

**UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA

CIVIL



**TESIS:**

**“EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL  
BLOQUE III DEL CEBE FELIX Y CAROLINA DE  
REPETTI – TACNA”**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE  
INGENIERO CIVIL

**PRESENTADO POR :**

***BELZÚ FERNANDEZ PAUCAR, JORGE M. A.***

***PACO CONDORI, KEVYN EDINSON***

**TACNA, 2016**

## **AGRADECIMIENTO Y DEDICATORIA**

Este proyecto de tesis es el resultado del esfuerzo conjunto de dos partes, que trabajaron conjuntamente en todo momento. Por esto agradezco a nuestra asesora de tesis Ing. Dina Cotrado Flores, directora de la escuela profesional de Ingeniería Civil - EPIC, por brindarnos su apoyo y tiempo, para el éxito de este proyecto de tesis.

Fue un camino duro por el que se pasó para concluir con los estudios profesionales, más ahora ya en la cúspide de estos, se agradece a los docentes que nos brindaron sabiduría y conocimientos en Ingeniería durante nuestra formación en las aulas de la Universidad Privada de Tacna.

Y finalmente un eterno agradecimiento a esta prestigiosa universidad la cual abre sus puertas a jóvenes como nosotros, preparándonos para un futuro competitivo y formándonos como personas de bien.

*Me gustaría dedicar esta Tesis a toda mi familia.*

*Para mis padres Nelly y Pedro, por su comprensión  
y ayuda en momentos malos y menos malos.*

*Me han dado todo lo que soy como persona,  
sin pedir nunca nada a cambio.*

*Para mi esposa Emily, a ella especialmente le  
dedico esta Tesis. Por su paciencia, por su  
comprensión, por su empeño, por su fuerza,  
por su amor, porque la quiero. Nunca le podré  
estar suficientemente agradecido.*

*Para mi hija, Eymi. Ella es lo mejor que  
me ha pasado, y ha venido a este mundo  
para darme el último empujón para terminar  
la tesis. Es sin duda mi referencia  
para el presente y para el futuro.*

**Jorge Marco Antonio Belzú Fernandez Paucar**

*Dedico este proyecto de tesis a Dios, a mis padres,  
a mi hermana y a mi compañera de vida.*

*A Dios porque ha estado conmigo en cada paso que doy,  
cuidándome y dándome fortaleza para continuar,  
a mis padres, quienes a lo largo de mi vida  
han velado por mi bienestar y educación,  
depositando su entera confianza  
en cada reto que se me presentaba  
sin dudar ni un solo momento  
en mi inteligencia y capacidad.*

*A mi hermana por engreírme en la necesidad  
y otorgarme su apoyo incondicional,  
y a mi compañera de vida  
por estar a mi lado en todo momento,  
dándome compañía e ideas para un bien futuro.*

*Es por ellos que soy lo que soy ahora.*

*Los amo con mi vida.*

***Kevyn Edinson Paco Condori***

## **CONTENIDO DE LA TESIS**

El CAPITULO I, muestra los antecedentes y justificación para este tema de tesis, como también los objetivos a concluir para el éxito de esta tesis.

El CAPITULO II, realiza la teoría que se usará en esta tesis, como es la propuesta del comité VISION 2000 – SEAOC 1999, que nos proporciona parámetros para realizar el desempeño sísmico de las construcciones a evaluar.

El CAPITULO III, refiere a las propiedades del terreno como también a lo descriptivo sobre las edificaciones a evaluar, como son la descripción de la zona de estudio, estudio de clasificación de suelo, elaboración de planos de replanteo, el estado estructural y la evaluación de los materiales en los elementos estructurales.

El CAPITULO IV, trata de los resultados obtenidos por un modelo elástico y un análisis inelástico, obtenidos a través de modelamientos en el ETABS v.9.7.4, los cuales serán modelados lo más semejante posible a lo real.

El CAPITULO V, refiere a la teoría del capítulo II aplicada en las edificaciones del bloque III, teniendo en cuenta los resultados del capítulo IV.

En la parte final de la tesis, se observan las conclusiones, recomendaciones, bibliografía y anexos.

## INDICE

<b>AGRADECIMIENTO Y DEDICATORIA</b> .....	<b>1</b>
<b>CONTENIDO DE LA TESIS</b> .....	<b>4</b>
<b>INDICE</b> .....	<b>5</b>
<b>CAPITULO I: INTRODUCCION</b> .....	<b>7</b>
• <b>1.1 ANTECEDENTES Y JUSTIFICACIÓN</b> .....	<b>7</b>
• <b>1.2 OBJETIVOS</b> .....	<b>8</b>
<b>CAPITULO II: MARCO TEORICO</b> .....	<b>9</b>
• <b>2.1 OBJETIVOS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO</b> .....	<b>9</b>
• <b>2.2 PROPUESTA DEL COMITÉ VISIÓN_2000 – SEAOC 1999</b> .....	<b>10</b>
2.2.1 <i>Niveles de Desempeño</i> .....	<b>10</b>
2.2.2 <i>Amenaza Sísmica</i> .....	<b>14</b>
2.2.3 <i>Objetivos de Desempeño</i> .....	<b>14</b>
• <b>2.3 DEMANDA SÍSMICA</b> .....	<b>15</b>
2.3.1 <i>Peligro Sísmico</i> .....	<b>15</b>
2.3.2 <i>Representación de la Demanda Sísmica para fines de Ingeniería Estructural</i> .....	<b>17</b>
<b>CAPITULO III: EVALUACION ESTRUCTURAL</b> .....	<b>22</b>
• <b>3.1 DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO</b> .....	<b>22</b>
3.1.1 <i>Ubicación</i> .....	<b>22</b>
3.1.2 <i>Imagen satelital</i> .....	<b>22</b>
3.1.3 <i>Área</i> .....	<b>24</b>
3.1.4 <i>Ambientes</i> .....	<b>24</b>
• <b>3.2 ESTUDIO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS - SUCS</b> .....	<b>25</b>
3.2.1 <i>Densidad de In Situ</i> .....	<b>25</b>
3.2.2 <i>Contenido Húmedo</i> .....	<b>26</b>
3.2.3 <i>Peso Específicos de Sólidos</i> .....	<b>26</b>
3.2.4 <i>Análisis Granulométrico</i> .....	<b>27</b>
3.2.5 <i>Clasificación del Suelo SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos)</i> 28	
• <b>3.3 ESTADO ESTRUCTURAL</b> .....	<b>29</b>
3.3.1 <i>Edificio “F”</i> .....	<b>30</b>
3.3.2 <i>Edificio “G”</i> .....	<b>31</b>
3.3.3 <i>Edificio “H”</i> .....	<b>32</b>
3.3.4 <i>Edificio “K”</i> .....	<b>33</b>
• <b>3.4 ELABORACIÓN DE PLANOS DE REPLANTEO</b> .....	<b>34</b>
• <b>3.5 EVALUACIÓN DE LOS MATERIALES</b> .....	<b>35</b>
3.5.1 <i>Especificaciones Técnicas</i> .....	<b>35</b>
3.5.2 <i>Pruebas de diamantina</i> .....	<b>35</b>
3.5.3 <i>Ensayos con esclerómetro</i> .....	<b>36</b>
3.5.4 <i>Correlación de diamantina y esclerometría</i> .....	<b>37</b>
<b>CAPITULO IV: ANALISIS SISMICO</b> .....	<b>38</b>
• <b>4.1 DESCRIPCIÓN DE LOS EDIFICIOS</b> .....	<b>38</b>
• <b>4.2 MODELO ELÁSTICO SEGÚN NTE E.030</b> .....	<b>40</b>

4.2.1	Edificio "F" .....	41
4.2.2	Edificio "G" .....	45
4.2.3	Edificio "H" .....	49
4.2.4	Edificio "K" .....	53
4.2.5	Masas de los Edificios .....	57
4.2.6	Resultados del análisis de frecuencias .....	57
• 4.3	<b>MODELO INELÁSTICO</b> .....	59
4.3.1	Características del Concreto y del Acero.....	59
4.3.2	Comportamiento Inelástico de las Secciones.....	62
• 4.4	<b>ANÁLISIS INELÁSTICO INCREMENTAL Y ESPECTRO DE CAPACIDAD</b> .....	65
4.4.1	Curva de Capacidad.....	65
4.4.2	Determinación de los Niveles de Comportamiento Sísmico .....	70
<b>CAPITULO V: EVALUACION DEL DESEMPEÑO SISMICO</b> .....		<b>78</b>
• 5.1	<b>REPRESENTACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA</b> .....	78
5.1.1	Espectro de Demanda .....	78
• 5.2	<b>EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO</b> .....	79
5.2.1	Determinación del Punto de Demanda .....	79
5.2.2	Desempeño Sismorresistente.....	81
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b> .....		<b>90</b>
•	<b>CONCLUSIONES</b> .....	90
•	<b>RECOMENDACIONES</b> .....	92
<b>BIBLIOGRAFIA</b> .....		<b>93</b>
•	<b>TEXTOS</b> .....	93
•	<b>PÁGINAS WEB</b> .....	94
<b>ANEXOS</b> .....		<b>96</b>
•	<b>PANEL FOTOGRÁFICO</b> .....	96
•	<b>ESTADO ACTUAL DE LAS EDIFICACIONES</b> .....	96
•	<b>ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS - SUCS</b> .....	96
•	<b>ENSAYOS DE RESISTENCIA DEL CONCRETO</b> .....	96
•	<b>MODELAMIENTO EN ETABS - INELÁSTICO</b> .....	96
•	<b>PLANOS</b> .....	97

## **CAPITULO I: INTRODUCCION**

### **1.1 Antecedentes y Justificación**

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, 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.

Es por este motivo, que muchos países desarrollados y conscientes del efecto devastador de estos fenómenos, han desarrollado metodología para reducir la vulnerabilidad de sus edificaciones durante y después de los mismos, evaluando si las estructuras son seguras para aportar y seguir funcionando ante el embate de estos terremotos.

Tal es así que aunque inicialmente el objetivo de la Ingeniería Sismorresistente estaba orientado casi exclusivamente a evitar el colapso de las edificaciones durante terremotos fuertes; paulatinamente, se han incorporado nuevos objetivos relacionados con el comportamiento esperado ante diferentes niveles de sismo y se han incorporado también, criterios asociados al daño en los elementos no estructurales y a los costos de reparación como es el caso de la SEAOC 1999.

La propuesta del SEAOC fue desarrollada en 1995 a través del COMITÉ VISION 2000 y aparece en el Apéndice I del libro “Recommended Lateral Force Requirements and Commentary.” 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.

En ese sentido, se desarrolla la tesis Titulado: EVALUACION DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL BLOQUE III DEL CEBE FELIX Y CAROLINA DE REPETTI – TACNA, siguiendo las sugerencias del comité VISION\_2000 de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC 1999).



## 1.2 Objetivos

- OBJETIVO GENERAL
  - Evaluar el estado estructural y el desempeño sísmico del Bloque III del Cebe Felix y Carolina de Repetti, bajo las sugerencias del comité Visión 2000 de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC 1999).
  
- OBJETIVOS ESPECÍFICOS
  - Evaluar la edificación existente mediante la evaluación del estado estructural, levantamiento topográfico y estudio de materiales.
  - Verificar el estado estructural actual y establecer el grado de seguridad de sus estructuras mediante la aplicación de la NTE E.030.
  - Evaluar el desempeño sísmico bajo las sugerencias del comité Visión 2000 de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC 1999).

## CAPITULO II: MARCO TEORICO

### 2.1 Objetivos del Desempeño Sísmico

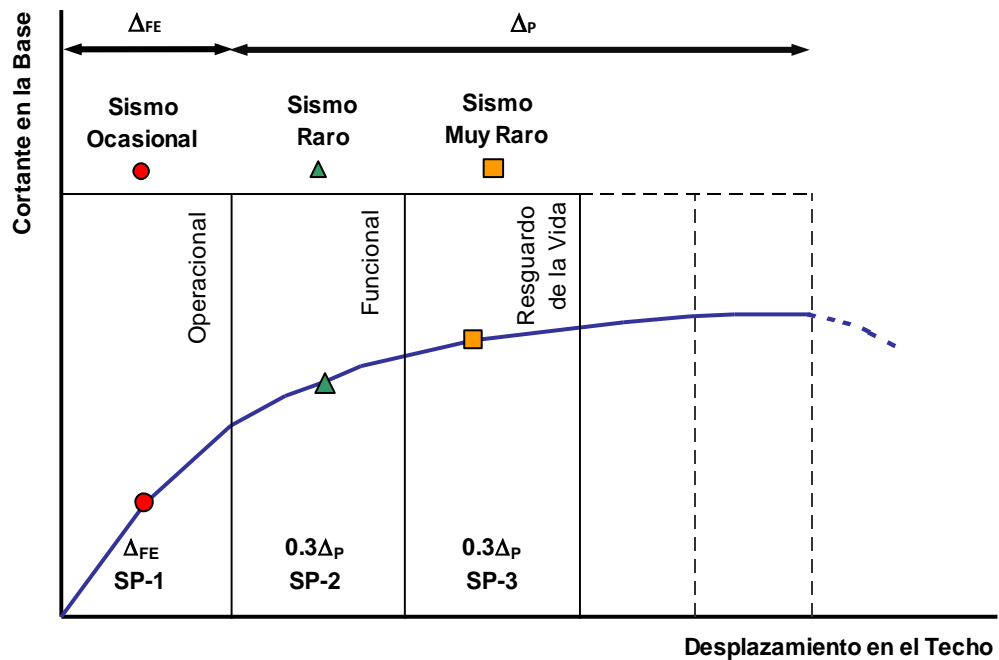
En el Perú se hace mención en la Reglamento Nacional de Edificaciones, en la norma E.030, sobre los centros educativos que son considerados edificaciones esenciales, debido a que cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo (RNE E.030, 2003). Por esta razón, los objetivos de desempeño sísmico para este centro educativo básico especial serán considerados por las sugerencias del comité Visión 2000 del SEAOC 1999, los cuales se muestran en Tabla 2.1 de a continuación.

**Tabla 2.1 – Niveles de Desempeño para Edificaciones Esenciales según el SEAOC 1999**

		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)			

La metodología de evaluación del desempeño sismorresistente propuesta por el SEAOC (1999) consistirá en confrontar la respuesta inelástica estimada de las edificaciones esenciales con los objetivos adoptados para estas edificaciones. La respuesta estimada se tomará como el desplazamiento en la azotea, calculado ante cada uno de los niveles de peligro sísmico establecidos, como se muestra en la Figura 2.1.

Figura 2.1 - Comportamiento Esperado para Edificaciones Esenciales



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

Las edificaciones estudiadas cumplirán los objetivos de desempeño si los desplazamientos de respuesta se ubican en las zonas correspondientes a los niveles de desempeño esperado, ante cada nivel de amenaza sísmica.

## 2.2 Propuesta del Comité Visión\_2000 – SEAOC 1999

La propuesta del SEAOC fue desarrollada en 1999 a través del COMITÉ VISION 2000 y aparece en el Apéndice I del libro “Recommended Lateral Force Requirements and Commentary.” 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

Los niveles de desempeño sísmico propuestos por el SEAOC (1999) se definen por el nivel de daño que puede presentarse en una edificación por efecto de los sismos, tanto en el sistema estructural como en las componentes no estructurales.

- *Niveles de Comportamiento Estructural*

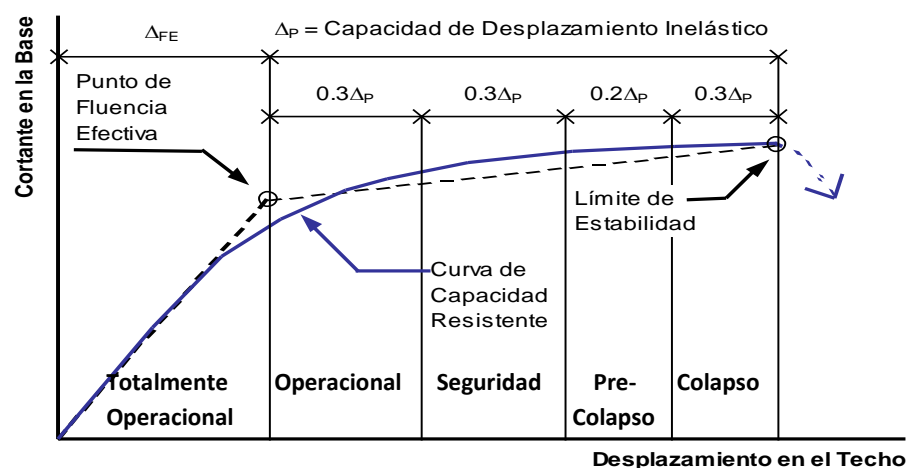
Se consideran cinco niveles de desempeño estructural (SP1 a SP5) que corresponden a sectores definidos de la curva de capacidad de la estructura y de los diagramas fuerza - deformación de sus elementos. Para sectorizar la curva de capacidad y los diagramas fuerza - deformación de los elementos se debe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

El *Desplazamiento de Fluencia Efectiva* ( $\Delta_{FE}$ ) 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* ( $\Delta_P$ ) 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  $\Delta_P$  a las cuales se asocia un nivel de desempeño, tal como se muestra en la Figura 2.2.

**Figura 2.2 - Sectorización de la Curva de Capacidad**



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

Los límites de cada nivel de desempeño se pueden representar por el porcentaje del  $\Delta_P$  consumido, al que se denomina *IDDR* por sus siglas en inglés (*Inelastic Displacement Demand Ratio*).

La Tabla 2.2 presenta los niveles de desempeño estructural asociados a un valor de *IDDR* y presenta una breve descripción del daño esperado.

**Tabla 2.2 - Niveles de Comportamiento Estructural**

Nivel de Desempeño Estructural		Descripción	Límite de Desplazamiento del Sistema	<i>IDDR</i>
SP-1	Operacional	Daño estructural muy limitado, que puede considerarse despreciable. La estructura no presenta pérdida significativa en su rigidez y resistencia.	$\Delta_{FE}$	$\approx 0\%$
SP-2	Funcional	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.	$\Delta_{FE} + 0,3 \cdot \Delta_P$	$< 30\%$
SP-3	Resguardo de la Vida	El daño es de moderado a grande. Es necesario hacer varias reparaciones. La estructura mantiene algún margen ante el colapso total o parcial.	$\Delta_{FE} + 0,6 \cdot \Delta_P$	$< 60\%$
SP-4	Cerca al Colapso	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 del sistema.	$\Delta_{FE} + 0,8 \cdot \Delta_P$	$< 80\%$
SP-5	Colapso	Gran daño. Los elementos portantes han perdido total o parcialmente su capacidad de soportar carga. El colapso parcial es inminente o ha ocurrido ya.	$\Delta_{FE} + \Delta_P$	$\approx 100\%$

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

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.

- 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 2.3 presenta los valores del cociente pérdida / valor asociados a cada nivel de desempeño no estructural, junto a una breve descripción del daño.

**Tabla 2.3 - Niveles de Comportamiento No Estructural**

Nivel de desempeño No Estructural		Descripción	Pérdida / valor
NP-1	Operacional	El daño que puede haber se considera despreciable a ligero.	0 - 10%
NP-2	Funcional	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.	5 - 30%
NP-3	Resguardo de la Vida	El daño a los elementos no estructurales es considerable y algunos sistemas podrían estar inoperativos.	20 - 50%
NP-4	Cerca al Colapso	El daño a los elementos no estructurales es excesivo, pero no llegan al colapso. Los elementos aislados pueden estar seriamente dañados.	40 - 80%
NP-5	Colapso	El daño es total, casi todos los sistemas no estructurales han colapsado o tienen daño excesivo.	> 70%

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

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).

### 2.2.2 Amenaza Sísmica

Para evaluar el desempeño sismorresistente de los edificios, el SEAOC propone cuatro niveles de peligro sísmico definidos por un valor de la probabilidad de excedencia en 50 años de exposición. Los valores de la probabilidad de excedencia asociados a cada nivel de peligro sísmico y su equivalencia en valores del período de retorno se muestran en la Tabla 2.4 (sección 2.2.3).

### 2.2.3 Objetivos de Desempeño

Los objetivos de desempeño para el diseño sismorresistente de las edificaciones se definen por la combinación deseada entre los niveles de comportamiento esperado y los niveles de amenaza sísmica, según el tipo de edificación.

El SEAOC (1999) clasifica a las edificaciones en tres tipos, de acuerdo a su importancia: básicas, esenciales y de seguridad crítica.

Los objetivos de desempeño se suelen representar a través de una tabla de doble entrada llamada matriz de desempeño, en donde las filas corresponden a los niveles de demanda sísmica y las columnas corresponden a los niveles de comportamiento deseado. A continuación se muestra la matriz de desempeño:

**Tabla 2.4 - 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

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

El comportamiento inaceptable para cada tipo de edificación corresponde a los casilleros ubicados por encima de color respectivo. Los casilleros en blanco representan un comportamiento inaceptable para cualquier tipo de edificación.

## 2.3 Demanda Sísmica

En este capítulo se presenta una manera de representar el peligro sísmico con fines de ingeniería estructural. Primero se presentan dos enfoques para cuantificar el peligro sísmico por medio de los valores máximos del movimiento del terreno y se establecen niveles de amenaza en términos de probabilidades. Luego se estudia la manera de representar las sollicitaciones sísmicas sobre las estructuras mediante espectros de demanda.

### 2.3.1 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 sismotectónicas 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.

- *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 sismotectónico, 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 2.5 muestra el tiempo de vida útil sugerido para diferentes obras civiles. (Grases 1989)

**Tabla 2.5 - Tiempo de Vida Útil para diferentes Obras Civiles**

Obra Civil	Tiempo de Vida Útil
Instalaciones Nucleares	50 - 100 años
Equipos de estaciones eléctricas de alto voltaje	50 años
Puentes y viaductos de avenidas principales	100 años
Tanques de almacenamiento de combustible	30 años
Edificios para viviendas	50 años
Construcciones temporales que no amenacen obras de importancia mayor	15 años

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

- Niveles de Peligro Sísmico

Con el fin de evaluar el desempeño sismorresistente 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,  $T_R$ ) definido en función del tiempo de vida útil de las obras civiles y la probabilidad de excedencia.

La Tabla 2.6 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 2.6 - Niveles de Peligro Sísmico

		Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de Retorno $T_R$	Aceleración Máxima en Roca
Peligro Sísmico	Sismo Frecuente	69 %	43 años	0,20 g
	Sismo Ocasional	50 %	72 años	0,25 g
	Sismo Raro	10 %	475 años	0,40 g
	Sismo Muy Raro	5 %	975 años	0,50 g

Fuente: RIESGO SÍSMICO DE EDIFICIOS PERUANOS – Muñoz, A.; Tinman, M. y Quiun, D.

### 2.3.2 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.

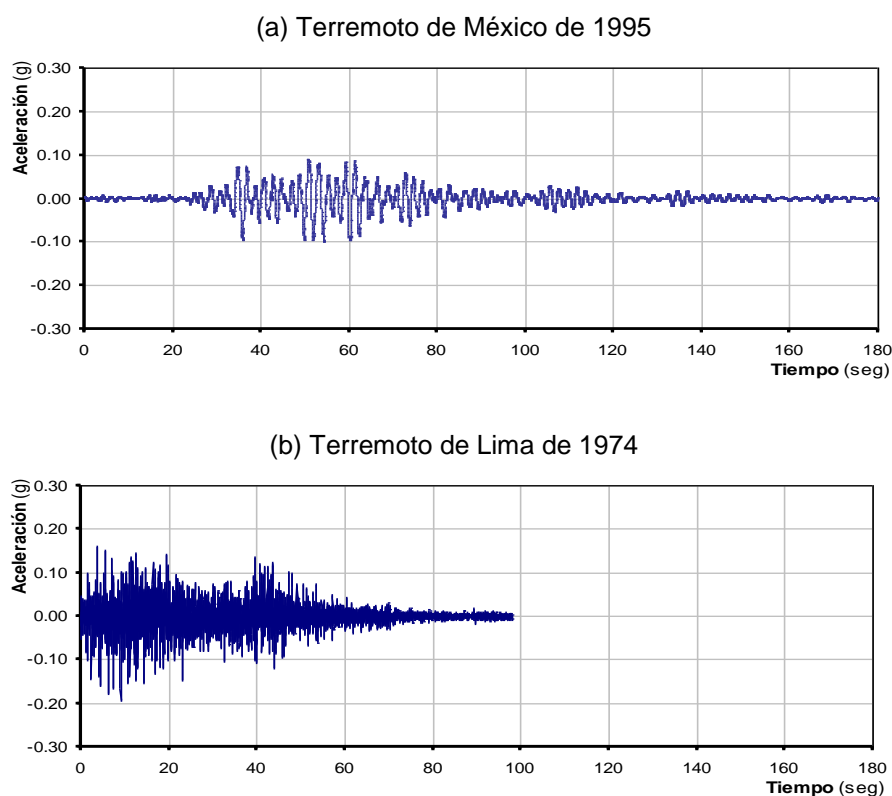
Los registros de aceleración en el tiempo obtenidos durante un sismo se denominan acelerogramas. Para representar la demanda sísmica, se construyen curvas espectrales que reúnen las respuestas máximas de estructuras sometidas a sollicitaciones sísmicas caracterizadas por acelerogramas.

