



Universidad Técnica Particular de Loja
La Universidad Católica de Loja

TITULACIÓN DE INGENIERO CIVIL

**“Análisis de la vulnerabilidad sísmica del edificio CITTES de
la Universidad Técnica Particular de Loja”**

Trabajo de fin de titulación.

AUTOR:

Ricardo Andrés Cueva Hidalgo

DIRECTORA:

Ing. Adriana del Carmen Ayala Mendoza

Loja-Ecuador

2012

CERTIFICACIÓN

Ing.
Adriana Ayala.,
DIRECTOR

CERTIFICO:

Que he dirigido y revisado el presente proyecto de investigación titulado “ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL EDIFICIO CITTES DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA PARTICULAR DE LOJA”, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, realizado por el señor Ricardo Andrés Cueva Hidalgo; y, en razón de que el mencionado trabajo cumple con los requisitos legales exigidos por la Escuela de Ingeniería Civil, autorizo su presentación ante el tribunal de grado respectivo.

Loja, Noviembre de 2012

Ing. Adriana del Carmen Ayala Mendoza
DIRECTORA

AUTORÍA

El presente proyecto de tesis con cada una de sus observaciones, análisis, evaluaciones, conclusiones y recomendaciones emitidas, es de absoluta responsabilidad del autor.

Además, es necesario indicar que la información de otros autores empleada en el presente trabajo está debidamente especificada en fuentes de referencia y apartados bibliográficos.

Ricardo Andrés Cueva Hidalgo

CESIÓN DE DERECHOS DE TESIS

Yo, Ricardo Andrés Cueva Hidalgo, declaro ser autor del presente trabajo y eximo expresamente a la Universidad Técnica Particular de Loja y a sus representantes legales de posibles reclamos o acciones legales.

Adicionalmente declaro conocer y aceptar la disposición del Art. 67 del Estatuto Orgánico de la Universidad Técnica Particular de Loja que en su parte pertinente textualmente dice: “Forman parte del patrimonio de la Universidad la propiedad intelectual de investigaciones, trabajos científicos o técnicos y de tesis de grado que se realicen a través, o con el apoyo financiero, académico o institucional (operativo) de la Universidad”.

Loja, Noviembre de 2012

Ricardo Andrés Cueva Hidalgo

AUTOR

AGRADECIMIENTO

Expreso mis agradecimientos, primeramente a DIOS por permitirme llegar a este momento tan especial en mi vida.

A mis padres, seres incondicionales en cada momento de mi existencia, por su apoyo en todo momento. A mis hermanos y familiares por su cariño, confianza y soporte para poder culminar este objetivo.

A la Universidad Técnica Particular de Loja, en especial a la Escuela de Ingeniería Civil por permitirme ser parte integral de la misma; al personal docente, ya que con su enseñanza y orientación han hecho posible la culminación de un noble propósito como es la formación profesional.

Un especial reconocimiento a la Ing. Adriana Ayala y al Ing. José Hurtado, quienes con su experiencia y vastos conocimientos supieron dirigir este trabajo de investigación; por su gran calidad humana y don de gente. MUCHAS GRACIAS.

Finalmente, agradezco a mis compañeros y amigos porque de alguna u otra manera fueron un empuje para ser lo que soy ahora.

Gracias a todos.

El autor

DEDICATORIA

A mis padres, por su apoyo, comprensión, sacrificio, amor y aliento constantes en todo momento y sobre todo por creer en mí, he aquí lo que soy, todo se lo debo a ustedes, los amo. A mis hermanos y abuelitos que con igual cariño y empuje han sabido apoyarme constantemente.

RICARDO ANDRÉS CUEVA HIDALGO

ÍNDICE DE CONTENIDOS

<i>CERTIFICACIÓN</i>	i
<i>AUTORÍA</i>	ii
<i>CESIÓN DE DERECHOS DE TESIS</i>	iii
<i>AGRADECIMIENTO</i>	iv
<i>DEDICATORIA</i>	v
<i>ÍNDICE DE CONTENIDOS</i>	vi
<i>ÍNDICE DE ILUSTRACIONES</i>	viii
<i>ÍNDICE DE TABLAS</i>	xi
<i>RESUMEN</i>	xii
<i>ABSTRACT</i>	xiii
1 Objetivos.....	1
1.1 General:.....	1
1.2 Específicos:.....	1
2 Introducción.....	1
3 Fundamentos Teóricos.....	2
3.1 Sismos.....	2
3.2 Magnitud de un sismo.....	3
3.3 Riesgo sísmico.....	3
3.4 Vulnerabilidad sísmica.....	4
3.4.1 Curvas de fragilidad.....	4
3.5 Peligro sísmico.....	4
3.6 Nociones de Probabilidad.....	4
3.6.1 Variable aleatoria.....	4
3.6.2 Distribución de probabilidad.....	5
3.7 Propiedades de los materiales.....	7
3.7.1 Propiedades del concreto.....	7
3.7.2 Propiedades del acero.....	11

3.8	Estados límite	14
3.8.1	Deriva de piso	14
3.8.2	Deriva máxima.....	17
3.9	Planos As-Built.....	17
3.10	Análisis no-lineal de historia en el tiempo	17
3.10.1	Métodos de rango estrecho.....	17
3.10.2	Métodos de amplio rango	17
4	Metodología.....	18
4.1	Generalidades.....	18
4.2	Geometría y propiedades de los materiales	19
4.2.1	Antecedentes.....	19
4.2.2	Inspección y levantamiento estructural del edificio "CITTES"	19
4.2.3	Correlación para estimar la resistencia a la compresión del concreto	24
4.3	Descripción de la edificación	26
4.4	Uso y ocupación de la estructura	26
4.5	Descripción del sistema estructural.....	27
4.6	Modelación y análisis	28
4.7	Selección de sismos.....	29
4.8	Multiple Stripe Analysis (MSA)	33
5	Conclusiones	49
6	Recomendaciones	50
7	Bibliografía	50
8	Anexos	53

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

<i>Figura 3-1</i> $P(a \leq X \leq b)$ = el área debajo de la curva de densidad entre a y b (Devore, 2008).	6
<i>Figura 3-2</i> Una función de densidad de probabilidad y función de distribución acumulada asociada (Devore, 2008).	7
<i>Figura 3-3</i> Dirección de la minimización de error. Mínimos cuadrados.	9
<i>Figura 3-4</i> Dirección de la minimización de error. Mandel Carino (1992).	11
<i>Figura 3-5</i> Diagrama esfuerzo-deformación unitaria (Hibbeler, 2006).	12
<i>Figura 3-6</i> Estricción (Hibbeler, 2006).	14
<i>Figura 3-7</i> Determinación de las derivas de entrepiso a partir de los desplazamientos laterales de un edificio (Vielma, Barbat, & Oller, 2008).	15
<i>Figura 4-1</i> Árbol lógico.	20
<i>Figura 4-2</i> Ensayo de esclerometría, "CITTES".	21
<i>Figura 4-3</i> Extracción de núcleos de hormigón en columna - CITTES.	22
<i>Figura 4-4</i> Vista en Planta y puntos de muestreo para ensayos en concreto endurecido- Bloque 1 "CITTES".	23
<i>Figura 4-5</i> Vista en Planta y puntos de muestreo para ensayos en concreto endurecido- Bloque 2 "CITTES".	23
<i>Figura 4-6</i> Vista en planta del edificio CITTES.	26
<i>Figura 4-7</i> Vista en elevación bloque 1 – sentido X.	27
<i>Figura 4-8</i> Vista en elevación bloque 1 – sentido Y.	28
<i>Figura 4-9</i> Vista en elevación bloque 2 – sentido X.	28
<i>Figura 4-10</i> Mapa de actividad Sísmica del Ecuador (U.S. Geological Survey, 2012).	30
<i>Figura 4-11</i> Acelerogramas correspondientes a los registros de eventos sísmicos.	32
<i>Figura 4-12</i> Espectros de respuesta para los 20 registros.	33

<i>Figura 4-13 Derivas máximas de piso del MSA.....</i>	<i>34</i>
<i>Figura 4-14 Configuración en planta edificio CITTES</i>	<i>36</i>
<i>Figura 4-15 Curvas de fragilidad para diferentes cuantías del bloque 1-sentido Y 280 MPa.</i>	<i>36</i>
<i>Figura 4-16 Curvas de fragilidad para diferentes cuantías del bloque 2-sentido X 280 MPa.</i>	<i>37</i>
<i>Figura 4-17 Curvas de fragilidad para diferentes cuantías del bloque1 –sentido X 280 MPa</i>	<i>37</i>
<i>Figura 4-18 Curvas de fragilidad para diferentes cuantías del bloque 1-sentido X 420 MPa.</i>	<i>38</i>
<i>Figura 4-19 Curvas de fragilidad para diferentes cuantías del bloque 1-sentido Y 420 MPa.</i>	<i>38</i>
<i>Figura 4-20 Curvas de fragilidad para diferentes cuantías del bloque 2-sentido X 420 Mpa.</i>	<i>39</i>
<i>Figura 4-21 Comparación de curvas de vulnerabilidad para el bloque 1 - sentido X.....</i>	<i>40</i>
<i>Figura 4-22 Probabilidad de excedencia para una aceleración de 1.53 g.....</i>	<i>40</i>
<i>Figura 4-23 Probabilidad de excedencia para una aceleración de 0.30 g.....</i>	<i>41</i>
<i>Figura 4-24 Comparación de curvas de vulnerabilidad para el bloque 1 - sentido Y.....</i>	<i>41</i>
<i>Figura 4-25 Probabilidad de excedencia para una aceleración de 1.53 g.....</i>	<i>42</i>
<i>Figura 4-26 Probabilidad de excedencia para una aceleración de 0.30 g.....</i>	<i>42</i>
<i>Figura 4-27 Comparación de curvas de vulnerabilidad para el bloque 2 - sentido X.....</i>	<i>43</i>
<i>Figura 4-28 Probabilidad de excedencia para una aceleración de 1.53 g.....</i>	<i>43</i>
<i>Figura 4-29 Probabilidad de excedencia para una aceleración de 0.30 g.....</i>	<i>44</i>
<i>Figura 4-30 Árbol lógico para el sismo de diseño - bloque 1 - sentido X.....</i>	<i>46</i>
<i>Figura 4-31 Árbol lógico para el sismo de diseño - bloque 1 - sentido Y.....</i>	<i>46</i>
<i>Figura 4-32 Árbol lógico para el sismo de diseño - bloque 2 - sentido X.....</i>	<i>47</i>
<i>Figura 4-33 Árbol lógico para la aceleración pico del suelo de Loja- bloque 1 - sentido X.....</i>	<i>47</i>
<i>Figura 4-34 Árbol lógico para la aceleración pico del suelo de Loja - bloque 1 - sentido Y.....</i>	<i>48</i>
<i>Figura 4-35 Árbol lógico para la aceleración pico del suelo de Loja - bloque 2 - sentido X.....</i>	<i>48</i>
<i>Figura 8-1 Derivas máximas de piso para MSA.....</i>	<i>71</i>
<i>Figura 8-2 Derivas máximas de piso para MSA.....</i>	<i>71</i>

<i>Figura 8-3 Derivas máximas de piso para MSA</i>	72
<i>Figura 8-4 Derivas máximas de piso para MSA</i>	72
<i>Figura 8-5 Derivas máximas de piso para MSA</i>	73
<i>Figura 8-6 Derivas máximas de piso para MSA</i>	73
<i>Figura 8-7 Derivas máximas de piso para MSA</i>	74
<i>Figura 8-8 Derivas máximas de piso para MSA</i>	74
<i>Figura 8-9 Derivas máximas de piso para MSA</i>	75
<i>Figura 8-10 Derivas máximas de piso para MSA</i>	76
<i>Figura 8-11 Derivas máximas de piso para MSA</i>	76
<i>Figura 8-12 Derivas máximas de piso para MSA</i>	77
<i>Figura 8-13 Derivas máximas de piso para MSA</i>	77
<i>Figura 8-14 Derivas máximas de piso para MSA</i>	78
<i>Figura 8-15 Derivas máximas de piso para MSA</i>	78
<i>Figura 8-16 Derivas máximas de piso para MSA</i>	79
<i>Figura 8-17 Derivas máximas de piso para MSA</i>	79
<i>Figura 8-18 Derivas máximas de piso para MSA</i>	80

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 3-1 Deriva máxima de piso, por el comité VISION 2000</i>	16
<i>Tabla 3-2 Niveles de daño propuestos por Ghobarah (1997)</i>	16
<i>Tabla 4-1 Niveles de resistencia, resistencia a la compresión y número de rebote</i>	24
<i>Tabla 4-2 Estimación de la resistencia a la compresión</i>	25
<i>Tabla 4-3 Parámetros de búsqueda</i>	29
<i>Tabla 4-4 Eventos correspondientes a los registros seleccionados (PEER, 2012).</i>	31
<i>Tabla 4-5 Probabilidades de colapso para el sismo de diseño (PGA=1.53g).</i>	45
<i>Tabla 4-6 Probabilidades de colapso para la aceleración pico del suelo (PGA=0.30g).</i>	45
<i>Tabla 8-1 Resultado de los ensayos de esclerometría</i>	57
<i>Tabla 8-2 Resultado de los ensayos de esclerometría</i>	57
<i>Tabla 8-3 Resultado extracción de núcleos</i>	58
<i>Tabla 8-4 Regresión lineal utilizando el principio de mínimos cuadrados</i>	66
<i>Tabla 8-5 Valores de prueba de la estructura</i>	68
<i>Tabla 8-6 Estimación de la resistencia a la compresión en-situ usando los resultados de la tabla8-5</i>	68
<i>Tabla 8-7 Estimación de la resistencia a la compresión.</i>	69
<i>Tabla 8-8 Resumen de resultados de los cálculos de regresión</i>	70

RESUMEN

La finalidad del proyecto es elaborar curvas de vulnerabilidad sísmica para el edificio "CITTES" de la UTPL, mediante las cuales se pretende analizar la distribución de probabilidad de excedencia para el estado límite considerado y para diferentes niveles de aceleración pico del suelo.

Se realizó un levantamiento estructural de la edificación para determinar su geometría así como ensayos destructivos y ensayos no destructivos para la estimación de la resistencia a la compresión de los elementos mediante una correlación entre ambos. Para analizar la capacidad de las edificaciones se efectuó un análisis no lineal de historia en el tiempo, empleando acelerogramas de sismos reales tomando en cuenta parámetros locales como magnitud, velocidad de corte a los 30 metros y aceleración pico del suelo. Para el acero de refuerzo se empleó un árbol lógico identificando dos tipos, uno cuyo límite de fluencia es 420 MPa y otro de 280 MPa, cada uno se dividió en cuantía mínima, máxima e intermedia debido a la incertidumbre existente en cuanto al armado de vigas y columnas.

El método utilizado fue el Multiple Stripe Analysis.

ABSTRACT

This project aims to determine the seismic vulnerability curves for building named "CITTES" in the Universidad Técnica Particular de Loja, through which we expect to know the probability of exceeding of the limit state for different levels of peak ground acceleration.

A structural survey of buildings was conducted to determine their geometry, in order to estimate the compressive strength of the building's elements it was conducted destructive and non-destructive testing, using a correlation between both tests. To determine building's capacity it was employed a non-linear time history analysis, using real earthquake accelerograms considering local parameters such as magnitude, shear rate at 30 meters and peak ground acceleration. For reinforcing steel was used a logic tree which identified two types of reinforcing steel, one whose minimum yield is 420 MPa and another which limit is 280 MPa, and each was divided into minimum amount, maximum and intermediate, due to the uncertainty regarding the arming of beams and columns.

The method used was the Multiple-Stripe Analysis.



1 Objetivos

1.1 General:

- Construir curvas de vulnerabilidad sísmica para el edificio "CITTES" de la Universidad Técnica Particular de Loja.

1.2 Específicos:

- Establecer la demanda sísmica del edificio para el estado límite de deriva máxima de piso.
- Analizar la capacidad sísmica del edificio "CITTES" a través de análisis no lineales de historia en el tiempo para el estado límite de deriva de piso.
- Realizar un análisis probabilístico relacionado con la falla del edificio bajo las consideraciones de la normativa vigente para deriva de piso máxima.
- Construir curvas de vulnerabilidad sísmica para los dos sentidos principales de las edificaciones consideradas.

2 Introducción

A través de la historia la humanidad siempre ha tenido que convivir con la potencial ocurrencia de terremotos y sus consecuencias, durante la última década por ejemplo alrededor del mundo se han suscitado eventos sísmicos de gran magnitud dejando consigo graves pérdidas humanas y materiales, tal es el caso del terremoto de Haití (12 de enero de 2010) y el terremoto de Chile (27 de Febrero de 2010) de 7.0 y de 8.8 en la escala de Richter respectivamente que han sido devastadores para ambos países llevándose consigo vidas humanas y graves daños en la infraestructura de las edificaciones (BBC Mundo, 2010). Dado que el Ecuador al igual que los países mencionados se encuentra en el "Cinturón de Fuego del Pacífico", una zona de alta peligrosidad sísmica en la cual se da el 90% de los terremotos del mundo y el 80% de los más grandes en la historia, el fenómeno sismo tectónico se presenta en la zona de subducción en el Océano Pacífico,



causado por el doblamiento de la Placa de Nasca cuando subduce bajo la Placa Sudamericana (Aguilar Rodríguez, 2004).

Debido a que el comportamiento sísmico de las edificaciones no solo depende de la intensidad del evento sísmico al que son sometidas, sino también de su capacidad de reacción ante dicho tipo de evento; es importante realizar investigaciones de vulnerabilidad para saber cómo actuarán las estructuras ante un evento de ésta índole con la finalidad de desarrollar planes de reforzamiento para aquellas estructuras que lo ameriten.

Debido a que la ciudad de Loja así como todo el Ecuador se encuentra en una zona de alta peligrosidad sísmica y la vulnerabilidad o susceptibilidad al daño de muchas edificaciones es desconocido debido a la falta de estudios relacionados con el tema. El motivo de preocupación radica principalmente en la antigüedad de las construcciones que conforman la zona urbana de la ciudad, ya que éstas fueron construidas antes de la publicación de los códigos de la construcción o de aquellas que no han sido diseñadas apropiadamente y que a lo largo de la vida se han ido reformando, ampliado o dándoles un uso distinto al contemplado en el diseño, por tal motivo se sospecha de un alto riesgo sísmico. Con la finalidad de empezar un estudio de vulnerabilidad mayor se ha considerado como plan piloto el análisis de vulnerabilidad del edificio "CITTES" de la UTPL; el cual es un edificio con una edad considerable (aproximadamente 30 años) que alberga un gran número de personas anualmente y su comportamiento sísmico es desconocido, lo que deriva la necesidad de un estudio de vulnerabilidad que permita en un futuro determinar el riesgo real al cual estaría sometido en caso de un evento sísmico de diferentes magnitudes.

3 Fundamentos Teóricos

3.1 Sismos

Los sismos se originan debido a la liberación de energía acumulada que se produce cuando los materiales del interior de la Tierra se desplazan en todas direcciones.



La energía liberada se desplaza a través de la tierra en forma de ondas, a partir de la inestabilidad que es producida mediante el movimiento relativo entre placas tectónicas como consecuencia de actividades volcánicas, movimientos de ladera, hundimiento de cavernas, variaciones bruscas en la presión atmosférica por ciclones e incluso la actividad humana. Tradicionalmente se lo conoce como temblor a un movimiento telúrico sentido que no causa daños, mientras que, se denomina terremoto a un sismo destructivo al cual el lenguaje tectónico se lo designa macrosismo. A los pequeños movimientos que solo son sensibles a los instrumentos sismológicos y no a personas, se los llama microsismos (Russell, 2010).

3.2 Magnitud de un sismo

La magnitud es un número que caracteriza el tamaño relativo de un sismo el cual se basa en la medición del máximo movimiento registrado por un sismógrafo, varias escalas han sido definidas pero las más utilizadas son: (1) magnitud local (ML) también conocida como "Escala de Richter", (2) magnitud de ondas superficiales (Ms), (3) magnitud de onda interna (Mb), y (4) la magnitud de momento (Mw). Las escalas del 1-3 tienen un rango limitado de aplicabilidad y sus mediciones no son satisfactorias en grandes sismos. La escala de magnitud de momento (Mw) está basado en el concepto de momento sísmico, el cual se aplica de manera uniforme a todos los sismos de diferente magnitud pero es más difícil de estimar que los demás tipos (United States Geological Survey's (USGS), 2012).

3.3 Riesgo sísmico

Estimación de las probables consecuencias sociales y económicas que puede causar un sismo en una zona y espacio de tiempo determinados, en concordancia con el peligro sísmico. Por ejemplo: víctimas, pérdidas materiales, etc. El nivel de riesgo sísmico de un lugar depende en primer lugar, del mayor terremoto probable esperado y en segundo lugar, de factores como: la cantidad de asentamientos humanos de la zona, la vulnerabilidad o calidad de las construcciones, la densidad



de población, el nivel de preparación de la población en prevención (Correa, Hinojosa & Taipei, 2004).

3.4 Vulnerabilidad sísmica

La vulnerabilidad sísmica de una estructura, grupo de estructuras o de una zona urbana completa, se define como su predisposición intrínseca a sufrir daño ante ocurrencia de un movimiento sísmico y está asociado directamente con sus características físicas y estructurales de diseño (Bonett Díaz, 2003), una manera de medir dicha vulnerabilidad es mediante las curvas de fragilidad.

3.4.1 Curvas de fragilidad

Las curvas de fragilidad representan la probabilidad de que una estructura exceda un determinado estado límite de daño como función de un parámetro que representa la intensidad sísmica. Estas curvas se pueden obtener mediante experimentos, observaciones de campo, opinión de expertos y procesos de simulación (Velásquez Vargas, 2006).

3.5 Peligro sísmico

El peligro sísmico es la probabilidad de ocurrencia de movimientos sísmicos de cierta intensidad en una zona determinada durante un tiempo de exposición. El peligro también puede incluir otros efectos que el sismo genera, como derrumbes y licuefacción de suelos (Bommer et al. 1998). El peligro sísmico se representa mediante parámetros simples como la intensidad, aceleración del terreno o el espectro de respuesta.

3.6 Nociones de Probabilidad

3.6.1 Variable aleatoria

Es una función que asigna un valor numérico a cada suceso elemental del espacio muestral, es decir es una variable cuyo valor numérico está determinado por el resultado del experimento aleatorio y puede ser discreta o continua.



Se dice que una variable aleatoria es discreta si puede tomar un número finito o infinito, pero numerable de posibles valores. Mientras que dicha variable es continua si dado un intervalo (a,b) se puede tomar todos los valores comprendidos entre a y b. Además si los resultados experimentales están basados en escalas de medición como peso, tiempo, distancia, etc. pudiendo ser descritos como variables aleatorias continuas (Anderson & Sweeney, 2008).

3.6.2 Distribución de probabilidad

La distribución de probabilidad o función de probabilidad de una variable aleatoria X , $P(x)$, es una función que asigna las probabilidades con que la variable aleatoria toma los posibles valores, de forma que las probabilidades verifiquen (Devore, 2008):

$$0 \leq P(x_i) \leq 1 \quad i = 1, 2, \dots, r \quad \text{Ecuación (3-1)}$$

$$\sum_{i=1}^r P(x_i) = 1 \quad \text{Ecuación (3-2)}$$

3.6.2.1 Distribución Log normal

Se dice que una variable aleatoria no negativa X tiene una distribución log normal si la variable aleatoria $Y=\ln(x)$ tiene una distribución normal. La función de densidad resultante de una variable aleatoria log normal cuando el $\ln(x)$ está normalmente distribuido con parámetros σ y μ es (Devore, 2008):

$$f(x; \mu, \sigma) = \begin{cases} \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(\ln x - \mu)^2}{2\sigma^2}}, & x \geq 0 \\ 0, & x < 0 \end{cases} \quad \text{Ecuación (3-3)}$$

3.6.2.2 Función de densidad de probabilidad (PDF)

Sea X una variable aleatoria continua. Entonces, una distribución de probabilidad o función de densidad de probabilidad (FDP) de X es una función $f(x)$ tal que para dos números cualesquiera a y b con $a \leq b$ (Devore, 2008),

$$P(a \leq X \leq b) = \int_a^b f(x) dx \quad \text{Ecuación (3-4)}$$

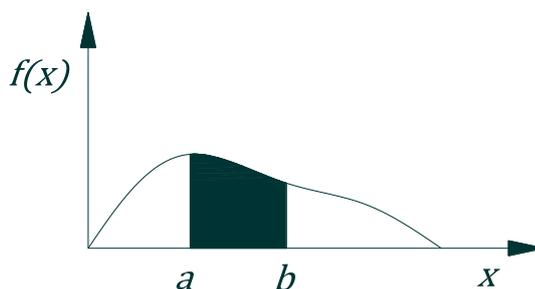


Figura 3-1 $P(a \leq X \leq b)$ = el área debajo de la curva de densidad entre a y b (Devore, 2008).

Es decir, la probabilidad de que X asuma un valor en el intervalo $[a,b]$ es el área sobre este intervalo y bajo la gráfica de la función de densidad, como se ilustra en la figura 3-1. La gráfica $f(x)$ menudo se conoce como *curva de densidad* (Devore, 2008).

3.6.2.3 Función acumulativa de probabilidad (CDF)

La función de distribución acumulativa $F(x)$ de una variable aleatoria discreta X da, con cualquier número especificado x , la probabilidad $P(X \leq x)$. Se obtiene sumando la función masa de probabilidad $p(y)$ a lo largo de todos los valores posibles y que satisfacen $y \leq x$. La función de distribución acumulativa de una variable aleatoria continua da las mismas probabilidades $P(X \leq x)$ y se obtiene integrando la función de densidad de probabilidad $f(y)$ entre los límites $-\infty$ y x (Devore, 2008).

La función de distribución acumulativa $F(x)$ de una variable aleatoria continua X se define para todo número x como (Devore, 2008):

$$F(X) = P(X \leq x) = \int_{-\infty}^x f(y)dy \quad \text{Ecuación (3-5)}$$

Con cada x , $F(x)$ es el área bajo la curva de densidad a la izquierda de x . Esto se ilustra en la figura 3-2, donde $F(x)$ se incrementa con regularidad a medida que x se incrementa (Devore, 2008).

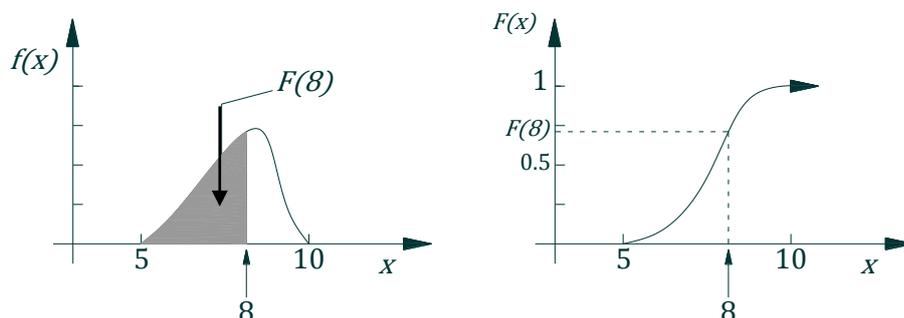


Figura 3-2 Una función de densidad de probabilidad y función de distribución acumulada asociada (Devore, 2008).

Esta función se emplea generalmente para análisis de vulnerabilidad sísmica en la generación de curvas de fragilidad.

3.7 Propiedades de los materiales

3.7.1 Propiedades del concreto

El comportamiento de una estructura bajo carga depende en alto grado de las relaciones esfuerzo-deformación del material con el cual está construida, debido a que el concreto se utiliza principalmente en compresión, resulta de fundamental interés su curva esfuerzo-deformación unitaria a la compresión (Nilson, 1999).

Todas las curvas tienen características similares. Todas tienen una porción inicial relativamente elástica y lineal en la cual el esfuerzo y la deformación son proporcionales, luego comienzan a inclinarse hacia la horizontal alcanzando el esfuerzo máximo, o sea la resistencia a la compresión para una deformación unitaria que varía aproximadamente entre 0.002 a 0.003, para concretos de densidad normal, y entre 0.003 y 0.0035 para concretos livianos. Donde los mayores valores en cada caso corresponden a las mayores resistencias. Todas las curvas muestran un tramo descendente después que se alcanzado el esfuerzo pico; sin embargo, las características de las curvas después del esfuerzo pico dependen en alto grado del método del ensayo (Nilson, 1999).



3.7.1.1 Ensayos de resistencia del hormigón

3.7.1.1.1 Ensayos no destructivos en el concreto

Tiene como objetivo determinar la calidad del hormigón en obra sin que resulte afectada la estructura. Como ensayo no destructivo se empleó la esclerometría basándose en la norma ASTM C805-85.

3.7.1.1.2 Ensayos destructivos en el concreto

Son aquellos ensayos en los cuales la integridad de la estructura se ve afectada. Como ensayo destructivo se empleó la extracción de núcleos de hormigón basándose en la norma ASTM C42/C42M – 04.

