

**UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO**

**Colegio de Ciencias e Ingeniería**

**Impacto Técnico y Económico en el Diseño de Estructuras con Sismos  
con Probabilidad de Excedencia Variable en la Ciudad de Quito**

**Roberto Merino Vela**

**Fabricio Yépez, Ph.D., Director de Tesis**

Tesis de grado presentada como requisito  
para la obtención del título de Ingeniero Civil

Quito, marzo 2014

Universidad San Francisco de Quito

Colegio de Ciencias e Ingeniería

## HOJA DE APROBACIÓN DE TESIS

### **Impacto Técnico y Económico en el Diseño de Estructuras con Sismos con Probabilidad de Excedencia Variable en la Ciudad de Quito**

Roberto Merino Vela

Fabricio Yépez, PhD.  
Director de Tesis

---

Fernando Romo, MSc.  
Director del Programa

---

Ximena Córdova, PhD.  
Decana de la Escuela de Ingeniería  
Colegio de Ciencias e Ingeniería

---

Quito, marzo 2014

## © DERECHOS DE AUTOR

Por medio del presente documento certifico que he leído la Política de Propiedad Intelectual de la Universidad San Francisco de Quito y estoy de acuerdo con su contenido, por lo que los derechos de propiedad intelectual del presente trabajo de investigación quedan sujetos a lo dispuesto en la Política.

Asimismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo de investigación en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Firma: \_\_\_\_\_

Nombre: Roberto Javier Merino Vela

C. I.: 1712709946

Fecha: Quito, marzo 2014

## **DEDICATORIA**

A Sandra y a Roberto.

## RESUMEN

La siguiente investigación trata, desde un punto completamente teórico, la variación de costos en estructuras de edificación de hormigón armado estándar de 4, 8, y 12 pisos en la ciudad de Quito, con respecto a sismos con diferentes probabilidades de excedencia. Se toma primero el sismo de diseño reconocido a nivel global con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, y se compara el cambio en el diseño y costeo de esa estructura con sismos de 20% de probabilidad de excedencia en 50 años, y con 5% de probabilidad de excedencia en 50 años. Este análisis se basa en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) la cual contiene la curva de peligro sísmico para la ciudad de Quito en su capítulo sobre peligro sísmico y requisitos sobre diseño sismo resistente. De esta curva y con otros aspectos de la norma, se construyen distintos espectros de aceleración los cuales se utilizan para realizar un análisis modal espectral y posteriormente el análisis y diseño de la estructura utilizando ETABS. En los resultados se presentan los costos totales de cada estructura graficados contra el periodo de retorno de cada sismo. También se presentan tanto el peso de acero como el volumen de hormigón graficados contra los periodos de retorno. De esta manera se establece una comparación tanto en cuantías de material como en costos totales.

## ABSTRACT

The subject of the following investigation, from an entirely theoretical approach, is the variation of total cost of a standard reinforced concrete building structure in the city of Quito designed against earthquakes with different exceedance probability. The comparison is made for buildings with 4, 8, and 12 stories. The result of design of the structures, with the globally recognized design earthquake which has a probability of exceedance 10% in 50 years, is compared to the results found with earthquakes with probabilities of 20% in 50 years and of 5% in 50 years. This whole analysis is based on the Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC). This standard, in its chapter about seismic hazard and earthquake resistance requirements, contains the seismic hazard curve for the city of Quito. From this curve and other aspects of the standard, the acceleration spectrums for each earthquake are constructed. Later, these spectra are used for a modal spectral analysis, and for the analysis and reinforced concrete design of each structure using ETABS computer program. The results present the total cost of each of the structures graphed against the rate of return period of each earthquake. There are also presented graphs that contrast the net weight of steel needed for each structure vs. the rate of return period of the earthquakes and the total volume of concrete required for each structure, again, vs. the rate of return period of each earthquake. By presenting both the cost and the material requirements, a comparison from both a technical and an economical point of view is established.

## TABLA DE CONTENIDO

<b>Resumen</b> .....	5
<b>Abstract</b> .....	6
<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	9
Antecedentes.....	9
Justificación del Proyecto .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<b>REVISIÓN DE LA LITERATURA</b> .....	11
Tendencias del Siseño Sismo Resistente a Global .....	11
Normativa Sismo Resistente en el Ecuador 2002 y NEC 2013.....	13
Control de la Deriva de Piso.....	18
Comparación de Espectros de Aceleración y Periodos de Retorno .....	20
Diseño Sismo Resistente en Hormigón Armado .....	27
<b>METODOLOGÍA Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN</b> .....	46
Consideraciones sobre la Verificación de Nudos en el Programa ETABS .....	46
Flexión.....	49
Nudo Interior .....	49
Nudo de Borde .....	58
Nudo de Esquina.....	62
Cortante Horizontal en el Nudo.....	64
Nudo Interior .....	65
Nudo de Borde .....	72
Nudo de Esquina.....	75
<b>ANÁLISIS DE DATOS</b> .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Sismo de 10% en 50 años	
Pre Dimensionamiento .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Cálculo de las Cargas Sísmicas (8 pisos) .....	90
Secciones Definitivas y Acero de Refuerzo (8 pisos) .....	98
Pre Dimensionamiento (4 pisos).....	111
Cálculo de las Cargas Sísmicas (4 pisos) .....	112
Secciones Definitivas y Acero de Refuerzo (4 pisos) ....	<b>1Error! Bookmark not defined.</b>
Pre Dimensionamiento (12 pisos).....	125
Cálculo de las Cargas Sísmicas (12 pisos) .....	128
Secciones Definitivas y Acero de Refuerzo (12 pisos) .....	135
Sismo de 20% en 50 años	
Cálculo de las Cargas Sísmicas (8 pisos) .....	144
Secciones Definitivas y Acero de Refuerzo (8 pisos) .....	150
Cálculo de las Cargas Sísmicas (4 pisos) .....	158
Secciones Definitivas y Acero de Refuerzo (4 pisos) .....	162
Cálculo de las Cargas Sísmicas (12 pisos) .....	170
Secciones Definitivas y Acero de Refuerzo (12 pisos) .....	174
Sismo de 5% en 50 años	

Cálculo de las Cargas Sísmicas (8 pisos) .....	183
Secciones Definitivas y Acero de Refuerzo (8 pisos) .....	190
Cálculo de las Cargas Sísmicas (4 pisos) .....	198
Secciones Definitivas y Acero de Refuerzo (4 pisos) .....	202
Cálculo de las Cargas Sísmicas (12 pisos) .....	209
Secciones Definitivas y Acero de Refuerzo (12 pisos) .....	213
<b>RESULTADOS</b> .....	<b>224</b>
<b>CONCLUSIONES</b> .....	<b>229</b>
Conclusiones Acerca del Diseño Estructural.....	229
Conclusiones Acerca del Resultado del Proyecto .....	230
Recomendaciones .....	234
<b>REFERENCIAS</b> .....	<b>236</b>



## INTRODUCCIÓN

### Antecedentes

Ecuador es un país con un alto peligro sísmico. Tanto la historia como las investigaciones más recientes sobre la tectónica de placas confirman este hecho. Debido a esto la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2013 ha incluido, entre sus capítulos, uno dedicado al peligro sísmico que sufre toda estructura construida sobre suelo ecuatoriano y presenta requerimientos mínimos a ser cumplidos para lograr un diseño sismo resistente. La nueva Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), en comparación a la norma ecuatoriana anterior, lleva a cabo un proceso mucho más elaborado de predicción para el peligro sísmico en las diferentes partes del país utilizando análisis probabilísticos de eventos sísmicos, a partir de información histórica e instrumental. De esta manera la Norma llega a encontrar las aceleraciones máximas esperadas de la roca durante un sismo y la probabilidad anual de excedencia de éstas, es decir, la probabilidad de que esa aceleración o una mayor ocurran durante el periodo de un año. Con estas curvas se puede diseñar una estructura de acuerdo a la aceleración que se obtenga.

La probabilidad estándar de diseño, para estructuras normales aceptada en el mundo es de 10% de excedencia en 50 años. A pesar de esto, se puede realizar diseños para sismos de mayor probabilidad de excedencia. Estos diseños estructurales, menos exigentes, son un ejemplo de cómo se puede flexibilizar la filosofía sismo resistente predominante en el mundo de la ingeniería civil; por ejemplo un sismo de 20% de probabilidad de excedencia en 50 años puede ayudar a bajar costos en la construcción de una estructura, si esta no debe durar mucho tiempo o si no será ocupada por gente durante su uso cotidiano. Por otro lado se pueden buscar estructuras mucho más duraderas y seguras para esto se requiere un sismo con menor probabilidad de excedencia en 50 años; este sismo produce aceleraciones en roca que tienen probabilidades de excedencia de 5% en 50 años. Mientras menor es la probabilidad mayor es la aceleración. Con esto se puede pensar, lógicamente, que a mayor aceleración y menor probabilidad, mayor es el costo de una estructura. Pero éste no necesariamente es el caso y por ende se desea verificar el impacto económico que posee en el diseño de estructuras, el utilizar sismos de diferentes probabilidades de excedencia. Habiendo cuantificado este impacto se puede encontrar una mejor base, técnica y teórica, para poder plantearse las siguientes preguntas: ¿El impacto económico de utilizar sismos con diferente probabilidad de excedencia en el diseño de estructuras es significativo? ¿Se pueden

obtener estructuras más seguras a costos no mucho mayores? ¿Es significativo, tanto en lo económico como en lo técnico, flexibilizar el diseño sismo resistente con la utilización de análisis estadísticos y probabilísticos?

### **Justificación del Proyecto**

El hecho de subir los costos en la construcción no es algo muy popular entre la gente en general y peor si es que no se ha sufrido un desastre fuerte recientemente. Es por esto que la nueva norma puede no ser muy popular entre los ecuatorianos. La estructura de una edificación es su principal línea de defensa ante las fuerzas de magnitud importante que la naturaleza impone a las estructuras construidas por el ser humano, pero a pesar de esto la gente en general no aprecia la importancia de esta defensa, dejándola de lado para poder ganar un poco más de comodidad o confort en el presente. Esto es muy importante en países como el Ecuador donde a) existe mucha gente de bajos recursos económicos, b) la gente que sale de la pobreza quiere mayor beneficio rápidamente, y c) no ha ocurrido un evento sísmico importante que cobre tanto vidas como pérdidas cuantiosas de capital. Es inevitable que en algún momento se deba sufrir las consecuencias de vivir donde se vive y por ende se debe tomar precauciones y se debe al menos imponer a la población la idea de la seguridad y de la perdurabilidad que algo como una edificación debe tener. La idea de este proyecto es verificar el impacto económico que sismos con distintas probabilidades de excedencia tienen sobre el diseño de estructuras y concluir si es verdaderamente significativa la variación de costos entre los distintos sismos.

Debido a estos antecedentes el objetivo final de este proyecto será: Comparar el impacto económico sobre una estructura, utilizando un diseño basado en NEC de ésta, que implemente las curvas de aceleración vs. probabilidad de excedencia para sismos de probabilidad de excedencia en 50 años de 10%, 20%, y 5% para la ciudad de Quito. Para lograr que esta comparación sea válida se escogerá una geometría específica y simple, la cual pueda ser lo más representativa de una edificación normal en la ciudad de Quito; por la misma razón, se utilizará un suelo tipo D, el cual es el más representativo de la ciudad y se diseñará las estructuras con la mentalidad de que serán viviendas. Se utilizará la misma geometría para edificios de 4, 8 y 12 pisos. Esto quiere decir que se diseñaran 9 estructuras. De esta manera se podrá ver, de una manera gráfica y simple, las diferencias tanto en materiales como en costos directos de la estructura, el impacto de sismos con probabilidades de excedencia variable.

## REVISIÓN DE LITERATURA Y FUNDAMENTOS TEÓRICOS

### Tendencias en el Diseño Sismo Resistente a Nivel Global

Según Budnitz, Apostolakis, Boore, Cluff, Coppersmith, Cornell y Morris (1997) un movimiento brusco del suelo que tiene su fuente en un terremoto es imposible de predecir siendo completamente certeros. Los terremotos son fenómenos impredecibles que pueden ocurrir en cualquier momento, e incluso, sorpresivamente en cualquier lugar del globo terráqueo. Es por esto que cualquier estudio que se realice sobre terremotos y sus consecuencias a las vidas de la gente a quien pueda afectar debe ser necesariamente un análisis probabilístico y estadístico. Según los autores antes mencionados, a pesar de que la sismología ha crecido drásticamente en los últimos años, todavía se sabe muy poco acerca de los terremotos y las causas que hacen que se liberen las brutales cantidades de energía que se liberan cuando uno de estos ocurren. Por ende cualquier predicción que se realice o cualquier análisis que se desarrolle siempre tendrá en si la duda de si el evento llegará o no a ocurrir algún día.

Continúan los autores argumentando, en su trabajo, que incluso en lugares donde ocurren terremotos frecuentemente y donde se conoce bastante del tipo de falla geológica del lugar, cada vez que llega un sismo nuevo se sigue obteniendo cantidades de información sobre lo que sucede en las placas. Esto quiere decir que, irónicamente, la información útil para predecir sismos, llega principalmente de la ocurrencia de los propios sismos. Por otro lado se tiene en cuenta lo difícil que es que la misma comunidad científica, la cual es la que está a cargo de estos estudios, se ponga de acuerdo en cómo interpretar los datos que obtienen de los sismos de los que se recolecta información. Todo esto es pertinente a este trabajo ya que propone la cuestión de si es que son creíbles las aceleraciones con las que se van a diseñar las edificaciones o si se puede esperar, o no esperar, que algo completamente diferente suceda o no suceda. Esto puede influir substancialmente dentro de un análisis de costo ya que este se puede basar en el hecho de que la probabilidad es tan baja o que los datos son tan difíciles de obtener que no son una fuente importante para tomar decisiones.

Por otro lado las tendencias de diseño de estructuras para afrontar sismos en el mundo están cambiando poco a poco. Después de una historia breve de diseño sismo resistente que ha durado aproximadamente 100 años, la humanidad, no solo ha mejorado sus respuestas a estos fenómenos naturales, sino que también, con el tiempo se ha ido dando cuenta de que

lo más dañino durante un sismo sobre una estructura no son las fuerzas producidas por este sino las deformaciones que el suelo induce a la estructura (Priestley, Calvi, Kowalsky, 2007) Por ende se ha producido un surgimiento en diseños sismo resistentes basados en deformaciones y no en fuerzas. Los dos mayores problemas con estos nuevos métodos es que son métodos completamente nuevos de diseño que rompen con muchas de las filosofías antiguas de diseño sismo resistente y que generan nuevos modelos matemáticos, lo cual se vuelve un problema para los diseñadores actuales. Por otro lado las nuevas tecnologías pueden ser mucho más costosas por lo que su justificación puede no ser vista de una manera clara. En el fondo salvaguardar vidas es la causa que los seres humanos aprecian más fácilmente por lo que un cambio que requiere esfuerzo puede ser fácilmente aceptado si se nota el sufrimiento y el daño que él no realizar ese esfuerzo implica.

Lo expuesto con anterioridad, es la tendencia global para el diseño sismo resistente, es lo que se utilizará, tal vez, en el futuro para todas las estructuras en zonas de peligro sísmico. En algunos casos estas tecnologías ya se están utilizando, incluso en Ecuador. Lo importante de esto es observar como el mundo se mueve hacia una dirección de prevenir daños por terremotos lo que quiere decir que es un problema importante para el desarrollo de cualquier país. Los ecuatorianos tal vez no veamos la destrucción que un terremoto puede causar por qué no lo hemos vivido en nuestra historia reciente, pero es inevitable que algún día pase, debido a nuestra posición global, y si no tenemos al menos una pequeña línea de defensa la catástrofe puede ser terriblemente grave. El desarrollo de nuevas tecnologías por más caras que sean demuestra el hecho de que los terremotos son un fenómeno bastante importante para la humanidad y que estar prevenidos es algo imprescindible para el desarrollo.

### Normativa Sismo Resistente en el Ecuador 2002 y NEC 2013

La norma de construcción vigente para el Ecuador basa su cálculo de la amplificación de las fuerzas sísmicas en el cálculo directo de algo conocido como cortante basal que es una fuerza que normalmente se encuentra en función proporcional al peso total de la estructura. El cortante basal se define como la fuerza resultante de todas las fuerzas horizontales que afectan a una estructura en cada piso. Normalmente se asume que las fuerzas toman una forma triangular y van disminuyendo en la altura. El cortante basal se asume ataca a la estructura en su base. Para la CEC es suficiente calcular este cortante basal (V) con las formulas:

$$V = \frac{ZIC}{R\phi_p\phi_e}W$$

$$C = \frac{1.25S^s}{T}$$

Donde Z es un factor de zonificación sísmica que depende del lugar. I es el factor de importancia de la estructura, R es el factor de resistencia de la estructura,  $\phi_p$  y  $\phi_e$  son los factores de penalización por irregularidades tanto en planta como en altura respectivamente. W es el peso de la edificación. S es un factor que depende del tipo de suelo y T es el periodo fundamental de vibración de la estructura. Solo con esto la CEC ya da un valor de la fuerza que aplicada en la base a cualquier edificio. Esto se divide de forma lineal sobre los pisos descendiendo el cortante de piso mientras se sube en altura.

De esto es importante notar varias cosas. Primero que la norma actual no considera diferentes probabilidades de ocurrencia en su análisis. Estos análisis ayudan no solo a estar más seguros pero a la vez pueden significar un ahorro de recursos en lugares o tipos de estructuras en las que se esté sobredimensionando sin necesidad (aunque deben ser casos raros en el Ecuador). Si se lee la norma se puede ver que es mucho menos elaborada que la nueva normativa NEC 2013, pues ésta no considera espectros de respuesta con un análisis detallado de los coeficientes que afectan a los suelos. Los suelos son muy importantes ya que pueden amplificar una onda en muchas veces su valor original mientras cruzan de un estrato de suelo a otro. Por último el factor de importancia de la estructura (I) es un valor arbitrario que se asigna en función de una tabla. Estructuras importantes como estaciones de bomberos u hospitales tan solo tienen un cortante basal proporcionalmente más alto al de las

estructuras convencionales. Esto es sin considerar periodos de retorno ni probabilidad de ocurrencia.

Al ver la norma nueva y compararla con la antigua se encuentran varias diferencias, en especial conceptuales. La nueva norma también calcula un cortante basal final con la fórmula:

$$V = \frac{IS_a}{R\phi_p\phi_e}W$$

La cual es muy parecida a la formula anterior. El factor I también es un factor de importancia que se da a estructuras como estaciones de bomberos u hospitales que es asignado arbitrariamente pero en este caso  $S_a$  es el espectro de aceleraciones, en el que se toma en cuenta: la zona del país, el tipo de suelo sobre el que se asienta la estructura, el periodo de vibración de la estructura, y el amortiguamiento de esta. La parte del denominador es igual a la norma antigua. Solo con el hecho de tomar el espectro de aceleraciones, que se grafica como una envolvente de varios espectros de varios sismos registrados o predichos en ese lugar, se aumenta el valor del cortante basal no solo a través del factor I si no también a través del  $S_a$ .

El  $S_a$  está definido sobre las bases utilizadas alrededor del mundo conocidas como el análisis probabilístico de peligro sísmico, el cual, en resumen, escoge un punto geográfico en el mapa, busca todas las fuentes posible de terremotos en sus alrededores y luego grafica la magnitud de los terremotos pasados vs. el logaritmo del número de terremotos de esa magnitud. Esta relación de recurrencia se conoce como recurrencia de Richter y es estandarizada para cualquier parte del mundo. Luego se busca la relación entre la distancia a la fuente del sismo con la máxima aceleración de la onda esperada del sismo. Con las dos curvas de recurrencia se forma la curva de probabilidad de excedencia vs. aceleración máxima que ya se nombró anteriormente y es lo que afecta directamente a que una estructura con mayor importancia deba tener una probabilidad menor de ocurrencia y por ende una mayor aceleración y a su vez un mayor espectro de respuesta haciendo que la fórmula del cortante basal crezca por sus dos factores del numerador si se trata de una estructura importante. Con mayor cortante basal mayor será la fuerza que reciba la estructura y por ende mayores o mejores tendrán que ser sus elementos estructurales por ende subiendo el costo de su construcción.

En el fondo la base fundamental o piedra de toque de este proyecto son estas curvas de probabilidad de excedencia de sismos en el territorio ecuatoriano en relación a las máximas aceleraciones esperadas en afloramiento rocoso, en función de la aceleración de la gravedad. Con estas curvas se puede empezar a romper la noción de un terremoto de diseño y empezar a darle una vida mucho más pragmática y dinámica al diseño de estructuras. En CEC se reconoce el uso de un terremoto con probabilidades de un 10% de excedencia en 50 años lo que es equivalente a un periodo de retorno del fenómeno de 475 años, pero nunca profundiza en el tema. A pesar de que la NEC también basa la mayor cantidad de espacio en su texto en lo que se conoce como terremoto de diseño (probabilidad de excedencia de 10% en 50 años) se abre la posibilidad de ahora disminuir o incluso aumentar esa probabilidad en función de los requerimientos de diseño para ciertas estructuras. Por otro lado la nueva norma también define que las probabilidades son exhaustivas o de excedencia, lo que quiere decir que no es que se espera que haya 10 % de probabilidad de que ocurra un sismo con tal aceleración máxima en los próximos 50 años si no que hay un 10 % de probabilidad de que ocurra un evento de mayor intensidad a este en los próximos 50 años, lo cual hace una gran diferencia si se planea construir sitios seguros o esenciales para el bienestar de la sociedad y de la economía del país. Para lograr salvaguardar las cosas de mayor valor del país, en el caso de un sismo de alta magnitud, es indispensable que las estructuras estén diseñadas para resistir sismos con aceleraciones mucho mayores a las que propone el sismo de diseño. Es por esto que el objetivo principal de este proyecto es liberar un poco el diseño de estructuras con el clásico sismo de diseño y adentrarse en el diseño con probabilidades menores, 5% en 50 años, logrando que se pueda apreciar el impacto que esto puede tener dentro del diseño estructural.

Por otro lado, pueden existir ocasiones en las que se desee construir una estructura de menor tiempo de vida útil, de costos bajos y que a su vez no sea indispensable para la seguridad de la sociedad en su conjunto o un sitio de concurrencia masiva, para estos casos se puede buscar un sismo de menor probabilidad que pueda ayudar a rebajar los costos de la estructura. Este sismo tiene un 20% de probabilidad de excedencia en 50 años.

El análisis que seguirá a este texto se realizará solamente para la zona que comprende a Quito y sus alrededores y obviamente será bastante valido para aplicar a zonas del país, que dentro de NEC, presenten características sísmicas similares. A pesar de que el proyecto se limita a la capital del país, la nueva norma sostiene información para todo el resto de

capitales de provincias en el Ecuador, todas estas ciudades tienen sus propias curvas de peligro sísmico probabilístico y por ende el proceso utilizado aquí debería poder ser aplicado a cualquier otra ciudad, capital de provincia del país, esto no es el caso debido a que las curvas de peligro sísmico, dadas en NEC, dan información, solamente, acerca de aceleraciones en roca firme y para periodos de vibración de hasta, tan solo, 1 segundo. Para poder modelar apropiadamente la respuesta sísmica de una estructura es esencial conocer las características dinámicas del suelo sobre el que se asentará dicha estructura. Aquí se debe reconocer un problema importante, los coeficientes del suelo que da la NEC se calcularon para terremotos con la probabilidad de excedencia de diseño. Para poder calcular los espectros para las otras probabilidades de excedencia se necesitan las curvas de peligro sísmico dadas por la NEC. Sin embargo, estas curvas tienen información limitada sobre las respuestas dinámicas de estructuras con diferentes periodos y los datos son sobre un suelo de roca firme. Debido a esto, utilizar los espectros de peligro sísmico uniformes (UHS) que salen de las curvas de peligro sísmico de la NEC limita en gran parte la veracidad de este estudio. Debido a esto se tomó la curva de Quito y se verificó la aceleración promedio del suelo (PGA) para el sismo de 5% en 50 años. Esta aceleración es muy aproximada a 0.5g. Debido a esto se puede utilizar este valor para construir el espectro haciendo como que la estructura simplemente cambió de zona V a zona VI. Lo mismo para el sismo de 20 % en 50 años, se cambia de zona V a zona IV debido a que la aceleración para esta probabilidad es aproximadamente de 0.3g. Esto no está probado y viene de una recomendación directa del Director de la presente investigación, quien es parte del Comité Técnico de la NEC. Por ende el suelo más característico de Quito es el clasificado en la NEC como suelo tipo D. Con este tipo de suelo se construirán los espectros de aceleración cambiando, como ya se mencionó, de zona sísmica para obtener los factores de respuesta dinámica del suelo, sin, en realidad, cambiar de ciudad. Esto se puede hacer debido a que la NEC da valores de los factores de suelo  $F_a$ ,  $F_s$ , y  $F_D$  para valores de aceleración promedio en roca de hasta 0.5g, el cual coincide, con el valor de la aceleración promedio para un sismo de 5% de excedencia en 50 años. Si se quisiera realizar el análisis con un sismo de 2% de excedencia en 50 años ya no se podría debido a que la aceleración en roca sería mucho mayor. Esta es una limitación al nuevo código, que, de resultar útil un análisis como este, deberá, en el futuro, ser mejorada.

La norma prosigue con un análisis de los estudios que se deben realizar para los suelos al determinar las respuestas dinámicas de las estructuras. En esta parte se establece



que cada ciudad o población con más de 100000 habitantes debe realizar sus propios estudios de microzonificación sísmica, esto se debe principalmente a lo determinante que es el suelo en la respuesta dinámica de cualquier estructura ante ondas sísmicas. Para simplificar ciertos aspectos del diseño el código ya preestablece ciertos suelos que deben cumplir con las especificaciones técnicas basadas en pruebas de ondas de corte y/o del ensayo de penetración estándar. Para suelos con demasiadas imperfecciones, que no cumplan con ninguno de los requisitos establecidos en la sección 2.5.4.5 de la NEC, se debe obligatoriamente realizar un análisis más detallado sobre las características dinámicas del suelo para poder realizar el diseño de la estructura que se asentará en ese lugar. En este proyecto se utilizará un suelo estándar tipo D. Con el tiempo, se espera, que se siga obteniendo información acerca de las características sísmicas de los suelos y se pueda resumir, como se lo hace en NEC las respuestas base de los suelo del país para probabilidades de excedencia menores como las que tratará este documento. Sin embargo el estudio que se realiza aquí reflejara de una manera concisa los impactos de bajar las probabilidades de excedencia en los sismos.

La norma repite la filosofía clásica de diseño sismo resistente que se ha venido usando desde que empezó a existir una ciencia tan nueva como la sismológica. Esta filosofía se resume en el hecho de que cualquier estructura debe estar preparada para soportar, sin ningún tipo de daños estructurales o no estructurales, sismos leves; controlar daños estructurales y no estructurales durante sismos medianos, y evitar el colapso total de una estructura durante un sismo severo. Las bases con las que se alcanza esta filosofía son: determinar que las fuerzas inducidas por el sismo sobre la estructura puedan ser soportadas, que la deriva de piso no exceda valores indicados para evitar fallas por inestabilidad, y que el sistema estructural, en sí, sea capaz de disipar grandes cantidades de energía sin colapsar o provocar daños frágiles en los elementos estructurales. Esta filosofía mundialmente esta en un proceso de cambio, y ambas normas no dejan de admitirlo. La tendencia mundial del diseño sismo resistente se va hacia no solo a salvaguardar vidas si no también a pensar en salvaguardar la propiedad de la gente. Deduciendo un poco de los conocimientos adquiridos durante cinco años de estudio se puede concluir que la tendencia que el mundo debe llevar en temas como estos es al de la conservación de recursos. A pesar de que se viva en un mundo donde el consumo es algo que dinamiza la economía de una manera saludable, la tierra en si ya no soportará más crecimiento de la población humana y los recursos de las que esta nos provee no serán suficientes para mantener un crecimiento casi exponencial como el que la especie a sufrido durante los últimos 150 años. Cada vez es más importante realizar

obras que perduren en el tiempo y que no provoquen gastos posteriores, esto dentro del área de la ingeniería civil se traduce a no realizar grandes inversiones, que casi nunca tienen rentas tangibles, en obras inseguras o que se deterioren rápidamente. Esto va paralelamente al hecho de utilizar materiales como el concreto de alto desempeño en estructuras, o el hormigón pre esforzado para la construcción de las obras grandes de la humanidad.

Los métodos de diseño estructural cada vez se sofistican más y empiezan a oírse nuevos acercamientos al área del diseño estructural como el del diseño basado en desplazamientos o la utilización de dispositivos de protección (Priesltley, Calvi, Kowalsky 2007). Pero, a pesar de los avances tecnológicos en este campo, por el momento, los métodos clásicos de diseño por fuerzas seguirán siendo los dominantes debido a varios factores tanto de conocimientos, de falta de tecnología, económicos, y falta de personal capacitado o materiales útiles y confiables. Debido a esto se justifica que se utilice aun los métodos de resistencia de esfuerzos, control de deriva, y disipación de energía de las estructuras pero rompiendo ya desde ahora el paradigma de que solo se debe velar por la vida de las personas y no proteger la propiedad debido a que proteger la propiedad puede significar a su vez proteger la vida de las personas en un mundo en donde la escasez de muchos recursos se encuentra a la vuelta de la esquina.

### **Control de la deriva de piso**

Como ya se mencionó anteriormente, una de las principales bases para el diseño sísmo resistente es el control de la deriva de piso. Esto lo reconoce la norma claramente en el numeral 2.6.2 en donde se dispone de un límite para esta medida. La norma define deriva como el desplazamiento horizontal que sufre un piso con respecto al piso directamente inferior a este. Esto quiere decir que la deriva no incluye el valor de deformación total de todos los pisos por lo que la deformación de deriva en el piso basal es su desplazamiento lateral total pero para el siguiente piso la deriva no es su desplazamiento lateral total con respecto a las coordenadas iniciales si no con respecto al marco de referencia del primer piso, por ende la deriva de un segundo piso sería su desplazamiento horizontal total menos el desplazamiento del piso inferior. Por facilidad con unidades la deriva se la define como:

$$\Delta = \frac{d}{h}$$

Donde  $\Delta$  es la deriva de piso,  $d$  es la deformación relativa de un piso respecto al inmediato siguiente inferior, y  $h$  es la altura de entrepiso.

Como ya se explicó, un exceso de deformación entre pisos consecutivos puede provocar fallas por inestabilidad, o efectos  $P\Delta$  en la que la deformación hace que la carga vertical genere un momento en el apoyo del elemento que a su vez ayuda a deformar más el elemento, lo cual produce un mayor momento y así sucesivamente hasta la falla del elemento. Según NEC la experiencia ha mostrado que un exceso de deriva de piso inelástica puede provocar daños severos en las estructuras por lo que el límite propuesto para este valor, y con el cual se verificará en el subsiguiente análisis es el de:

$$\Delta_M = 0.020$$

El cual debe satisfacerse para todas las columnas de cada estructura. Este valor es genérico y se debe ajustar a la realidad de la estructura. Debido a que al calcular las fuerzas sísmicas se incurre en un valor de reducción de resistencia llamado  $R$ , el cual depende de la ductilidad del tipo de estructura, al calcular las deformaciones se debe corregir este valor. Las deformaciones generan esfuerzos adicionales sobre los elementos estructurales, en el momento en el que los materiales sobrepasan el límite elástico, las deformaciones crecen de manera no lineal y por ende, menos predecible por ende la verdadera deriva elástica, si se genera un modelo elástico, debe cumplir con:

$$\Delta_E \leq \frac{\Delta_M}{0.75R}$$

Debido a que las estructuras a diseñarse dentro de este proyecto son de hormigón armado se toma el valor de  $R = 6$ , mientras que la constante de 0.75 compensa el hecho de que normalmente la pendiente de la curva esfuerzo-deformación tiende a decrecer en el rango inelástico conforme aumenta la deformación. Por ende para este caso se verificarán las derivas para el valor de:

$$\Delta_E = 0.00444$$

### **Comparación de Espectro de Aceleración y Periodos de Retorno**

La fórmula para calcular los periodos de retorno anuales de excedencia para un sismo viene dada por la expresión:

$$P_{oc}(t) = \left[1 - \frac{1}{T_r}\right]^t$$

Donde  $P_{oc}$  es la probabilidad de ocurrencia en el tiempo  $t$ , y  $T_r$  es el periodo de retorno anual de excedencia del sismo.

La probabilidad de excedencia anual del sismo es:

$$P_{ex(anual)} = \frac{1}{T_r}$$

Este valor ( $P_{ex(anual)}$ ) es el valor que toma la ordenada en las curvas de peligro sísmico.

