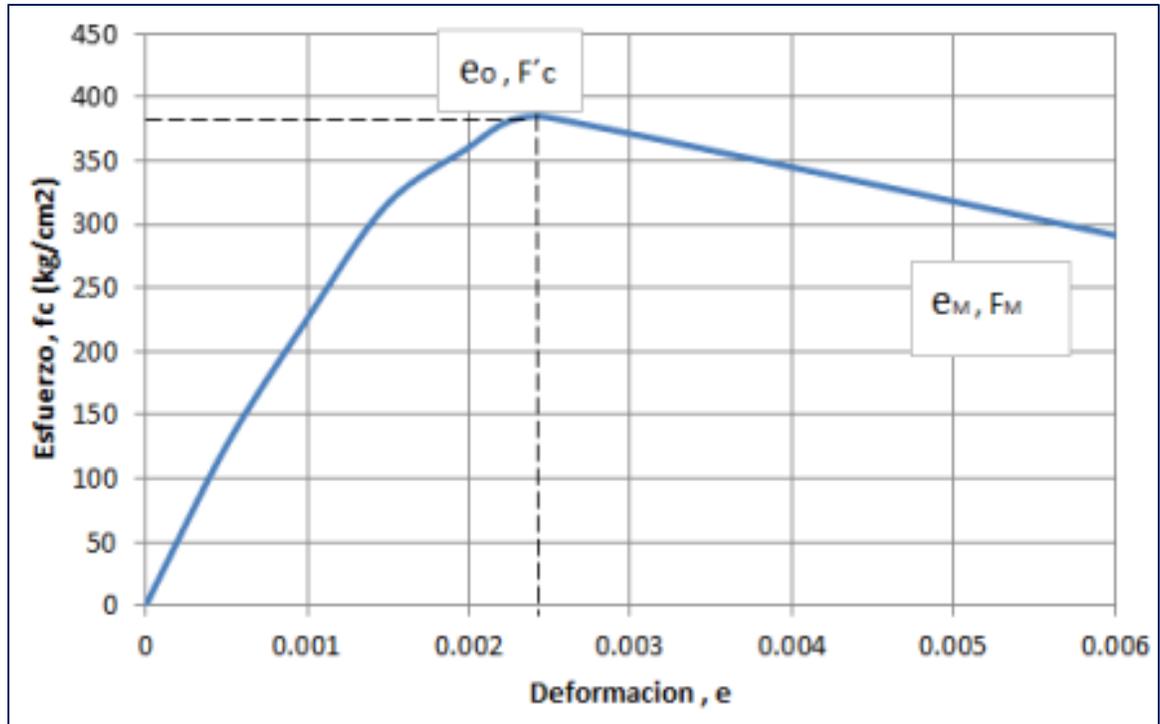


Figura. 4.11 Diagrama Esfuerzo – Deformación del Concreto en el Edificio B a una resistencia de 384.44 kg/cm²



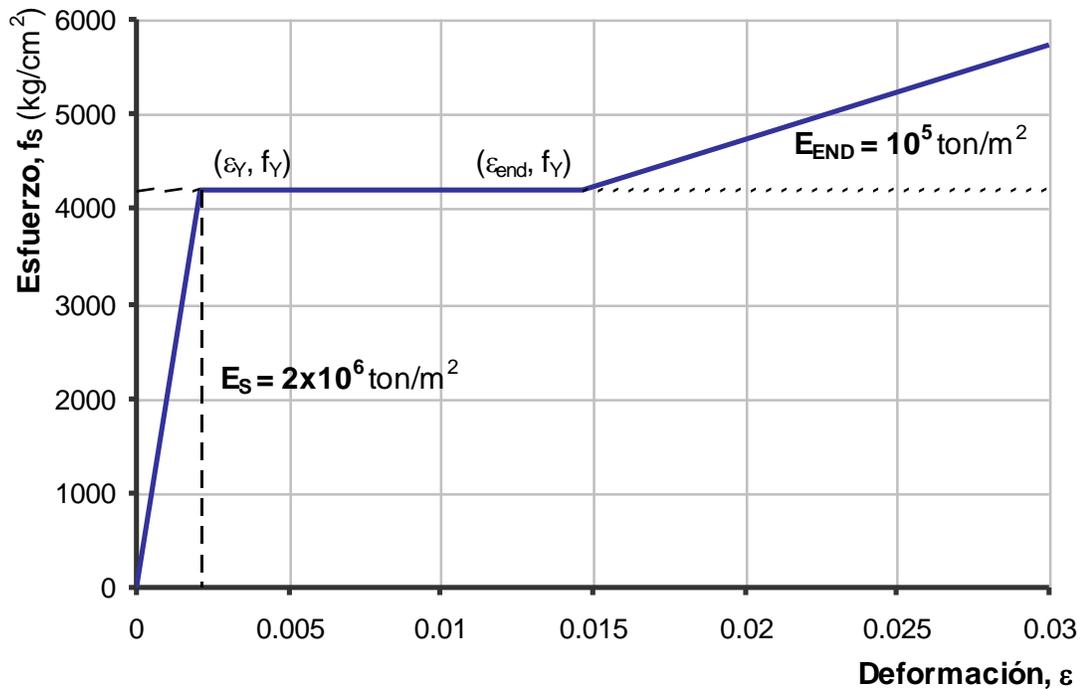
La Tabla 4.6 muestra los parámetros del diagrama esfuerzo – deformación del concreto para cada Edificio del Bloque I ,junto con los diagramas esfuerzo – deformación del concreto correspondiente a cada edificio.

Tabla 4.6 – Parámetros el diagrama Esfuerzo – Deformación del Concreto

Descripción	Parámetro	Valor
EDIFICIO A	f'_c , resistencia característica a compresión (kg/cm ²)	251.83
	E_c , módulo de elasticidad del concreto (kg/mm ²)	2380.37
	ϵ_0 , deformación correspondiente a f'_c	0.0018
EDIFICIO B	f'_c , resistencia característica a compresión (kg/cm ²)	384.44
	E_c , resistencia asociada a la deformación máxima (kg/cm ²)	2941.07
	ϵ_0 , deformación correspondiente a f'_c	0.0021

Para el acero se consideró el modelo trilineal mostrado en la figura 4.12.

Figura. 4.12 Diagrama Esfuerzo – Deformación del Acero



El primer tramo corresponde a deformaciones unitarias menores que la deformación de fluencia (γ) cuya pendiente es E_s . El siguiente tramo corresponde a la plataforma de fluencia. El tramo final toma en cuenta el endurecimiento del acero y tiene una pendiente E_{END} igual al 5% de la pendiente inicial E_s .

Los valores asumidos para los parámetros del diagrama esfuerzo - deformación del acero se muestran en la tabla 4.7 junto al valor del esfuerzo de fluencia (f_Y) especificado en el diseño.

Tabla 4.7 – Parámetros el diagrama Esfuerzo – Deformación del Acero

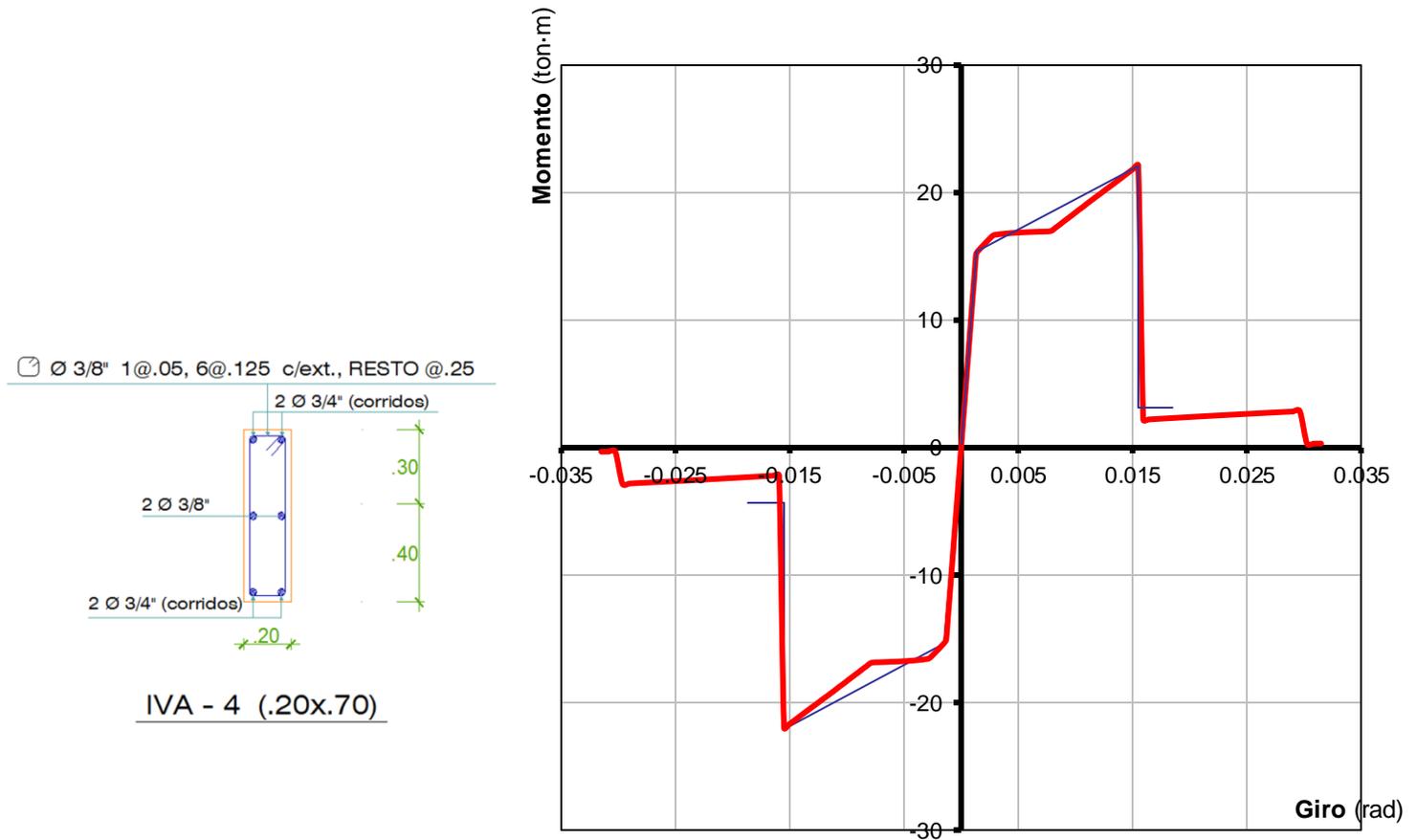
Parámetro	Valor
f_y , esfuerzo de fluencia (kg/cm^2)	4200
γ_y , deformación correspondiente a f_y	0,0021
END , deformación correspondiente al inicio del endurecimiento	0,0147

4.2.2. Comportamiento Inelástico de las Secciones

Para modelar el comportamiento inelástico de las secciones de los elementos resistentes, se calcularon los diagramas momento - curvatura correspondientes a cada sección, empleando el programa ETABS nonlinear versión 9.7.4. Estos diagramas se obtienen incrementando las deformaciones de la sección hasta que alguna fibra alcance su deformación máxima. Para cada deformación en el intervalo se obtiene la curvatura y el momento asociados.