3.7.1.2 Correlación entre extracción de núcleos y esclerometría

Mediante una correlación de los ensayos de esclerometría y extracción de núcleos se puede determinar una ecuación que nos permita estimar el valor de la resistencia del hormigón tan solo con ensayos con esclerómetro. Se realizó este procedimiento mediante la norma ACI 228.1R-03. Empleando los métodos estadísticos de Mandel, el método del factor de tolerancia, el método alternativo y el método de los mínimos cuadrados.

3.7.1.2.1 Método general del factor de tolerancia

En el método del factor de tolerancia los resultados de la prueba in situ son convertidos a resistencias equivalentes a la compresión usando la relación de resistencia, y estas resistencias equivalentes a la compresión son usadas para calcular el promedio y la desviación estándar de la muestra.

El criterio de aceptación para la resistencia de cilindros de concreto en ACI 214 se basa en la suposición de que la probabilidad de obtener una prueba con resistencia menor a f'_c es menor al 10% aproximadamente. Un método sugerido para evaluar las pruebas in situ del concreto a edades tempranas es determinar el menor décimo percentil de resistencia, con un nivel de confianza prescrito.



Se ha establecido que la variación de resistencia de cilindros a compresión puede modelarse por la función de distribución normal o logarítmico-normal (log normal) dependiendo del grado de control de calidad. En casos de excelente control de calidad, la distribución de los resultados de resistencia a la compresión es modelado de mejor manera por la distribución normal; en casos de control pobre, es mejor modelada por una distribución log normal (Hindo & Bergstrom 1985).

En el método del factor de tolerancia, el menor o más bajo décimo percentil de resistencia a la compresión se estima de los resultados de la prueba in situ considerando el control de calidad, el número de pruebas n , y el nivel de confianza requerido p . Los tres niveles de control de calidad son considerados: excelente, medio, y pobre; con la función de distribución de resistencia asumida como normal, combinación normal-log normal, y log normal, respectivamente. Los valores sugeridos de p son 75% para estructuras ordinarias, 90% para construcciones muy importantes, y 95% para partes cruciales de plantas nucleares. Debido a que la consideración principal durante la construcción es la seguridad, puede adecuarse el uso del mismo valor de p para todas las estructuras. Un valor de $p = 75%$ es en la practica el valor más ampliamente usado.

3.7.1.2.2 Método de mínimos cuadrados

El método de los mínimos cuadrados es un método estadístico que permite encontrar la recta que mejor ajusta a una serie de datos experimentales. El método se basa en minimizar las diferencias entre los datos experimentales y los que proporcionaría la recta que sustituye a los datos.

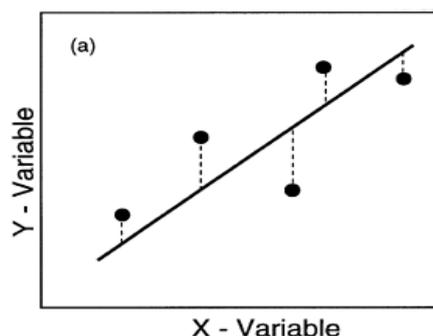


Figura 3-3 Dirección de la minimización de error. Mínimos cuadrados.



Históricamente, se han asumido que la mayoría de relaciones de resistencia son líneas rectas, y se han usado ordinarios análisis de mínimos-cuadrados (Ordinary least-squares OLS) para estimar las correspondientes intercepciones y pendiente.

En el análisis de OLS, la línea recta que mejor se ajusta es aquella que minimiza la suma de los cuadrados de las desviaciones verticales de los puntos de datos desde la línea, como se muestra en la figura 3.3.

3.7.1.2.3 Método de Mandel

La aproximación de Mandel involucra el uso de un parámetro λ definido como la varianza (cuadrado de la desviación estándar) de la variable Y dividida por la varianza de la variable X. Para el programa de correlación de pruebas, el valor de λ se obtiene de las desviaciones estándar del promedio de los resultados de prueba de resistencia a la compresión y resultados de prueba in situ. Si el número de repeticiones para las pruebas a compresión y pruebas in situ, se escogen de tal manera que los valores promedio se midan con comparable precisión, el valor de λ debe acercarse a uno.

El parámetro λ y los resultados de las pruebas de correlación, esto es, los promedios de los logaritmos de los resultados in situ (valores X) y los promedios de los logaritmos de las resistencias a la compresión (valores Y), se usan para determinar la relación de resistencia.

Los cálculos involucran sumas de cuadrados y productos cruz usados en el análisis de OLS (Mandel 1984). El procedimiento para su aplicación práctica es bien útil mediante la utilización de una computadora personal con programas de hojas de cálculo.

El análisis de Mandel minimiza la suma de los cuadrados de las desviaciones a lo largo de la dirección inclinada de la línea recta, como se muestra en la figura 3.4. La dirección de minimización depende del valor de λ , el cual depende a su vez de la proporción de errores en los valores obtenidos de Y y X. Conforme se incrementa



el error en el valor X, el valor de λ decrece y el ángulo θ en la Figura 3.4 crece. Una característica importante del análisis de Mandel es que la desviación estándar estimada del valor conocido de Y para un nuevo valor de X, considera el error en el nuevo valor de X y el error en la relación de resistencia.

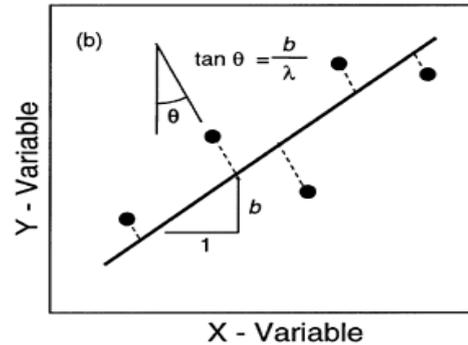


Figura 3-4 Dirección de la minimización de error. Mandel Carino (1992)

3.7.1.2.4 Método alternativo

Carino (1993) propuso un método alternativo que contiene las principales características del método riguroso pero que puede implementarse fácilmente con un software de hojas electrónicas.

El procedimiento de Mandel se usa para obtener la relación de resistencia con los datos correlacionados. Los resultados de las pruebas in situ y de la relación de resistencia se usan para calcular el nivel de confianza menor del promedio de resistencia en el campo en un nivel de confianza deseado. Finalmente, el décimo percentil de resistencia se determina asumiendo una distribución log normal para la resistencia del concreto en el campo. Los cálculos son realizados usando los valores del logaritmo natural.

3.7.2 Propiedades del acero

3.7.2.1 Diagrama esfuerzo-deformación unitaria

Es la curva resultante graficada con los valores del esfuerzo y la correspondiente deformación unitaria en el espécimen calculado a partir de los datos de un ensayo de tensión o de compresión (Hibbeler, 2006).

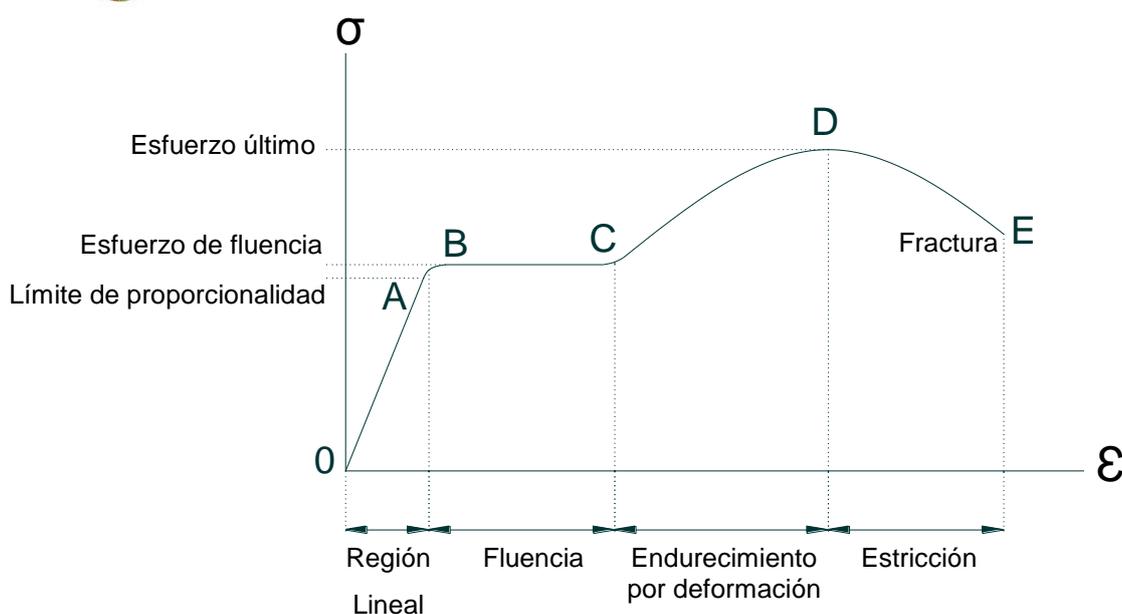


Figura 3-5 Diagrama esfuerzo-deformación unitaria (Hibbeler, 2006).

3.7.2.2 Comportamiento elástico

La curva es una línea recta a través de toda esta región como se observa en la figura 3-5 entre los puntos O y A. El esfuerzo es proporcional a la deformación unitaria. El material es linealmente elástico. Límite proporcional, es el límite superior del esfuerzo en esta relación lineal. La Ley de Hooke es válida cuando el esfuerzo unitario en el material es menor que el esfuerzo en el límite de proporcionalidad. Si el esfuerzo excede un poco el límite proporcional, el material puede responder elásticamente. La curva tiende a aplanarse causando un incremento mayor de la deformación unitaria con el correspondiente incremento del esfuerzo. Esto continúa hasta que el esfuerzo llega al límite elástico (Hibbeler, 2006).

3.7.2.3 Fluencia

Un aumento en el esfuerzo más allá del límite elástico provocará un colapso de material y causará que se deforme permanentemente. Este comportamiento se llama fluencia. El esfuerzo que origina la fluencia se llama esfuerzo de fluencia o punto de fluencia, y la deformación que ocurre se llama deformación plástica (Hibbeler, 2006).



En los aceros con bajo contenido de carbono, se distinguen dos valores para el punto de fluencia. El punto superior de fluencia ocurre primero (punto B en la figura 3-5), seguido por una disminución súbita en la capacidad de soportar carga hasta un punto inferior de fluencia (punto C en la figura 3-5). Una vez se ha alcanzado el punto inferior de fluencia, la muestra continuará alargándose sin ningún incremento de carga. Las deformaciones unitarias inducidas debido a la fluencia serían de 10 a 40 veces más grandes que las producidas en el límite de elasticidad. Cuando el material está en este estado-perfectamente plástico (Hibbeler, 2006).

3.7.2.4 Endurecimiento por deformación

Cuando la fluencia ha terminado, puede aplicarse más carga a la probeta, resultando una curva que se eleva continuamente pero se va aplanando hasta llegar a este punto que se denomina el esfuerzo último (punto D en la figura 3-5), que es el esfuerzo máximo que el material es capaz de soportar. La elevación en la curva de esta manera se llama endurecimiento por deformación (Hibbeler, 2006).

3.7.2.5 Formación del cuello o estricción

En el esfuerzo último, el área de la sección transversal comienza a disminuir en una zona localizada de la probeta, en lugar de hacerlo en toda su longitud. Este fenómeno es causado por planos de deslizamiento que se forman dentro del material y las deformaciones producidas son causadas por esfuerzos cortantes.

Como resultado, tiende a desarrollarse una estricción o cuello en esta zona a medida que el espécimen se alarga cada vez más, tal y como se indica en la figura 3-6 (Hibbeler, 2006).

Puesto que el área de la sección transversal en esta zona está decreciendo continuamente, el área mas pequeña puede soportar solo una carga siempre decreciente. De aquí que el diagrama esfuerzo-deformación tienda a curvarse hacia abajo hasta que la probeta se rompe en el punto del esfuerzo de fractura como se observa en el punto E de la figura 3-5 (Hibbeler, 2006).

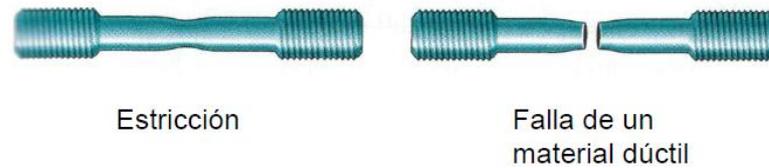


Figura 3-6 Estricción (Hibbeler, 2006).

3.7.2.6 Fractura del acero de refuerzo

La fractura del acero de refuerzo se da cuando alcanza un valor de $+0.060$, el mismo que ha sido determinado experimentalmente (Paulay & Priestley, 1992).

3.8 Estados límite

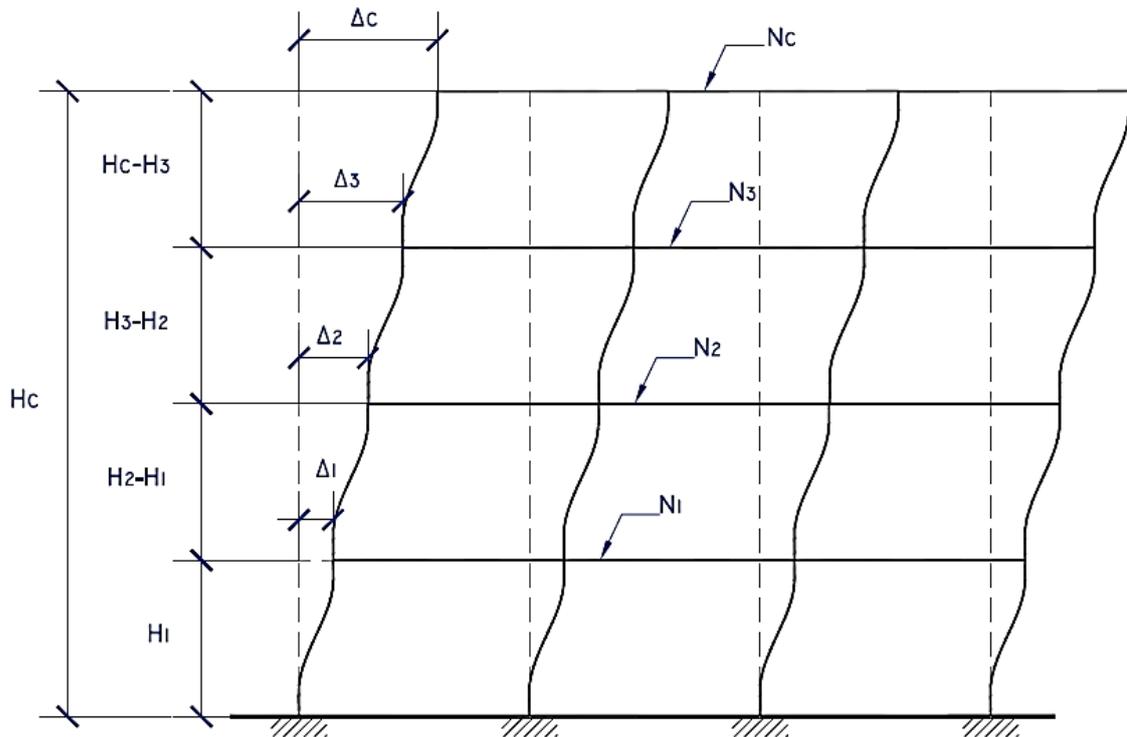
Los estados límite es un enfoque de seguridad en el cálculo estructural ponderado por diversas normativas técnicas, instrucciones y reglas de cálculo, consistente en enumerar una serie de situaciones riesgosas cuantificables mediante una magnitud, y asegurar que con un margen de seguridad razonable que la respuesta máxima favorable de la estructura en cada una de esas situaciones es superior a la exigencia real sobre la estructura.

El daño se puede estimar de diferentes maneras; a continuación indicamos algunas:

- Estimación del daño basado en la máxima deriva entre pisos.
- Estimación de daño basado en el comportamiento global de la estructura.
- Estimación del estado de daño de la estructura basado en la máxima deformación de los materiales de estructuras de concreto.

3.8.1 Deriva de piso

Desplazamiento lateral relativo de un piso con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura (NEC, 2011). La deriva máxima de piso es uno de los parámetros que mejor correlaciona el daño esperado de una estructura, por lo cual la mayoría de normativas sísmicas establecen valores de desempeño.



Δ_c = DESPLAZAMIENTO DEL NIVEL DE CUBIERTA

H_c = ALTURA DEL NIVEL DE CUBIERTA

Δ_c/H_c = DERIVA GLOBAL DEL EDIFICIO

$\delta_3 = (\Delta_3 - \Delta_2)/(H_3 - H_2)$ = DERIVA DE ENTREPISO DEL NIVEL 3

Figura 3-7 Determinación de las derivas de entrepiso a partir de los desplazamientos laterales de un edificio (Vielma, Barbat, & Oller, 2008).

$$\delta_i = \frac{\Delta_i - \Delta_{i-1}}{H_i - H_{i-1}} \quad \text{Ecuación (3-6)}$$

Siendo δ_i la deriva de entrepiso del nivel i , Δ_i el desplazamiento lateral del nivel i , Δ_{i-1} el desplazamiento lateral del nivel $i-1$, H_i y H_{i-1} la altura del nivel i y el nivel $i-1$, respectivamente (Vielma, Barbat, & Oller, 2008).

El comité VISION 2000 establece la siguiente correlación: si $Y \leq 0.002$ no hay daño en la estructura; si $0.002 < Y \leq 0.005$ el daño que se espera en la estructura es *leve*; si $0.005 < Y \leq 0.015$ el daño en la estructura es *moderado*; si $0.015 < Y \leq 0.025$ el daño en la estructura es *extensivo* y $Y > 0.025$ el daño en la estructura es *completo* (Aguar Falconí, Evaluación rápida de la deriva máxima de piso para calcular la vulnerabilidad sísmica de estructuras, 2005).



Tabla 3-1 Deriva máxima de piso, por el comité VISION 2000

Distorsión de Piso	Desempeño
$Y < 0.002$	Operacional
$0.002 < Y \leq 0.005$	Ocupacional
$0.005 < Y \leq 0.015$	Seguridad de vida
$0.011 < Y \leq 0.025$	Prevención de colapso
$Y > 0.025$	Colapso

Tabla 3-2 Niveles de daño propuestos por Ghobarah (1997)

Distorsión de Piso	Daño	Descripción del daño	Desempeño
$Y < 0.002$	Sin daño	Sin daño	Sin daño
$0.002 < Y \leq 0.005$	Leve	Grietas ligeramente visibles	Agrietamiento
$0.005 < Y \leq 0.011$	Moderado	Grietas menores de 1mm	Fluencia del acero
$0.011 < Y \leq 0.023$	Extensivo	Grietas entre 1 y 2 mm	Inicio de mecanismo
$Y > 0.023$	Completo	Grietas mayores a 2 mm	Mecanismo global

A continuación se realiza una breve descripción de los niveles de daño, descritos en la tabla anterior (Villamarín Aguirre & Yánez Peñaherrera, 2010):

- **Sin daño.**- No se producen daños en los elementos estructurales, existen pequeñas grietas en los acabados de los elementos.
- **Daño leve.**- Se lo puede llamar también daños reparables; Iniciación de línea de grietas en vigas y columnas cercanas a los nudos y en las paredes; Inicio de grietas entre el elemento y su recubrimiento en las esquinas abiertas; pérdida de recubrimiento en las paredes.
- **Daño moderado.**- Grietas debidas a la flexión y corte en vigas y columnas, algunos elementos alcanzan la fluencia del acero.
- **Daño extensivo.**- Algunos elementos llegan a su capacidad de ruptura, hay fallas en las columnas cortas, daños considerables en la sección interna de los elementos, grietas grandes en los bordes de las paredes.



- **Daño completo.**- Falla completa a corte en las vigas y columnas, la estructura se encuentra en colapsada.

3.8.2 Deriva máxima

De acuerdo al Código Ecuatoriano de la Construcción la deriva máxima para todas las columnas debe ser de máximo 0.02 para estructuras de hormigón armado, estructuras metálicas y de madera.

3.9 Planos As-Built

Son aquellos que han sido elaborados con los detalles constructivos una vez culminada la obra, para así plasmar los cambios realizados durante el proceso de construcción.

3.10 Análisis no-lineal de historia en el tiempo

Un análisis no lineal de historia en el tiempo emplea una combinación de registros de eventos sísmicos con una definición detallada de un modelo estructural, por lo que es capaz de producir resultados con una incertidumbre relativamente baja (Kumar & Murargi, 2007).

3.10.1 Métodos de rango estrecho

Estos métodos estiman el factor de demanda sobre un comportamiento relativamente pequeño de valores de aceleración espectral. Necesitando un número relativamente pequeño de análisis, al menos comparados con los métodos de factor de demanda de amplio rango, entre los cuales se encuentran el análisis de banda única (single-stripe analysis), análisis de nube (cloud analysis) (Jalayer, 2003).

3.10.2 Métodos de amplio rango

Para la estimación de los parámetros de demanda sobre un amplio rango de valores de aceleración espectral se requiere relativamente de un esfuerzo computacional mayor. Estos métodos tienen un alcance de aplicación más amplio en comparación con los métodos de rango estrecho. Los métodos de amplio rango



pueden trazar el comportamiento del sistema con respecto a los posibles movimientos de tierra y una serie de probabilidades para los estados límite. Por lo tanto, se pueden utilizar no sólo para comprobar si la probabilidad de fallo es inferior a un nivel tolerable específica (Jalayer, 2003). Dentro de estos métodos se encuentran el *Multiple-Stripe Analysis* (MSA) en el cual se empleó para el desarrollo de ésta investigación y las IDA curves (*Incremental Dynamic Analysis*).

4 Metodología

4.1 Generalidades

El estudio consta de 4 partes constitutivas divididas en: la recopilación de información, realización de ensayos, modelación basado en un análisis no lineal de historia en el tiempo y un análisis probabilístico. Para la recopilación de información se llevó a cabo una encuesta técnica con la cual se pretendía conocer el estado actual de las edificaciones, en cuanto a la geometría se empleó un levantamiento a cinta con la ayuda de los planos arquitectónicos.

Para determinar las propiedades de los elementos estructurales fueron necesarios realizar ensayos no destructivos como la esclerometría y ensayos destructivos como la extracción de núcleos o corazones de hormigón de vigas y columnas para estimar la resistencia a la compresión del hormigón mediante una correlación entre ambos ensayos aplicando 3 métodos estadísticos con forme la norma ACI 228.1R, en cuanto al acero de refuerzo debido a la incertidumbre en el armado y la distribución se empleó 3 niveles de cuantía: mínima, intermedia y máxima.

La demanda fue obtenida de 20 acelerogramas diferentes para su posterior aplicación a cada pódico del edificio variando su intensidad en 10 niveles para cada uno, luego se modelo la estructura y se ejecutaron los análisis no lineales de historia en el tiempo con la ayuda el software OPENSEES.

Las curvas de fragilidad se determinaron mediante un análisis de banda múltiple o *Multiple-stripe analysis*.

En los siguientes apartados se describe más detalladamente cada uno de los pasos mencionados anteriormente:



4.2 Geometría y propiedades de los materiales

4.2.1 Antecedentes

Para poder realizar la modelación estructural de la edificación fue necesario llevar a cabo una encuesta técnica que permita saber el estado actual en el que se encuentran los edificios. Dicha encuesta se enfocó en obtener información básica de las estructuras como lo es el año en el cual fueron construidas, si han tenido alguna modificación o remodelación, si cuentan con un plan de evacuación, etc.

Las encuestas fueron dirigidas a los supervisores del campus que eran los encargados de los edificios. Además para completar algunos datos faltantes el personal del departamento de infraestructura de la universidad ayudó con la información requerida.

El formato de la encuesta se presenta en el anexo 1.

4.2.2 Inspección y levantamiento estructural del edificio "CITTES"

El levantamiento estructural se lo realizó de manera visual, utilizando un flexómetro, una cinta métrica y los planos arquitectónicos que fueron proporcionados por el departamento de infraestructura de la universidad, chequeando de esta manera las dimensiones de las columnas y la distancia entre ejes. En cuanto a las dimensiones de las vigas, éstas no constaban en los planos arquitectónicos por lo tanto todas ellas fueron medidas en campo.

4.2.2.1 Propiedades y detalle del acero de refuerzo del edificio "CITTES"

Para la modelación y debido a la incertidumbre existente se emplearon dos tipos de acero de refuerzo, supuesto que se hizo debido a la carencia de planos estructurales e información que permitiera saberlo. En consecuencia se utilizó un árbol lógico (figura 4-1) en el cual hay un acero cuyo límite de fluencia es de $f_y=280$ MPa y otro con un límite de fluencia $f_y=420$ MPa con tres cuantías en cada tipo: cuantía mínima, cuantía máxima y cuantía intermedia de acuerdo al código ACI 318-05.

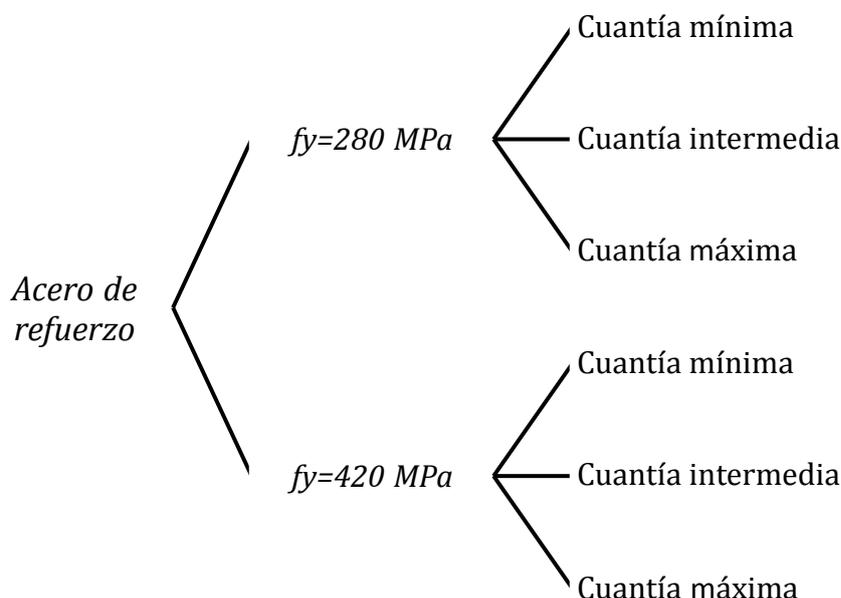


Figura 4-1 Árbol lógico

4.2.2.2 Esclerometría y extracción de núcleos de concreto de los edificios "Modalidad Abierta y a Distancia" y "CITTES"

Por motivo de no dañar la infraestructura y dar molestias al alumnado, personal docente y administrativo, el departamento de infraestructura permitió extraer únicamente 2 núcleos del edificio. Por cuanto fue necesario realizar un ensayo no destructivo como lo es la esclerometría para estimar la resistencia a la compresión del hormigón.

Muchos fabricantes de dispositivos para pruebas in-situ nos proporcionan ecuaciones y graficas que pretenden medir la resistencia del concreto relacionando una propiedad especifica con esta. Pero hay que tomar en cuenta que el concreto y las condiciones para calibrar los mencionados equipos, no son las mismas al momento de examinar un concreto en particular. Por esto, no es aconsejable usar las relaciones de estos equipos para examinar el concreto, al menos que su validez se haya determinado a través de correlaciones con pruebas en un concreto similar al que se haya establecido originalmente la investigación para los equipos.



Una aproximación general para la correlación de las pruebas es desarrollar una réplica de las pruebas in situ y de las pruebas estándar de resistencia a varios niveles de resistencia (o puntos de prueba), y luego usar procedimientos estadísticos para establecer la relación de resistencia.

Por tal motivo para efectos de calibración del equipo empleado en el ensayo de esclerometría, se extrajeron núcleos de hormigón de edificios construidos en la misma época y con características similares al analizado en cuanto al concreto se refiere.

La esclerometría es un ensayo no destructivo donde se utiliza el martillo de rebote, el cual es un equipo que mide la dureza superficial del hormigón en función del número rebote. El equipo con el que se trabajó fue el esclerómetro Modelo N, el mismo que sirve para



Figura 4-2 Ensayo de esclerometría, "CITTES"

construcciones normales de edificios y puentes. La norma ASTM C805 es la que indica el procedimiento a seguir para la práctica de este ensayo.

Se debe elegir de preferencia las superficies verticales evitándose las juntas de encofrado y las regiones porosas. Previamente preparar la superficie eliminando las posibles desigualdades ocasionadas por el encoframiento, un posible estuco, pintura y cualquier irregularidad que se presente con la piedra de pulir adjunta en el equipo. Siendo apta la superficie cuando la lechada de cemento ha sido eliminada por completo. Se recomienda realizar un mínimo de 10 ensayos según el ACI 228. En la figura 4-2 se puede observar el ensayo de esclerometría.

Para este trabajo se tomó 2 muestras de 10 lecturas en una viga y 2 muestras de 10 lecturas en una columna por piso del edificio, eliminando aquellos valores evidentemente falsos; siendo estos los que varían en más de 5 unidades al promedio de los demás y se calculó el promedio de ambas muestras.



Los resultados de los ensayos de esclerometría se presentan en el anexo 2 correspondientes a cada edificio.

Adicionalmente se realizó la extracción de núcleos de concreto de una columna y de una viga de la planta baja en cada edificio, debido a que éste es un ensayo destructivo y a los inconvenientes que pudiesen presentar en la normal actividad del alumnado de la universidad, fueron realizados en días festivos y fines de semana.