Vale recalcar que la diferencia entre  $P_{oc}(t)$  y  $P_{oc(anual)}$  siendo  $P_{oc(anual)}$ :

$$P_{oc(anual)} = 1 - P_{ex(anual)}$$

Es que la primera es para un tiempo cualquiera  $0 \leq t < \infty$  mientras que la segunda expresa el valor para un tiempo exacto de 1 año.

Sismo de Diseño

El sismo de diseño es un evento sísmico que tiene una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, es decir, en términos de las fórmulas anteriores:

$$P_{oc}(50) = 0.90$$

Debido a que la probabilidad de ocurrencia es:

$$P_{oc} = 1 - P_{ex}$$

Con  $P_{oc}(50) = 0.90$  se debe despejar para  $T_r$  para poder ingresar a la curva de peligro sísmico:

$$0.9 = \left[1 - \frac{1}{T_r}\right]^{50}$$

$$\frac{1}{T_r} = 1 - (0.9)^{\frac{1}{50}} = 0.0021$$

Lo que a su vez da:

$$T_r = 475.06 \text{ años}$$

Con una probabilidad de excedencia de 0.0021 se entra a la curva de peligro sísmico específica de la ciudad de Quito provista por la NEC:

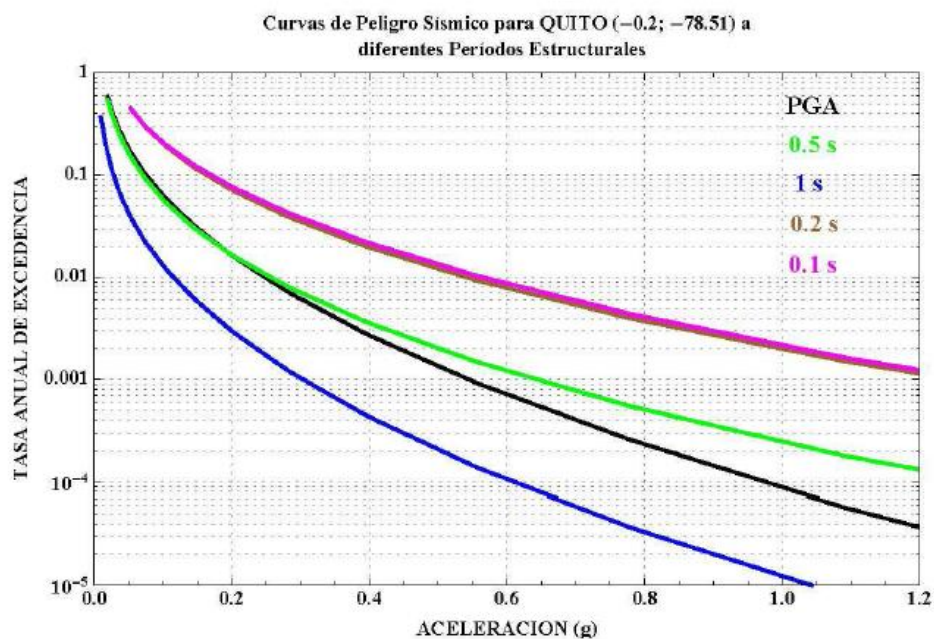
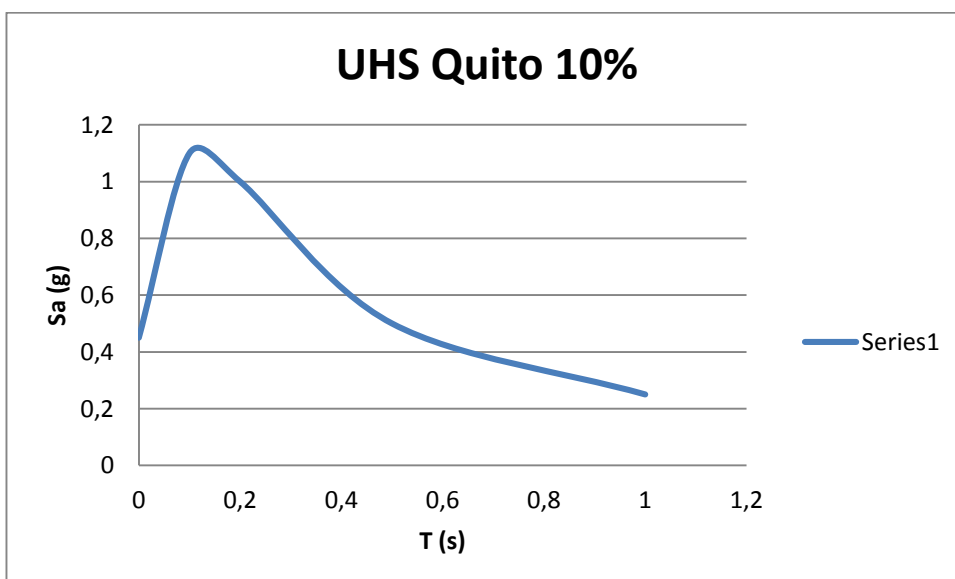
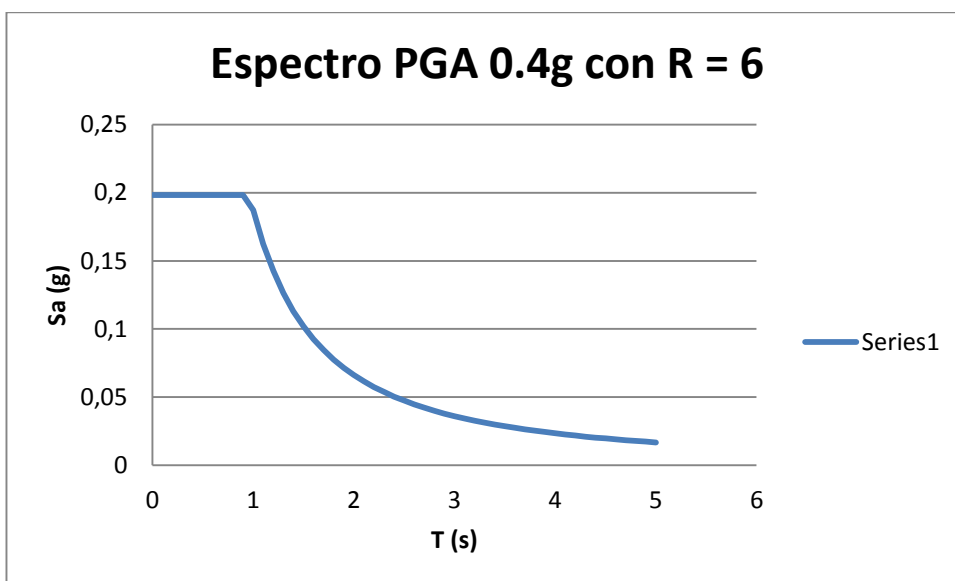
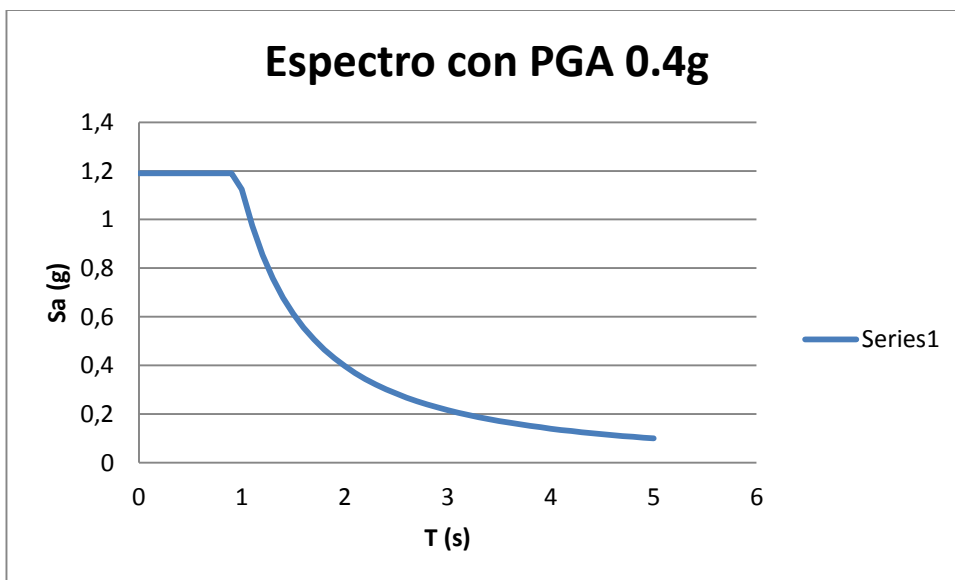


Figura 2.2.3. Curvas de peligro sísmico, Quito.

Utilizando estos valores se puede aproximar el espectro de respuesta de aceleraciones para el sismo de diseño en Quito UHS.



La NEC establece que se debe construir el espectro de aceleraciones con las siguientes fórmulas:



Como se puede observar para un periodo de 1 s, el cual es aproximadamente el periodo de los edificios de 12 y 8 pisos la aceleración espectral con el factor R, en suelo tipo D, es bastante similar a la del UHS. Esto, seguramente sea una coincidencia pero de todas maneras es importante caer en cuenta de esto para tener una idea comparativa sobre la acción que se producirá sobre la estructura. Por otro lado, el máximo local del UHS también llega a un

valor de casi 1.2g el cual es el valor esperado en la parte plana del espectro de diseño para suelo tipo D, sin tomar en cuenta en factor R.

20% de Probabilidad de Excedencia en 50 Años

Este sismo es un sismo de menor magnitud que el sismo de diseño. Su periodo de retorno y probabilidad de excedencia anual son:

$$P_{oc}(50) = 0.80$$

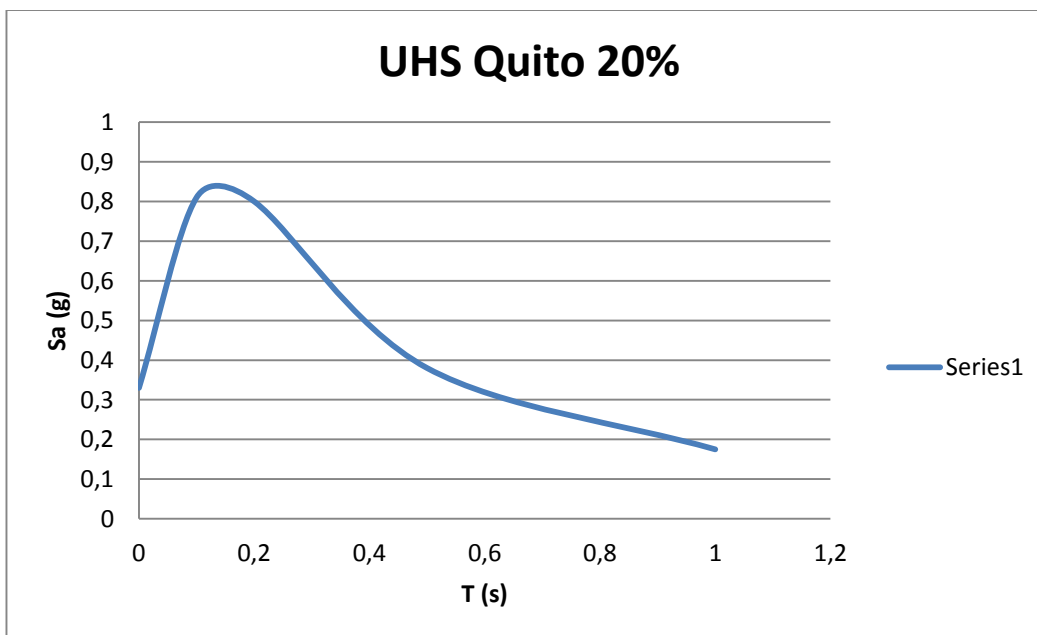
$$0.8 = \left[1 - \frac{1}{T_r}\right]^{50}$$

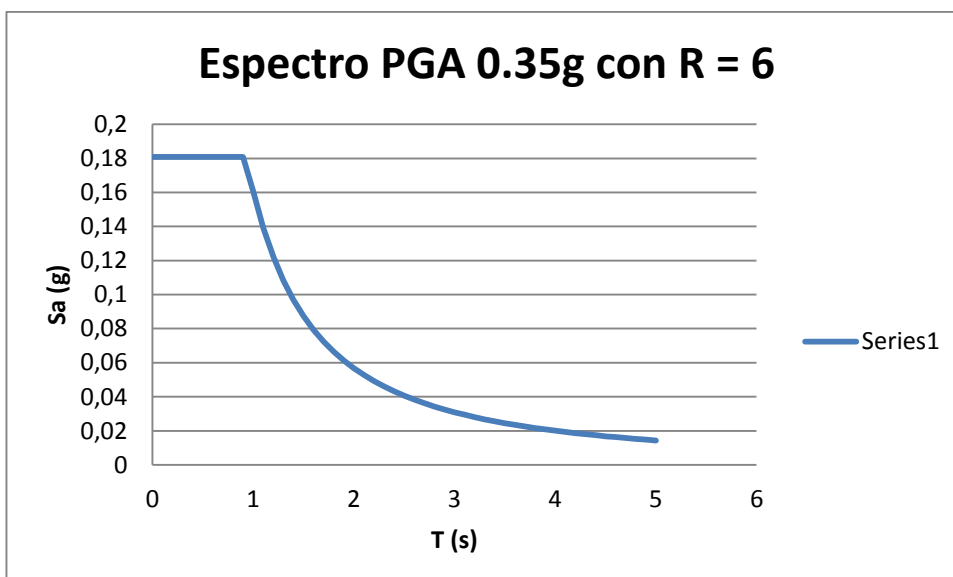
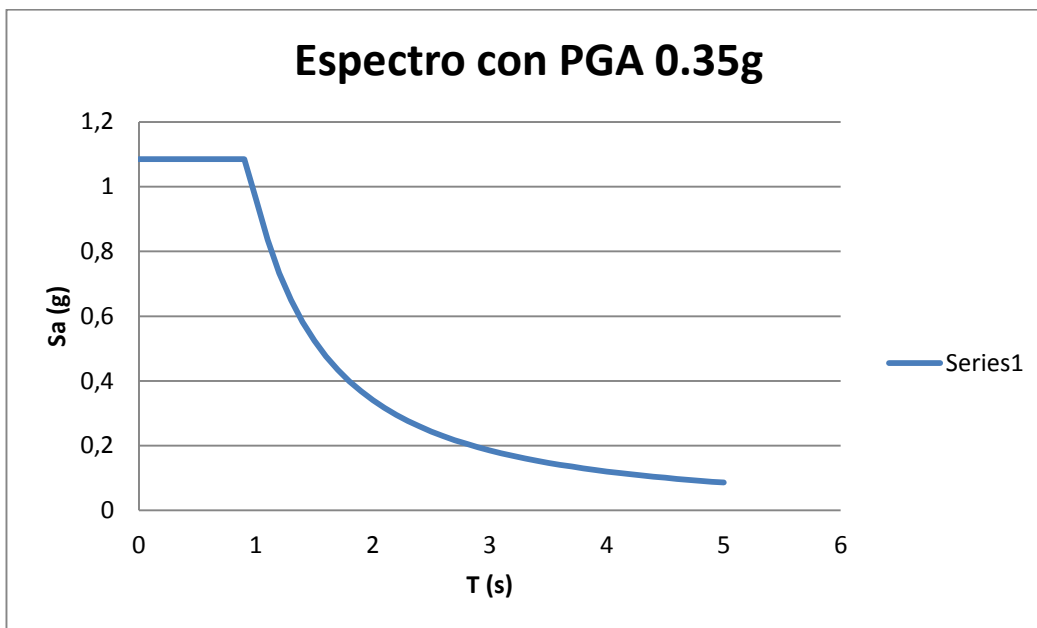
$$\frac{1}{T_r} = 1 - (0.8)^{\frac{1}{50}} = 0.0045$$

Lo que a su vez da:

$$T_r = 224.57 \text{ años}$$

Con 0.0045 en la curva de peligro sísmico para Quito se obtiene el siguiente UHS.





La caída de la parte plana del espectro con relación al espectro del sismo de diseño no es muy grande. Su impacto se podrá ver en los resultados del proyecto. Las coincidencias vistas en los espectros anteriores, los de 10% de probabilidad de excedencia en 50 años, son parecidas en este caso, exceptuando que el pico del UHS ya es mucho más bajo que el espectro del código sin el valor R. Debido a esto no se puede concluir nada acerca de esa hipótesis y se mantiene como una coincidencia del primer sismo.

5% de Probabilidad de Excedencia en 50 Años

Este sismo es un sismo de mayor magnitud que el sismo de diseño. Su periodo de retorno y probabilidad de excedencia anual son:



$$P_{oc}(50) = 0.95$$

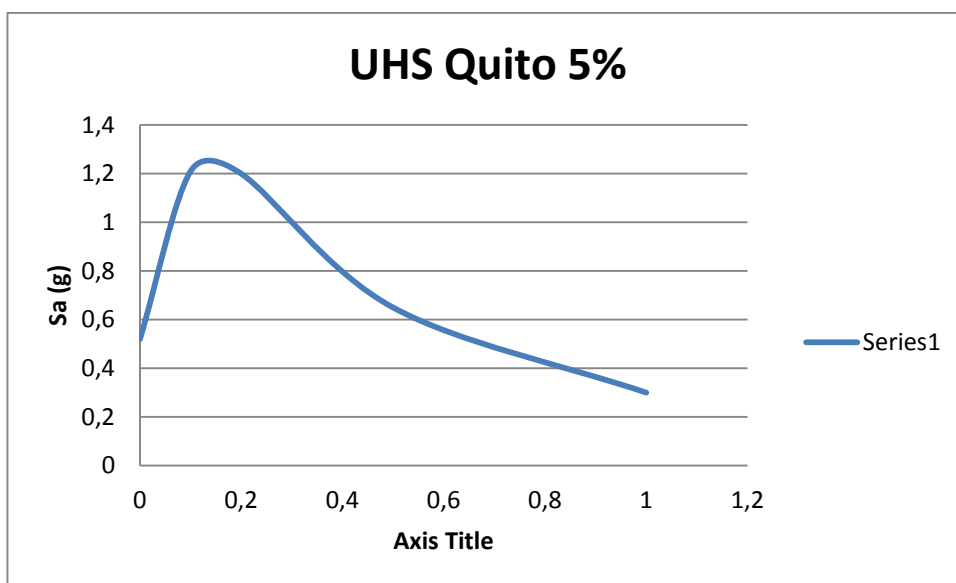
$$0.95 = \left[1 - \frac{1}{T_r}\right]^{50}$$

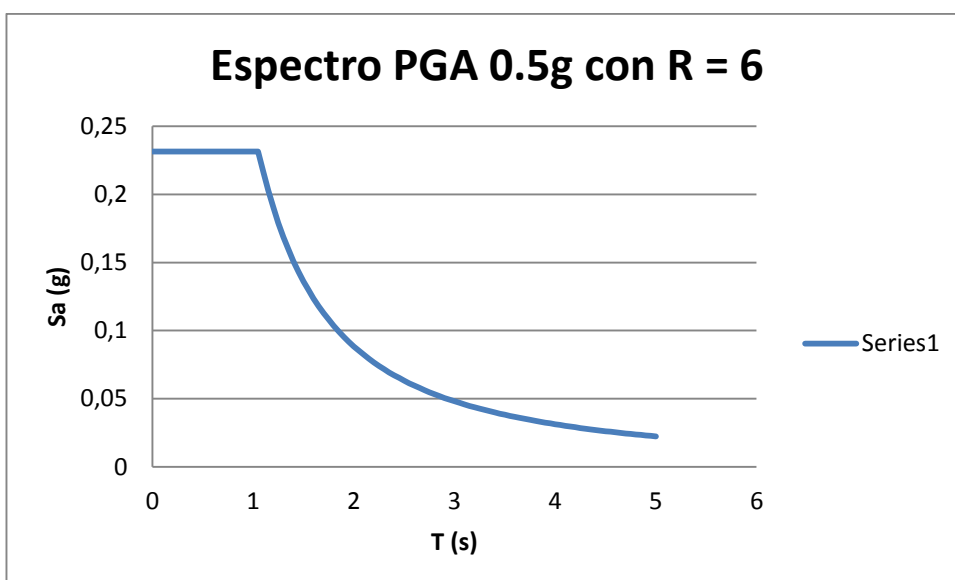
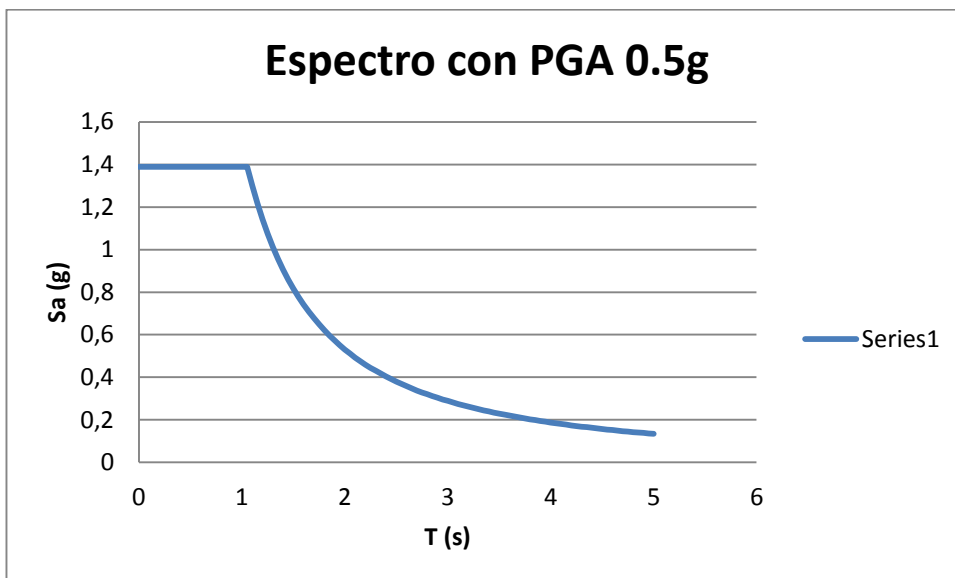
$$\frac{1}{T_r} = 1 - (0.95)^{\frac{1}{50}} = 0.00102$$

Lo que a su vez da:

$$T_r = 980.39 \text{ años}$$

Con 0.0045 en la curva de peligro sísmico para Quito se obtiene el siguiente UHS.





Para este caso se nota más el aumento de la aceleración con respecto a los otros espectros. La primera coincidencia, que para un periodo de 1 s la aceleración sea similar entre el espectro de diseño con R y el UHS se mantiene y ya suena a algo que tenga que ver con el tipo de suelo. Por otro lado, El espectro sin R tiene una aceleración esperada considerablemente mayor al máximo del UHS y por ende eso no parece tener ninguna relación.

### **Diseño Sismo Resistente en Hormigón Armado**

De esto se deriva todo el diseño sismo resistente para hormigón armado que se encuentra en ACI 318 y ACI 352 (ACI: American Concrete Institute). Una de las prioridades

de este proyecto es verificar ACI 352 debido a que este contiene toda la información necesaria para el diseño final de conexiones viga columna. Las recomendaciones referidas en ACI 352 son principalmente basadas en resultados empíricos de investigaciones del comportamiento del hormigón armado bajo cargas cíclicas y reversibles de alta magnitud. La experiencia y la experimentación han llevado que el ACI se dé cuenta que una de las fallas menos predecibles y de peor resultados para una estructura es el colapso de un nudo viga columna.

Como se sabe de la teoría de estructuras el modelo matemático aceptado para realizar un análisis estructural es el de un nudo rígido, en otras palabras indeformable. Si el nudo no se comporta lo más parecido a rígido que pueda todo el modelo y todo el cálculo realizado habrá sido completamente en vano. Por otra parte, el principal aspecto de una edificación que sea capaz de resistir altas cargas sísmicas sin colapsar y/o poner en riesgo la vida de sus habitantes es el de disipar la mayor cantidad de energía posible que el suelo transmite a la estructura. La cuestión importante es que la estructura disipe esa energía sin perder su estabilidad. Esto se logra haciendo que las vigas se deformen mucho antes de que el concreto falle y que sean específicamente estas las que fallen y no las columnas; de esta manera el sistema de pisos no colapsaría aplastando a quien se encuentre debajo. Para lograr que lo que falle sea la viga y no la columna ACI352 recomienda que principalmente la resistencia nominal de las columnas sea al menos 1.2 veces mayor al de las vigas. Por otro lado el nudo no debe fallar nunca debido a que si éste falla inevitablemente el sistema de pisos colapsará. A continuación se presentan resúmenes más detallados sobre ACI352 y ACI318 capítulo 21

#### Teoría de Diseño de Conexiones Viga - Columna en Estructuras Según ACI 352

El comité del ACI en el año 2002 realizó un informe sobre recomendaciones para el diseño de nudos en estructuras de hormigón armado. Este código se basa principalmente en pruebas experimentales y presenta conclusiones empíricas para ayudar con el diseño de conexiones. El documento se refiere específicamente a conexiones monolíticas fundidas in-situ de hormigón armado, pero en su introducción declara que debido a que tan solo son recomendaciones lo que se presenta dentro del documento se puede ampliar un poco estos conceptos a otros tipos de uniones. Lo más importante para la realización de este trabajo se encuentra en el diseño de uniones monolíticas de hormigón armado para aquellas que vayan a resistir, como primera línea de defensa, las fuerzas laterales de gran magnitud producidas por fenómenos como los sismos. Según el documento este mismo es una ampliación con

detalles en los temas sobre lo que ya se puede encontrar información en el capítulo 21 del código ACI 318.

Este documento recoge información no solo sobre conexiones construidas para resistir fuerzas laterales de gran magnitud sino también para conexiones que soporten fuerzas gravitacionales y fuerzas laterales de menores magnitudes. El código también ha ampliado su alcance para incluir en él consideraciones como la contribución de las fuerzas longitudinales de losas al cortante de los nudos, conexiones en techos, hormigones con resistencias altas, y utilidades de distribución de varillas para evitar congestión en los nudos. Es importante notar que en ciertos casos los requerimientos de resistencia de los nudos pueden gobernar en el diseño de la magnitud de las columnas. Este hecho demuestra como un nudo es una parte excesivamente importante de una estructura y como no se lo debe tomar a la ligera. La eficiencia de la conexión es lo que determina la que se cumplan los modelos matemáticos asumidos durante el proceso de análisis estructural y por ende que los diseños de todos los elementos de la estructura estén bien hechos.

#### Tipos de Conexiones

La definición dada en el reporte ACI 352 a un nudo es la unión de una columna con las vigas que llegan a ella, mientras que una conexión estructural considera todos los elementos que rodean al nudo incluyendo, las vigas, columnas, y losas adyacentes al nudo.

Existen dos tipos de conexiones según ACI 352 y Nilson (2010) existen dos tipos de conexiones monolíticas entre vigas y columnas en hormigón armado:

Tipo 1: Son conexiones que se diseñan para cumplir los requisitos de carga gravitacionales y cargas laterales ligeras como un viento común. Este tipo de conexiones es menos crítico debido a que no debe tomarse en cuenta el cortante en la columna al momento de definir su resistencia al corte horizontal.

Tipo 2: Opuestas a las conexiones tipo 1, las conexiones tipo 2 son aquellas que se diseñan para soportar cargas laterales fuertes y por ende su resistencia al corte en el sentido horizontal debe tomarse siempre en cuenta en ambas direcciones del nudo. Las conexiones tipo 2 deben diseñarse para absorber deformaciones que excedan el rango elástico. Este tipo de conexión es la que se requiere utilizar en zonas de actividad sísmica importante y por ende son las que se deben tomar en cuenta para la realización de este proyecto.

Dentro del reporte ACI 352 se encuentra graficado en la página 2 todas las combinaciones de conexiones comunes que se pueden encontrar en una estructura normal. Existen:

- a) Uniones interiores donde de una columna de entre piso tiene cuatro vigas llegando a sus cuatro caras.
- b) Exteriores donde tan solo llegan tres vigas a la columna y una cara queda libre.
- c) Esquina donde llegan dos vigas a una columna a dos de las caras perpendiculares de la columna.
- d) Techo interior que es igual a la interior pero si subsiguiente continuidad de la columna hacia arriba de las vigas
- e) Techo exterior
- f) Techo esquina

Algo importante de notar es que al verificar las uniones del tipo 1, cuando se tienen dos vigas llegando a dos caras opuestas de la columna se puede asumir que el momento que llega a la columna de cada una de las vigas será muy similar y por ende quedara cancelado, haciendo que la unión se encuentre en equilibrio si necesidad de verificar si puede resistir el corte horizontal del nudo. Pero, para conexiones de tipo 2 esto ya no se cumple debido no solo a que los momentos cambian de lado a lado sino también por la introducción de una fuerza cortante mucho mayor actuando sobre la columna y llegando al nudo a través de esta. Esto es relevante notar ya que para realizar un diseño correcto de una unión en una zona sísmica de debe verificar el cortante en todas las uniones de la estructura, sin importar que sea una unión en la que los momentos parezcan equilibrarse entre ellos.

#### Consideraciones y Limitaciones del Alcance de ACI 352

En el caso de la geometría del nudo el ACI 352 reporta que sus recomendaciones están basadas para conexiones viga-columna en la que los anchos de las vigas son menores los menores de:

$$b_b \leq 3b_c$$

$$b_b \leq (b_c + 1.5h_c)$$

Donde  $b_b$  es el ancho de la viga  $b_c$  el ancho de la columna y  $h_c$  la altura de la columna. En los casos en los que efectivamente el ancho de la viga es mayor al ancho de la columna se llama al nudo como conexión de viga ancha (como se explica más tarde en el documento,

estas presentan algunos problemas y es mejor tener vigas que tengan un ancho menor al ancho de la columna a la que llegan) que no pueden exceder los valores de las ecuaciones (1) y (2). Según el documento un ancho de viga mayor a este causaría graves problemas en la creación de la articulación plástica que se requiere en tipos de estructuras dúctiles por ende dentro de este proyecto se intentará trabajar con vigas cuyo ancho siempre sea menor al ancho de la columna para que la creación de la articulación plástica sea lo más seguro posible. Por otro lado el comité del ACI 352 decidió también excluir del alcance del reporte a las conexiones viga-columna en las que el acero de refuerzo de la viga pase fuera del núcleo de concreto de la columna en su totalidad generando una excentricidad en el nudo. Esto se excluyó del reporte debido a la falta de datos experimentales y por ende para la realización de este proyecto no se utilizara por ningún motivo este tipo de unión.

#### Fuerzas y Resistencia en los nudos según ACI 352

El diseño estructural de una conexión monolítica de hormigón armado debe tomar en cuenta los esfuerzos de todo tipo: axiales, torsiones, flexiones y cortantes para poder satisfacer los estándares de un diseño seguro. En el caso de los nudos las fuerza y los esfuerzos de diseño para estos no se basan nunca en la mayoración de las cargas que podrían actuar sobre la estructura factoradas con los distintos factores de cargas provistos por el código ACI 318. El diseño de toda la unión debe necesariamente basarse en la resistencia última de cada miembro que llega hacia ella. Por ende al verificar si la unión es capaz de resistir sus requerimientos de cargas se utilizan las resistencias nominales tanto de las vigas como de las columnas y como de las losas para compararlas con la verdadera resistencia del nudo. Por ende el diseño de los elementos que llegan a la conexión ya debe estar hecho cuando se verifique que los nudos pasan sus requerimientos de cargas, por ende hay instancias en las que las dimensiones de la columna pueden ser dictaminadas por los requerimientos del nudo. Debido a esto el procedimiento a utilizarse en este proyecto será el de primero diseñar las columnas y vigas con la ayuda del programa computacional ETABS y luego verificar los nudos de acuerdo a las resistencias nominales de cada uno de los elementos ya diseñados.

Según ACI 352 al verificar el cortante horizontal en el nudo en conexiones tipo 2 se debe tonar en cuenta no solo la resistencia a la flexión de la viga que llega hacia este sino también la contribución que realiza la losa dentro de un ancho efectivo  $b_e$  que se define en el código ACI 318 en la sección 8.10.3. La idea es no despreciar la contribución que una

viga tipo T pueda contribuir a los esfuerzos en el nudo. Un buen diseño sismo resistente de una estructura en hormigón armado para resistir cargas sísmicas importantes requiere de vigas descolgadas de la losa, pero ya que la losa y la viga están fundidas monolíticamente entonces se generan vigas tipo T en la que la viga rectangular recibe apoyo de la losa para resistir la flexión con un ancho efectivo  $b_e$  como se describe en ACI 318 8.10.3. Debido a la importancia que el nudo tiene en la estructura ninguna contribución de esfuerzos hacia este puede quedarse sin analizar. Por ende se debe tomar en cuenta, para calcular el cortante actuante sobre el nudo la contribución del refuerzo de la losa, en especial para cuando la losa esta reforzada con malla. Esto obviamente ocurrirá en ocasiones cuando el momento que llega al nudo de la estructura es negativo ya que el refuerzo de la losa estaría actuando como refuerzo a tensión de la viga. Para esquinas se debe seguir las mismas recomendaciones para vigas L que se dan en ACI 318 sección 8.10.2. En este proyecto no se diseñaran, ni se tomaran en cuenta las losas como elementos estructurales, por ende esto queda tan solo como referencia.