- Acelerograma

Los acelerógrafos registran, durante un terremoto, las tres componentes de aceleración traslacional del suelo (dos horizontales y una vertical). Cada una de estas componentes, denominada acelerograma, constituye una función que para fines prácticos se maneja como un conjunto finito de puntos tiempo - aceleración.

La Figura 2.3 muestra el acelerograma correspondiente a la componente longitudinal del instrumento ubicado en México D.F., durante el terremoto de la ciudad de México de 1995 (NISEE 1995) y el acelerograma correspondiente a la componente N82W del instrumento ubicado en el Parque de la Reserva, Lima-Perú, durante el terremoto de la ciudad de Lima de 1974 (IGP 1974).

**Figura 2.3 - Acelerogramas de México (1995) y Lima (1974)**



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

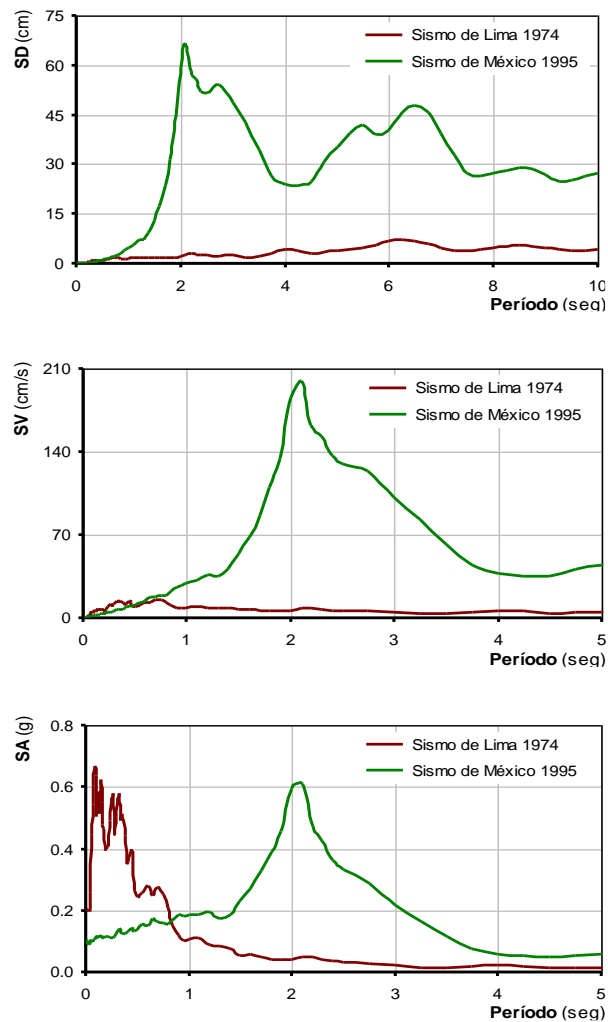
El acelerograma correspondiente a la Ciudad de México (Figura 2.3a) tiene una aceleración pico aproximada de 0,10 g, una duración de 180 s y una frecuencia fundamental cercana a 0,5 Hz. En cambio, el acelerograma correspondiente a la Ciudad de Lima (Figura 2.3b) tiene una aceleración pico aproximada de 0,20 g, una duración de 100 s y una frecuencia fundamental cercana a 3 Hz. Los valores de frecuencia estimados para cada acelerograma corresponden a los esperados en suelo flexible (México) y suelo rígido (Lima), respectivamente.

- Espectro de Respuesta

El espectro de respuesta es un diagrama que contiene el máximo valor de la respuesta (aceleración, velocidad o desplazamiento) de un grupo de estructuras de un grado de libertad, sometidas a una aceleración en su base correspondiente a un acelerograma determinado.

La Figura 2.4 muestra los espectros de desplazamiento, velocidad y aceleración para los acelerogramas de México y de Lima mostrados en las Figuras 2.3a y 2.3b.

**Figura 2.4 - Espectros de respuesta para las señales de México (1995) y Lima (1974)**



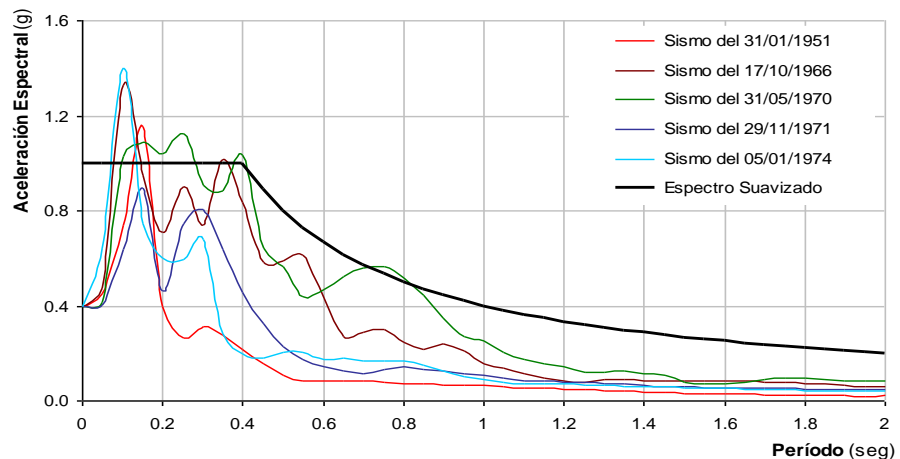
Fuente: EL COLEGIO SISMORRESISTENTE: CALIBRACIÓN DE MODELOS DE COMPORTAMIENTO – Blondet Saavedra, M. y Muñoz Peláez, A. (2004)

En los espectros de desplazamiento y velocidad se observa que las ordenadas espectrales correspondientes al sismo de México son mayores que las correspondientes al sismo de Lima.

Los espectros de aceleraciones de ambos sismos muestran que para períodos menores que 0,8 s aproximadamente, las aceleraciones del espectro limeño son mayores que las del espectro mexicano debido a la amplificación de aceleraciones para períodos cortos en suelo rígido. Para períodos mayores que 0,8 s, las aceleraciones del espectro mexicano son mayores que las del espectro limeño debido a la amplificación de aceleraciones para períodos cortos en suelo flexible.

Para representar la demanda sísmica en una región determinada se pueden construir espectros para acelerogramas característicos de la zona y aproximarlos a una curva espectral suavizada. La figura 2.5 muestra los espectros de aceleración correspondientes a cinco acelerogramas de la Costa Peruana, junto al espectro suavizado propuesto por la Norma Peruana Sismorresistente para esta zona (SENCICO 2003).

**Figura 2.5 - Espectros Elásticos de Aceleración y Espectro Suavizado para la Costa Peruana**



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

En la Figura 2.5 se observa que para un rango de períodos entre 0,1 s y 0,3 s aproximadamente, la aceleración espectral asociada al espectro suavizado es menor que la correspondiente a los espectros mostrados. Para períodos menores que 0,1 s y mayores que 0,3 s, la curva suavizada

presenta aceleraciones mayores que las asociadas a los espectros mostrados. La curva suavizada mostrada es una envolvente de la respuesta espectral de las estructuras ante varios eventos sísmicos característicos de la costa Peruana.

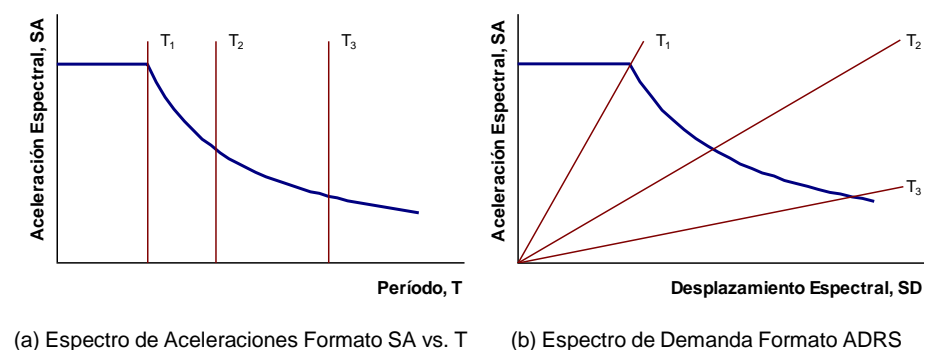
- **Espectro de Demanda**

El espectro de demanda es una representación gráfica de la respuesta estructural, en términos de aceleración y desplazamiento simultáneamente. En estos espectros la aceleración y el desplazamiento se disponen en el eje vertical y horizontal respectivamente. Este formato se conoce como *ADRS* (Espectro de Respuesta Aceleración - Desplazamiento, por sus siglas en inglés). Para convertir cada punto del espectro de aceleraciones ( $T, SA$ ), en un punto del espectro de demanda ( $SD, SA$ ), se emplea la siguiente relación entre la aceleración y el desplazamiento espectrales (ATC-40 1996):

$$SD = \frac{1}{4\pi^2} \times SA \times T^2$$

La Figura 2.4 muestra un espectro de aceleraciones (a) y su conversión al formato *ADRS* (b). Como se observa, en el espectro de formato  $SA$  vs.  $T$  las líneas verticales  $T_1$ ,  $T_2$  y  $T_3$  representan períodos constantes mientras que, en el formato *ADRS*, estos períodos se representan por líneas inclinadas que parten del origen. El formato *ADRS* es el más adecuado para los procedimientos de análisis de demanda - capacidad.

**Figura 2.4 - Espectros Elásticos**



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

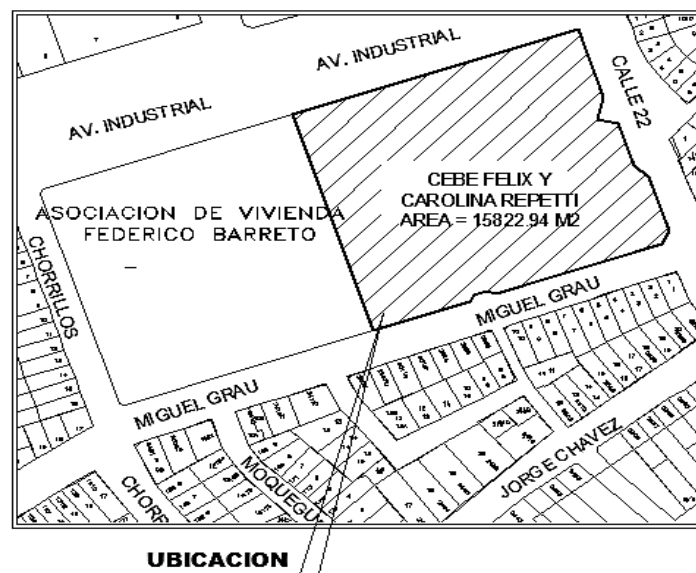
## CAPITULO III: EVALUACION ESTRUCTURAL

### 3.1 Descripción de la zona de estudio

#### 3.1.1 Ubicación

El Cebe Félix y Carolina Repetti se encuentra ubicado en la Asociación Federico Barreto S/N (Figura 3.1), en el Distrito De Pocollay, Provincia y Departamento de Tacna, y colinda:

**Figura 3.1 – Mapa de Ubicación del Cebe Félix y Carolina de Repetti en Tacna**



- Por el Norte : Av. Industrial
- Por el Sur : Calle Miguel Grau
- Por el Oeste : I.E. Federico Barreto y Calle Chorrillos
- Por el Este : Calle 22

#### 3.1.2 Imagen satelital

El CEBE FELIX Y CAROLINA DE REPETTI tiene por coordenadas geográficas las siguientes:

- Latitud : 17°59'42.33"S
- Longitud : 70°13'47.77"O
- Altitud: 656 m.s.n.m.

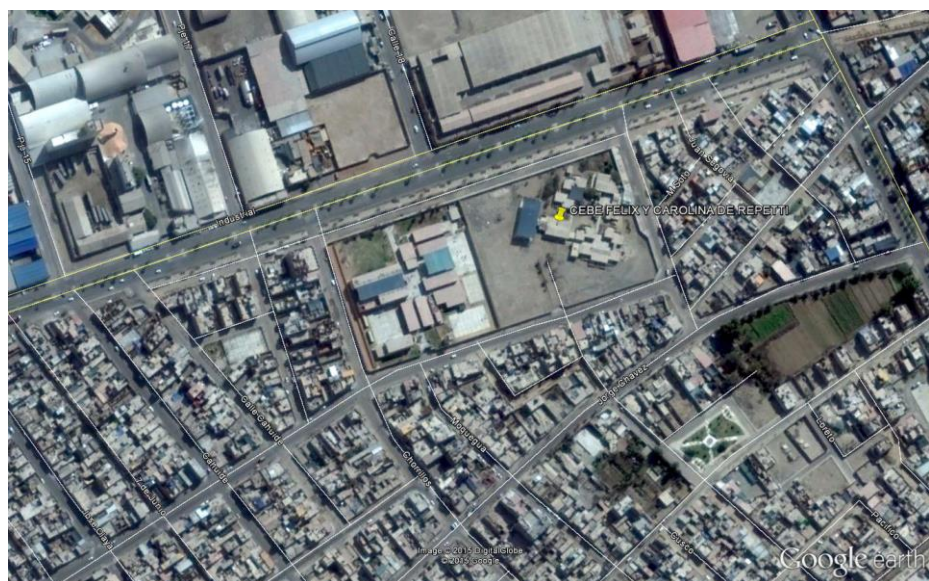
Su ubicación en la provincia de Tacna, esta denotada por la Figura 3.2, que indica la macro localización del área de estudio.

**Figura 3.2 - Macro localización del Cebe Felix y Carolina de Repetti en Tacna**



Su ubicación en la Asociación Federico Barreto, está indicada en la Figura 3.3, la cual indica la micro localización del área de estudio.

**Figura 3.3 - Micro localización del Cebe Felix y Carolina de Repetti en la Asoc. Federico Barreto - Tacna**





### 3.1.3 Área

El CEBE FELIX Y CAROLINA DE REPETTI tiene un área total de 15802.36 m<sup>2</sup>.

### 3.1.4 Ambientes

El CEBE FELIX Y CAROLINA DE REPETTI está conformado por 12 ambientes, donde las estructuras son de 01 piso, en su mayoría de configuración estructural irregular en planta y elevación. Se puede observar básicamente un sistema estructural: Pórticos de Concreto Armado, siendo los principales elementos: vigas, columnas, losas de concreto armado y muros de relleno conformado por ladrillos de arcilla cocida.

Los ambientes que corresponden a este tercer bloque, son:

- Edificio F
- Edificio G
- Edificio H
- Edificio K

La distribución de los ambientes en planta se encuentra en el Anexo Planos (06.- Plano de distribuciones de nombres).

### 3.2 Estudio de Clasificación de Suelos - SUCS

El método de exploración empleado en este estudio de clasificación de suelos, fue a través de una calicata a cielo abierto, llamada en este caso C-1. La calicata tiene una profundidad de 2.00 m. desde la rasante actual del terreno y se encuentra ubicada dentro del terreno de estudio. Con el objetivo de determinar la clasificación de suelos según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos), se procedió a determinar los siguientes ensayos: Densidad In Situ, Contenido de Humedad, Peso Específico y Análisis Granulométrico.

Además se puede observar estos resultados en el Anexo Ensayos de Clasificación de Suelos – SUCS.

#### 3.2.1 Densidad de In Situ

Para la calicata C-1, se obtuvo como resultado una Densidad Húmeda In Situ de 2.05 gr/cc (Tabla 3.1) mediante el uso de una bolsa de agua, debido al exceso de grava presente en el terreno.

**Tabla 3.1 – Densidad In Situ Calicata C-1**



**PROYECTO** : ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS DE LA CALICATA C-1  
**UBICACION** : CEBE FELIX Y CAROLINA DE REPETTI  
**FECHA** : AGOSTO DEL 2015

#### DENSIDAD IN SITU (BOLSA DE AGUA) CALICATA C-1 / ESTRATO I

ITEM	DESCRIPCION	UND	RESULTADOS
1	Profundidad	cm	15.00
2	Peso de la Muestra Húmeda + Tara	gr	12065.00
3	Peso de la Tara	gr	185.00
4	Peso de la muestra Húmeda Neta	gr	11880.00
5	Volumen del hoyo	cc	5800.00
6	Densidad Húmeda IN SITU	gr/cc	2.05

<b>DENSIDAD IN SITU CALICATA C-1</b>		<b>gr/cc</b>	<b>2.05</b>
--------------------------------------	--	--------------	-------------

#### **OBSERVACIONES**

El suelo necesito el método de densidad in situ con bolsa de agua por la precencia excesiva de grava.

### 3.2.2 Contenido Húmedo

Para la calicata C-1, se obtuvo como resultado un Contenido de Humedad de 0.99 % (Tabla 3.2).

**Tabla 3.2 – Contenido de Humedad de la Calicata  
C-1**



**PROYECTO** : ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS DE LA CALICATA C-1  
**UBICACIÓN** : CEBE FELIX Y CAROLINA DE REPETTI  
**FECHA** : AGOSTO DEL 2015

#### CONTENIDO DE HUMEDAD CALICATA C-1 / ESTRATO I

ITEM	DESCRIPCION	UND	RESULTADOS
1	Peso del recipiente	gr	120.40
2	Peso de la muestra Húmeda + Recipiente	gr	625.80
3	Peso de la muestra Seca + Recipiente	gr	619.30
4	Peso del Agua	gr	6.50
5	Peso de la Muestra Seca Neta	cc	619.30
6	Porcentaje de Humedad	%	0.99

<b>CONTENIDO DE HUMEDAD CALICATA C-1</b>		<b>%</b>	<b>0.99</b>
--	--	----------	-------------

#### OBSERVACIONES

### 3.2.3 Peso Específicos de Solidos

Para la calicata C-1, se muestrearon tres muestras de suelo, de donde se obtuvieron 2.69 gr/cm, 2.67 gr/cm y 2.68 gr/cm que corresponden a los tres ensayos realizados, y para obtener el Peso Específico del terreno, se promediaron estos valores (Tabla 3.3).

El Peso Específico promedio del terreno es 2.68 gr/cm.

Tabla 3.3 – Peso Específico de Sólidos de la Calicata C-1



**PROYECTO** : ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS DE LA CALICATA C-1  
**UBICACION** : CEBE FELIX Y CAROLINA DE REPETTI  
**FECHA** : AGOSTO DEL 2015

**PESO ESPECÍFICO DE SÓLIDOS (PROBETA)  
CALICATA C-1 / ESTRATO I**

ITEM	DESCRIPCION	UND	RESULTADOS
<b>MUESTRA 01</b>			
1	Peso del recipiente	gr	243.20
2	Peso de la Grava + Recipiente	gr	945.50
3	Peso de la Grava Neta	gr	702.30
4	Peso de la Grava Seca	gr	639.49
5	Volumen Inicial	cc	600.00
6	Volumen Final	cc	860.00
7	Volumen Desplazado	cc	260.00
8	Peso Específico	gr/cc	2.69
<b>MUESTRA 02</b>			
1	Peso del recipiente	gr	205.00
2	Peso de la Grava + Recipiente	gr	1050.00
3	Peso de la Grava Neta	gr	845.20
4	Peso de la Grava Seca	gr	841.82
5	Volumen Inicial	cc	600.00
6	Volumen Final	cc	915.00
7	Volumen Desplazado	cc	315.00
8	Peso Específico	gr/cc	2.67
<b>MUESTRA 03</b>			
1	Peso del recipiente	gr	205.00
2	Peso de la Grava + Recipiente	gr	1032.00
3	Peso de la Grava Neta	gr	827.80
4	Peso de la Grava Seca	gr	824.49
5	Volumen Inicial	cc	600.00
6	Volumen Final	cc	908.00
7	Volumen Desplazado	cc	308.00
8	Peso Específico	gr/cc	2.68
<b>PESO ESPECÍFICO PROMEDIO CALICATA C-1</b>		<b>gr/cc</b>	<b>2.68</b>

**OBSERVACIONES**

## 3.2.4 Análisis Granulométrico

Para la calicata C-1, se realizó un análisis granulométrico del suelo que se muestra en el cuadro de a continuación (Tabla 3.4).

**Tabla 3.4 – Análisis Granulométrico de la Calicata C-1**

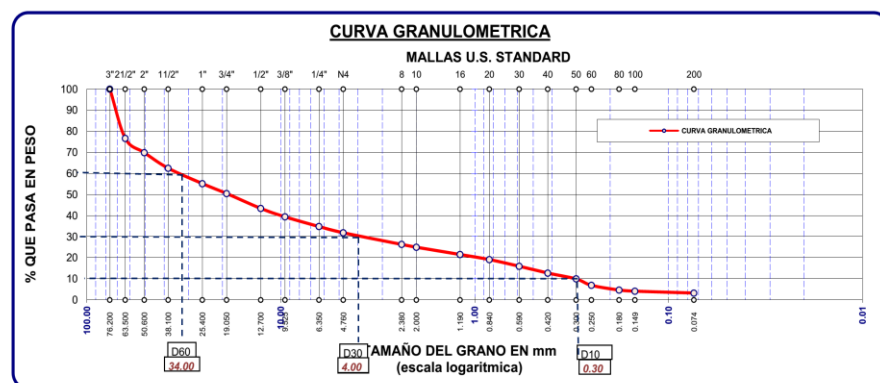


**UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA**  
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL  
 \* LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETOS Y PAVIMENTOS \*

**PROYECTO** : ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS DE LA CALICATA C-1  
**UBICACIÓN** : CEBE FELIX Y CAROLINA DE REPETTI  
**FECHA** : AGOSTO DEL 2015

**ANALISIS GRANULOMÉTRICO**  
**CALICATA C-1 / ESTRATO I**  
 ASTM D-422

TAMICES	ABERTURA	PESO	%RETENIDO	%RETENIDO	% QUE	MATERIAL	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
ASTM	mm	RETENIDO	PARCIAL	ACUMULADO	PASA	OBTENIDO	
3"	76.20	1045.60	23.39	23.39	<b>76.61</b>	GRAVA GRUESA	Clasificación S.U.C.S. (GP)Grava mal Gradada  Peso antes del lavado : 4470.50 gr.
2 1/2"	63.50	0.00	0.00	23.39	<b>76.61</b>		
2"	50.60	302.40	6.76	30.15	<b>69.85</b>		
1 1/2"	38.10	330.90	7.40	37.56	<b>62.44</b>		
1"	25.40	325.50	7.28	44.84	<b>55.16</b>		
3/4"	19.05	210.50	4.71	49.54	<b>50.46</b>	GRAVA FINA	Peso después del lavado : 4356.00 gr.
1/2"	12.70	315.00	7.05	56.59	<b>43.41</b>		
3/8"	9.53	178.60	4.00	60.59	<b>39.41</b>		
1/4"	6.35	207.20	4.63	65.22	<b>34.78</b>		
No4	4.76	130.80	2.93	68.15	<b>31.85</b>		
No8	2.38	247.60	5.54	73.69	<b>26.31</b>	ARENA GRUESA	Coeficientes D60= 34.00 D30= 4.00 D10= 0.30
No10	2.00	59.20	1.32	75.01	<b>24.99</b>		
No16	1.19	154.40	3.45	78.46	<b>21.54</b>	ARENA MEDIA	Cu= 113.33 CC= 1.57
No20	0.84	107.20	2.40	80.86	<b>19.14</b>		
No30	0.59	141.60	3.17	84.03	<b>15.97</b>	ARENA FINA	OBSERVACIONES: La muestra corresponde al estrato N° 02 de -0.90 a - 2.00 m. de profundidad.
No40	0.42	144.30	3.23	87.26	<b>12.74</b>		
No 50	0.30	124.50	2.78	90.04	<b>9.96</b>	LIMOS	
No60	0.25	135.90	3.04	93.08	<b>6.92</b>		
No80	0.18	99.60	2.23	95.31	<b>4.69</b>		
No100	0.15	23.90	0.53	95.84	<b>4.16</b>		
No200	0.07	39.50	0.88	96.73	<b>3.27</b>		
<b>BASE</b>		<b>146.30</b>	<b>3.27</b>	<b>100.00</b>	<b>0.00</b>		
<b>TOTAL</b>		<b>4470.50</b>	<b>100.00</b>				



**3.2.5 Clasificación del Suelo SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos)**

Para la calicata C-1 del Cebe Felix y Carolina de Repetti, se tuvo como resultado los valores que se muestran en la Tabla 3.4, de donde se obtuvo una clasificación: GP (Grava mal graduada) que corresponde a un Suelo Intermedio, el cual es un valor indispensable para el análisis sísmico.