Para la realización de este ensayo se empleó la norma ASTM C42, el diámetro de los núcleos estaba dentro del rango de 69mm y 70 mm, en cuanto a la longitud de preferencia tiene que estar entre 1.9 y 2.1 veces el diámetro del cilindro, si la relación entre la longitud para el diámetro L/D es menor a 1.75 se deben utilizar coeficientes para modificar su valor de resistencia.

Se debe tener especial cuidado de no toparse con el acero de refuerzo al momento de extraer los núcleos, dado que en el centro de los elementos el acero de refuerzo es más espaciado, fue ahí donde se tomaron las muestras, por lo que se utilizó un detector de varillas para determinar el mejor lugar para su extracción y evitar daños estructurales como se muestra en la figura 4-3.

Una vez obtenidos los núcleos se los probaba dentro de los 7 días de haberlos extraídos, los resultados se muestran en el anexo 3.

El equipo utilizado para determinar la resistencia a la compresión fue una máquina de compresión de la serie digital ACCU-TEK 500.

En las figuras: 4-4, 4-5 se encuentra la ubicación de los ensayos de esclerometría y extracción de núcleos.



Figura 4-3 Extracción de núcleos de hormigón en columna - CITTES

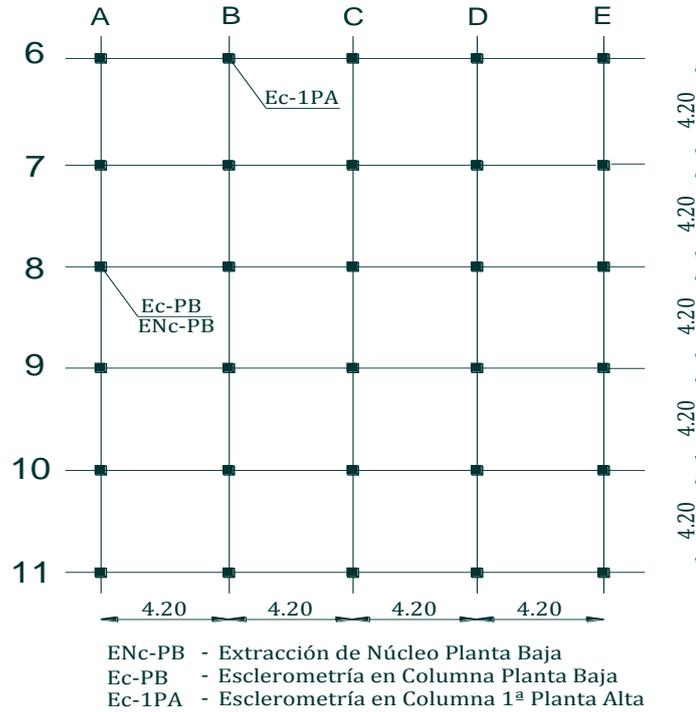


Figura 4-4 Vista en Planta y puntos de muestreo para ensayos en concreto endurecido- Bloque 1 "CITTES"

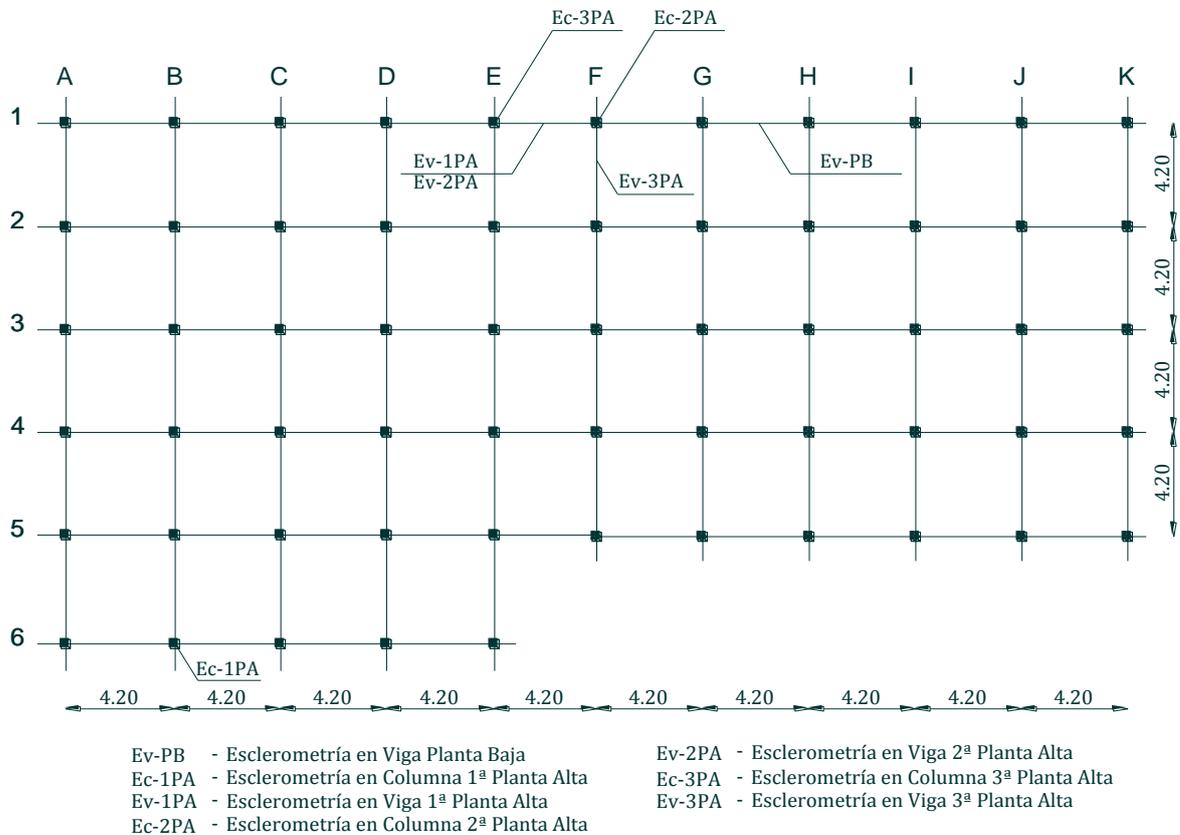


Figura 4-5 Vista en Planta y puntos de muestreo para ensayos en concreto endurecido- Bloque 2 "CITTES"



4.2.3 Correlación para estimar la resistencia a la compresión del concreto

La norma ACI 228.1R da métodos estadísticos para estimar la resistencia a la compresión mediante una correlación entre los ensayos destructivos y no destructivos, en nuestro caso obtener una ecuación que nos dé mediante el número de rebote una estimación de la resistencia a la compresión del hormigón, a partir de los ensayos de esclerometría y extracción de núcleos de concreto.

Se utilizaron 24 ensayos, 12 núcleos de concreto con sus respectivas 12 esclerometrías para luego obtener la correlación mediante los métodos estadísticos como son la regresión lineal de Mandel, mínimos cuadrados y el método general del factor de tolerancia.

De acuerdo al Norma ACI 228.1R se deben de tener un mínimo de 6 y un máximo de 9 niveles de resistencia. En la tabla 4-1 se muestran niveles de resistencia, los valores obtenidos de la resistencia a la compresión de los núcleos extraídos junto a sus respectivos números de rebote provenientes de los ensayos de esclerometría.

Tabla 4-1 Niveles de resistencia, resistencia a la compresión y número de rebote

Nivel de resistencia	Edificio	f'c (Mpa)	# Rebote	f'c Prom (Mpa)	# Prom Rebote
1	Edf. I	8,6	47,7	10,53	42,85
	Octógono	12,45	38		
2	Lab. I	14,9	54,8	15,35	55,15
	Abierta	15,8	55,5		
3	CITTES	15,4	47,4	16,85	46,75
	Virginia	18,3	46,1		
4	CITTES	19,8	57,2	21,55	57,35
	Virginia	23,3	57,5		
5	Edf. II	21,2	47,8	23,35	46,90
	Edf. II	25,5	46		
6	Lab. I	31,1	54,6	28,25	54,45
	Abierta	25,4	54,3		



Uno de los métodos estadísticos empleados fue el método de Mandel para el cual se emplearon los siguientes datos:

- Nivel de resistencia N=6.
- Coeficiente de variabilidad de las pruebas in-situ $V_i=10$ correspondiente a la esclerometría
- Coeficiente de variabilidad de la extracción de núcleos $V_s=5$.
- El número de replicaciones en cada nivel de resistencia $n_x=8$.
- El número de replicaciones en los niveles de resistencia para las pruebas de resistencia a la compresión.

Una vez realizados los cálculos se obtuvo una ecuación que nos permitirá estimar la resistencia a la compresión empleando ensayos de esclerometría.

- Coeficientes obtenidos mediante el método de Mandel.

$$C = e^{-10.303} I^{3.3731} \tag{Ecuación (4-1)}$$

- Donde I, es el valor del ensayo in situ y e es la constante de Euler.
- Coeficientes obtenidos mediante el método de mínimos cuadrados.

$$C = -8.747 + 0.555I \tag{Ecuación (4-2)}$$

Donde I, es el valor del ensayo in situ y e es la constante de Euler.

Tabla 4-2 Estimación de la resistencia a la compresión

CITTES	Planta Baja		1ra Planta Alta		2da Planta Alta		3ra Planta Alta	
	Columna	Viga	Columna	Viga	Columna	Viga	Columna	Viga
Factor de Tolerancia	14,18	26,47	9,81	27,80	16,94	19,46	14,61	19,05
Método Mandel	15,06	28,39	11,27	29,24	18,03	20,32	15,82	20,32
Mínimos cuadrados	17,55	22,99	15,39	23,27	18,99	19,99	17,94	19,99
Promedio	15,60	25,95	12,16	26,77	17,99	19,92	16,13	19,79

En la tabla 4-2 se pueden observar los valores de la resistencia a la compresión del hormigón empleando la correlación entre los ensayos realizados para cada elemento analizado, obteniendo una resistencia promedio de 19.29 MPa para el edificio "CITTES". En el anexo 4 se puede revisar a detalle los cálculos.



4.3 Descripción de la edificación

El edificio "CITTES" se encuentra ubicado en el campus de la Universidad Técnica Particular de Loja, el cual está dividido en dos bloques separados por una junta en el eje 6 a lo largo de todos los niveles de la estructura (ver figura 4-6), el bloque 1 consta de una configuración en planta y elevación regular, mientras que el bloque 2 cuenta con una irregularidad en planta del tipo 2 de acuerdo al Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC, 2000), la configuración en elevación es regular, además la edificación cuenta con ascensor para subir a cada uno de los pisos.

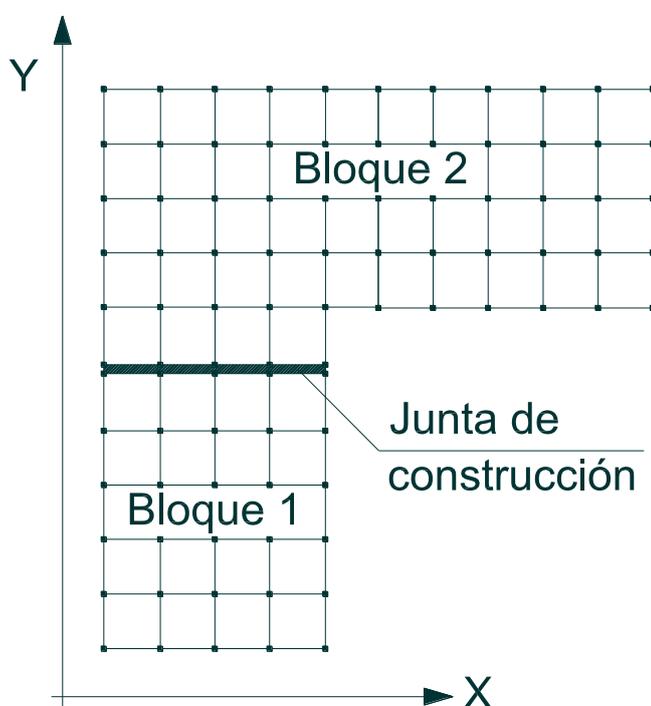


Figura 4-6 Vista en planta del edificio CITTES

De acuerdo al Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC, 2000), las edificaciones se encuentran ubicadas en la zona II, de la zonificación sísmica del país considerada de mediano riesgo.

4.4 Uso y ocupación de la estructura

La edificación está constituida en un 85% por oficinas y un 15% por salas de reunión ubicados en toda la estructura.



4.5 Descripción del sistema estructural

El edificio está conformado por dos bloques, los cuales están separados por una junta la misma que funciona de manera correcta hasta la actualidad.

El bloque 1 está conformado por los ejes: 6, 7, 8, 9, 10, 11 en el sentido del eje X, mientras que en el sentido del eje Y los ejes son: A, B, C, D, E. El bloque 2 está conformado por los ejes: 1, 2, 3, 4, 5, 6 en el sentido del eje X, mientras que en el sentido del eje Y los ejes son: A, B, C, D, F, G, H, I, J, K.

La configuración en planta se presenta en la figura 4-6, siendo ésta regular con 11 ejes en el sentido Y y 12 ejes en el sentido X. La edificación está compuesta por 4 plantas con una altura promedio de 2.86 m y la configuración en elevación de los pórticos se observa en las figuras 4-7, 4-8 y 4-9.

El sistema constructivo utilizado para soportar las acciones externas que afectan al edificio está formado por pórticos espaciales de concreto reforzado con vigas descolgadas (peralte de vigas mayor al espesor de losa).

En ambos bloques las vigas tienen una sección rectangular cuya base es de 0.35m para los niveles +3.00 y +5.93, para el nivel +8.78 la base es de 0.30m y de altura 0.40m. En cuanto a las columnas tienen una sección de 0.40m x 0.40m.

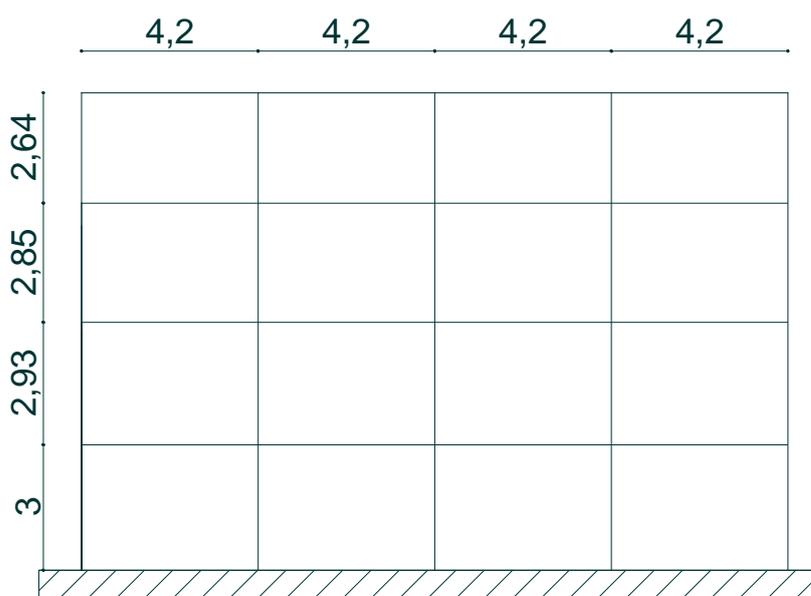


Figura 4-7 Vista en elevación bloque 1 – sentido X

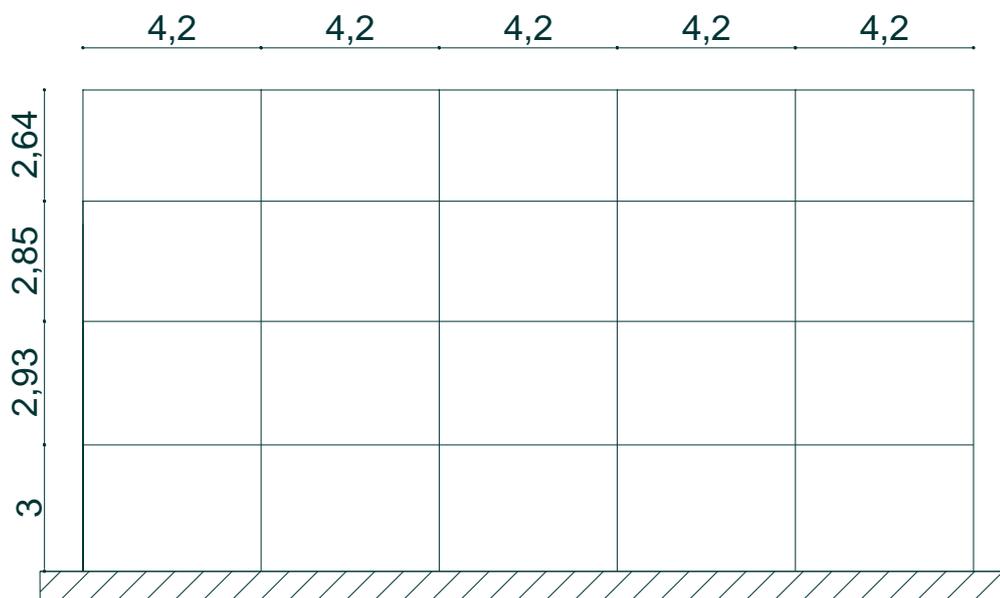


Figura 4-8 Vista en elevación bloque 1 – sentido Y

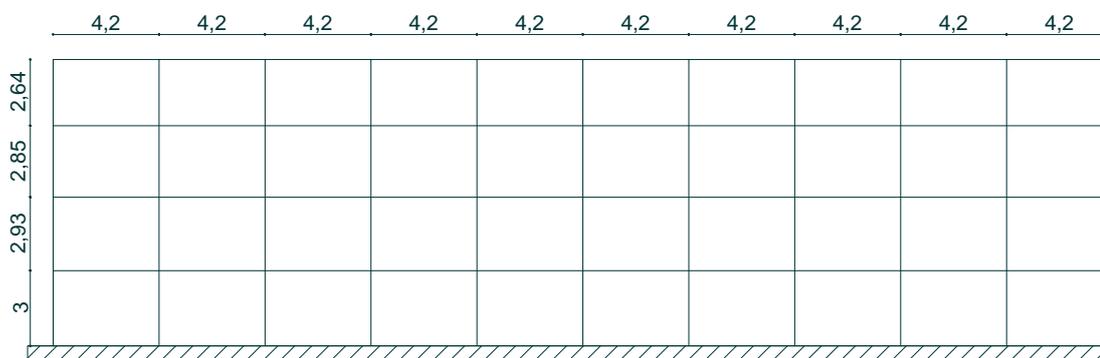


Figura 4-9 Vista en elevación bloque 2 – sentido X

4.6 Modelación y análisis

Para la modelación de la estructura se empleó el software OPENSEES, una herramienta poderosa al momento de ejecutar un análisis no lineal de historia en el tiempo puesto que posee un amplio rango de modelos de materiales, elementos y algoritmos de solución. OPENSEES (*Open System for Earthquake Engineering Simulation*), ha sido promovido por el *Pacific Earthquake Engineering Research Center* a través de la *Fundación Nacional de Ciencia de los Estados Unidos*. En cuanto al análisis probabilístico se usó el análisis de banda múltiple (MSA -



Multiple-stripe analysis) para determinar las probabilidades de excedencia para el estado límite de daño considerado de acuerdo a la norma vigente.

4.7 Selección de sismos

De acuerdo al mapa de actividad sísmica del Ecuador (figura 4-10) en el sector sur de la provincia de Loja se han presentado sismos cuya magnitud oscila entre los 5.5 grados y 6.5 grados en la escala de momento sísmico. Además un estudio realizado por la Universidad Técnica Particular de Loja determinó que la velocidad de corte a los 30 metros es de $V_{s30} = 346.42$ m/s y conforme al Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-2000 para la provincia de Loja la aceleración pico del suelo (PGA) es de 0.25 g. Tomando en cuenta estos parámetros se seleccionaron registros de sismos cuyos valores estén dentro de los siguientes parámetros:

Tabla 4-3 Parámetros de búsqueda

Parámetro	De	Hasta
Magnitud (Mw)	5.5	6.5
V_{s30} (m/s)	200	500
PGA (g)	0.20	0.35

La selección de sismos provee al análisis una variación en el contenido de frecuencia de la excitación sísmica de la estructura, dicha variación se consideró de manera totalmente aleatoria en un intervalo de tiempo desde el año 1900 hasta la actualidad.

Dado que ningún sismo se repite y es casi imposible predecir la magnitud, escala y frecuencia de los mismos, se consideró emplear 20 registros reales de acelerogramas cuyas características estén dentro de aquellos posibles sismos que se pudiesen suscitar en nuestra zona y cada uno de ellos fue escalado 10 veces para de ésta manera tener un rango mucho más amplio en cuanto a contenidos de frecuencia e intensidades, por lo tanto a cada bloque se le aplicaron 200 sismos para el análisis.

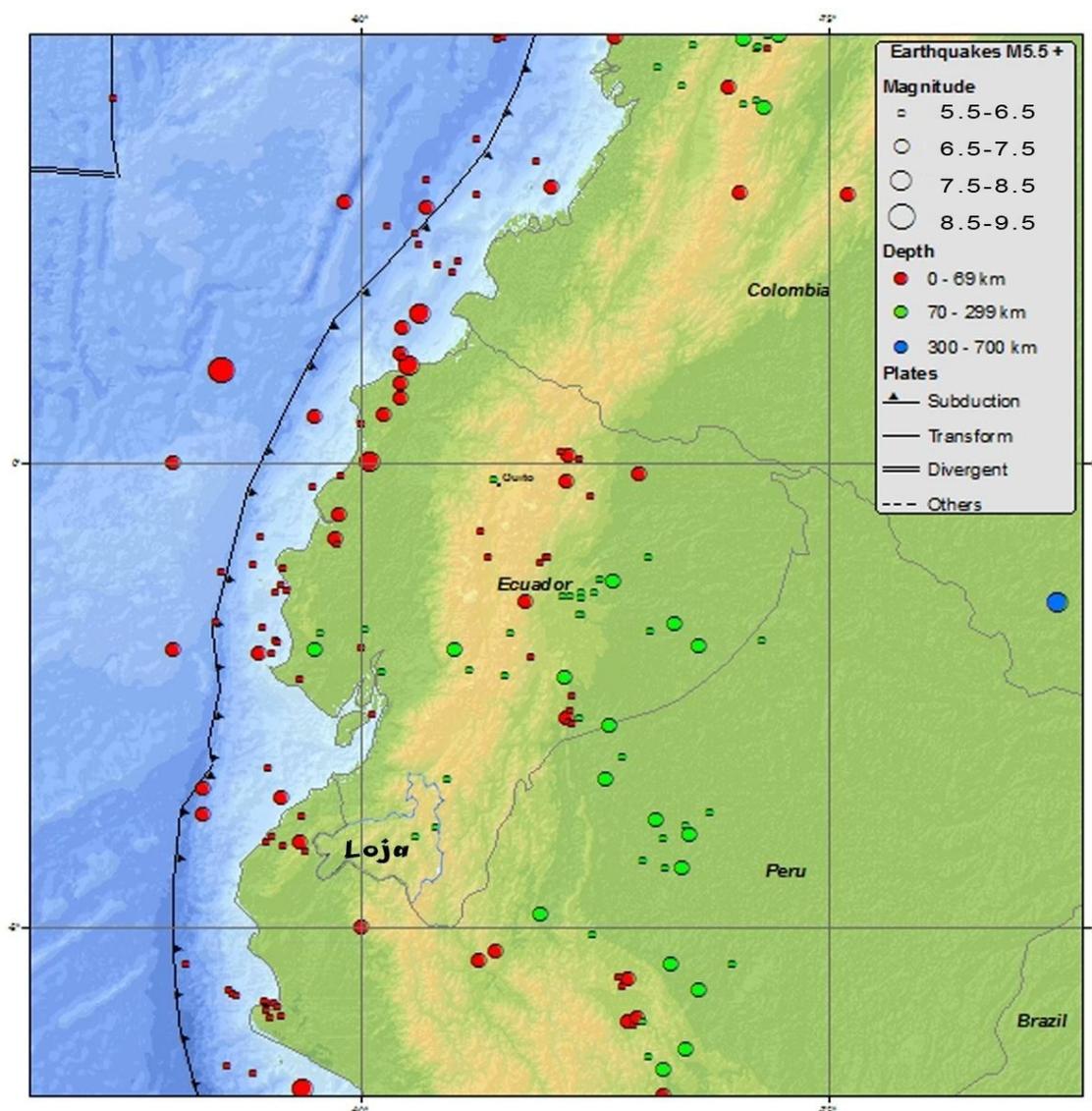


Figura 4-10 Mapa de actividad Sísmica del Ecuador (U.S. Geological Survey, 2012).



La base de datos del Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica del Pacífico (PEER por sus siglas en inglés *Pacific Earthquake Engineering Research Center*) (<http://peer.berkeley.edu/nga/>) es utilizada para obtener registro de sismos reales ocurridos a nivel mundial, en la tabla 4-4 se puede observar en detalle las propiedades de cada sismo tal como el nombre del sismo, año, magnitud, velocidad de corte a los 30 metros, distancia al epicentro y aceleración pico del suelo (PGA). En la figura 4-11 los acelerogramas correspondientes a cada uno de los sismos junto a su aceleración máxima, magnitud y distancia al epicentro.

Tabla 4-4 Eventos correspondientes a los registros seleccionados (PEER, 2012).

#	Nombre del sismo	Fecha	Magnitud	$V_{s30}(m/s)$	$R_{epic}(km)$	PGA (g)
1	Parkfield 1966-06-28 04:26	1966	6.19	424.80	34.01	0.3458
2	Friuli, Italy-01 1976-05-06 20:00	1976	6.50	424.80	20.23	0.3458
3	Coyote Lake 1979-08-06 17:05	1979	5.74	270.80	10.94	0.2936
4	Mammoth Lakes-06 1980-05-27 14:51	1980	5.94	338.50	12.03	0.3169
5	Westmorland 1981-04-26 12:09	1981	5.90	348.70	20.47	0.2193
6	Coalinga-01 1983-05-02 23:42	1983	6.36	271.40	30.06	0.2806
7	Coalinga-05 1983-07-22 02:39	1983	5.77	352.20	12.38	0.2972
8	Morgan Hill 1984-04-24 21:15	1984	6.19	488.80	16.67	0.3426
9	Taiwan SMART1(40) 1986-05-20 05:25	1986	6.32	274.50	67.16	0.2146
10	N. Palm Springs 1986-07-08 09:20	1986	6.06	345.40	18.17	0.2218
11	Chalfant Valley-02 1986-07-21 14:42	1986	6.19	271.40	20.27	0.2058
12	Kalamata, Greece-01 1986-09-13 17:25	1986	6.20	338.60	9.97	0.2649
13	Whittier Narrows-01 1987-10-01 14:42	1987	5.99	370.80	14.28	0.2199
14	Dinar, Turkey 1995-10-01 15:57	1995	6.40	219.80	0.44	0.3034
15	Upland 1990-02-28	1990	5.63	229.80	10.82	0.2006
16	Sierra Madre 1991-06-28	1991	5.61	370.80	12.64	0.3276
17	Northwest China-03 1997-04-11 05:34	1997	6.10	274.50	19.11	0.2961
18	Chi-Chi, Taiwan-06 1999-09-25 23:52	1999	6.30	233.10	61.50	0.2137
19	Parkfield 1966-06-28 04:26	1966	6.19	289.60	32.56	0.3768
20	Whittier Narrows-01 1987-10-01 14:42	1987	5.99	468.2	2.86	0.3848

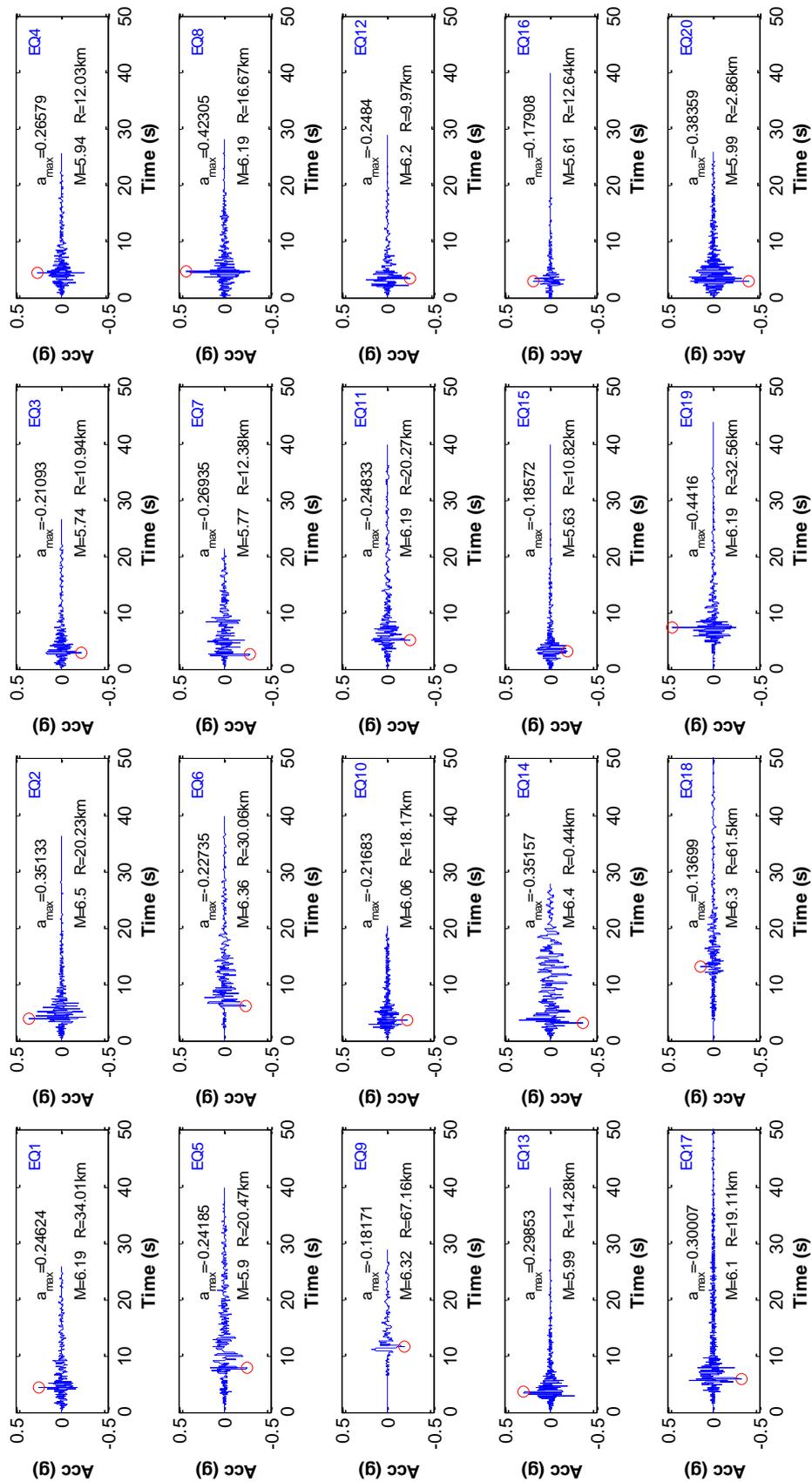


Figura 4-11 Acelerogramas correspondientes a los registros de eventos sísmicos.