Para conexiones con vigas anchas (donde el ancho de la viga es mayor al ancho de la columna) el reporte ACI 352 asevera que al menos 1/3 de todo el refuerzo longitudinal de tanto la viga como la parte de la losa que contribuye al refuerzo a tensión deben pasar por el núcleo de hormigón de la columna. Para este tipo de conexiones con vigas anchas las conexiones exteriores deben verificarse para que cumplan con los requerimientos de resistencia a la torsión como se explica en el ACI 318 sección 11.6. En la aparición de esfuerzos de torsión se encuentra otra razón para no utilizar, para este proyecto, uniones en las que el ancho de la viga sea mayor que el ancho de la columna.

En la sección 3.3.4 del reporte se indica que es de gran importancia verificar para qué miembro de la conexión fallará el acero de refuerzo por fluencia de este. Debido a esto el código recomienda que los valores de los esfuerzos de fluencia para las barras de acero de refuerzo para las vigas y la parte de la losa que contribuye a la tensión de la viga se tomen con un valor de  $\alpha f_y$ . Para las conexiones tipo 2, que son las pertinentes a este proyecto se debe utilizar un valor de:

$$\alpha \geq 1.25$$

Este valor es importante debido a que se deben calcular las fuerzas que las vigas y las losas van a ejercer sobre la conexión en función de su resistencia última. Esto da un mayor margen

de seguridad sobre las conexiones para que la junta plástica se forme efectivamente ya que al tomar una resistencia de la viga mucho mayor a la que se espera se asegura que la resistencia de la columna será sin dudas mucho mayor a la de la viga. Esto es importante para el nudo debido a que este no puede fallar por ningún motivo y debe dejar que la falla ocurra en las vigas. El reporte aporta dos razones más para darle un esfuerzo de fluencia mayor a las vigas y a las losas. El primero es que luego de muchos ensayos experimentales se ha llegado a la conclusión de que el típico esfuerzo de fluencia de una barra de acero a tensión es más o menos de un 10% a un 15% mayor que el nominal establecido por el fabricante. La segunda razón que da el reporte sobre el subir el esfuerzo de fluencia de las barras es el hecho de que al fluir el acero este sufre sus deformaciones de acomodación o de endurecimiento en la que, en muchos casos, el esfuerzo sube considerablemente. Al subir el esfuerzo en el acero inesperadamente, durante el endurecimiento se puede inducir una falla en el hormigón a no generarse la articulación plástica. Según un estudio citado en el reporte (Wigth, Sozen, 1973) este fenómeno del endurecimiento se agudiza en los casos en los que la articulación plástica debe formarse en la viga. Por ende para asegurar la formación de la articulación, se debe al menos subir el esfuerzo de fluencia de la viga en un 25% para el acero normal de construcción en hormigón armado ASTM A 706. Por ende para este proyecto se utilizará el factor  $\alpha = 1.25$ .

#### Resistencia Nominal y Requerimientos para los Nudos

Debido a que este proyecto se basa en los diseños para resistir cargas sísmicas variables sobre estructuras, tan solo se consideraran las especificaciones dadas para conexiones de tipo 2 en lo que resta de la investigación sobre las uniones y su posterior diseño.

Los requerimientos que un nudo debe cumplir para estar bien diseñado son:

- 1) Correcta distribución del refuerzo longitudinal de la columna
- 2) Cumplir con las especificaciones mínimas dadas en ACI 352 sobre el refuerzo transversal de las columnas dentro del nudo
- 3) Ser capaz de resistir el corte horizontal en ambas caras perpendiculares de la columna
- 4) Cumplir con los requerimientos mínimos de flexión en los que los momentos que soportan las columnas es al menos 1.2 veces mayor al que resisten las vigas



- 5) Que el desarrollo de las barras longitudinales de refuerzo cumplan con las especificaciones dadas en ACI 352
- 6) El refuerzo transversal en las vigas cumpla con lo requerido por el mismo reporte.

El diseño de los nudos debe basarse en estas 6 verificaciones. Si todas estas se cumplen se podrá generar una estructura con buenas propiedades para resistir fuerzas laterales de magnitud considerable.

#### 1) Correcta Distribución del Refuerzo longitudinal de la Columna:

Según el ACI 352 el refuerzo longitudinal de la columna que pase a través del nudo debe cumplir con las secciones 10.9.1 y 10.9.2 del código ACI 318. En estas secciones se describen las cuantías mínimas y máximas de las varillas de refuerzo en la sección transversal de la columna y la cantidad mínima de barras que una sección de una columna de hormigón armado debe tener respectivamente. En 10.9.1 del ACI 318 se definen a los límites mínimos y máximos del área de acero  $A_{st}$  en función del área gruesa de la sección de hormigón  $A_g$ . El intervalo en el que se deben encontrar las cuantías de acero es entre  $0.01A_g$  y  $0.08 A_g$ . El límite inferior es para garantizar que la columna pueda soportar al menos la mínima fuerza a tensión en cualquiera de sus caras a pesar de que no vaya a ser sometida a estas fuerzas en su funcionamiento normal. El límite mayor es para evitar el congestionamiento de las varillas en el armado y para que el hormigonado del elemento no sea demasiado complicado y sea posible la vibración de este para evitar problemas como la segregación del hormigón. En cuanto a la segunda sección del código se establece que el mínimo de barras para elementos sometidos a compresión debe ser “4 para barras dentro de estribos circulares o rectangulares, 3 para barras dentro de estribos triangulares y 6 para barras rodeadas por espirales.” (ACI 318 – 05) Para este proyecto se utilizarán seguramente estribos al reforzar tanto las vigas como las columnas ya que es el método de refuerzo transversal más común en el medio Ecuatoriano. Será preferible trabajar, al mismo tiempo, con cuantías de refuerzo cercanas al 1 % debido a que en el medio ecuatoriano es mejor facilitar la construcción debido a las restricciones que pueden existir en el control de calidad tanto del armado del acero como de la fundición del hormigón. Al no tener restricciones arquitectónicas se utilizarán tan solo columnas cuadradas.

Aparte de enfatizar en las secciones 10.9.1 y 10.9.2 del código ACI 318, el reporte ACI 352 dictamina, para conexiones del tipo 2 que: las barras deben estar distribuidas

simétricamente a lo largo de todo el perímetro de la sección de la columna. A su vez, el espaciamiento entre centro y centro de las varillas no debe ser mayor a 20 cm o 1/3 de la dimensión de la sección de la columna que está siendo examinada. La principal recomendación que hace ACI 352 sobre este tema es que las barras deben estar colocadas en el elemento estructural de la manera más simétrica posible. Esto se debe al hecho de que luego de realizar varios estudios, la información avala el hecho de que este tipo de sección se desempeña de una mejor manera en circunstancias de cargas dinámicas que revierten los sentidos de los momentos en pocos instantes en los elementos estructurales. Todo lo que se resume en este párrafo no aplicará al proyecto debido a que son detalles estructurales que en sí mismos no afectan, de una manera significativa, las cuantías de materiales requeridas y por ende el costo total de la estructura.

- 2) Cumplir con las especificaciones mínimas dadas en ACI 352 sobre el refuerzo transversal de las columnas dentro del nudo

Según el reporte del ACI 352 una de las principales maneras para poder transmitir cargas tanto axiales como cortantes de la columna hacia el nudo es a través de un refuerzo transversal que confine el núcleo de hormigón de una columna de una manera correcta. Según el reporte el área mínima de acero de refuerzo transversal, para los casos en los que se utiliza refuerzos en forma de estribos, debe ser al menos igual a:

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s_h b_c f'_c}{f_{yh}} \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right)$$

Pero nunca menor que:

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s_h b_c f'_c}{f_{yh}}$$

Donde  $A_{sh}$  es el área de la varilla de acero,  $s_h$  es el espaciamiento entre centro y centro de los estribos,  $b_c$  es el ancho de la columna en la dirección de la columna en la que se verifique el momento,  $A_g$  es el área gruesa de la sección,  $A_c$  es el área del concreto, sin las varillas longitudinales,  $f'_c$  es la resistencia última del hormigón, y  $f_{yh}$  la resistencia a la fluencia del acero. Como se realiza con el diseño del espaciamiento entre estribos

de cortante se impone un área de varilla y lo que se calcula es el espaciamiento  $s_h$ , las varillas que se utilizaran para estribos serán de un diámetro nominal de 10 mm.

Según ACI 352 4.2.2.3 para zonas con peligro sísmico el espaciamiento entre centros de estribos no debe ser mayor que  $\frac{1}{4}$  de la dimensión mínima de la columna, 6 veces el diámetro de las varillas longitudinales, y 15 cm.

Por otro lado en la sección 4.2.2.6 se dictamina que cuando se utilicen estribos se deben usar en lo posible estribos con patas dobladas 135 grados, para que de esta manera el estribo se desarrolle dentro del núcleo de concreto de la columna o el nudo. También se pueden utilizar patas a 90 grados pero estas no confinan bien al núcleo de hormigón y por ende, cuando se utilizan estos, se deben colocar alternándose por las distintas caras de la columna. Según ACI 318 el largo de la pata debe ser mayor que 6 diámetros de la varilla o 7.5 cm.

En la sección 4.2.2.8 se dictamina que en nudos con columnas discontinuas y vigas que terminan en el nudo, se debe proveer a la sección del nudo con refuerzo vertical que encierre al refuerzo longitudinal de la viga. Estas deben satisfacer la ecuación (4) y no ser menores a  $\frac{1}{4}$  del ancho de la viga, 6 veces el diámetro de las varillas longitudinales a ser encerradas y contenidas por el refuerzo, y 7.5 cm. Para facilitar la colocación de estos refuerzos el código permite colocar estribos en forma de U sin patas. Estos estribos, según estudios citados en el reporte, mejoran considerablemente el confinamiento del concreto en el núcleo del nudo cuando se somete a este a cargas que se revierten.

Como ya se explicó anteriormente, algunos de las recomendaciones dadas en esta parte son tan solo pertinentes para un detalle estructural y por ende no se tomaran en cuenta.

### 3) Corte horizontal en ambas caras perpendiculares de la columna

El corte se debe revisar en nudos en las dos caras perpendiculares de este cuando llegan vigas a estas. El corte se debe revisar independientemente en cada cara del nudo. Este corte es un esfuerzo cortante a lo largo de un plano horizontal del nudo paralelo a la cara de la columna que lo atraviesa o llega a él. Este esfuerzo debe tomar en cuenta todas las fuerzas cortantes que llegan al nudo a través de las columnas y a su vez las fuerzas axiales producidas por la flexión de las vigas que llegan al nudo. Las fuerzas de las vigas deben tomarse hasta

media altura del nudo. El artículo define la condición de corte horizontal que debe cumplirse en el nudo para que la estructura sea segura en forma de la ecuación:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde  $V_n$  es la resistencia nominal del nudo,  $V_u$  las fuerzas últimas actuantes, que, como se explicó anteriormente, dependen de las resistencias últimas de los elementos que confluyen en el nudo como las losas y las vigas y solo hasta media altura del nudo.  $\phi$  es el coeficiente de reducción de carga y para elementos en corte es de 0.85. Según ACI 352 la resistencia nominal de un nudo a cortante horizontal se describe mediante la ecuación:

$$V_n = 0.083\gamma\sqrt{f'_c}b_jh_c \text{ (MPa)}$$

Donde  $\gamma$  es un coeficiente tabulado en el reporte ACI 352 que depende del tipo de conexión que se desea calcular en el sentido de si esta es una unión interior, una unión exterior, una unión en una esquina y de que si la columna es continúa o se acaba en el nudo. Este coeficiente no solo se aplica estrictamente a estos tipos de uniones si no que también puede considerar que un nudo con una viga muy pequeña se clasifique como exterior en vez de interior. En la ecuación (6)  $f'_c$  es el máximo esfuerzo a la compresión que resiste el concreto,  $h_c$  es la profundidad de la columna sobre la dirección en la que se está analizando el cortante, y  $b_j$  es el ancho efectivo del nudo, el cual se define con las siguientes ecuaciones y debe ser el menor de los valores producidos por estas:

$$\frac{b_b + b_c}{2}$$

$$b_b + \sum \frac{mh_c}{2}$$

$$b_c$$

Donde  $b_c$  es el ancho de la columna y  $b_b$  es el ancho de la viga. A menos de que exista una excentricidad importante entre el centro de la viga y el centroide de la columna  $m$  es 0.5. Si es más de 1/8 del ancho de la columna entonces es 0.3 Para este proyecto se intentara utilizar la mayor simetría posible así que  $m = 0.5$ . El término  $\frac{mh_c}{2}$  debe ser siempre menor a la distancia por la que el ancho de la columna sobrepasa al ancho de la viga.

Por otro lado el reporte también concluye que vigas que no cubren con su ancho al menos  $\frac{3}{4}$  del ancho de la columna a la que llegan, no confinan el concreto en el nudo de una manera adecuada y por ende no aportan a confinar a este de la ruptura por cortante. Debido a esto se utiliza el coeficiente  $\gamma$  descrito anteriormente. Por ende se intentara utilizar vigas cuyo ancho sea igual o mayor que  $\frac{3}{4}$  del ancho de la columna para la realización de este proyecto.

El cortante de solicitación de carga  $V_u$  se calcula con la siguiente expresión:

$$V_u = T_{b1} + C_{b2} - V_{col}$$

Donde  $T_{b1}$  es la tensión en el acero de refuerzo mayor de una de las vigas,  $C_{b1}$  es la compresión del concreto, con relación al refuerzo mayor de acero de la viga opuesta, que por ende es igual a  $T_{b2}$ , ambos valores deben incluir el valor de sobreesfuerzo  $\alpha$  en su cálculo, este valor debe multiplicar a  $f_y$  en todos los casos,  $V_{col}$  es:

$$V_{col} = \frac{M_{nb1} + M_{nb2}}{h}$$

Donde  $M_{nb1}$  es el momento nominal a flexión de la una viga,  $M_{nb2}$  es el momento nominal a flexión de la viga en la otra cara del nudo y  $h$  es la altura de entrepiso más el peralte de la viga. Los momentos nominales de la viga utilizados en este cálculo también se calculan con el factor de sobreesfuerzo  $\alpha$ .

- 4) Cumplir con los requerimientos mínimos de flexión en los que los momentos que aguantan las columnas es al menos 1.2 veces mayor al que resisten las vigas

En el caso de la flexión el reporte es claro en decir que para todas las estructuras que puedan soportar cargas sísmicas a lo largo de su vida útil (conexiones tipo 2) deberán tener cumplir con el requerimiento de que la flexión mínima que soporten las columnas para una dada carga axial última factorada debe ser al menos 1.2 veces mayor que la resistencia nominal de las vigas que llegan al nudo que confluye con las columnas. Esta verificación debe realizarse para cada dirección en la que se flexiona la columna y a la que le llegan vigas, por ende, al estar sometidas las columnas en zonas sísmicas a momentos biaxiales esta verificación se debe realizar dos veces al diseñar el nudo. Según el reporte, esta verificación no es necesaria en uniones de techo en la que las columnas con discontinuas y terminan en

el nudo. Estudios mostrados en el reporte ACI 352 concluyeron que para casos en los que la columna soporta cargas de momentos biaxiales, el factor debería ascender hasta 3 en vez de 1.2 para asegurar que el acero de las vigas fluya sin que fluya el de las columnas y se forme la articulación plástica. El reporte asegura que el valor de 1.2 es un valor conservador para no elevar demasiado los precios de la construcción.

- 5) Que el desarrollo de las barras longitudinales de refuerzo cumplan con las especificaciones dadas en ACI 352

Para conexiones tipo 2, que son las conexiones importantes para el proyecto en cuestión, la sección crítica para el desarrollo de las barras longitudinales de las vigas que llegan al nudo debe ser tomada desde el extremo fuera del núcleo de concreto del nudo, el cual coincide con el extremo de afuera del refuerzo longitudinal del refuerzo transversal del nudo. Para las columnas la sección crítica debe tomarse desde el extremo fuera de las barras longitudinales de las vigas que llegan al nudo. Esto se basa en estudios citados por el reporte en los que se descubrió que bajo cargas sísmicas intensas el desarrollo en el hormigón de una columna periférico al refuerzo transversal tiende a dañarse rápido y deja de servir como anclaje para las barras que llegan a él.

Al utilizar ganchos o cualquier otro tipo de mecanismo para mejorar el anclaje de la varilla de refuerzo longitudinal en las vigas que llegan al nudo en el concreto, se debe dejar un espacio de al menos 5 cm entre la curva del gancho y el otro extremo del refuerzo transversal del nudo. Por otro lado la cola del gancho debe meterse hacia el centro del nudo y no salirse hacia la columna. En uniones tipo dos se deben siempre utilizar ganchos con un ángulo de 90 grados metido hacia el concreto del nudo y el desarrollo mínimo que debe tener la cola de este gancho no debe ser menor a 8 diámetros de la varilla o 15 cm y está definido por la fórmula:

$$l_{ah} = \frac{\alpha f_y d_b (MPa)}{6.2 \sqrt{f'_c} (MPa)}$$

Donde  $\alpha$  es el factor que para este caso será de 1.25,  $f_y$  es el esfuerzo de fluencia del acero,  $d_b$  es el diámetro de la varilla, y  $f'_c$  es el esfuerzo máximo de resistencia a la compresión del hormigón. Este valor se puede multiplicar por 0.8 si el espaciamiento del refuerzo transversal horizontal del nudo es menor que el mínimo especificado anteriormente.

Esto, al ser también, parte del detalle estructural no se verificará con detenimiento.

Por otro lado el reporte especifica que para varillas de vigas o columnas que pasen a través del nudo la siguiente especificación se debe tomar en cuenta la elegir el diámetro de la varilla:

$$\frac{h_c}{d_{b(\text{barras de viga})}} \geq \frac{20f_y}{420} \geq 20 \text{ (MPa)}$$

Y

$$\frac{h_b}{d_{b(\text{barras de columna})}} \geq \frac{20f_y}{420} \geq 20 \text{ (MPa)}$$

Estas recomendaciones se basan en estudios compilados por el reporte en los que se verificó que se necesitan longitudes de más de  $20d_b$  en las varillas que pasan a través de un nudo para que estas no se resbalen cuando estas son sometidas a fuerzas cíclicas con cambios de sentido de magnitudes altas, como los sismos. Cuando una varilla se resbala del nudo en el que se desarrolla esta reduce considerablemente la capacidad del nudo a disipar energía y por ende puede ser contraproducente al tipo de diseño sismo resistente que se utilizará para la realización de este proyecto.

6) El refuerzo transversal en las vigas cumpla con lo requerido por el mismo reporte.

La única recomendación hecha por el reporte ACI 352 es el hecho de que el refuerzo transversal de las vigas debe cumplir con las especificaciones dadas en las secciones 21.3.3.1 y 21.3.3.2 del código ACI 318.

Algunas Consideraciones Importantes para la Realización de este Proyecto tomadas de ACI 318 (2011) Capítulo 21

Para complementar de manera adecuada los conocimientos expuestos en la sección sobre las uniones entre vigas y columnas en hormigón armado, aquí se exponen detalles sobre el diseño sismo resistente que no tienen que ver con los nudos de la estructura pero que se encuentran en el capítulo 21 del código ACI 318. Con estos conceptos básicos se puede asegurar que las estructuras a diseñarse en este proyecto cumplan, al menos en la parte

que concierne a los materiales y su geometría, todas las especificaciones técnicas posibles, para que de esta manera no existan posibles fallas en los diseños a causa de esto. En el fondo este proyecto está más tornado hacia la predicción de las cargas que hacia el diseño en concreto reforzado.

Debido a que no deben quedar temas sueltos en el momento de tomar decisiones técnicas en el proceso de diseño de las estructuras que pertenecen al proyecto, no solo se debe tener claro cómo tratar los nudos si no también todas las otras partes de la estructura, en especial las vigas y las columnas en sí. Durante el estudio de los documentos y códigos del ACI se puede ver claramente que los nudos y uniones son partes claves en el diseño sismo resistente, pero esto no quiere decir que el diseño se debe únicamente basar en la comprobación de que estos cumplan con sus requisitos si no también que el resto de elementos que componen la estructura también estén dentro de los parámetros que se describen en los códigos.

#### Análisis Estructural

La primera consideración importante que se realiza en el capítulo 21 del código ACI 318, que trata sobre Estructuras Sismo Resistentes, pertenece al análisis de la estructura a diseñarse. Al calcular las propiedades dinámicas de la estructura, tanto en el rango elástico como inelástico es de gran importancia para que los resultados sean lo más exactos posibles que se tomen en cuenta todas las partes de la estructura que no tengan propósitos estructurales. Es claro que dentro de una estructura van a existir inevitablemente elementos no estructurales, estos elementos a pesar de no aportar a la resistencia esfuerzos provocados por el sismo pueden, de todas maneras, aportar a su rigidez o especialmente a la masa total de la estructura. Ambos factores determinan el periodo de vibración de la estructura. Aparte de esto, elementos no estructurales, como paredes, pueden caer de la estructura y ocasionar daños no previstos en los alrededores y dentro de la misma estructura.

Por otro lado dado que el análisis dinámico se realiza dentro del rango lineal pero los elementos que se diseñan se diseñan fuera del rango lineal se debe tomar en cuenta que los esfuerzos y desplazamientos para la estructura pueden llegar a ser mayores de lo esperado si se trabaja simplemente con un análisis dinámico lineal. Es por esto que el código sugiere multiplicar por al menos un factor de dos a los desplazamientos obtenidos en el análisis.



Estos problemas pueden ser tomados en cuenta en el código sobre el que se basa el cálculo de las fuerzas sísmicas.

## Materiales

Para el concreto, el código propone un límite inferior de resistencia última a la compresión ( $f'_c$ ) de 21 MPa o 210 kg/cm<sup>2</sup>. Esto para concreto de peso normal, para concreto de peso liviano existen otras especificaciones que no se tratarán aquí debido a que solo se utilizará concreto de peso normal para todos los diseños del proyecto. A pesar de que el límite inferior de resistencia sea de 21 MPa es notable que cada vez los códigos de construcción se vuelvan más estrictos sobre este tema y tienden a subir este valor. Para este proyecto se utilizarán hormigones de 21 MPa, los cuales son hormigones comunes en el medio ecuatoriano.

Por otro lado el acero se regula con una resistencia máxima de 4200 kg/cm<sup>2</sup>. Este acero debe cumplir con la norma ASTM A706M con una resistencia a la fluencia máxima de 420 MPa. En la nueva norma ecuatoriana de la construcción está prohibido el uso de aceros con resistencias mayores a 420 MPa por ende esta es la resistencia a la fluencia que se utilizará para todo el acero de refuerzo de todas las estructuras durante la realización de este proyecto. Un aspecto importante denotado en ACI 318 es que la relación entre el esfuerzo de fluencia y el esfuerzo de último del acero utilizado no debe ser menor que 1.25. Esto se debe a que el diseño sísmico resistente para hormigón armado se basa en la creación de fallas dúctiles y no fallas frágiles, por lo que se requiere de un alto grado de deformación en el acero antes de que este agote por completo su resistencia y permite a cada elemento de la estructura absorber la mayor cantidad de energía posible antes de fallar.

## Vigas en Pórticos que deben Resistir Cargas Sísmicas

Las vigas resistentes a carga lateral inducidas por sismo se consideran, en el ACI 318, como elementos sometidos a flexión en pórticos especiales resistentes a momentos, estos elementos deben cumplir con el requisito de tener una carga axial máxima  $P_u$  de  $\frac{A_g f'_c}{10}$ . Aparte de eso la relación entre la luz libre del elemento y la altura de este no debe ser menor que 4. Esto se debe a que elementos con relaciones menores, como se ha demostrado con evidencia experimental, tienden a tener comportamientos distintos a los elementos más esbeltos, especialmente en lo que se refiere a su comportamiento a esfuerzos cortantes.

Por otro lado aparecen restricciones geométricas para los elementos estructurales que se consideren como vigas. Por un lado el ancho del elemento  $b_w$  no debe ser menor a 25 cm o 0.3 veces su altura  $h$ . Otra restricción a  $b_w$  es que no debe ser mayor a la dimensión de la columna más pequeña  $c_2$ , ni mayor a 0.75 veces la dimensión mayor de la columna  $c_1$ . Estos límites también se derivan de evidencias experimentales expuestas en el código. Es importante notar que el máximo ancho de la viga depende de las dimensiones de la columna a la que llega.

Para el refuerzo longitudinal de las vigas se debe seguir las cuantías de acero mínimas expuestas en el ACI que deben ser no menores que la menor de:

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} \left( \frac{kg}{cm^2} \right)$$

$$\rho_{min} = \frac{2.5\sqrt{f'_c}}{f_y} \left( \frac{kg}{cm^2} \right)$$

Del mismo modo, debido a las reversiones de carga cíclicas esperadas durante un sismo es requerimiento mínimo colocar al menos dos barras continuas a lo largo de todo el elemento tanto en la parte superior como en la parte inferior del elemento; esto ayuda a resistir las inversiones de momentos en la viga. Por otro lado la cuantía de acero máxima permitida es de 0.025.

Para las resistencias cerca del nudo, la resistencia a momento positivo no debe ser menor a la mitad de la resistencia a momento negativo. Esto se debe a que a pesar de que bajo cargas gravitacionales los nudos se someten a momentos negativos, bajo cargas laterales esto se invierte y la cara del nudo puede llegar a someterse a un momento positivo. Por otro lado, la filosofía de diseño sismo resistente, en la que se diseña con la idea de viga débil columna fuerte, propone que la resistencia a momento máxima, a lo largo de toda la viga, no sea mayor a un cuarto de la resistencia a momento en el nudo.

Por otro lado los empalmes por traslape de las barras de refuerzo longitudinal no deben realizarse a menos que las barras se encuentren confinadas por estribos de refuerzo transversal que tengan un espaciamiento entre sí de al menos  $d/4$  y 10 cm. Como ya se indicó anteriormente los empalmes no deben ser utilizados dentro del nudo ni a una distancia de dos veces la altura de la viga desde la cara del nudo.

Para el refuerzo transversal se debe seguir con los requisitos de que: el primer estribo no debe estar situado a más de 5 cm de la cara del apoyo o nudo. Por otro lado el espaciamiento mínimo entre estribos para vigas en zona sísmica no debe ser nunca menor que:  $d/4$ , 8 veces el diámetro de las barras longitudinales más pequeñas, 24 veces el diámetro de las barras del estribo de refuerzo transversal, y 30 cm. Todos los estribos que se utilicen para resistir esfuerzos cortantes deben ser cerrados y con gancho de  $135^\circ$ . Se pueden realizar diseños en los que se combinen más de un estribo pero estos deben estar confinados con al menos dos ganchos sísmicos.

Según el código al calcular el verdadero cortante que resistirá la viga durante un sismo de alta magnitud se deben tomar en cuenta los momentos probables que ocurrirán en los nudos en ambas direcciones (positivos y negativos) más los efectos de las cargas gravitacionales mayoradas a lo largo de la luz libre de la viga. Estos momentos probables se deben basar más en la resistencia a momento verdadera del elemento que en el cortante mayorado provocado por la carga lateral sobre el elemento. Además, se debe proporcionar este cortante tomando en cuenta una fluencia del acero con un esfuerzo de  $1.25 f_y$  como se describió anteriormente. Todo esto se debe a que es probable que es sismos de alta magnitud las resistencias a momento de los elementos de agoten, y que la fluencia inevitablemente ocurra, para que la falla sea controlada y plástica se necesita que por ningún motivo la viga falle por cortante.

Debido a lo expuesto en el párrafo anterior, al determinar la resistencia nominal de cada elemento a cortante se debe tomar en cuenta que el aporte del concreto a la resistencia es 0 ( $V_c = 0$ ). Esto mientras que la fuerza a cortante calculada en base a lo especificado en el párrafo anterior sea más del doble que el cortante requerido por el ocasionado por el sismo de diseño mayorado y que la fuerza axial en el elemento no sea mayor que  $\frac{A_g f'_c}{20}$ . De esta manera se asegura la que la integridad del núcleo de concreto y la casi certeza de que el elemento no fallara por cortante.

#### Columnas en Pórticos que deben Resistir Cargas Sísmicas

Los elementos que caen bajo este tipo de clasificación, son elementos que deben resistir momentos pero que a su vez deben resistir una carga axial mayor a  $\frac{A_g f'_c}{10}$ . Según el código uno de estos elementos no debe tener nunca una dimensión de su sección transversal

menor a 30 cm. Así mismo, la relación entre la dimensión menor y la dimensión perpendicular a esta de la sección transversal del elemento no debe ser menor que 0.4.

En relación al refuerzo longitudinal en columnas, el código establece que el área de acero total no debe ser menor a  $0.01A_g$ , donde  $A_g$  es el área gruesa de concreto, para controlar que el momento de fluencia sea mayor al momento de fisuración. Por otro lado el código fija un máximo para el acero de refuerzo longitudinal en columnas de  $0.06A_g$ ; esto se debe a que existe la preocupación de que se presente congestión del refuerzo en el momento de la construcción lo que puede hacer que el concreto no se pueda vibrar ni colocar de una manera adecuada, causando problemas de segregación de los agregados y por ende resistencias inferiores a las deseadas o discontinuidades en el núcleo de hormigón.

Los empalmes por traslapo deben hacerse lo más lejos posible del nudo al que llega el elemento. La parte intermedia del vano de la columna normalmente recibe momento cero o muy pequeños.

El refuerzo transversal en una columna diseñada para resistir cargas sísmicas es de especial importancia en una longitud que el código conoce como  $l_0$ , la cual se mide siempre desde la cara del nudo hasta una longitud mínima de entre: la altura de dicho elemento en la cara del nudo, un sexto de la luz libre del elemento, y 45 cm. En esta zona es de especial importancia el refuerzo transversal ya que es donde más probable es que ocurra una falla por fluencia a flexión y donde además el cortante es máximo.

El refuerzo transversal en estribos rectilíneos debe disponerse, si es necesario, con ganchos suplementarios que necesariamente deben abrazar a una barra de refuerzo longitudinal perimetral. La distancia entre estos ganchos, denominada en el código como  $h_x$  no debe ser nunca mayor a 35 cm.

Por otro lado la separación del refuerzo transversal en el sentido longitudinal ( $s$ ) no debe exceder el menor de: un cuarto de la mínima dimensión del elemento, seis veces el diámetro de la barra longitudinal menor, y:

$$s_0 = 10 + \left( \frac{35 - h_x}{0.3} \right)$$

$s_0$  no debe ser mayor a 15 cm ni menor que 10 cm.

El área de refuerzo transversal mínima no debe ser menor que:

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] (mm^2)$$

y:

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} (mm^2)$$

Donde  $s$  es el espaciamiento entre estribos,  $b_c$  es la dimensión de la base del núcleo de concreto de la columna, y  $A_{ch}$  es el área confinada del núcleo de concreto. Esto se debe verificar en ambas direcciones de la columna. Estas formulas son las mismas dadas por ACI352.

Fuera de la longitud  $l_0$ ,  $s$  debe ser de al menos seis veces las barras de refuerzo longitudinal o 15 cm.

El recubrimiento de concreto sobre el refuerzo transversal no debe exceder de 10 cm sin tener que agregar mayor cantidad de refuerzo transversal.

El cálculo y refuerzo de esfuerzos cortantes en las columnas es el mismo que el descrito para vigas pero con carga axial. También se debe considerar a  $V_c = 0$  bajo las mismas condiciones expuestas anteriormente y se debe agregar al refuerzo transversal ya proporcionado, si es necesario, las demandas que el cálculo del cortante exijan.

## **METODOLOGÍA Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN**

### **Consideraciones Sobre la Verificación de Nudos en el Programa ETABS**

Para la realización de este proyecto se utilizara el paquete de computación estructural ETABS. Éste programa es capaz de realizar el análisis y diseño de una estructura tridimensional rápidamente. Por ende se desea verificar que el programa pueda cumplir cabalmente con los requisitos que exige este proyecto.