Como ejemplo, la figura 4.13 muestra el diagrama momento - curvatura de la sección del Edificio B – V20x70, con un $F'c = 384.44 \text{ kg/cm}^2$.

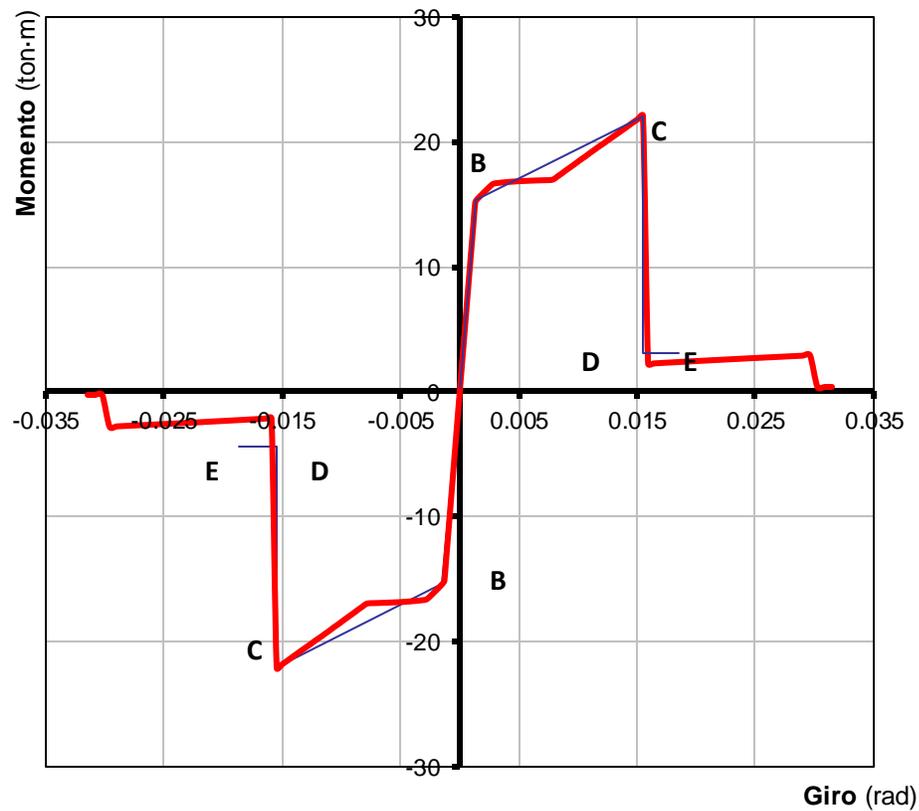
Figura. 4.13 Diagrama Momento Giro de la sección de la viga V20x70 Edificio B



Para realizar el análisis inelástico empleando el programa ETABS V. 9.7.4, el diagrama obtenido se simplificó asumiendo puntos notables, unidos por segmentos rectos.

En la figura 4.14 se muestra el diagrama momento curvatura de la sección anteriormente mencionada, junto al diagrama simplificado.

Figura. 4.14 Diagrama Momento Giro de la sección de la viga V20x70 Edificio B



Los puntos notables son:

B (γ , M_f) : Inicio de la incursión inelástica, cuando la primera fibra de acero en tracción alcanza la fluencia.

C (N , M_N) : Se alcanza la capacidad resistente, cuando la fibra en compresión del concreto alcanza la deformación de rotura.

D (N , M_b) : Se asume que luego de alcanzar la capacidad resistente, la curvatura se mantiene y el momento se reduce.

E (ϵ , $M\epsilon$) : En este punto, el momento se mantiene y la curvatura aumenta hasta que la sección alcanza su máxima deformación.

** Fuente: EL COLEGIO SISMORRESISTENTE: CALIBRACIÓN DE MODELOS DE COMPORTAMIENTO – Blondet Saavedra, M. y Muñoz Peláez, A. (2004)

El tramo inicial (desde el origen hasta el punto B) corresponde a la etapa elástica, antes de alcanzar el momento de fluencia en la sección. El tramo BC corresponde a la etapa inelástica, al final de la cual la sección alcanza su capacidad resistente nominal. El tramo CDE corresponde a la descarga de la sección debida a la disminución de su capacidad resistente.

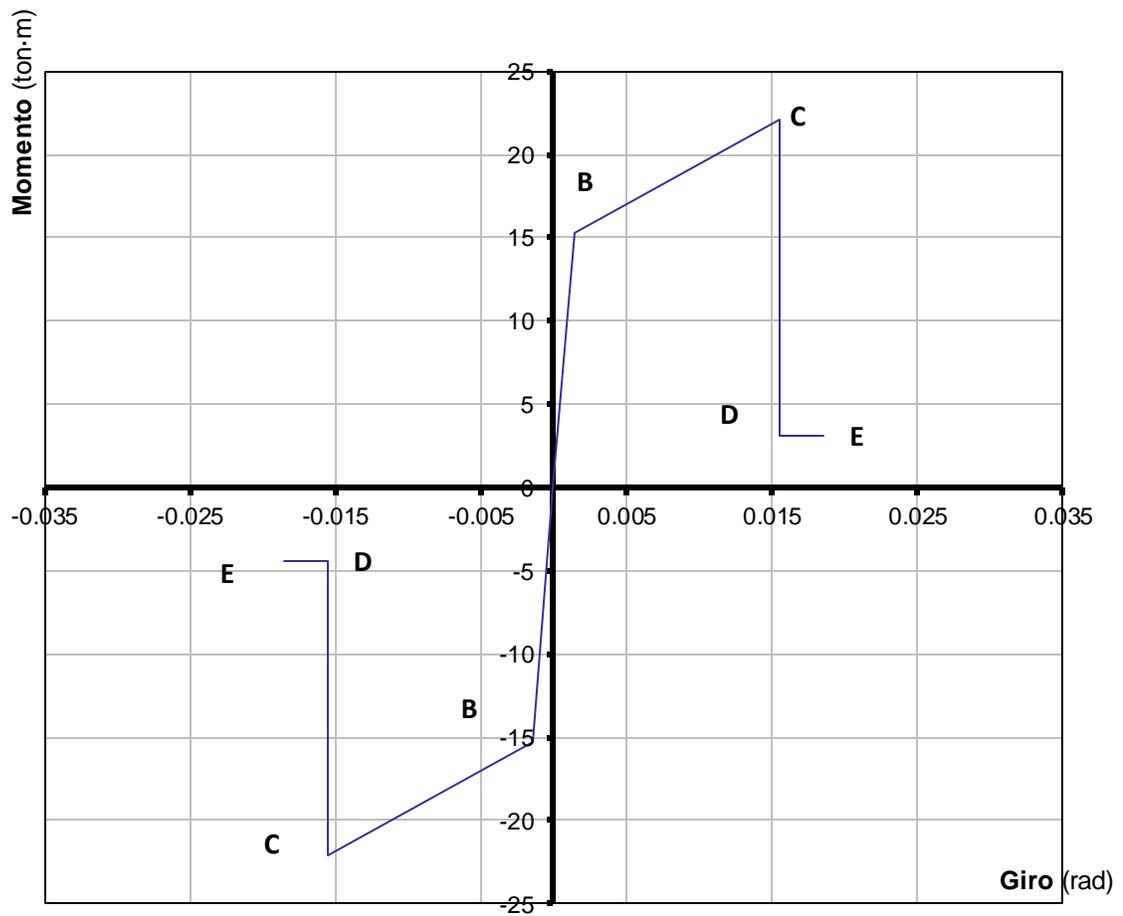
Conociendo el diagrama momento - curvatura ($M - \phi$) para una rótula potencial se puede calcular el diagrama momento - giro ($M - \theta$), usando la relación simplificada.

$$\theta = \phi \times l_p$$

Donde, l_p es la longitud equivalente de la rótula plástica. Para todos los casos se consideró una longitud de rótula plástica igual a $0.45h$, donde h es el peralte bruto de la sección. (Park y Paulay 1999)

La figura 4.15 muestra el diagrama momento - giro simplificado para la rótula de la viga longitudinal. Se muestra sólo el primer cuadrante por simetría del diagrama.

Figura. 4.15 Diagrama Momento Giro de la sección de la viga V20x70 Edificio B



Los diagramas momento - giro correspondientes a todas las secciones consideradas en el análisis del módulo se muestran en el Anexo.

4.3. Análisis Inelástico Incremental y Espectro de Capacidad

Se realizó el análisis de desplazamiento incremental en la dirección longitudinal, llevando a la estructura hasta el colapso. Para ello se cargó a la estructura con las solicitaciones de servicio (100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva), luego se aplicaron desplazamientos incrementales, de manera proporcional a la forma del modo de vibración fundamental en la dirección de análisis, tomándose como punto de control el centro de masa de la azotea.