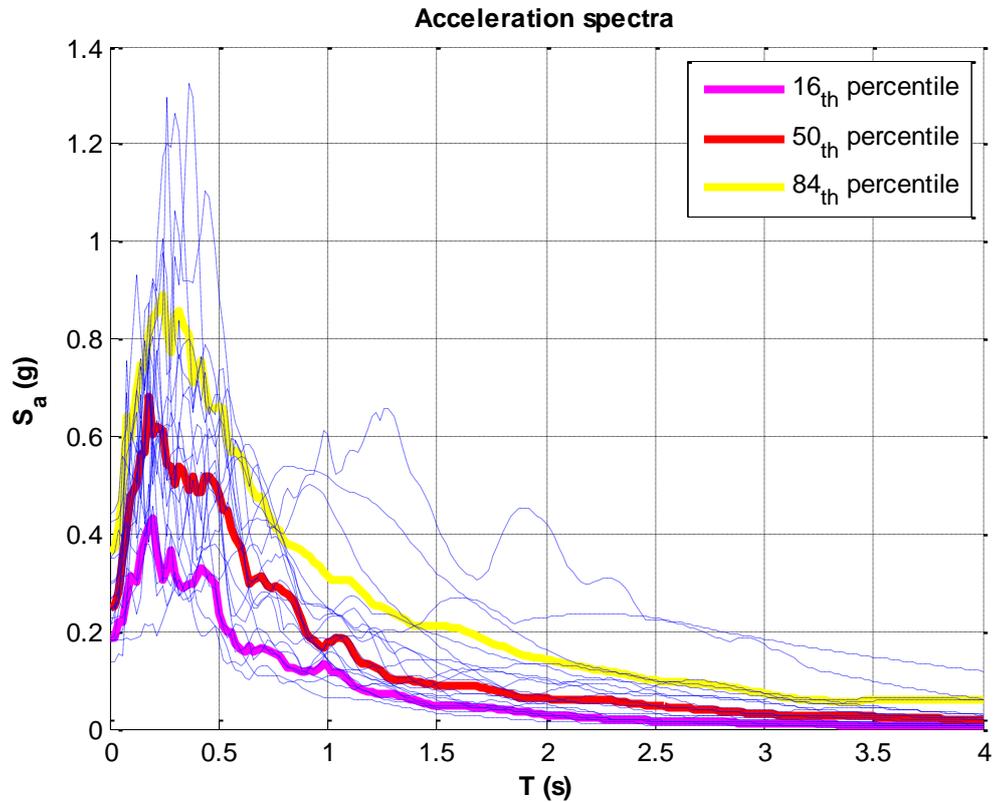


Figura 4-12 Espectros de respuesta para los 20 registros.

4.8 Multiple Stripe Analysis (MSA)

El análisis de banda múltiple (MSA) consiste en realizar varios análisis para diferentes niveles de aceleración espectral, en donde cada banda corresponde a un análisis estructural para un conjunto de registros de eventos sísmicos que son previamente escalados, para ello se dividieron en intervalos iguales desde 0.1g hasta 1.9g con incrementos de 0.2g obteniendo 10 franjas para el análisis (Jalayer, 2003). De esta manera se obtuvieron diferentes intensidades y diferentes frecuencias para cada uno de los sismos, ejecutándose un total de 7200 análisis para luego establecer mediante el uso de la estadística las curvas de fragilidad.

Las máximas derivas se obtienen de la modelación luego de ejecutar los análisis para los sismos anteriormente escogidos y escalados, con la ayuda del software OPENSEES y MATLAB se logró realizarlo de una manera mucho más rápida.



La edificación fue modelada en dos dimensiones debido a la regularidad de la misma en cuanto a geometría y propiedades de los elementos, teniendo para cada bloque dos sentidos principales: un sentido X en el eje de las abscisas y un sentido Y en el eje de las ordenadas. Puesto que el sentido Y del bloque 2 es igual al sentido Y del bloque 1, la modelación solo se realizó para un bloque.

Para cada nivel se determina la distribución log normal de las máximas derivas utilizando los valores del logaritmo natural de la media y desviación estándar tal como se indica en la ecuación 4-3, en la figura 4-13 y desde la figuras 7-1 hasta la figura 7-18 del anexo 5 y 6, se observa la distribución para cada bloque y cada sentido. Para ello se empleó el software MATLAB en el cual se emplea la ecuación:

$$y = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(\ln x - \mu)^2}{2\sigma^2}} \quad \text{Ecuación (4-3)}$$

Dónde: μ es la media, σ la desviación estándar, e la constante de Euler

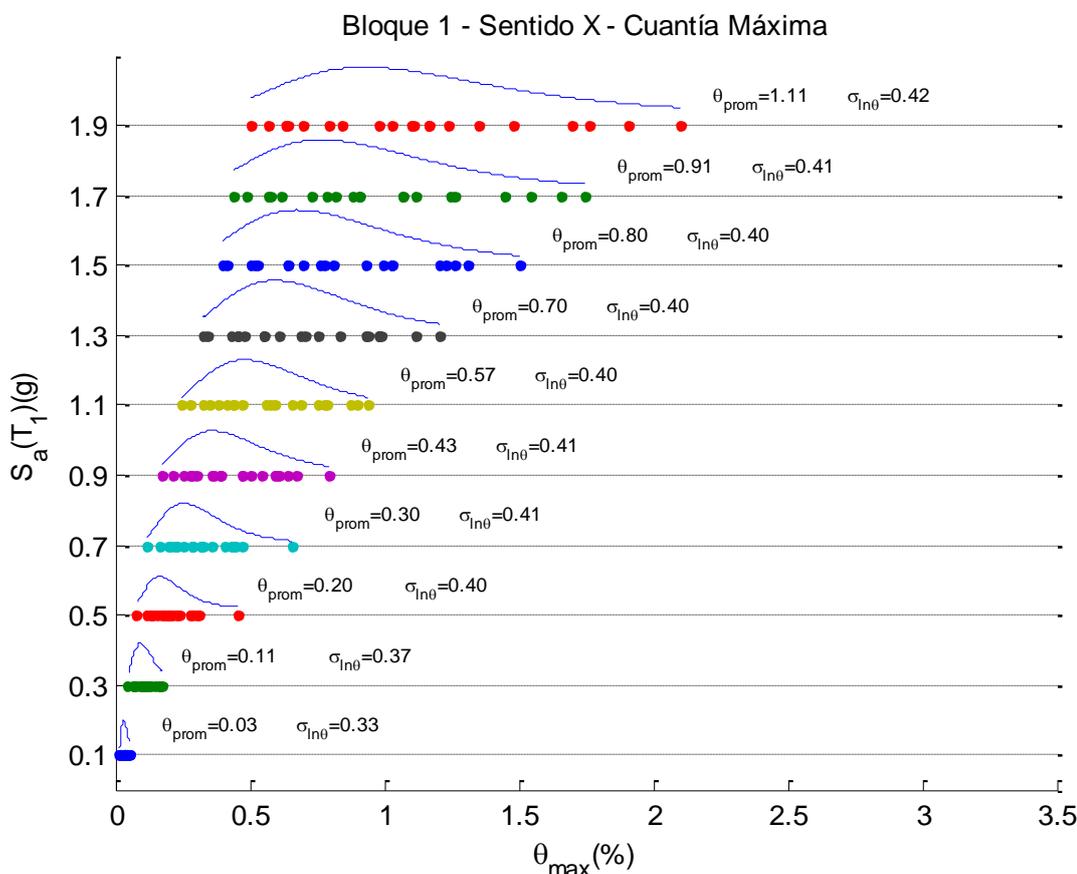


Figura 4-13 Derivas máximas de piso del MSA.



En la figura 4-13 se puede observar claramente el análisis de banda múltiple (MSA), en el que múltiples "bandas" de respuesta son obtenidas después de haber aplicado a la estructura una serie de registro de sismos los cuales son escalados para varios niveles de aceleración espectral.

La probabilidad de colapso se determina empleando los parámetros atípicos, aquellos cuya deriva máxima supera el límite establecido por el código ecuatoriano de la construcción que es del 2%, entonces la probabilidad de colapso se obtiene de dividir el número de valores atípicos para cada valor de $S_a(T_i)$ para el número total de análisis.

Para determinar los puntos de fragilidad se emplea la siguiente ecuación:

$$P(D > C | S_a = x) = \int_0^{\infty} P(D > \alpha | S_a = x) f_c(\alpha) d\alpha \quad \text{Ecuación (4-4)}$$

Donde la función de probabilidad de densidad $f_c(\alpha)$ para la capacidad está dada por la ecuación:

$$f_c(\alpha) = \frac{1}{\alpha \sqrt{2 \cdot \pi \sigma_{\ln \theta \cdot c}^2}} \cdot e^{-\frac{(\ln(\alpha) - \mu_{\ln \theta \cdot c})^2}{2 \cdot \sigma_{\ln \theta \cdot c}^2}} \quad \text{Ecuación (4-5)}$$

En donde:

$$\int_0^{\infty} \frac{1}{\alpha \sqrt{2 \cdot \pi \sigma_{\ln \theta \cdot c}^2}} \cdot e^{-\frac{(\ln(\alpha) - \mu_{\ln \theta \cdot c})^2}{2 \cdot \sigma_{\ln \theta \cdot c}^2}} \cdot \left[1 - 0.5 \left(1 + \operatorname{erf} \left(\frac{\ln(\alpha) - \mu_{\ln \theta \cdot d}}{\sqrt{2 \cdot \sigma_{\ln \theta \cdot d}^2}} \right) \right) \right] d\alpha$$

Una vez obtenidos los valores para cada banda se ajusta los puntos mediante una log normal CDF (*Cumulative distribution function*) empleando la siguiente ecuación (Soper, 2012):

$$F(x; \mu, \sigma^2) = \frac{1}{2} \left[1 + \operatorname{erf} \left(\frac{x - \mu}{\sigma \sqrt{2}} \right) \right] \quad \text{Ecuación (4-6)}$$

Dónde: μ es la media, σ es la desviación estándar y erf es la función error.



CURVAS DE FRAGILIDAD ACERO $f_y = 280 \text{ MPa}$

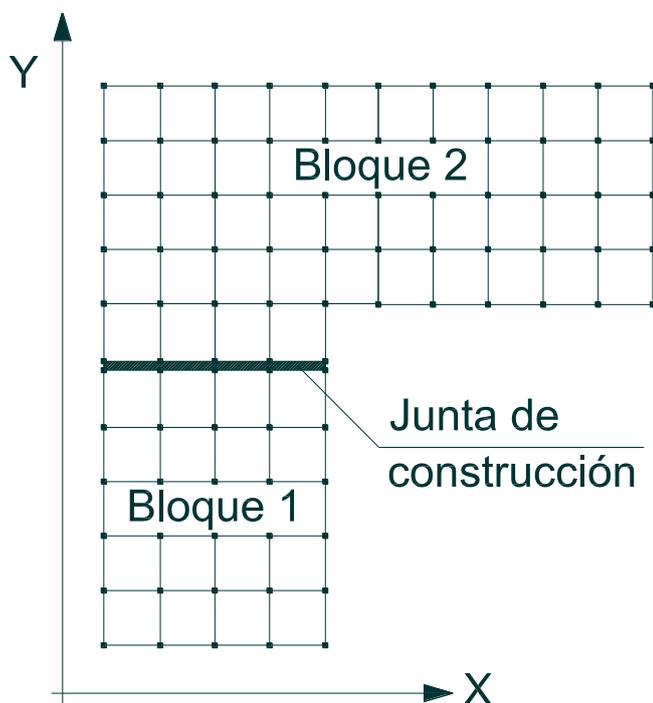


Figura 4-14 Configuración en planta edificio CITTES

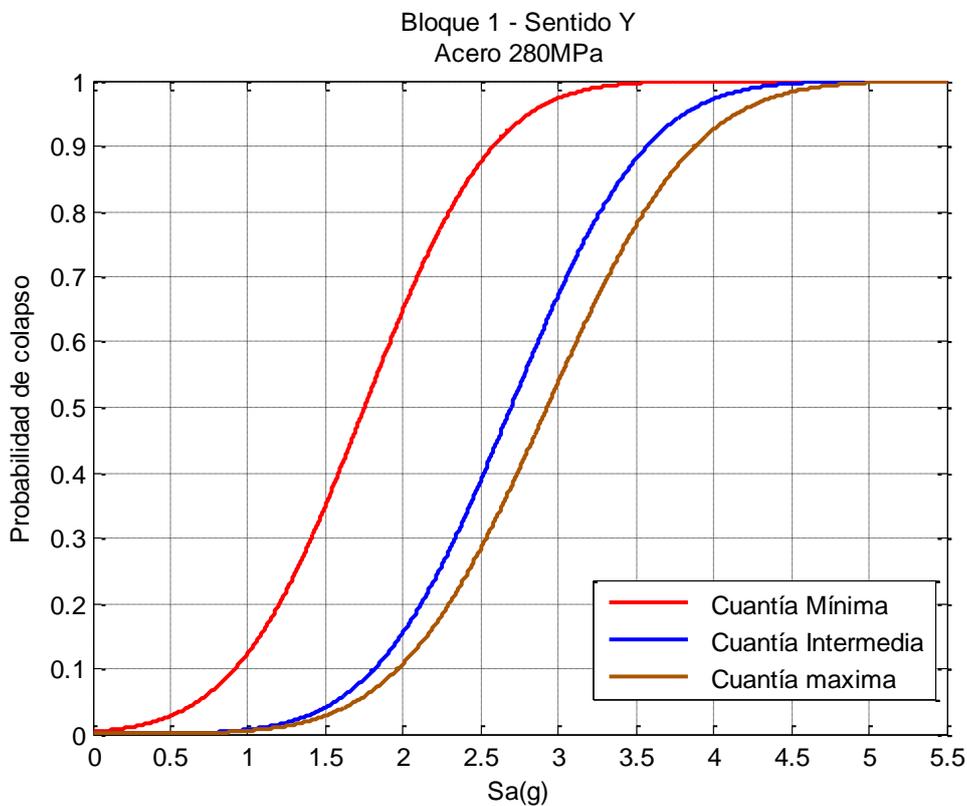


Figura 4-15 Curvas de fragilidad para diferentes cuantías del bloque 1-sentido Y 280 MPa

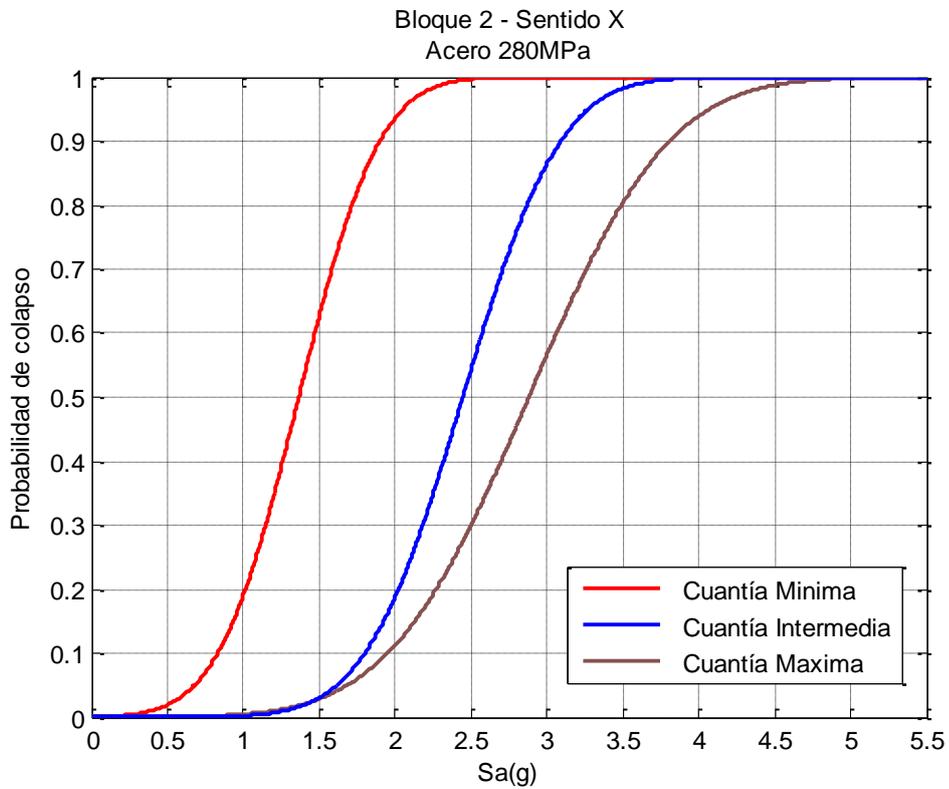


Figura 4-16 Curvas de fragilidad para diferentes cuantías del bloque 2-sentido X 280 MPa

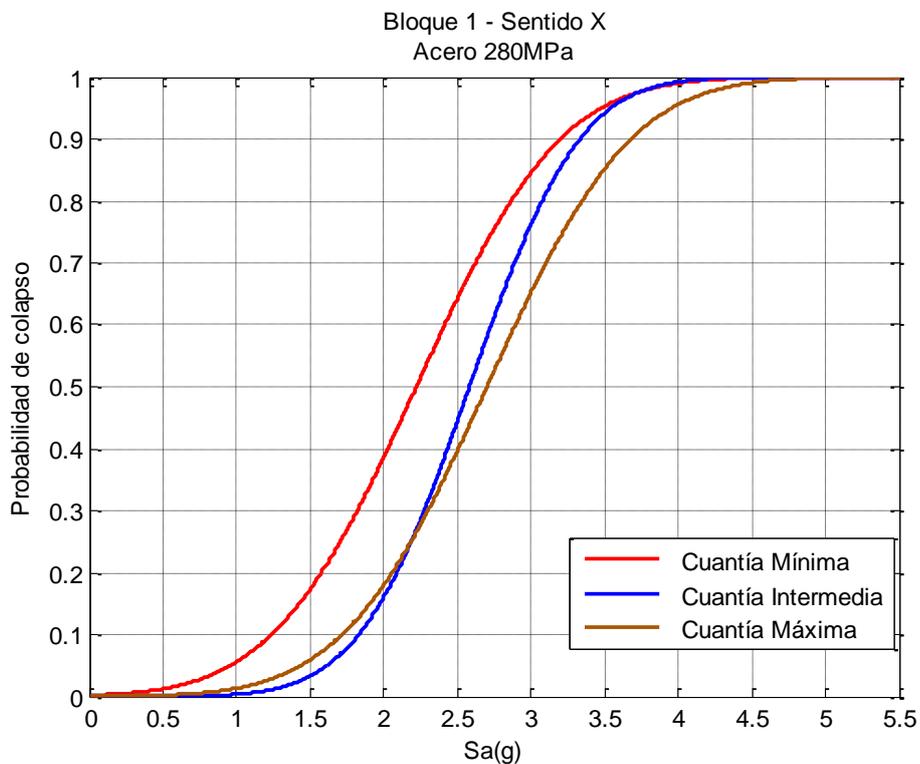


Figura 4-17 Curvas de fragilidad para diferentes cuantías del bloque 1 -sentido X 280 MPa



CURVAS DE FRAGILIDAD - ACERO $f_y=420$ MPA

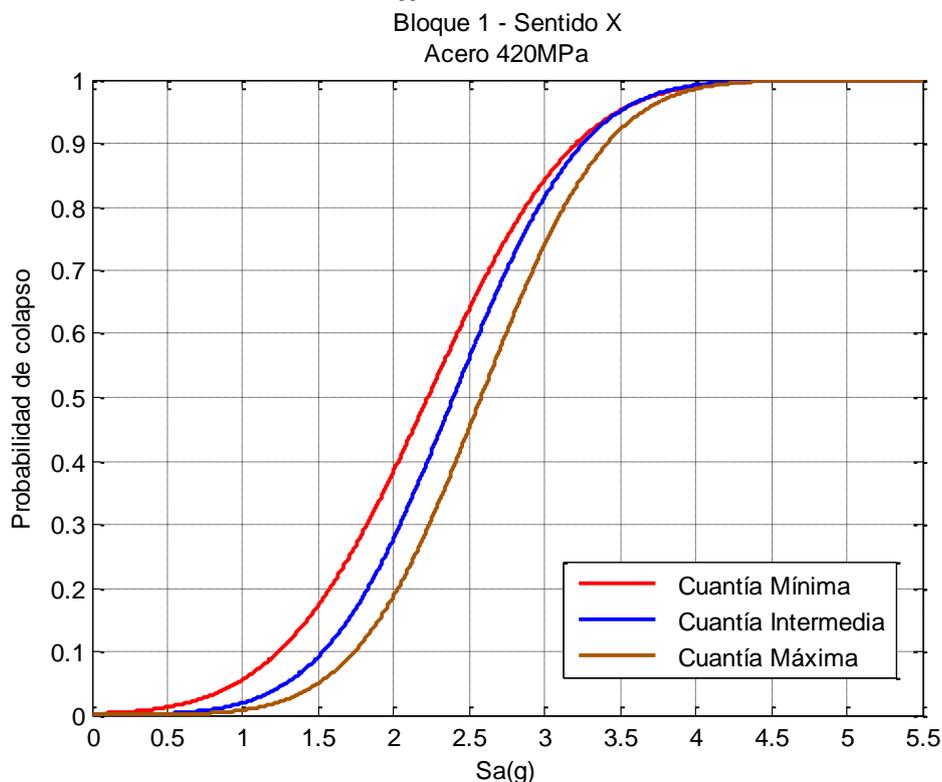


Figura 4-18 Curvas de fragilidad para diferentes cuantías del bloque 1-sentido X 420 MPa

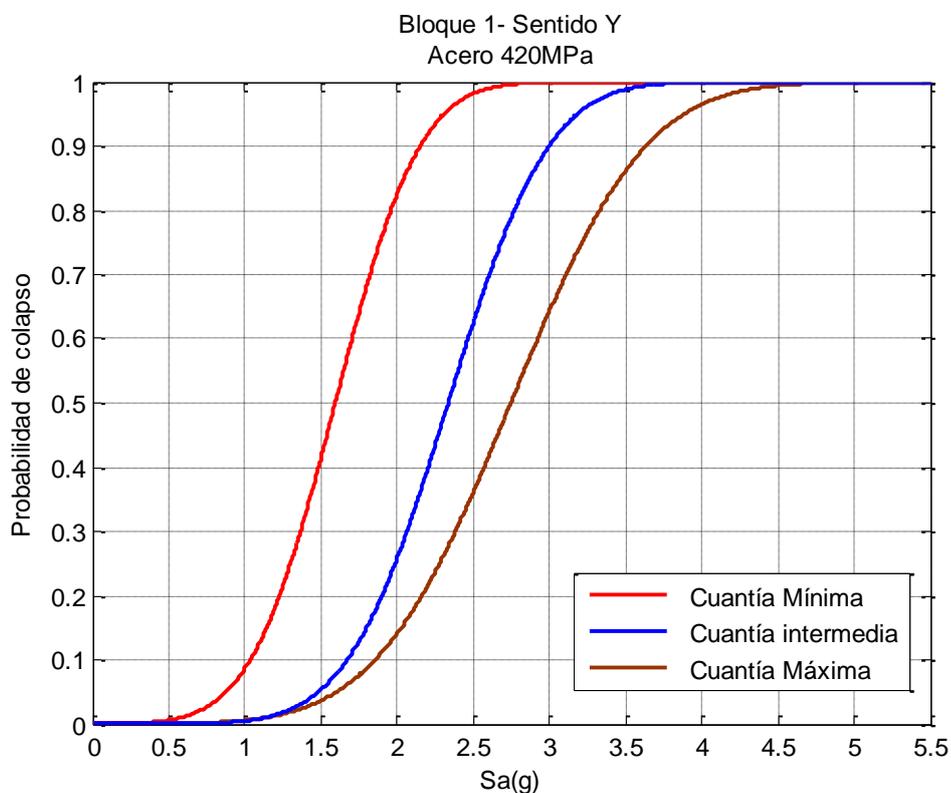


Figura 4-19 Curvas de fragilidad para diferentes cuantías del bloque 1-sentido Y 420 MPa

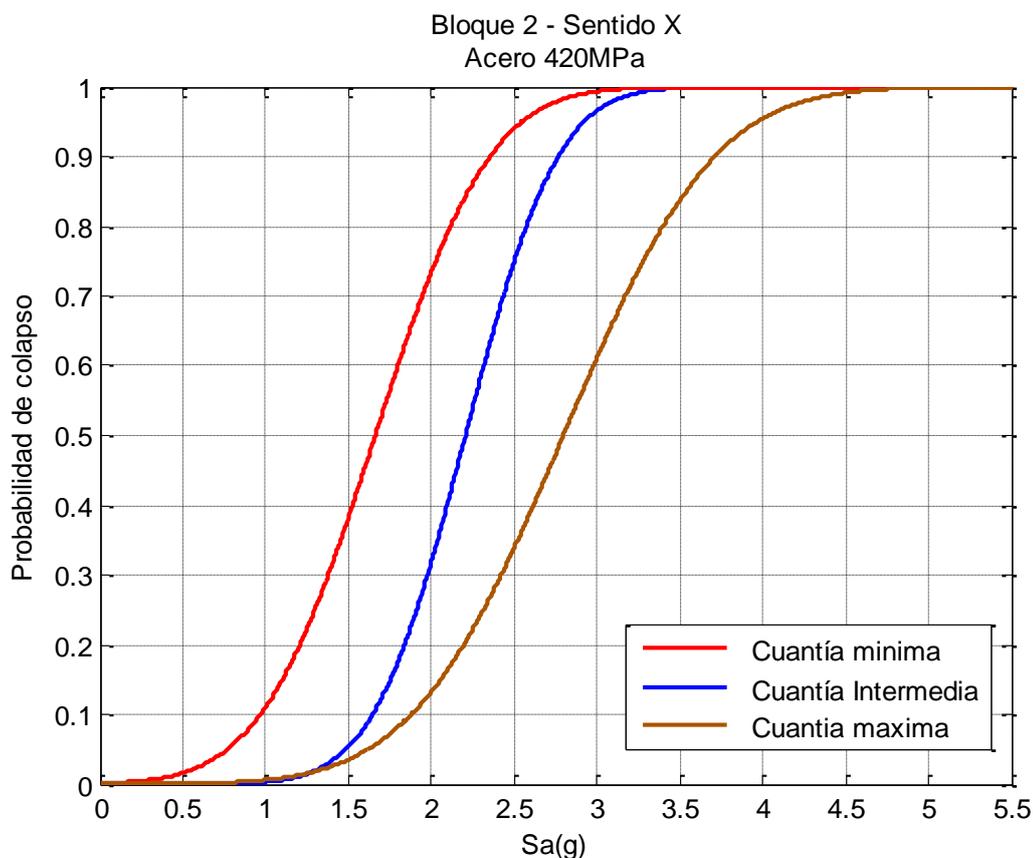


Figura 4-20 Curvas de fragilidad para diferentes cuantías del bloque 2-sentido X 420 Mpa

En las figuras 4-14 hasta la figura 4-16 se muestran las curvas de fragilidad obtenidas, comparando las cuantías de acero (mínima, intermedia y máxima) para el límite máximo de fluencia de 280MPa.