El presente proyecto busca que los edificios que se diseñen tengan un estándar de seguridad, con respecto a sismos, lo más alto posible. Lo más importante dentro de una

edificación de residencias es la vida de sus habitantes. Es por esto que lo primero que se busca cuando se diseña un edificio es que este no colapse ante cargas sísmicas considerables. Lograr que una estructura no colapse ante una sobre carga sísmica es una cuestión de que ésta pueda disipar la mayor cantidad de energía posible en forma de energía de deformaciones antes de que se dé la falla última de los elementos. Mientras una estructura sea capaz de disipar grandes cantidades de energía en forma de deformaciones plásticas, según lo que se conoce como filosofía de sismo resistencia para estructuras, ésta será capaz de aguantar, sin colapsar completamente, cargas sísmicas incluso mucho mayores a las cargas de diseño. Obviamente ésta filosofía tan solo se preocupa por las vidas de las personas y no en salvaguardar la completa integridad y la recuperación en el tiempo de la estructura. Es por esta razón, que los códigos de construcción actuales, incluyendo a NEC, recompensan la utilización de sistemas que, en la práctica, se ha demostrado que son capaces de resistir grandes fuerzas, mayores a las de diseño, y no colapsar completamente. Esta recompensa se presenta en los códigos como el factor R de configuración estructural. Este factor divide al cortante basal o a los espectros de respuesta para una zona determinada por un número que va, en NEC, del 1 al 7. De ésta manera no se incurre en costos demasiado altos en el momento de la construcción. Para el caso de este proyecto en específico, se utilizan pórticos de hormigón armado sismo resistentes con vigas descolgadas. Este sistema tiene un factor R de 6 debido a su gran ductilidad y capacidad de deformación en el rango inelástico de los materiales. Pero, para que efectivamente la estructura logre su ductilidad requerida esta debe seguir ciertos aspectos importantes que se mencionaron ya con referencia a lo que establece ACI 352. Estos aspectos conciernen en gran manera a los nudos y uniones entre vigas y columnas. Entre las consideraciones que se deben tener en cuenta para el diseño de una estructura dúctil de pórticos de hormigón armado con vigas descolgadas es que los nudos cumplan al menos dos requerimientos básicos en sus resistencias nominales. Estas dos consideraciones, ya mencionadas en la parte sobre el ACI352, y que se destacan, por su propia naturaleza, en el dimensionamiento y refuerzo de la estructura, son: la razón de capacidad de resistencia a flexión entre vigas y columnas y el cortante horizontal en el nudo. Ambas cosas dependen en gran parte de las dimensiones que se den a las vigas y a las columnas de una estructura.

Debido a la gran importancia que tienen estos dos aspectos en el hecho de que una estructura sea o no segura, se requiere verificar que el Programa ETABS realice este chequeo de una manera que esté de acuerdo con los códigos de diseño en concreto estructural como

el ACI 318 y las recomendaciones hechas en ACI352. Por esta razón se realizaron modelaciones de prueba, utilizando ETABS, para verificar, sin ninguna duda, que los cálculos que realiza el programa están de acuerdo con lo que establecen los códigos de construcción y diseño de estructuras. Ambas consideraciones, tanto la de flexión como la de corte se verificaron para encontrar si es que el programa concordaba con lo que se demanda en las normas vigentes.

Utilizando el ejemplo que introduce Guerra en su libro “Manual para el Diseño Sismo Resistente de Edificios Utilizando el Programa ETABS” (2010) se verifico tanto a mano como con el programa que los valores de ambos requisitos coincidan.

En referencia al libro de Guerra, se debe saber que se omitió el uso de las gradas, debido a que interferirían con el modelo matemático y que se colocaron columnas de iguales dimensiones para toda la estructura, aparte de eso, el modelo matemático utilizado fue exactamente el mismo que el que se provee en el libro. Se verificaron tres nudos, un interior, uno de borde y uno de esquina.

Por último, para el cálculo de la resistencia mínima a flexión de las columnas se utilizó el diagrama de interacción que el programa calcula. Las verificaciones pertinentes a este estudio no pretenden comprobar si los cálculos de los elementos estructurales principales, vigas, columnas, losas, etc... se realizan de manera correcta. Esto es algo que ya se asume como verdadero. Es por esto que se asume que el diagrama construido por el programa es correcto, así como las armaduras que se calculan para las vigas. Las razones para esto, se basan, tanto en la experiencia que ya se tiene sobre este tema. Por ejemplo el libro de Guerra (2010) sí realiza el trabajo de verificación del diseño de elementos estructurales. También lo hace con la capacidad a flexión de los nudos, pero nunca comprueba el cortante horizontal. Las verificaciones, son exitosas para los elementos estructurales, pero no son rigurosos en cuanto al tratamiento de los nudos. El alcance de este proyecto es verificar las disposiciones para que una estructura de hormigón armado se pueda considerar como sismo resistente. Dado que ya existe un grado importante de confianza en lo que ETABS calcula con respecto a los elementos estructurales, la verificación de esto cae fuera del alcance del proyecto.

## Comparación de Resultados

Conforme se vaya realizando la verificación del primer nudo se irá explicando los procedimientos de cálculo que se siguieron para encontrar los resultados, posteriormente para los siguientes nudos tan solo se mostraran los cálculos brevemente.

### **Flexión**

#### **Nudo Interior**

Para un nudo con la siguiente configuración:

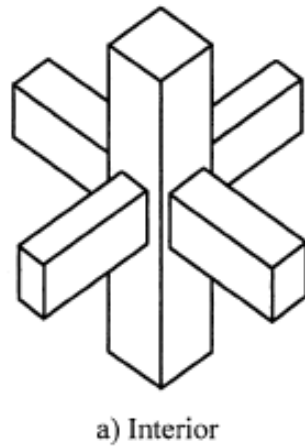
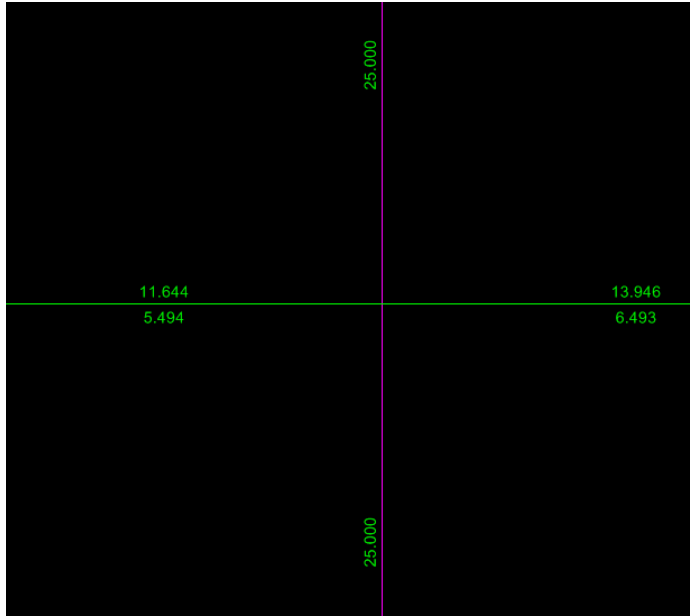


Figura Tomada de ACI352.

Con el modelo de Guerra se empieza verificando el nudo en los ejes B y 3 entre los pisos 3 y 4. En el plano x-z. El diseño realizado por el programa arroja los siguientes resultados para el área de refuerzo en  $\text{cm}^2$  de la armadura:





Como se puede ver se obtiene los siguientes datos:

Se tomaron, para el ejemplo secciones de columnas de 50X50 cm para todo el edificio. Para las columnas tanto superior como inferior:

$$A_{st} = 25 \text{ cm}^2$$

Para la viga izquierda:

$$A_{s(-)} = 11.644 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(+)} = 5.494 \text{ cm}^2$$

Para la viga derecha:

$$A_{s(-)} = 13.946 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(+)} = 6.493 \text{ cm}^2$$

Aparte de eso se utilizaron las siguientes resistencias de los materiales:

$$f'_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

Estos materiales se utilizaran a lo largo de todos los cálculos y no se volverán a repetir.

La sección de las vigas que llegan al nudo son todas de 30X50 cm y el recubrimiento es de 5 cm, por lo tanto:

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$d' = 5 \text{ cm}$$

$$d = 45 \text{ cm}$$

La resistencia nominal de todas las vigas se calcula como vigas simplemente armadas. No solo que se sabe que esta es la forma en la que el ETABS calcula la resistencia nominal de las vigas, si no que también, es una manera de simplificar los cálculos que el programa realiza dentro de sus algoritmos resultando en un proceso más rápido. Esto sin comprometer la seguridad ya que una viga doblemente armada es inevitablemente más dúctil e incluso un poco más resistente que una viga simplemente armada. De esta manera se gana tiempo y simpleza en los algoritmos de cálculo del programa y a la vez no se compromete la seguridad de los resultados.

La fórmula que expresa el momento nominal en la falla de un elemento de hormigón armado a flexión es:

$$M_n = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

Donde  $a$  es:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

En el momento que un sismo genera momentos adicionales en el nudo de un pórtico este momento generará esfuerzos de tensión en la cara superior de una viga y al mismo tiempo en la cara inferior de la viga contraria. Por ende se tiene un momento en sentido

horario se tensionaran el refuerzo negativo de la viga izquierda y el refuerzo positivo de la viga derecha. Si el momento es anti horario se generará lo opuesto, tensión en el refuerzo positivo de la viga izquierda y tensión en el refuerzo negativo de la viga derecha. Para calcular la relación de flexión entre vigas y columnas es necesario escoger cual de las dos situaciones es más crítica, lo que quiere decir, cuál de las dos situaciones genera los momentos más altos.

Utilizando tanto las formulas como los valores expuestos anteriormente se generan los siguientes resultados

#### Momento Horario

a(+) (cm)	M(+) (Tm)	a(-) (cm)	M(-) (Tm)
5.092	11.50	9.148	19.80

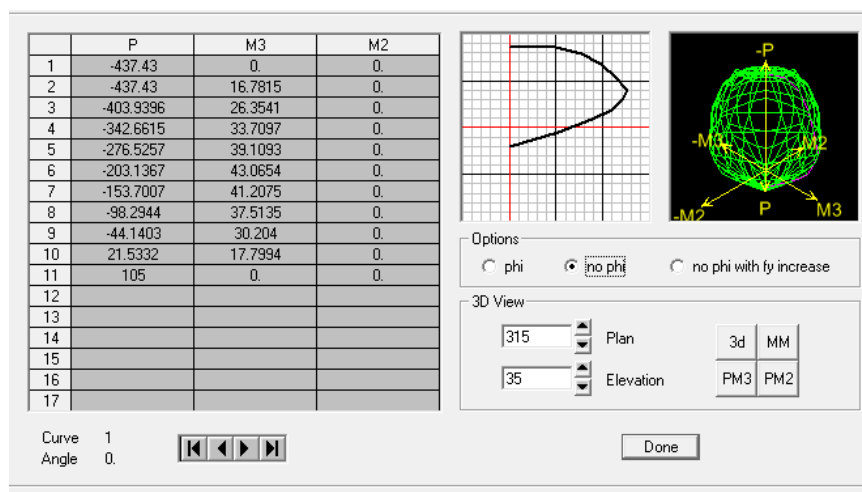
#### Momento Anti-Horario

a(+) (cm)	M(+) (Tm)	a(-) (cm)	M(-) (Tm)
4.308	9.88	10.93	23.15

La situación crítica se da con el caso que mayor suma de momentos dé. Para el caso horario la suma es 31.30 Tm, mientras que para el caso anti horario la suma es 33.03 Tm. Lo que hace que el momento anti-horario sea el más crítico para este caso.

Con esto ya se tiene el valor de los momentos en las vigas, faltaría el de las columnas. Las columnas al ser elementos estructurales a flexo compresión no tienen una resistencia a momento única si no que ésta varia con la carga axial en lo que se conoce como diagrama de interacción. Este diagrama depende tanto de la geometría de la columna como de la distribución del refuerzo de acero dentro de ella. Un diagrama de interacción se grafica en el espacio ya que la columna es capaz de recibir momentos en cualquier dirección. Ya que en este caso se verifica al nudo tan solo se utiliza el corte de este diagrama con el plano x-z. Para encontrar el momento crítico en este caso se busca el mínimo momento que puede llegar a aguantar una columna. Este momento dependerá de la carga axial que, al entrar al diagrama de interacción, dé el mínimo momento. El diagrama de interacción con sus abscisas y

ordenadas para la columna inferior de este ejemplo, provisto por el ETABS se presenta a continuación:



Como se puede observar la carga axial para la que se da el momento máximo de 43.065 T m, es de -203.1367 T. El signo negativo en la carga axial quiere decir que el elemento se encuentra a compresión. Con esta información se buscan las cargas axiales factoradas máxima y mínima que se espera que actúen sobre la columna en el momento de un sismo. Estas cargas se obtienen con los combos:

$$1.4D + L \pm E$$

$$0.7D \pm E$$

Estos combos son los definidos por ACI 318-08 y no son los impuestos por la NEC. Para este caso demostrativo sirven de todas maneras. Ambos combos son los que consideran la acción sísmica, los demás combos a pesar de incluso ser más críticos no se consideran.

Las cargas axiales obtenidas en el ETABS son:

(Nota: al igual que con el diseño de los elementos estructurales, no se cuestiona la veracidad de los resultados del análisis estructural provisto por el programa, su verificación también cae fuera del alcance del proyecto)

	$P_u$ (T)
D	-74.42
L	-7.76

$S_x$	-2.05
$S_y$	-0.02
$E_x$	1.52
$E_y$	0.02

En un ejemplo posterior se demostrará que no importa la dirección en la que se esté tomando el sismo para el cálculo de la carga axial, la carga de sismo más crítica, sea en dirección x o en dirección y, es la que el programa toma para calcular la mínima resistencia a momento nominal de una columna.

Debido a que los combos poseen un más menos delante de la carga del sismo, para buscar la carga mínima o máxima se busca el signo que efectivamente produzcan estas cargas. Con estas consideraciones los resultados son:

$$P_{umax} = -113.99 T$$

$$P_{umin} = -50.04 T$$

Ya que ninguna es mayor a -203.1367 T, se puede estar seguro que la carga mínima dará el menor momento. Debido a que se puede observar gráficamente que la parte siguiente del grafico del diagrama de interacción es como una línea se puede utilizar una interpolación lineal para encontrar el momento relacionado con la carga de -50.04 T. Este momento resulta ser:

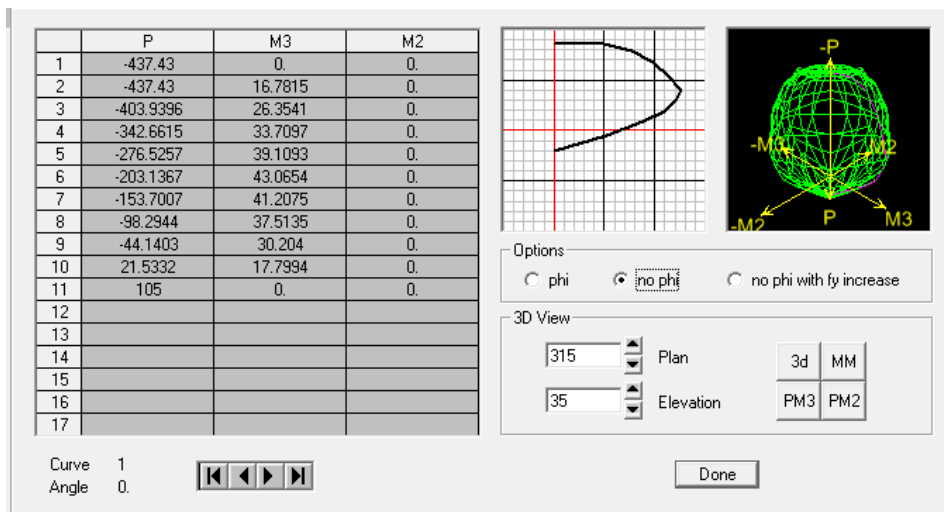
$$M_{min} = 31.0 Tm$$

Utilizando el mismo proceso para la columna superior:

	$P_u (T)$
D	-49.44
L	-5.18
$S_x$	-0.85
$S_y$	-0.01
$E_x$	0.64
$E_y$	0.01

$$P_{umax} = -75.25 T$$

$$P_{umin} = -33.76 T$$



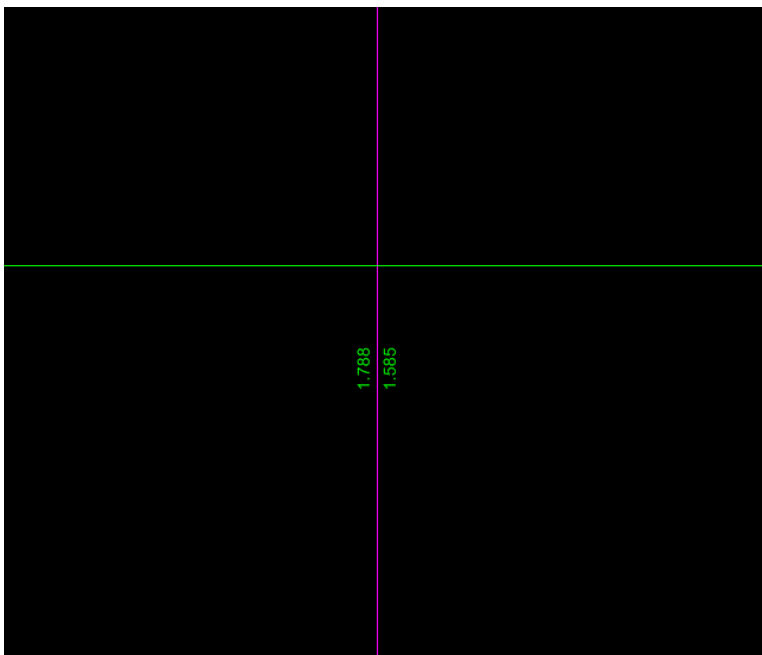
Mediante interpolación lineal:

$$M_{min} = 28.24 Tm$$

Por lo que se tiene que:

$$\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nv}} = \frac{31.0 + 28.24}{9.88 + 23.15} = 1.793$$

El valor obtenido en el ETABS es:



El valor de la derecha es en la dirección y mientras que el valor en la izquierda es el valor x.

Por lo que se calculó un valor de 1.793 y el ETABS calculó un valor de 1.788. La diferencia es 0.005 la cual no es significativa. Según ACI352 el valor límite de 1.2 es tan solo un compromiso para dar seguridad a la estructura sin subir demasiado los costos de ésta. Según ACI352 para que se asegure la formación de una articulación plástica se necesitan valor de 2 a 3, esto hace que sea insignificante una diferencia de 0.005.

Debido a que las columnas en el ejemplo son cuadradas, su diagrama de interacción será el mismo en el plano y-z y por ende no se requiere volver a calcular la resistencia de las columnas. En cuanto a las vigas se tiene la siguiente información:

Para la viga izquierda:

$$A_{s(-)} = 11.701 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(+)} = 6.354 \text{ cm}^2$$

Para la viga derecha:

$$A_{s(-)} = 15.929 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(+)} = 7.327 \text{ cm}^2$$

Lo que producen resistencias de:

#### Momento Horario

a(+) (cm)	M(+) (Tm)	a(-) (cm)	M(-) (Tm)
5.746	12.08	9.177	19.86

#### Momento Anti-Horario

a(+) (cm)	M(+) (Tm)	a(-) (cm)	M(-) (Tm)
4.983	11.34	12.494	25.93

Donde es más crítico el momento anti-horario. De esto la relación es:

$$\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nv}} = \frac{31.0 + 28.24}{11.34 + 25.93} = 1.589$$

El ETABS, como se ve en el grafico anterior, da un valor de 1.585.

Una cuestión importante acerca de este proceso es que no utiliza para su cálculo el factor de sobre esfuerzo para el acero. Este factor representado por la letra griega  $\alpha$  y que normalmente toma el valor de 1.25 se multiplica a  $f_y$  tanto en vigas como en columnas, para modelar el proceso de endurecimiento del acero una vez que este ya se plastificó. Al parecer este factor no se utiliza para el cálculo de los momentos últimos tanto en vigas como en columnas. Esto contradice a lo que Guerra expone en su libro. Las razones para incluir o no incluir ese factor en este cálculo no están dentro del alcance de este proyecto. Al realizar el mismo cálculo anterior con el factor  $\alpha$  se encuentra una variación mucho mayor entre el valor calculado a mano y el que calcula el programa ETABS. Además se consultó en ACI352 y se verificó que en la sección 4.4.2 no se menciona en ningún momento la utilización de  $\alpha$ . Tampoco se utilizan en los ejemplos que da el documento más adelante incluyendo los ejemplos 3 y 4. Incluso, en el ejemplo 3, se divide el valor de los momentos nominales de las vigas por  $\alpha$  en el momento que se calcula la flexión en el nudo, para aproximar el valor real sin calcular  $a$  de por medio. También en el manual de diseño en concreto reforzado del



ETABS se puede apreciar, en lo que corresponde a nudos, que el factor  $\alpha$  nunca es mencionado. Por ende, para consideraciones de este proyecto no se tomará en cuenta este factor para la capacidad a flexión de los nudos.

### Nudo de Borde

Ahora, para un nudo con la siguiente configuración:

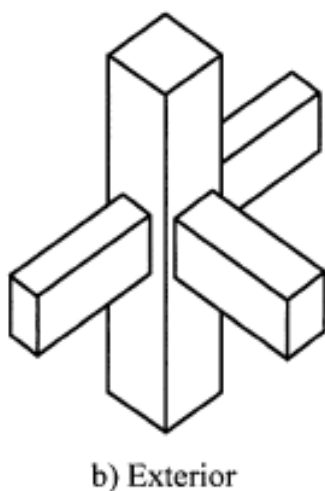


Figura Tomada de ACI352

Antes de proceder con los cálculos y verificaciones del cortante horizontal, se presenta en este momento un aspecto importante sobre como el ETABS calcula la flexión en los nudos. Esto ya se mencionó anteriormente y tiene que ver con la carga axial sobre la columna. Para demostrar esto se toma el nudo en los ejes G y 4 entre el primero y segundo piso. Este es un nudo de borde. Siguiendo exactamente el mismo procedimiento que en el ejemplo anterior se tiene que:

En el plano x-z

Para las columnas tanto superior como inferior:

$$A_{st} = 25 \text{ cm}^2$$

Para la viga izquierda:

$$A_{s(-)} = 10.809 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(+)} = 5.1214 \text{ cm}^2$$

Para la viga derecha:

$$A_{s(-)} = 10.854 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(+)} = 5.644 \text{ cm}^2$$

La sección de las vigas que llegan al nudo son todas de 30X50 cm y el recubrimiento es de 5 cm.

Momento Horario

a(+) (cm)	M(+) (Tm)	a(-) (cm)	M(-) (Tm)
4.430	10.14	8.478	18.50

Momento Anti-Horario

a(+) (cm)	M(+) (Tm)	a(-) (cm)	M(-) (Tm)
4.018	9.25	8.5129	18.57

En este caso es más crítico el momento horario.

Columna Inferior

	$P_u$ (T)
D	-58.73
L	-5.35
$S_x$	-2.54
$S_y$	-16.38
$E_x$	4.89
$E_y$	13.48

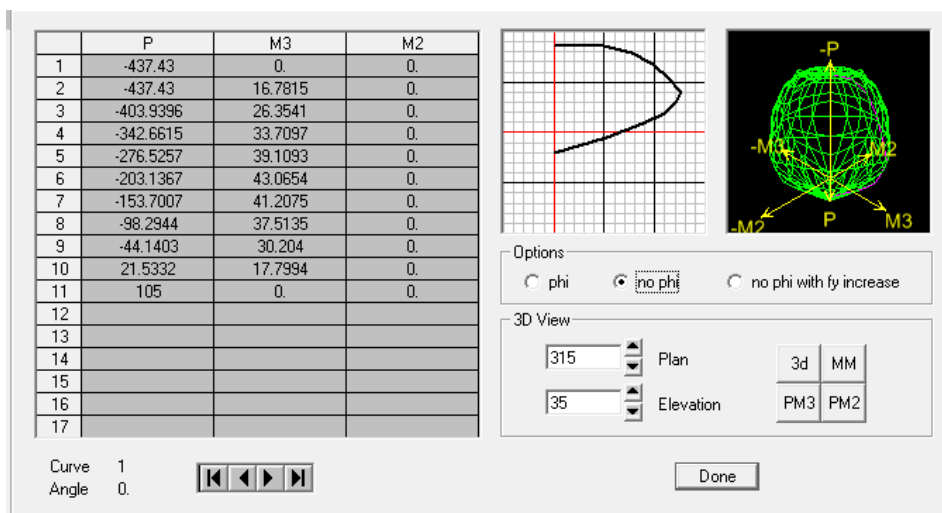
A pesar de que la dirección en el nudo es en el eje x, no se obtienen resultados concordantes entre el ETABS y los cálculos a mano si no se utiliza la carga axial del sismo estático en

dirección y para la obtención de las cargas máxima y mínima mediante las combinaciones de cargas.

$$P_{umax} = -103.95 T$$

$$P_{umin} = -24.73 T$$

Con el mismo diagrama de interacción:



$$M_{min} = 26.59 Tm$$

Columna Superior

	$P_u$ (T)
D	-43.92
L	-4.07
$S_x$	-1.42
$S_y$	-10.33
$E_x$	2.97
$E_y$	8.51

$$P_{umax} = -75.89 T$$

$$P_{umin} = -20.414 T$$

El diagrama de interacción es el mismo que el de la columna superior

$$M_{min} = 25.79 Tm$$

De lo que:

$$\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nv}} = \frac{26.59 + 25.79}{10.14 + 18.50} = 1.8289$$

El valor obtenido con el ETABS es: 1.817, lo que produce una diferencia de 0.012 la cual tampoco es demasiado grande.

Al ser borde, en dirección del eje y, solo se necesita encontrar la resistencia para el refuerzo mayor, que es el negativo.

a(-) (cm)	M(-) (Tm)
11.33	23.86

$$\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nv}} = \frac{26.59 + 25.79}{23.86} = 2.195$$

En el ETABS el valor es de 2.181. La diferencia es: 0.014.

La idea de utilizar la carga crítica mínima con el valor sea en x o e independiente del nudo tiene algunas ventajas. La primera es que se está del lado de la seguridad, siempre que se calcule un valor menor para el nudo en flexión se va a tender a levantar el valor, dando más seguridad de que el comportamiento será adecuado. Por otro lado, un sismo no llega nunca de un solo lado perpendicular perfecto si no que normalmente tiene un ángulo. Esto hace que la respuesta real de la estructura ante el sismo sea una mezcla entre el sismo en dirección x y en dirección y.

### Nudo de Esquina

Por último para un nudo con la siguiente configuración:

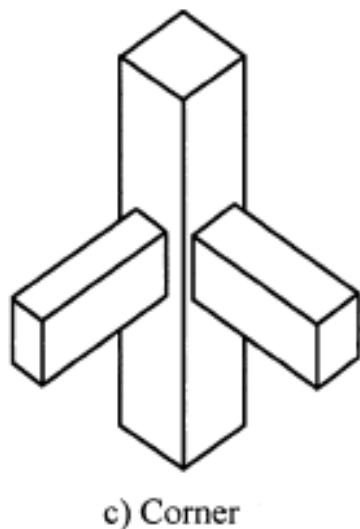


Figura Tomada de ACI352

Por último se concluye con la verificación de flexión en los nudos con el chequeo de un nudo esquinero, utilizando el mismo proceso antes descrito. Se selecciono el nudo A 4 del piso cuarto. Como ocurre con los nudos de borde, los nudos de esquina son muy simples de calcular. Esto se debe a que solo llegan dos vigas a la columna y por ende solo hay una columna en dirección del eje x y una columna en dirección del eje y.

Para el plano x-z los datos son los siguientes:

Para las columnas tanto superior como inferior:

$$A_{st} = 25 \text{ cm}^2$$

Para la viga derecha:

$$A_{s(-)} = 7.931 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(+)} = 4.018 \text{ cm}^2$$

El único cambio, con respecto a los ejemplos anteriores es que la sección de la viga es de 30X45 cm. Todo lo demás es idéntico. Como en el caso de la viga de borde el momento crítico es el que tensiona el refuerzo negativo.

a(-) (cm)	M(-) (Tm)
6.22	12.29

Para la columna inferior se obtiene el mismo diagrama de interacción que los anteriores.

#### Columna Inferior

	$P_u$ (T)
D	-16.31
L	-1.34
$S_x$	4.40
$S_y$	-5.11
$E_x$	3.55
$E_y$	4.21

$$P_{umax} = -29.28 T$$

$$P_{umin} = -6.307 T$$

Con estos datos, el diagrama de interacción antes expuesto, y una interpolación lineal se obtiene:

$$M_{min} = 23.06 Tm$$

#### Columna Superior

	$P_u$ (T)
--	-----------

D	-8.05
L	-1.44
S <sub>x</sub>	-1.59
S <sub>y</sub>	-1.87
E <sub>x</sub>	1.28
E <sub>y</sub>	1.55

$$P_{umax} = -14.300 T$$

$$P_{umin} = -4.045 T$$

El diagrama de interacción es el mismo que el de la columna superior

$$M_{min} = 22.63 Tm$$

Con esto la flexión en el nudo es:

$$\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nv}} = \frac{23.06 + 22.63}{12.29} = 3.7176$$

El ETABS produce un valor de 3.697, lo cual es aceptable.

En el plano y-z:

a(-) (cm)	M(-) (Tm)
6.044	11.97

$$\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nv}} = \frac{23.06 + 22.63}{11.97} = 3.817$$

El ETABS produce un valor de 3.795, lo cual es aceptable.

### **Cortante Horizontal en el Nudo**

Para los ejemplos que se presentaron en la flexión del nudo, también se verificó el cortante horizontal. Esta verificación es muy importante para el documento ACI352. Como es regla para el diseño por capacidad última, lo que debe cumplirse para esto es que:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde  $V_n$  es la capacidad nominal del nudo,  $V_u$  es la sollicitación de carga mayorada sobre este, y  $\phi$  es el coeficiente de reducción de resistencia que para cortante es 0.85.

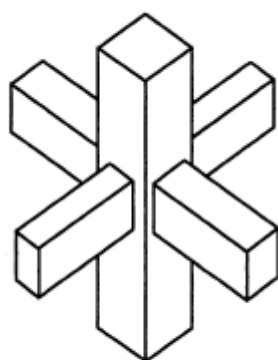
El ETABS produce la relación entre estos dos valores como:

$$\frac{V_u}{\phi V_n}$$

Este valor es el que aparece al pedir al programa que muestre los resultados del cortante horizontal. Lo que quiere decir que, mientras más cercano al 1 sea el valor más crítico es su estado. Las formas de calcular tanto  $V_u$  como  $V_n$ , según ACI352, ya se explicaron a detalle en la sección que resume al documento.

### **Nudo Interior**

Se vuelve a presentar el modelo para un nudo Interiro:



a) Interior

(ACI352)

Se comienza la verificación una vez más con el nudo interior. Se recuerda que este nudo era el que estaba en los ejes B y 3 entre los pisos 3 y 4. Para el cálculo de  $V_u$  se tiene la formula de ACI352:



$$V_u = T_{b1} + C_{b2} - V_{col}$$

Donde  $T_{b1}$  es la tensión en la viga 1,  $C_{b2}$  es la compresión en la viga 2, que al considerar las vigas como simplemente armadas, es igual a la tensión de la viga 2.  $V_{col}$  es el cortante de la columna y se calcula con la suma de las resistencias nominales de las vigas divididas para la altura de entrepiso más la altura de la viga más grande.

$$V_{col} = \frac{M_{n1} + M_{n2}}{h}$$

Se debe tomar en cuenta, que para este cálculo el esfuerzo de fluencia del acero, sí debe ser multiplicado, para todos los casos, por el factor de sobreesfuerzo  $\alpha = 1.25$ , para modelar burdamente el endurecimiento del acero mientras este fluye y llega a su punto de falla.

Recordando los datos de las vigas que llegan a este nudo en el plano x-z:

Para la viga izquierda:

$$A_{s(-)} = 11.644 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(+)} = 5.494 \text{ cm}^2$$

Para la viga derecha:

$$A_{s(-)} = 13.946 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(+)} = 6.493 \text{ cm}^2$$

Momento Horario ( $\alpha$ )

a(+) (cm)	M(+) (Tm)	a(-) (cm)	M(-) (Tm)
6.37	14.25	11.44	24.05

Momento Anti-Horario ( $\alpha$ )

a(+) (cm)	M(+) (Tm)	a(-) (cm)	M(-) (Tm)
5.39	12.20	13.67	27.94

$V_u$  será mayor cuando  $T_{b1}$  y  $C_{b2}$  sean los mayores y estos valores son mayores para caso de momento en el que la suma de las áreas de acero sea la mayor lo que coincide con la suma de momentos nominales más grandes. Por ende, como ya se estableció, el momento más crítico, en este caso, es el anti-horario. Los resultados se muestran a continuación: se debe tomar en cuenta que:

$$T_{b1} = A_{S1} \alpha f_y$$

$$C_{b2} = T_{b2} = A_{S2} \alpha f_y$$

Todos los valores están en T.