4.3.1. Curva de Capacidad

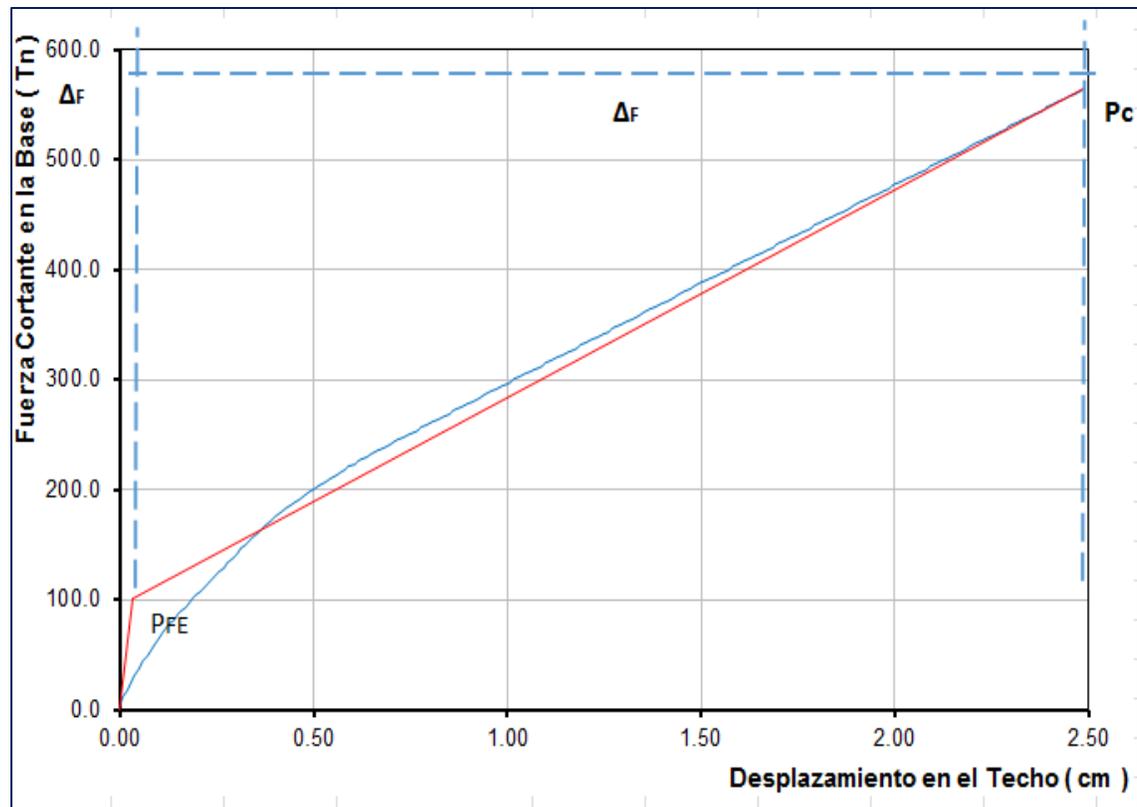
Las cargas de gravedad no produjeron incursiones inelásticas. Como resultado del análisis incremental se obtuvo la curva de capacidad de la estructura.

Luego se ubicaron los puntos de formación de la primera rótula P_1 , de fluencia efectiva P_{FE} y de colapso P_C .