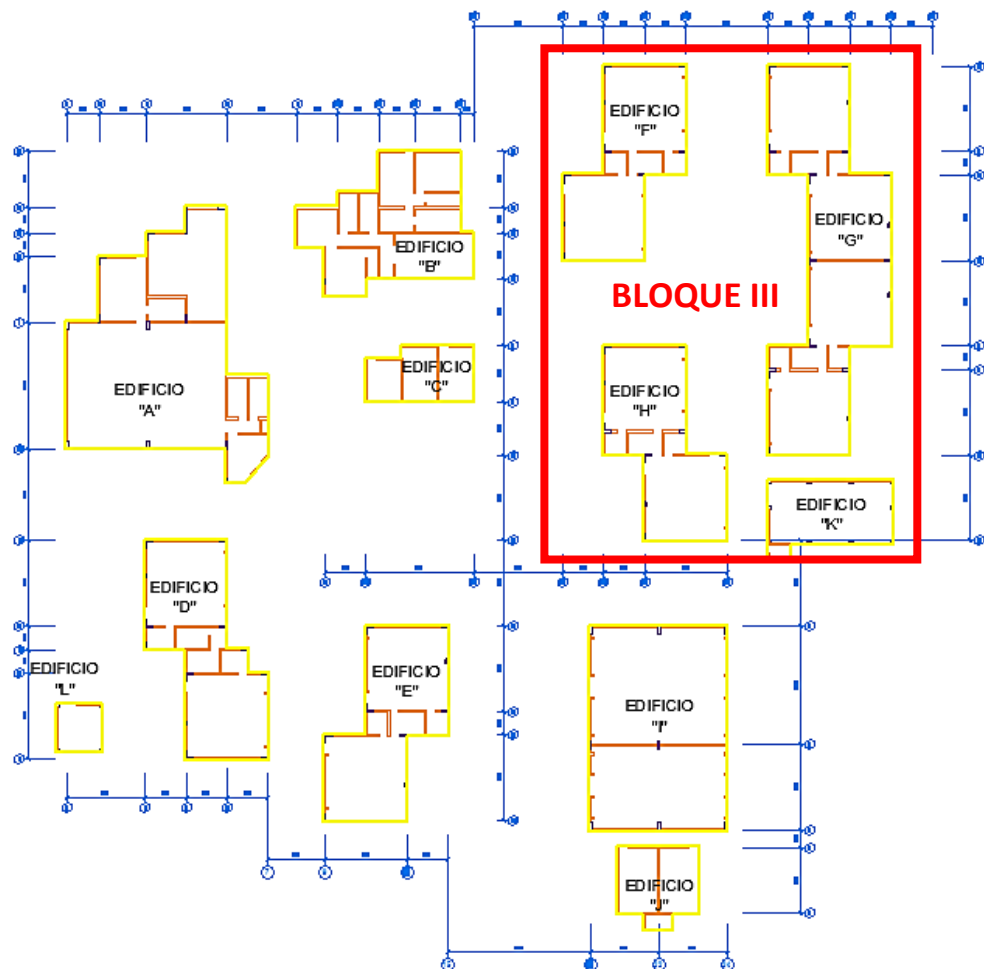
### 3.3 Estado estructural

Durante la inspección de campo, se puede observar distintos tipos de problemas como son problemas de humedad en la base, rajaduras en los encuentros de vigas y columnas, rajaduras en muros, parapetos y pisos.

Dentro del bloque III que considera esta tesis en su desarrollo, se tienen a los edificios F, G, H Y K. Estas edificaciones tienen por uso la enseñanza, y las cuales albergan estudiantes.

En el Anexo Estado Actual de las Edificaciones, se muestra una breve descripción de cada edificio con sus respectivos daños estructurales.

**Figura 3.4 - Vista en planta de la distribución de los 12 edificios del Cebe Felix y Carolina de Repetti**



A continuación se hace una breve descripción del estado estructural actual de los ambientes correspondientes al bloque III:

### 3.3.1 Edificio "F"

Es una estructura de 01 piso de configuración irregular en planta. Se puede observar un sistema estructural de Pórticos de Concreto Armado, siendo los principales elementos: vigas, columnas, losas aligeradas y muros de tabiquería conformado por unidades de albañilería de concreto; comprende las áreas de ESTIMULACION TEMPRANA (incluido depósitos y baño) y AULA AUXILIAR.

Durante la inspección de campo, se observó:

- Pequeñas grietas en algunas vigas de mayor luz.
- Pequeñas rajaduras en los muros, techos y pisos.
- Parte de la pintura y el enchapado se encuentra deteriorado.
- Presenta humedad en la base.

**Figura 3.5 - Vista del Edificio "F"**



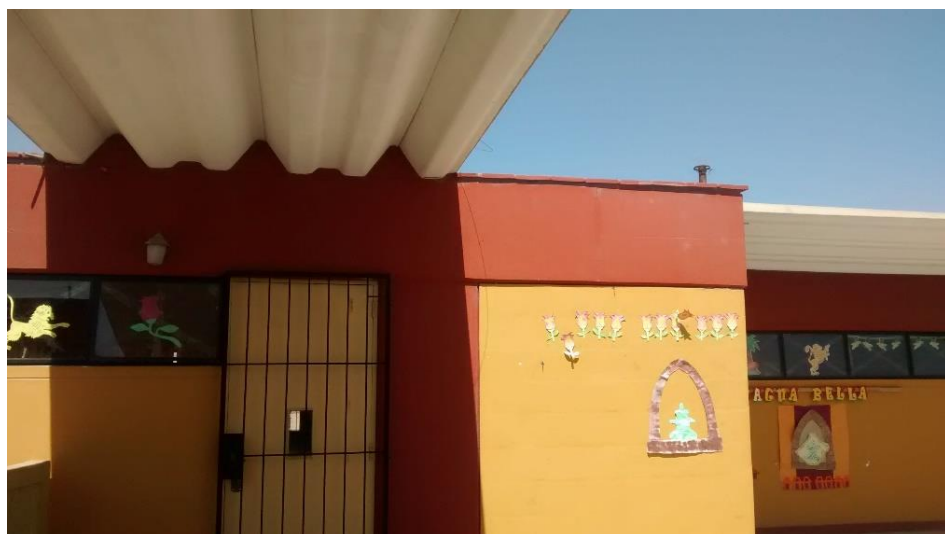
### 3.3.2 Edificio “G”

Es una estructura de 01 piso de configuración irregular en planta. Se puede observar un sistema estructural de Pórticos de Concreto Armado, siendo los principales elementos: vigas, columnas, losas aligeradas y muros; comprende las AULAS DE CONOCIMIENTO BÁSICO y ESTIMULACIÓN TEMPRANA con sus respectivos servicios higiénicos y sus depósitos.

Durante la inspección de campo, se pudo observar:

- Rajaduras en los muros, esencialmente en las juntas entre el muro de albañilería y el pórtico.
- Rajaduras en diversos paños de muros de albañilería.
- Se observa rajaduras en encuentros de muros de albañilería, esto hace notar que algunos muros no se encuentran amarrados unos a otros.
- También se observa que no existe bruñas entre algunas vigas y muros.
- Se aprecia que las mayólicas de los baños se encuentran en mal estado y en varias de ellas diversas rajaduras lo cual provoca desprendimiento.
- Se pudo notar fisuras en el cielorraso.

**Figura 3.6 - Vista del Edificio “G”**





### 3.3.3 Edificio "H"

Es una estructura de 01 piso de configuración irregular en planta. Se puede observar básicamente un sistema estructural de Pórticos de Concreto Armado, siendo los principales elementos: vigas, columnas, losas aligeradas y muros de tabiquería conformado por unidades de albañilería de concreto; comprende las áreas de AULA DE APRESTAMIENTO BÁSICO 1 (incluido depósitos y baño) y AULA DE APRESTAMIENTO BÁSICO 2.

Durante la inspección de campo, se observó:

- Pequeñas grietas en algunas vigas de mayor luz y en columnas.
- Pequeñas rajaduras en los muros, techos y pisos.
- Parte de la pintura y el enchapado se encuentra deteriorado.
- Presenta humedad en la base.

**Figura 3.7 - Vista del Edificio "H"**



### 3.3.4 Edificio "K"

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

- Pórticos de Concreto Armado, siendo los principales elementos: vigas, columnas, losas aligeradas y muros de tabiquería conformado por unidades de albañilería de concreto; comprende del área SALA MÚLTIPLE con una losa aligerada de 25 cm.
- Muros de Albañilería, siendo los principales elementos: vigas, columnas, losas aligeras y muros de albañilería, comprende del mismo área SALA MÚLTIPLE, en 4 paños.

Durante la inspección de campo, se observó:

- Pequeñas grietas en algunas vigas de mayor luz.
- Pequeñas rajaduras en los muros, techos y pisos.

**Figura 3.8 - Vista del Edificio "K"**



### 3.4 Elaboración de Planos de replanteo

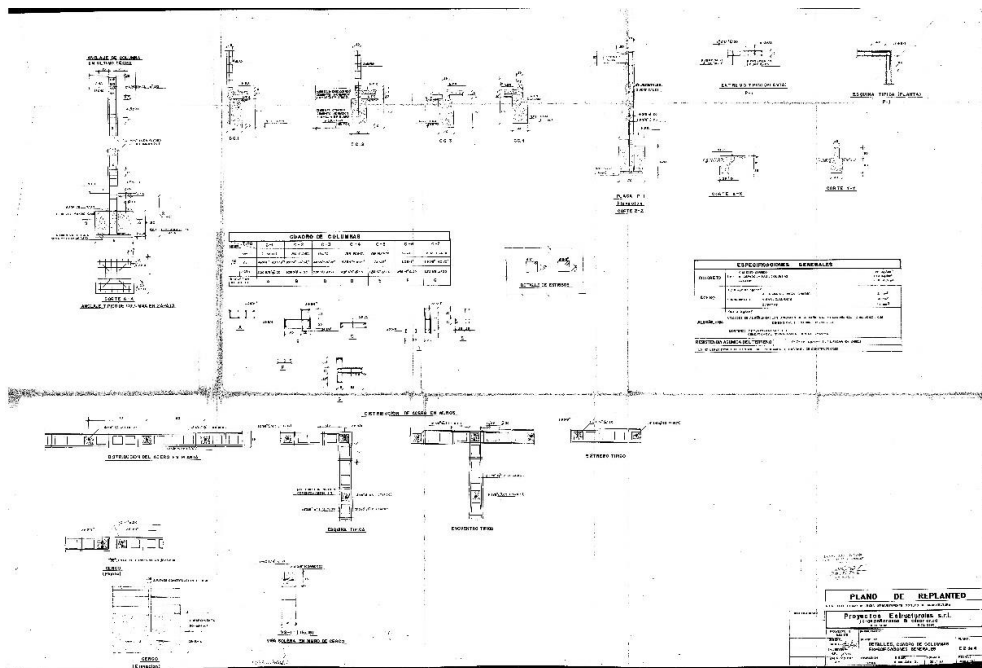
Para la elaboración de los planos de replanteo del CEBE FELIX Y CAROLINA DE REPETTI – BLOQUE III, la cual presenta 4 edificaciones que vienen construidas aproximadamente desde 1982, se tomaron en consideración 4 planos de construcción : Plano de cimentación, Plano de detalle de cuadro de columnas, Plano de aligerados y Plano de detalle de vigas.

Los planos considerados tienen una antigüedad relevante, por lo cual estas están graficadas en papel (Figura 3.9), por lo que se tuvo que digitalizar y posteriormente pasarlos al programa Autocad 2013, además de corroborar datos haciendo modificaciones, concluyendo así en 5 planos actualizados al año 2015.

Los planos se encuentran anexados en el Anexo Planos respectivamente ordenados.

01. Plano de Distribuciones
02. Plano de Cimentaciones
03. Plano de Detalle de Cuadros de Columnas
04. Plano de Aligerados
05. Plano de Detalle de Vigas

**Figura 3.9 – Digitalización del plano de Detalle de cuadros de Columnas**



### 3.5 Evaluación de los materiales

#### 3.5.1 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 indican en el plano de detalles de columnas que fue proporcionado por el Cebe Felix y Carolina de Repetti, en donde se indica los valores de diseño que son  $f'c=210\text{Kg/cm}^2$  y  $f_y= 4200 \text{ Kg/cm}^2$ . Para el caso de la mampostería  $f'm=30\text{Kg/cm}^2$ .

Figura 3.10 – Especificaciones generales

ESPECIFICACIONES GENERALES		
CONCRETO	CIMIENTO CORRIDO $f'c =$ ALIGERADO, VIGAS, COLUMNAS. ZAPATAS	100 $\text{Kg/cm}^2$ 210 $\text{Kg/cm}^2$ 175 $\text{Kg/cm}^2$
	$f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$ ALIGERADOS, VIGAS CHATAS. RECUBRIMIENTO: VIGAS, COLUMNAS ZAPATAS	 2 $\text{cm}^2$ 4 $\text{cm}^2$ 75 $\text{cm}^2$
ALBAÑILERIA	$f'm=30 \text{ Kg/cm}^2$ UNIDADES DE ALBAÑILERIA: LAS UNIDADES DE ALBAÑILERIA SERAN HECHAS A MAQUINA, SUS DIMENSIONES SERAN 15x20x30 MORTERO: CEMENTO-ARENA: 1:3 CEMENTO-CAL NORMALIZADA- ARENA: 1-1/2-4	
RESISTENCIA ASUMIDA DEL TERRENO	G7=1.5 $\text{Kg/cm}^2$ (VERIFICAR EN OBRA)	
LO NO ESPECIFICADO DE ACUERDO AL REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIONES.		

#### 3.5.2 Pruebas de diamantina

Se extrajeron testigos cilíndricos con un saca núcleos de concreto en 11 elementos estructurales, de los cuales, la muestra 07 se quebró durante su extracción, debido a la baja resistencia del concreto en ese elemento estructural. Las demás muestras, fueron extraídas con éxito y ensayadas de acuerdo a la norma ASTM C-42 y ASTM C-39.

En la Tabla 3.5 se resumen los resultados de la compresión de los testigos de concreto extraídos con saca núcleos. El reporte del Laboratorio de Mecánica de Suelos, Concreto y Pavimentos de la Universidad Privada de Tacna se incluye en el Anexo Ensayos de Resistencia del Concreto ( $F'c$  Diamantina / Plano de Puntos de Esclerometría y Diamantinas).

**Tabla 3.5 – Resultados del ensayo de compresión de probetas de concreto extraídas con saca núcleos (Diamantina)**



**PROYECTO** : ESTUDIO DE EVALUACION ESTRUCTURAL DEL CEBE FELIX Y CAROLINA DE REPETTI  
**UBICACIÓN** : CEBE FELIX Y CAROLINA DE REPETTI  
**FECHA** : AGOSTO DEL 2015

**ENSAYO DE COMPRESION DE PROBETAS DE CONCRETO  
EXTRAIDAS CON SACANUCLEOS (DIAMANTINA)**

Nº de Prob.	DESCRIPCION	f <sub>c</sub> -Esp. (kg/cm <sup>2</sup> )	Fecha de Rotura	Area (cm <sup>2</sup> )	Lectura (Kg-f)	Resist. (kg/cm <sup>2</sup> )	Factor de correccion L/D	Resist. Corregida	% Especificado
1	MUESTRA 01	210	03/08/15	36.3	10040	276.46	1.00	276.46	131.65
2	MUESTRA 02	210	03/08/15	36.3	15900	437.81	0.85	372.14	177.21
3	MUESTRA 03	210	03/08/15	36.3	12500	344.19	0.96	330.43	157.35
4	MUESTRA 04	210	24/08/16	36.3	4810	132.45	0.93	123.17	58.65
5	MUESTRA 05	210	24/08/17	36.3	3740	102.98	0.98	100.92	48.06
6	MUESTRA 06	210	24/08/18	36.3	11190	308.12	0.97	298.88	142.32
7	MUESTRA 07	-	-	-	-	-	-	-	-
8	MUESTRA 08	210	24/08/20	36.3	9400	258.83	0.90	232.95	110.93
9	MUESTRA 09	210	24/08/21	36.3	7860	216.43	0.93	201.28	95.85
10	MUESTRA 10	210	24/08/22	36.3	6630	182.56	0.93	169.78	80.85
11	MUESTRA 11	210	24/08/23	36.3	6020	165.76	0.96	159.13	75.78

**OBSERVACIONES**

Durante la extraccion de la muestra de diamantina 07, esta se quebró, debido a la baja resistencia del concreto, por consecuente se tomó en consideracion la extraccion de una segunda muestra de diamantina en el mismo bloque.

### 3.5.3 Ensayos con esclerómetro

El esclerómetro es un instrumento de medición empleado, generalmente, para relacionar la dureza superficial del concreto con su resistencia a compresión. En realidad, el aparato mide el rebote de una masa al chocar contra la superficie del concreto a estudiar. Mediante este ensayo se puede estimar la uniformidad de la calidad del hormigón. En el presente trabajo se realizaron un total de 98 ensayos, distribuidos en los 12 edificios.

Se pueden observar estos resultados en el Anexo Ensayos de Resistencia del Concreto (F<sub>c</sub> Esclerómetro / Plano de Puntos de Escleronetría y Diamantinas).

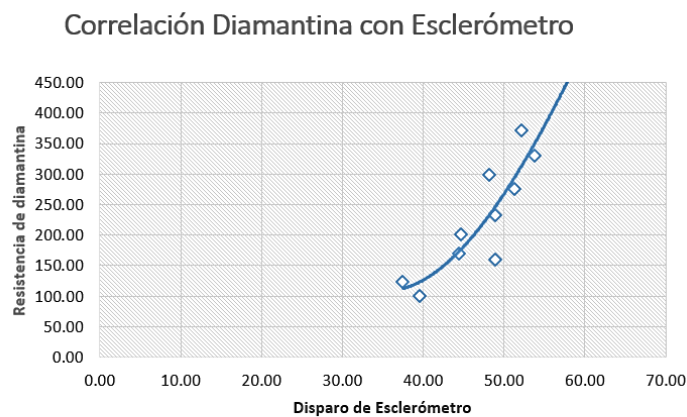
3.5.4 Correlación de diamantina y esclerometría

A través de los ensayos de Diamantina y esclerometría se pudo calcular una ecuación exponencial. En la Tabla 3.6 se muestra los resultados de cada diamantina vs los promedios de los puntos de esclerometría. Y en la Figura 3.11 se calcula la curva y ecuación exponencial.

**Tabla 3.6 – Resultados del ensayo de compresión de diamantina y promedio de los puntos de esclerómetro**

CORRELACION DE DIAMANTINA CON ESCLEROMETRIA											
DIAMANTINA	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9	D10	D11
f'c (kg/cm2)	276.46	372.14	330.43	123.17	100.92	298.88		232.95	201.28	169.78	159.13
ESCLEROMETRIA	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	E9	E10	E11
PROMEDIO	51.28	52.10	53.71	37.45	39.55	48.10		48.95	44.63	44.40	48.90
CORRELACION											

**Figura 3.11 – Curva de correlación Diamantina - Esclerómetro**



Ecuación de correlación:  $y = -0.0082x^3 + 1.7389x^2 - 92.145x + 1556.7$

Se pueden observar estos resultados en el Anexo Ensayos de Resistencia del Concreto (Correlación de Esclerometría / F'c Esclerómetro).

## CAPITULO IV: ANALISIS SISMICO

### 4.1 Descripción de los Edificios

Los edificios estudiados corresponden al CEBE FELIX Y CAROLINA DE REPETTI – BLOQUE III. Los edificios F, G y H son de un piso con una altura de 3.10 metros y el edificio K es de un piso con una altura de 3.23 metros.

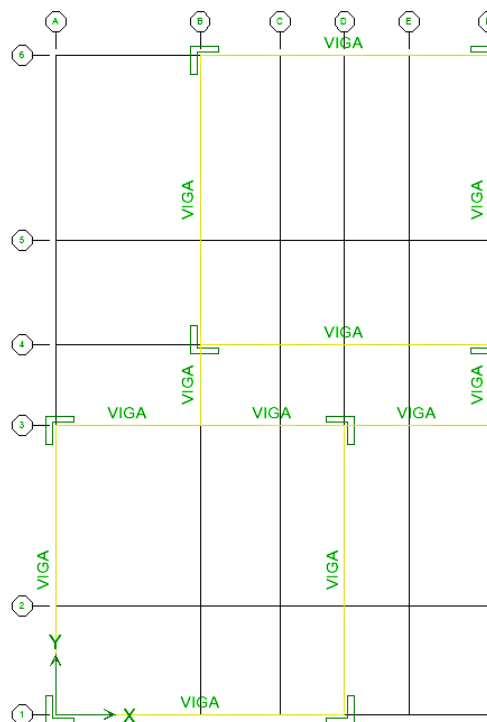
Los edificios estudiados tienen las siguientes áreas techadas:

- El edificio F y H tienen un área techada de 122.18 m<sup>2</sup>.
- El edificio G tiene un área techada de 243.26 m<sup>2</sup>.
- El edificio K tiene un área techada de 61.77 m<sup>2</sup>.

La azotea no tiene acceso.

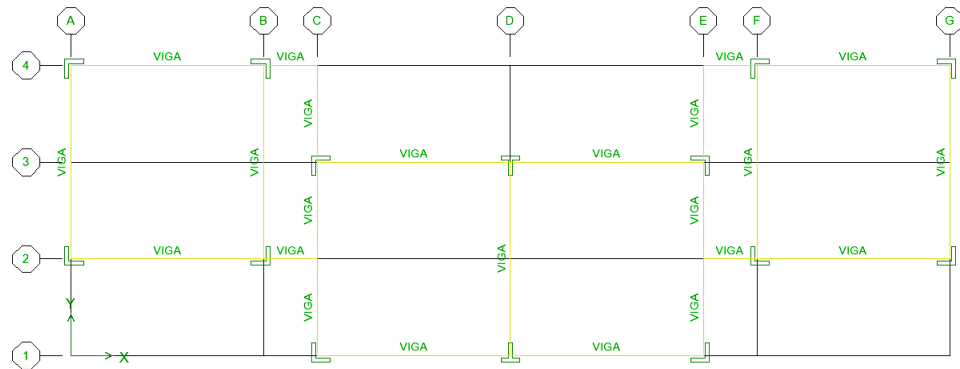
La Figura 4.1 muestra la planta estructural del edificio F del CEBE FELIX Y CAROLINA DE REPETTI. La dirección longitudinal se denominará X-X y la transversal, Y-Y.

**Figura 4.1 – Planta estructural del Edificio F**



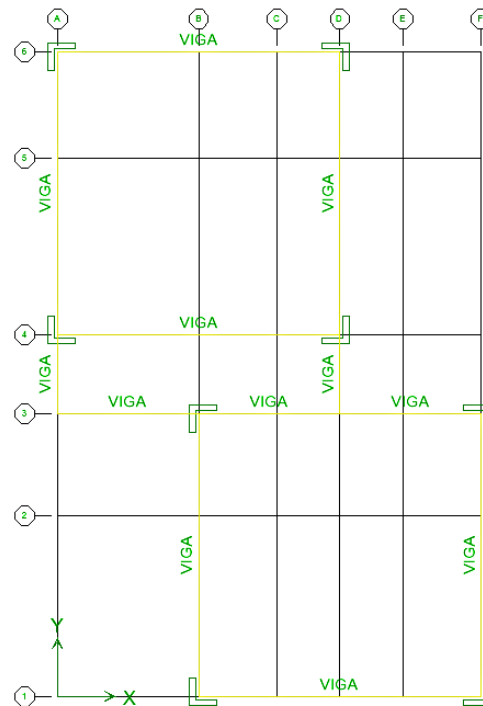
La Figura 4.2 muestra la planta estructural del edificio G del CEBE FELIX Y CAROLINA DE REPETTI. La dirección longitudinal se denominará X-X y la transversal, Y-Y.

**Figura 4.2 – Planta estructural del Edificio G**



La Figura 4.3 muestra la planta estructural del edificio H del CEBE FELIX Y CAROLINA DE REPETTI. La dirección longitudinal se denominará X-X y la transversal, Y-Y.

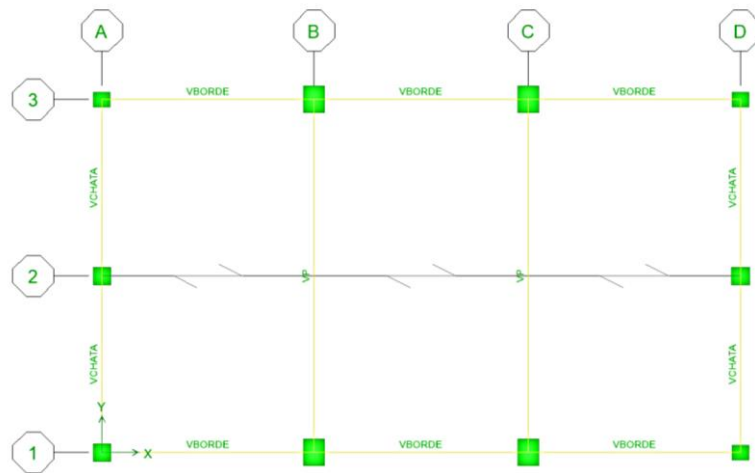
**Figura 4.3 – Planta estructural del Edificio H**





La Figura 4.4 muestra la planta estructural del edificio K del CEBE FELIX Y CAROLINA DE REPETTI. La dirección longitudinal se denominará X-X y la transversal, Y-Y.