$T_{b1}$	$C_{b2}$	$V_{col}$	$V_u$
28.27	73.21	12.70	88.78

Para el cálculo de  $V_n$  ACI352 propone la siguiente ecuación:

$$V_n = 0.083 \gamma \sqrt{f'_c} h_c b_j \quad (MPa)$$

Donde  $h_c$  es la dimensión de la columna paralela a la viga,  $b_j$  que se conoce como el ancho efectivo que sigue ciertas consideraciones hechas por ACI352 y el cual propone el único desacuerdo notable entre ACI352 y ACI318-02 y por consiguiente con el ETABS. Este desacuerdo se discutirá más adelante. El símbolo  $\gamma$  representa un factor de confinamiento del núcleo de hormigón. Este toma valores de 20 si y solo si la columna está confinada por los 4 lados, pero siendo el ancho de la viga al menos 3/4 el ancho de la columna. En este caso se tiene que el ancho de la viga es 30 cm y el de la columna 50 cm. Su relación es de 0.6 la cual es menor a 0.75 por lo que para todos los casos presentados aquí el factor  $\gamma$  vale 12.

El termino  $b_j$  trae consigo el mayor desacuerdo entre ACI352 y ACI318-08, como ya se mencionó. Se presenta a continuación lo que se ya se propuso para  $b_j$  en el capítulo sobre ACI 352:

Debe ser el menor de los valores producidos por estas ecuaciones:

$$\frac{b_b + b_c}{2}$$

$$b_b + \sum \frac{mh_c}{2}$$

$$b_c$$

Donde  $b_c$  es el ancho de la columna y  $b_b$  es el ancho de la viga. A menos de que exista una excentricidad importante entre el centro de la viga y el centroide de la columna,  $m$  es 0.5. Si es más de 1/8 del ancho de la columna entonces es 0.3 El término  $\frac{mh_c}{2}$  debe ser siempre menor a la distancia por la que el ancho de la columna sobrepasa al ancho de la viga. El caso 2 es el que toma en cuenta las excentricidades que puedan existir entre la viga y la columna. Este no es el caso dentro de este proyecto para ninguna de sus situaciones. La sumatoria indica que se sume el término para cada cara actuante del nudo en esa dirección, que para un nudo interior es 2. Asumiendo siempre  $m = 0.5$  la expresión se simplifica a:

$$b_b + \frac{h_c}{2}$$

Debido a que para este proyecto las columnas siempre serán cuadradas  $b_c = h_c$  y este término siempre será mayor al primero, y en la mayoría de casos también mayor al tercero. El término  $b_c$  siempre será mayor al primer término, mientras que las columnas sean más anchas que las vigas por lo que para todos los casos de este proyecto dominará siempre el término:

$$\frac{b_b + b_c}{2}$$

Al revisar el manual de diseño en hormigón armado que utiliza el ETABS, se constató que este sigue lo que estipula ACI318-08. Los dos segundos términos para  $b_j$  se presentan en el manual como formas que pueden dominar en un nudo. A pesar de que el manual de ETABS reconoce a ACI318-08, en lo que concierne a nudos, el programa no verifica la excentricidad de la viga con respecto a la columna. Esto es explícito en el manual y urge al

usuario a realizar la verificación por su cuenta en el caso de que exista un nudo excéntrico. Como se vio anteriormente el término que normalmente domina para la mayoría de casos en el que una viga es menos ancha que una columna es el promedio entre el ancho de la viga y el ancho de la columna. Esto es específico de ACI352 y nunca se menciona en ACI318-08. Las razones no son explicadas en ninguna de las dos normas. Por lo tanto, tanto la norma ACI 318-08 como el manual de diseño en hormigón armado del ETABS, no toman en cuenta este término y su ancho efectivo, para casos sin excentricidad, es siempre el ancho de la columna, el cual es efectivamente siempre mayor al promedio del ancho de la columna con el ancho de la viga si la viga es menos ancha que la columna. Por ende se encuentra una discrepancia entre lo que se presentó en ACI352 en el año 2002 y los estándares de diseño en hormigón armado del ACI hasta el 2008. Si el cambio es significativo o no, será uno de las cuestiones importantes que este proyecto se dedicará a responder. Como ya se ve claramente, ACI352 es más exigente que los códigos actuales y por ende puede desacreditar un diseño en ETABS a causa del cortante horizontal en los nudos. Tomando en cuenta esta importante consideración se continúa con el cálculo de los nudos, sabiendo *a priori* que los resultados indudablemente van a ser distintos.

Utilizando ACI352 se tienen los siguientes valores para el cálculo del cortante nominal:

$\gamma$	$f'_c$ (MPa)	$h_c$ (m)	$b_j$ (m)	$V_n$ (MN)
12	20.58	0.50	0.40	0.903

Por lo tanto:

$$V_n = 92.14 T$$

$$\phi V_n = 78.32 T$$

Por lo que:

$$\frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{88.78}{78.32} = 1.133$$

Y el cortante horizontal en el nudo no pasa.

Si se utiliza la forma dada por ACI 318-08 y la utilizada por el ETABS:

$\gamma$	$f'_c$ (MPa)	$h_c$ (m)	$b_j$ (m)	$V_n$ (MN)
12	20.58	0.50	0.50	1.130

Por lo tanto:

$$V_n = 115.31 T$$

$$\phi V_n = 98.01 T$$

Por lo que:

$$\frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{88.78}{98.01} = 0.906$$

Para este caso el nudo si pasa.

Para la verificación en el plano y-z tan solo se debe volver a calcular el valor de  $V_u$

:

Todos los valores están en T.

$T_{b1}$	$C_{b2}$	$V_{col}$	$V_u$
33.36	83.63	14.26	102.73

Por lo que con ACI352:

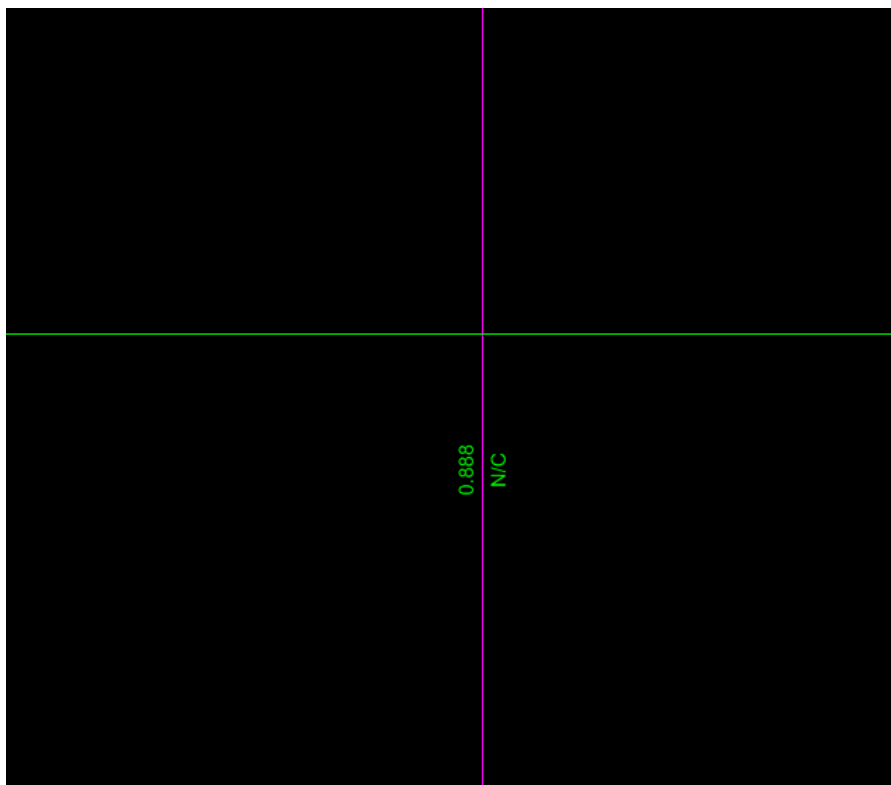
$$\frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{102.73}{78.32} = 1.312$$

Y el nudo está lejos de pasar.

Con ACI318-08:

$$\frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{102.73}{98.01} = 1.048$$

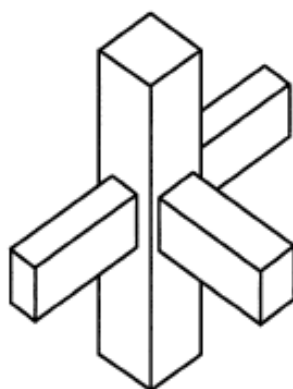
Y el nudo no pasa pero en este caso por menos. Los resultados arrojados por el ETABS se muestran a continuación:



Donde se puede ver que el resultado en el plano x-z es 0.888 y en el plano y-z N/C lo que quiere decir que no cumple. Si se compara el resultado obtenido utilizando ACI318-08 y el ETABS se obtiene una diferencia de 0.018, la cual es parecida a la obtenida en los cálculos a flexión y no es muy considerable. Se opina que este error es debido al factor de conversión de la fórmula para  $V_n$  que es tan solo 0.083, el cual es un factor muy recortado para pasar de unidades de psi a MPa. De todas maneras, con esto se demuestra que el ETABS sigue lo que estipula ACI318-08 y no ACI352. Y que la diferencia entre ACI318-08 y ACI352, en lo que respecta al cortante horizontal en el nudo, es muy considerable, ya que se puede notar una diferencia de aproximadamente el 8 % de diferencia entre los dos códigos. Esta diferencia hace que en el un caso pase el nudo y en el otro caso no.

Con estas consideraciones se procede a la verificación de los nudos de borde y de esquina, antes expuestos para la verificación de la capacidad columna viga en el nudo.

### Nudo de Borde



b) Exterior

(ACI352)

Se toma, una vez más el nudo los ejes G y 4 entre el primero y el segundo piso. Para  $V_u$ , sabiendo que domina el momento anti-horario:

Todos los valores están en T.

$T_{b1}$	$C_{b2}$	$V_{col}$	$V_u$
26.63	56.74	10.77	72.60

Utilizando ACI352 se tienen los siguientes valores para el cálculo del cortante nominal:

$\gamma$	$f'_c$ (MPa)	$h_c$ (m)	$b_j$ (m)	$V_n$ (MN)
12	20.58	0.50	0.40	0.903

Por lo tanto:

$$V_n = 92.14 T$$

$$\phi V_n = 78.32 T$$

Por lo que:

$$\frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{72.60}{78.32} = 0.927$$

Para este caso el nudo si pasa.

Si se utiliza la forma dada por ACI 318-08 y la utilizada por el ETABS:

$\gamma$	$f'_c$ (MPa)	$h_c$ (m)	$b_j$ (m)	$V_n$ (MN)
12	20.58	0.50	0.50	1.130

Por lo tanto:

$$V_n = 115.31 T$$

$$\phi V_n = 98.01 T$$

Por lo que:

$$\frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{72.60}{98.01} = 0.741$$

Para este caso el nudo si pasa.

En el plano y-z:

Debido a que no hay viga en un lado del nudo, tan solo se toma el valor de  $T_{b1}$

Todos los valores están en T.

$T_{b1}$	$V_{col}$	$V_u$
75.81	7.155	68.65

Utilizando ACI352 se tienen los siguientes valores para el cálculo del cortante nominal:



$$V_n = 92.14 T$$

$$\phi V_n = 78.32 T$$

Por lo que:

$$\frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{68.65}{78.32} = 0.877$$

Para este caso el nudo si pasa.

Si se utiliza la forma dada por ACI 318-08 y la utilizada por el ETABS:

$$V_n = 115.31 T$$

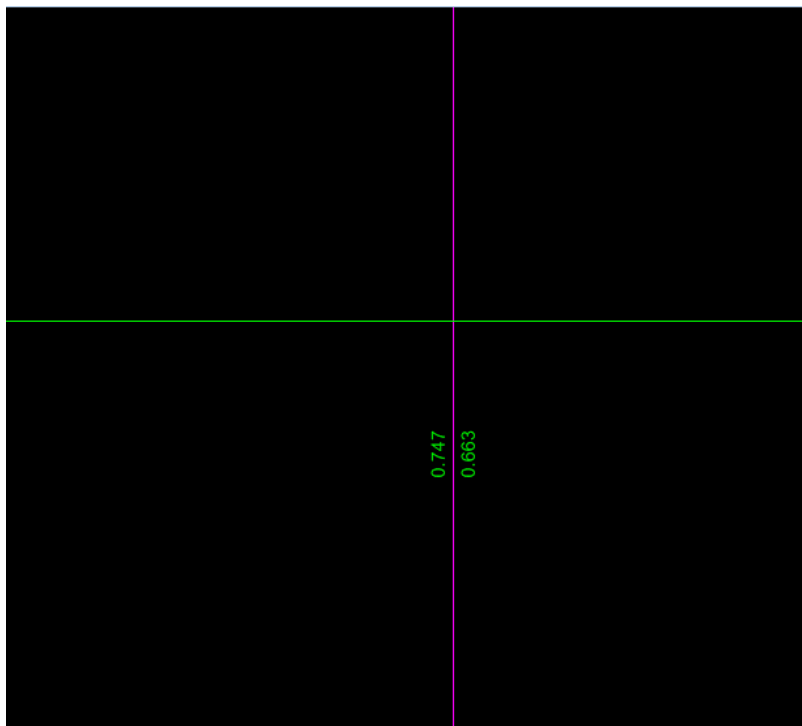
$$\phi V_n = 98.01 T$$

Por lo que:

$$\frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{68.65}{98.01} = 0.700$$

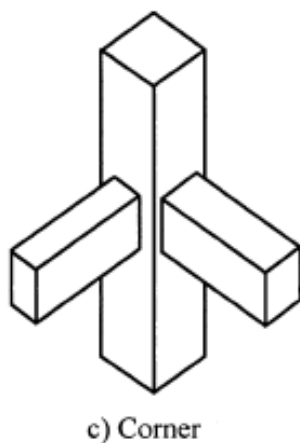
Para este caso el nudo si pasa.

Los valores obtenidos en el ETABS son:



Los cuales son, efectivamente, bastante cercanos a los obtenidos utilizando ACI318-08. El error, como ya se explicó antes, se debe a las unidades dentro de la raíz cuadrada.

### Nudo de Esquina



(ACI352)

Se prosigue de la misma manera para el nudo de esquina A 4 del piso cuarto. En este caso ambas direcciones, x y y, tienen solo una viga.

En el plano x-z

Todos los valores están en T.

$T_{b1}$	$V_{col}$	$V_u$
41.63	4.76	36.87

Utilizando ACI352 se tienen los siguientes valores para el cálculo del cortante nominal:

$$V_n = 92.14 T$$

$$\phi V_n = 78.32 T$$

Por lo que:

$$\frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{36.87}{78.32} = 0.471$$

Para este caso el nudo si pasa.

Si se utiliza la forma dada por ACI 318-08 y la utilizada por el ETABS:

$$V_n = 115.31 T$$

$$\phi V_n = 98.01 T$$

Por lo que:

$$\frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{36.87}{98.01} = 0.376$$

Para este caso el nudo si pasa.

En el plano y-z

Todos los valores están en T.

$T_{b1}$	$V_{col}$	$V_u$
40.46	4.64	35.82

Utilizando ACI352 se tienen los siguientes valores para el cálculo del cortante nominal:

$$V_n = 92.14 T$$

$$\phi V_n = 78.32 T$$

Por lo que:

$$\frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{35.82}{78.32} = 0.457$$

Para este caso el nudo si pasa.

Si se utiliza la forma dada por ACI 318-08 y la utilizada por el ETABS:

$$V_n = 115.31 T$$

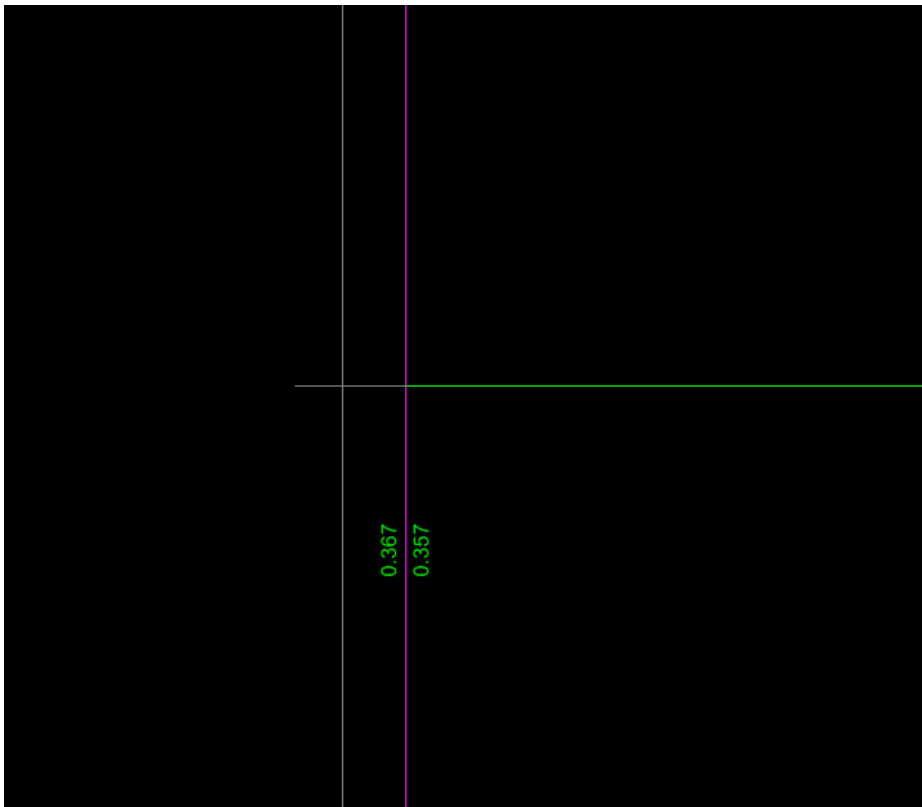
$$\phi V_n = 98.01 T$$

Por lo que:

$$\frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{35.82}{98.01} = 0.365$$

Para este caso el nudo si pasa.

Los valores obtenidos en el ETABS son:



Los cuales, también, son razonables para el caso de ACI318-08 tomando en cuenta el error cometido por el cambio de unidades.

## ANÁLISIS DE DATOS

## Sismo con Probabilidad de Excedencia de 10% en 50 Años

### Pre dimensionamiento

El siguiente pre dimensionamiento se lo realizó con la ayuda del libro *Manual Para el Diseño Sismo resistente de Edificios Utilizando el Programa ETABS*. Por Guerra y Daniel Chacón (2010).

Se empieza el diseño de la estructura, señalando que para este proyecto en específico no existen limitaciones del tipo arquitectónico, por ende el diseño sismo resistente se lo realiza con dimensiones, formas, y espaciamentos básicos; esto no quiere decir que los resultados obtenidos no puedan utilizarse luego para la estimación del costo de una estructura con consideraciones arquitectónicas que afecten la configuración estructural.

La configuración geométrica que se utiliza para el desarrollo de este análisis es lo más simple posible. Para este caso específico se impone pisos superiores de 2.66 m de altura cada uno. Para la configuración en planta se utilizaran una luz libre de vigas de 6 m en ambas direcciones en planta y se colocaran 5 ejes una dirección y 4 ejes en la otra dirección.

Con esta configuración a implementarse en este proyecto se espera lo siguiente:

- 1) No obtener problemas de esfuerzos torsionales en las columnas para la carga sísmica debido a un desfase en planta del centro de rigidez de la estructura con el centro de masa de esta.
- 2) Evitar en lo posible cualquier problema de esbeltez que pueda existir en las columnas.
- 3) Simplificar el análisis y diseño de la estructura.
- 4) Representar, a pesar de las simplificaciones hechas, un edificio común para la ciudad.

En cuanto a los materiales, se utilizaran un hormigón con  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ , el cual es altamente representativo para las construcciones residenciales en Quito, y un acero con esfuerzo de fluencia de  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ . El cual es también el material utilizado y a la vez el límite máximo permitido por NEC.

A continuación se presenta el método de pre dimensionamiento establecido por Guerra (2010). El pre dimensionamiento obtenido en esta sección, en lo que concierne

a la losa y las vigas, se utilizará para todos los edificios a diseñarse en este proyecto. Esto se debe a que la luz libre de elementos no cambiará para ninguno de los edificios. Las columnas se pre dimensionaran solamente una vez, ya que, como se verá más adelante, el pre dimensionamiento solo toma en cuenta el peso propio de la estructura y una ambigua estimación de las cargas sísmicas, lo que no deja que exista variación si se aumenta o disminuye esta. Se considerará, para los sismos con diferente probabilidad de excedencia, que el dimensionamiento final del edificio con el sismo de diseño es un buen pre dimensionamiento es un buen pre dimensionamiento para estos.

#### 1) Pre dimensionamiento de la losa:

Una vez determinada la configuración geométrica de la estructura se continúa con el proceso de pre dimensionar la losa. La losa no se considera en el diseño sismo resistente debido a que no absorbe las cargas sísmicas de manera considerable, pero debido a que representa una gran porción del peso propio de la estructura y por ende de la masa de esta, se debe tener una buena noción de la geometría que esta tenga. Por lo tanto la losa no solo es la carga vertical principal a tomarse en cuenta para el diseño de la estructura si no también es determinante para la modelación de la respuesta dinámica de ésta.

Con referencias al código ACI318 capítulo 9 sección 5(b), y al libro de Guerra se establece que para una losa rodeada de vigas a los cuatro lados, como en este caso, el espesor macizo mínimo de la losa debe ser:

$$h = \frac{l_n(0.8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$$

Donde  $l_n$  es la luz libre más larga de la losa en mm,  $f_y$  el esfuerzo de fluencia del acero en MPa,  $\beta$  la relación de las dimensiones de los paneles de la losa, y  $\alpha_{fm}$  el promedio de las relaciones entre la rigidez a flexión de las vigas y una franja de losa del mismo ancho. Esta fórmula es válida para valores de  $\alpha_{fm}$  de entre 0.2 y 2. Según Guerra (2010) es seguro asumir un valor de  $\alpha_{fm} = 0.2$  para el predimensionamiento de una estructura como ésta, y por ende, al transformar unidades para tener el resultado en kg y cm se utiliza la fórmula en la forma:

$$h_{min} = \frac{l_n(800 + 0.0712f_y)}{36000}$$

Al utilizar  $l_n = 6m$  y  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  se obtiene un valor:

$$h_{min} = 18.32 \text{ cm}$$

Este valor se toma como valor de referencia mínimo para el peralte macizo mínimo de la losa.

Una vez encontrado el peralte macizo mínimo que debe tener la losa se procede a encontrar una sección en T que represente una losa alivianada, que tenga la misma inercia que la losa maciza. Normalmente una capa de compresión de una losa alivianada con bloques de hormigón mide 5 cm, a este valor se le debe sumar la altura de un nervio, que para este caso será de 25 cm, y cuyo ancho no debe ser menor a 10 cm. El ancho colaborante de la capa de compresión a la inercia de la losa es 5 veces el ancho del nervio, por ende, para este caso es 50 cm. A continuación se presenta una figura de la sección transversal de la losa alivianada:

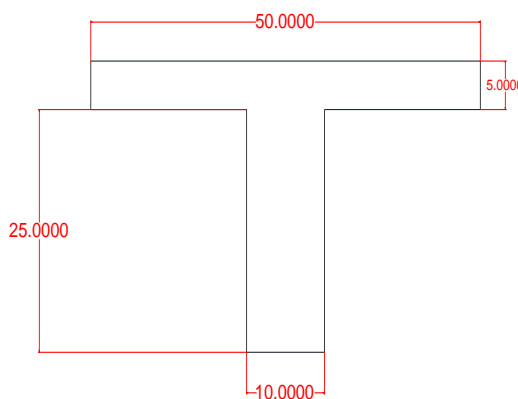


Figura 1: Losa alivianada

El centroide de área de la figura 1 está a 20 cm de un eje de referencia medido desde la base de la T. Con el centroide se calcula la inercia de la figura utilizando el teorema de los ejes paralelos. La inercia de la sección es:

$$I_A = 41666.67 \text{ cm}^4$$

Esta inercia se iguala a la inercia de una sección rectangular con el mismo ancho  $b$  de 50 cm:

$$I_A = \frac{1}{12}bh^3$$

Despejando  $h$  de la ecuación anterior se obtiene un valor de:

$$h = 21.54\text{cm} \geq 18.32 \text{ OK}$$

Este valor de  $h$  es el que se debe utilizar al definir el ancho de la losa en el programa ETABS.

## 2) Determinación de la Carga Muerta de la Losa

El peso en toneladas obtenido se calcula para 1 m<sup>2</sup> de sección en planta de losa. El peso específico del hormigón armado se considera como 2.4 T/m<sup>3</sup> y el peso específico del bloque de hormigón se considera como 1.4 T/m<sup>3</sup>

$$\text{Peso de Nervios} = (0.1 \text{ m})(0.25 \text{ m})(3.6 \text{ m})(2.4 \text{ T/m}^3) = 0.216 \text{ T}$$

$$\text{Pero como es por 1 m}^2 \text{ de losa: } 0.216 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Peso Capa de Compresión} = (1 \text{ m})(1 \text{ m})(0.05 \text{ m})(2.4 \text{ T/m}^3) = 0.12 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Peso de Alivianamiento} = 4 (0.4 \text{ m})(0.4 \text{ m})(0.25 \text{ m})(1.4 \text{ T/m}^3) = 0.224 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Peso Propio de la Losa} = \mathbf{0.559 \text{ T/m}^2}$$

Peso de otros componentes de carga permanente:

$$\text{Enlucido y masillado} = (1 \text{ m})(1 \text{ m})(0.04 \text{ m})(2.2 \text{ T/m}^3) = 0.088 \text{ T/m}^2$$

(2cm de enlucido y 2 cm de masillado)

$$\text{Recubrimiento de Piso} = (1 \text{ m})(1 \text{ m})(0.02 \text{ m})(2.2 \text{ T/m}^3) = 0.044 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Peso de Mampostería (Asumido)} = 0.2 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Peso Total de los otros componentes} = \mathbf{0.332 \text{ T/m}^2}$$

(Guerra, 2010)

$$\text{Carga Muerta} = \mathbf{0.891 \text{ T/m}^2}$$

## 3) Determinación Carga Viva:



Se utilizan los valores dados en NEC 2011, en el Capitulo 1, Cargas y Materiales, para un edificio de Residencia:

**Carga Viva = 0.200 T/m<sup>2</sup>**

4) Predimensionamiento de Vigas:

Según Guerra (2010) las cargas se distribuyen en las vigas de manera tanto triangular o prismática. Para realizar un pre diseño menos tedioso el autor recomienda transformar las cargas triangulares y prismáticas a cargas rectangulares equivalentes. Las cargas prismáticas se dan cuando cada parte de la losa rodeada por 4 vigas no es cuadrada, en este caso todas la partes de la losa, rodeadas por 4 vigas son cuadradas y por ende solo se utiliza la formula de transformación de cargas triangulares a cargas rectangulares.

$$\omega_s = \frac{qs}{3}$$

Donde q es la carga por metro cuadrado, s es la longitud del lado menor, en este caso 6 m, que es igual a ambos lados. Como todas las luces son iguales y las cargas también el valor que se encuentre de  $\omega_s$  es el mismo para todas las vigas.

Para calcular correctamente q se deben mayorar las cargas de acuerdo al código de construcción que se deseé utilizar. Por ende, en este caso, se utiliza NEC 2011 y los combos importantes se muestran a continuación:

1. 1.4 D
2. 1.2D + 1.6L
3. 1.2D + L + E
4. 0.9D + E

Como todavía no se tiene información alguna sobre las cargas sísmicas se utilizaran tan solo los combos 1 y 2.

$$q = 1.4(0.891) = 1.247$$

$$q = 1.2(0.891) + 1.6(0.2) = 1.389$$

Por lo tanto  $q = 1.389 \text{ T/m}^2$  y su equivalente rectangular es:

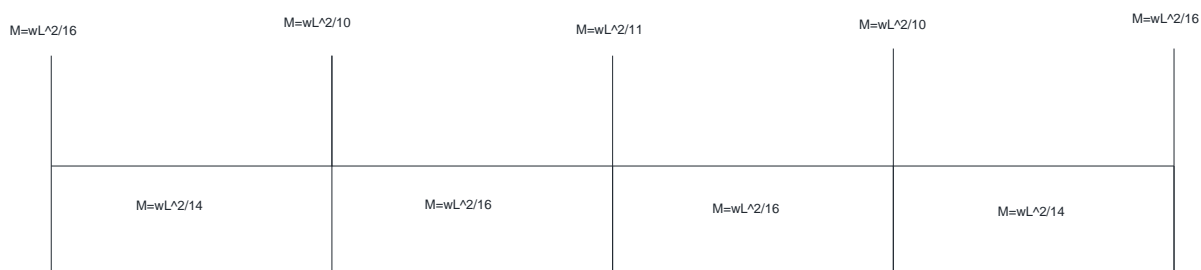
$$\omega_s = 2.778 T/m$$

Como en los pórticos interiores existen vigas que reciben carga desde los dos lados el  $\omega_s$  crítico es el doble del calculado:

$$\omega_s = 5.556 T/m$$

Según el código ACI 318 en el capítulo 8, se permite estimar los momentos de un pórtico continuo con valores proveídos en el mismo. Utilizando estos valores se llegó a las siguientes disposiciones para los pórticos que se quieren pre dimensionar:

Para el pórtico con 5 ejes:



$$M_{1(-)} = 12.5 Tm$$

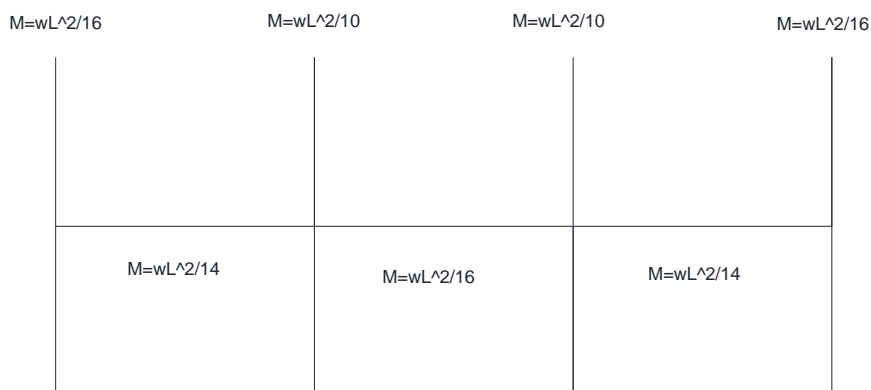
$$M_{2(-)} = 20.0 Tm$$

$$M_{3(-)} = 18.2 Tm$$

$$M_{1(+)} = 14.3 Tm$$

$$M_{2(+)} = 12.5 Tm$$

Para el pórtico con 4 ejes:



$$M_{1(-)} = 12.5 \text{ Tm}$$

$$M_{2(-)} = 20.0 \text{ Tm}$$

$$M_{1(+)} = 14.3 \text{ Tm}$$

$$M_{2(+)} = 12.5 \text{ Tm}$$

Se determina el momento máximo:

$$M_{\max} = 20.0 \text{ Tm}$$

Para realizar el pre dimensionamiento se utiliza:

$$M_n = R_u b d^2$$

Donde  $M_n$  es el momento nominal de la viga,  $b$  es la base de la viga,  $d$  el peralte y  $R_u$  se define como:

$$R_u = \rho f_y \left(1 - 0.588 \frac{\rho f_y}{f'_c}\right)$$

Donde  $\rho$  es la cuantía de acero y se asume como:

$$\rho = 0.5\rho_b$$

Donde  $\rho_b$  es la cuantía de acero balanceada que es el punto, para que en la falla, el acero fluye y el concreto a compresión falla, este se encuentra por:

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{0.003}{0.003 + \varepsilon_y}$$

Donde  $\beta_1$  depende del hormigón y para este caso es 0.85, 0.003 es la deformación normal a la que se revienta el concreto y  $\varepsilon_y$  es la deformación a la que fluye el acero, que en este caso es 0.002.

Con esto se calcula que:

$$\rho_b = 0.021675$$

$$\rho = 0.0108375$$

$$R_u = 39.72 \text{ kg/cm}^2$$

De esto:

$$bd^2 = \frac{M_u}{\phi R_u} = 55947.18 \text{ cm}^3$$

Si se asume un ancho  $b = 25 \text{ cm}$  entonces  $d = 47.3 \text{ cm} \approx 50 \text{ cm}$ . Si, en cambio, se asume  $b = 30 \text{ cm}$  entonces  $d = 43.18 \text{ cm} \approx 45 \text{ cm}$ .

Por lo tanto se pueden utilizar vigas de 30X50 para los primeros 3 pisos, de 30X45 para los siguientes 3, y para los últimos 2 de 25X45.