Edificio A en la dirección X - X

En la Figura 4.15 se aprecia el desplazamiento de fluencia efectiva

Figura. 4.15 Diagrama Curva Capacidad del Edificio A en la dirección X – X

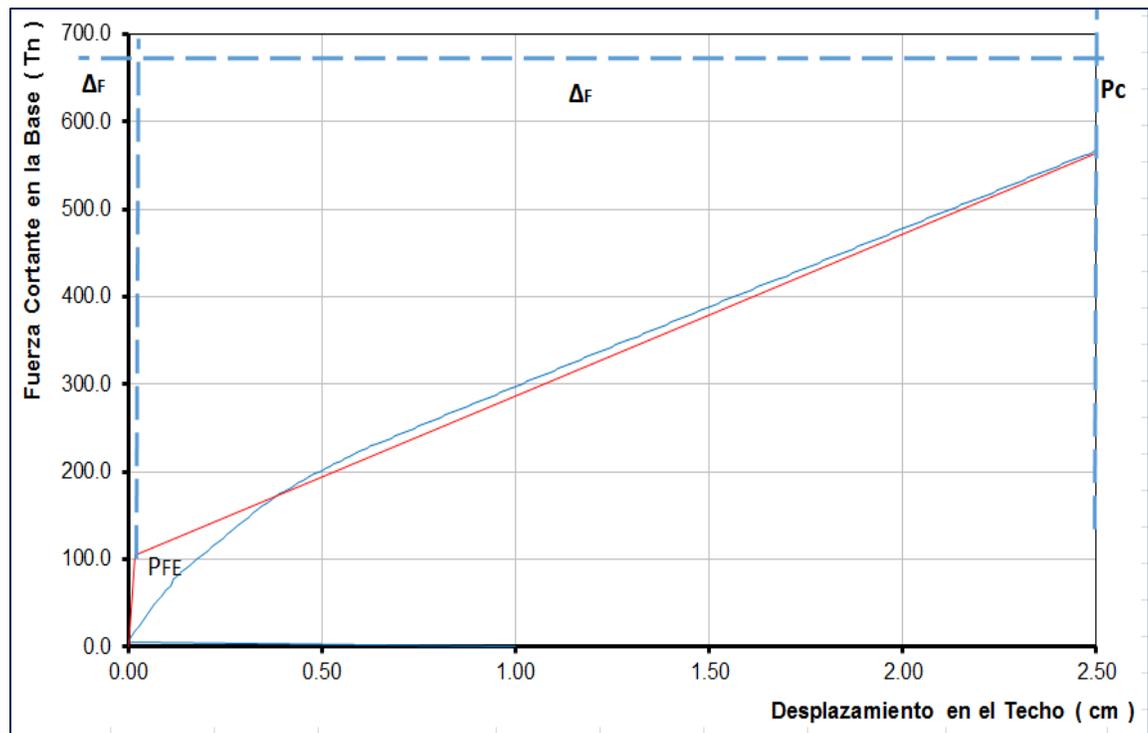


ID	Desplazamiento	Valor
EDIFICIO A X - X	ΔEF (cm)	0.032689
	ΔP (cm)	2.4854

Edificio A en la dirección Y - Y

En la Figura 4.16 se aprecia el desplazamiento de fluencia efectiva

Figura. 4.16 Diagrama Curva Capacidad del Edificio A en la dirección Y- Y

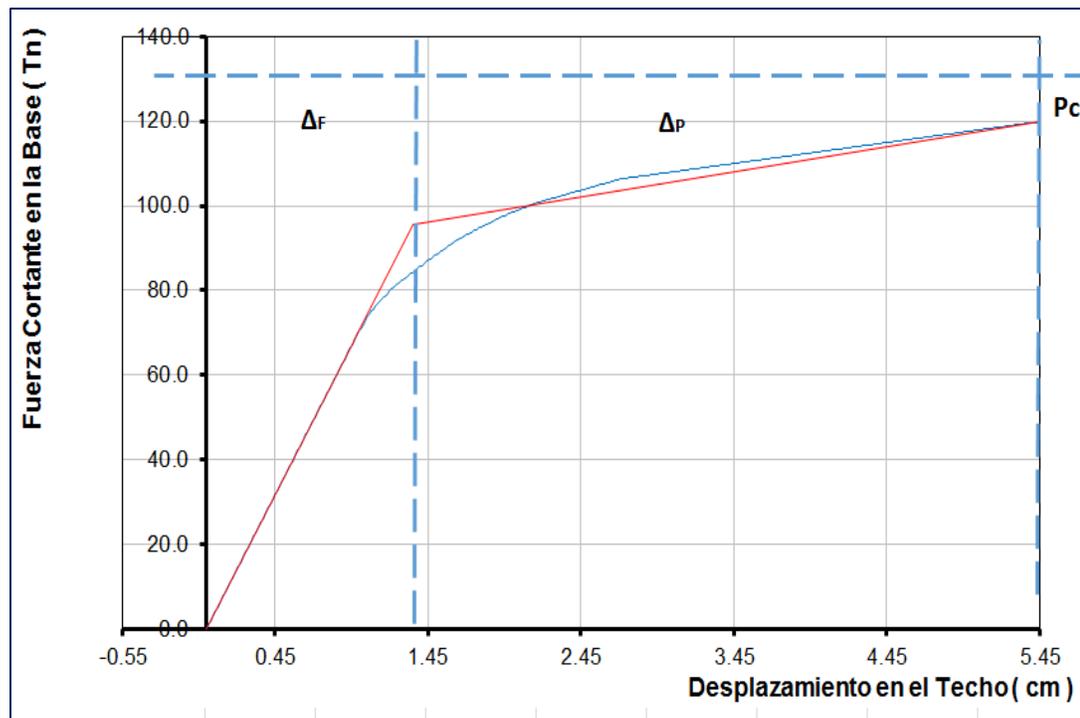


ID	Desplazamiento	Valor
EDIFICIO A Y - Y	Δ_{EF} (cm)	0.0166
	Δ_P (cm)	3.0354

Edificio B en la dirección X - X

En la Figura 4.17 se aprecia el desplazamiento de fluencia efectiva

Figura. 4.17 Diagrama Curva Capacidad del Edificio B en la dirección X - X

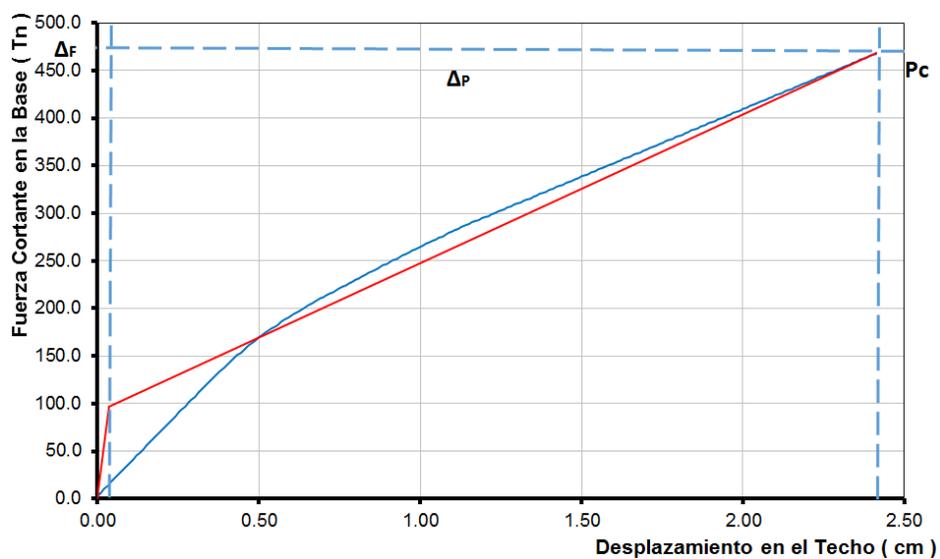


ID	Desplazamiento	Valor
EDIFICIO B	Δ_{EF} (cm)	1.353192
	Δ_P (cm)	5.4516

Edificio B en la dirección Y - Y

En la Figura 4.18 se aprecia el desplazamiento de fluencia efectiva

Figura. 4.18 Diagrama Curva Capacidad del Edificio B en la dirección Y - Y



ID	Desplazamiento	Valor
EDIFICIO B X - X	Δ_{EF} (cm)	0.034382
	Δ_P (cm)	2.4132

4.3.2. Determinación de los Niveles de Comportamiento Sísmico

La curva de capacidad se sectorizó siguiendo las sugerencias del SEAOC, en base a los porcentajes del IDDR (Inelastic Displacement Demand Ratio) por cada edificio.

Tabla 4.8 – Niveles de Desempeño y Desplazamiento Asociado, del Edificio A en la dirección X-X

Nivel de Desempeño	Descripción Cualitativa	Límite de Desplazamiento	D_t (cm)
SP-1	Operacional	ΔY	0.029
SP-2	Funcional	$\Delta Y + 0,3 \cdot \Delta P$	0.766
SP-3	Resguardo de la Vida	$\Delta Y + 0,6 \cdot \Delta P$	1.503
SP-4	Cerca al Colapso	$\Delta Y + 0,8 \cdot \Delta P$	1.994
SP-5	Colapso	$\Delta Y + \Delta P$	2.485

Figura. 4.19 Niveles de Comportamiento Estructural del Edificio A en dirección X – X

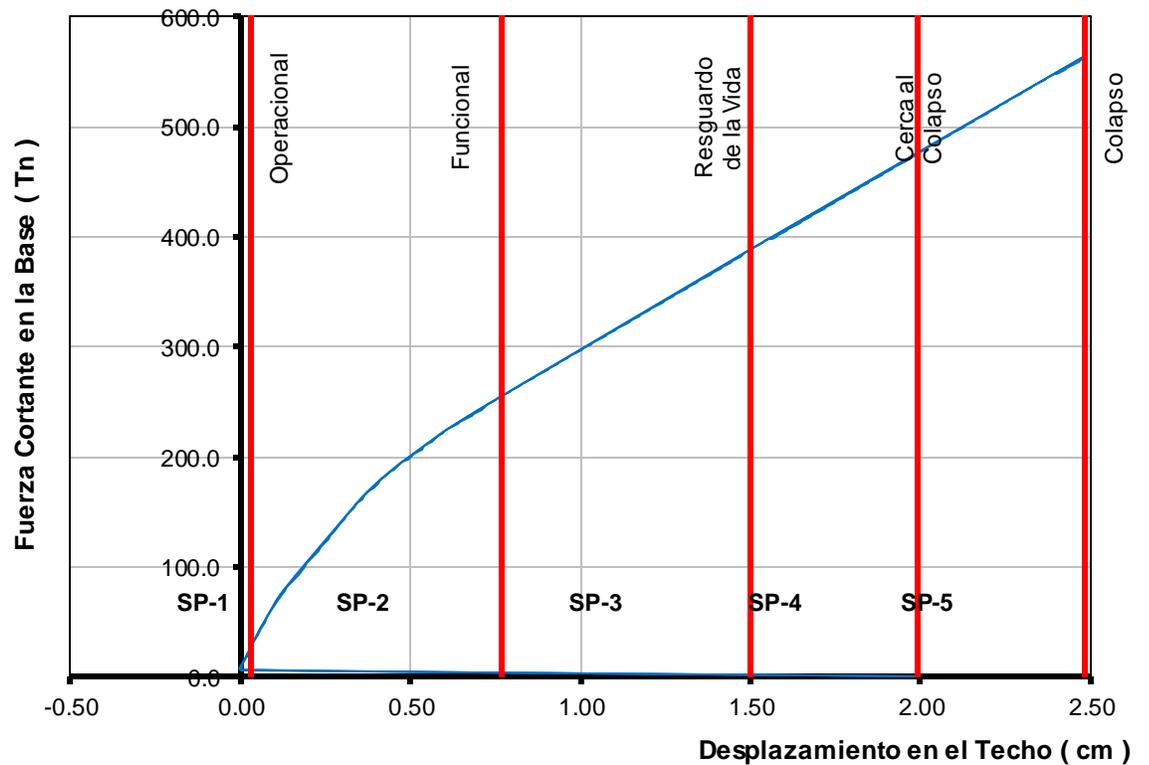


Tabla 4.9 – Niveles de Desempeño y Desplazamiento Asociado, del Edificio A en la dirección Y-Y

Nivel de Desempeño	Descripción Cualitativa	Límite de Desplazamiento	D_t (cm)
SP-1	Operacional	ΔY	0.017
SP-2	Funcional	$\Delta Y + 0,3 \cdot \Delta P$	0.922
SP-3	Resguardo de la Vida	$\Delta Y + 0,6 \cdot \Delta P$	1.828
SP-4	Cerca al Colapso	$\Delta Y + 0,8 \cdot \Delta P$	2.432
SP-5	Colapso	$\Delta Y + \Delta P$	3.035

Figura. 4.20 Niveles de Comportamiento Estructural del Edificio A en dirección Y - Y

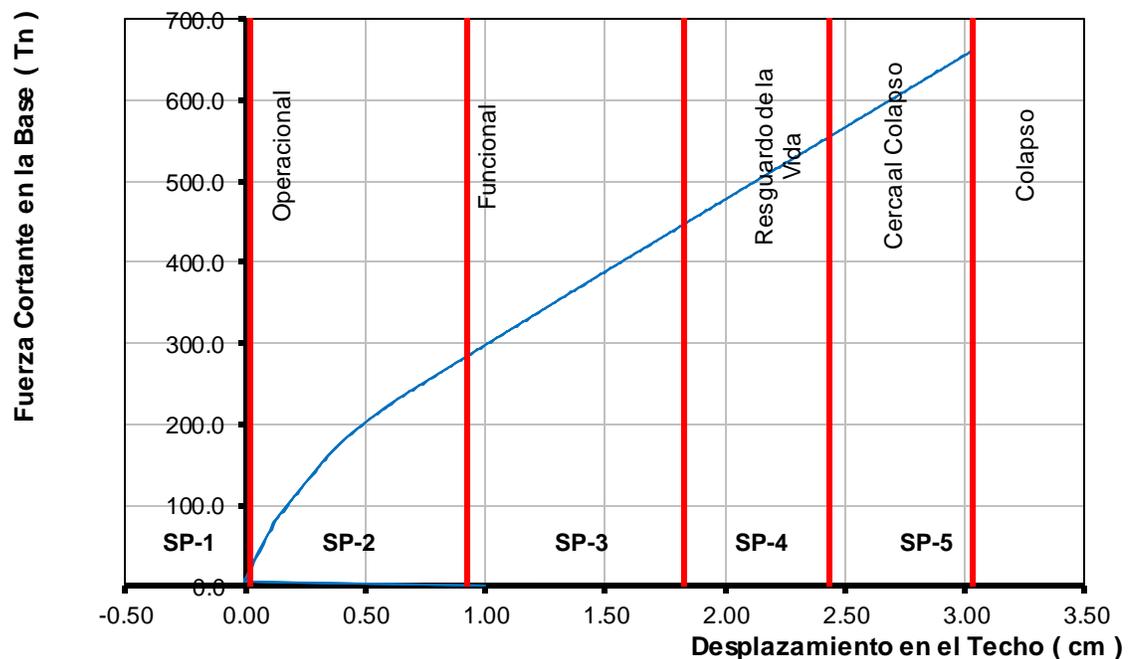


Tabla 4.10 – Niveles de Desempeño y Desplazamiento Asociado, del Edificio B en la dirección X-X

Nivel de Desempeño	Descripción Cualitativa	Límite de Desplazamiento	D_t (cm)
SP-1	Operacional	ΔY	1.35
SP-2	Funcional	$\Delta Y + 0,3 \cdot \Delta P$	2.583
SP-3	Resguardo de la Vida	$\Delta Y + 0,6 \cdot \Delta P$	3.812
SP-4	Cerca al Colapso	$\Delta Y + 0,8 \cdot \Delta P$	4.632
SP-5	Colapso	$\Delta Y + \Delta P$	5.452

Figura. 4.21 Niveles de Comportamiento Estructural del Edificio B en dirección X – X