Mientras que en las figuras 4-18 hasta la figura 4-20 se observa las curvas de fragilidad obtenidas, comparando las cuantías de acero (mínima, intermedia y máxima) para el límite máximo de fluencia de 420MPa.

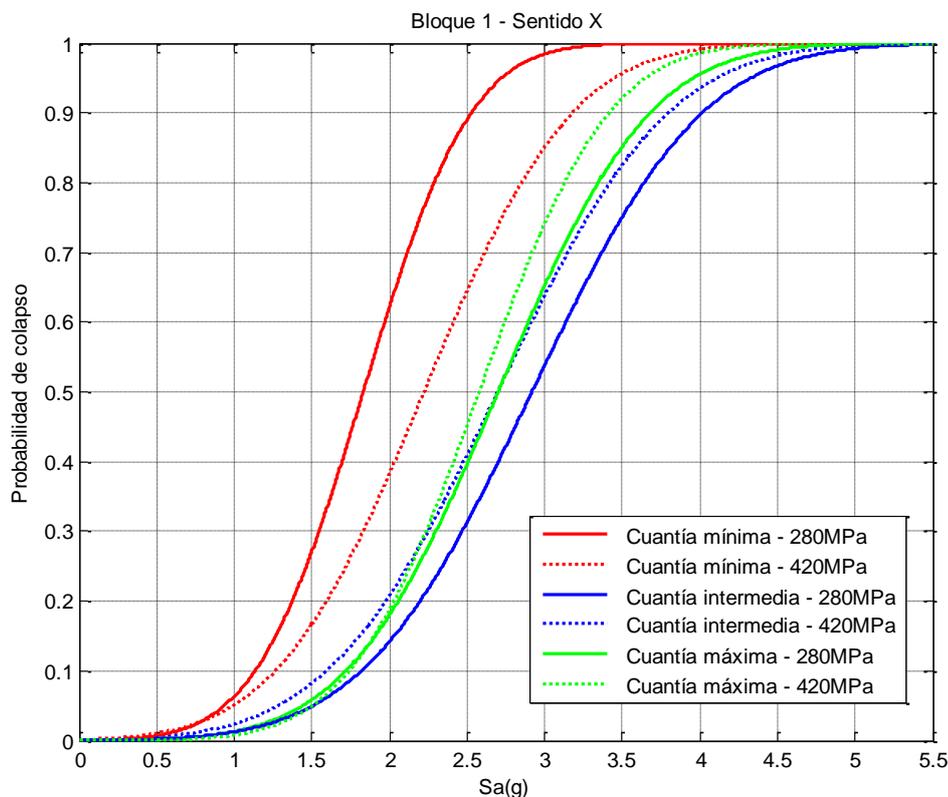


Figura 4-21 Comparación de curvas de vulnerabilidad para el bloque 1 - sentido X

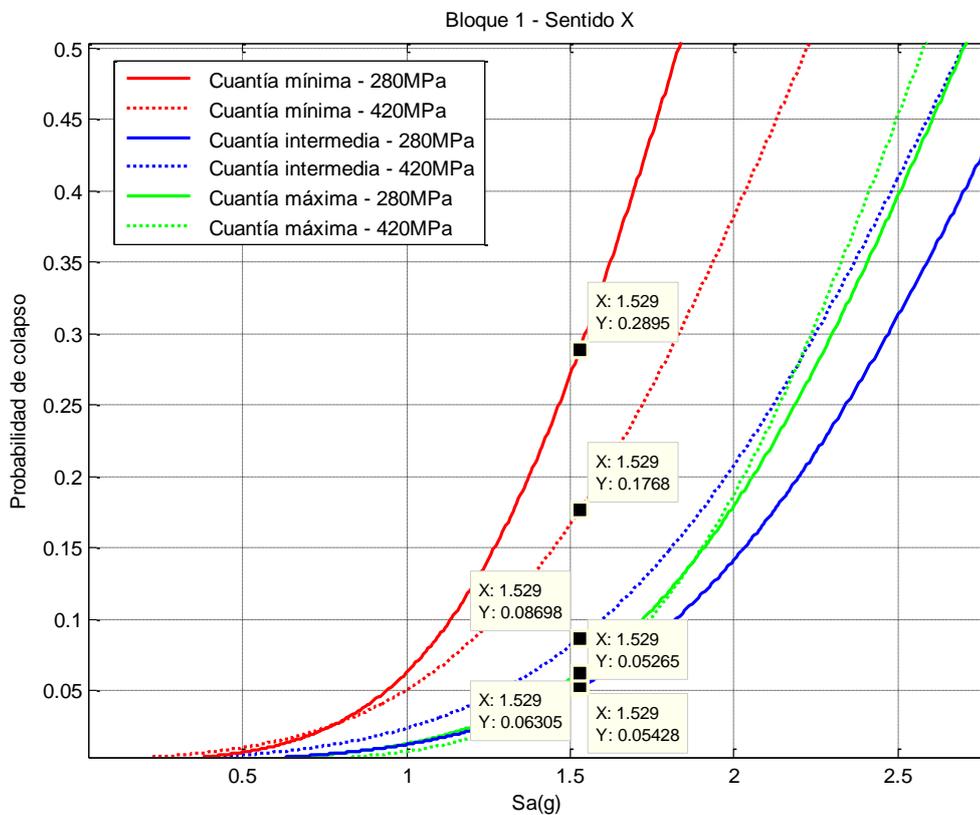


Figura 4-22 Probabilidad de excedencia para una aceleración de 1.53 g

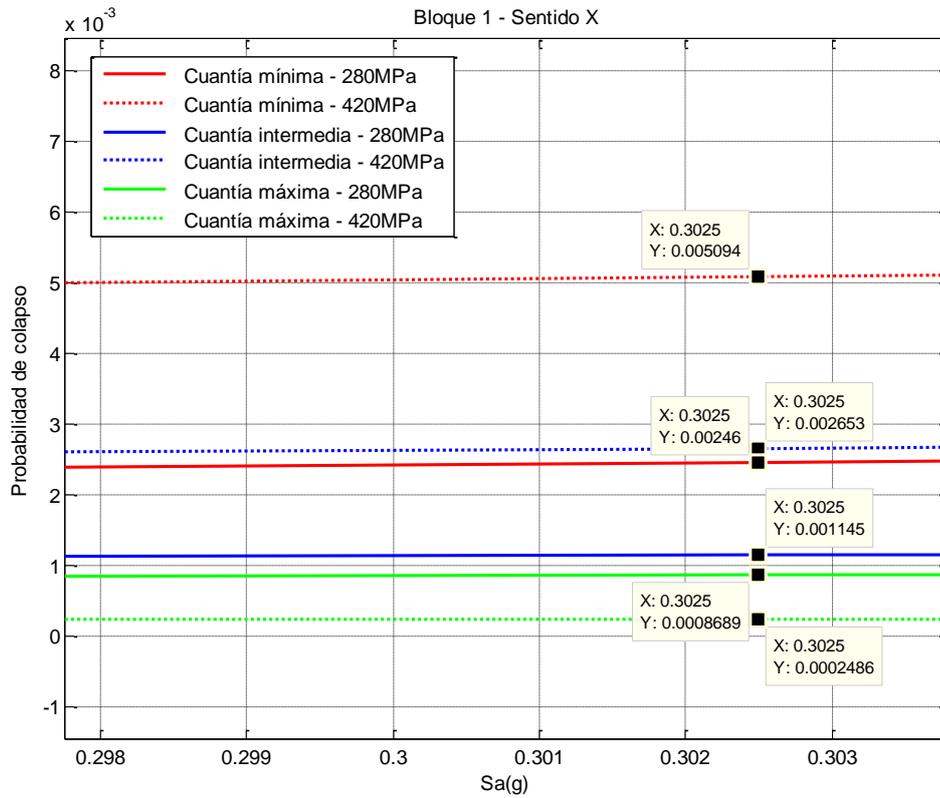


Figura 4-23 Probabilidad de excedencia para una aceleración de 0.30 g

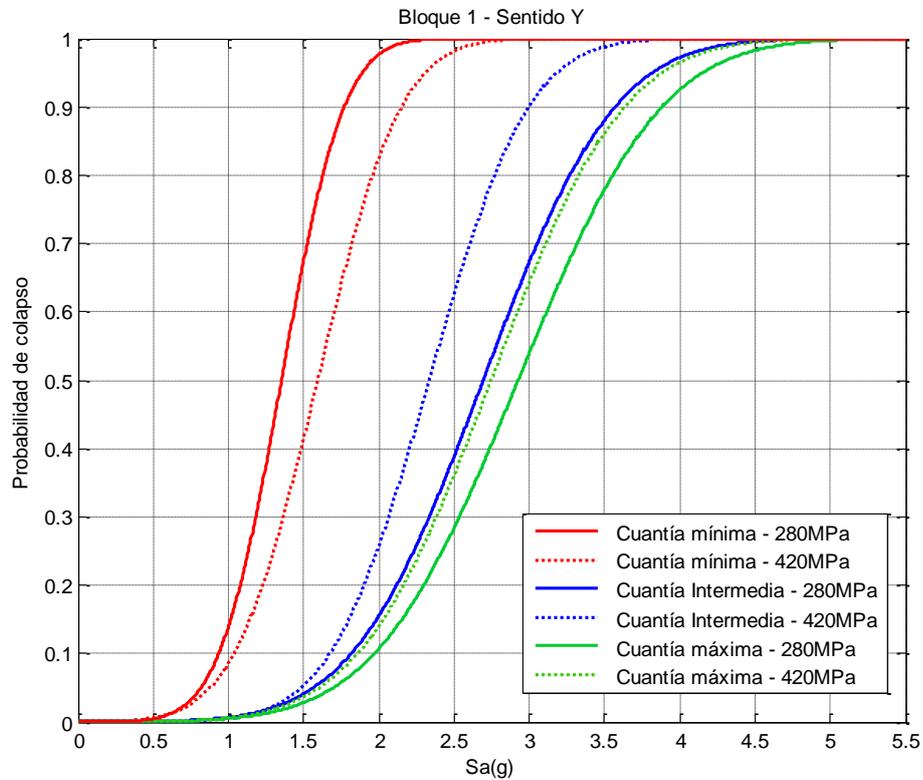


Figura 4-24 Comparación de curvas de vulnerabilidad para el bloque 1 - sentido Y

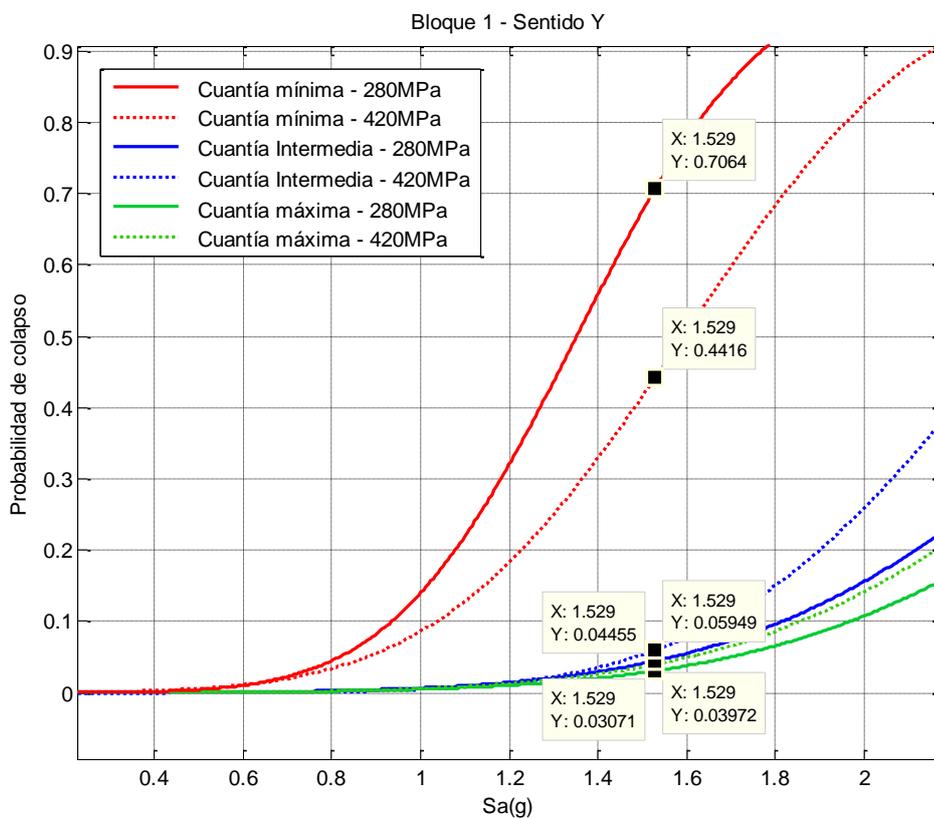


Figura 4-25 Probabilidad de excedencia para una aceleración de 1.53 g

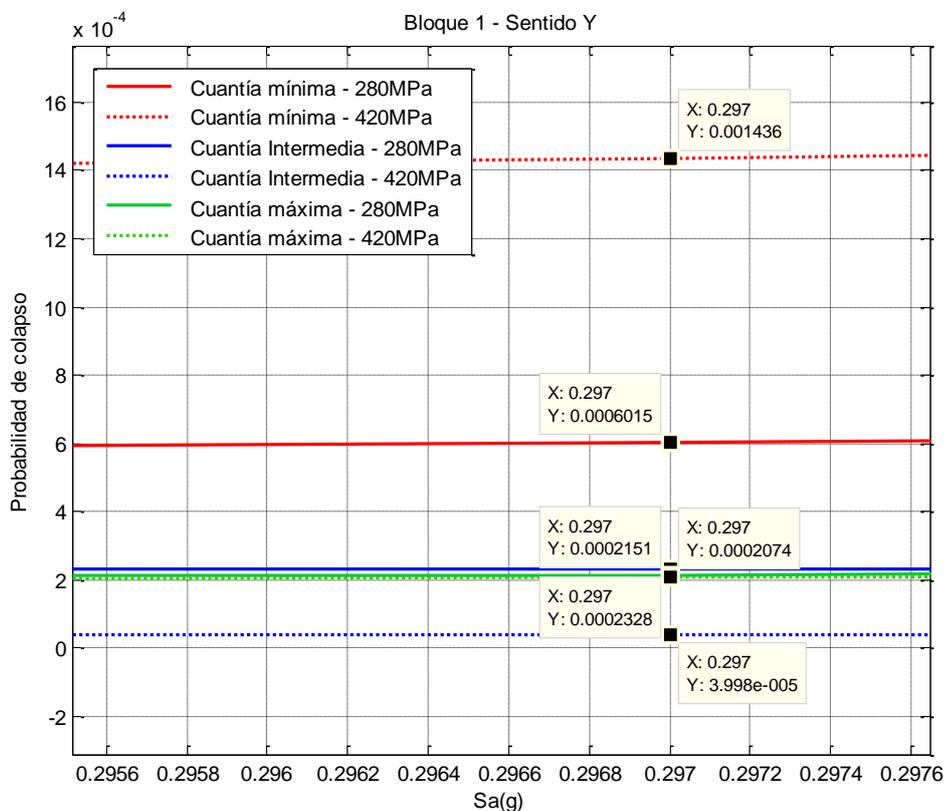


Figura 4-26 Probabilidad de excedencia para una aceleración de 0.30 g

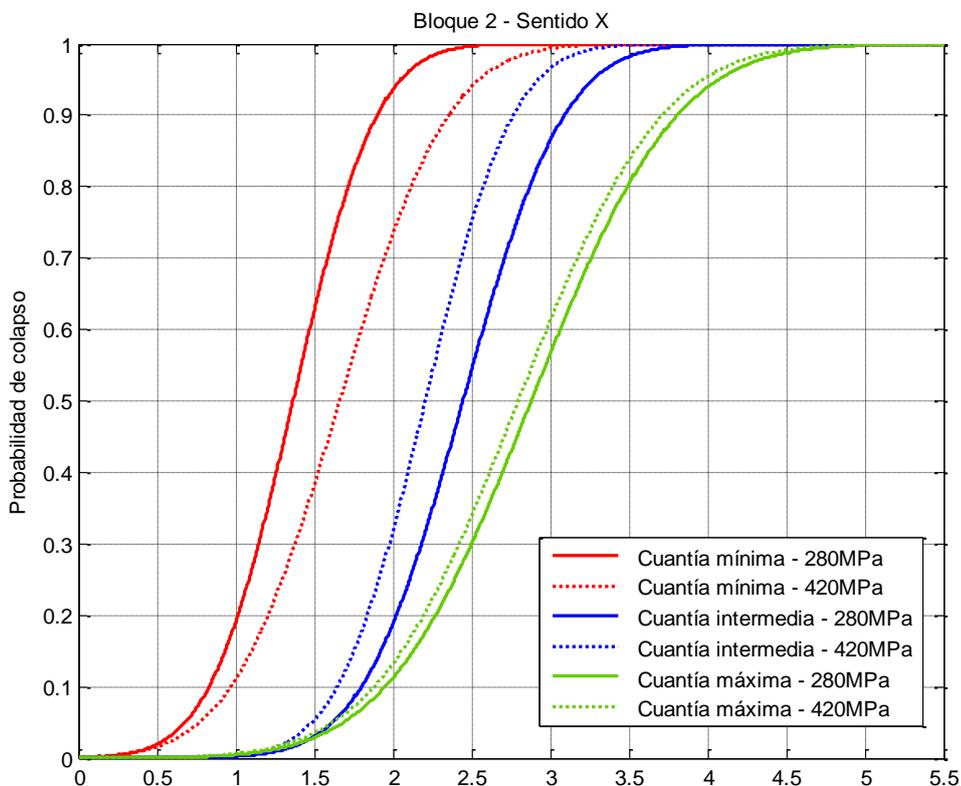


Figura 4-27 Comparación de curvas de vulnerabilidad para el bloque 2 - sentido X

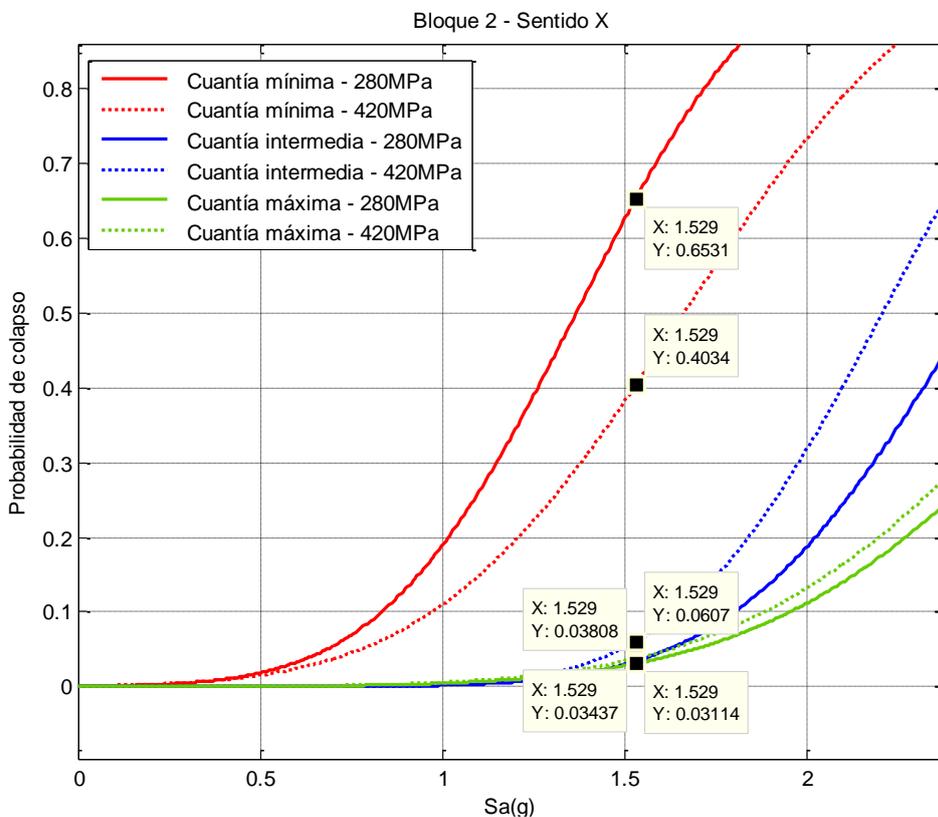


Figura 4-28 Probabilidad de excedencia para una aceleración de 1.53 g

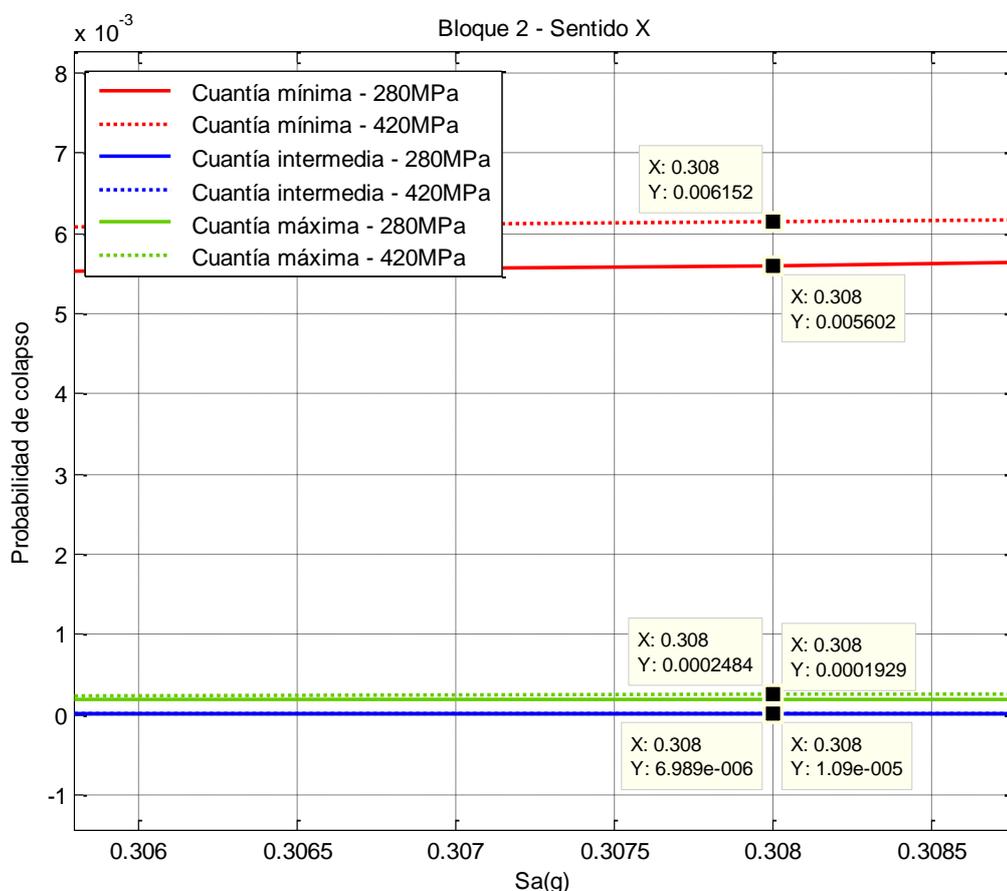


Figura 4-29 Probabilidad de excedencia para una aceleración de 0.30 g

En las figuras 4-21, 4-24 y 4-27 se observan las curvas de vulnerabilidad de cada bloque comparando las cuantías de acero (mínima, intermedia y máxima) conjuntamente con los tipos de acero (280 MPa y 420MPa).

Mientras que en las figuras 4-22, 4-25 y 4-28 se muestra la probabilidad de colapso para el sismo de diseño dado por el código ecuatoriano de construcción.

Además en las figuras 4-23, 4-26 y 4-29 se indica la probabilidad de excedencia del estado límite dada la aceleración pico del suelo propuesta por el código ecuatoriano de construcción para Loja.



Tabla 4-5 Probabilidades de colapso para el sismo de diseño (PGA=1.53g).

Cuantía	Bloque 2 sentido X		Bloque 1 - sentido Y		Bloque 1 - sentido X	
	$f_y=280$ Mpa	$f_y=420$ Mpa	$f_y=280$ Mpa	$f_y=420$ Mpa	$f_y=280$ Mpa	$f_y=420$ Mpa
Mínima	65.30%	40.34%	70.64%	44.16%	28.95%	17.68%
Intermedia	3.44%	6.07%	4.46%	5.95%	5.27%	8.70%
Máxima	3.11%	3.81%	3.07%	3.97%	6.31%	5.43%

Tabla 4-6 Probabilidades de colapso para la aceleración pico del suelo (PGA=0.30g).

Cuantía	Bloque 2 sentido X		Bloque 1 - sentido Y		Bloque 1 - sentido X	
	$f_y=280$ Mpa	$f_y=420$ Mpa	$f_y=280$ Mpa	$f_y=420$ Mpa	$f_y=280$ Mpa	$f_y=420$ Mpa
Mínima	0.530%	0.615%	0.060%	0.144%	0.246%	0.509%
Intermedia	0.001%	0.001%	0.022%	0.023%	0.115%	0.265%
Máxima	0.019%	0.025%	0.021%	0.004%	0.087%	0.025%

Para el porcentaje asignado en el árbol lógico debido a la incertidumbre existente en el límite de fluencia del acero se dio un peso del 50% para cada caso. En cuanto al porcentaje fijado a las cuantías de acero, basándose en un estudio preliminar realizado con el detector de acero PROFOMETER 5 modelos S, se pudo tener una idea más acertada en lo que respecta al armado y diámetro del acero y por ende a su cuantía, por éste motivo se dio un peso mayor a la cuantía mínima y a la cuantía intermedia, mientras que para la cuantía máxima se estableció un porcentaje mucho menor relativamente. Quedando de la siguiente manera: Cuantía mínima 50%, cuantía intermedia 40% y cuantía máxima 10%.

En cuanto a la probabilidad de colapso se tomó en cuenta dos situaciones: una primera instancia en la cual la aceleración pico del suelo considerada es la que le corresponde a la provincia Loja de acuerdo al código ecuatoriano vigente; y un segundo caso, empleando la aceleración pico del suelo correspondiente a cada bloque según el espectro del sismo de diseño del código ecuatoriano vigente.