#### Pre dimensionamiento de Columnas

En el libro de Guerra (2010) se establecen varias formas de estimar el área gruesa de concreto para columnas, basándose en su carga axial. De las tres alternativas que expone el autor, en este caso, se utilizará la Alternativa III, la cual se basa en el principio de ductilidad a flexión que debe tener una columna sismoresistente. Para este caso se utilizará este método porque se lo considera adecuado dado que el objetivo principal del proyecto es generar una estructura dúctil,

que sea capaz de disipar la mayor cantidad de energía posible durante la ocurrencia de un sismo, si colapsar.

Esta alternativa utiliza el diagrama de interacción de una columna, donde se relacionan la resistencia de una columna a carga axial con la resistencia a flexión de ésta. Al punto en el que el acero a tracción fluye al mismo tiempo que la fibra extrema de concreto a compresión falla, se lo conoce como el punto de falla balanceado y éste le corresponden una carga axial  $P_{bal}$  y un momento flector  $M_{bal}$  dentro del diagrama de interacción. Es probable que el punto de la falla balanceada coincida con la resistencia a flexión máxima de la columna. También es probable, como asume Guerra (2010), que:

$$P_{bal} \approx \frac{P_0}{3}$$

Donde  $P_0$  es la carga axial a compresión máxima que resiste una columna. Al diseñar una columna, cuya última resistencia, se encuentre cerca de la falla balanceada se está maximizando la capacidad de los materiales y se está garantizando por lo menos una falla balanceada y no completamente frágil. La resistencia a compresión máxima de una columna se puede estimar con la siguiente expresión:

$$P_0 = [0.85f'_c A_g + A_{st} f_y]$$

Donde  $A_g$  es el área gruesa de la columna y  $A_{st}$  es el área de acero. De aquí:

$$P_0 = [0.85f'_c A_g + \rho A_g f_y]$$

$$P_0 = A_g (0.85f'_c + \rho f_y)$$

Donde  $\rho$  es la cuantía de acero.

$$A_g = \frac{P_0}{(0.85f'_c + \rho f_y)}$$

Si:  $P \leq P_{bal}$

$$A_g = \frac{3P}{(0.85f'_c + \rho f_y)}$$

A esta fórmula se la multiplica por 1.3 para considerar un 30% adicional por la acción sísmica y por 1000 para pasar de kg a T.

$$A_g = \frac{3900P}{(0.85f'_c + \rho f_y)}$$

Reemplazando los valores correspondientes de  $f'_c$  y  $f_y$  y con un  $\rho = 1\%$ , se obtiene que:

$$A_g = 17.69P$$

Donde  $A_g$  esta en  $\text{cm}^2$  y P en T.

Para el pre dimensionamiento de las columnas se divide las columnas en tres tipos: columnas de esquina, que tienen un área de carga colaborante de un panel de piso, columnas de borde que tienen un área de carga colaborante de 2 paneles de piso y columnas interiores que tienen áreas colaborantes de 4 paneles de piso. Las columnas deben repetirse en sección en al menos dos pisos consecutivos, tanto por buscar simplicidad en la construcción como para no generar cambios bruscos de rigidez. En lo posible los cambios en las secciones de columnas entre pisos deben ser muy leves o no existentes para que no se produzcan concentraciones de esfuerzos en lugares de cambios de rigidez.

Pre Diseño Edificio de 8 Pisos.

Para este pre diseño se tomaran las columnas del primer, tercero, quinto y séptimo piso, pero se buscara que los tres primeros pisos, los tres siguientes y los dos últimos tengan las mismas combinaciones de secciones de columnas.

Determinación de Cargas

Peso losa y Recubrimientos =  $0.891 \text{ T/m}^2$

Peso Vigas (Primeros 3 pisos) =  $0.155 \text{ T/m}^2$

Peso Columnas (Asumido (Guerra, 2010)) =  $0.100 \text{ T/m}^2$

Para el primer piso se debe tomar en cuenta que las columnas deben soportar el peso de todas las losas, vigas y columnas superiores. Debido a esto, se debe multiplicar por 8 la carga de la losa y recubrimientos y por 7 las cargas de las columnas y vigas. Este procedimiento se utilizara igualmente en el pre diseño de las columnas de los pisos subsiguientes.

### Primer Piso:

$$\text{Carga Muerta} = 10.696 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Carga Viva} = 0.200 \text{ T/m}^2$$

$$1.2D + 1.6L = 11.02 \text{ T/m}^2$$

Debido a que no existen limitaciones arquitectónicas se utilizaran tan solo secciones de columnas cuadradas para simplificar ciertos cálculos y verificaciones procedentes.

### Pre dimensionamiento Primer Piso

Tipo	Área Coop. (m <sup>2</sup> )	P (T)	Ag = 17.69P (cm <sup>2</sup> )	b (cm)	h (cm)	b (cm)	h(cm)
Esquina	9	99.18	1754.49	45	38.99	45	45
Borde	18	198.36	3508.99	60	58.48	60	60
Interior	36	396.72	7017.98	85	82.56	80	80

Con esto se asumirán secciones de 45X45 cm para las columnas de esquina, 60X60 cm para las columnas de borde y 90X90 cm para las columnas interiores.

Habiendo realizado el pre dimensionamiento para todos los pisos, menos para el segundo y el octavo, se llegó a la conclusión de repetir las secciones del primer piso a lo largo de los tres primeros pisos, las secciones del cuarto piso en los siguientes tres, y las secciones del séptimo en los últimos dos. Se presentan a continuación solo los resultados para el cuarto y el séptimo piso.

### Pre dimensionamiento Cuarto Piso

$$1.2D + 1.6L = 6.99 \text{ T/m}^2$$

Tipo	Área Coop. (m <sup>2</sup> )	P (T)	Ag = 17.69P (cm <sup>2</sup> )	b (cm)	h (cm)	b (cm)	h(cm)
Esquina	9	62.91	1112.88	35	31.80	35	35
Borde	18	125.82	2225.76	45	49.46	45	45
Interior	36	251.64	4451.51	65	68.48	65	65

Las secciones serian de 35X35 cm para las esquinas, 45X45 cm para las columnas de borde y 65X65 cm para las columnas interiores. Si no se baja aun más el área de las secciones es debido a que no se quiere incurrir en un cambio demasiado brusco de rigidez entre los pisos en los que cambia la sección.

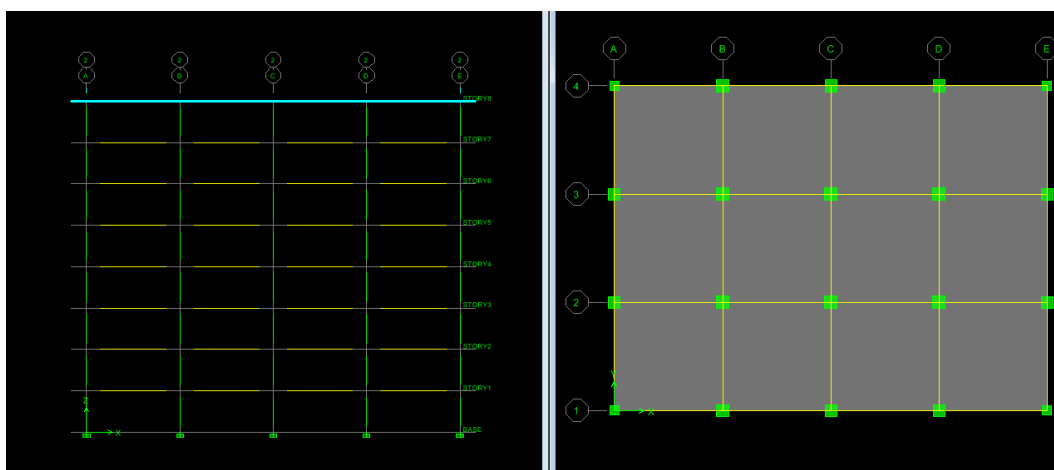
Pre dimensionamiento Séptimo Piso

$$1.2D + 1.6L = 2.764 \text{ T/m}^2$$

Tipo	Área Coop. (m <sup>2</sup> )	P (T)	Ag = 17.69P (cm <sup>2</sup> )	b (cm)	h (cm)	b (cm)	h(cm)
Esquina	9	24.876	440.06	30	14.67	30	30
Borde	18	49.752	880.11	30	29.34	30	30
Interior	36	99.504	1760.23	45	39.12	45	45

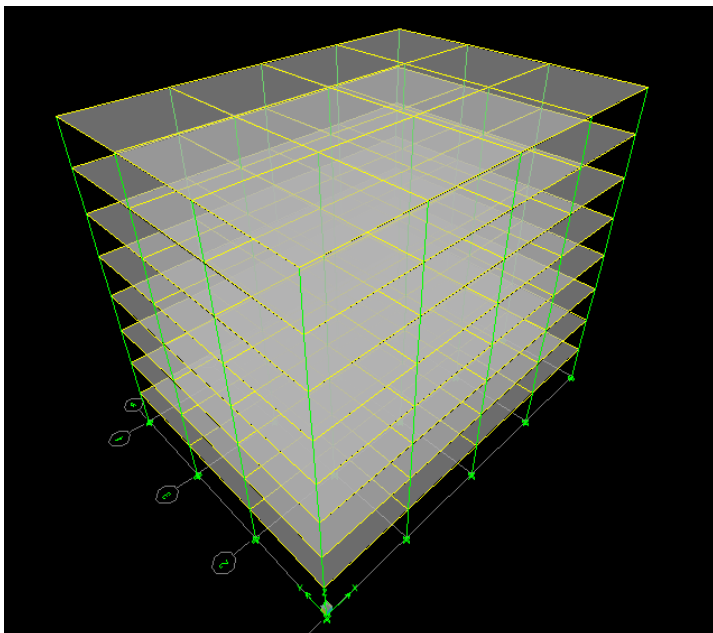
Para los últimos dos pisos las secciones son: 30X30 cm en las esquinas, 45X45 cm en los bordes y 70X70 para las interiores.

Siguiendo los pasos propuestos por Guerra (2010) se modela la estructura en el ETABS:





Vista de la estructura en elevación (izquierda) y en planta (derecha)



Vista en tres dimensiones de la estructura

### Cálculo de las Cargas Sísmicas

Para las cargas sísmicas se utilizan tanto un modelo estático como un modelo dinámico. Para el modelo estático se utiliza un coeficiente de cortante basal. Para el modelo dinámico se utiliza el análisis modal espectral. Tanto el coeficiente para el cortante como el espectro de respuesta de aceleraciones se tomaron de la NEC 2013.

Los datos necesarios para construir tanto el coeficiente de cortante basal como el espectro son:

- El factor  $z$ , el cual depende de la ciudad del país en la que se realizará la construcción. Para este caso, dado que la construcción se encuentra en Quito:

$$z = 0.4$$

- El factor de irregularidad en planta  $\phi_p$  que penaliza este tipo de irregularidades. En este caso, por ser una estructura sin irregularidades, se tiene:

$$\phi_p = 1$$

- El factor de irregularidad en altura  $\phi_E$  que penaliza este tipo de irregularidades. En este caso, por ser una estructura sin irregularidades, se tiene:

$$\phi_E = 1$$

- El coeficiente de reducción de respuesta estructural  $R$  el cual hace que los requerimientos sísmicos sobre una estructura sean más laxos si esta se considera que tiene alta ductilidad. Para este caso se toma el valor correspondiente a “Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas:”

$$R = 6$$

- El factor de importancia  $I$ . Que en este caso, al ser una estructura de vivienda, se toma como:

$$I = 1$$

Como ya se mencionó anteriormente, se utilizará un suelo tipo D, el cual es el más común en Quito, y se cambiará el factor de zona sísmica de acuerdo con los resultados que se obtuvieron de las curvas de peligro sísmico. Por ende:

- Primero se tiene el factor de sitio  $F_a$  que para zona V es:

$$F_a = 1.2$$

- Luego se tiene otro factor de sitio  $F_D$  que para zona V es:

$$F_D = 1.4$$

- Por último se tiene el factor de comportamiento inelástico del subsuelo  $F_S$  que para zona V es:

$$F_S = 1.5$$

Asumiendo un amortiguamiento de 0.05 con respecto al amortiguamiento crítico. NEC provee ecuaciones para poder calcular la aceleración espectral  $S_a$ :

$$S_a = \eta z F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_C$$

Donde  $\eta = 2.48$  para la Sierra, Esmeraldas y Galápagos según NEC.

$$S_a = \eta z F_a \left(\frac{T_C}{T}\right)^r \text{ para } T > T_C$$

Donde según NEC  $r = 1.5$  para suelos tipo D y E. Y donde:

$$T_C = 0.55 F_S \frac{F_D}{F_a} = 0.9625 \text{ s}$$

El periodo estático de la estructura se puede calcular de NEC mediante la siguiente expresión:

$$T = C_t h_m^\alpha$$

Donde  $h_m$  es la altura de la estructura en metros, y  $C_t$  y  $\alpha$  son constantes que dependen del tipo de estructura. Para este caso específico, pórticos especiales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras:

$$C_t = 0.047$$

$$\alpha = 0.9$$

Con una altura de 20.8 m, se obtiene un periodo de vibración de:

$$T = 0.723 \text{ s} < 0.9625 \text{ s}$$

Por lo tanto se utiliza la primera ecuación para la aceleración espectral:

$$S_a = 1.1904g$$

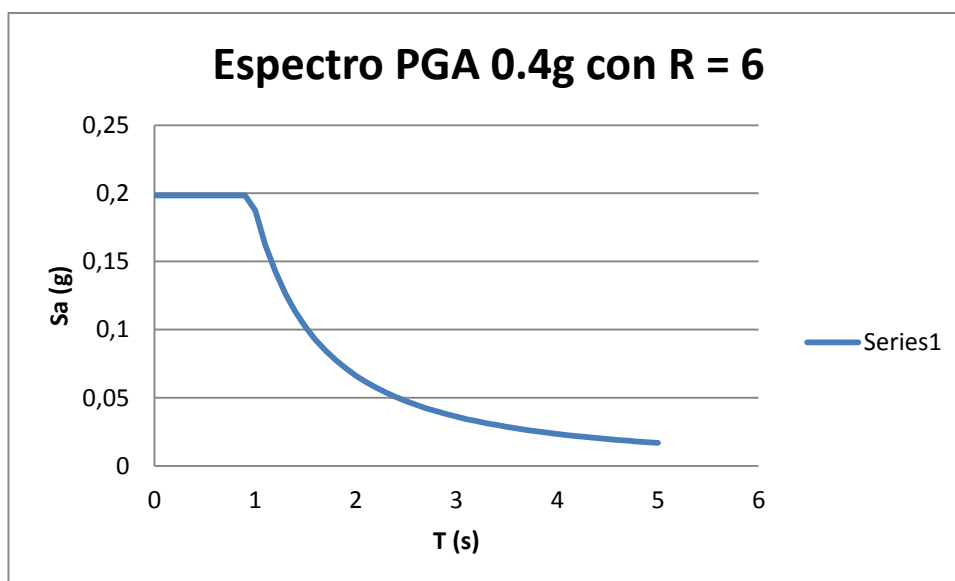
El cortante basal en NEC se calcula como:

$$V = \frac{IS_a}{R\phi_E\phi_P} W$$

Donde  $W$  es el peso de la estructura. Para el ETABS se necesita tan solo conocer el coeficiente que multiplica al peso y por ende se obtiene:

$$\frac{IS_a}{R\phi_E\phi_P} = 0.1984$$

Con las fórmulas y datos presentados con anterioridad se construye el espectro de aceleraciones:



## Diseño Definitivo de la estructura

El periodo estático de la estructura fue de 0.723 s. Al ingresar el espectro mostrado arriba en el programa ETABS, este calcula su propio periodo para la estructura, utilizando el método del análisis modal espectral, a este periodo se lo refiere como periodo dinámico y normalmente es menor a la estimación que se realiza con el periodo estático. Debido a que el verdadero periodo de la estructura se encuentra justo entre los dos valores del periodo, el cortante basal de diseño dinámico debe ser, según NEC para diseño en pórticos de hormigón armado, al menos el 80% del cortante estático calculado con el periodo estático y el cual para este caso sería:

$$V_s = 0.1984W$$

Donde W es el peso total de la estructura. Debido a esta restricción se deben realizar iteraciones, corrigiendo el cortante el espectro hasta que el cortante dinámico llegue a ser al menos 0.80 de estático. Una vez conseguido esto se debe verificar la deriva de piso. La ecuación para la deriva es:

$$\Delta_E \leq \frac{\Delta_M}{0.75R} = 0.00444$$

Para lograr que los valores de la deriva de piso no lleguen a ser iguales o mayores que 0.00444 se debe controlar directamente la rigidez de la estructura en todas sus formas. Debido a que la rigidez depende tanto del material como de la geometría de un elemento y debido a que el material es invariable, la única manera de controlar la deriva es subiendo o bajando las secciones transversales de todos los elementos de la estructura. Las iteraciones deben realizarse hasta que la deriva sea al menos un poco menor que el límite de 0.00444, una vez logrado esto se termina con las iteraciones, ya que la deriva ya se puede decir que se ha controlado con bastante certeza. Para este edificio de 8 pisos el peso para el que se dejó de realizar iteraciones fue de:

$$W = 4480.92 T$$

Por lo que el cortante basal estático fue de:

$$V_s = 889.01 T$$

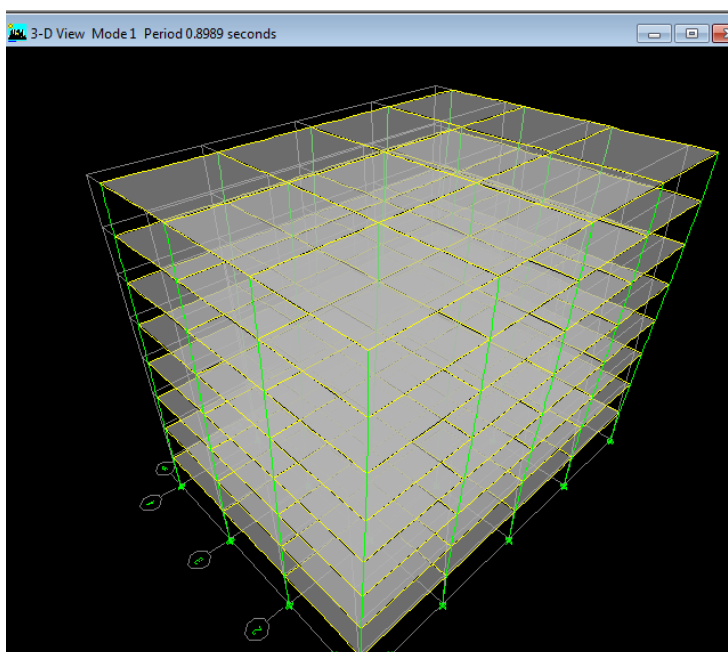
Debido a lo cual el cortante basal dinámico debe ser mayor o igual que:

$$V_D \geq 711.2 T$$

Con esto se pueden eliminar las cargas estáticas para el diseño. Estos no son ni el peso ni los cortantes definitivos pero el factor que relaciona al estático con el dinámico que en este caso sería de 1.25 si se estabiliza lo suficiente para este punto por lo que no se requiere de más iteraciones. Siguiendo los pasos propuestos por Guerra se continúa con el diseño del acero de la estructura. En esta parte del proceso se deben verificar tres cosas:

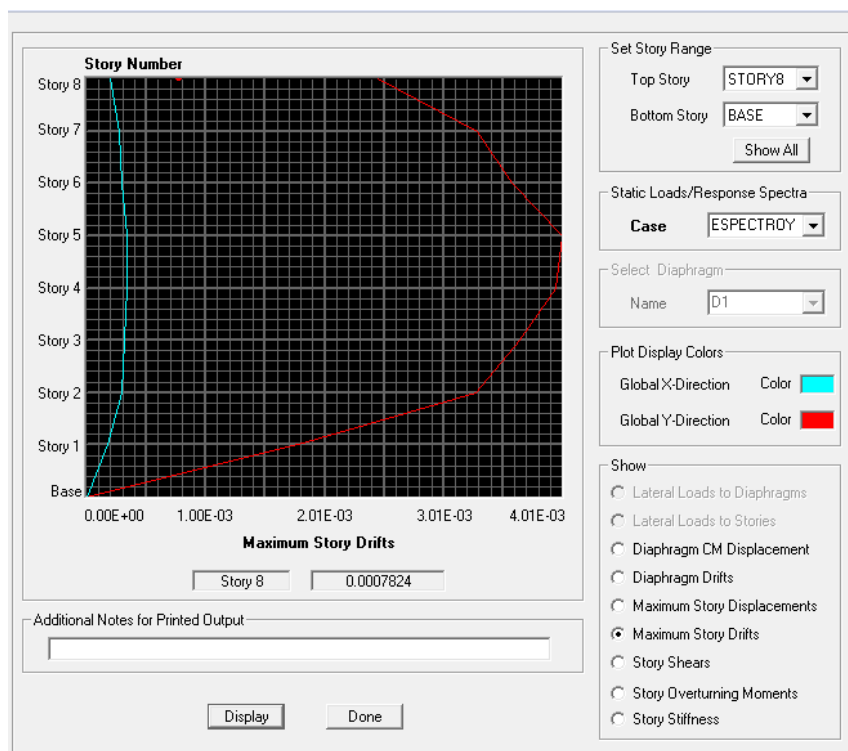
- Primero que el porcentaje de acero de refuerzo en las columnas se encuentre en  $1.00\% \leq \rho \leq 2.00\%$
- Segundo que todas las conexiones cumplan con que la resistencia a flexión del nudo, como ya se ha expuesto anteriormente, con excepción de los nudos del techo.
- Tercero, que todos los nudos cumplan con los requisitos a cortante horizontal dados por ACI 318-08.

Si no se cumplen algunos de estos requisitos se debe aumentar o ajustar las secciones de los elementos para que se cumplan todos estos requisitos. Estos requisitos son indispensables para un diseño tanto económico como seguro. Fallas por cortante, en cualquiera de los elementos, son inadmisibles, raras, y si se presentan deben ser arregladas sin duda.



Primer Modo de Vibración Definitivo de la Estructura,  
 Periodo definitivo  $T = 0.8989$  s

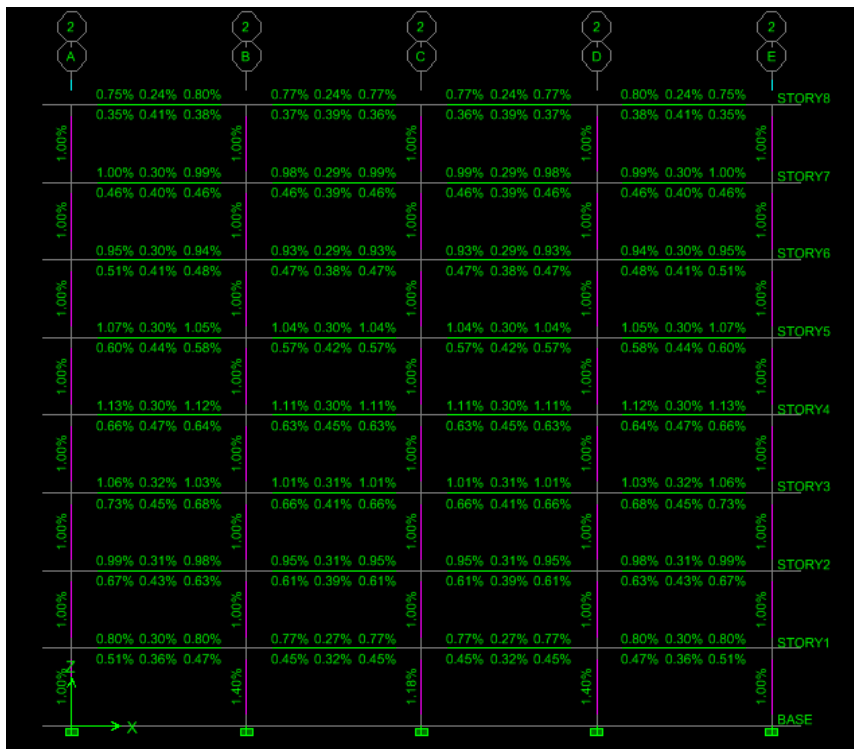
Para este caso en particular el diseño definitivo quedó con una deriva máxima en dirección del eje y, que es el que domina, de: 0.00401 como se puede ver en el siguiente grafico generado por ETABS.



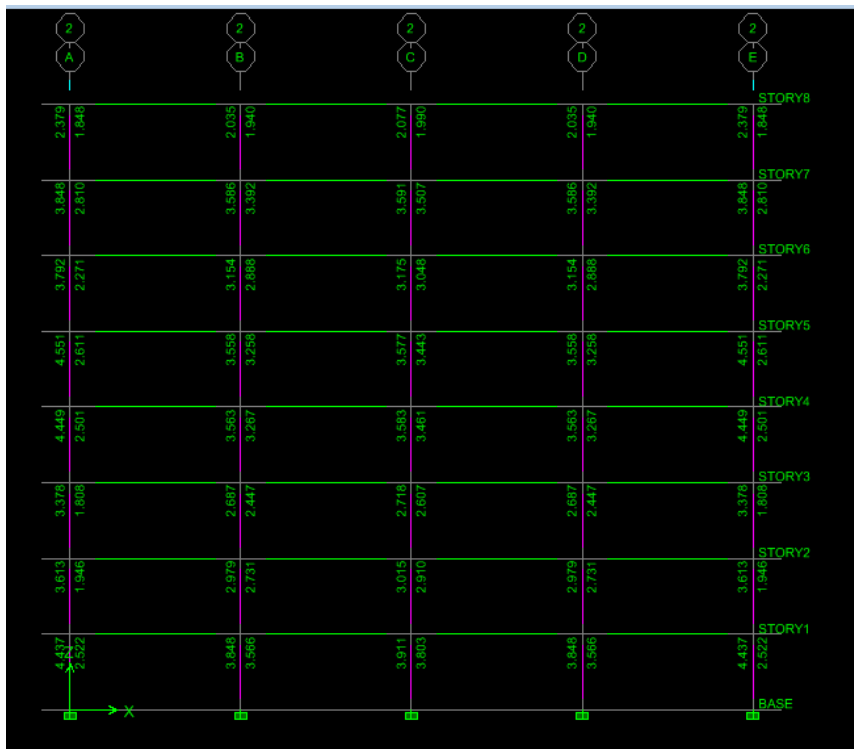
Algo interesante de notar es que la deriva se encuentra en su máximo valor en el piso 5, como se puede ver en el grafico.

A continuación se muestran los resultados de los tres requisitos que se buscan en el acero:

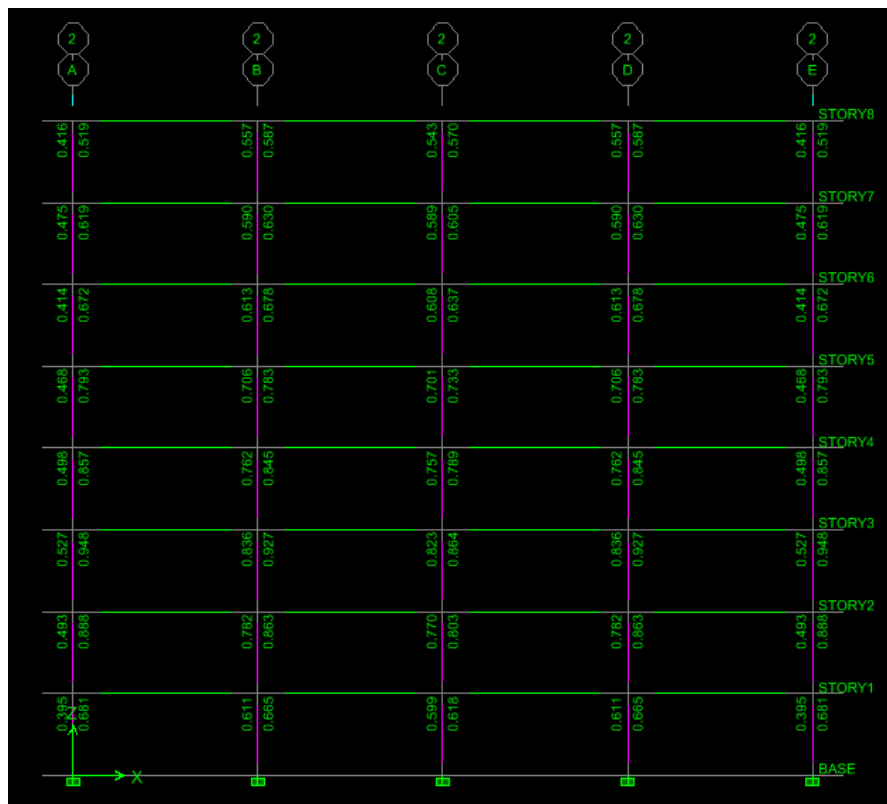
Porcentaje de acero de refuerzo



Relaciones de resistencia columna/viga



### Relación del cortante en el nudo



Como se puede observar en el primer gráfico todas las columnas, menos las de la base, tienen un porcentaje de acero del 1%. La relación de resistencia columna/viga se encuentra, en la mayoría de los casos entre 2 y 4. Solo los nudos de borde presentan valores menores a 2. Esto es importante ya que según Beckingsale 1980 y Pualay 1979, citados en ACI352 un valor que asegura que la columna no fluya antes que la viga es de 3. Por último como se puede ver en la relación del cortante del nudo los valores más críticos llegan hasta 0.9 o incluso un poco más.

El cortante en el nudo es muy sensible a los cambios, y se puede decir, que, para este caso, es el que gobierna el diseño. Los valores de dimensiones de columnas y vigas obtenidos fueron determinados en algunos casos por el cortante en el nudo seguido por la deriva. Los nudos más críticos, que son los que tienen valores de entre 0.75 y 0.999 son los que determinaron el tamaño de muchas columnas y el ancho de las vigas, en especial de las columnas de borde y de esquina y de las vigas de borde. Es importante reconocer que si se aplica ACI352 a muchos de estos nudos estos no



cumplirían con el requisito de cortante. En muchos casos se debió subir el ancho de las vigas para que estas cubran al menos el 75% de la cara de la columna, esto se debe al factor  $\gamma$  que determina el confinamiento del concreto en el nudo, si las vigas no cubren al menos el 75% de la cara de la columna este valor baja de 20 a 12 y muchos nudos no pasan la prueba del cortante. Es por esto que todas las vigas tiene un ancho de al menos 40 cm.

Como se puede observar, tanto la resistencia como la relación columna/viga no son muy determinantes en este diseño en particular ya que sus valores están sobre los límites. Por ende, si la estructura se encuentra bien pre dimensionada, los problemas más importantes a superar para mantener la seguridad de ésta son la deriva de piso y el cortante en el nudo.

### Secciones Definitivas y Acero de Refuerzo

Secciones de columnas (cm)

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	65 × 65	80 × 80	80 × 80
2,3	65 × 65	80 × 80	80 × 80
4,5,6	60 × 60	80 × 80	80 × 80
7,8	50 × 50	65 × 65	70 × 70

Porcentaje de Acero en la sección

Para el porcentaje de acero se toma el valor mayor que se obtiene en cada tipo de columna. Esto quiere decir que para todas las columnas interiores de la base se toma el mismo porcentaje, para todas las columnas de borde de la base también y así sucesivamente. Esto se justifica debido a que se dio una pequeña excentricidad al sismo, lo cual afecta imperceptiblemente en este caso, y debido a que la mayoría de columnas, exceptuando las de la base, están al 1.00%.

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	1.43 %	1.06 %	1.40 %

2,3	1.04 %	1.00 %	1.00 %
4,5,6	1.00 %	1.00 %	1.00 %
7,8	1.00 %	1.00 %	1.00 %

Área de acero en la sección (cm<sup>2</sup>)

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	60.42	67.84	89.60
2,3	43.93	64.00	64.00
4,5,6	42.25	64.00	64.00
7,8	25.00	42.25	49.00

Como ya se especifico en las consideraciones sobre ACI352, existe un diámetro máximo para las varillas, este intenta asegurar un buen comportamiento de estas en el nudo. Con la siguiente ecuación:

$$\frac{h_b}{d_{b(\text{barras de columna})}} \geq \frac{20f_y}{420} \geq 20 \text{ (MPa)}$$

Se limita el tamaño de las varillas. Si se despeja  $d_b$  de la ecuación y se reemplaza por el valor de  $f_y = 411.6 \text{ MPa}$ :

$$\frac{h_b}{d_{b(\text{barras de columna})}} \geq 19.6 \geq 20$$

$$d_b \leq \frac{h_b}{19.6}$$

Secciones de Vigas (cm)

Pisos	Secciones
1,2,3	45 × 65

4,5,6	45 × 55
7,8	35 × 50

Diámetro de Varilla Máximo en Columnas (mm)

Pisos	Secciones
1,2,3	32
4,5,6	28
7,8	25

Área de Acero en Vigas (cm<sup>2</sup>)

Para el área de acero longitudinal y el acero transversal en vigas se dividió las vigas de cada piso en cuatro tipos diferentes: vigas de borde en paralelas al eje X (XB), vigas interiores paralelas al eje X (XI), vigas de borde paralelas al eje Y (YB) y vigas interiores paralelas al eje Y (YI). Aparte de eso se tomó los valores arrojados por el ETABS, para el área de acero tanto para momento positivo como para momento negativo cada uno tanto en los apoyos de las vigas como en el centro de la luz. Además de esto, se tomó tan solo el valor máximo por tipo de sección y por piso, lo que quiere decir que para los pisos 2,3 de este edificio se tomó, para el refuerzo a momento negativo en el apoyo, el mayor de todos los valores de las vigas tanto en un solo pisos como en los dos; por ende existe un solo valor para este tipo de refuerzo. Debido a una inspección rápida hecha en todos los edificios, se pudo verificar que el valor variaba muy poco y que esta gran simplificación era factible, en especial por el hecho de que luego al cambiar a varillas muchos valores que parecen diferentes se igualan o se diferencian por muy poco. Se reconoce además, que estos cambios seguramente afecten al cumplimiento de los nudos, pero debido a que los nudos tienen sus propios factores de seguridad y a que muchos de ellos cumplían con al menos un margen razonable los requerimientos impuestos por ACI352, se concluyó que la verificación posterior sería demasiado trabajo, una vez más, tomando en cuenta el factor comparativo de todo el proyecto. Sin embargo para un proyecto que vaya efectivamente a ser construido esto

sería indispensable y de la misma manera el cambio de las secciones de hormigón si estas no cumplen con los requisitos necesarios.