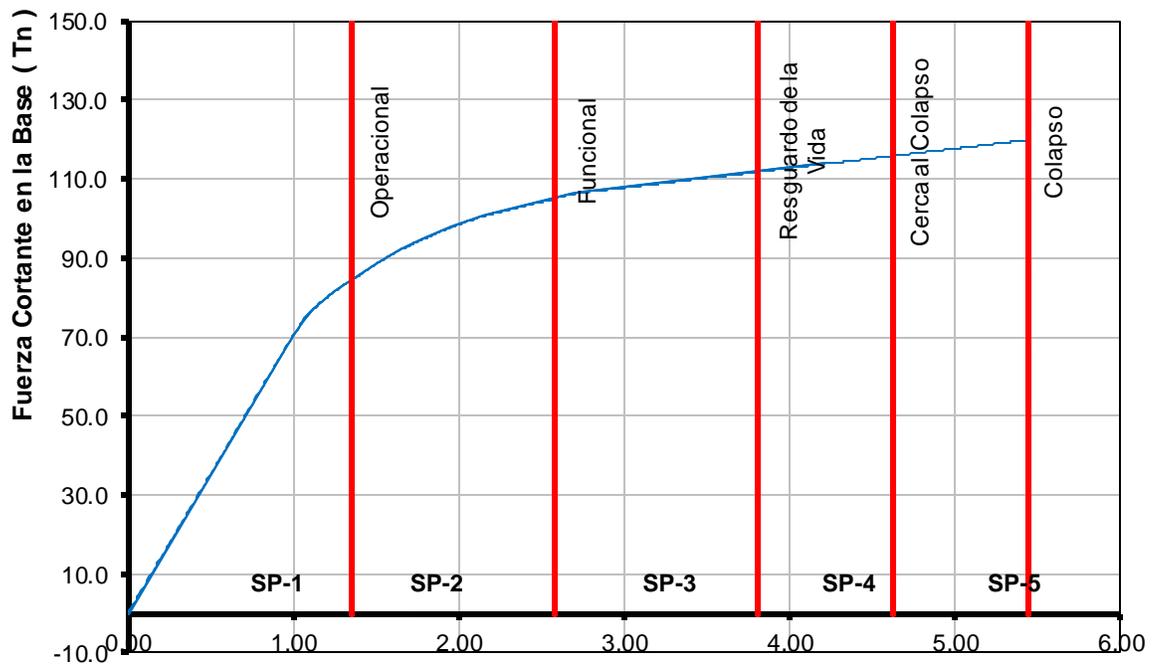
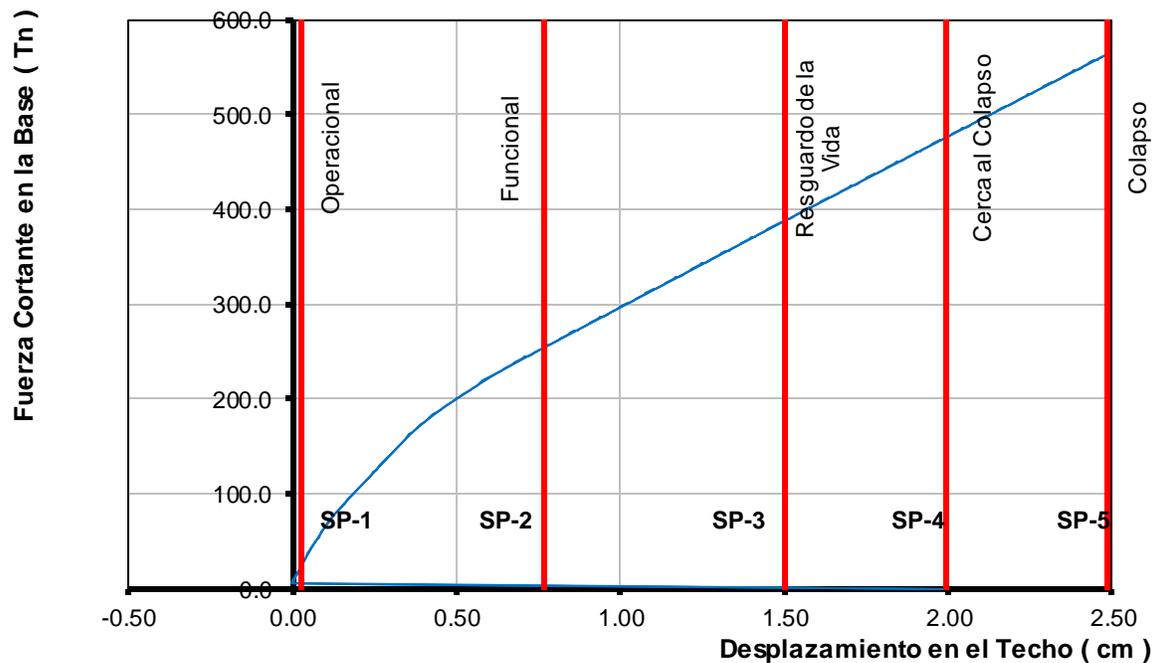


Tabla 4.11 – Niveles de Desempeño y Desplazamiento Asociado, del Edificio B en la dirección Y-Y

Nivel de Desempeño	Descripción Cualitativa	Límite de Desplazamiento	D_t (cm)
SP-1	Operacional	ΔY	0.03
SP-2	Funcional	$\Delta Y + 0,3 \cdot \Delta P$	0.748
SP-3	Resguardo de la Vida	$\Delta Y + 0,6 \cdot \Delta P$	1.462
SP-4	Cerca al Colapso	$\Delta Y + 0,8 \cdot \Delta P$	1.937
SP-5	Colapso	$\Delta Y + \Delta P$	2.413

Figura. 4.22 Niveles de Comportamiento Estructural del Edificio B en dirección Y - Y



CAPITULO V

EVALUACION DEL DESEMPEÑO SISMICO

5.1 REPRESENTACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA

Las solicitaciones sísmicas se caracterizaron a través de espectros de demanda representativos del peligro sísmico para la zona de la Costa peruana, considerando los detalles que se indican a continuación.

5.1.1 ESPECTRO DE DEMANDA

Estudios de peligro sísmico sugieren valores de aceleración máxima en la roca (Z) para la Costa Peruana (Muñoz 1999). Según la NTE-E.030 (SENCICO 1997) el factor de amplificación de aceleraciones (S) para suelo intermedio es $S = 1,2$, por tanto, los valores de aceleración en la base del modelo en estudio se pueden representar como:

$$SA_0 = S \times Z = 1,2 \times Z$$

La tabla 5.1 muestra los valores de aceleración máxima para los 3 niveles de amenaza y condiciones de suelo intermedio.

Tabla 5.1 - Aceleraciones Máximas en la Roca para Niveles de Sismo en la Costa del Perú

Nivel de Peligro Sísmico	Aceleración Máxima en la Roca (Z)	Aceleración Máxima en la Base (SA₀)
Sismo Ocasional	0,25 g	0,30 g
Sismo Raro	0,40 g	0,48 g
Sismo Muy Raro	0,50 g	0,60 g

Los espectros de demanda para cada uno de los niveles de peligro sísmico se elaboraron empleando una adaptación de la forma espectral indicada por la Norma Peruana (SENCICO 2003) según la cual la aceleración espectral se puede expresar como:

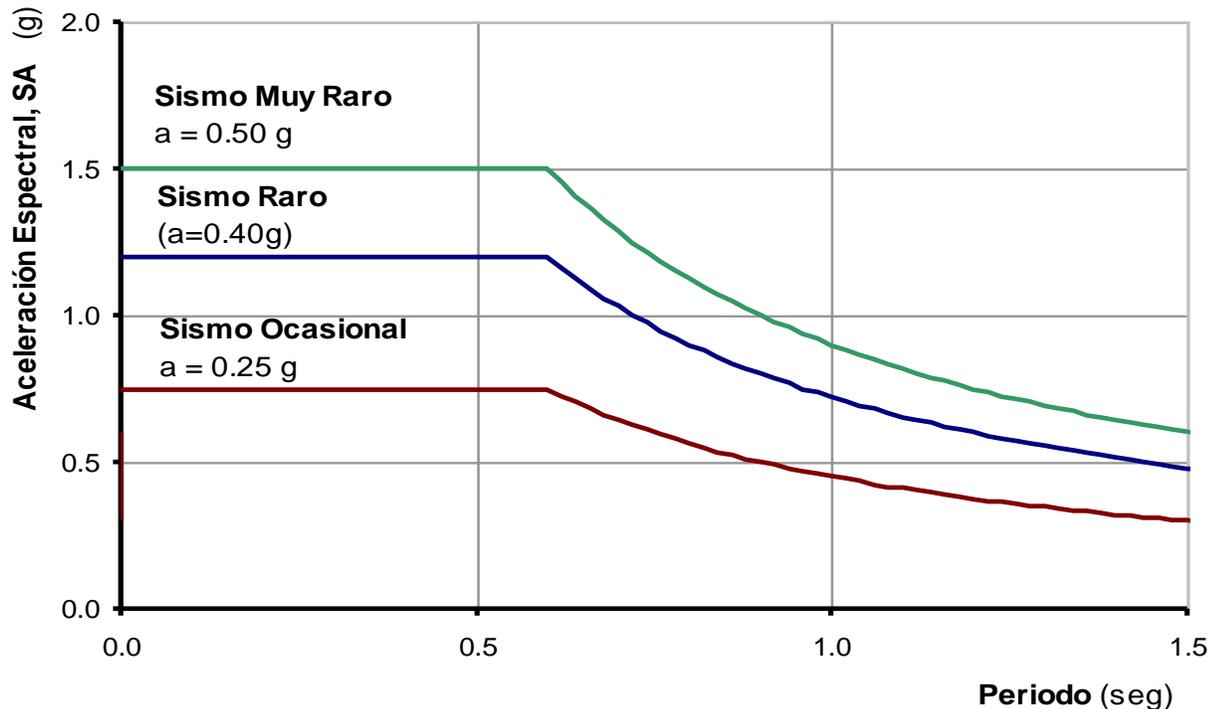
$$SA = Z \times S \times C$$

Donde C corresponde al factor de amplificación dinámica.