**Figura 4.4 – Planta estructural del Edificio K**



## 4.2 Modelo Elástico según NTE E.030

Se elaboraron los modelos sísmicos de los edificios estudiados se empleó el programa ETABS Nonlinear versión 9.7.4 Extended 3D Analysis of Building Systems.

Los elementos se consideraron como barras (elementos unidimensionales) con propiedades correspondientes a la sección transversal completa.

Para modelar la longitud finita de los nudos, se colocaron brazos rígidos en los extremos de las vigas según corresponda a cada sección de viga.

El sistema de piso para todos los edificios se consideró como un diafragma rígido sin deformaciones en su plano, además se consideró que los apoyos en la base sean del tipo empotramiento.

A continuación se muestran la configuración de cada modelamiento en 3D en el Etabs v.9.7.4 según la NTE E.030.

Para todos los edificios se consideraron tres grados de libertad dinámicos por piso (dos desplazamientos horizontales y un giro alrededor del eje vertical).

#### 4.2.1 Edificio "F"

- *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 v.9.7.4, mientras que las masas de los demás elementos se estimaron a partir de los siguientes pesos:

- CARGAS MUERTAS:

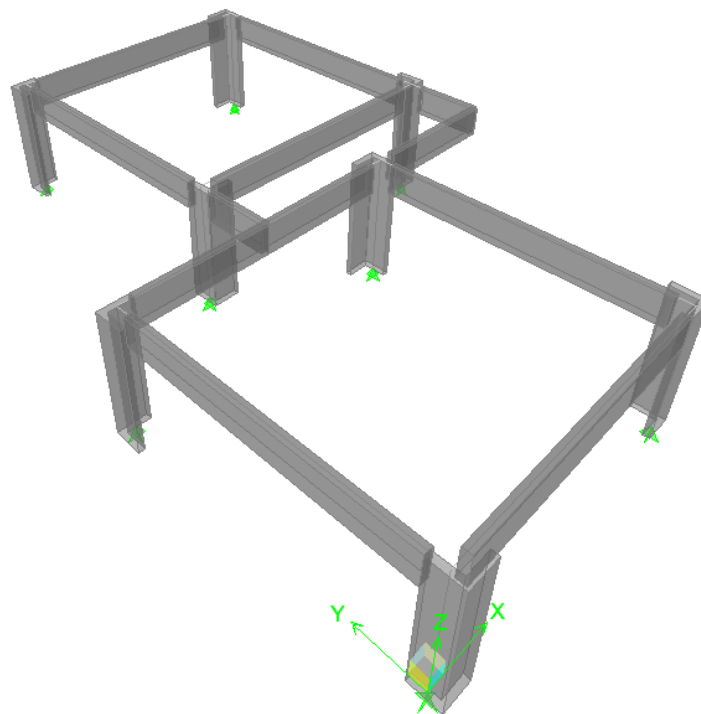
Peso propio losa aligerada (e=25cm): 350 Kg/m<sup>2</sup>

Peso de los acabados 100 Kg/m<sup>2</sup>

- CARGAS VIVAS:

(25%) Sobrecarga (Techo): 100 Kg/m<sup>2</sup>

**Figura 4.5 – Modelo 3D del edificio F utilizado para el análisis**



- *Dimensiones y resistencia de los elementos estructurales*

El edificio F, es una estructura de un piso que cuenta con 5 ambientes, la altura piso techo es de 3.1 m. Las dimensiones de las columnas, vigas y losas se observan en los planos adjuntos.

ID	MATERIAL	Concreto
EDIFICIO F	$f'c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	179.35
	$E$ (tn/m <sup>2</sup> )	$2.009 \times 10^6$
	$\nu$	0.15

- *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:

- Sistema de Pórticos de Concreto Armado:

Factor de Zona: (Zona 3)

Factor de Uso: (Edificación Esencial)

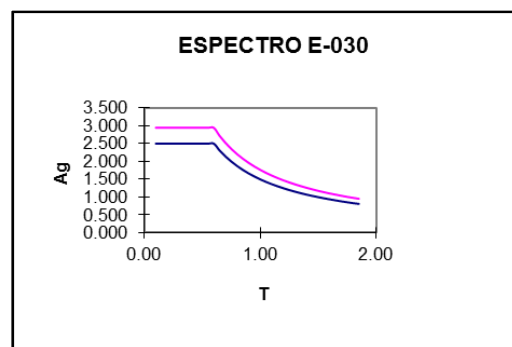
Factor de suelo: (Suelo Intermedio)

Coefficiente de reducción

$$R(x,y) = 6(\text{Pórticos de Concreto Armado, estructura irregular})$$

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*
  - *Períodos Naturales Y Modos De Vibración*

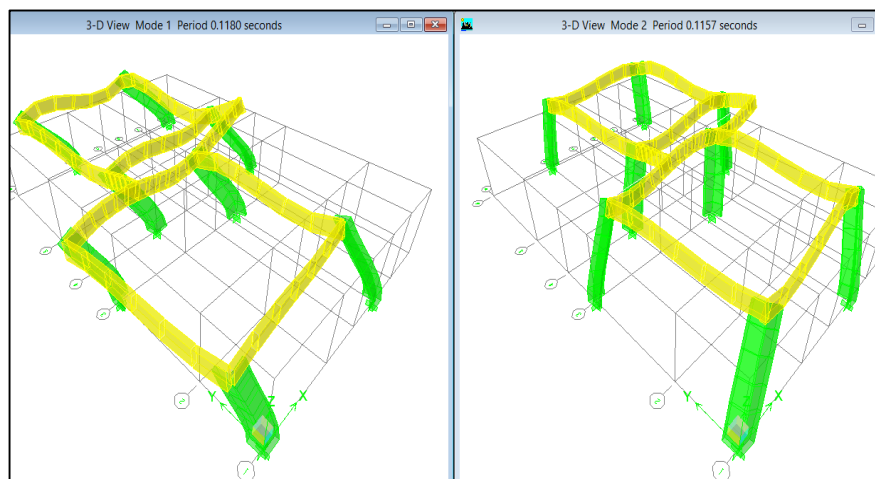
Se determinaron 03 modos de vibración. En la Figura 4.7 se detallan los períodos de cada modo, y sus masas efectivas (una medida importante en la contribución al cortante en la base).

**Figura 4.7 – Períodos y modos de vibración del edificio F**

Modal Participating Mass Ratios							
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.118006	44.0405	47.4315	0.0000	44.0405	47.4315	0.0000
2	0.115716	55.8501	39.3930	0.0000	99.8906	86.8245	0.0000
3	0.112080	0.1094	13.1755	0.0000	100.0000	100.0000	0.0000

La Figura 4.8 muestra los modos de vibración de la edificación. El modo fundamental es 0.118006 seg. y se presenta en la dirección YY, y el periodo 0.115716 seg. en la dirección X-X.

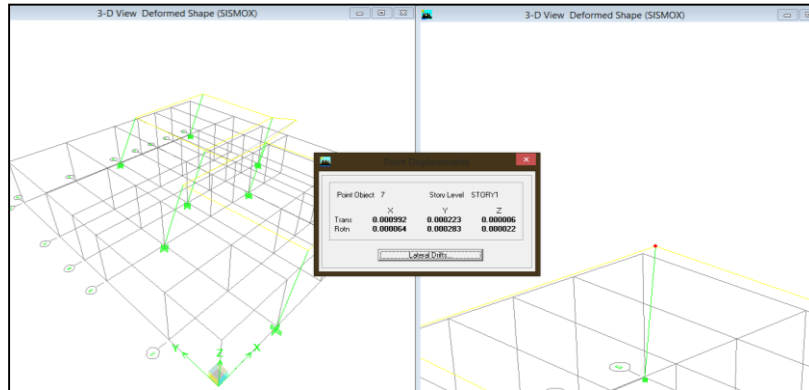
**Figura 4.8 – Vista de los dos primeros modos de vibración del edificio F**



- *Desplazamientos Máximos Estimados*

En la tabla 4.1 y 4.2 se resumen las distorsiones máximas en cada nivel, calculados según la norma vigente para cada dirección de análisis. Asimismo, en las figuras 4.9 y 4.10 se observa los desplazamientos ocasionados por un sismo en X y sismo en Y en el programa ETABS v.9.7.4.

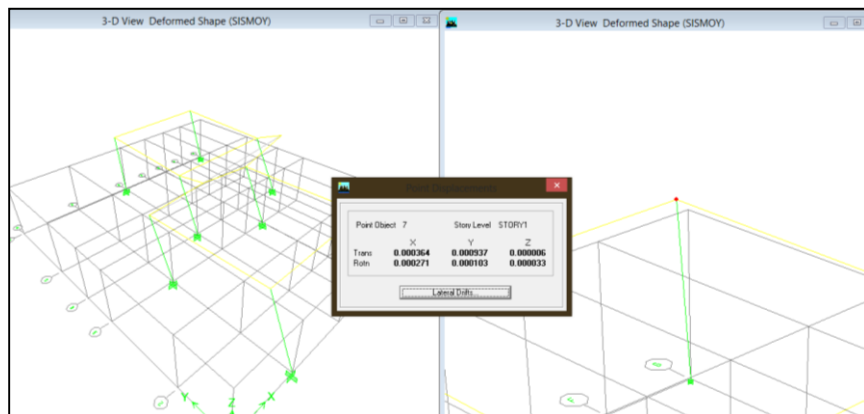
**Figura 4.9 – Vista del desplazamiento por el sismo en la dirección X-X**



**Tabla 4.1 – Distorsiones máximas en el eje X-X**

Story	Load	Point	DriftX	DriftX*0.75*R
STORY1	SISMOX	7	0.000320	0.001440

**Figura 4.10 – Vista del desplazamiento por el sismo en la dirección Y-Y**



**Tabla 4.2 – Distorsiones máximas en el eje Y-Y**

Story	Load	Point	DriftX	DriftX*0.75*R
STORY1	SISMOY	7	0.000302	0.001361

Según la NTE E.030 (Tabla N°08 – Límites para desplazamiento lateral de entrepiso), las distorsiones máximas en este caso es 0.001440 en la dirección X-X y 0.001361 en la dirección Y-Y. Como se observa en la Tabla 4.1 y 4.2 la estructura cumple en ambas direcciones.

#### 4.2.2 Edificio "G"

- *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 v.9.7.4, mientras que las masas de los demás elementos se estimaron a partir de los siguientes pesos:

- CARGAS MUERTAS:

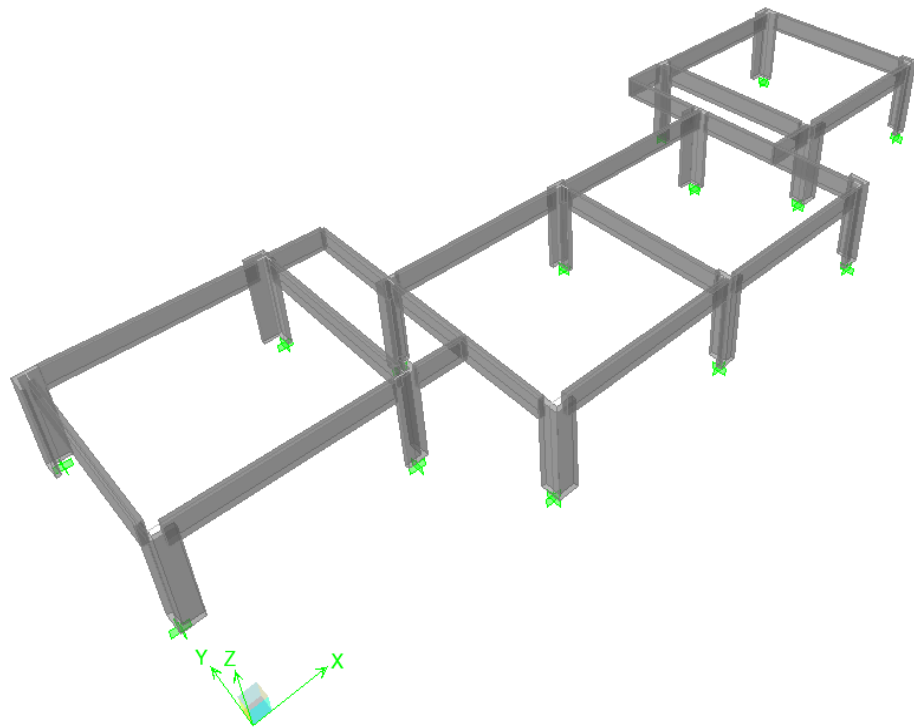
Peso propio losa aligerada (e=25cm): 350 Kg/m<sup>2</sup>

Peso de los acabados 100 Kg/m<sup>2</sup>

- CARGAS VIVAS:

(25%) Sobrecarga (Techo): 100 Kg/m<sup>2</sup>

**Figura 4.11 – Modelo 3D del edificio G utilizado para el análisis**



- *Dimensiones y resistencia de los elementos estructurales*

El edificio G, es una estructura de un piso que cuenta con 6 ambientes, la altura piso techo es de 3.1 m. Las dimensiones de las columnas, vigas y losas se observan en los planos adjuntos.

ID	MATERIAL	Concreto
<b>EDIFICIO G</b>	$f'c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	243.91
	$E$ (tn/m <sup>2</sup> )	$2.343 \times 10^6$
	$\nu$	0.15

- *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:

- Sistema de Pórticos de Concreto Armado:

Factor de Zona: (Zona 3)

Factor de Uso: (Edificación Esencial)

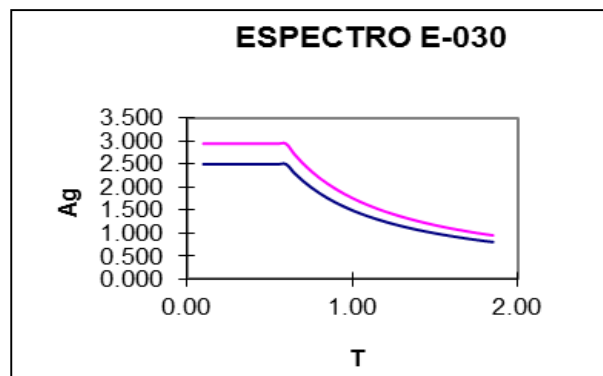
Factor de suelo: (Suelo Intermedio)

Coefficiente de reducción

$$R(x,y) = 6(\text{Pórticos de Concreto Armado, estructura irregular})$$

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

**Figura 4.12 – Espectro de respuesta en la dirección XX - YY**



- *Comportamiento Sísmico Global*

- Períodos Naturales Y Modos De Vibración

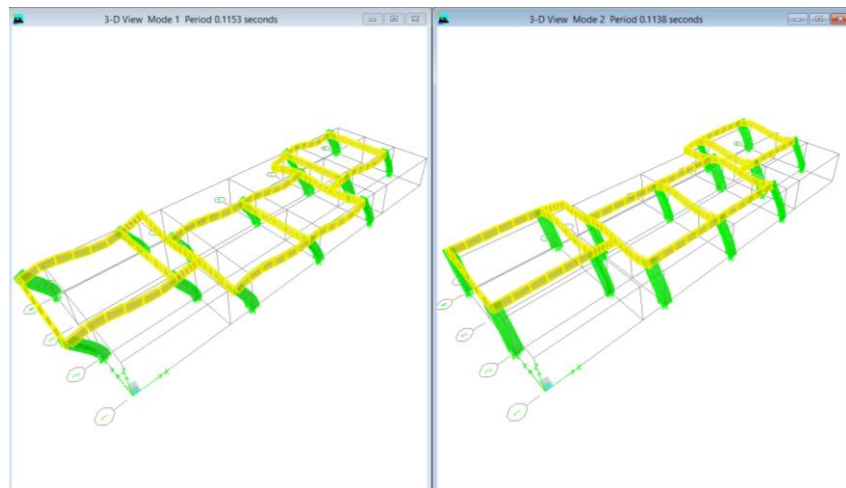
Se determinaron 03 modos de vibración. En la Figura 4.13 se detallan los períodos de cada modo, y sus masas efectivas (una medida importante en la contribución al cortante en la base).

**Figura 4.13 – Períodos y modos de vibración del edificio G**

Modal Participating Mass Ratios							
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.115256	99.5129	0.0000	0.0000	99.5129	0.0000	0.0000
2	0.113807	0.0000	100.0000	0.0000	99.5129	100.0000	0.0000
3	0.107990	0.4871	0.0000	0.0000	100.0000	100.0000	0.0000

La Figura 4.14 muestra los modos de vibración. El primer modo fundamental tiene como periodo 0.115256 seg. en la dirección X-X y en el periodo de la dirección Y-Y es 0.113807 seg.

**Figura 4.14 – Vista de los dos primeros modos de vibración del edificio G**



- Desplazamientos Máximos Estimados

En la Tabla 4.3 y 4.4 se resumen las distorsiones máximas en cada nivel, calculados según la norma vigente para cada dirección de análisis. Asimismo, en las Figuras 4.15 y 4.16 se observa los desplazamientos ocasionados por un sismo en X y sismo en Y en el programa ETABS v.9.7.4.



**Figura 4.15 – Vista del desplazamiento por el sismo en la dirección X-X**

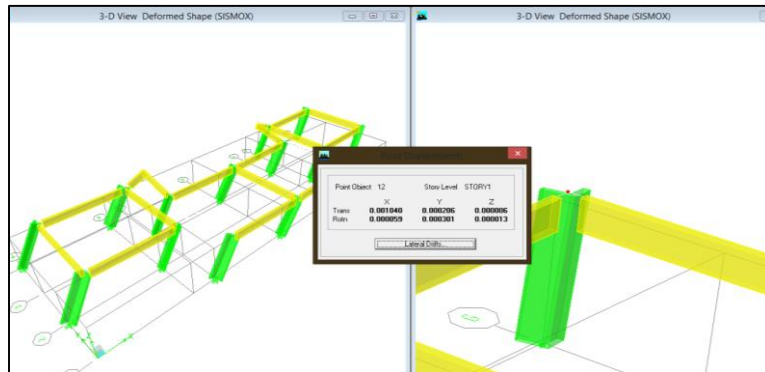


Tabla 4.3 – Distorsiones máximas en el eje X-X				
Story	Load	Point	DriftX	DriftX*0.75*R
STORY1	SISMOX	12	0.000369	0.0017

**Figura 4.16 – Vista del desplazamiento por el sismo en la dirección Y-Y**

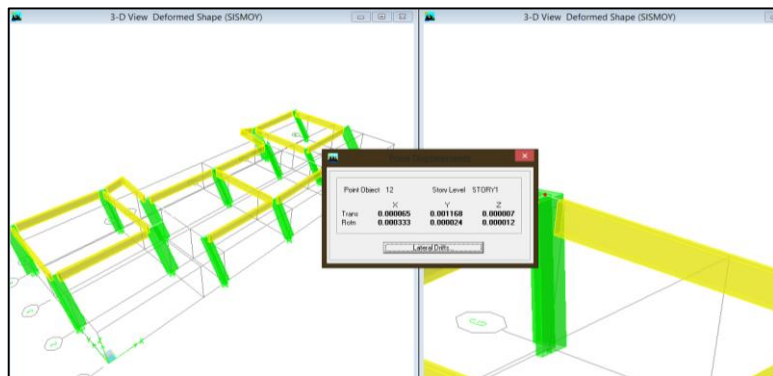


Tabla 4.4 – Distorsiones máximas en el eje X-X				
Story	Load	Point	DriftX	DriftX*0.75*R
STORY1	SISMOY	11	0.000363	0.0016

Según la NTE E.030 (Tabla N°08 – Límites para desplazamiento lateral de entrepiso), las distorsiones máximas en este caso es 0.0017 en la dirección X-X y 0.0016 en la dirección Y-Y. Como se observa en la Tabla 4.3 y Tabla 4.4 la estructura cumple en ambas direcciones.

#### 4.2.3 Edificio "H"

- *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:

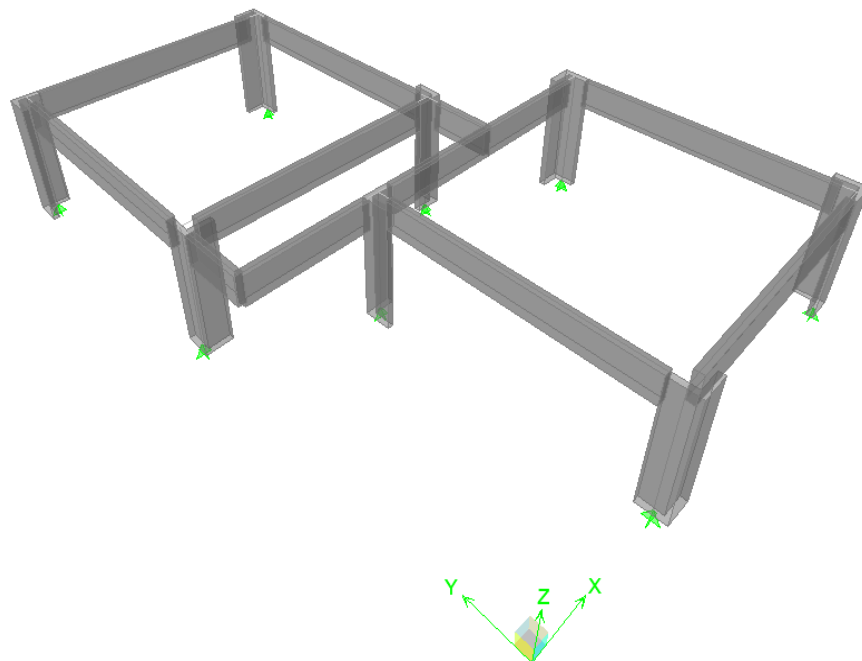
Peso propio losa aligerada (e=25cm): 350 Kg/m<sup>2</sup>

Peso de los acabados 100 Kg/m<sup>2</sup>

- CARGAS VIVAS:

(25%) Sobrecarga (Techo): 100 Kg/m<sup>2</sup>

**Figura 4.17 – Modelo 3D del edificio H utilizado para el análisis**



- *Dimensiones y resistencia de los elementos estructurales*

El edificio H, es una estructura de un piso que cuenta con 5 ambientes, la altura piso techo es de 3.1 m. Las dimensiones de las columnas, vigas y losas se observan en los planos adjuntos.

ID	MATERIAL	Concreto
EDIFICIO H	$f'c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	181.81
	$E$ (tn/m <sup>2</sup> )	$2.023 \times 10^6$
	$\nu$	0.15

- *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:

- Sistema de Pórticos de Concreto Armado:

Factor de Zona: (Zona 3)

Factor de Uso: (Edificación Esencial)

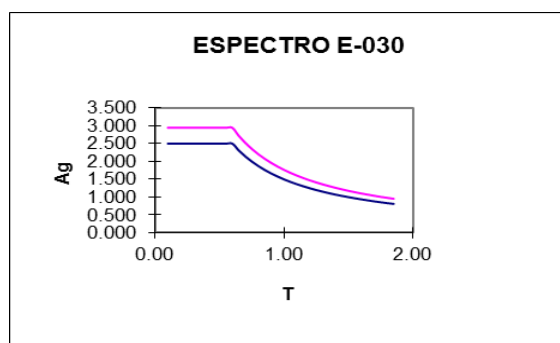
Factor de suelo: (Suelo Intermedio)

Coefficiente 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 4.18 – Espectro de respuesta en la dirección XX - YY**



- *Comportamiento Sísmico Global*

- *Períodos Naturales Y Modos De Vibración*

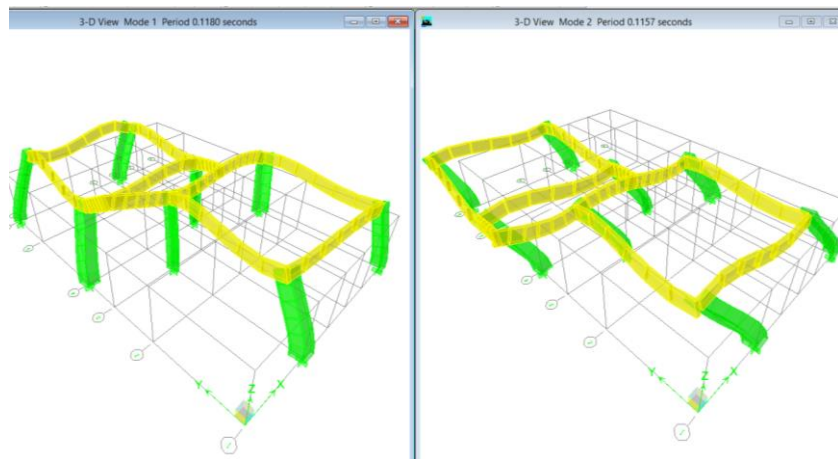
Se determinaron 03 modos de vibración. En la Figura 4.19 se detallan los períodos de cada modo, y sus masas efectivas (una medida importante en la contribución al cortante en la base).