Piso(s)		XB		XI		YB		YI	
		Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
Base	M(+)	9.468	16.260	10.476	14.792	10.281	18.157	11.194	16.409
	M(-)	9.039	21.272	8.664	23.469	9.039	23.227	9.039	25.243
2,3	M(+)	11.909	22.319	13.262	21.288	13.108	25.317	14.394	23.957
	M(-)	9.657	28.212	9.325	30.973	10.836	31.413	10.414	33.961
4,5,6	M(+)	10.616	18.491	11.647	16.366	11.656	21.012	12.580	18.531
	M(-)	8.020	25.183	7.533	28.086	9.029	27.953	8.093	30.601
7,8	M(+)	5.496	6.854	7.074	8.079	6.133	7.935	7.348	8.578
	M(-)	4.338	13.824	5.213	17.459	4.956	14.805	5.273	18.565

#### Varillas en las Vigas

Piso(s)		XB		XI		YB		YI	
		Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
Base	M(+)	2φ25	4φ25	3φ25	3φ25	3φ25	4φ25	3φ25	4φ25
	M(-)	2φ25	5φ25	2φ25	5φ25	2φ25	5φ25	2φ25	6φ25
2,3	M(+)	3φ25	5φ25	3φ25	5φ25	3φ25	6φ25	3φ25	5φ25
	M(-)	2φ25	6φ25	2φ25	7φ25	3φ25	7φ25	3φ25	7φ25
4,5,6	M(+)	3φ25	4φ25	3φ25	4φ25	3φ25	5φ25	3φ25	4φ25
	M(-)	2φ25	6φ25	2φ25	6φ25	2φ25	6φ25	2φ25	7φ25
7,8	M(+)	2φ25	2φ25	2φ25	2φ25	2φ25	2φ25	2φ25	2φ25
	M(-)	1φ25	3φ25	2φ25	4φ25	2φ25	4φ25	2φ25	4φ25

El área de acero mínima en vigas, tanto para momento positivo como para momento negativo, se da por la siguiente fórmula:

$$A_{smin} = \frac{14}{f_y} bd$$



	M(-)	0	31415.9265	0	62831.8531	0	47123.8898	0	70685.8347
--	------	---	------------	---	------------	---	------------	---	------------

$V_{T \text{ sin min.}}$	$V_T$
2844319.45 cm <sup>3</sup>	5860247.45 cm <sup>3</sup>

Acero Transversal en Vigas por unidad de longitud (cm<sup>2</sup>/cm)

Piso(s)	XB		XI		YB		YI	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
Base	0.132	0.148	0.152	0.182	0.142	0.156	0.161	0.190
2,3	0.166	0.182	0.186	0.213	0.181	0.198	0.200	0.227
4,5,6	0.148	0.167	0.170	0.206	0.161	0.180	0.181	0.216
7,8	0.087	0.106	0.103	0.124	0.093	0.111	0.107	0.128

Por razones de confinamiento, NEC, en su capítulo sobre Hormigón Armado (capítulo 4), dispone que se utilicen, para refuerzo transversal, varillas de diámetro de 10 mm o más. Este diámetro de varilla es la que se utilizará para el refuerzo transversal en el diseño de todas las estructuras del proyecto. El área de una varilla de 10 mm es de 0.785398 cm<sup>2</sup>, y debido a que son dos ramas de acero las que soportan el esfuerzo cortante el área verdadera es el doble de esa y por ende es: 1.570796 cm<sup>2</sup>. A continuación se presentan los espaciamientos, redondeados al centímetro menor, que deben tener las áreas por unidad de longitud que se presentó en la tabla precedente.

Espaciamiento de Estribos en las Vigas (cm)

Piso(s)	XB		XI		YB		YI	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
Base	11	10	10	8	11	10	9	8
2,3	9	8	8	7	8	7	7	6
4,5,6	10	9	9	7	9	8	8	7
7,8	15	14	15	12	15	14	14	12

Así mismo, en el capítulo 4 de NEC, se estipula que la zona de confinamiento de una viga es de un largo de  $2h$  ( $h$  es el peralte de la viga) desde la cara del apoyo. Debido a esto se utilizarán los valores obtenidos bajo el nombre de apoyo, en la tabla anterior, por longitudes de  $2h$ . El resto de la viga tomará los valores de espaciamiento que van bajo el nombre de centro.

#### Número de Estribos por cada Luz Libre

Piso(s)	XB		XI		YB		YI	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
Base	31	26	34	33	31	26	38	33
2,3	38	33	43	38	43	38	49	44
4,5,6	38	24	43	32	43	28	48	32
7,8	27	15	27	17	27	15	29	17

#### Número de Estribos Total

Piso(s)	XB		XI		YB		YI	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
Base	248	208	272	264	186	156	342	297
2,3	608	528	688	608	516	456	882	792
4,5,6	912	576	1032	768	774	504	1296	864
7,8	432	240	432	272	324	180	522	306

Total	16485
-------	-------

Para no complicar las cosas con detalles estructurales se tomará un promedio del perímetro total de un estribo para todas las vigas. Eso quiere decir que si se tiene, como en este caso, vigas de tamaños de  $45 \times 65$ ,  $45 \times 55$ , y  $35 \times 50$  cm se resta 4 cm a cada lado (este valor es normado por ACI318), debido al recubrimiento, por lo tanto se tiene

dimensiones de  $41 \times 61$ ,  $41 \times 51$ , y  $31 \times 46$  cm para los perímetros de los estribos. De estas dimensiones se toma el promedio de las 3 consiguiendo:  $37.67 \times 52.67$  cm; este promedio da un valor de perímetro de 180.68 cm. Si se multiplica el perímetro por el área transversal de la varilla de 10 mm, que es la utilizada para los estribos, se obtiene el volumen de acero de un solo estribo representativo de todos los estribos de la estructura:  $V_E = 141.91 \text{ cm}^3$  multiplicando por el número total de estribos se obtiene un volumen de:

$V_{EV}$	2339316.1 $\text{cm}^3$
----------	-------------------------

#### Volumen de Hormigón en Vigas

Cada luz libre tiene 6 metros; por ende se obtiene el volumen de una sola luz libre por sección transversal y luego se multiplica por el número de vigas de este mismo tipo que hay en el mismo piso, como todas las vigas por piso son iguales se multiplica por 31, y luego se multiplica por el número de pisos con secciones idénticas.

Pisos	Secciones (cm)	Área ( $\text{m}^2$ )	Volumen Viga ( $\text{m}^3$ )	Volumen Vigas ( $\text{m}^3$ )
1,2,3	$45 \times 65$	0.2925	1.755	163.22
4,5,6	$45 \times 55$	0.2475	1.485	138.11
7,8	$35 \times 50$	0.1750	1.050	65.10

#### Volumen Total de Vigas

$V_{HV}$	366.43 $\text{m}^3$
----------	---------------------

Para los precios unitarios del hormigón en vigas se tomaron los datos de la revista de la Cámara de la Industria de la Construcción, edición noviembre-diciembre 2013. Se pudo encontrar el precio unitario de tan solo dos tipos de secciones de vigas: de  $30 \times 40$  y de  $30 \times 60$ . La variación entre estos precios ocurre en el encofrado. Los precios calculados,



utilizando los datos que provee la revista fueron (Al precio obtenido se le agregó un 25% de costos indirectos):

Sección (cm)	Área (cm <sup>2</sup> )	Precio (\$/m <sup>3</sup> )
30 × 40	1200	392.41
30 × 60	1800	340.55

El precio aumenta conforme aumenta la sección debido a que la unidad es el m<sup>3</sup> y por ende entra mucho más encofrado en un m<sup>3</sup> si la sección es pequeña. Debido a que estos fueron los únicos precios encontrados se dividirán todas las vigas en dos grupos que se ajusten lo mejor posible a los precios. Esto se realizará tomando en cuenta el área transversal gruesa de la sección y comparando con las de las vigas con precios encontrados. En este caso la sección más pequeña es de 35 × 50 la cual tiene un área de 1750 cm<sup>2</sup>, la cual es aproximadamente el área de una columna de 30 × 60 por lo que todas las vigas pertenecen al segundo precio.

De esta manera el precio total de vigas se obtiene al multiplicar el segundo precio por el volumen total de hormigón en vigas, dando:

Precio Vigas	\$ 124787.74
--------------	--------------

Volumen de Hormigón de Columnas por 1 Columna (m<sup>3</sup>)

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	1.12385	1.70240	1.70240
2,3	1.12385	1.70240	1.70240
4,5,6	0.95760	1.70240	1.70240
7,8	0.66500	1.12385	1.30340

Volumen de Hormigón de Columnas (m<sup>3</sup>)

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	4.495	17.024	10.214
2,3	8.991	34.048	20.429

4,5,6	11.491	51.072	30.643
7,8	5.320	22.477	15.641

Volumen Total en Columnas

$V_{HC}$	227.35 m <sup>3</sup>
----------	-----------------------

Volumen Total de Hormigón

$V_{HC}$	593.78 m <sup>3</sup>
----------	-----------------------

El mismo análisis realizado para las vigas se implementa en las columnas donde tan solo se encontraron tamaños de 40 × 40 y de 60 × 60. Los precios y las áreas de estas se presentan a continuación (También se aumentó un 25% de costos indirectos):

Sección (cm)	Área (cm <sup>2</sup> )	Precio (\$/m <sup>3</sup> )
40 × 40	1600	342.29
60 × 60	3600	200.52

Si se comparan estas áreas con las secciones obtenidas en los diseños se puede ver que solamente las columnas con áreas de 40 × 40, 45 × 45, y de 50 × 50 pertenecen al primer precio. El resto van con el segundo precio. Aquí existirá un problema importante debido a que muchas de las columnas de este proyecto tienen un área mucho mayor a 3600 cm<sup>2</sup>, a pesar de esto, al menos se tiene un valor bastante significativo en lo que respecta al precio real en obra. Lo que cambia el precio tan drásticamente entre secciones es el encofrado. Por lo que en todo caso se incurre máximo en una sobrevaloración de este para las secciones más grandes, debido a que este proyecto es puramente comparativo esa sobrevaloración no será de demasiada importancia en el momento de presentar los resultados ya que la mayoría de edificios tienen columnas grandes.

Realizando esta distinción, se presenta el precio total del hormigón en columnas:

Precio Columnas	\$ 46342.44
-----------------	-------------

Precio Total Hormigón	\$ 171130.18
--------------------------	--------------

#### Varillas en las columnas

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	10 $\phi$ 28	12 $\phi$ 28	15 $\phi$ 28
2,3	8 $\phi$ 28	11 $\phi$ 28	11 $\phi$ 28
4,5,6	8 $\phi$ 28	11 $\phi$ 28	11 $\phi$ 28
7,8	6 $\phi$ 25	9 $\phi$ 25	10 $\phi$ 25

Debido a que este proyecto es bastante teórico y no requiere de un detalle estructural se utilizaran varillas de un solo tamaño en todo el edificio, esto resultará en un numero de varillas impar en las columnas, lo cual es inconcebible en la práctica, pero, para este caso, da una idea bastante precisa del peso de acero a utilizar, sin complicarse en los detalles.

#### Volumen de Acero Longitudinal (cm<sup>3</sup>)

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	16379.0075	19654.809	24568.5112
2,3	30590.5673	42062.0301	42062.0301
4,5,6	43693.7733	60078.9383	60078.9383
7,8	18289.9597	27434.9396	30483.2662
Total	108953.308	149230.717	157192.746
Esquina X 4, Borde X 10, Interior X 6	435813.231	1492307.17	943156.474

Se tomó como que había un traslapo en los pisos 2,4 y 6. Estos traslapos tienen un valor representativo de la luz libre de la columna sobre tres. Al igual que con las varillas estas

aproximaciones intentan representar bien a una estructura real sin caer en demasiados detalles.

### Refuerzo Transversal

El ETABS no devolvió valores para el refuerzo a cortante en columnas, eso se debe a que el concreto aguanta sin ningún problema los esfuerzos cortantes solicitados. A pesar de esto, una columna siempre debe llevar refuerzo transversal de confinamiento. La fórmula para este refuerzo mínimo de confinamiento ya se presentó en la parte sobre ACI352 y es:

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s_h b_c f'_c}{f_{yh}} \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right)$$

Donde:

$$0.3 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \geq 0.09$$

Utilizando un diámetro de 12 mm y si se aproxima un promedio de 3 varillas por sección se tiene que  $A_{sh} = 3.3927 \text{ cm}^2$  si se despeja  $s_h$ :

$$s_h = \frac{A_{sh} f_{yh}}{b_c f'_c 0.3 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right)}$$

Esta configuración promedio se obtiene del requisito de NEC en el capítulo sobre hormigón armado que dice que para columnas mayores a 50 cm se deben colocar estribos o varillas adicionales para asegurar el confinamiento. Debido a que no se requiere un detalle estructural, esto aquí, tan solo se estima. Para el perímetro se tomarán un largo de las dimensiones de la columna más dos varillas más en cada sentido perpendicular. Todo esto no es preciso y es tan solo para dar una idea de la realidad. Los costos que se pierdan o se ganen realizando esta generalización serán incurridos en los demás edificios también haciendo que el detalle no sea importante al momento de una comparación.

Espaciamiento Estribos ( $s_h$  (cm))

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	11.60	9.40	9.40

2,3	11.60	9.40	9.40
4,5,6	12.50	9.40	9.40
7,8	15.00	11.60	10.70

Numero de secciones con estribos

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	23	29	29
2,3	46	57	57
4,5,6	64	85	85
7,8	36	46	50

Volumen de Acero Transversal (cm<sup>3</sup>)

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	9364.43	14758.25	14758.25
2,3	18727.70	29007.59	29007.59
4,5,6	23884.61	43256.93	43256.93
7,8	10992.35	18727.70	22052.55
Total	62969.09	105750.47	109075.32
Esquina X 4, Borde X 10, Interior X 6	251876.36	1057504.70	654451.92

Volumen Total de Acero en Columnas (cm<sup>3</sup>)

$V_{AL}$	$V_{AT}$
2871276.88	1963832.98

Resumen de Acero

La densidad normal del acero de refuerzo utilizado para la construcción de estructuras es de  $7.85 \text{ T/m}^3$ . Si se convierte este valor a  $\text{kg/cm}^3$  se obtiene un valor de  $0.00785 \text{ kg/cm}^3$ . De esta manera es posible obtener el peso en kg de cada estructura.

Según la revista de la Cámara de la Industria de la Construcción Ecuatoriana edición noviembre-diciembre 2013 el precio por kilogramo del acero de refuerzo  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  incluida mano de obra y maquinaria es de \$ 1.64.

Volumen ( $\text{cm}^3$ )	Peso (kg)	Costo (\$)
13034673.4	102322.28	167808.38

Costo Total de la Estructura

Costo Acero	Costo Hormigón	Costo Total
\$ 167808.38	\$ 171130.18	\$ 338938.56

### Pre Dimensionamiento Edificio 4 Pisos

Las vigas se toman igual a las del edificio de 8 debido a que las luces no cambian: 30X50 para los primeros 2 pisos y de 30X45 para los siguientes 2.

Peso losa y Recubrimientos =  $0.891 \text{ T/m}^2$

Peso Vigas (Primeros 3 pisos) =  $0.155 \text{ T/m}^2$

Peso Columnas (Asumido (Guerra, 2010)) =  $0.100 \text{ T/m}^2$

$$\omega = 5.5148 \text{ T/m}^2$$

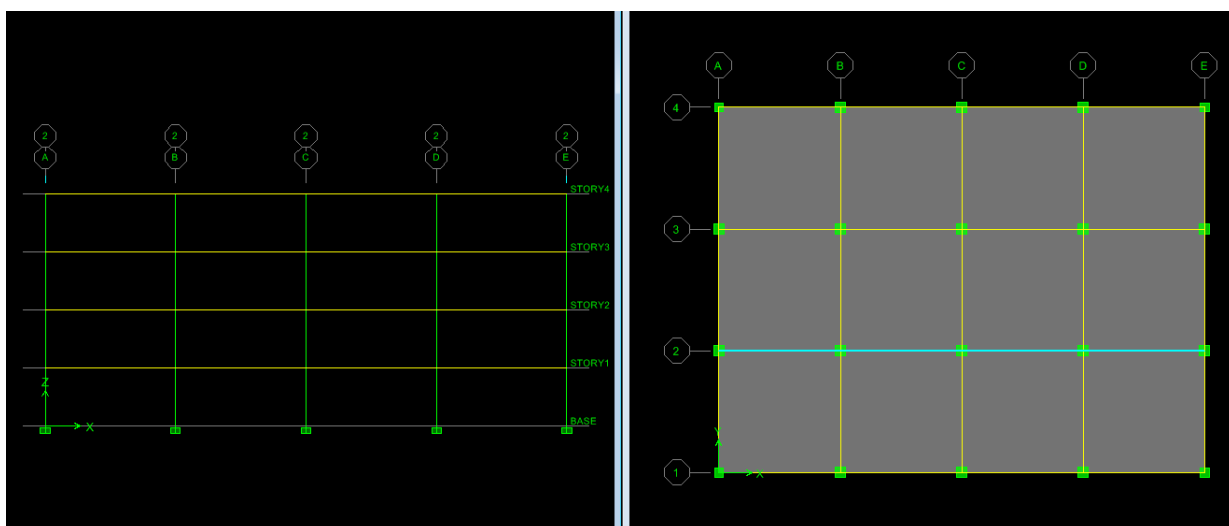
Tipo	Área Coop. ( $\text{m}^2$ )	P (T)	$A_g = 17.69P$ ( $\text{cm}^2$ )	b (cm)	h (cm)	b (cm)	h(cm)
Esquina	9	49.6332	878.01	30	29.27	30	30

Borde	18	99.2664	1756.02	45	39.02	45	45
Interior	36	198.5328	3512.05	60	58.53	60	60

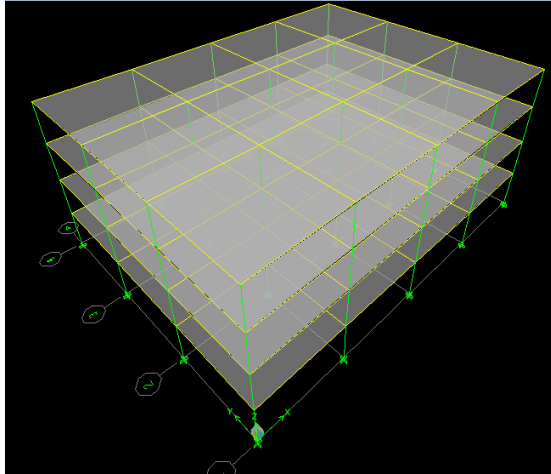
$$\omega = 2.764 T/m^2$$

Tipo	Área Coop. (m <sup>2</sup> )	P (T)	Ag = 17.69P (cm <sup>2</sup> )	b (cm)	h (cm)	b (cm)	h(cm)
Esquina	9	24.876	440.06	30	14.67	30	30
Borde	18	49.752	880.11	30	29.34	30	30
Interior	36	99.504	1760.23	40	44.01	45	45

Una vez realizado el pre diseño se ingresa los valores al ETABS y se modela la estructura:



Vista en elevación (izquierda) vista en planta (derecha)



Vista de la estructura en 3 dimensiones

### Cálculo de las Cargas Sísmicas:

Como con el edificio de 8 pisos se calcula un periodo estático que estima el periodo real con los mismos datos:

$$C_t = 0.047$$

$$\alpha = 0.9$$

Y la formula:

$$T = C_t h_m^\alpha$$

Con una altura de 10.64 m, se obtiene un periodo de vibración de:

$$T = 0.395 \text{ s} < 0.9625 \text{ s}$$

Por lo tanto se utiliza la primera ecuación para la aceleración espectral:

$$S_a = \eta z F_a = 1.1904g$$

De donde el coeficiente del cortante basal es:

$$\frac{IS_a}{R\varphi_E\varphi_P} = 0.1984$$

El cual es el mismo que para el edificio de 8 pisos. Ambos edificios tienen periodos que se encuentran bajo el periodo  $T_C$  y por ende utilizan la misma primera ecuación para calcular su aceleración espectral estática.



### Diseño Final de la Estructura

Siguiendo los mismos pasos que con la estructura de 8 pisos se obtiene que el peso para el que se dejó de iterar fue de:

$$W = 1948.69 T$$

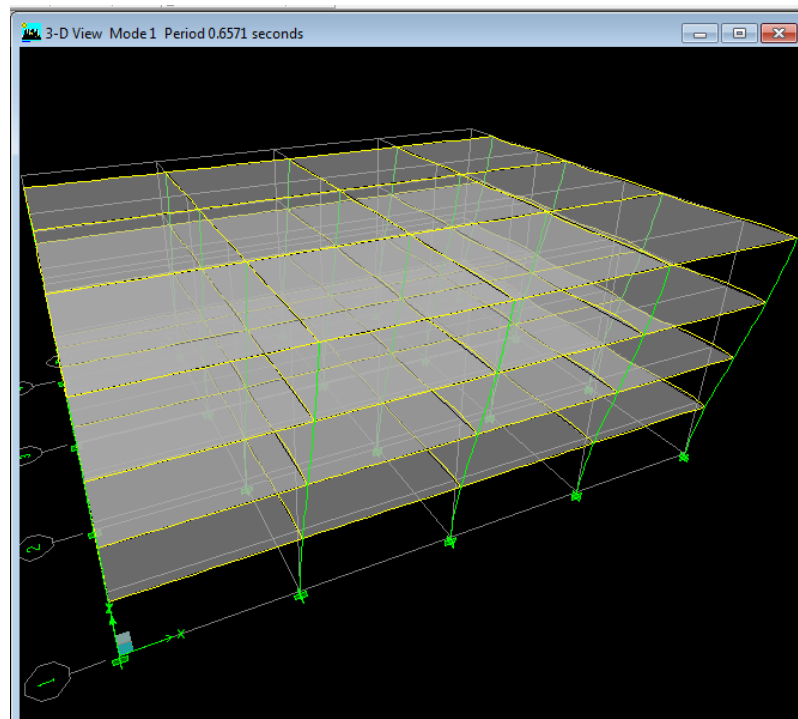
El cortante basal estático de:

$$V_s = 386.62 T$$

Y el dinámico de:

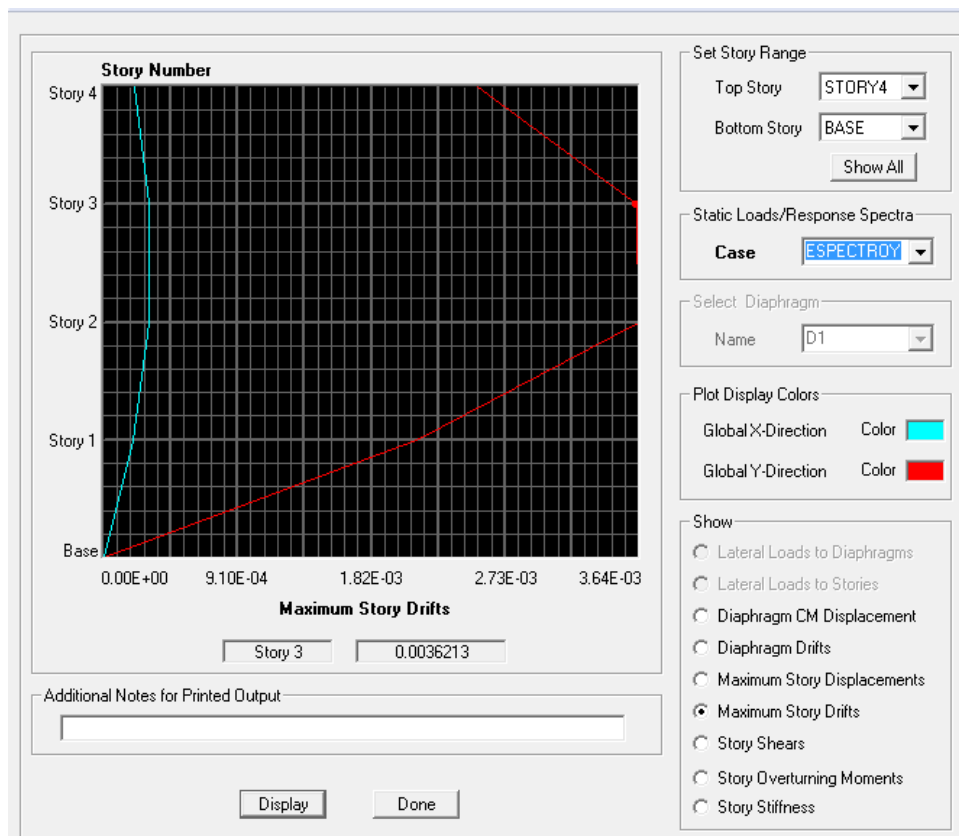
$$V_D \geq 309.29 T$$

Que como se puede observar claramente son mucho menores que los valores obtenidos para el edificio de 8 pisos. Siguiendo exactamente el mismo proceso descrito anteriormente se presenta a continuación el primer modo de vibración definitivo y el gráfico de deriva que presentó el ETABS para esta estructura:



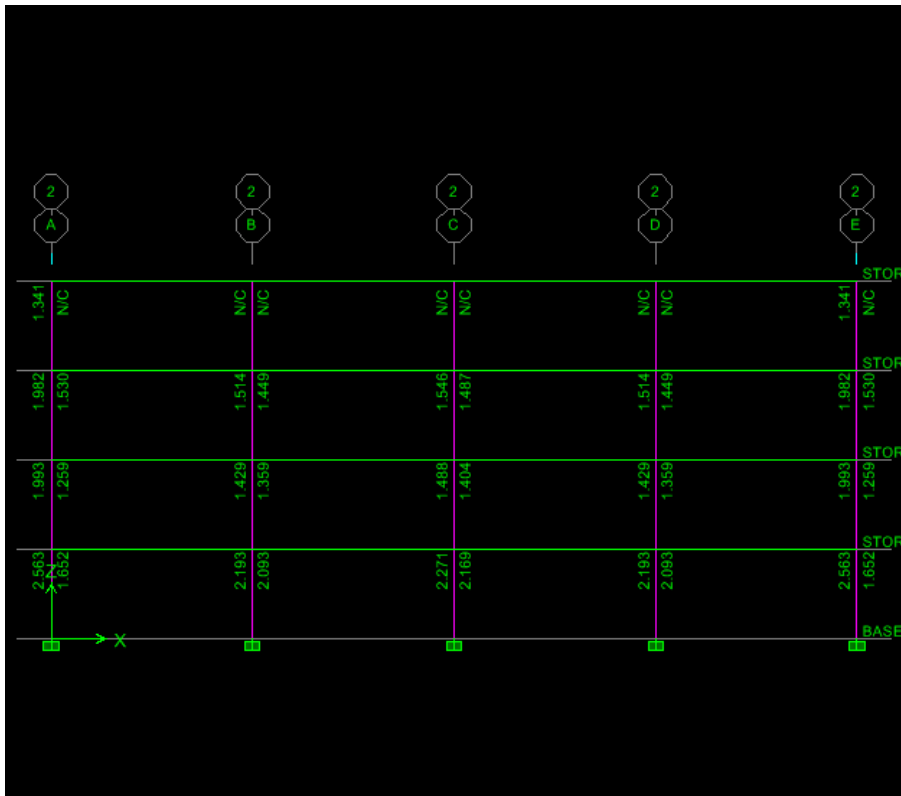
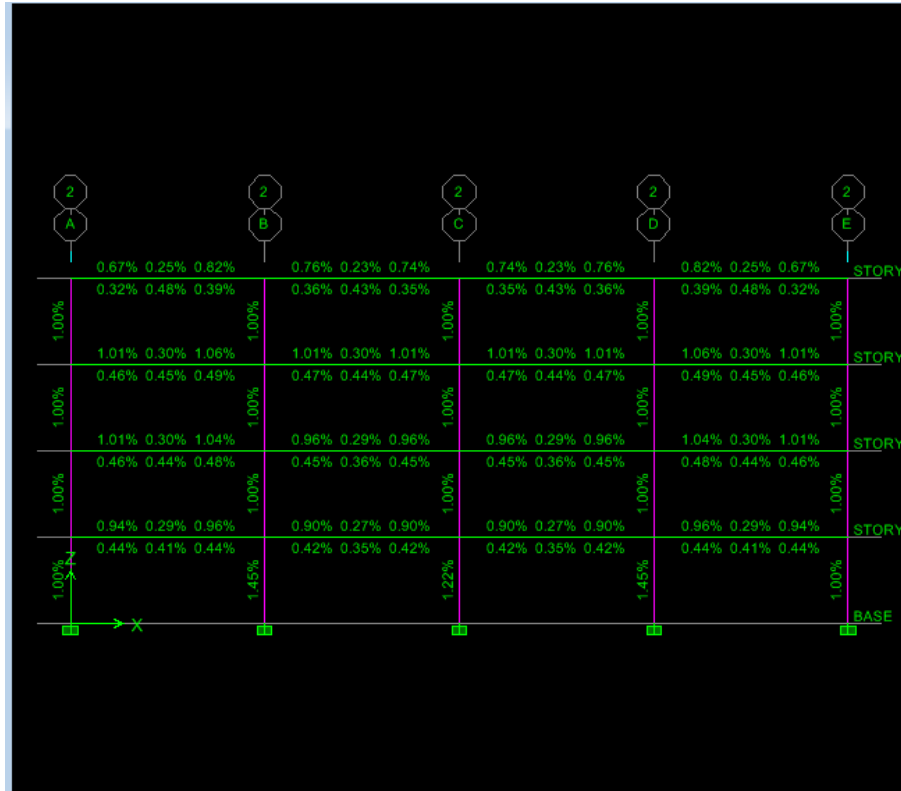
Primer Modo de Vibración Definitivo de la Estructura,  
Periodo definitivo  $T = 0.6571$  s

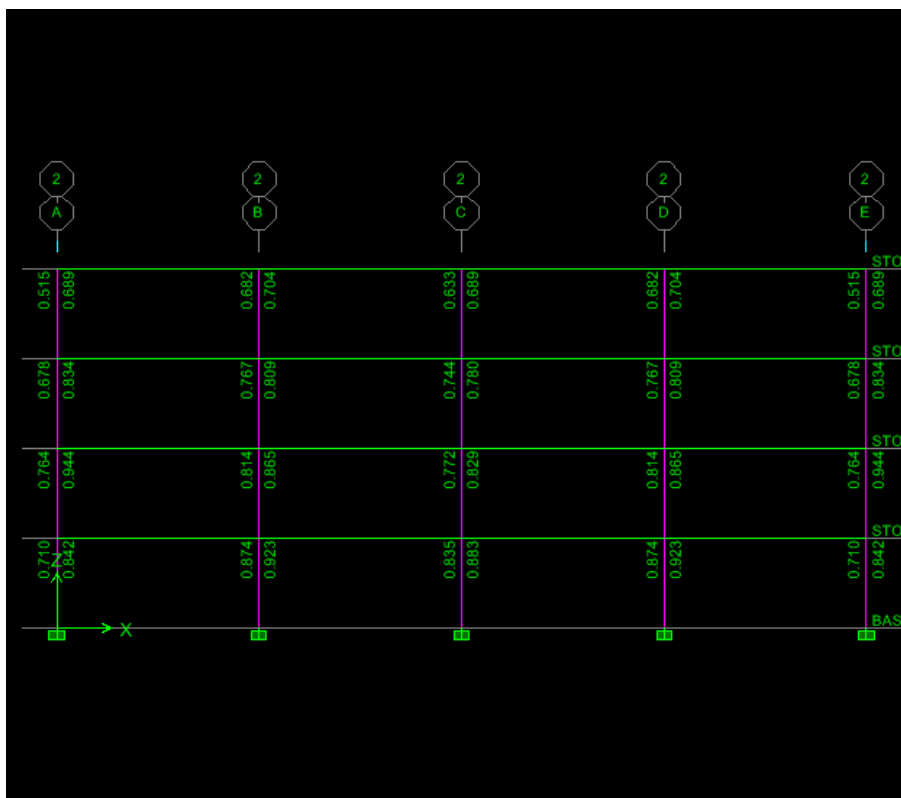
Para este caso en particular el diseño definitivo quedó con una deriva máxima en dirección del eje y, que es el que domina, de: 0.00364 como se puede ver en el siguiente grafico generado por ETABS:



Para este caso la deriva es máxima para los pisos 2 y 3 y la diferencia con el de 8 pisos es que la curva es mucho menos suave y presenta una especie de planicie entre sus valores máximos.