A continuación se presenta el árbol lógico para cada situación:

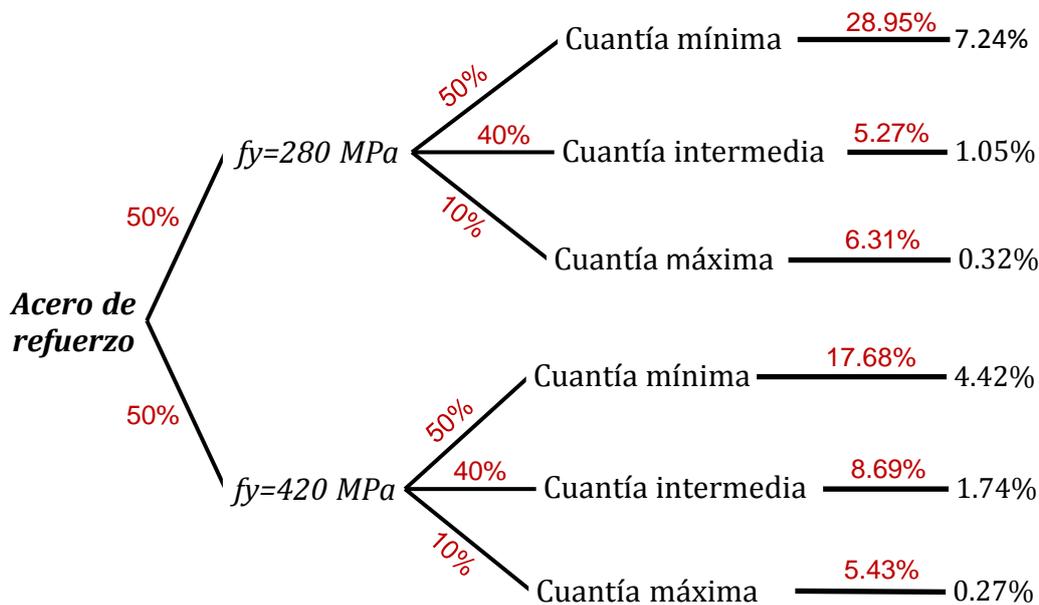


Figura 4-30 Árbol lógico para el sismo de diseño - bloque 1 - sentido X

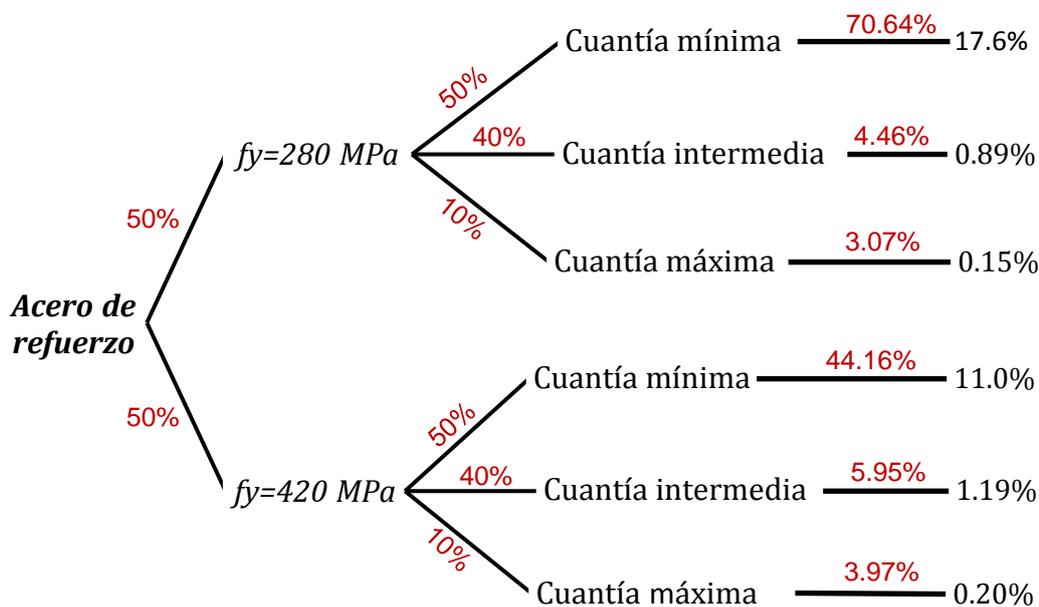


Figura 4-31 Árbol lógico para el sismo de diseño - bloque 1 - sentido Y

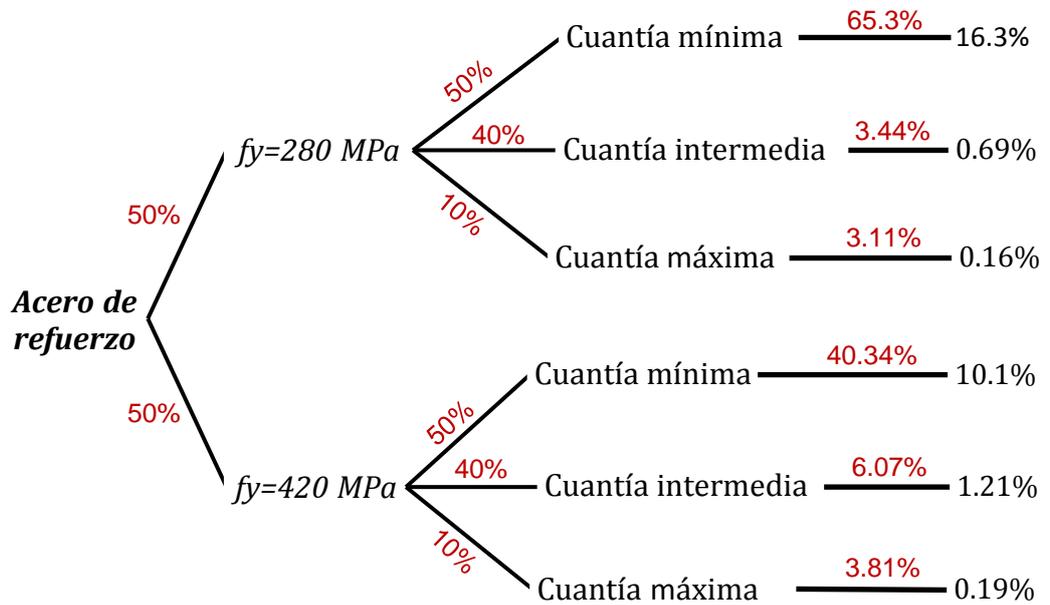


Figura 4-32 Árbol lógico para el sismo de diseño - bloque 2 - sentido X

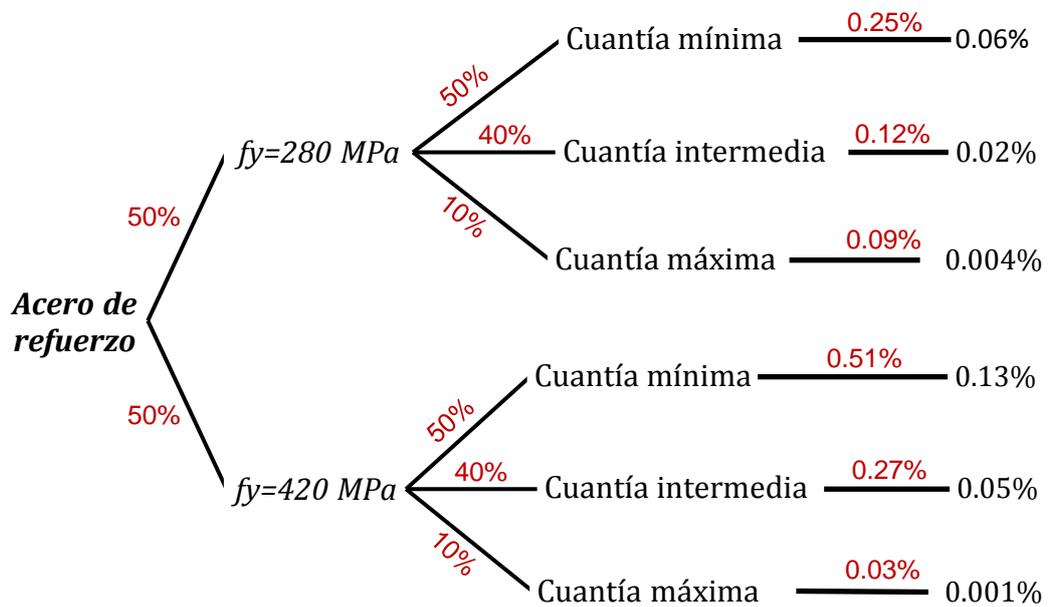


Figura 4-33 Árbol lógico para la aceleración pico del suelo de Loja- bloque 1 - sentido X

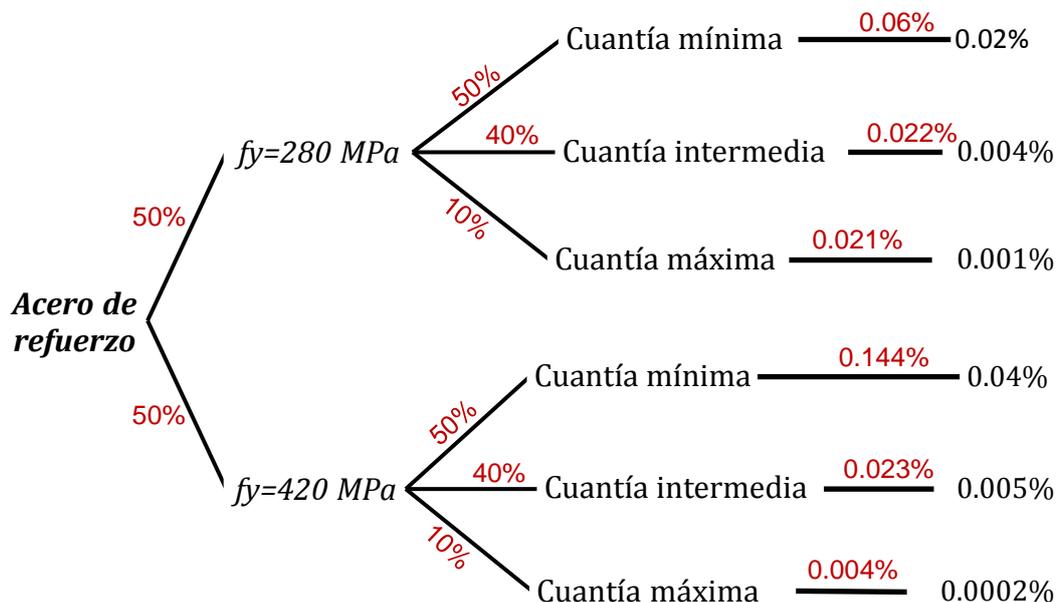


Figura 4-34 Árbol lógico para la aceleración pico del suelo de Loja - bloque 1 - sentido Y

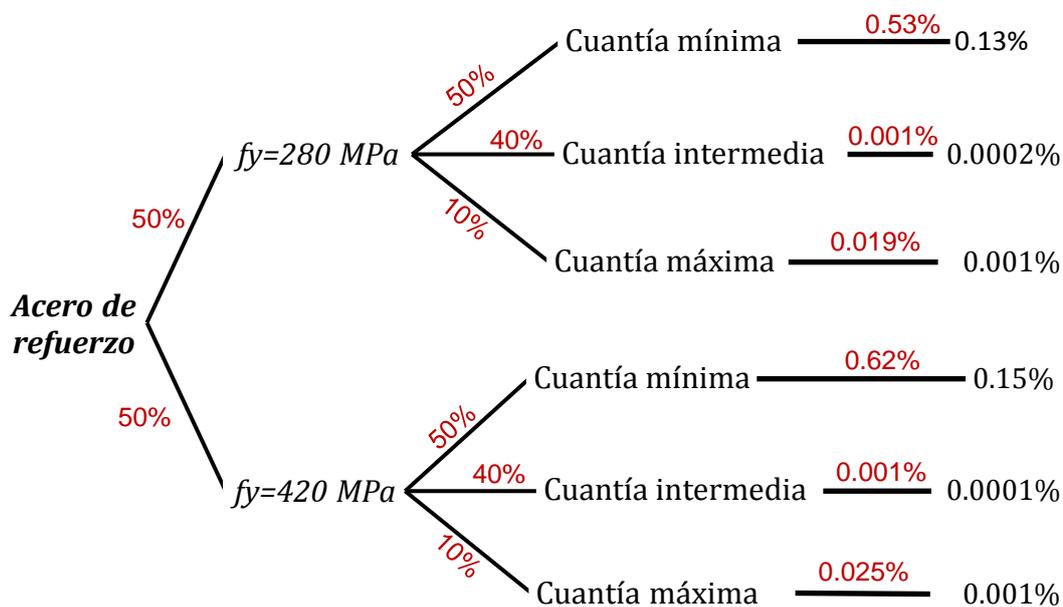


Figura 4-35 Árbol lógico para la aceleración pico del suelo de Loja - bloque 2 - sentido X



5 Conclusiones

Luego de haber analizado el edificio CITTES de la Universidad Técnica Particular de Loja ante la acción de 200 sismos, dos límites máximos de fluencia y diferentes cuantías de acero se han determinado las curvas de fragilidad para el estado límite de deriva de piso máxima mediante el análisis de banda múltiple (MSA), concluyendo que:

- De los estudios preliminares se determinó un rango de magnitudes para sismos observados históricamente en la ciudad de Loja, y se concluye que el sismo de diseño provoca mayores valores de probabilidad de excedencia del estado límite para el edificio en estudio.
- El bloque 1 es el más vulnerable ante la acción de un sismo que se pudiera suscitar en la ciudad de Loja, puesto que en el sentido Y presenta una probabilidad de colapso del 17.66% bajo el sismo de diseño, un valor alto para éste tipo de edificación que alberga gran cantidad de personas a lo largo de todo el año y que además tiene una edad considerable de aproximada de 30 años, tomando en cuenta esto y que el periodo de retorno del sismo de diseño es de 50 años, quedarían alrededor de 20 años para que un evento telúrico de magnitud considerable ocurra en teoría, poniendo en riesgo la seguridad de las personas y la integridad física de la edificación.
- Considerando como estado límite una deriva de piso máxima de 0.02 de acuerdo al Código Ecuatoriano de la Construcción, si se excediera este límite el daño esperado sería "extensivo" ($0.011 < Y \leq 0.023$) de acuerdo a los niveles de daño propuestos por Ghobarah, provocando que algunos elementos lleguen a su capacidad de ruptura, grietas entre 1 y 2 mm y falla en columnas cortas.
- El edificio cuando contiene una cuantía cercana a la mínima establecida por el código ACI 318-05, trabaja de mejor manera con un acero cuyo límite de fluencia sea de 420MPa, debido a que la fluencia del acero ocurrirá antes que el



aplastamiento del hormigón. Por el contrario cuando el edificio es sometido a grandes sismos cuantías en un rango de intermedia a alta con un acero cuyo límite de fluencia sea de 280MPa se trabajan de una manera más satisfactoria puesto que con una mayor resistencia y cantidades de acero se producirá primero el aplastamiento del hormigón antes que el acero tuviese la oportunidad de fluir, teniendo un falla del tipo frágil.

6 Recomendaciones

- Se recomienda para futuras investigaciones conocer con exactitud el detalle del acero de refuerzo y sus propiedades para así eliminar cualquier incertidumbre y tener un resultado más acertado de la vulnerabilidad sísmica. Así como también un estudio de suelos particularizado para el emplazamiento real del edificio que permita determinar de manera más precisa la velocidad de corte a los 30 metros.
- Para la evaluación del comportamiento de edificios bajo la acción de cargas sísmicas, es recomendable éste tipo de análisis puesto que provee al analista de un espectro más amplio del comportamiento en función de la magnitud del evento.

7 Bibliografía

ACI Committee 228.1 R. (2003). *In-Place Methods to Estimate Concrete Strength*. Farmington Hills, Michigan: American Concrete Institute.

ACI committee 318. (2005). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-05) y Comentario (ACI 318SR-05)*. Farmington Hills, Michigan, USA: American Concrete Institute.

Aguiar Falconí, R. (2003). *Análisis sísmico por desempeño*. Quito, Ecuador: Escuela politécnica del ejercito.

Aguiar Falconí, R. (2005). *Evaluación rápida de la deriva máxima de piso para calcular la vulnerabilidad sísmica de estructuras*. (CEINCI-ESPE, Ed.) Quito, Ecuador: A. H. Barbat.



- Aguiar, R. (2002). *Sistema de Computación CEINCI3 para evaluar daño sísmico en los Países Bolivarianos*. Quito, Ecuador: Centro de investigaciones científicas Escuela Politécnica del Ejército .
- Aguilar Rodríguez, A. (2004). *Geografía general*. Guadalajara: Pearson Education.
- Anderson, D. R., & Sweeney, D. J. (2008). *Estadística Para Administración y Economía* (Décima ed.). Mexico D.F., Mexico: CENGAGE Learning.
- ASTM C42/C42M. (2004). *Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete*. West Conshohocken: ASTM International.
- ASTM C805. (2002). *Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete*. West Conshohocken: ASTM International.
- BBC Mundo. (2010). Terremoto en Chile: más fuerte que el de Haití, pero menos mortífero. *BBC Mundo*.
- Bonett Díaz, R. L. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. Barcelona, España: Universidad Politécnica de Cataluña.
- CEC. (2000). *Peligro sísmico, espectro de diseño y requisitos de cálculo para diseño*. Quito.
- Correa, C., Hinojosa , D., & Taípe , M. (2004). *Sismicidad Histórica del Ecuador - Calculo de Aceleraciones Máximas, Energía Sísmica Liberada y Estimación de Peligro Sísmico*. Quito: Instituto Geofísico, Escuela Politécnica Nacional.
- Devore, J. L. (2008). *Probabilidad y Estadística para Ingenierías y Ciencias*. México D.F.: CENGAGE Learning.
- Hibbeler, R. C. (2006). *Mecánica de Materiales*. México: PEARSON Education.
- IPS. (2002). *Requisitos Esenciales para Edificaciones de Concreto Reforzado*. International Publication Series.
- Jalayer, F. (2003). *DIRECT PROBABILISTIC SEISMIC ANALYSIS: IMPLEMENTING NON-LINEAR DYNAMIC ASSESSMENTS*. Stanford: STANFORD UNIVERSITY.
- Kumar, R., & Murargi, A. (2007). *Linear Seismic Analysis of the New Icelandic Conference and Concert Centre*. Universidad Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico de Lisboa.
- Mander, J., Priestley, M., & Park, R. (1988). *Theoretical stress-strain model for confined concrete*. Journal of Structural Engineering.



- Navarro López, C. E., & Fernández Villegas, J. Á. (2006). *Desempeño sísmico de un edificio aporticado de seis pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones*. Lima, Perú.
- NEC. (2011). *Peligro sísmico y requisitos de diseño sismo resistente*. Quito.
- Nilson, A. H. (1999). *Diseño de estructuras de concreto* (Duodécima ed.). Santa Fé de Bogotá, Colombia: McGraw-Hill Interamericana.
- Park, R., Priestley, M., & Gill, W. (1982). *Ductility of Square Confined Concrete Columns*. New York, Estados Unidos: Journal of Structural Division.
- Paulay, T., & Priestley, M. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. New York, Estados Unidos: John Wiley and Sons.
- PEER. (2012). Recuperado el 6 de Agosto de 2012, de Pacific Earthquake Engineering Research Center: NGA Database: <http://peer.berkeley.edu/nga/>
- Russell, R. (19 de Enero de 2010). *Ventanas al Universo*. Recuperado el 14 de Agosto de 2012, de http://www.windows2universe.org/earth/geology/quake_4.html&lang=sp&edu=high
- Soper, D. (2012). *Cumulative Distribution Function (CDF) Calculator for the Normal Distribution (Online Software)*. Recuperado el 24 de Agosto de 2012, de <http://www.danielsoper.com/statcalc3>
- Suarez, V., & Hurtado, J. (2008). *RC-Analysis, Momento-Curvatura y Análisis de Resistencia al corte de Secciones de Concreto Reforzado*. Laboratorio Virtual de Ingeniería Sísmica. Loja: Universidad Técnica Particular de Loja.
- U.S. Geological Survey. (23 de Julio de 2012). Recuperado el 14 de Septiembre de 2012, de Earthquake Hazards Program: <http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/world/ecuador/seismicity.php>
- United States Geological Survey's (USGS). (26 de Julio de 2012). *The USGS Earthquake Hazards Program*. Recuperado el 28 de Septiembre de 2012, de <http://earthquake.usgs.gov/learn/glossary/?termID=118>
- Velásquez Vargas, J. (2006). *Estimación de pérdidas por sismo en edificios peruanos mediante Curvas de Fragilidad analíticas*. Lima: PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ.
- Vielma, J. C., Barbat, A. H., & Oller, S. (2008). UMBRALES DE DAÑO PARA ESTADOS LÍMITE DE EDIFICIOS PORTICADOS DE CONCRETO ARMADO DISEÑADOS CONFORME ALACI-318/IBC-2006. *Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, 8.



Villamarín Aguirre, J. E., & Yáñez Peñaherrera, E. E. (2010). *REFORZAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS APORTICADAS, REGULARES EN PLANTA Y REGULARES EN ELEVACIÓN*. Sangolquí: ESPE.

Weisstein, E. W. (Septiembre de 2012). *Normal Distribution*. Recuperado el 25 de Agosto de 2012, de MathWorld--A Wolfram Web Resource.: <http://mathworld.wolfram.com/NormalDistribution.html>

8 Anexos



ANEXO 1: FORMATO DE LA ENCUESTA

ENCUESTA PARA LA DETERMINACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL EDIFICIO "CITTES"

PROYECTO: ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL EDIFICIO CITTES DE LA UNIVERSIDAD
TÉCNICA PARTICULAR DE LOJA

Cuestionario No. 001

Nombre del edificio:

Nombre del Encuestado: _____

Cargo: _____

Teléfono: _____

E-mail: _____

Índice medio de ocupación:

Menos 60% _____ 60-70% _____ 70-80% _____ 80-90%: _____ Más del 90%: _____

¿Cuenta el Edificio con algún plan de emergencia? Si _____ No _____

En caso afirmativo, especifique el tipo de plan:

General: _____ Específico: _____

¿Cuál es la preparación del personal sobre cómo actuar antes, durante y después de un sismo?

Buena _____ Regular _____ Nula _____

¿Se han realizado simulacros de atención en caso de sismos? Si _____ No _____

SISTEMAS DE EMERGENCIA DEL EDIFICIO:

Accesibilidad y estado de las vías de escape:

Buena _____ Regular _____ Nulo _____

Señalización vías de escape y equipos de emergencia:

Buena _____ Regular _____ Nulo _____

Mantenimiento de equipos emergencia (extintores):

Buena _____ Regular _____ Nulo _____



ESTADO DE FIJACIÓN Y ANCLAJE DE COMPONENTES:

Emplee las letras **B**: Bueno **R**: Regular **N**: Nulo o no tiene **N/A**: No aplica

Baterías y generadores de energía	
Equipos de alta tecnología	
Tuberías y cables eléctricos	
Contenedor material inflamable/tóxico	
Cielos rasos, lámparas, ventiladores	
Ductos aire acondicionado/equipo AA	

DESCRIPCIÓN DE LAS EDIFICACIONES Y SU UBICACIÓN:

Datos generales

NOMBRE DEL EDIFICIO	
NÚMERO DE PISOS	
EDAD DEL EDIFICIO	
NÚMERO DE COLUMNAS	
NÚMERO DE VIGAS	

Descripción por planta

PLANTA	USO	ALTURA (m)	FECHA DE CONSTRUCCIÓN	AMPLIACIÓN	REMODELACIÓN

Tipo de estructura vertical o principal:

Pilares o columnas _____ Muros o paredes de carga: _____
Sin viga: _____ Con vigas: Profundas (salientes de la losa): _____ Planas o embebidas: _____

Materiales de construcción	Hormigón	Mampostería	Metálico	Otros
Estructura vertical o principal				
Losas o entrepisos				
Escaleras				



CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO Y UBICACIÓN DE LA ESTRUCTURA:

Terreno plano: ____ Pendiente: menor 10%: ____ 10-30% ____ más de 30%: ____

Tipo de terreno: Rocoso: ____ Suelo consolidado: ____ Suelo suelto: ____

Ubicación: Adosado a otros edificios: ____ Diseminado o aislado: ____

INFORMACIÓN ADICIONAL:

Estado de conservación: Bueno: ____ Regular: ____ Deficiente: ____

Existencia de planos del centro: Si ____ Tipo: _____

Nombre del Constructor:

Nombre del Fiscalizador:



ANEXO 2: RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE ESCLEROMETRÍA

Tabla 8-1 Resultado de los ensayos de esclerometría

Esclerometría "Modalidad Abierta y a Distancia"

Elemento	Planta	Lecturas # Rebote		Promedio
Columna 4-D	Planta Baja	55,8	55,5	55,65
Viga xx1	Planta Baja	54,6	54,3	54,45
Columna A-11	1ra PA	52,2	51,4	51,8
Viga D (5-6)	1ra PA	54,2	58,9	56,55
Columna D11	2da PA	51,7	50,2	50,95
Viga D (5-6)	2da PA	54,7	54,2	54,45
Columna C-5	3ra PA	50,6	50,9	50,75
Viga A (4-5)	3ra PA	59,1	60,5	59,8

Esclerometría "CITTES"

Elemento	Planta	Lecturas # Rebote		Promedio
COL 8-A	Planta Baja	47,4	48,7	48,05
Viga 1 (G-H)	Planta Baja	57	57,2	57,1
COL B-6	1ra PA	43,5	43,4	43,45
VIGA 1 (E-F)	1ra PA	58	57,7	57,85
COL F1	2da PA	50	52,6	51,3
VIGA 1 (E-F)	2da PA	53	51,8	52,4
COL E1	3ra PA	48,1	47,2	47,65
VIGA F (1-2)	3ra PA	50,4	51,8	51,1

Tabla 8-2 Resultado de los ensayos de esclerometría

Esclerometría "Virginia Riofrío"

Elemento	Planta	Lecturas # Rebote		Promedio
Columna 3A	Planta Baja	45	46,1	45,55
VIGA x1	Planta Baja	56,6	57,5	57,05
Columna 3A	1ra PA	46,5	45,6	46,05
VIGA A(1-4)	1ra PA	52,8	55,6	54,2
Columna F3	2da PA	52,8	53,2	53
VIGA 2	2da PA	53,7	53,5	53,6



ANEXO 3: RESULTADO DE LOS ENSAYOS DE LA EXTRACCIÓN DE NÚCLEOS

Tabla 8-3 Resultado extracción de núcleos

Edificio: CITTES

Fecha de extracción: 22/04/2011

Fecha de Rotura: 29/04/2011

MUESTRA 1. COLUMNA A8 (Planta Baja) y Viga (Planta Baja)

Identificación del testigo	L mm	D mm	Resistencia MPa	Dirección de carga	Tipo de Falla	Defectos Testigo	Carga Kgf
Columna A8	69.50	69.30	15.40	horizontal	4	No	6686

Edificio: CITTES

Fecha de extracción: 14/05/2011

Fecha de Rotura: 21/05/2011

MUESTRA 1. COLUMNA A8 (Planta Baja) y Viga (Planta Baja)

Identificación del testigo	L mm	D mm	Resistencia MPa	Dirección de carga	Tipo de Falla	Defectos Testigo	Carga Kgf
Viga	69,80	69,30	19,8	horizontal		No	8564

Edificio: Modalidad Abierta y a Distancia

Fecha de extracción: 22/04/2011

Fecha de Rotura: 29/04/2011

MUESTRA 1. COLUMNA D4 (Planta Baja) y VIGA 1(GH) (Planta Baja)

Identificación del testigo	L mm	D mm	Resistencia MPa	Dirección de carga	Tipo de Falla	Defectos Testigo	Carga Kgf
Columna D4	70.01	69.70	15.80	horizontal	3	No	6941

Edificio: Modalidad Abierta y a Distancia

Fecha de extracción: 18/05/2011

Fecha de Rotura: 25/05/2011

MUESTRA 1. COLUMNA D4 (Planta Baja) y VIGA 1(GH) (Planta Baja)

Identificación del testigo	L mm	D mm	Resistencia MPa	Dirección de carga	Tipo de Falla	Defectos Testigo	Carga Kgf
Viga 1 (G-H)	74,00	69,70	25,4	horizontal	3	No	11025



Edificio: Virginia Riofrío
Fecha de extracción: 22/04/2011
Fecha de Rotura: 29/04/2011

MUESTRA 1. COLUMNA A3 (Planta Baja) y VIGA B (3-4) (Planta Baja)

Identificación del testigo	L mm	D mm	Resistencia MPa	Dirección de carga	Tipo de Falla	Defectos Testigo	Carga Kgf
Columna A3	71.10	69.80	18.30	horizontal	3	No	8038

Edificio: Virginia Riofrío
Fecha de extracción: 18/05/2011
Fecha de Rotura: 22/05/2011

MUESTRA 1. COLUMNA A3 (Planta Baja) y VIGA B (3-4) (Planta Baja)

Identificación del testigo	L mm	D mm	Resistencia MPa	Dirección de carga	Tipo de Falla	Defectos Testigo	Carga Kgf
Viga B (3-4)	69,50	69,40	23,3	horizontal	3	No	10128



ANEXO 4: CORRELACIÓN ENTRE LOS ENSAYOS DE ESCLEROMETRÍA Y EXTRACCIÓN DE NÚCLEOS

1.1 Correlación de ensayos

1.1.1 MÉTODO DE MANDEL

A continuación se presenta el procedimiento para el cálculo mediante el análisis de regresión (Mandel 1984) de acuerdo al código ACI 228.1R. Los datos necesarios para emplear este método son los siguientes:

Datos :

$$N = 6$$

$$Vi = 10$$

$$Vs = 5$$

$$nx = 8$$

$$ny = 5$$

El valor de **N** corresponde a los niveles de resistencia empleados para el método.

- **Vi**, coeficiente de variabilidad de la prueba en-situ.
- **Vs**, coeficiente de variabilidad de la prueba a compresión. Para núcleos $Vs=5\%$
- **Nx**, número de replicaciones de las pruebas en situ en cada nivel de resistencia; si se van a utilizar dos pruebas a la compresión por nivel se emplea la ecuación:
$$nx = 2 \left(\frac{Vi}{Vs} \right)^2 \quad \text{Ecuación (1-1)}$$
- **Ny**, número de replicaciones de las pruebas de resistencia a la compresión en cada nivel de resistencia.

1.1.1.1 Procedimiento de cálculo

1. Transformar los datos tomando el logaritmo natural de cada resultado de prueba:

$$x = \ln * i \quad \text{Ecuación (1-2)}$$

$$y = \ln * c \quad \text{Ecuación (1-3)}$$

Donde **i** y **c** son los resultados de prueba individuales en-situ, esclerometría y resistencia a la compresión, respectivamente.



2. Para cada nivel de resistencia j , calcular el promedio y la desviación estándar de los logaritmos de los resultados de prueba en situ y compresión:

- X_j , Promedio de los logaritmos de las pruebas en situ en el nivel de resistencia j .
- Y_j , Promedio de los logaritmos de las pruebas de resistencia a la compresión en el nivel de resistencia j .
- S_{xj} , Desviación estándar de los logaritmos de las pruebas en situ en el nivel de resistencia j .
- S_{yj} , Desviación estándar de los logaritmos de las pruebas de resistencia a la compresión en el nivel de resistencia j .

3. Calcular $(S_x)^2$ y $(S_y)^2$, las cuales son las varianzas promedio (cuadrados de las desviaciones estándar) de los logaritmos de las pruebas en situ y de las pruebas de resistencia a la compresión, respectivamente.

$$(s_y)^2 = \frac{\sum (s_{yj})^2}{N} \quad \text{Ecuación (1-4)}$$

$$(s_x)^2 = \frac{\sum (s_{xj})^2}{N} \quad \text{Ecuación (1-5)}$$

4. Calcular el valor de λ (varianza) como sigue:

$$\lambda = \frac{\frac{(s_y)^2}{n_y}}{\frac{(s_x)^2}{n_x}} \quad \text{Ecuación (1-6)}$$

Dónde:

- n_x , número de replicaciones de las pruebas en situ en cada nivel de resistencia.
- n_y , número de replicaciones de las pruebas de resistencia a la compresión en cada nivel de resistencia.