**Figura 4.19 – Periodos y modos de vibración del edificio H**

Modal Participating Mass Ratios							
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.118006	44.0884	47.3973	0.0000	44.0884	47.3973	0.0000
2	0.115717	55.8042	39.4209	0.0000	99.8926	86.8182	0.0000
3	0.112080	0.1074	13.1818	0.0000	100.0000	100.0000	0.0000

La Figura 4.20 muestra los modos de vibración. El modo fundamental es de 0.118006 seg. en la dirección Y-Y y en la dirección X-X es de 0.115717 seg.

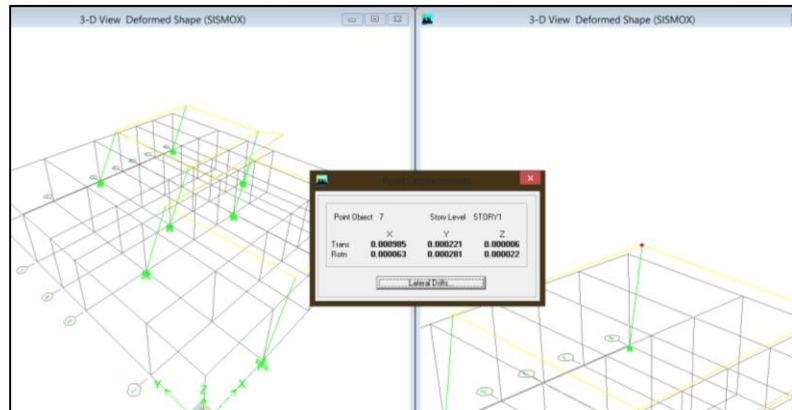
**Figura 4.20 – Vista de los dos primeros modos de vibración del edificio H**



- *Desplazamientos Máximos Estimados*

En la Tabla 4.5 y 4.6 se resumen las distorsiones máximas en cada nivel, calculados según la norma vigente para cada dirección de análisis. Asimismo, en las Figuras 4.21 y 4.22 se observa los desplazamientos ocasionados por un sismo en X y sismo en Y en el programa ETABS v.9.7.4.

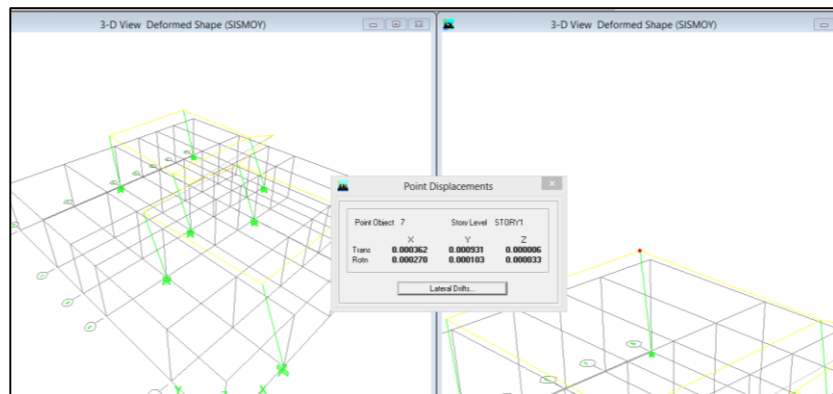
**Figura 4.21 – Vista del desplazamiento por el sismo en la dirección X-X**



**Tabla 4.5 – Distorsiones máximas en el eje X-X**

Story	Load	Point	DriftX	DriftX*0.75*R
STORY1	SISMOX	7	0.000318	0.001430

**Figura 4.22 – Vista del desplazamiento por el sismo en la dirección Y-Y**



**Tabla 4.6 – Distorsiones máximas en el eje Y-Y**

Story	Load	Point	DriftX	DriftX*0.75*R
STORY1	SISMOY	7	0.000300	0.001351

Según la NTE E.030 (Tabla N°08 – Límites para desplazamiento lateral de entresuelo), las distorsiones máximas en este caso es 0.001430 en la dirección X-X y 0.001351 en la dirección Y-Y. Como se observa en la Tabla 4.5 y 4.6 la estructura cumple en ambas direcciones.

#### 4.2.4 Edificio "K"

- *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 v.9.7.4, mientras que las masas de los demás elementos se estimaron a partir de los siguientes pesos:

- CARGAS MUERTAS:

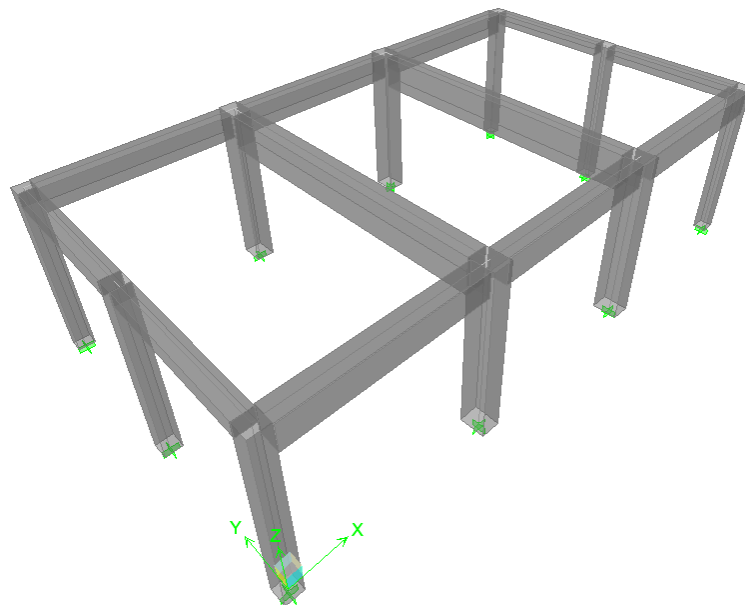
Peso propio losa aligerada (e=25cm): 350 Kg/m<sup>2</sup>

Peso de los acabados 100 Kg/m<sup>2</sup>

- CARGAS VIVAS:

(25%) Sobrecarga (Techo): 100 Kg/m<sup>2</sup>

**Figura 4.23 – Modelo 3D del edificio K utilizado para el análisis**



- *Dimensiones y resistencia de los elementos estructurales*

El edificio K, es una estructura de un piso que cuenta con un ambiente, la altura piso techo es de 3.23 m. Las dimensiones de las columnas, vigas y losas se observan en los planos adjuntos.

ID	MATERIAL	Concreto
EDIFICIO K	$f'c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	122.61
	$E$ (tn/m <sup>2</sup> )	$1.661 \times 10^6$
	$\nu$	0.15

- *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:

- Sistema de Pórticos de Concreto Armado:

Factor de Zona: (Zona 3)

Factor de Uso: (Edificación Esencial)

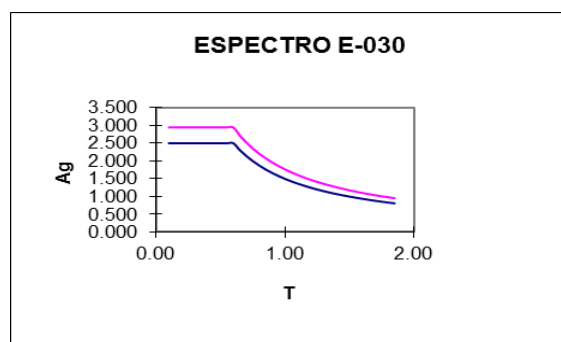
Factor de suelo: (Suelo Intermedio)

Coefficiente de reducción

$$R(x) = 8(\text{Pórticos de Concreto Armado, estructura regular})$$

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

**Figura 4.24 – Espectro de respuesta en la dirección XX - YY**



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

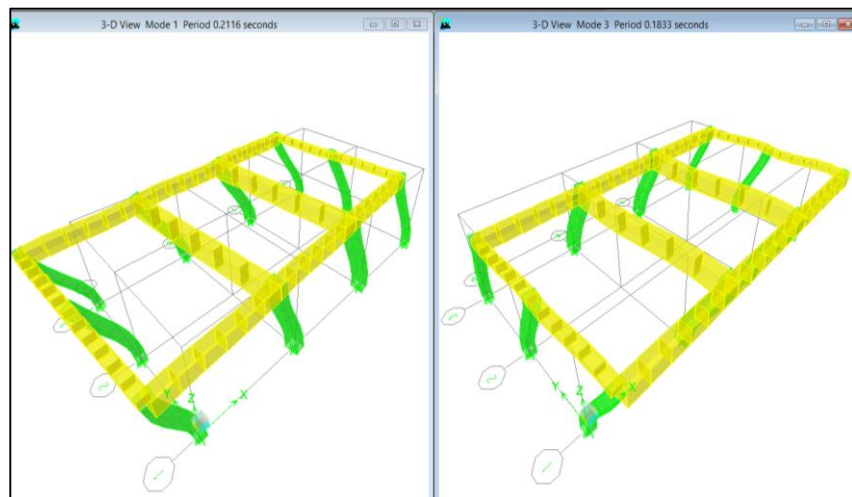
Se determinaron 03 modos de vibración. En el Figura 4.25 se detallan los períodos de cada modo, y sus masas efectivas (una medida importante en la contribución al cortante en la base).

**Figura 4.25 – Periodos y modos de vibración del edificio K**

Modal Participating Mass Ratios							
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.211563	93.1760	0.0276	0.0000	93.1760	0.0276	0.0000
2	0.205823	6.8230	0.5412	0.0000	99.9990	0.5688	0.0000
3	0.183260	0.0010	99.4312	0.0000	100.0000	100.0000	0.0000

La Figura 4.26 muestra los dos primeros modos de vibración de la edificación, siendo así el modo fundamental 0.211563 seg. que se presenta en la dirección X-X y 0.183260 seg. en la dirección Y-Y.

**Figura 4.26 – Vista de los dos primeros modos de vibración del edificio K**

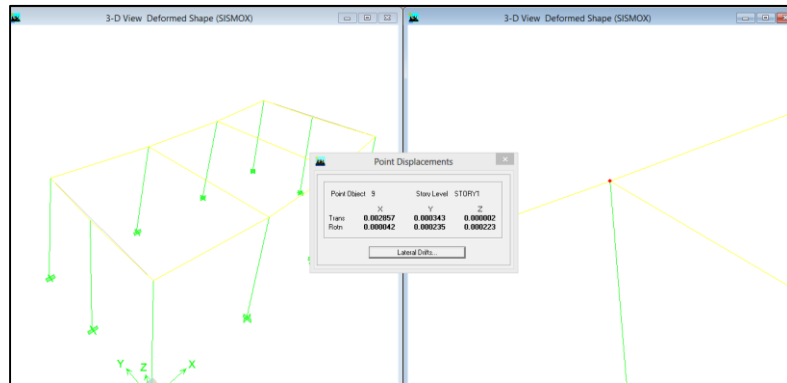


- *Desplazamientos Máximos Estimados*

En la Tabla 4.7 y 4.8 se resumen las distorsiones máximas en cada nivel, calculados según la norma vigente para cada dirección de análisis. Asimismo, en las Figuras 4.27 y 4.28 se observa los desplazamientos ocasionados por un sismo en X y sismo en Y en el programa ETABS v.9.7.4.



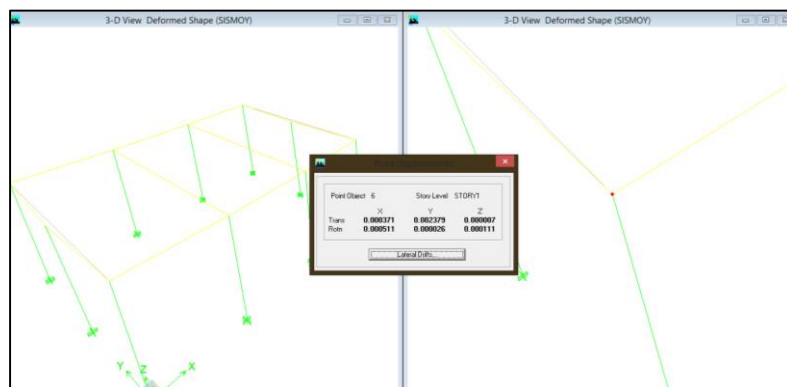
**Figura 4.27 – Vista del desplazamiento por el sismo en la dirección X-X**



**Tabla 4.7 – Distorsiones máximas en el eje X-X**

Story	Load	Point	DriftX	DriftX*0.75*R
STORY1	SISMOX	9	0.000885	0.005308

**Figura 4.28 – Vista del desplazamiento por el sismo en la dirección Y-Y**



**Tabla 4.8 – Distorsiones máximas en el eje Y-Y**

Story	Load	Point	DriftX	DriftX*0.75*R
STORY1	SISMOY	6	0.000737	0.004419

Según la NTE E.030 (Tabla N°08 – Límites para desplazamiento lateral de entrepiso), las distorsiones máximas en este caso es 0.005308 en la dirección X-X y 0.004419 en la dirección Y-Y. Como se observa en la Tabla 4.7 y 4.8 la estructura cumple en ambas direcciones.

#### 4.2.5 Masas de los Edificios

La masa de cada edificio se calculó mediante el programa ETABS nonlinear versión 9.7.4. La tabla 4.9 muestra el valor de la masa de cada edificio y su respectivo centro de masa en la dirección X-X y Y-Y.

**Tabla 4.9 – Masas y Centros de Masas**

ID	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM
<b>EDIFICIO F</b>	STORY1	D1	8297.3427	8297.3427	5.624	8.187
<b>EDIFICIO G</b>	STORY1	DIAFRAGM	16230.5247	16230.5247	16.4	5.67
<b>EDIFICIO H</b>	STORY1	D1	8297.3429	8297.3429	5.176	8.187
<b>EDIFICIO K</b>	STORY1	D1	5167.7928	5167.7928	5.432	2.996

#### 4.2.6 Resultados del análisis de frecuencias

Para el edificio F, en la dirección Y-Y, se observó una tendencia traslacional predominante con el modo más importante (modo 1) asociado a una masa participante de 47.48%. En la dirección X-X, el modo más importante es también de traslación (modo 2) con 99.91% de participación.

Para el edificio G, en la dirección X-X, se observó una tendencia traslacional predominante con el modo más importante (modo 1) asociado a una masa participante de 99.51%. En la dirección Y-Y, el modo más importante es también de traslación (modo 2) con 100.00% de participación.

Para el edificio H, en la dirección Y-Y, se observó una tendencia traslacional predominante con el modo más importante (modo 1) asociado a una masa participante de 47.40%. En la dirección X-X, el modo más importante es también de traslación (modo 2) con 99.89% de participación.

Para el edificio K, en la dirección X-X, se observó una tendencia traslacional predominante con el modo más importante (modo 1) asociado a una masa participante de 93.18%. En la dirección Y-Y, el modo más importante es también de traslación (modo 3) con 100.00% de participación.

La tabla 4.10 muestra los resultados del análisis de frecuencias para cada modelo estudiado.

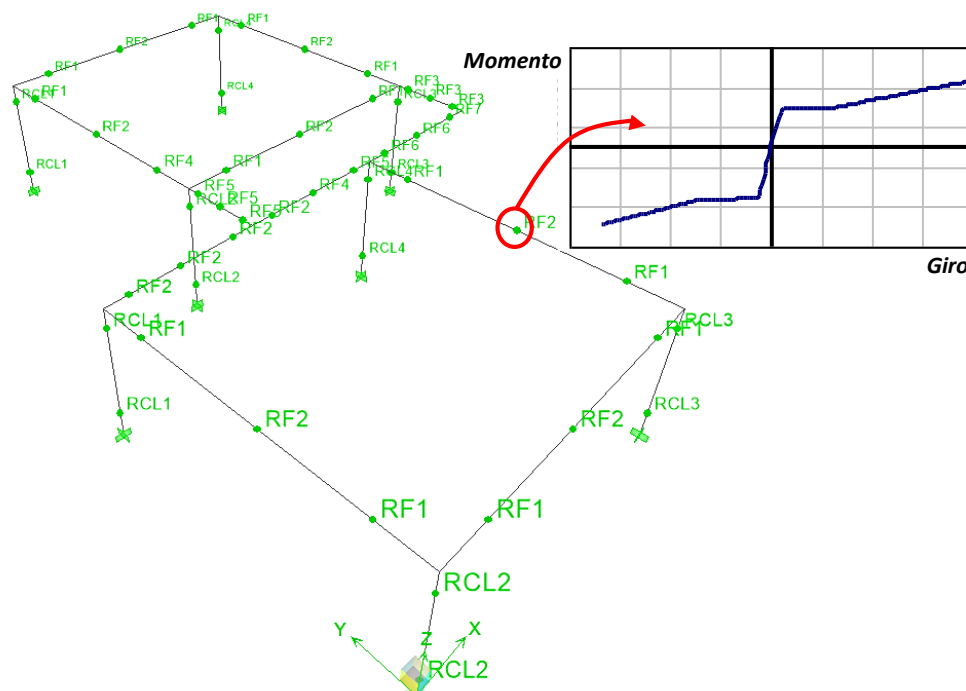
**Tabla 4.10 – Periodos de Vibración de las Estructuras**

ID	Modo	Periodo (seg)	Porcentaje de Masa Efectiva	
			Dirección X	Dirección Y
EDIFICIO F	1	0.1180	44.04%	<b>47.43%</b>
	2	0.1157	<b>99.89%</b>	86.82%
	3	0.1123	100.00%	100.00%
EDIFICIO G	1	0.1153	<b>99.51%</b>	0.00%
	2	0.1138	99.51%	<b>100.00%</b>
	3	0.1080	100.00%	100.00%
EDIFICIO H	1	0.1180	44.09%	<b>47.40%</b>
	2	0.1157	<b>99.89%</b>	86.82%
	3	0.1121	100.00%	100.00%
EDIFICIO K	1	0.2116	<b>93.18%</b>	0.03%
	2	0.2058	99.99%	0.57%
	3	0.1833	100.00%	<b>100.00%</b>

### 4.3 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 4.29 – Modelo Inelástico del edificio F



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

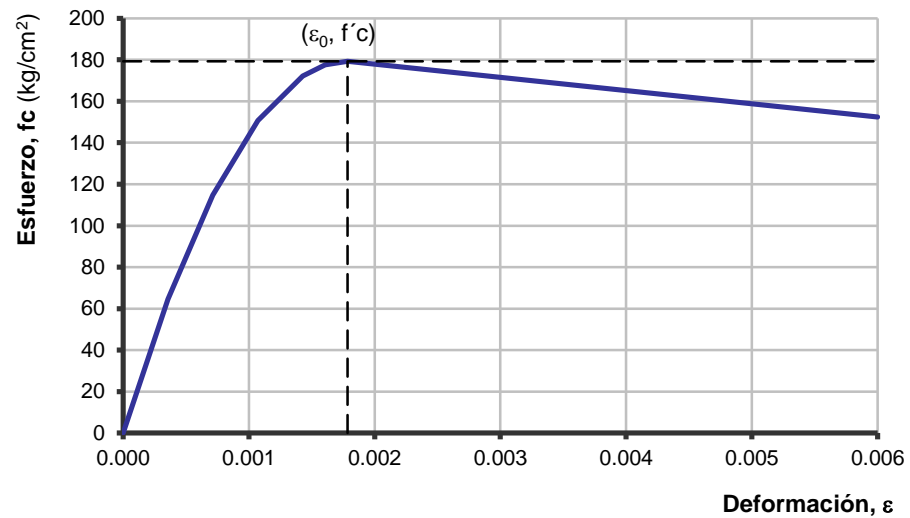
#### 4.3.1 Características del Concreto y del Acero

Los materiales empleados se representaron 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 4.30 que muestra la curva de resistencia del concreto del Edificio F a una

resistencia máxima de 179.35 Kg/cm<sup>2</sup> que es el promedio de las resistencias obtenidas por esclerómetro y la resistencia obtenida por ensayo de compresión de testigos de concreto extraídos con diamantina.

**Figura 4.30 – Diagrama Esfuerzo – Deformación del concreto en el Edificio F a una resistencia de 179.35 Kg/cm<sup>2</sup>**



La Tabla 4.11 muestra los parámetros del diagrama esfuerzo – deformación del concreto para cada Edificio del Bloque III del Cebe Felix y Carolina de Repetti especificada en el Anexo Modelamiento en ETABS – Inelástico (Propiedades del Concreto - Acero), junto con los diagramas esfuerzo – deformación del concreto correspondiente a cada edificio.

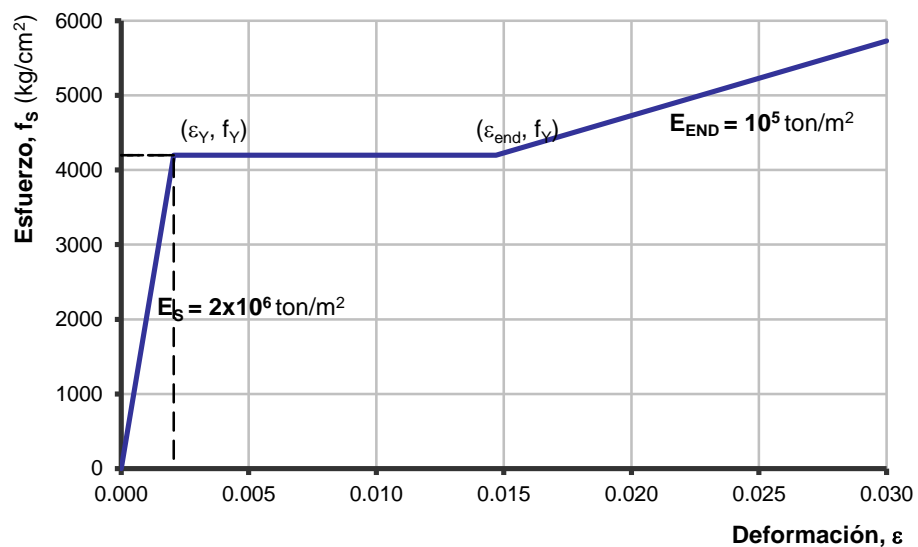
**Tabla 4.11 – Parámetros del diagrama Esfuerzo – Deformación del Concreto**

ID	Parámetro	Valor
<b>EDIFICIO F</b>	$f'_c$ , resistencia característica a compresión (kg/cm <sup>2</sup> )	179.35
	$E_c$ , módulo de elasticidad del concreto (kg/mm <sup>2</sup> )	2008.84
	$\epsilon_0$ , deformación correspondiente a $f'_c$	0.0018
<b>EDIFICIO G</b>	$f'_c$ , resistencia característica a compresión (kg/cm <sup>2</sup> )	243.91
	$E_c$ , módulo de elasticidad del concreto (kg/mm <sup>2</sup> )	2342.66
	$\epsilon_0$ , deformación correspondiente a $f'_c$	0.0021

ID	Parámetro	Valor
<b>EDIFICIO H</b>	$f'_c$ , resistencia característica a compresión (kg/cm <sup>2</sup> )	181.81
	$E_c$ , módulo de elasticidad del concreto (kg/mm <sup>2</sup> )	2022.58
	$\epsilon_0$ , deformación correspondiente a $f'_c$	0.0018
<b>EDIFICIO K</b>	$f'_c$ , resistencia característica a compresión (kg/cm <sup>2</sup> )	122.61
	$E_c$ , módulo de elasticidad del concreto (kg/mm <sup>2</sup> )	1660.94
	$\epsilon_0$ , deformación correspondiente a $f'_c$	0,0015

Para el diagrama esfuerzo deformación del acero se consideró el modelo trilineal mostrado en la Figura 4.31, para todas las edificios del Cebe Felix y Carolina de Repetti – Bloque III.

**Figura 4.31 – Diagrama Esfuerzo- Deformación del Acero**



El primer tramo corresponde a deformaciones unitarias menores que la deformación de fluencia ( $\epsilon_\gamma$ ) 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 4.12 junto al valor del esfuerzo de fluencia ( $f_y$ ) especificado en el diseño.