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

La figura 5.1 presenta los espectros de aceleración obtenidos con la forma espectral original de la norma peruana para condiciones de suelo intermedio y los 3 niveles de amenaza sísmica.

Figura 5.1- Espectros de Demanda para Condiciones de Suelo Intermedio



5.2 EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO

Para la evaluación del desempeño del BLOQUE I del CEBE FELIX CAROLINA Y REPETTI, se aplicó la metodología propuesta por el comité VISIÓN 2000 del SEAOC (SEAOC 1999) usadas para las edificaciones escolares peruanas. Se emplearon tres niveles de amenaza sísmica para dicho proceso.

5.2.1 DETERMINACIÓN DEL PUNTO DE DEMANDA

Con la aplicación de Igualdad de Áreas por encima y debajo de la curva capacidad, se obtuvieron las respuestas máximas de cada estructura ante

cada uno de los niveles de amenaza sísmica. En la Tabla 5.2 se muestra los valores de la Respuesta en Fuerza Cortante (V) y Desplazamiento en el Techo (Δt) para los tres niveles de demanda sísmica empleados en todos los edificios correspondientes al bloque III del CEBE FELIX Y CAROLINA DE REPETTI.

Tabla 5.2 - Resumen de Valores de la Respuesta en Fuerza Cortante (V) y Desplazamiento en el techo (Δt) para los tres niveles de demanda sísmica

ID	Desempeño	Desp(cm)	x	y	Tipo de Sismo
			Desp(cm)	V(Tn)	
EDIFICIO A X -X	1er punto	0.238	0.2467	122.11	Sismo Ocasional
	2do punto	0.447	0.5017	200.48	Sismo Raro
	3er punto	1.500	0.698	241.59	Sismo Muy Raro
EDIFICIO A Y -Y	1er punto	0.242	0.2367	121.11	Sismo Ocasional
	2do punto	0.453	0.4917	199.48	Sismo Raro
	3er punto	0.661	0.688	240.59	Sismo Muy Raro
EDIFICIO B X -X	1er punto	0.600	0.2399	16.93	Sismo Ocasional
	2do punto	0.966	0.4599	32.45	Sismo Raro
	3er punto	1.315	0.6499	45.85	Sismo Muy Raro
EDIFICIO B Y -Y	1er punto	0.135	0.2313	83.24	Sismo Ocasional
	2do punto	0.214	0.4696	161.21	Sismo Raro
	3er punto	0.267	0.675	207.65	Sismo Muy Raro

5.2.2 DESEMPEÑO SISMO RESISTENTE

La evaluación del desempeño sismorresistente se realizó en función de la ubicación de los puntos de demanda con relación a los sectores de la curva de capacidad.

EDIFICIO A EN DIRECCIÓN X-X

En la Figura 5.2 se aprecian los resultados obtenidos en la curva capacidad en relación a los niveles de demanda sísmica y en la Tabla 5.3 se observa los resultados del desempeño de la edificación.

Figura 5.2 - Niveles de Comportamiento Estructural Edificio A en dirección X-X

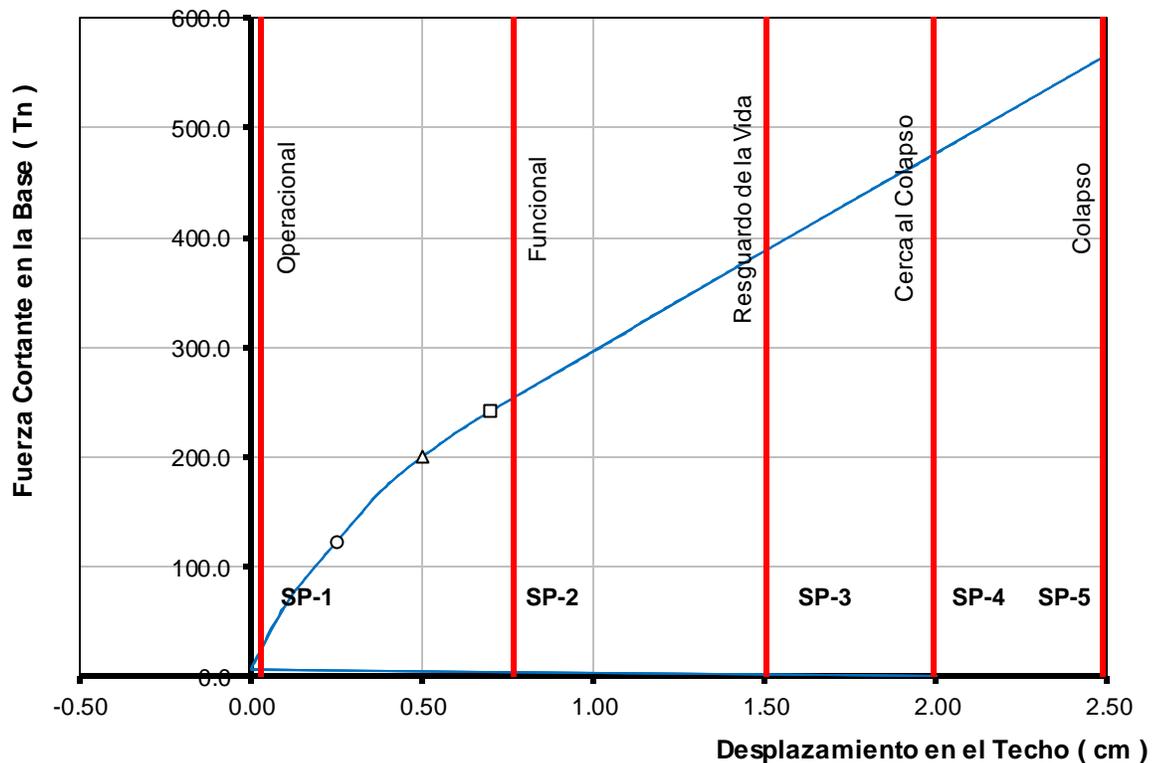


Tabla 5.3 - Sismos de Análisis y Desempeño Esperado (VISION 2000) Edificio A en dirección X-X)

		Operacional SP-1	Funcional SP-2	Resguardo de la Vida SP-3
Nivel de Demanda	Sismo Ocasional (50%/ 50 años)		☺	
	Sismo Raro (10%/ 50 años)		☺	
	Sismo Muy Raro (5%/ 50 años)		☺	

COMENTARIO :

Se observa que para sismos ocasionales, el edificio A en la dirección X-X cumple adecuadamente el rango operacional, como también el rango Funcional, más en el rango de resguardo de la vida, cumple más que adecuadamente su función para un sismo Muy Raro. De acuerdo a los resultados, se concluye que el edificio analizado sobre suelo intermedio cumple adecuadamente su función sin presentar muchos daños en la edificación. En sismos raros y muy raros, el edificio no presentaría mayores daños.

EDIFICIO A EN DIRECCIÓN Y-Y

En la Figura 5.3 se aprecian los resultados obtenidos en la curva capacidad en relación a los niveles de demanda sísmica y en la Tabla 5.4 se observa los resultados del desempeño de la edificación.

Figura 5.3 - Niveles de Comportamiento Estructural Edificio A en dirección Y-Y

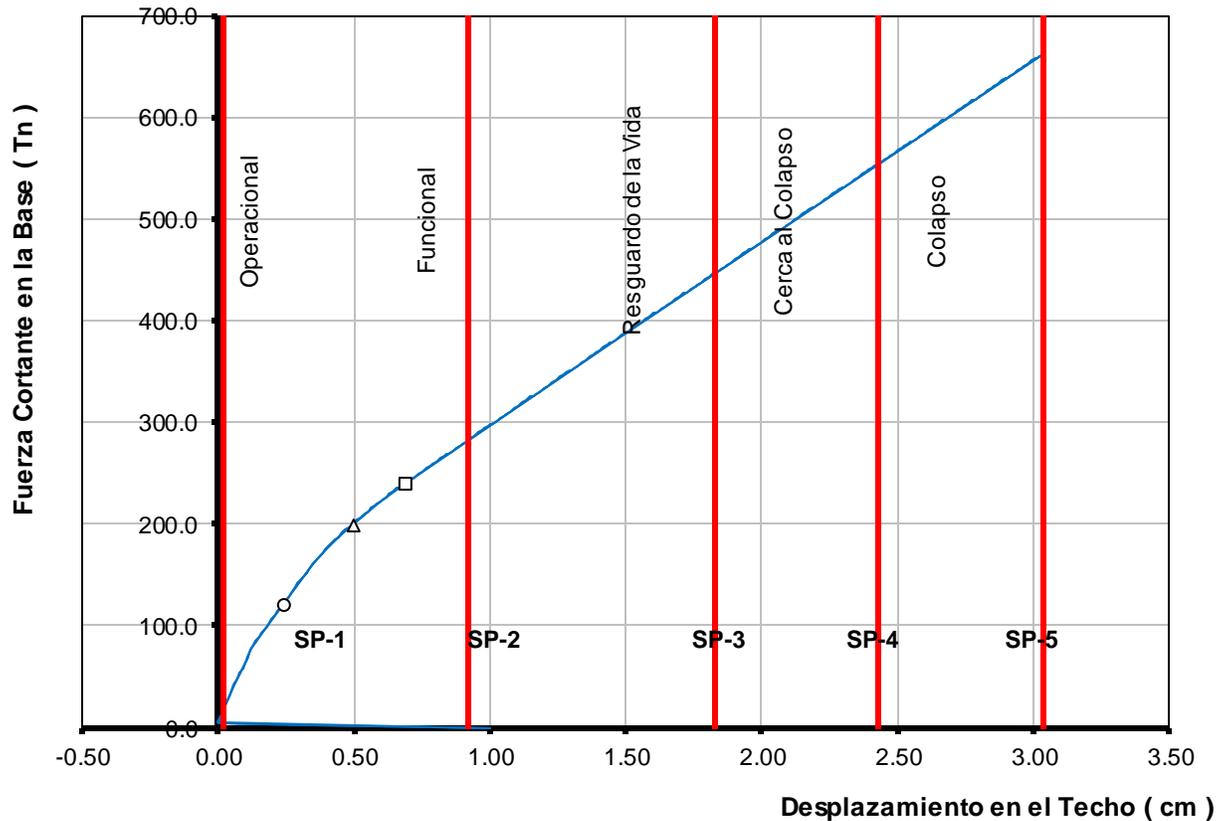


Tabla 5.4 - Sismos de Análisis y Desempeño Esperado (VISION 2000) Edificio A en dirección Y-Y)

		Operacional SP-1	Funcional SP-2	Resguardo de la Vida SP-3
Nivel de Demanda	Sismo Ocasional (50%/ 50 años)		☺	
	Sismo Raro (10%/ 50 años)		☺	
	Sismo Muy Raro (5%/ 50 años)		☺	

COMENTARIO :

Se observa que para sismos ocasionales, el edificio A en la dirección Y-Y cumple adecuadamente el rango operacional, como también el rango Funcional, más en el rango de resguardo de la vida, cumple más que adecuadamente su función para un sismo Muy Raro. De acuerdo a los resultados, se concluye que el edificio analizado sobre suelo intermedio cumple adecuadamente su función sin presentar muchos daños en la edificación. En sismos raros y muy raros, el edificio no presentaría mayores daños.