El numerador y denominador en la son las varianzas del promedio de resistencia a la compresión y resultados de pruebas en-situ, respectivamente. Si hay diferentes



replicaciones en cada nivel de resistencia, los números promedio de replicaciones deben usarse para n_x y n_y (Refiérase a Stone y Reeve 1986).

5. Encontramos el valor de b y k resolviendo las siguientes ecuaciones simultaneas.

$$b = \frac{S_{xy} + kS_{yy}}{S_{xx} + kS_{xy}} \quad \text{Ecuación (1-7)}$$

$$k = \frac{b}{\lambda} \quad \text{Ecuación (1-8)}$$

En la Ecuación los términos S_{xx} , S_{yy} , y S_{xy} se calculan de acuerdo a lo siguientes fórmulas:

$$S_{xx} = \sum (X_j - \bar{X})^2 \quad \text{Ecuación (1-9)}$$

$$S_{yy} = \sum (Y_j - \bar{Y})^2 \quad \text{Ecuación (1-10)}$$

$$S_{xy} = \sum (X_j - \bar{X})(Y_j - \bar{Y}) \quad \text{Ecuación (1-11)}$$

Los términos \bar{X} y \bar{Y} son los promedios de los logaritmos de los resultados de prueba en situ y resistencia a la compresión, y se calcula como sigue:

$$\bar{X} = \frac{\sum X_j}{N} \quad \text{Ecuación (1-12)}$$

$$\bar{Y} = \frac{\sum Y_j}{N} \quad \text{Ecuación (1-13)}$$

6. Las mejores estimaciones de B y a son como sigue:

$$B = b \quad \text{Ecuación (1-14)}$$

$$a = \bar{Y} - b\bar{X} \quad \text{Ecuación (1-15)}$$

7. Use los siguientes pasos para calcular los errores estándar de las estimaciones de a y B .

- Calcule estas sumas modificadas de cuadrados:

$$S_{uu} = S_{xx} + 2kS_{xy} + k^2S_{yy} \quad \text{Ecuación (1-16)}$$

$$S_{vv} = b^2S_{xx} - 2bS_{xy} + S_{yy} \quad \text{Ecuación (1-17)}$$



- Calcule el siguiente error de ajuste, **Se**:

$$S_e = \sqrt{\frac{S_{vv}}{N-2}} \quad \text{Ecuación (1-18)}$$

- El error en a esta dado por la siguiente expresión:

$$s_a = s_e \sqrt{\frac{1}{N} + \frac{\bar{X}^2 (1+kb)^2}{S_{uu}}} \quad \text{Ecuación (1-19)}$$

- El error en B está dado por:

$$s_B = s_e \frac{|1+kb|}{\sqrt{S_{uu}}} \quad \text{Ecuación (1-20)}$$

La ecuación de relación de resistencia obtenida es la siguiente:

$$\ln C = -9.5426 + 3.1789 \ln I \quad \text{Ecuación (1-21)}$$

En donde:

- a** = Intercepción de la línea recta.
- B** = Pendiente de la línea recta.
- LnC** = Logaritmo natural de la resistencia a la compresión.
- LnI** = Logaritmo natural de el resultado de prueba en-situ.
- e** = Base de los logaritmos naturales.

Una vez realizados los cálculos se obtuvo una ecuación que nos permitirá estimar la resistencia a la compresión empleando ensayos de esclerometría.

- Coeficientes obtenidos mediante el método de Mandel.

$$C = e^{-10.303} I^{3.3731} \quad \text{Ecuación (1.22)}$$



**ANÁLISIS DE REGRESIÓN PARA OBTENER LA RELACIÓN DE RESISTENCIA
EN LA ESTRUCTURA OBJETO DE EVALUACIÓN (ACI228,1R-03)**

Aplicación de los métodos Mandel, factor de tolerancia y método alternativo

Procedimiento de prueba en-situ| Esclerometría
Prueba de resistenc. compresión | Extracción de Núcleos

Datos :
 $N = 6$
 $V_i = 10$
 $V_s = 5$
 $n_x = 8$
 $n_y = 5$

TABLA 1 (Promedio, Desviación estándar, y Varianza de los datos correlacionados)

Niveles de resistencia (N)	Xj					Yj					Sj				
	Promedio de prueba en-situ (KN)	ln(1)	(Xj-X)²	Desviación estándar (1)	Varianza (Sx)²	Prom. de prueba a compres.(MPa)	ln(5)	(Yj-Y)²	Desviación estándar(5)	Varianza (Sy)²	(Xj-X̄)(Yj-Ȳ)				
1	42,85	3,7577	14,1204	0,201428	0,0406	10,52500000	2,3538	5,5402	0,3278	0,1074	8,8447124				
2	46,75	3,8448	14,7826	0,039280	0,0015	16,85000000	2,8244	7,9770	0,0520	0,0027	10,8591037				
3	46,90	3,8480	14,8072	0,047638	0,0023	23,35000000	3,1506	9,9263	0,1529	0,0234	12,1235529				
4	54,45	3,9973	15,9783	0,037689	0,0014	28,25000000	3,3411	11,1629	0,1442	0,0208	13,3552956				
5	55,15	4,0101	16,0806	0,064148	0,0041	15,35000000	2,7311	7,4590	0,1636	0,0268	10,9519280				
6	57,35	4,0492	16,3958	0,030173	0,0009	21,55000000	3,0704	9,4272	0,1794	0,0322	12,4324824				
					(Sx)² = 0,0085						(Sy)² = 0,0355				



1.1.2 MÉTODO DE MÍNIMOS CUADRADOS

El método de mínimos cuadrados sigue el mismo proceso del método de Mandel con la diferencia que el primero genera una relación de linealidad y el segundo emplea logaritmos naturales con lo cual permite una relación de resistencia no lineal.

1.1.1.2 Procedimiento de cálculo

A continuación se presenta el procedimiento de cálculo:

1. Se calcula los siguientes parámetros.

$$X^2, Y^2, XY, \bar{X}, \bar{Y}, (Y - \bar{Y})^2$$

En donde X corresponde al valor promedio de pruebas en situ y Y al valor promedio de pruebas a compresión.

2. Cálculo del coeficiente de correlación con la siguiente ecuación.

$$r = \frac{n \sum XY - \sum X \sum Y}{\sqrt{[n(\sum X^2) - (\sum X)^2][n(\sum Y^2) - (\sum Y)^2]}}$$

Ecuación (1-23)

3. Pendiente de la línea de regresión.

$$b = \frac{n(\sum XY) - (\sum X)(\sum Y)}{[n(\sum X^2) - (\sum X)^2]}$$

Ecuación (1-24)

4. Intercepción.

$$a = \frac{\sum Y}{n} - b \frac{\sum X}{n}$$

Ecuación (1-25)

5. Error Estándar de Estimación.

$$s_{Y,X} = \sqrt{\frac{\sum (Y - \hat{Y})^2}{n - 2}}$$

Ecuación (1-26)



A continuación se presentan las tablas de cálculos obtenidos por el método.

Tabla 8-4 Regresión lineal utilizando el principio de mínimos cuadrados

	X	Y						
Niveles de resistencia (N)	Valor promedio de prueba ensitu (KN)	Valor promedio de prueba a compres (MPa)	X ²	Y ²	XY	Y'	Y-Y	(Y-Y) ²
j	2	6	aux	aux	aux	aux	desviac.	
1	42,8500	10,5250	1836,12	110,775	450,996	15,026	-4,5016	20,264
2	46,7500	16,8500	2185,56	283,922	787,737	17,190	-0,3404	0,115
3	46,9000	23,3500	2199,61	545,222	1095,115	17,273	6,0764	36,922
4	54,4500	28,2500	2964,80	798,062	1538,212	21,462	6,7876	46,071
5	55,1500	15,3500	3041,52	235,622	846,552	21,850	-6,5007	42,259
6	57,3500	21,5500	3289,02	464,402	1235,892	23,071	-1,5213	2,314
Σ	303,4500	115,8750	15516,6	2438,00	5954,50		0,0000	147,94

Se obtiene la ecuación de regresión con los datos obtenidos aplicando el procedimiento mencionado anteriormente (Tabla 7-4).

$$\begin{aligned}
 n &= 6 \\
 r &= 0,51 \\
 b &= 0,5548 \\
 a &= -8,7469 \\
 S_{y.x} &= 73,9745
 \end{aligned}$$

Ecuación de regresión:

$$Y' = -8.747 + 0.555I \quad \text{Ecuación (1-27)}$$

1.1.3 MÉTODO ALTERNATIVO

Este método busca simplificar el cálculo empleando la ecuación de resistencia antes calculada por el método de Mandel.

1.1.3.1 Procedimiento de cálculo

El procedimiento a seguir es el siguiente:

1. Se obtiene la relación de resistencia:

$$Y = a + bX \quad \text{Ecuación (1-28)}$$

2. Se calcula el límite de confianza más bajo para la resistencia promedio del concreto, tal como sigue:



Ecuación (1-29)

$$Y_{low} = Y - (t_{m-1, \alpha} s_Y)$$

Dónde:

- Y_{low} , Límite de confianza menor a un nivel de confianza α .
- $t_{m-1, \alpha}$, Valor-t para m-1 grados de libertad y nivel de confianza α .
- M, Número de repeticiones de las pruebas en-situ.

3. Décimo percentil de resistencia:

$$Y_{0.10} = Y_{low} - 1.282 s_{cf} \quad \text{Ecuación (1-30)}$$

Dónde:

- $Y_{0.10}$, Logaritmo de la resistencia que se espera que sea excedida por un 90% de la población.
 - s_{cf} , Desviación estándar de los logaritmos de la resistencia del concreto en la estructura.
4. El valor de s_{cf} se obtiene:

$$s_{cf} = \frac{s_{cl}}{s_{il}} \cdot s_x \quad \text{Ecuación (1-29)}$$

Dónde:

- s_{cf} , s_{cl} , Desviaciones estándar del logaritmo de resistencia a la compresión, en la estructura y en el laboratorio.
- s_x , s_{il} , Desviaciones estándar de los logaritmos de los resultados de prueba en la estructura y en el laboratorio, respectivamente.
- Finalmente se obtiene la resistencia los resultados de la correlación aplicando el antilogaritmo al valor de $Y_{0.10}$.

A continuación se presentan las tablas de cálculos obtenidos por el método.



Tabla 8-5 Valores de prueba de la estructura

Resultados prueba (KN)...(1)	ln(1)
56	4,0254
54	3,9890
52	3,9512
56	4,0254
56	4,0254
58	4,0604
54	3,9890
56	4,0254
56	4,0254
57	4,0431
Promedio (X) =	4,0159
Desv.Estand (Sx)=	0,0313

Tabla 8-6 Estimación de la resistencia a la compresión en-situ usando los resultados de la tabla8-5

	Método Alternativo (Secc. 6.2.4)		Método del Factor de Tolerancia (Secc.6.2.2)
Y (Ec.Relac.Resist)	3,2428	Y	3,2428
e^Y (MPa)	25,6052	e^Y (MPa)	25,6052
s_y (Ec,(A-16))	0,2381	K(p=75%, número pruebas)Tabla6,1	1,6710
t_{m-1,α} (t _{10-1,0,05}) (Tabla 6.4)	1,8330	Scf	0,031
Y_{low} (Ec.(6-4))	2,8063	Y_{0,10} (Ec.(6-1))	3,1906
S_{cf} (Ec.(6-6))	0,0759	e^{Y_{0,10}} (MPa)	24,30
Y_{0,10} (Ec.(6-5))	2,7091		
e^{Y_{0,10}} (MPa)	15,02		



1.1.4 MÉTODO DEL FACTOR DE TOLERANCIA

Según el ACI 214 el criterio de aceptación para la resistencia de cilindros de concreto se basa en la suposición de que la probabilidad de obtener una prueba con resistencia menor a $f'c$ es menor al 10% aproximadamente.

Entonces en este método el factor de tolerancia k , el promedio de la muestra Y , y la desviación estándar S_y se utilizan para establecer un nivel bajo de tolerancia, que es, el décimo percentil más bajo de resistencia.

Para este método los valores sugeridos de p son 75% para estructuras ordinarias, 90% para construcciones muy importantes, y 95% para partes cruciales de plantas nucleares. Debido a que la consideración principal durante la construcción es la seguridad, puede adecuarse el uso del mismo valor de p para todas las estructuras. Un valor de $p = 75\%$ es en la practica el valor más ampliamente usado.

A continuación se presentan las tablas de cálculos obtenidos por el método.

Tabla 8-7 Estimación de la resistencia a la compresión.

Método del Factor de Tolerancia	
Y	3,242
e^Y (MPa)	25,605
$K(p=75\%, \text{número pruebas})$ Tabla 6,1	1,671
Scf	0,031
$Y_{0,10}$ (Ec.(6-1))	3,1906
$e^{Y_{0,10}}$ (MPa)	24,30



Tabla 8-8 Resumen de resultados de los cálculos de regresión

Parámetro	Valor unidades SI	Parámetro	Valor unidades SI
N	6	k	0,5025
nx	8	b=B	3,373
ny	5	a	-10,3033
X	3,9178	e^a	3,35E-05
Y	2,9119	Suu	0,3419
λ	6,7126	Svv	0,5993
Sxx	0,0679	Se	0,3871
Syy	0,6182	Sa	6,9907
Sxy	0,1173	SB	1,7839
Scl	0,1700		
Sil	0,0701		



ANEXO 5: Máximas derivas – acero 420 Mpa

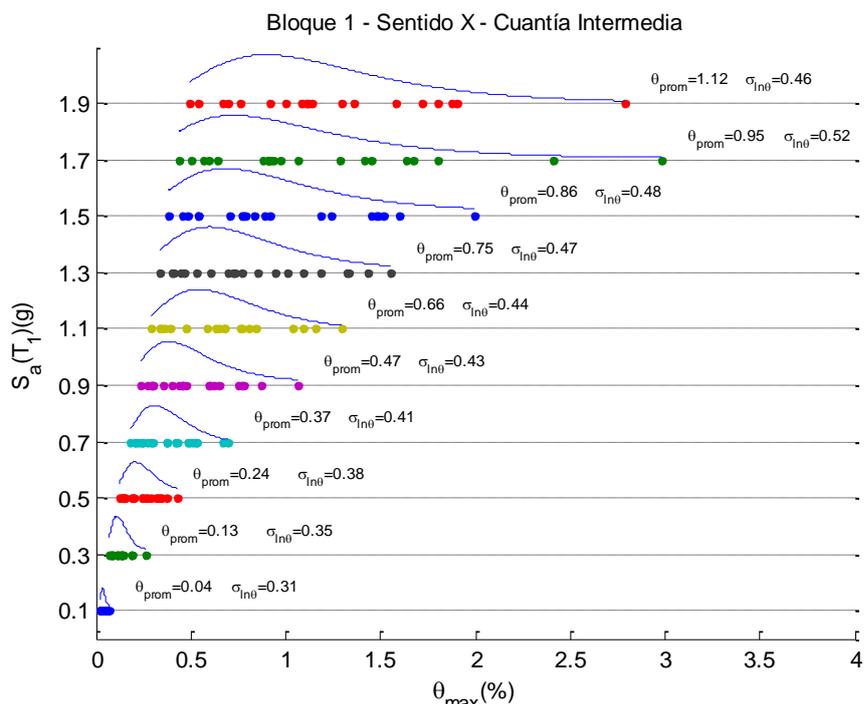


Figura 8-1 Derivas máximas de piso para MSA.

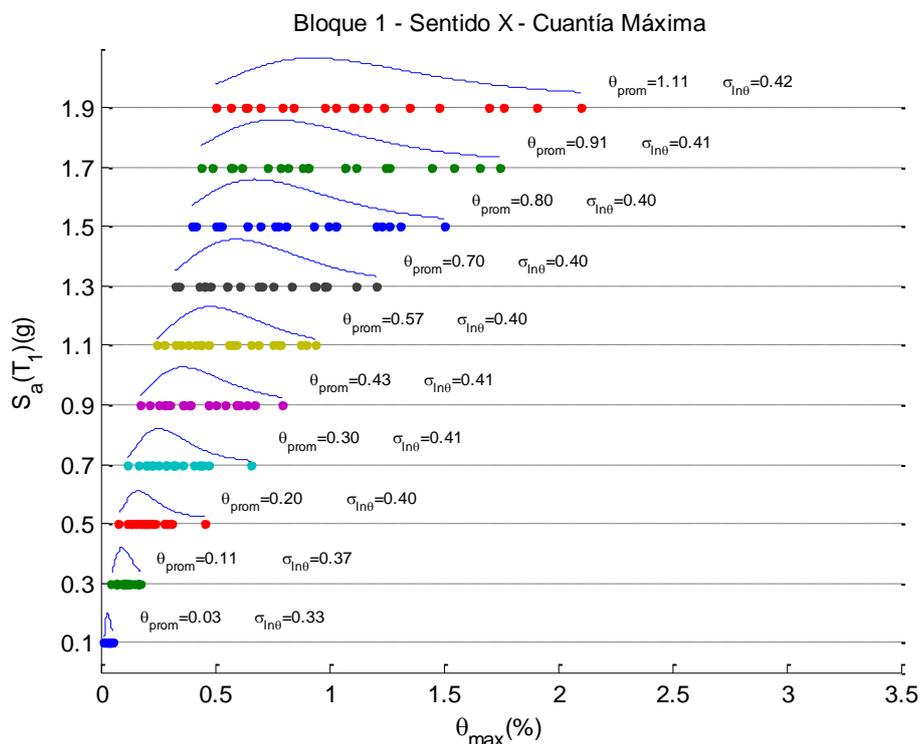


Figura 8-2 Derivas máximas de piso para MSA.

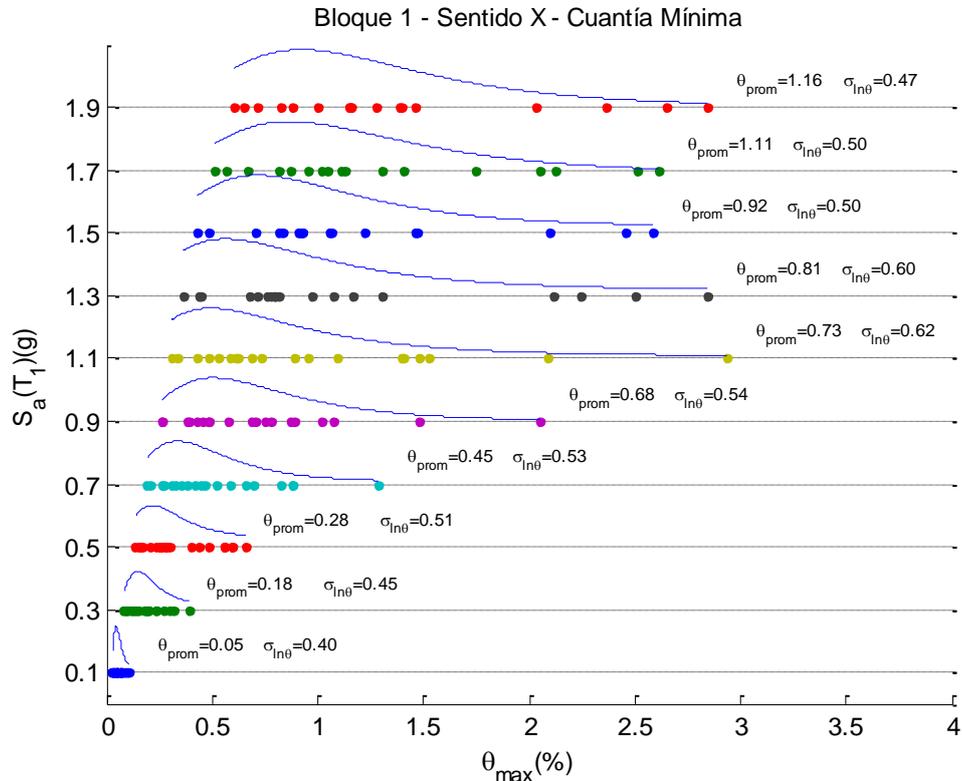


Figura 8-3 Derivas máximas de piso para MSA.

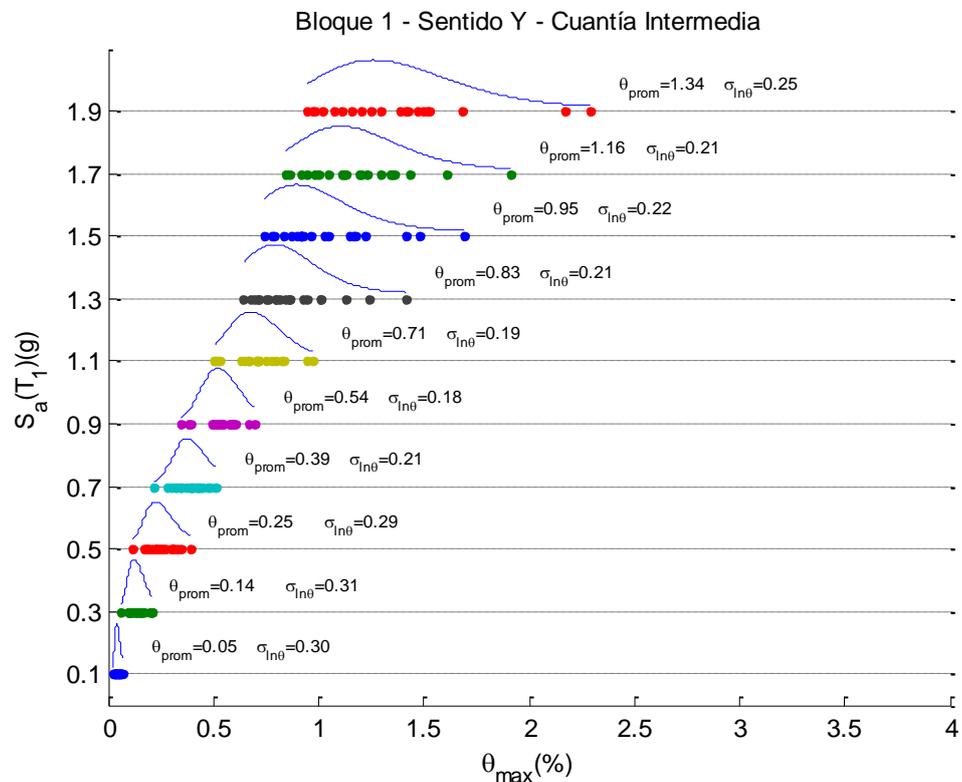


Figura 8-4 Derivas máximas de piso para MSA.

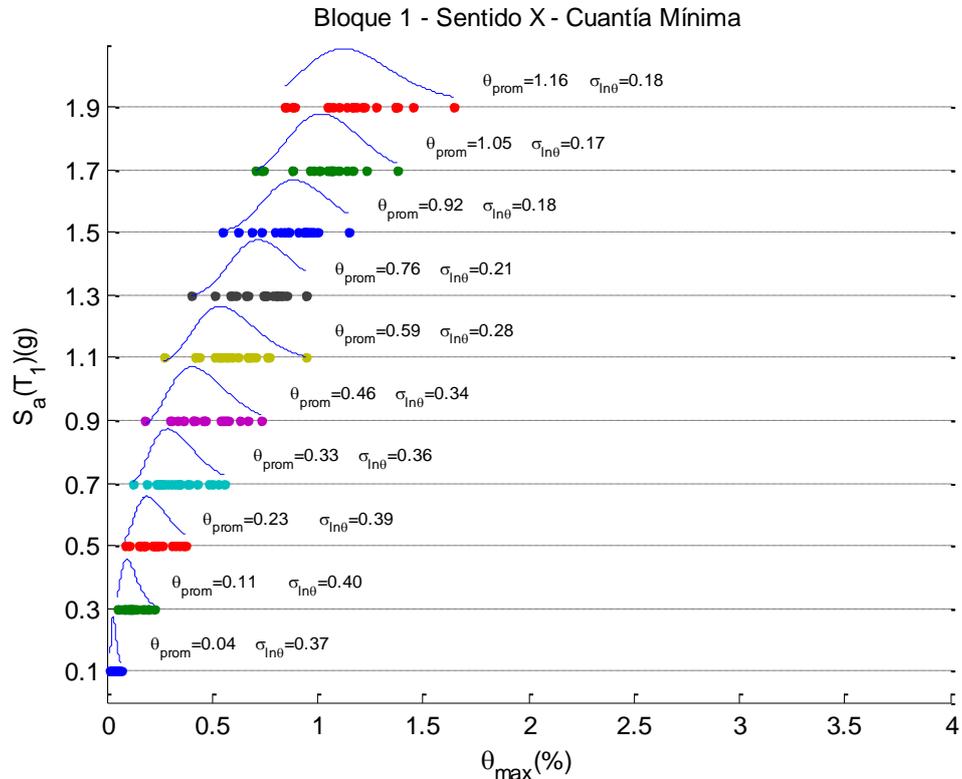


Figura 8-5 Derivas máximas de piso para MSA.

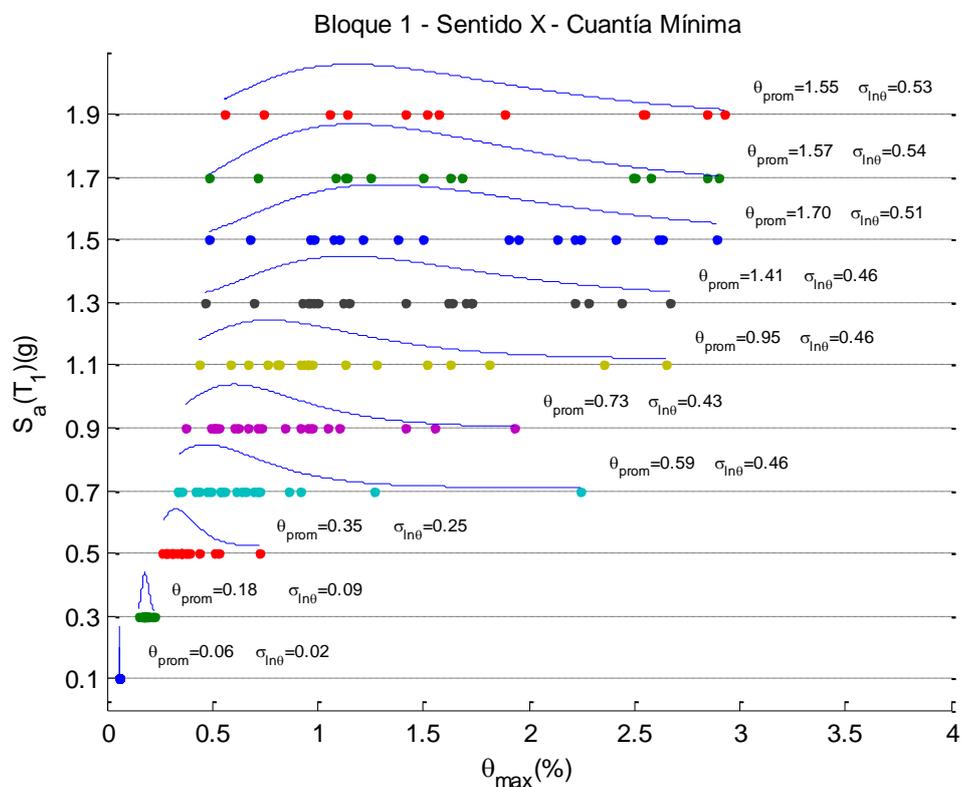


Figura 8-6 Derivas máximas de piso para MSA.

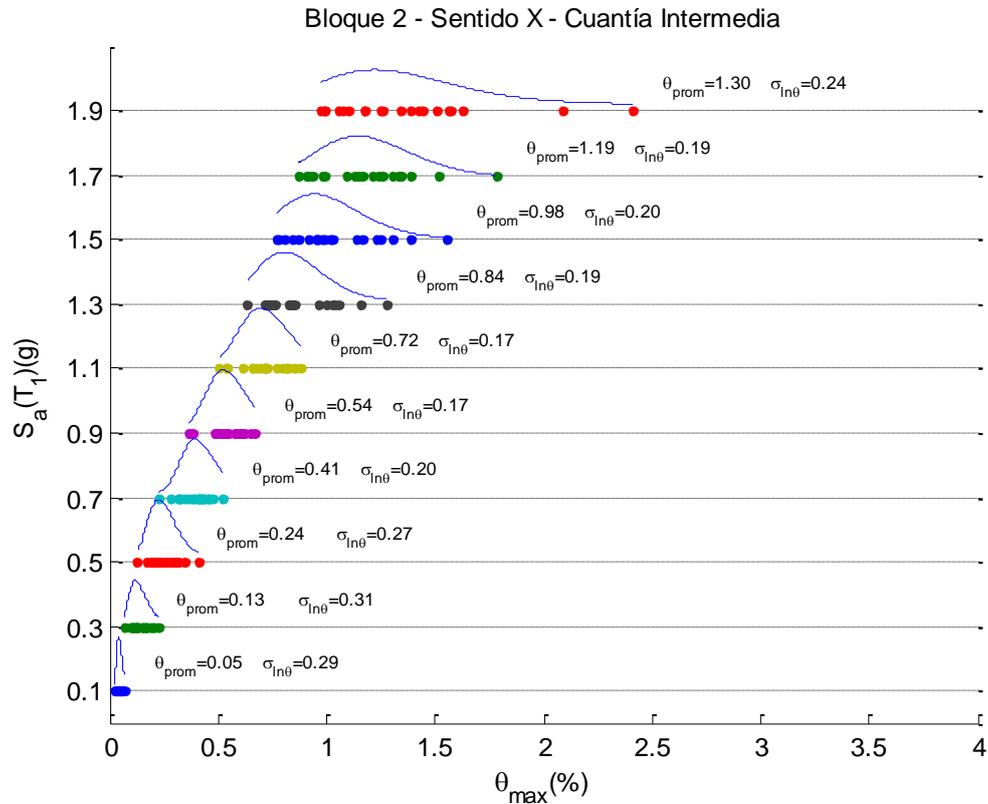


Figura 8-7 Derivas máximas de piso para MSA.