**Tabla 4.12 – Parámetros del diagrama Esfuerzo – Deformación del Acero**

Parámetro	Valor
$f_y$ , esfuerzo de fluencia (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
$E_s$ , módulo de elasticidad del acero (kg/cm <sup>2</sup> )	$2 \times 10^6$
$\epsilon_y$ , deformación correspondiente a $f_y$	0.0021
$E_{END}$ , módulo de elasticidad endurecimiento del acero (kg/cm <sup>2</sup> )	$2 \times 10^4$
$\epsilon_{END}$ , deformación correspondiente al inicio del endurecimiento	0.0147

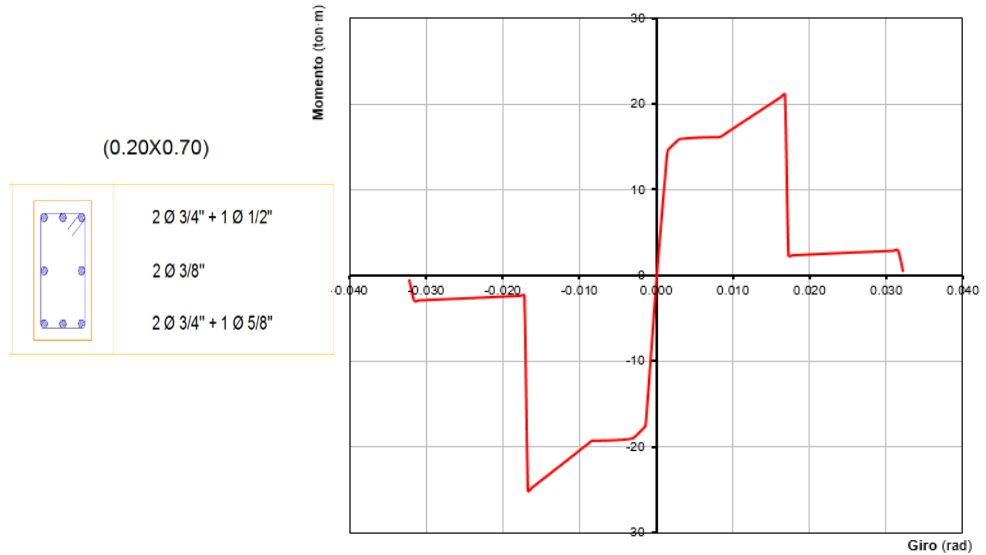
#### 4.3.2 Comportamiento Inelástico de las Secciones

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, dibujando las secciones con todas las especificaciones (diagrama esfuerzo deformación del concreto – diagrama esfuerzo deformación del acero) detallados en el cuadro de detalle de columnas y detalle rótulas en vigas en el Anexo Modelamiento en ETABS – Inelástico (Detalle Rótulas en Vigas / Detalle Cuadro Columnas – Rótulas) y posteriormente obtener diagramas momento curvatura el cuál se procesa en una hoja Excel para convertirlas en diagramas momento – giro.

Estos diagramas se obtienen incrementando las deformaciones de la sección hasta que alguna fibra alcance su deformación máxima.

Los diagramas momento – giro correspondiente a las distintas secciones, se encuentran en el Anexo Modelamiento en ETABS – Inelástico (Detalle Rótulas en Vigas / Detalle Cuadro Columnas – Rótulas) los cuales muestran un pequeño croquis con la ubicación de las rótulas respectivas, y sus respectivos cuadros de resultados de las rótulas obtenidas con el programa Etabs v.9.7.4. Como ejemplo, la Figura 4.32 muestra el diagrama momento – giro de la sección F-1 del edificio F con un  $f'_c = 179.35$  kg/cm<sup>2</sup>.

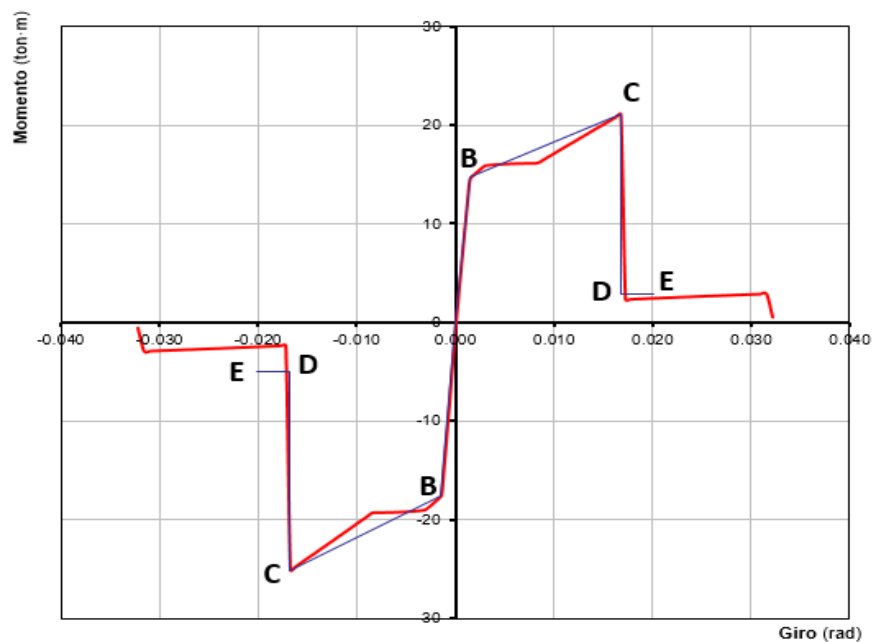
**Figura 4.32 – Diagrama Momento – Giro de la sección de la viga F-1 del Edificio F**



Para crear las respectivas rótulas y realizar el análisis inelástico empleando el programa ETABS nonlinear versión 9.7.4, los diagramas obtenidos de cada sección, se simplificaron asumiendo puntos notables, unidos por segmentos rectos, que representan los diagramas de forma representativa.

En la Figura 4.33 se muestra el diagrama momento giro de la sección anteriormente mencionada, junto al diagrama simplificado.

**Figura 4.33 – Puntos Notables del Diagrama Momento – Giro**





Los puntos notables son:

**B** ( $\phi_Y, M_Y$ ) : Inicio de la incursión inelástica, cuando la primera fibra de acero en tracción alcanza la fluencia.

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

**D** ( $\phi_N, M_D$ ) : Se asume que luego de alcanzar la capacidad resistente, la curvatura se mantiene y el momento se reduce.

**E** ( $\phi_E, M_E$ ) : 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 a continuación:

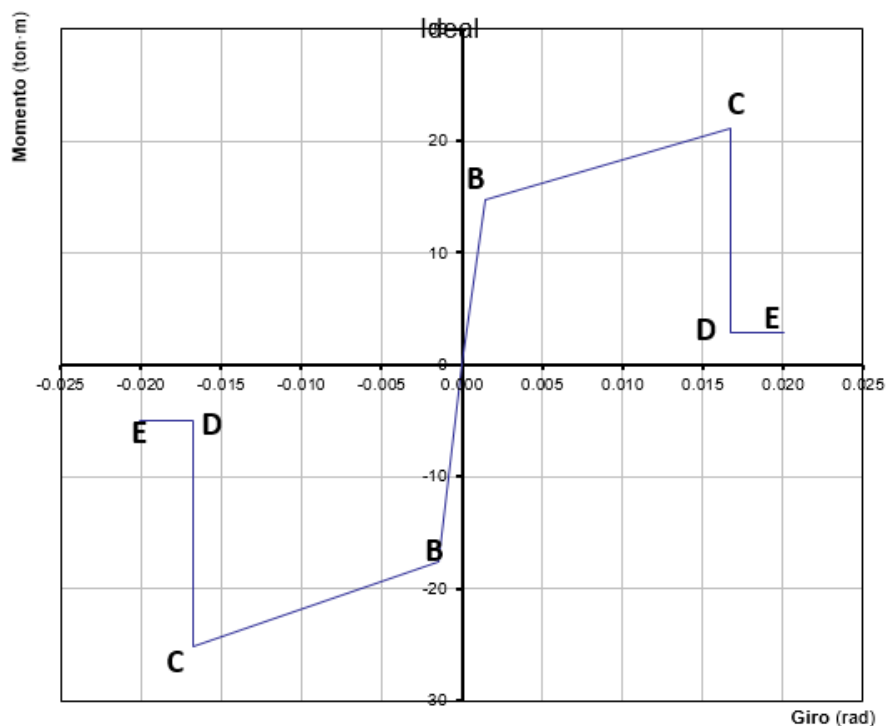
$$\theta = \phi \times l_p$$

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 4.34 muestra el diagrama momento - giro simplificado para la rótula de la viga longitudinal.

Figura 4.34 – Diagrama Momento – giro de la Viga F-1 del edificio F



Los diagramas momento - giro correspondientes a todas las secciones consideradas en el análisis del módulo se muestran en el Anexo Modelamiento en ETABS – Inelástico (Detalle Rótulas en Vigas / Detalle Cuadro Columnas – Rótulas).

#### 4.4 Análisis Inelástico Incremental y Espectro de Capacidad

Se realizó el análisis de desplazamiento incremental en ambas direcciones, 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 en techo), luego se aplicó una carga lateral de 1 Tn, debidamente direccionada en la dirección en la que se va evaluar. Tomando como punto de control el centro de masa de la azotea de cada edificio.

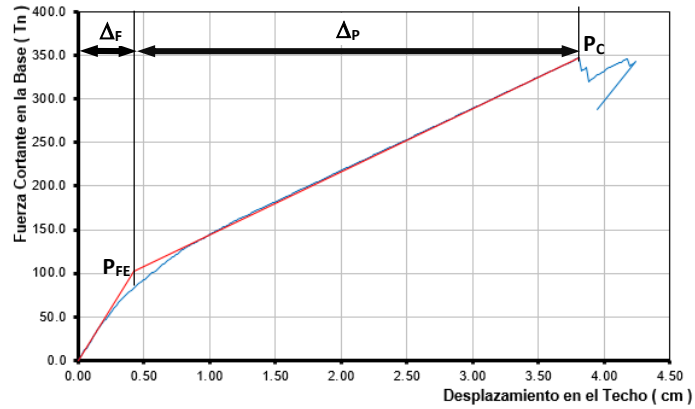
##### 4.4.1 Curva de Capacidad

Las cargas de gravedad no produjeron incursiones inelásticas, pero como resultado de un empuje lateral se obtuvo la curva de capacidad de la cada edificio analizado. Posteriormente se ubicaron los puntos de fluencia efectiva  $P_{FE}$  y de colapso  $P_C$  para el cada edificio.

- Edificio F en la dirección X-X

En la Figura 4.35 se aprecian el desplazamiento de fluencia efectiva  $\Delta_{EF} = 0.4271$  cm y la capacidad de desplazamiento inelástico  $\Delta_P = 3.8125$  cm.

**Figura 4.35 - Curva Capacidad del Edificio F en la dirección X-X**

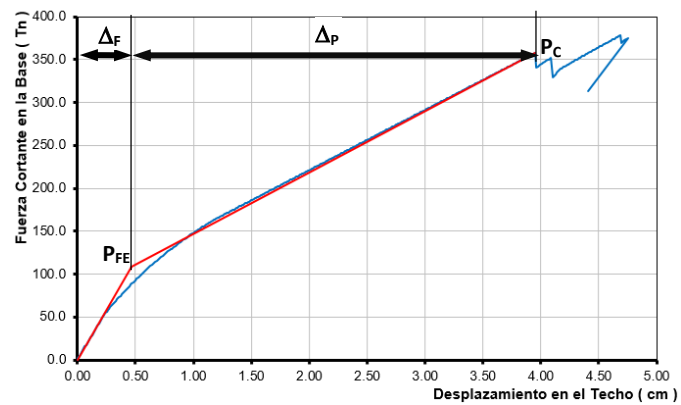


ID	Desplazamiento	Valor
EDIFICIO F X-X	$\Delta_{EF}$ (cm)	0.4271
	$\Delta_P$ (cm)	3.8125

- Edificio F en la dirección Y-Y

En la Figura 4.36 se aprecian el desplazamiento de fluencia efectiva  $\Delta_{EF} = 0.4664$  cm y la capacidad de desplazamiento inelástico  $\Delta_P = 3.9476$  cm.

**Figura 4.36 - Curva Capacidad del Edificio F en la dirección Y-Y**

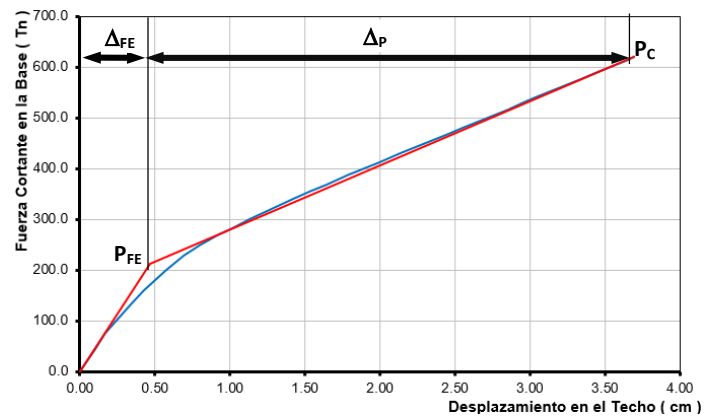


ID	Desplazamiento	Valor
EDIFICIO F Y-Y	$\Delta_{EF}$ (cm)	0.4664
	$\Delta_P$ (cm)	3.9476

- Edificio G en la dirección X-X

En la Figura 4.37 se aprecian el desplazamiento de fluencia efectiva  $\Delta_{EF} = 0.4659$  cm y la capacidad de desplazamiento inelástico  $\Delta_P = 3.6921$  cm.

**Figura 4.37 - Curva Capacidad del Edificio G en la dirección X-X**

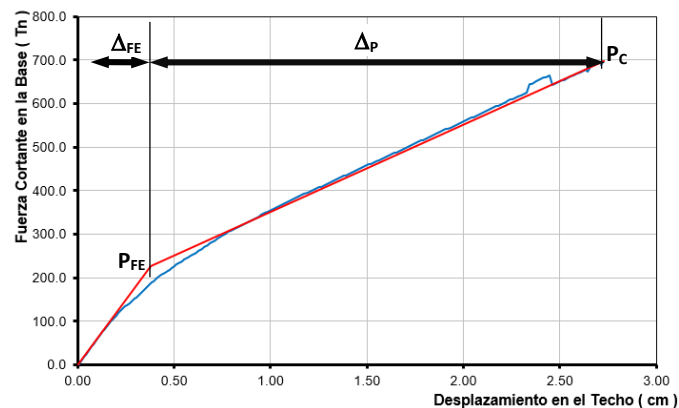


ID	Desplazamiento	Valor
EDIFICIO G X-X	$\Delta_{EF}$ (cm)	0.4659
	$\Delta_P$ (cm)	3.6921

- Edificio G en la dirección Y-Y

En la Figura 4.38 se aprecian el desplazamiento de fluencia efectiva  $\Delta_{EF} = 0.3790$  cm y la capacidad de desplazamiento inelástico  $\Delta_P = 2.7276$  cm.

**Figura 4.38 - Curva Capacidad del Edificio G en la dirección Y-Y**

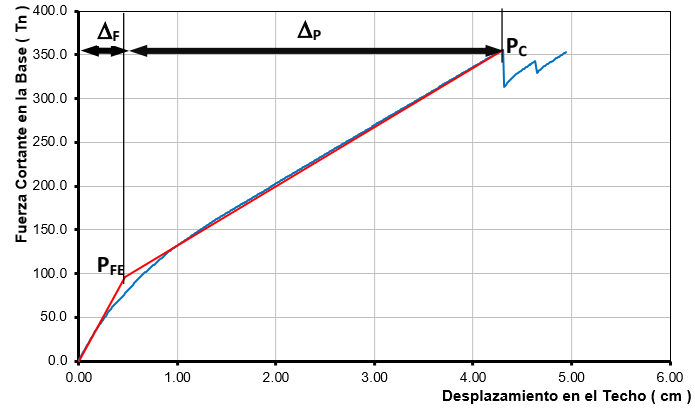


ID	Desplazamiento	Valor
EDIFICIO G Y-Y	$\Delta_{EF}$ (cm)	0.3790
	$\Delta_P$ (cm)	2.7276

- Edificio H en la dirección X-X

En la Figura 4.39 se aprecian el desplazamiento de fluencia efectiva  $\Delta_{EF} = 0.4655$  cm y la capacidad de desplazamiento inelástico  $\Delta_P = 4.3005$  cm.

**Figura 4.39 - Curva Capacidad del Edificio H en la dirección X-X**

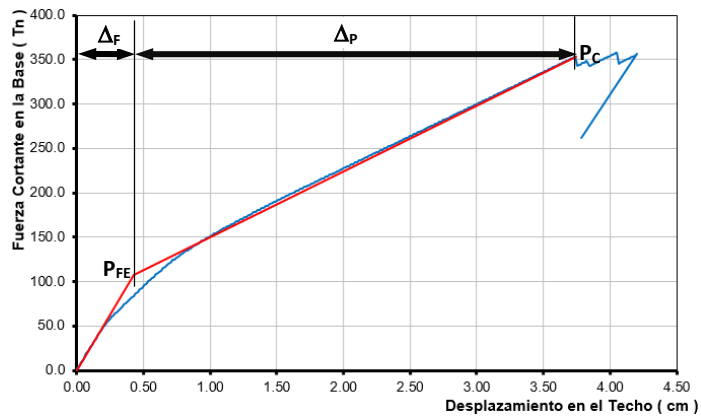


ID	Desplazamiento	Valor
EDIFICIO H X-X	$\Delta_{EF}$ (cm)	0.4655
	$\Delta_P$ (cm)	4.3005

- Edificio H en la dirección Y-Y

En la Figura 4.40 se aprecian el desplazamiento de fluencia efectiva  $\Delta_{EF} = 0.4265$  cm y la capacidad de desplazamiento inelástico  $\Delta_P = 3.7420$  cm.

**Figura 4.40 - Curva Capacidad del Edificio H en la dirección Y-Y**

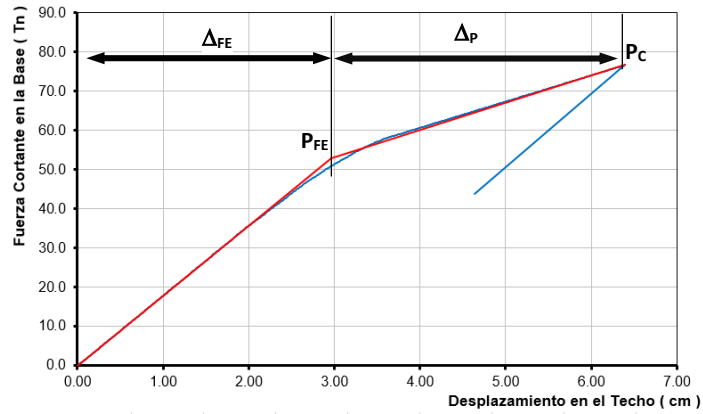


ID	Desplazamiento	Valor
EDIFICIO H Y-Y	$\Delta_{EF}$ (cm)	0.4265
	$\Delta_P$ (cm)	3.7420

- Edificio K en la dirección X-X

En la Figura 4.41 se aprecian el desplazamiento de fluencia efectiva  $\Delta_{EF} = 2.9673$  cm y la capacidad de desplazamiento inelástico  $\Delta_P = 6.3925$  cm.

**Figura 4.41 - Curva Capacidad del Edificio K en la dirección X-X**

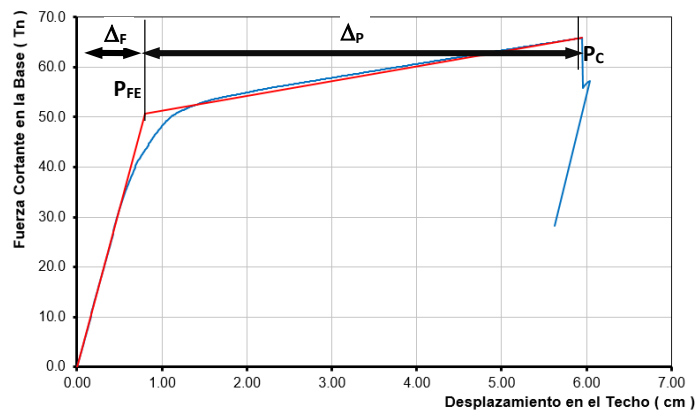


ID	Desplazamiento	Valor
EDIFICIO K X-X	$\Delta_{EF}$ (cm)	2.9673
	$\Delta_P$ (cm)	6.3925

- Edificio K en la dirección Y-Y

En la Figura 4.42 se aprecian el desplazamiento de fluencia efectiva  $\Delta_{EF} = 0.8049$  cm y la capacidad de desplazamiento inelástico  $\Delta_P = 5.9438$  cm.

**Figura 4.42 - Curva Capacidad del Edificio K en la dirección Y-Y**



ID	Desplazamiento	Valor
EDIFICIO K Y-Y	$\Delta_{EF}$ (cm)	0.8049
	$\Delta_P$ (cm)	5.9438

4.4.2 Determinación de los Niveles de Comportamiento Sísmico

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

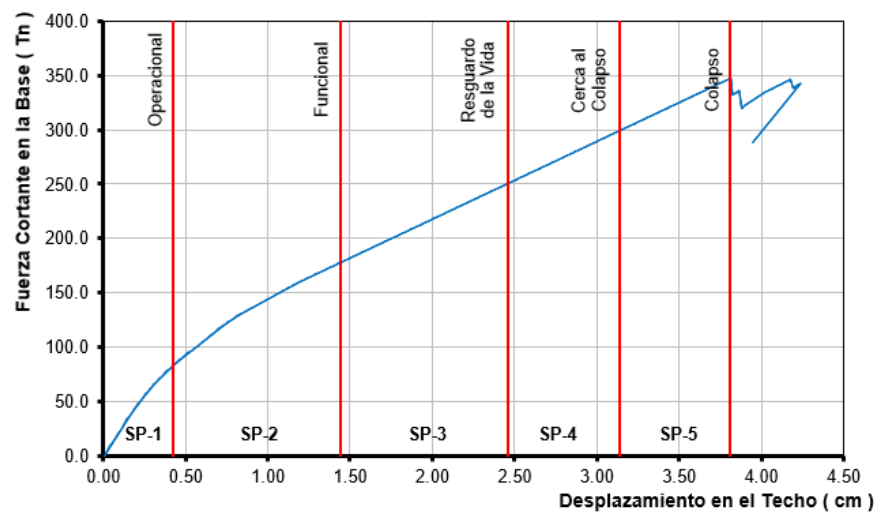
- Edificio F en la dirección X-X

La Tabla 4.13 y la Figura 4.43 muestran los valores de desplazamiento asociados a los niveles de desempeño y la curva de capacidad sectorizada del edificio F en la dirección X-X.

**Tabla 4.13 – Niveles de Desempeño y Desplazamiento Asociado, del Edificio F en la dirección X-X**

Nivel de Desempeño	Descripción Cualitativa	Límite de Desplazamiento	$D_t$ (cm)
SP-1	Operacional	$\Delta_Y$	0.427
SP-2	Funcional	$\Delta_Y + 0,3 \cdot \Delta_P$	1.443
SP-3	Resguardo de la Vida	$\Delta_Y + 0,6 \cdot \Delta_P$	2.458
SP-4	Cerca al Colapso	$\Delta_Y + 0,8 \cdot \Delta_P$	3.135
SP-5	Colapso	$\Delta_Y + \Delta_P$	3.813

**Figura 4.43 – Niveles de Comportamiento Estructural del Edificio F en la dirección X-X**



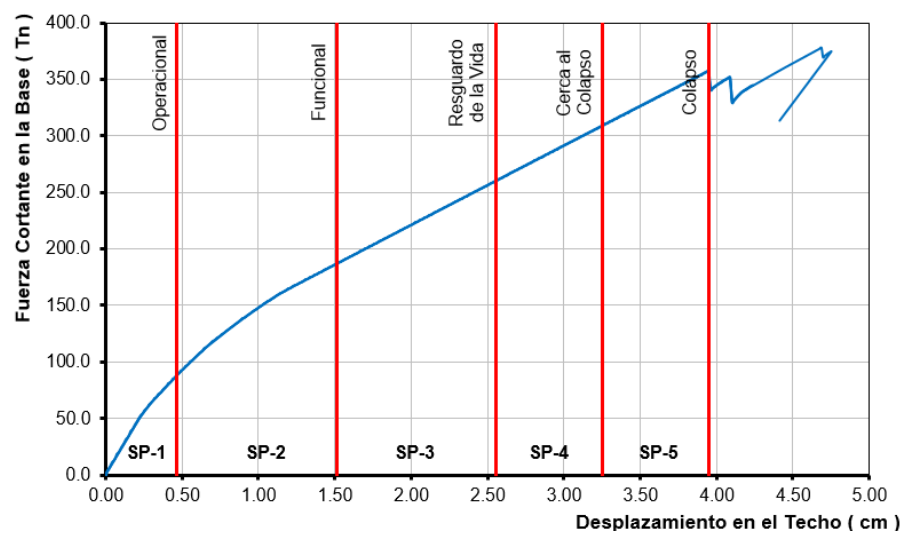
- Edificio F en la dirección Y-Y

La Tabla 4.14 y la Figura 4.44 muestran los valores de desplazamiento asociados a los niveles de desempeño y la curva de capacidad sectorizada del edificio F en la dirección Y-Y.