EDIFICIO B EN DIRECCIÓN X-X

En la Figura 5.4 se aprecian los resultados obtenidos en la curva capacidad en relación a los niveles de demanda sísmica y en la Tabla 5.5 se observa los resultados del desempeño de la edificación.

Figura 5.4 - Niveles de Comportamiento Estructural Edificio B en dirección X-X

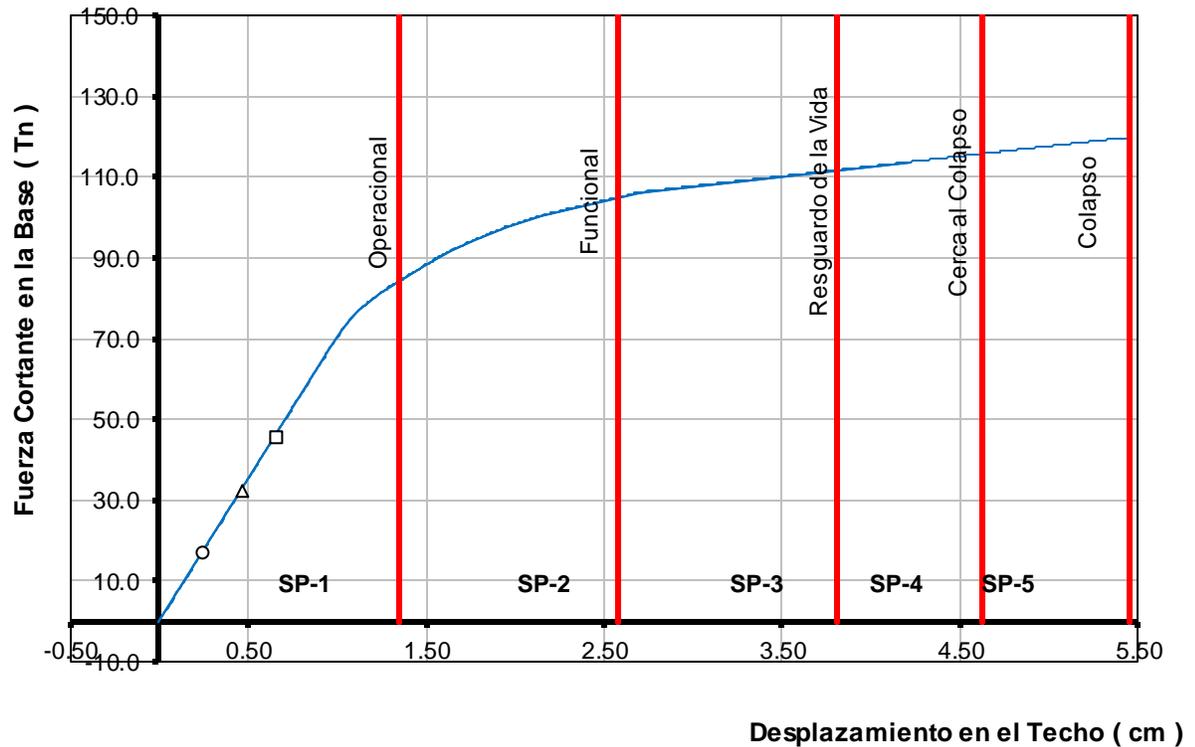


Tabla 5.5 - Sismos de Análisis y Desempeño Esperado (VISION 2000) Edificio A en dirección X-X)

		Operacional SP-1	Funcional SP-2	Resguardo de la Vida SP-3
Nivel de Demanda	Sismo Ocasional (50%/ 50 años)	☺		
	Sismo Raro (10%/ 50 años)	☺		
	Sismo Muy Raro (5%/ 50 años)	☺		

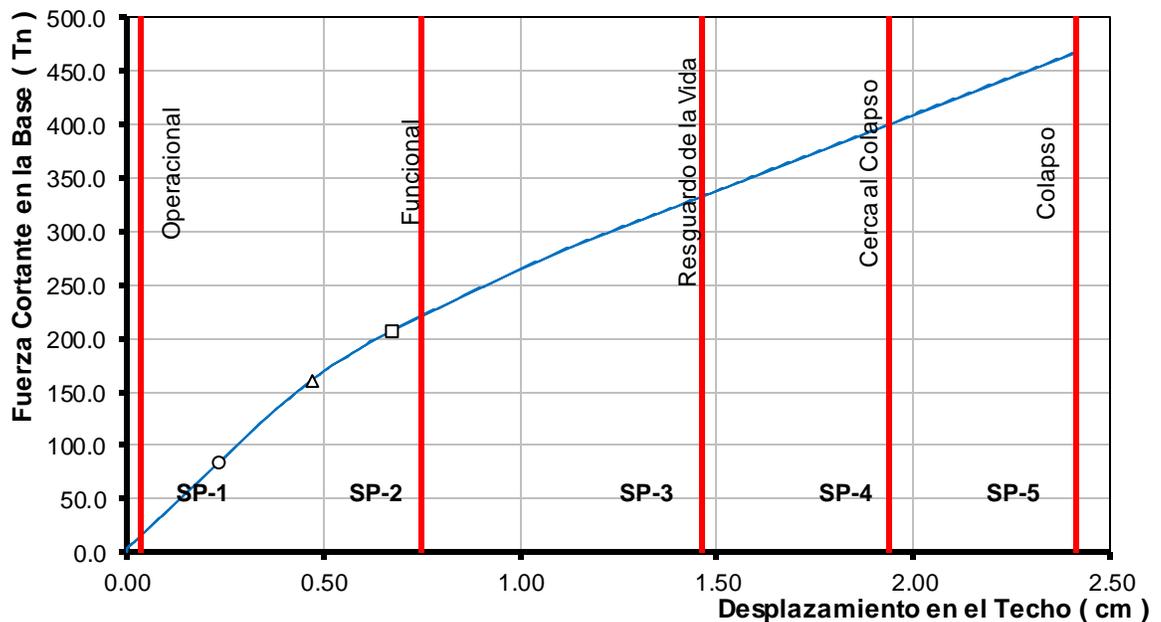
COMENTARIO :

Se observa que para sismos ocasionales, el edificio B en la dirección X-X cumple adecuadamente el rango operacional, como también el rango Funcional, más en el rango de resguardo de la vida, cumple más que adecuadamente su función para un sismo Muy Raro. De acuerdo a los resultados, se concluye que el edificio analizado sobre suelo intermedio cumple adecuadamente su función sin presentar muchos daños en la edificación. En sismos raros y muy raros, el edificio no presentaría mayores daños.

EDIFICIO A EN DIRECCIÓN Y-Y

En la Figura 5.5 se aprecian los resultados obtenidos en la curva capacidad en relación a los niveles de demanda sísmica y en la Tabla 5.6 se observa los resultados del desempeño de la edificación.

Figura 5.5 - Niveles de Comportamiento Estructural Edificio B en dirección Y-Y



**Tabla 5.6 - Sismos de Análisis y Desempeño Esperado (VISION 2000)
Edificio B en dirección Y-Y)**

		Operacional SP-1	Funcional SP-2	Resguardo de la Vida SP-3
Nivel de Demanda	Sismo Ocasional (50%/ 50 años)		☺	
	Sismo Raro (10%/ 50 años)		☺	
	Sismo Muy Raro (5%/ 50 años)		☺	

COMENTARIO :

Se observa que para sismos ocasionales, el edificio B en la dirección Y-Y cumple adecuadamente el rango operacional, como también el rango Funcional, más en el rango de resguardo de la vida, cumple más que adecuadamente su función para un sismo Muy Raro. De acuerdo a los resultados, se concluye que el edificio analizado sobre suelo intermedio cumple adecuadamente su función sin presentar muchos daños en la edificación. En sismos raros y muy raros, el edificio no presentaría mayores daños.

CONCLUSIONES

En el desarrollo se ha dado que los edificios no sufrieron mayores modificaciones , en el transcurso de su vida útil y que además las resistencias obtenidas a través de los cálculos nos muestra resultados adecuados los cuales son para el Edificio A $f'c = 251.83 \text{ kg/cm}^2$ y Edificio B $f'c = 384.44 \text{ kg/cm}^2$ siendo superiores a la resistencia de diseño $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$. Mencionadas resistencias obtenidas por extracción de testigos de concreto están en el rango permisible según el ítem 5.6.5.4 de la NTE E.060 (Concreto Armado). Asimismo, en el ítem 5.6.5.4 de la NTE E060 (Concreto Armado) del Reglamento Nacional de edificaciones, se especifica que: *EL CONCRETO DE LA ZONA REPRESENTADA POR LOS NUCLEOS DE CONCRETO SE CONSIDERA ESTRUCTURALMENTE ADECUADO SI EL PROMEDIO ES POR LO MENOS IGUAL AL 85% DE f_c Y CUANDO NINGUN NUCLEO TIENE UNA RESISTENCIA MENOR DEL 75% DE f_c* De acuerdo al estudio de los materiales, los edificios que tienen un concreto estructuralmente aceptable y los edificios no cumplen con este criterio, se muestran en la siguiente tabla.