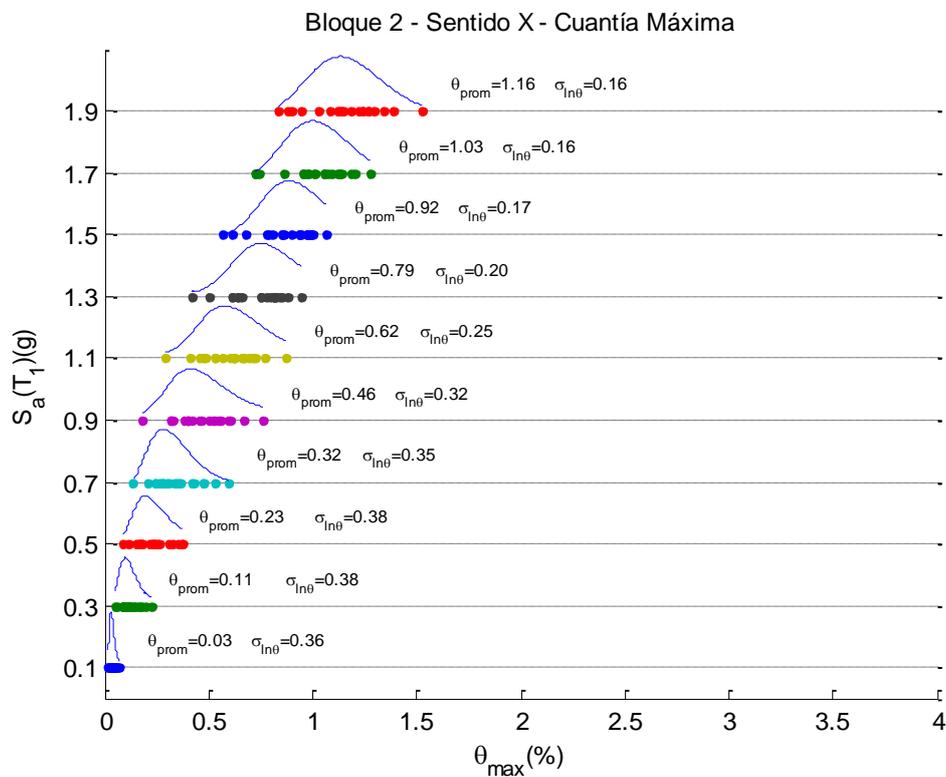


Figura 8-8 Derivas máximas de piso para MSA.

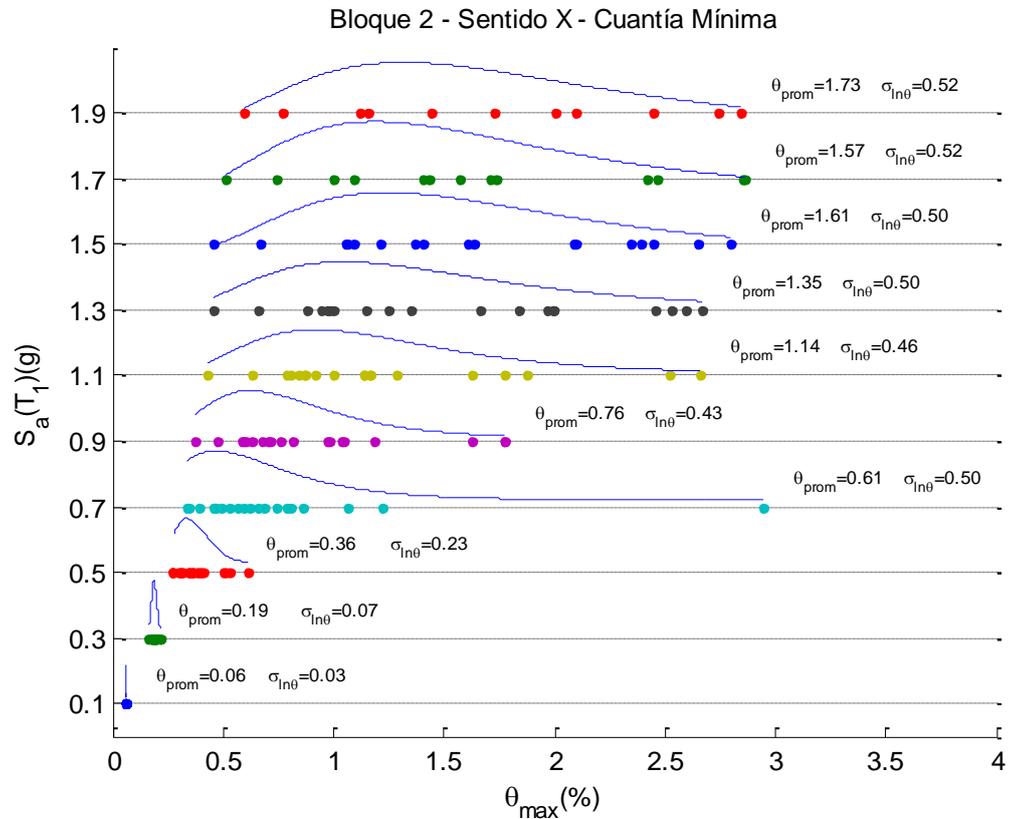


Figura 8-9 Derivas máximas de piso para MSA.



ANEXO 6: Máximas derivas – acero 420 MPa

Bloque 1 - Sentido X - Cuantía Intermedia

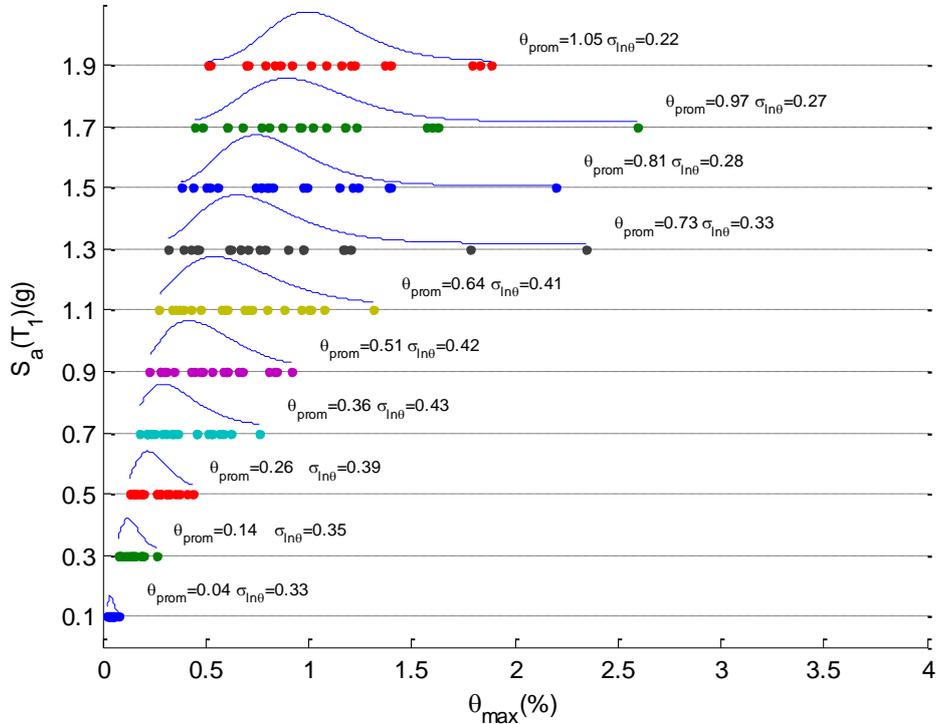


Figura 8-10 Derivas máximas de piso para MSA.

Bloque 1 - Sentido X - Cuantía Máxima

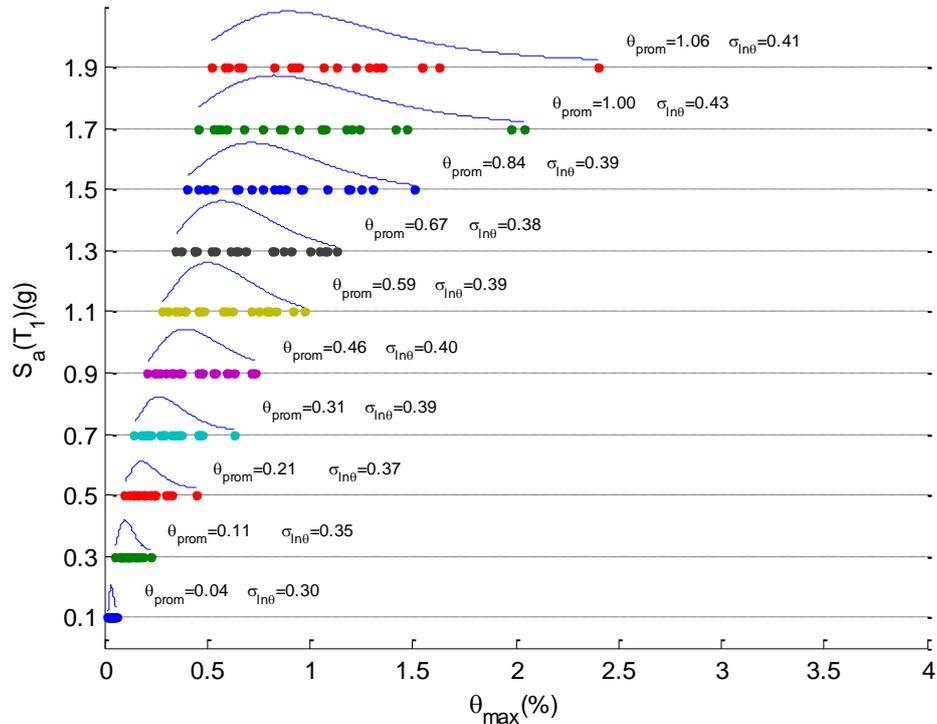


Figura 8-11 Derivas máximas de piso para MSA.

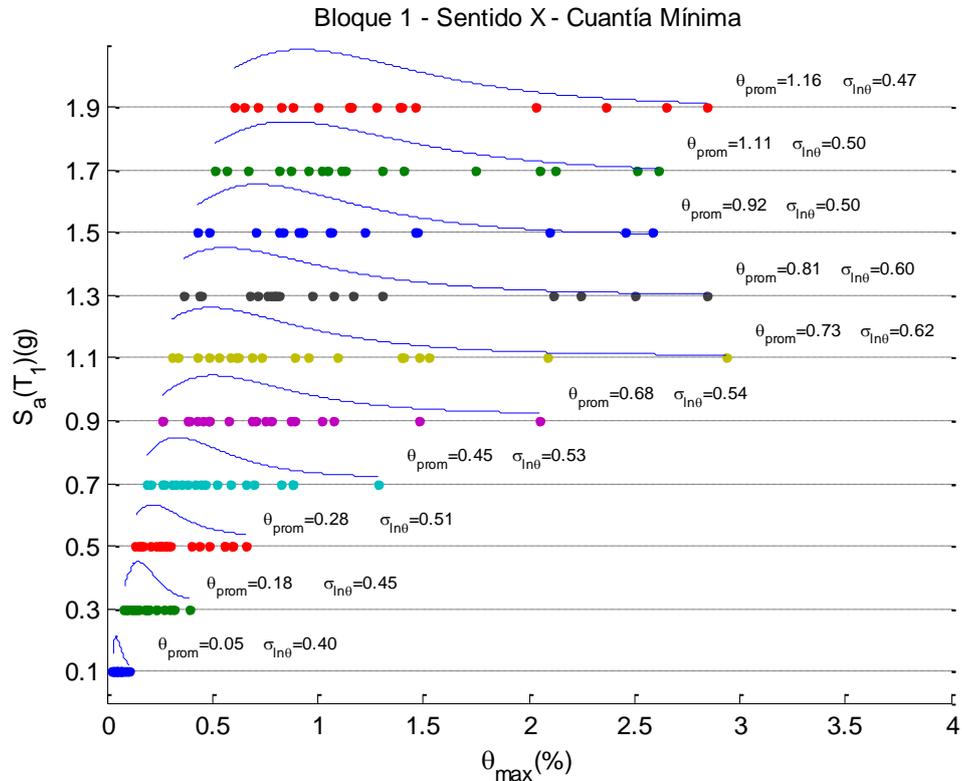


Figura 8-12 Derivas máximas de piso para MSA.

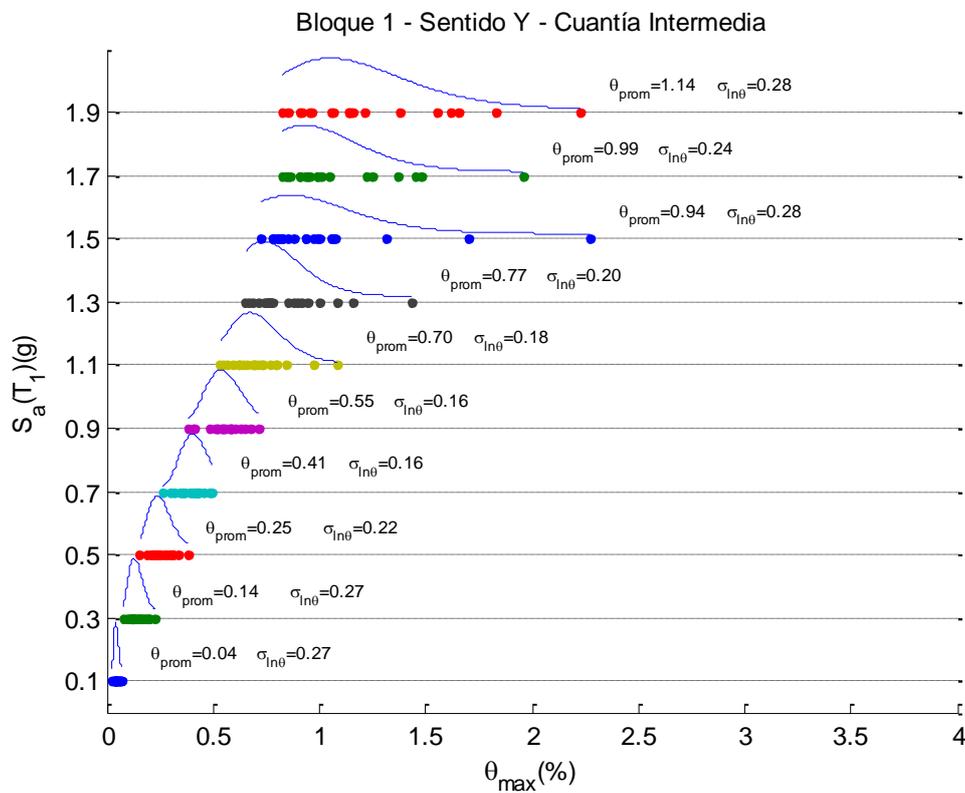


Figura 8-13 Derivas máximas de piso para MSA.

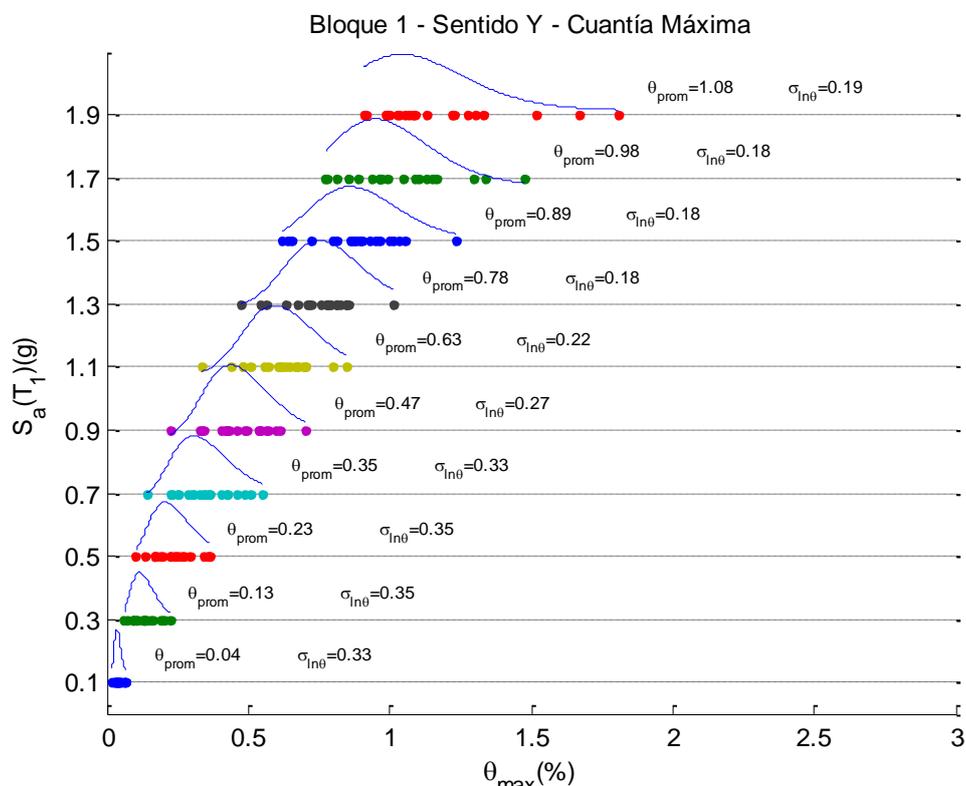


Figura 8-14 Derivas máximas de piso para MSA.

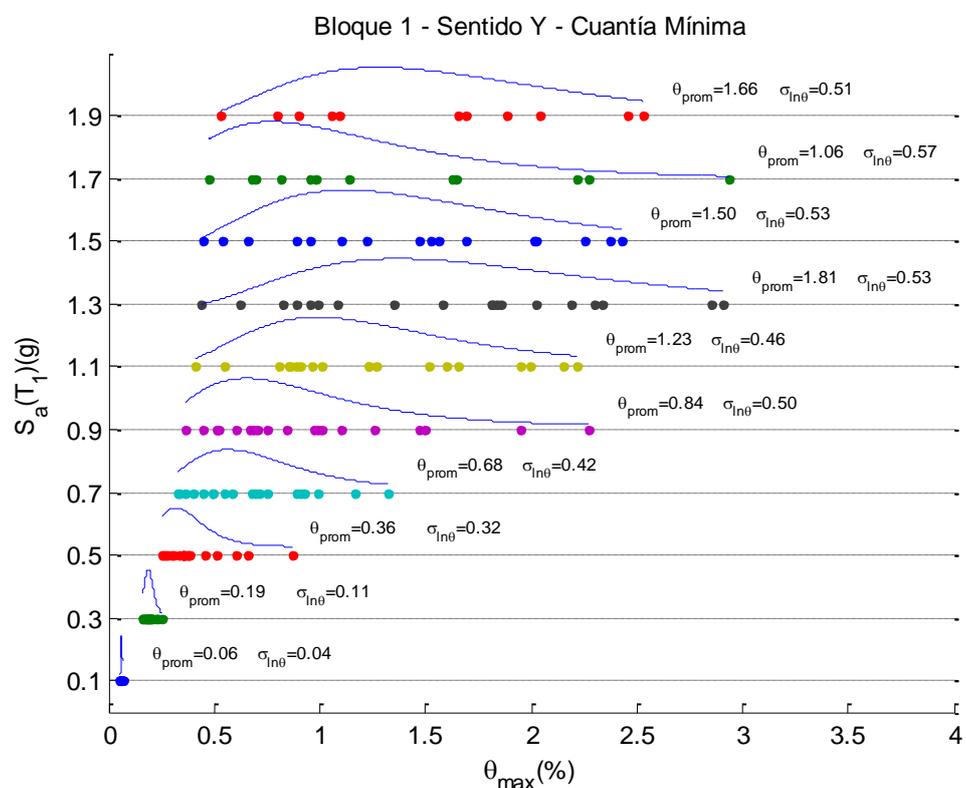


Figura 8-15 Derivas máximas de piso para MSA.

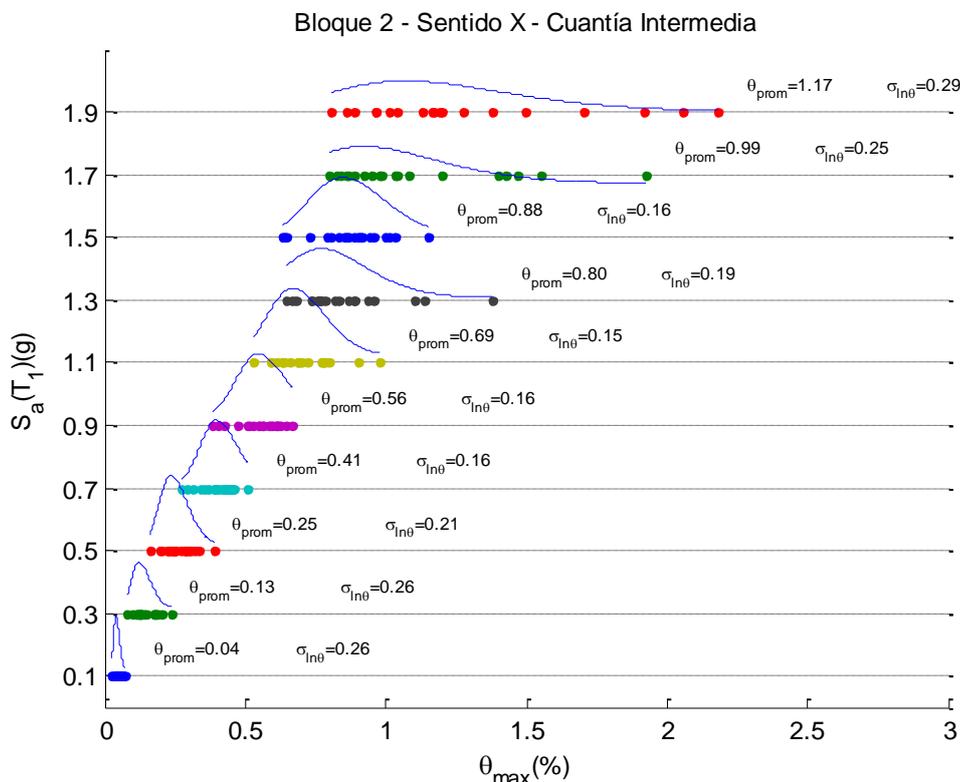


Figura 8-16 Derivas máximas de piso para MSA.

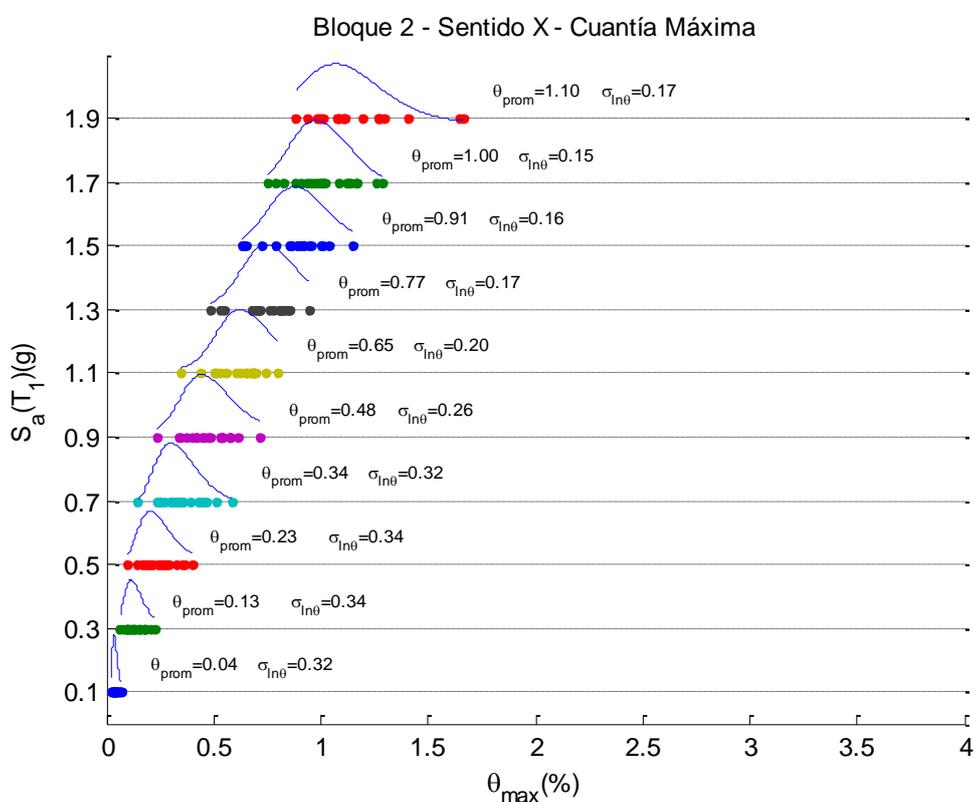


Figura 8-17 Derivas máximas de piso para MSA.

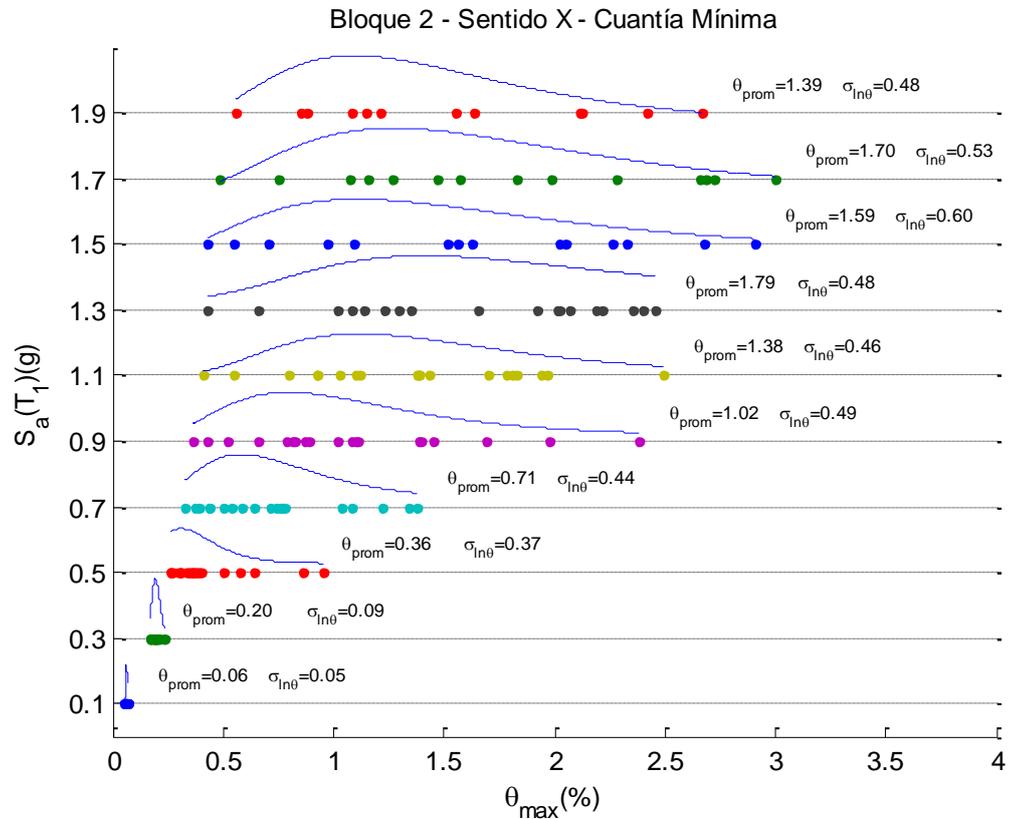


Figura 8-18 Derivas máximas de piso para MSA.

Resumen

La finalidad del proyecto es elaborar curvas de vulnerabilidad sísmica para el edificio "CITES" de la UTP, mediante las cuales se pretende analizar la distribución de probabilidad de excedencia para el estado límite considerado y para diferentes niveles de aceleración pico del suelo.

Se realizó un levantamiento estructural de la edificación para determinar su geometría así como ensayos destructivos y ensayos no destructivos para la estimación de la resistencia a la compresión de los elementos mediante una correlación entre ambos. Para analizar la capacidad de las edificaciones se efectuó un análisis no lineal de historia en el tiempo, empleando acelerogramas de sismos reales tomando en cuenta parámetros locales como magnitud, velocidad de corte a los 30 metros y aceleración pico del suelo. Para el acero de refuerzo se empleó un árbol lógico identificando dos tipos, uno cuyo límite de fluencia es 420 MPa y otro de 280 MPa, cada uno se dividió en cuantía mínima, máxima e intermedia debido a la incertidumbre existente en cuanto al armado de vigas y columnas.

El método utilizado fue el Multiple Stripe Analysis.