**Tabla 4.14 – Niveles de Desempeño y Desplazamiento Asociado, del Edificio F en la dirección Y-Y**

Nivel de Desempeño	Descripción Cualitativa	Límite de Desplazamiento	$D_t$ (cm)
SP-1	Operacional	$\Delta_Y$	0.466
SP-2	Funcional	$\Delta_Y + 0,3 \cdot \Delta_P$	1.511
SP-3	Resguardo de la Vida	$\Delta_Y + 0,6 \cdot \Delta_P$	2.555
SP-4	Cerca al Colapso	$\Delta_Y + 0,8 \cdot \Delta_P$	3.251
SP-5	Colapso	$\Delta_Y + \Delta_P$	3.948

**Figura 4.44 – Niveles de Comportamiento Estructural del Edificio F en la dirección Y-Y**





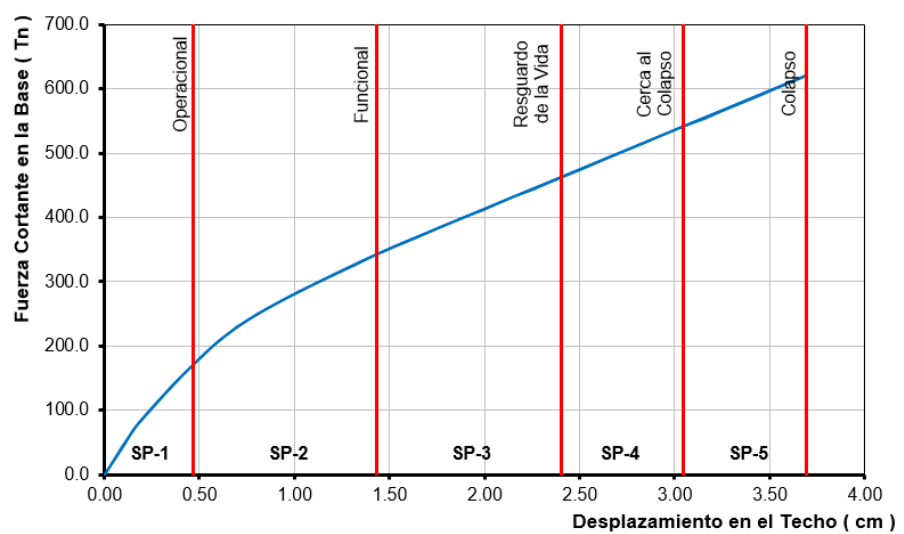
- Edificio G en la dirección X-X

La Tabla 4.15 y la Figura 4.45 muestran los valores de desplazamiento asociados a los niveles de desempeño y la curva de capacidad sectorizada del edificio G en la dirección X-X.

**Tabla 4.15 – Niveles de Desempeño y Desplazamiento Asociado, del Edificio G en la dirección X-X**

Nivel de Desempeño	Descripción Cualitativa	Límite de Desplazamiento	$D_t$ (cm)
SP-1	Operacional	$\Delta_Y$	0.466
SP-2	Funcional	$\Delta_Y + 0,3 \cdot \Delta_P$	1.434
SP-3	Resguardo de la Vida	$\Delta_Y + 0,6 \cdot \Delta_P$	2.402
SP-4	Cerca al Colapso	$\Delta_Y + 0,8 \cdot \Delta_P$	3.047
SP-5	Colapso	$\Delta_Y + \Delta_P$	3.692

**Figura 4.45 – Niveles de Comportamiento Estructural del Edificio G en la dirección X-X**



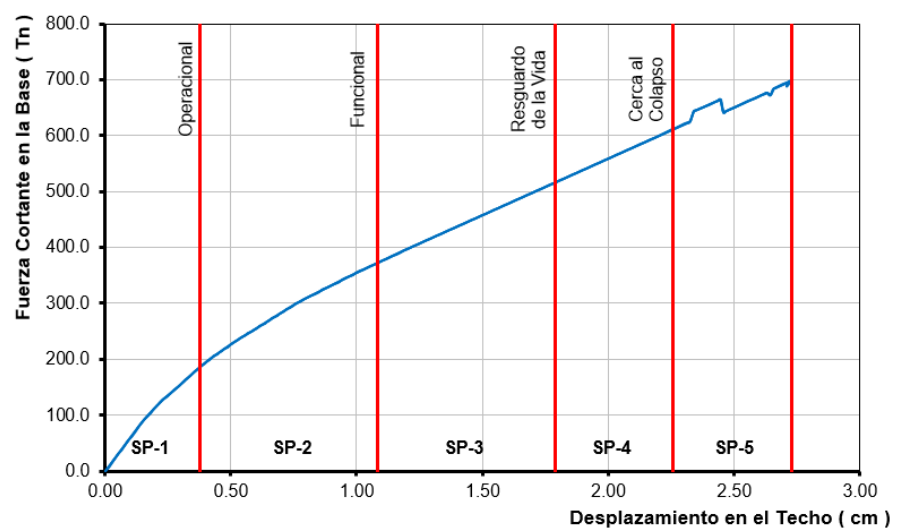
- Edificio G en la dirección Y-Y

La Tabla 4.16 y la Figura 4.46 muestran los valores de desplazamiento asociados a los niveles de desempeño y la curva de capacidad sectorizada del edificio G en la dirección Y-Y.

**Tabla 4.16 – Niveles de Desempeño y Desplazamiento Asociado, del Edificio G en la dirección Y-Y**

Nivel de Desempeño	Descripción Cualitativa	Límite de Desplazamiento	$D_t$ (cm)
SP-1	Operacional	$\Delta_Y$	0.379
SP-2	Funcional	$\Delta_Y + 0,3 \cdot \Delta_P$	1.084
SP-3	Resguardo de la Vida	$\Delta_Y + 0,6 \cdot \Delta_P$	1.788
SP-4	Cerca al Colapso	$\Delta_Y + 0,8 \cdot \Delta_P$	2.258
SP-5	Colapso	$\Delta_Y + \Delta_P$	2.728

**Figura 4.46 – Niveles de Comportamiento Estructural del Edificio G en la dirección Y-Y**



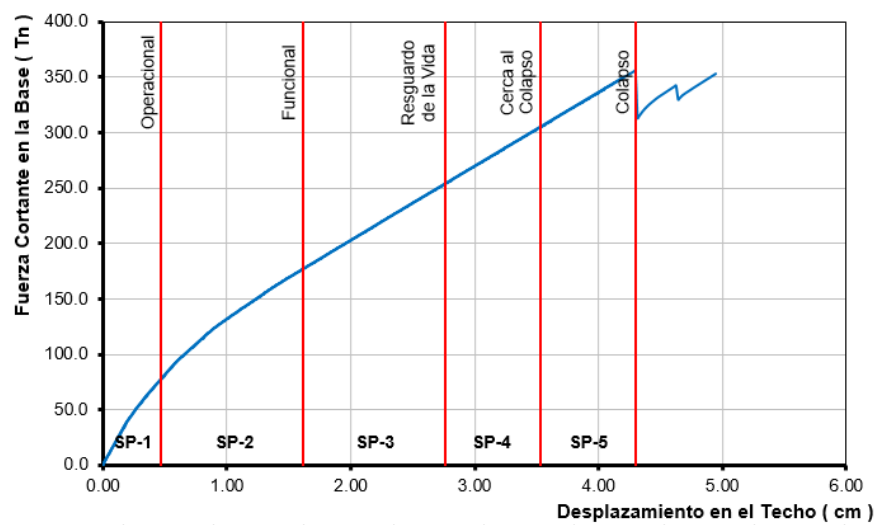
- Edificio H en la dirección X-X

La Tabla 4.17 y la Figura 4.47 muestran los valores de desplazamiento asociados a los niveles de desempeño y la curva de capacidad sectorizada del edificio H en la dirección X-X.

**Tabla 4.17 – Niveles de Desempeño y Desplazamiento Asociado, del Edificio H en la dirección X-X**

Nivel de Desempeño	Descripción Cualitativa	Límite de Desplazamiento	$D_t$ (cm)
SP-1	Operacional	$\Delta_Y$	0.465
SP-2	Funcional	$\Delta_Y + 0,3 \cdot \Delta_P$	1.616
SP-3	Resguardo de la Vida	$\Delta_Y + 0,6 \cdot \Delta_P$	2.766
SP-4	Cerca al Colapso	$\Delta_Y + 0,8 \cdot \Delta_P$	3.533
SP-5	Colapso	$\Delta_Y + \Delta_P$	4.301

**Figura 4.47 – Niveles de Comportamiento Estructural del Edificio H en la dirección X-X**



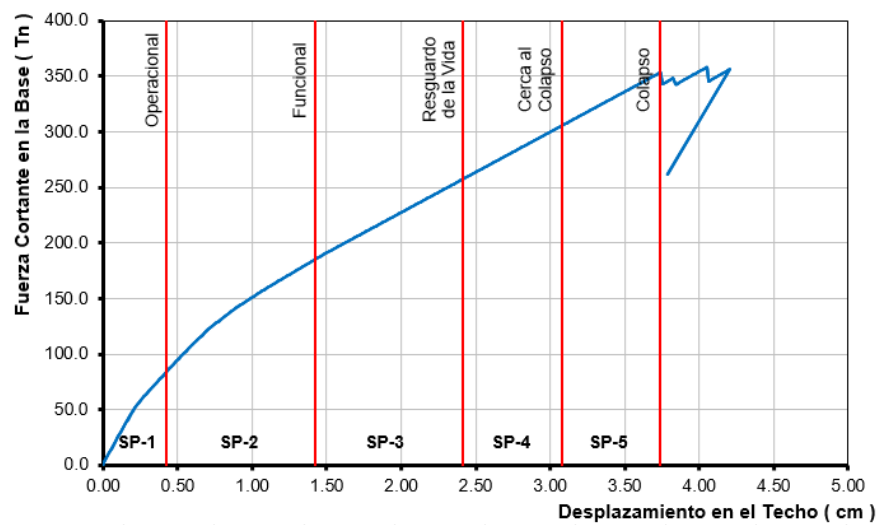
- Edificio H en la dirección Y-Y

La Tabla 4.18 y la Figura 4.48 muestran los valores de desplazamiento asociados a los niveles de desempeño y la curva de capacidad sectorizada del edificio H en la dirección Y-Y.

**Tabla 4.18 – Niveles de Desempeño y Desplazamiento Asociado, del Edificio H en la dirección Y-Y**

Nivel de Desempeño	Descripción Cualitativa	Límite de Desplazamiento	$D_t$ (cm)
SP-1	Operacional	$\Delta_Y$	0.426
SP-2	Funcional	$\Delta_Y + 0,3 \cdot \Delta_P$	1.421
SP-3	Resguardo de la Vida	$\Delta_Y + 0,6 \cdot \Delta_P$	2.416
SP-4	Cerca al Colapso	$\Delta_Y + 0,8 \cdot \Delta_P$	3.079
SP-5	Colapso	$\Delta_Y + \Delta_P$	3.742

**Figura 4.48 – Niveles de Comportamiento Estructural del Edificio H en la dirección Y-Y**



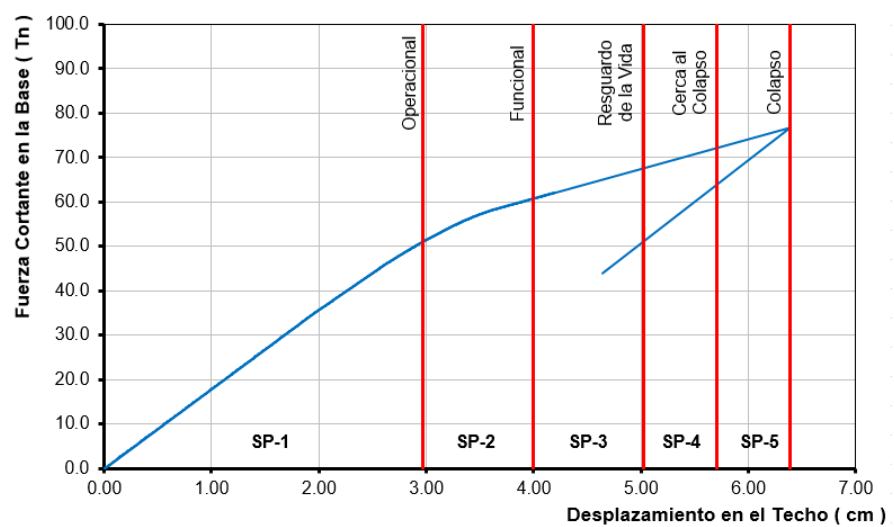
- Edificio K en la dirección X-X

La Tabla 4.19 y la Figura 4.49 muestran los valores de desplazamiento asociados a los niveles de desempeño y la curva de capacidad sectorizada del edificio K en la dirección X-X.

**Tabla 4.19 – Niveles de Desempeño y Desplazamiento Asociado, del Edificio K en la dirección X-X**

Nivel de Desempeño	Descripción Cualitativa	Límite de Desplazamiento	$D_t$ (cm)
SP-1	Operacional	$\Delta_Y$	2.967
SP-2	Funcional	$\Delta_Y + 0,3 \cdot \Delta_P$	3.995
SP-3	Resguardo de la Vida	$\Delta_Y + 0,6 \cdot \Delta_P$	5.022
SP-4	Cerca al Colapso	$\Delta_Y + 0,8 \cdot \Delta_P$	5.707
SP-5	Colapso	$\Delta_Y + \Delta_P$	6.393

**Figura 4.49 – Niveles de Comportamiento Estructural del Edificio K en la dirección X-X**



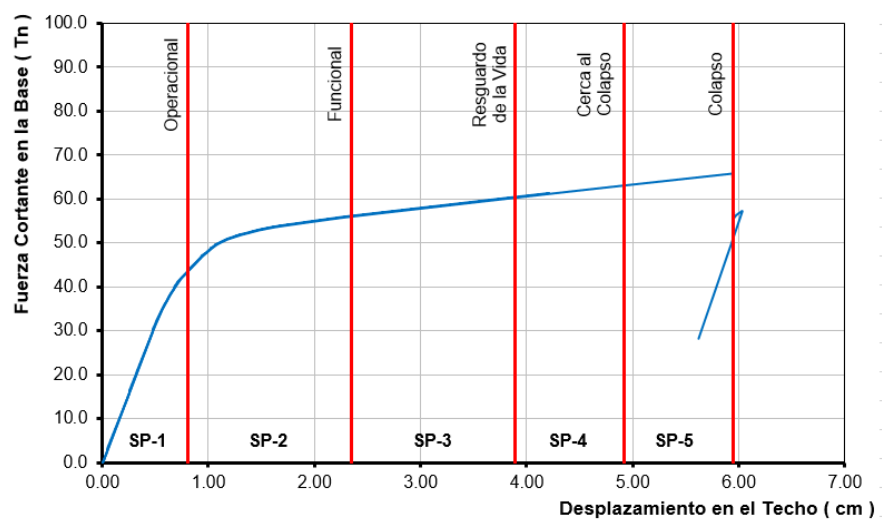
- Edificio K en la dirección Y-Y

La Tabla 4.20 y la Figura 4.50 muestran los valores de desplazamiento asociados a los niveles de desempeño y la curva de capacidad sectorizada del edificio K en la dirección Y-Y.

**Tabla 4.20 – Niveles de Desempeño y Desplazamiento Asociado, del Edificio K en la dirección Y-Y**

Nivel de Desempeño	Descripción Cualitativa	Límite de Desplazamiento	$D_t$ (cm)
SP-1	Operacional	$\Delta_Y$	0.805
SP-2	Funcional	$\Delta_Y + 0,3 \cdot \Delta_P$	2.347
SP-3	Resguardo de la Vida	$\Delta_Y + 0,6 \cdot \Delta_P$	3.888
SP-4	Cerca al Colapso	$\Delta_Y + 0,8 \cdot \Delta_P$	4.916
SP-5	Colapso	$\Delta_Y + \Delta_P$	5.944

**Figura 4.50 – Niveles de Comportamiento Estructural del Edificio K en la dirección Y-Y**



## CAPITULO V: EVALUACION DEL DESEMPEÑO SISMICO

### 5.1 Representación de la Demanda Sísmica

#### 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 el Reglamento Nacional de Edificaciones 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 demanda que se requiere en una edificación esencial, además de las condiciones del 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 ( $SA_0=Z \times S$ )
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

*Fuente: RIESGO SÍSMICO DE EDIFICIOS PERUANOS – Muñoz, A.; Tinman, M. y Quiun, D.*

Los espectros de demanda para cada uno de los niveles de peligro sísmico se elaboraron empleando una adaptación de la forma espectral, la aceleración espectral se puede expresar como:

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

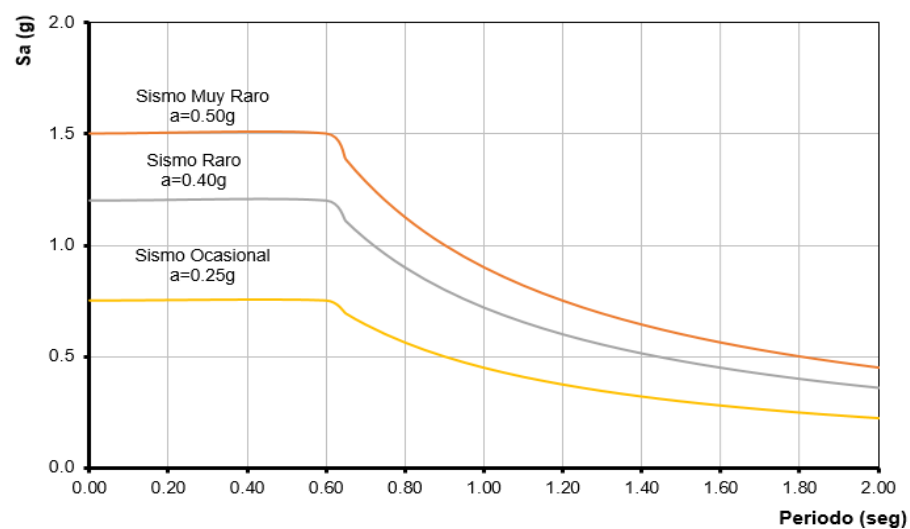
Donde: C corresponde al factor de amplificación sísmica, según el Reglamento Nacional de Edificaciones es:

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

Donde:  $T_p$  corresponde a los parámetros de suelos y  $T = h_n/C_T$ , así mismo  $h_n$  es la altura total en metros y  $C_T = 35$  (pórticos),  $C_T = 45$  (pórticos con caja de ascensor y escaleras),  $C_T = 60$  (Estructuras de mampostería y muros de corte).

La Figura 5.1 muestra 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

La evaluación del desempeño de los edificios estudiados se realizó adaptando la metodología propuesta por el comité VISIÓN 2000 del SEAOC (SEAOC 1999) para el BLOQUE III DEL CEBE FELIX Y CAROLINA DE REPETTI. Se emplearon tres niveles de amenaza sísmica y los objetivos de desempeño establecidos para edificaciones esenciales como este Centro Educativo Básico Especial.

### 5.2.1 Determinación del Punto de Demanda

Empleando el procedimiento desarrollado en el Capítulo 2 mediante 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 ( $\Delta_t$ ) 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 ( $\Delta_t$ ) para los tres niveles de demanda sísmica**

ID	Nivel de Demanda	V (ton)	$\Delta_t$ (cm)
<b>EDIFICIO F X-X</b>	Sismo Ocasional	56.99	0.2569
	Sismo Raro	92.13	0.4947
	Sismo Muy Raro	114.77	0.6847
<b>EDIFICIO F Y-Y</b>	Sismo Ocasional	54.59	0.2410
	Sismo Raro	89.18	0.4708
	Sismo Muy Raro	115.00	0.6731
<b>EDIFICIO G X-X</b>	Sismo Ocasional	130.10	0.3299
	Sismo Raro	200.99	0.5747
	Sismo Muy Raro	249.82	0.8081
<b>EDIFICIO G Y-Y</b>	Sismo Ocasional	145.34	0.2782
	Sismo Raro	233.30	0.5232
	Sismo Muy Raro	261.34	0.6241
<b>EDIFICIO H X-X</b>	Sismo Ocasional	54.37	0.2910
	Sismo Raro	87.63	0.5454
	Sismo Muy Raro	110.52	0.7614
<b>EDIFICIO H Y-Y</b>	Sismo Ocasional	65.22	0.2949
	Sismo Raro	101.72	0.5474
	Sismo Muy Raro	127.38	0.7501
<b>EDIFICIO K X-X</b>	Sismo Ocasional	35.78	2.0099
	Sismo Raro	59.49	3.8225
	Sismo Muy Raro	74.14	6.0125
<b>EDIFICIO K Y-Y</b>	Sismo Ocasional	39.84	0.6818
	Sismo Raro	61.07	4.1547
	Sismo Muy Raro	-	-

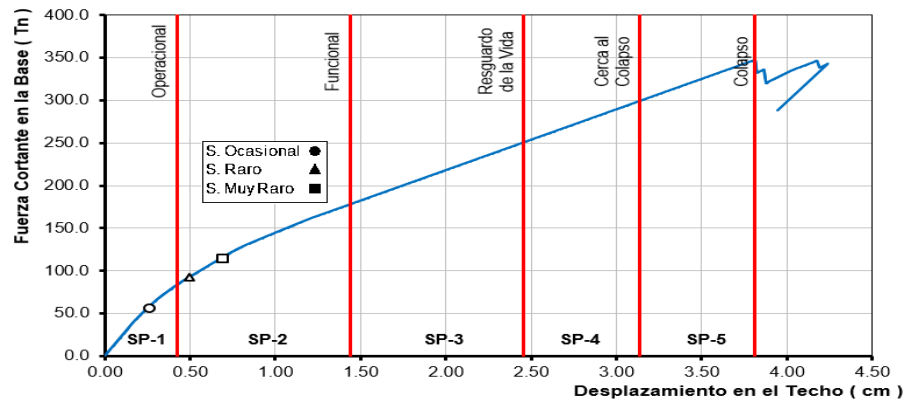
5.2.2 Desempeño Sismorresistente

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.

- o Edificio F en la 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 del Edificio F en la dirección X-X**



**Tabla 5.3 - Sismos de Análisis y Desempeño Esperado (VISION 2000) del Edificio F en la dirección X-X**

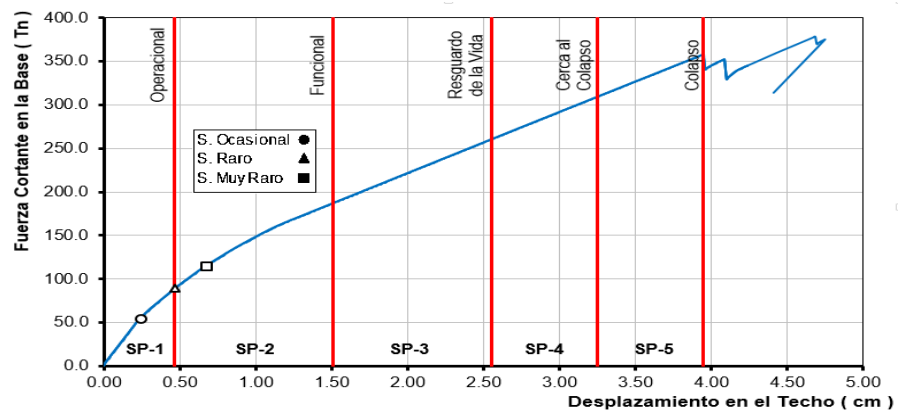
		Operacional SP-1	Funcional SP-2	Resguardo de la Vida SP-3
Nivel de Demanda	Sismo Ocasional (50%/ 50 años)	☺		
	Sismo Raro (10%/ 50 años)		☺	
	Sismo Muy Raro (5%/ 50 años)		☺	

Se observa que para sismos ocasionales, el edificio F en la dirección X-X cumple adecuadamente el rango operacional, como también el rango Funcional y Resguardo de la vida. De acuerdo a los resultados, se concluye que el edificio analizado cumple adecuadamente su función sin presentar muchos daños en la edificación.

- Edificio F en la 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 bajo los parámetros del VISION 2000.

**Figura 5.3 - Niveles de Comportamiento Estructural del Edificio F en la dirección Y-Y**



**Tabla 5.4 - Sismos de Análisis y Desempeño Esperado (VISION 2000) del Edificio F en la 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)		😊	

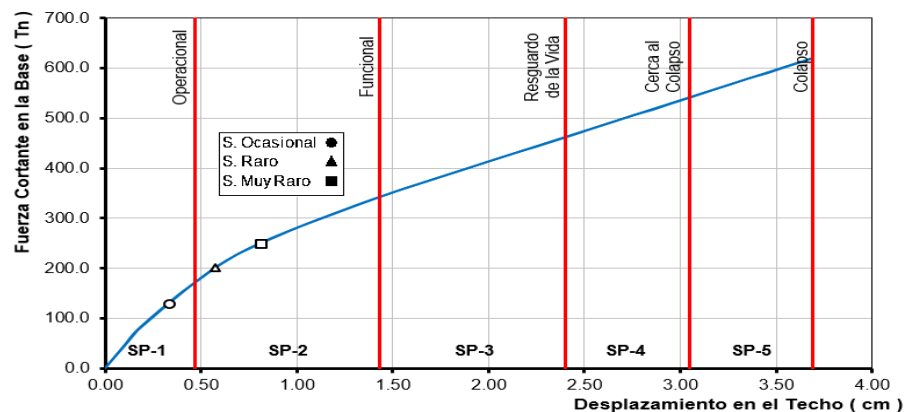
Se observa que para sismos ocasionales, el edificio F en la dirección Y-Y cumple adecuadamente el rango operacional, como también el rango Funcional, más en el rango de resguardo de la vida, cumple más que adecuadamente su función para un sismo Muy Raro.