EDIFICIO	CONCRETO ACEPTABLE SEGÚN E- 060 5.6.5.4	
	CUMPLE	NO CUMPLE
A	X	
B	X	

Según la NTE E-030, las distorsiones por desplazamientos máximas permitidas de acuerdo al sistema estructural son:

Tabla N° 8	
LÍMITES PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO	
Estos límites no son aplicables a naves industriales	
Material Predominante	($D_i / h_{e,i}$)
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010

Se muestra en el siguiente cuadro resumen los edificios que cumplen con las distorsiones máximas permitidas por la NTP E030 según el análisis sísmico.

EDIFICIO	CUMPLE LIMITES PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTRE PISO	
	EJE XX	EJE YY
A	X	X
B	X	X

En el Artículo 13 de la NTE E.030 (Diseño sísmo resistente) del Reglamento Nacional de Edificaciones, se establece que de acuerdo a la Categoría de la Edificación y la zona donde se ubique, esta deberá proyectarse observando las características de regularidad y empleando los sistemas estructurales de la Tabla nro.7 de la referida Norma.

Tabla N° 7
CATEGORÍA Y ESTRUCTURA DE LAS EDIFICACIONES

Categoría de la Edificación.	Regularidad Estructural	Zona	Sistema Estructural
A (*)	Regular	3	Acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual
		2 y 1	Acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual, Madera
B	Regular o Irregular	3 y 2	Acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual, Madera
		1	Cualquier sistema.
C	Regular o Irregular	3, 2 y 1	Cualquier sistema.

Se efectuó el análisis sísmico de la estructura, con sus características ya determinadas para evaluar su comportamiento frente a eventos sísmicos, para lo cual fue necesario considerar los parámetros de sitio del suelo, condiciones geotécnicas, y parámetros del suelo.

De acuerdo a la Metodología empleada del COMITÉ VISIÓN 2000 de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC 1999), los resultados del desempeño sísmico mostrados en el presente cumplen adecuadamente los niveles de desempeño requeridos

A través de los ensayos y estudios realizados se ha mostrado que las edificaciones no tienen un adecuado mantenimiento, ya que presentan fisuras, desmoronamiento de la pintura por presencia de humedad.

RECOMENDACIONES

Con los equipos utilizados, se puede determinar la calidad del Concreto Armado, en los elementos estructurales, sin embargo, no se ha realizado ensayos que califiquen la calidad de las unidades de albañilería y de los muros de la construcción, por tanto se recomienda desarrollar ensayos para determinar las características de la albañilería como por ejemplo ensayos de murete a compresión diagonal, ensayos de pilas a compresión axial, que complementen la evaluación de la estructura.

Se debe seguir las Normas del Reglamento de Edificaciones y respetar los procedimientos constructivos habituales y recomendados, para poder construir una edificación segura y así evitar riesgos.

Se recomienda demolición del Cerco Perímetro, puesto que se encuentra en total deterioro, malas condiciones y no tiene las mínimas condiciones de seguridad.

Por todo lo mencionado anteriormente se recomienda:

EDIFICIO	C1	C2	C3
A	X		X
B	X	X	X



C1	<ul style="list-style-type: none">• Reforzar ensanchando las columnas de concreto armado para que trabaje como un sistema estructural dual de concreto armado.
C2	<ul style="list-style-type: none">• Retirar el diafragma flexible por un diafragma rígido de concreto armado.
C3	<ul style="list-style-type: none">• Reparar mediante la inyección de resinas epóxicas las fisuras en columnas y vigas.

BIBLIOGRAFIA

LIBROS

- Albarracín Ñiquen, P. y Gallo Liendo, E. 2010. *Desempeño sísmico de un edificio aporticado de siete pisos diseñado con el reglamento nacional de construcciones y aceptando una deriva máxima de 1%*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.
- Blondet Saavedra, M. y Muñoz Peláez, A. 2004. *El colegio sismorresistente: Calibración de modelos de comportamiento*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.
- Córdova Rojas, C. *Seminario de promoción de la normatividad para el diseño y construcción de edificaciones seguras*. Córdova Ingenieros S.A.C, Perú.
- ETSI Caminos, C. y P. *Análisis Seccional. Introducción. Diagramas momento curvatura*. Universidade da Coruña, España.
- Fernández Villegas, J. y Navarro López, C. 2006. *Desempeño sísmico de un edificio aporticado de seis pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.
- Guevara Huatuco, D. y Torres Arias, P. 2012. *Diseño de un edificio aporticado con amortiguadores de fluido – viscoso en disposición diagonal*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.
- Safina Melone, S. 2003. *Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico*. Universidad Politécnica de Catalunya, España.

- Universidad Nacional Autónoma de México. *Relaciones $m-\phi$ como herramienta en la evaluación y diseño sísmico de estructuras de concreto reforzado*. México.

PAGINAS WEB

Desempeño sísmico

- http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/123456789/974/BORDA_MEZA_LUIS_EDIFICIO_APORTICADO_SEIS_PISOS.pdf?sequence=1
- <http://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6230/04CAPITULO3.pdf;jsessionid=AFFAD12D798EDCB5FE1C5F16ECBBDFAA.tdx1?sequence=4>
- <http://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6226/15CAPITULO6.pdf?sequence=15>

Demanda sísmica

- <https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/6408/06.pdf?sequence=7&isAllowed=y>

Visión 2000

- http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/123456789/1067/HUERTA_AUCASIME_YANNET_DESEMPE%C3%91O_ANTISISMICO_EDIFICIO_EDUCATIVO.pdf?sequence=1
- <http://cybertesis.uach.cl/tesis/uach/2009/bmfci618d/doc/bmfci618d.pdf>

Momento curvatura

- <http://es.scribd.com/doc/60379558/Relacion-Momento-curvatura-rev0#scribd>



ANEXOS

- **Panel Fotográfico**
- **Ensayos de Clasificación de Suelos - SUCS**
- **Ensayos de Resistencia del Concreto**
- **Modelamiento en ETABS - Inelástico**
- **Planos**

ESTADO ACTUAL DEL EDIFICIO “A”



Vista posterior del edificio



Vista posterior desde otra vista



Vista frontal del edificio



Se observa como apareció rajaduras en los encuentros entre muros y pórticos



Se observa como el depósito del bloque se encuentra en mal estado



Vista de sistema estructural de pórticos de C.A. en una de las direcciones



Rajaduras en la cerámica de los servicios
higiénicos



Una grieta de forma vertical



Se observa una grieta a lo largo de toda pared



Presencia de grietas diagonales

ESTADO ACTUAL DEL EDIFICIO “B”



Vista posterior del edificio



Vista Frontal del edificio



Presencia de grietas verticales; son grietas debido a la flexión y deflexión producto de la ausencia de un diafragma rígido.



Presencia de grietas en los encuentros de muros y columna, esto se ha ocasionado por ausencia de juntas dilatación.



Deterioro del techo de fibrocemento tipo ondulado debido a la humedad y efecto de erosión del medio ambiente.



Vista de sistema estructural de pórticos de concreto armado en una de las direcciones principales. La NTE E030, prohíbe este tipo de sistema estructural en la zona 3 para edificaciones esenciales.

“ESTADO ACTUAL SSHH - DEPOSITO”



Presencia de Humedad en base de muros
al exterior del servicio higiénico



Rajaduras profundas entre el muro y la losa



Vista frontal



Grietas verticales entre la viga y el muro.

“ESTADO ACTUAL DEL CERCO PERIMETRICO”



Vista frontal



Grietas verticales entre la viga y el muro.



Se observa como se ha dado estabilidad a los muros



Otro encuentro de muro resanado para mantener su estabilidad

EXTRACCION DE MUESTRAS DE DIAMANTINA



Vista de proceso de extracción de muestra



Vista de muestra extraída



Vista de proceso de extracción de muestra



Vista de muestra extraída



Vista de proceso de extracción de muestra M-6



Vista de proceso de extracción de muestra M-7
(FALLÓ)



Vista de proceso de extracción de muestra M-8



Muestras listas para ser ensayadas



ENSAYOS DE MECÁNICA DE SUELOS

- *Densidad In Situ*
- *Contenido de Humedad*
- *Peso Específico*
- *Análisis Granulométrico*



ENSAYOS DE RESISTENCIA DEL CONCRETO

- *F'c Diamantina*



MODELAMIENTO EN ETABS - INELÁSTICO

- Edificio “A”
- Edificio “B”



PLANOS

1. PLANO DE DISTRIBUCION GENERAL	T-01
2. PLANO DE DISTRIBUCION DE EDIFICIOS	T-02
3. PLANO DE ESTRUCTURAS GENERAL	T-03
4. PLANO DE ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS	T-04
5. PLANO DE VIGAS GENERAL	T-05
6. PLANO DE VIGAS DE EDIFICIOS	T-06
7. PLANO DE ALIGERADOS GENERAL	T-07
8. PLANO DE ALIGERADOS DE EDIFICIOS	T-08
9. PLANO DE DETALLE DE COLUMNAS GENERAL	T-09
10. PLANO DE DETALLE DE COLUMNAS DE EDIFICIOS	T-10
11. PLANO DE PUNTOS DE ESCLEROMETRO GENERAL	T-11
12. PLANO DE PUNTOS DE ESCLEROMETRO DE EDIFICIOS	T-12
13. PLANO DE ROTULACION DE EDIFICIOS	T-13
14. PLANO DE UBICACIÓN Y LOCALIZACION	T-14

EDIFICIO A