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.

- o Edificio G en la 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 bajo los parámetros del VISION 2000.

**Figura 5.4 - Niveles de Comportamiento Estructural del Edificio G en la dirección X-X**



**Tabla 5.5 - Sismos de Análisis y Desempeño Esperado (VISION 2000) del Edificio G en la 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)		😊	

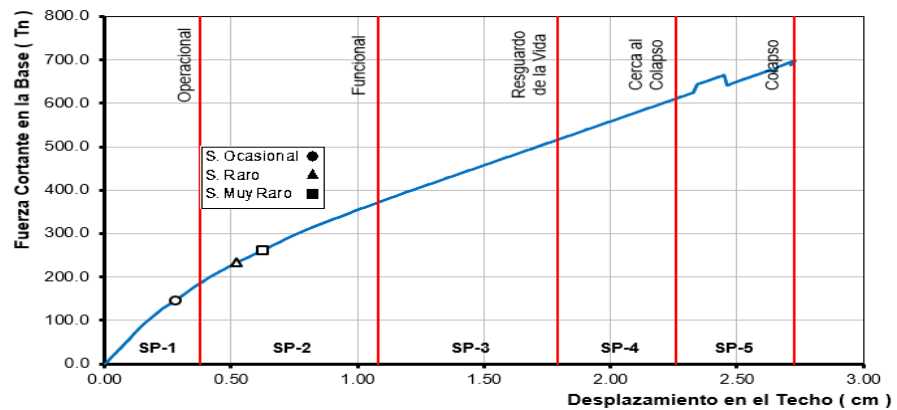
Se observa que para sismos ocasionales, el edificio G en la dirección X-X cumple adecuadamente el rango operacional, como también el rango Funcional, más en el rango de resguardo de la vida, cumple más que adecuadamente su función para un sismo Muy Raro.

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.

- o Edificio G en la 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 bajo los parámetros del VISION 2000.

**Figura 5.5 - Niveles de Comportamiento Estructural del Edificio G en la dirección Y-Y**



**Tabla 5.6 - Sismos de Análisis y Desempeño Esperado (VISION 2000) del Edificio G en la 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)		😊	

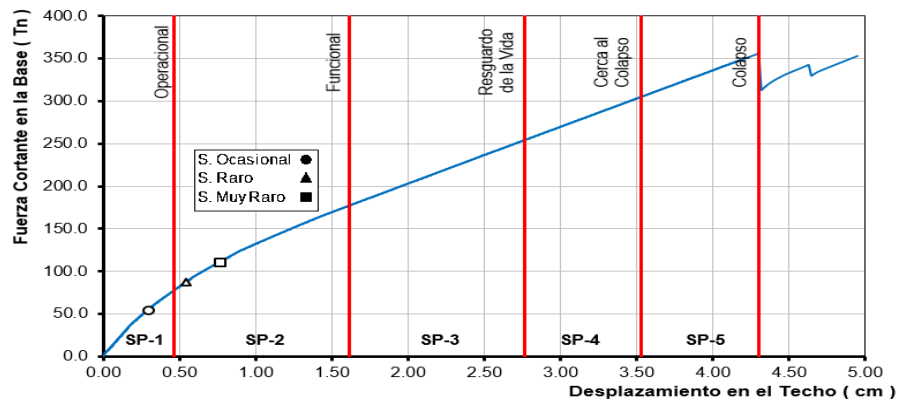
Se observa que para sismos ocasionales, el edificio G en la dirección Y-Y cumple adecuadamente el rango operacional, como también el rango Funcional, más en el rango de resguardo de la vida, cumple más que adecuadamente su función para un sismo Muy Raro.

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 H en la dirección X-X

En la Figura 5.6 se aprecian los resultados obtenidos en la curva capacidad en relación a los niveles de demanda sísmica y en la Tabla 5.7 se observa los resultados del desempeño de la edificación bajo los parámetros del VISION 2000.

**Figura 5.6 - Niveles de Comportamiento Estructural del Edificio H en la dirección X-X**



**Tabla 5.7 - Sismos de Análisis y Desempeño Esperado (VISION 2000) del Edificio H en la 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)		😊	

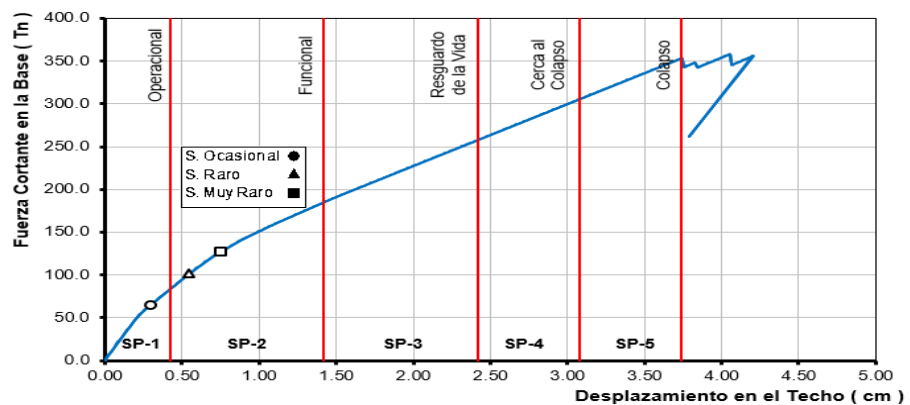
Se observa que para sismos ocasionales, el edificio H en la dirección X-X cumple adecuadamente el rango operacional, como también el rango Funcional, más en el rango de resguardo de la vida, cumple más que adecuadamente su función para un sismo Muy Raro.

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 H en la dirección Y-Y

En la Figura 5.7 se aprecian los resultados obtenidos en la curva capacidad en relación a los niveles de demanda sísmica y en la Tabla 5.8 se observa los resultados del desempeño de la edificación bajo los parámetros del VISION 2000.

**Figura 5.7 - Niveles de Comportamiento Estructural del Edificio H en la dirección Y-Y**



**Tabla 5.8 - Sismos de Análisis y Desempeño Esperado (VISION 2000) del Edificio H en la 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)		😊	

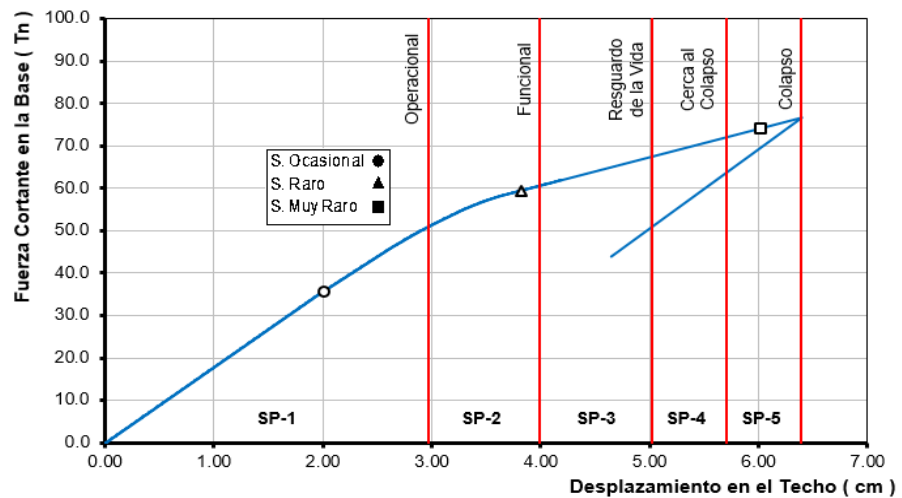
Se observa que para sismos ocasionales, el edificio H en la dirección Y-Y cumple adecuadamente el rango operacional, como también el rango Funcional, más en el rango de resguardo de la vida, cumple más que adecuadamente su función para un sismo Muy Raro.

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 K en la dirección X-X

En la Figura 5.8 se aprecian los resultados obtenidos en la curva capacidad en relación a los niveles de demanda sísmica y en la Tabla 5.9 se observa los resultados del desempeño de la edificación bajo los parámetros del VISION 2000.

**Figura 5.8 - Niveles de Comportamiento Estructural del Edificio K en la dirección X-X**



**Tabla 5.9 - Sismos de Análisis y Desempeño Esperado (VISION 2000) del Edificio K en la dirección X-X**

		Oper.	Func.	Resg. de la Vida	Cerca al Colap.	Colapso
		SP-1	SP-2	SP-3	SP-4	SP-5
Nivel de Demanda	Sismo Ocasional (50%/ 50 años)	☺				
	Sismo Raro (10%/ 50 años)		☺			
	Sismo Muy Raro (5%/ 50 años)					☒

Se observa que para sismos ocasionales, el edificio K en la dirección X-X cumple adecuadamente el rango operacional, aunque para sismos raros ya casi sobrepasa el rango funcional y para un sismo muy raro la edificación no cumple con el rango resguardo de la vida que se propone en las sugerencias del comité VISION 2000, pues su punto de desempeño se deriva hasta el rango colapso.

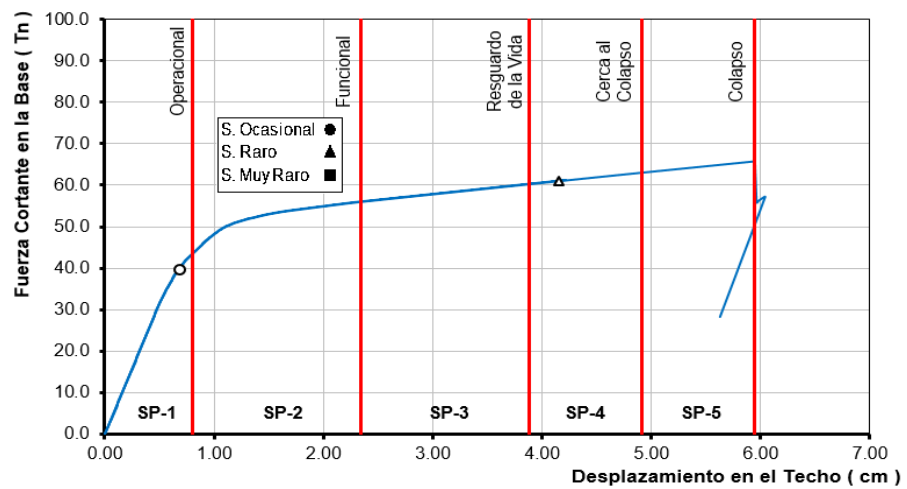


De acuerdo a los resultados, se concluye que el edificio analizado sobre suelo intermedio no cumple adecuadamente su función como edificación esencial según las sugerencias del comité VISION 2000 DEL SEAOC 1999.

- o Edificio K en la dirección Y-Y

En la Figura 5.9 se aprecian los resultados obtenidos en la curva capacidad en relación a los niveles de demanda sísmica y en la Tabla 5.10 se observa los resultados del desempeño de la edificación bajo los parámetros del VISION 2000.

**Figura 5.9 - Niveles de Comportamiento Estructural del Edificio K en la dirección Y-Y**



**Tabla 5.10 - Sismos de Análisis y Desempeño Esperado (VISION 2000) del Edificio K en la dirección Y-Y**

		Oper.	Func.	Resg. de la Vida	Cerca al Colap.	Colapso
		SP-1	SP-2	SP-3	SP-4	SP-5
Nivel de Demanda	Sismo Ocasional (50%/ 50 años)	😊				
	Sismo Raro (10%/ 50 años)				☒	
	Sismo Muy Raro (5%/ 50 años)					

Se observa que para sismos ocasionales, el edificio K en la dirección Y-Y cumple adecuadamente el rango operacional, para un sismo raro la edificación no cumple con las sugerencias del comité VISION 2000, pues

este se deriva hasta el rango Cerca al colapso y por ultimo para un sismo muy raro la curva capacidad no se intersecta con el espectro de demanda para un suelo intermedio, por lo que se asume que la edificación no cumple con este requisito.

De acuerdo a los resultados, se concluye que el edificio analizado sobre suelo intermedio no cumple adecuadamente con las sugerencias del comité VISION 2000 DEL SEAOC 1999.

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- **Conclusiones**

- Las edificaciones del bloque III del Cebe Felix y Carolina de Repetti a lo largo de su vida útil, no sufrió mayores modificaciones, pero si se agregaron nuevas construcciones como es el caso del edificio K.

Las resistencias obtenidas de los edificios por esclerometría y ensayo de compresión de testigos de concreto extraídos con diamantina se muestran en el Anexo Ensayos de Resistencia del Concreto (F'c Diamantina / F'c Esclerometría), donde las 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), a excepción del edificio F y K que tienen una resistencia muy por debajo de la permisible según el diseño de concreto que es de 123.17 kg/cm<sup>2</sup> (58.65% de 210kg/cm<sup>2</sup>) y 100.92 (48.06% de 210kg/cm<sup>2</sup>) respectivamente, donde el mínimo permisible es 75% y cuyas resistencias menores no son adecuadas. Las resistencias por esclerometría dan resistencias por encima de las resistencias obtenidas por extracción de testigos de concreto con diamantina, y por ser de un análisis no muy directo, se toman como una referencia de resistencias en comparación a las resistencias de los testigos extraídos con diamantina que son ensayos directos.

- En la actualidad las edificaciones correspondientes al bloque III del Cebe Felix y Carolina de Repetti, cuentan con presencia de sales en la base, propia de la antigüedad con que estas cuentan, además de contar con rajaduras y desprendimiento de tarrajeo, según el Estado Estructural desarrollado en Capítulo 3.3 y en el Anexo Estado Actual de las Edificaciones.

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones en el Título III.2 Estructuras, capítulo E.030 Diseño Simorresistente en el Artículo 13, Tabla N°07: Para edificaciones esenciales de Categoría A, la estructura debe ser regular para cualquier tipo de Zona, además de ser de sistema estructural acero, muro de concreto armado, albañilería armada o confinada, sistema dual para la zona 3, al cual pertenece la zona de estudio.

**Tabla N° 7**  
**CATEGORÍA Y ESTRUCTURA DE LAS EDIFICACIONES**

Categoría de la Edificación.	Regularidad Estructural	Zona	Sistema Estructural
A (1")	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.

Tras la evaluación en campo se ha observado los siguientes valores:

EDIFICIO	REGULARIDAD ESTRUCTURAL		SISTEMA ESTRUCTURAL	
	REGULAR	IRREGULAR	PORTICO	ALBAÑILERIA
F		X	X	
G		X	X	
H		X	X	
K	X		X	X

De esta evaluación se observa que los edificios F, G y H, no cumplen con ser regular y su sistema estructural es aporticado; por otra parte el edificio K cumple con ser regular y es del tipo pórtico con presencia de albañilería.

- Según las sugerencias del COMITÉ VISIÓN 2000 de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC 1999), los resultados del desempeño sísmico se encuentran en el Anexo Modelamiento en ETABS – Inelástico (Evaluación del desempeño de cada edificio estudiado en la dirección X-X y Y-Y), donde los edificios F, G y H cumplen satisfactoriamente los niveles de desempeño requeridos; más el edificio K no cumple con estos requerimientos. El análisis de desempeño en la dirección X-X del edificio K, solo cumple para los requerimientos de sismo ocasional y sismo raro, pero en el caso de sismo muy raro, esta evaluación se deriva hasta el nivel de colapso. El análisis de desempeño en la dirección Y-Y del edificio K, sólo cumple para el requerimiento de sismo ocasional, pero en el caso de sismo muy raro, esta evaluación se deriva hasta el nivel de cerca al colapso, además en el caso de sismo muy raro, esta evaluación no se encuentra en el rango de la curva capacidad.

- **Recomendaciones**

- Las resistencias por esclerometría son poco confiables a comparación de los ensayos de compresión de testigos de concreto extraídos con diamantina, por lo que se debe dar mayor prioridad en los cálculos a estos valores del ensayo del tipo de ensayo directo.
- Si bien, los edificios ya presentan daños debido a sismos que ya transcurrieron a lo largo de su vida útil, es recomendable reforzar las edificaciones de menor resistencia, como es el caso del edificio F y K, aumentando la rigidez de las mismas tanto en la dirección X-X y Y-Y.
- Tras el modelamiento de los edificios en el programa ETABS v.9.7.4. y debidamente preparados para el análisis no lineal, el edificio K, no cumple con las sugerencias del COMITÉ VISIÓN 2000 de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC 1999), y esto se debe a la baja resistencia del concreto con el cual se edificó la construcción, además de tener pocos elementos rigidizantes en la dirección Y del mismo. Por tanto se recomienda reconstruir el edificio K, cumpliendo con los requerimientos del diseño de mezclas.

## BIBLIOGRAFIA

- **Textos**

- Aguillar Falconí, R. *Relación momento curvatura y visión 2000*. CEINCI – ESPE.
- 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.
- Allauca Sánchez, L. 2006. *Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cinco pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.
- Arévalo Pérez, J. y Bermúdez Flores, W. 2007. *Niveles de daño a partir de un análisis pushover para una estructura a porticada de concreto reforzado*. Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga.
- 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.
- Dirección Nacional de Construcción. 2003. *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 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.
- González Sandoval, F. *Manual de supervisión de obras de concreto*. Limusa Noriega Editores, México

- 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.
- Jurado Guerra, C. y Mendoza Quintana, M. 2012. *Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cinco pisos diseñado con el reglamento nacional de construcciones y aceptando una deriva máxima de 1%*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.
- Muñoz, A.; Tinman, M. y Quiun, D. *Riesgo sísmico de edificios peruanos*. 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.
- Seventh Edition, SEAOC Blue Book. 1999. *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*. Seismology Committee Structural Engineers Association of California, California.
- Universidad Nacional Autónoma de México. *Relaciones  $m-\phi$  como herramienta en la evaluación y diseño sísmico de estructuras de concreto reforzado*. México.
- Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería. *Propiedades de los materiales en secciones de concreto reforzado*. México.
- **Páginas Web**
  - **Civilgeeks.com Ingeniería y Construcción**  
Testigos de concreto endurecido  
<http://civilgeeks.com/2011/12/08/testigos-de-concreto-endurecido/>
  - **YouTube – Danny Franz Castañeda Bermejo**  
Análisis No Lineal PUSHOVER  
<https://www.youtube.com/watch?v=ytHx90Vwv5M>
  - **YouTube – MichanikosOnline**  
MICHANIKOS-ONLINE WEBINARS: ETABS – PUSHOVER ANALYSIS  
<https://www.youtube.com/watch?v=yTuovSeV2L4>

- **YouTube – FROMLIMAPERU**  
TUTORIAL ETABS ESPAÑOL – ANALISIS ESTATICO NO LINEAL (Pushover)  
<https://www.youtube.com/watch?v=3pwUj4mSsJM>



## **ANEXOS**

- **Panel Fotográfico**
  
- **Estado Actual de las Edificaciones**
  - *Edificio “F”*
  - *Edificio “G”*
  - *Edificio “H”*
  - *Edificio “K”*
  
- **Ensayos de Clasificación de Suelos - SUCS**
  - *Densidad In situ*
  - *Contenido de Humedad*
  - *Peso Específico*
  - *Análisis Granulométrico*
  
- **Ensayos de Resistencia del Concreto**
  - *F’c Diamantina*
  - *Correlación de Esclerometría*
  - *F’c Esclerómetro*
  - *Plano de Puntos de Esclerometría y Diamantinas*
  - *F’c Promedio del CEBE*
  
- **Modelamiento en ETABS - Inelástico**
  - *Edificio “F”*
    - *Propiedades del Concreto – Acero*
    - *Detalle Rótulas en Vigas*
    - *Detalle cuadro columnas – Rótulas*
    - *Evaluación del desempeño del Edificio “F” en X-X*
    - *Evaluación del desempeño del Edificio “F” en Y-Y*

- *Edificio “G”*
  - *Propiedades del Concreto – Acero*
  - *Detalle Rótulas en Vigas*
  - *Detalle cuadro columnas – Rótulas*
  - *Evaluación del desempeño del Edificio “F” en X-X*
  - *Evaluación del desempeño del Edificio “F” en Y-Y*
  
- *Edificio “H”*
  - *Detalle Rótulas en Vigas*
  - *Detalle cuadro columnas – Rótulas*
  - *Evaluación del desempeño del Edificio “F” en X-X*
  - *Evaluación del desempeño del Edificio “F” en Y-Y*
  
- *Edificio “K”*
  - *Detalle Rótulas en Vigas*
  - *Detalle cuadro columnas – Rótulas*
  - *Evaluación del desempeño del Edificio “F” en X-X*
  - *Evaluación del desempeño del Edificio “F” en Y-Y*
  
- **Planos**
  - *01.- Plano de distribuciones*
  - *02.- Plano de cimentaciones*
  - *03.- Plano de detalle de cuadro de columnas*
  - *04.- Plano de aligerados*
  - *05.- Plano de detalle de vigas*
  - *06.- Plano de distribuciones de nombres*
  - *07.- Plano de detalles secciones vigas*

# **PANEL FOTOGRAFÍCO**

## **ESTADO ACTUAL DE LAS EDIFICACIONES**

- *Edificio "F"*
- *Edificio "G"*
- *Edificio "H"*
- *Edificio "K"*

## “ESTADO ACTUAL DEL EDIFICIO F”



**Vista de Fachada Principal**



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



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



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



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

## “ESTADO ACTUAL DEL EDIFICIO G”



**Vista de Fachada Principal**



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



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



Se observan grietas verticales en diversos muros.



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





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



Rajaduras en la cerámica de los servicios higiénicos



 A photograph showing the corner of a room where a wall meets a ceiling. A horizontal wooden beam is visible on the wall. A vertical crack is visible on the wall, extending from the ceiling down.	 A photograph of a ceiling with a bright light fixture. A crack is visible on the ceiling, extending from the light fixture towards the corner.
<p>Presencia de grietas en los encuentros de muros y vigas, esto se ha ocasionado por ausencia de juntas dilatación.</p>	<p>Se observan grietas, que se extienden por la losa.</p>

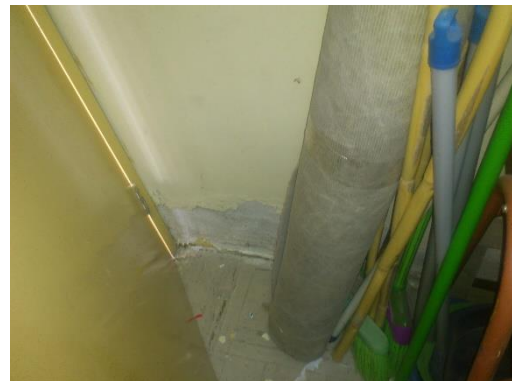
## “ESTADO ACTUAL DEL EDIFICIO H”





Vista de Fachada Principal



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



Presencia de humedad en la base.

	
<p>Presencia de grietas en los encuentros de muros y vigas, esto se ha ocasionado por ausencia de juntas dilatación.</p>	<p>Presencia de grietas en los encuentros de muros y columnas, esto se ha ocasionado por ausencia de juntas dilatación.</p>

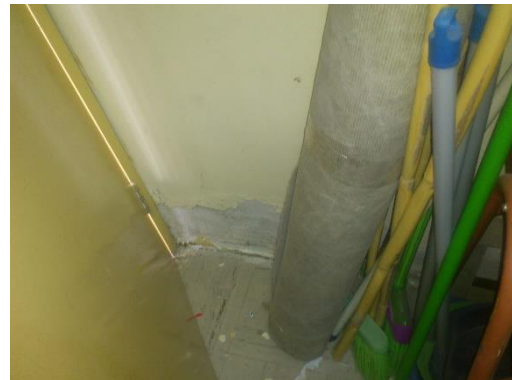
## “ESTADO ACTUAL DEL EDIFICIO K”



**Vista de Fachada Principal**



Presencia de rajaduras en vigas principales, debido al pobre confinamiento de este elemento estructural.



Presencia de rajaduras en vigas principales, debido al pobre confinamiento de este elemento estructural.

# **ENSAYOS DE MECÁNICA DE SUELOS**

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

# **ENSAYOS DE RESISTENCIA DEL CONCRETO**

- *F'c Diamantina*
- *Correlación Esclerometría*
- *F'c Esclerómetro*
- *Plano de puntos de esclerometría y  
diamantinas*
- *F'c Promedio*

## **MODELAMIENTO EN ETABS - INELÁSTICO**

- *Edificio "F"*
- *Edificio "G"*
- *Edificio "H"*
- *Edificio "K"*

## **PLANOS**

- *01.- Plano de distribuciones*
- *02.- Plano de cimentaciones*
- *03.- Plano de detalle de cuadro de columnas*
- *04.- Plano de aligerados*
- *05.- Plano de detalle de vigas*
- *06.- Plano de distribuciones de nombres*
- *07.- Plano de detalles secciones vigas*