De la misma manera que para el de 8 pisos se muestran a continuación los gráficos de porcentaje de acero, resistencia columna/viga y cortante en el nudo para un eje interior respectivamente:





Como se puede ver, en este caso, la deriva no está con las justas como en el caso anterior. En este caso está en 0.00364 lo cual es bastante menor que 0.0044 (para derivas). Como se puede ver en el segundo grafico, el de resistencia columna/viga, los nudos del techo no cumplen con el requisito (N/C) esto está permitido por ACI352, los nudos del techo no deben cumplir con el requisito de que la resistencia nominal de las columnas sea al menos el 20 % más grande que la de las columnas. Como se puede observar de ese mismo grafico, las relaciones columna/viga son menores que para el edificio de 8 pisos y mucho más cercanos al 1.2. Eso quiere decir que, para este caso, dominó la relación columna viga sobre la deriva. Y en efecto, hubo que cambiar algunas secciones debido a los nudos a los que llegaban no cumplían el requisito mínimo. Lo mismo pasó con el cortante en el nudo, al observar el tercer grafico se puede ver que la mayoría de valores están, al menos, entre 0.6 y 0.999. Esto quiere decir que, para este caso también, dominó en cortante en el nudo, y en efecto, el cortante del nudo está al límite en este caso, si se baja 5 cm a cualquiera de las secciones, al menos un nudo no cumpliría con el requisito de cortante.

## Secciones Definitivas y Acero de Refuerzo

## Secciones de columnas (cm)

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	50 × 50	55 × 55	60 × 60
2	50 × 50	55 × 55	50 × 50
3,4	45 × 45	50 × 50	50 × 50

## Porcentajes de acero

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	1.26 %	1.00 %	1.45 %
2	1.00 %	1.00 %	1.00 %
3,4	1.00 %	1.00 %	1.00 %

Área de acero (cm<sup>2</sup>)

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	31.50	30.25	52.20
2	25.00	30.25	25.00
3,4	20.25	25.00	25.00

## Secciones de Vigas (cm)

Pisos	Secciones
1,2 Borde	45 × 50
1,2 Interior	40 × 50
3,4	40 × 45

Las vigas de borde son las vigas que van a la periferia del edificio y las vigas interiores son todas las que cruzan el edificio no por su perímetro exterior.

Diámetro de Varilla Máximo en Columnas (mm)

Pisos	Secciones
1,2 Borde	25
1,2 Interior	25
3,4	20

Área de Acero Longitudinal en Vigas (cm<sup>2</sup>)

Piso(s)		XB		XI		YB		YI	
		Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
Base	M(+)	5.812	9.961	8.119	8.894	8.026	12.658	6.026	9.356
	M(-)	7.442	16.357	5.746	19.150	6.561	19.782	8.589	20.248
2	M(+)	7.985	11.149	8.732	9.551	8.658	12.658	9.301	10.104
	M(-)	6.506	17.661	6.026	20.714	6.780	19.782	6.026	22.052
3,4	M(+)	5.688	6.765	8.589	6.352	5.338	7.236	8.596	9.159
	M(-)	4.713	14.376	5.357	18.998	6.780	15.459	5.357	20.036

Varillas Longitudinales en Vigas

Piso(s)		XB		XI		YB		YI	
		Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
Base	M(+)	2φ20	4φ20	3φ20	3φ20	3φ20	5φ20	2φ20	3φ20
	M(-)	3φ20	6φ20	2φ20	7φ20	3φ20	7φ20	3φ20	7φ20
2	M(+)	3φ20	4φ20	3φ20	4φ20	3φ20	5φ20	3φ20	4φ20
	M(-)	3φ20	6φ20	2φ20	7φ20	3φ20	7φ20	2φ20	8φ20
3,4	M(+)	2φ20	3φ20	3φ20	3φ20	2φ20	3φ20	3φ20	3φ20

	M(-)	2 $\phi$ 20	5 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	7 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	5 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	7 $\phi$ 20
--	------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------

#### Área Mínima de Acero en Vigas

Pisos	Secciones	Área de Acero min. (cm <sup>2</sup> )	Varillas min.
1,2 Borde	45 × 50	6.75	3 $\phi$ 20
1,2 Interior	40 × 50	6.00	2 $\phi$ 20
3,4	40 × 45	5.33	2 $\phi$ 20

#### Volumen de Acero Mínimo

Pisos	Volumen min. (cm <sup>3</sup> )
1,2 Borde	494801
1,2 Interior	424115
3,4	467468

#### Volumen de Acero Longitudinal en Vigas descontando el mínimo (cm<sup>3</sup>)

Piso(s)		XB		XI		YB		YI	
		Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
Base	M(+)	0	10053.0965	5026.54825	10053.0965	0	20106.193	0	7539.82237
	M(-)	0	30159.2895	0	50265.4825	0	40212.386	7539.82237	37699.1118
2	M(+)	0	10053.0965	5026.54825	20106.193	0	20106.193	7539.82237	15079.6447
	M(-)	0	60318.5789	0	50265.4825	0	80424.7719	0	45238.9342

3,4	M(+)	0	10053.0965	10053.0965	20106.193	0	10053.0965	15079.6447	15079.6447
	M(-)	0	30159.2895	0	100530.965	10053.0965	30159.2895	0	75398.2237

$V_{T \text{ sin min.}}$	$V_T$
859539.75 cm <sup>3</sup>	2245923.75 cm <sup>3</sup>

Acero Transversal en Vigas por unidad de longitud (cm<sup>2</sup>/cm)

Piso(s)	XB		XI		YB		YI	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
Base	0.107	0.127	0.111	0.133	0.113	0.135	0.115	0.136
2	0.113	0.134	0.116	0.137	0.120	0.141	0.120	0.141
3,4	0.089	0.110	0.112	0.135	0.098	0.117	0.115	0.138

Espaciamiento de Estribos en las Vigas (cm)

Piso(s)	XB		XI		YB		YI	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
Base	14	12	14	11	13	11	13	11
2	13	11	13	11	13	11	13	11
3,4	15	14	14	11	15	13	13	11

Número de Estribos por cada Luz Libre

Piso(s)	XB		XI		YB		YI	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
Base	29	17	29	19	31	19	31	19
2	31	19	31	19	31	19	31	19
3,4	28	13	30	17	28	14	33	17



## Número de Estribos Total

Piso(s)	XB		XI		YB		YI	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
Base	232	136	232	152	186	114	279	171
2	248	152	248	152	186	114	279	171
3,4	448	208	480	272	336	168	594	306

Total	5864
-------	------

Dimensiones Promedio (cm)	Perímetro (cm)	Volumen (cm <sup>3</sup> )
37.67 × 44.33	164	128.81

$V_{EV}$	755314.3 cm <sup>3</sup>
----------	--------------------------

## Volumen de Hormigón en Vigas

Pisos	Secciones (cm)	Área (m <sup>2</sup> )	Volumen Viga (m <sup>3</sup> )	Volumen Vigas (m <sup>3</sup> )
1,2 Borde	45 × 50	0.225	1.35	37.80
1,2 Interior	40 × 50	0.200	1.20	40.80
3,4	40 × 45	0.180	1.08	69.96

## Volumen Total de Vigas

$V_{HV}$	145.29 m <sup>3</sup>
----------	-----------------------

Aquí también van todas las vigas con el segundo precio.

Costo Vigas	\$ 49478.51
-------------	-------------

Volumen de Hormigón de Columnas por 1 Columna (m<sup>3</sup>)

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	0.6650	0.8047	0.9576
2	0.6650	0.8047	0.6650
3,4	0.5387	0.6650	0.6650

Volumen de Hormigón de Columnas (m<sup>3</sup>)

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	2.660	8.047	5.746
2	2.660	8.047	3.990
3,4	4.309	13.300	7.980

Volumen Total en Columnas

$V_{HC}$	56.74 m <sup>3</sup>
----------	----------------------

Costo Columnas	\$ 15758.94
----------------	-------------

Costo Total Hormigón	\$ 65237.45
-------------------------	-------------

Varillas en las columnas

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	7 $\phi$ 25	7 $\phi$ 25	11 $\phi$ 25

2	6 $\phi$ 25	7 $\phi$ 25	6 $\phi$ 25
3,4	7 $\phi$ 20	8 $\phi$ 20	8 $\phi$ 20

Volumen de Acero Longitudinal (cm<sup>3</sup>)

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	9140.07113	9140.07113	14362.9689
2	10455.6131	12198.2152	10455.6131
3,4	13656.5033	15607.4323	15607.4323
Total	33252.1874	36945.7187	40426.0143
Esquina X 4, Borde X 10, Interior X 6	133008.75	369457.187	242556.086

Espaciamiento Estribos ( $s_h$  (cm))

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	15.00	13.70	12.50
2	15.00	13.70	15.00
3,4	16.70	15.00	15.00

Numero de Estribos

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	18	20	22
2	18	20	18
3,4	32	36	36

Volumen de Acero Transversal (cm<sup>3</sup>)

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	5496.17	6785.4	8210.33

2	5496.17	6785.4	6717.55
3,4	5790.21	10992.35	13435.09
Total	16782.55	24563.15	28362.97
Esquina X 4, Borde X 10, Interior X 6	67130.20	245631.50	170177.82

Volumen Total de Acero en Columnas ( $\text{cm}^3$ )

$V_{AL}$	$V_{AT}$
745022.02	482939.52

Resumen de Acero

Volumen ( $\text{cm}^3$ )	Peso (kg)	Costo (\$)
4229199.59	33199.22	54446.71

Costo Total de la Estructura

Costo Acero	Costo Hormigón	Costo Total
\$ 54446.71	\$ 65237.45	\$ 119684.15

### Pre dimensionamiento Edificio 12 Pisos

Las vigas se toman igual a las del edificio de 8 debido a que las luces no cambian: 40X50 para los primeros 2 pisos, 30X50 para los siguientes 6 y de 30X45 para los siguientes 4, con la oportunidad de cambio de sección cada 2 pisos.

Peso losa y Recubrimientos =  $0.891 \text{ T/m}^2$

Peso Vigas (Primeros 3 pisos) =  $0.155 \text{ T/m}^2$

Peso Columnas (Asumido (Guerra, 2010)) =  $0.100 \text{ T/m}^2$

$$\omega = 16.52 T/m^2$$

Tipo	Área Coop. (m <sup>2</sup> )	P (T)	Ag = 17.69P (cm <sup>2</sup> )	b (cm)	h (cm)	b (cm)	h(cm)
Esquina	9	148.68	2630.15	50	52.60	50	50
Borde	18	297.36	5260.30	70	75.15	75	75
Interior	36	594.72	10520.60	100	105.21	105	105

$$\omega = 13.77 T/m^2$$

Tipo	Área Coop. (m <sup>2</sup> )	P (T)	Ag = 17.69P (cm <sup>2</sup> )	b (cm)	h (cm)	b (cm)	h(cm)
Esquina	9	123.93	2192.32	50	43.85	50	50
Borde	18	247.86	4384.64	65	67.46	65	65
Interior	36	495.72	8769.29	95	92.31	95	95

$$\omega = 11.02 T/m^2$$

Tipo	Área Coop. (m <sup>2</sup> )	P (T)	Ag = 17.69P (cm <sup>2</sup> )	b (cm)	h (cm)	b (cm)	h(cm)
Esquina	9	99.18	1754.49	40	43.86	45	45
Borde	18	198.36	3508.99	60	58.48	60	60
Interior	36	396.72	7017.98	85	82.56	85	85

$$\omega = 8.27 T/m^2$$

Tipo	Área Coop. (m <sup>2</sup> )	P (T)	Ag = 17.69P (cm <sup>2</sup> )	b (cm)	h (cm)	b (cm)	h(cm)
Esquina	9	74.43	1316.67	35	37.62	35	35
Borde	18	148.86	2633.33	50	52.67	50	50
Interior	36	297.72	5266.67	75	70.22	75	75

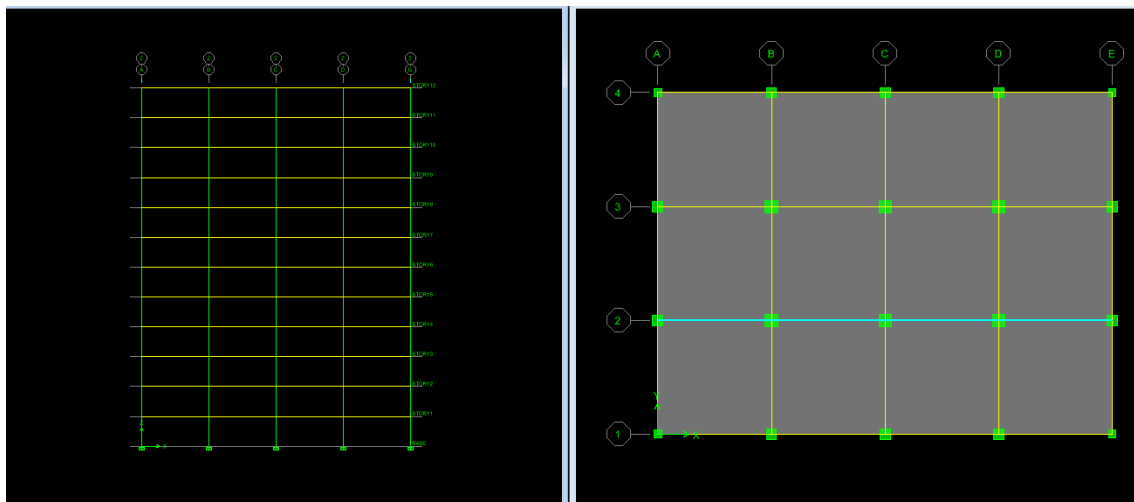
$$\omega = 5.51 T/m^2$$

Tipo	Área Coop. (m <sup>2</sup> )	P (T)	Ag = 17.69P (cm <sup>2</sup> )	b (cm)	h (cm)	b (cm)	h(cm)
Esquina	9	49.59	877.25	30	29.24	30	30
Borde	18	99.18	1754.49	45	38.99	45	45
Interior	36	198.36	3508.99	60	58.48	60	60

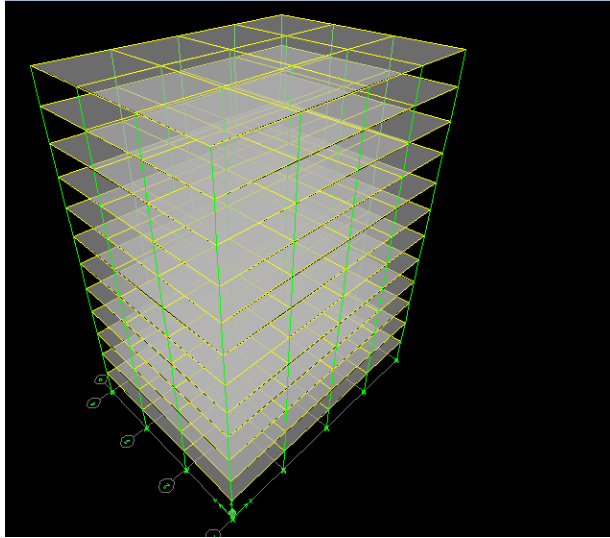
$$\omega = 2.76 T/m^2$$

Tipo	Área Coop. (m <sup>2</sup> )	P (T)	Ag = 17.69P (cm <sup>2</sup> )	b (cm)	h (cm)	b (cm)	h(cm)
Esquina	9	24.84	439.42	30	14.65	30	30
Borde	18	49.68	878.84	30	29.29	30	30
Interior	36	99.36	1757.68	50	35.15	50	50

Una vez realizado el pre diseño se ingresa los valores al ETABS y se modela la estructura:



Vista en elevación (izquierda) vista en planta (derecha)



Vista de la estructura en 3 dimensiones

### **Cálculo de las Cargas Sísmicas:**

Como con los otros dos edificios se calcula un periodo estático que estima el periodo real con los mismos datos:

$$C_t = 0.047$$

$$\alpha = 0.9$$

Y la formula:

$$T = C_t h_m^\alpha$$

Con 31.92 m de altura se calcula un periodo de:

$$T = C_t h_m^\alpha = 1.9004 \text{ s} > 0.9625 \text{ s}$$

Debido a que  $T > T_c$  se utiliza la segunda ecuación para calcular la aceleración espectral.

$$S_a = \eta z F_a \left( \frac{T_c}{T} \right)^r$$

De donde se obtiene un valor de:

$$S_a = 0.4291g$$

Lo que, a su vez, da un valor para el coeficiente del peso para el cortante basal de:

$$\frac{IS_a}{R\phi_E\phi_P} = 0.0715$$

Como se puede observar claramente, este valor es mucho menor que el coeficiente obtenido para los otros edificios que fue de 0.1984. Esto se debe a que el periodo de este edificio es mucho mayor que el de los otros. Al correr el programa ETABS con este modelo, se encontró que el periodo dinámico fue casi idéntico al que se predijo con la fórmula del periodo estático. Lo que no es común, tomando en cuenta la experiencia que se obtuvo con los edificios de 8 y 4 pisos. Normalmente, los periodos dinámicos son mayores a los estáticos, pero eso no se cumplió en este caso. Esto quiere decir que para más pisos, parece ser, que más precisa es la fórmula para el periodo estático provista por NEC.

#### Diseño Final de la Estructura

Siguiendo los mismos pasos que con la estructura de 8 pisos se obtiene que el peso para el que se dejó de iterar fue de:

$$W = 5938.76 T$$

Con un cortante basal estático de:

$$V_s = 424.62 T$$

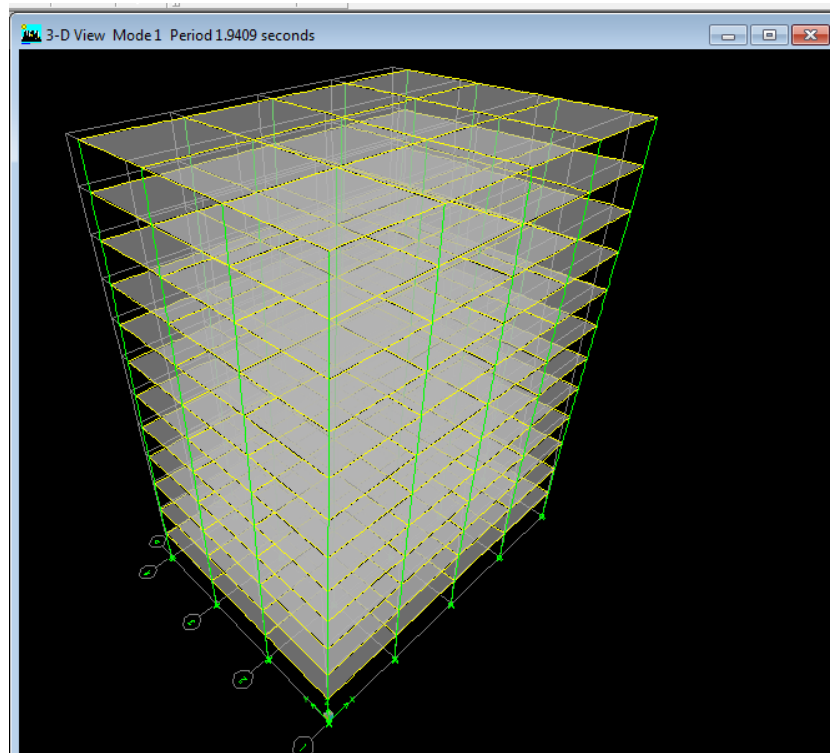
Que da un cortante basal dinámico que debe cumplir con:

$$V_D \geq 339.69 T$$

El cual, curiosamente, es muy cercano al mismo valor obtenido para el edificio de 4 pisos. Este hecho se debe al uso del espectro en el diseño. Como se demostró anteriormente el coeficiente para el cortante basal de los edificios de 4 y 8 pisos fue mucho mayor que el que se obtuvo para este edificio. La curva del espectro al tener una relación tipo  $y = \frac{1}{x}$  hace que la aceleración decaiga rápidamente con el periodo. A más de eso NEC dice que para suelos D y E se utilice un factor  $r = 1.5$  lo que hace que la curva se vuelva más pronunciada en su caída ya que la relación

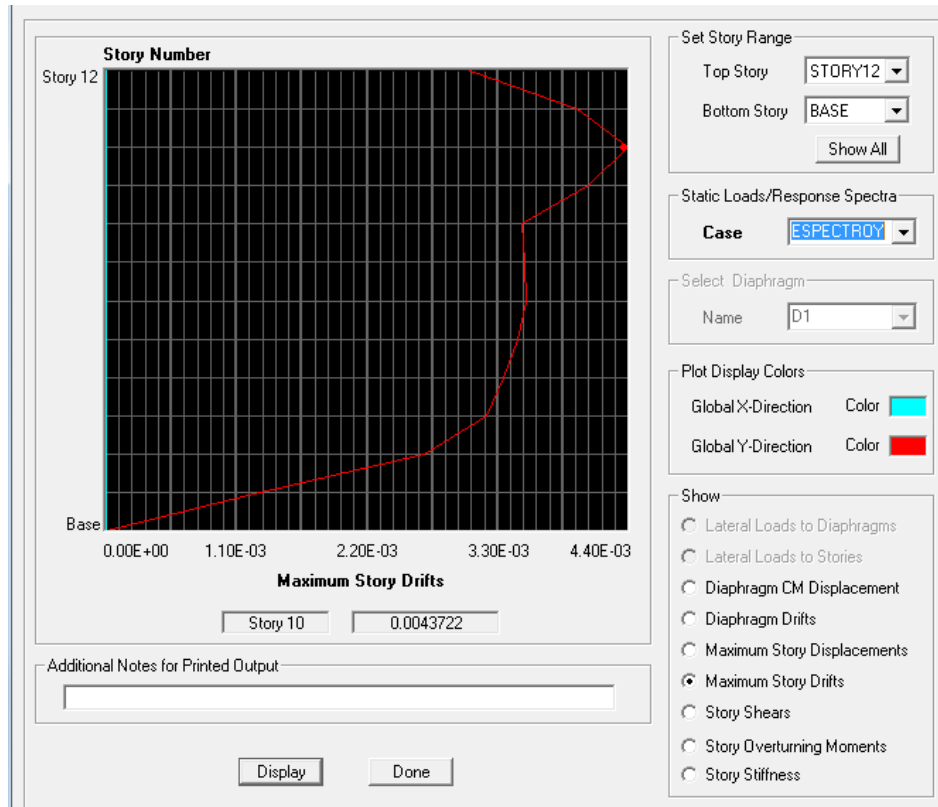


que siguen la aceleración y el periodo se vuelve de la forma  $y = \frac{1}{x^{1.5}}$ . La razón para utilizar el factor  $r$  no se explica en NEC y explicarla esta fuera del alcance de este proyecto. Esta caída súbita en la aceleración puede ser la causa de que el periodo estático y el dinámico sean tan cercanos.



Primer Modo de Vibración Definitivo de la Estructura,  
Periodo definitivo  $T = 1.9409$  s

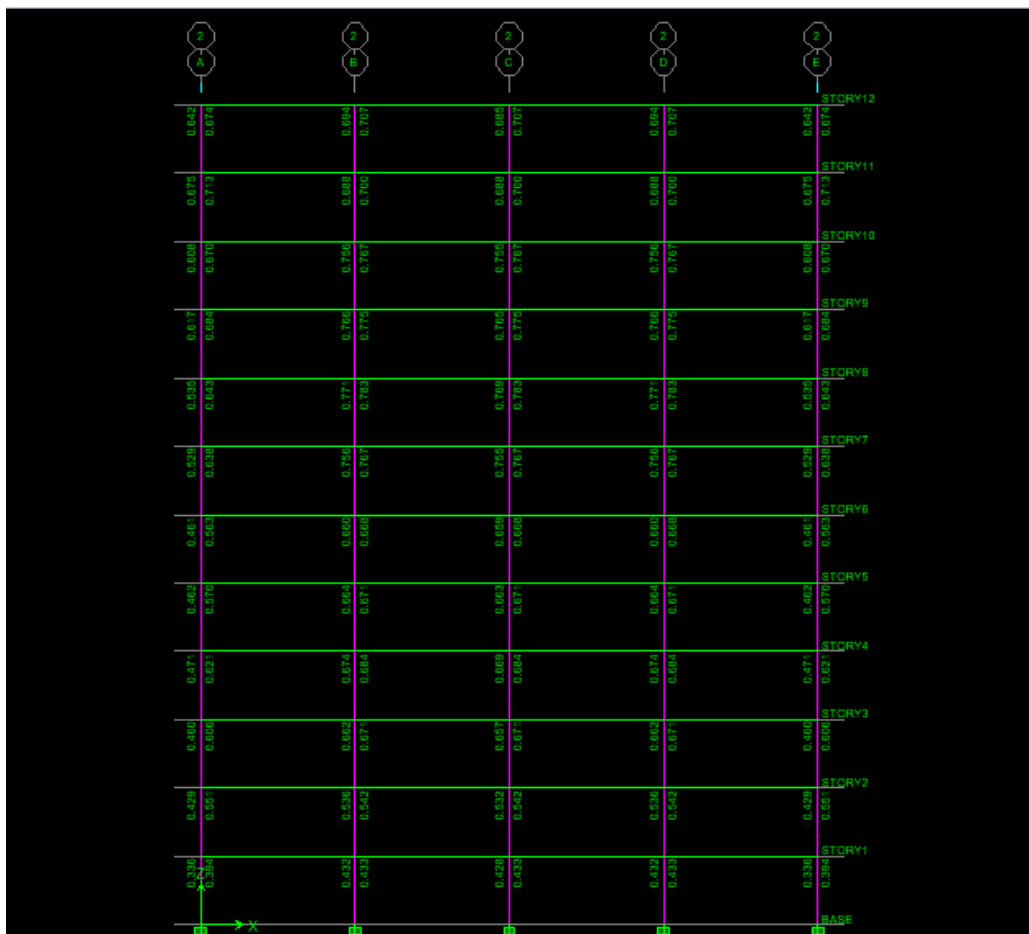
Para este caso en particular el diseño definitivo quedó con una deriva máxima en dirección del eje  $y$ , que es el que domina, de: 0.00437 como se puede ver en el siguiente grafico generado por ETABS:



Como se puede observar para este caso la deriva parece tener dos máximos locales en los pisos 6 y 10, pero con un máximo global en el piso 10. Esto cambia la tendencia que se vio en los edificios de 4 y 8 pisos ya que se generan dos puntos donde la deriva es crítica. As su vez, esta deriva es muy cercana a la deriva límite de 0.0044. Lo cual hace que para edificios altos, como este en particular, la deriva sea el parámetro que más rija en el diseño de las secciones y no los nudos. Los valores obtenidos para porcentaje de armadura y nudos fueron los siguientes:

	A	B	C	D	E	
	1.45% 0.33% 1.50%	1.48% 0.33% 1.47%	1.47% 0.33% 1.48%	1.50% 0.33% 1.45%		STORY12
	0.67% 0.56% 0.70%	0.66% 0.52% 0.66%	0.66% 0.52% 0.66%	0.70% 0.56% 0.67%		
± 0.00%	± 0.00%	± 0.00%	± 0.00%	± 0.00%		
	1.66% 0.38% 1.64%	1.65% 0.37% 1.65%	1.65% 0.37% 1.65%	1.64% 0.38% 1.65%		STORY11
	0.80% 0.54% 0.78%	0.78% 0.52% 0.78%	0.78% 0.52% 0.78%	0.78% 0.54% 0.80%		
± 0.00%	± 0.00%	± 0.00%	± 0.00%	± 0.00%		
	1.82% 0.41% 1.80%	1.80% 0.40% 1.80%	1.80% 0.40% 1.80%	1.80% 0.41% 1.82%		STORY10
	0.87% 0.54% 0.86%	0.86% 0.52% 0.86%	0.86% 0.52% 0.86%	0.86% 0.54% 0.87%		
± 0.00%	± 0.00%	± 0.00%	± 0.00%	± 0.00%		
	1.85% 0.41% 1.82%	1.82% 0.41% 1.82%	1.82% 0.41% 1.82%	1.82% 0.41% 1.85%		STORY9
	0.85% 0.54% 0.87%	0.87% 0.52% 0.87%	0.87% 0.52% 0.87%	0.87% 0.54% 0.85%		
± 0.00%	± 0.00%	± 0.00%	± 0.00%	± 0.00%		
	1.24% 0.30% 1.23%	1.23% 0.30% 1.23%	1.23% 0.30% 1.23%	1.23% 0.30% 1.24%		STORY8
	0.56% 0.48% 0.56%	0.56% 0.46% 0.56%	0.56% 0.46% 0.56%	0.56% 0.48% 0.56%		
± 0.00%	± 0.00%	± 0.00%	± 0.00%	± 0.00%		
	1.22% 0.30% 1.21%	1.21% 0.30% 1.21%	1.21% 0.30% 1.21%	1.21% 0.30% 1.22%		STORY7
	0.55% 0.47% 0.55%	0.55% 0.46% 0.55%	0.55% 0.46% 0.55%	0.55% 0.47% 0.55%		
± 0.00%	± 0.00%	± 0.00%	± 0.00%	± 0.00%		
	1.22% 0.30% 1.21%	1.21% 0.30% 1.21%	1.21% 0.30% 1.21%	1.21% 0.30% 1.22%		STORY6
	0.55% 0.48% 0.55%	0.55% 0.46% 0.55%	0.55% 0.46% 0.55%	0.55% 0.48% 0.55%		
± 0.00%	± 0.00%	± 0.00%	± 0.00%	± 0.00%		
	1.23% 0.30% 1.22%	1.22% 0.30% 1.22%	1.22% 0.30% 1.22%	1.22% 0.30% 1.23%		STORY5
	0.56% 0.48% 0.55%	0.55% 0.47% 0.55%	0.55% 0.47% 0.55%	0.56% 0.48% 0.56%		
± 0.00%	± 0.00%	± 0.00%	± 0.00%	± 0.00%		
	1.15% 0.30% 1.14%	1.13% 0.30% 1.13%	1.13% 0.30% 1.13%	1.14% 0.30% 1.15%		STORY4
	0.52% 0.46% 0.52%	0.51% 0.44% 0.51%	0.51% 0.44% 0.51%	0.52% 0.46% 0.52%		
± 0.00%	± 0.00%	± 0.00%	± 0.00%	± 0.00%		
	1.12% 0.30% 1.12%	1.10% 0.30% 1.10%	1.10% 0.30% 1.10%	1.12% 0.30% 1.12%		STORY3
	0.51% 0.45% 0.51%	0.51% 0.43% 0.51%	0.51% 0.43% 0.51%	0.51% 0.45% 0.51%		
± 0.00%	± 0.00%	± 0.00%	± 0.00%	± 0.00%		
	1.05% 0.30% 1.03%	1.02% 0.30% 1.02%	1.02% 0.30% 1.02%	1.03% 0.30% 1.05%		STORY2
	0.48% 0.42% 0.48%	0.47% 0.41% 0.47%	0.47% 0.41% 0.47%	0.48% 0.42% 0.48%		
± 0.00%	± 0.00%	± 0.00%	± 0.00%	± 0.00%		
	0.83% 0.25% 0.83%	0.82% 0.25% 0.82%	0.82% 0.25% 0.82%	0.83% 0.25% 0.83%		STORY1
	0.39% 0.36% 0.39%	0.38% 0.34% 0.38%	0.38% 0.34% 0.38%	0.38% 0.36% 0.39%		
± 0.00%	± 0.00%	± 0.00%	± 0.00%	± 0.00%		
						BASE





Como se puede observar de las figuras, el porcentaje de acero en las columnas es tan solo mayor que el 1.00% en la base y llega solo hasta 1.36 %, lo que dice que la resistencia de los elementos no domina el diseño. Por el lado de la relación columna/viga se pueden ver valores de entre 2 y 8, estando la mayoría entre 2 y 4 lo que hace que, en lo que tiene que ver con la formación de las articulaciones plásticas este edificio es muy seguro y que esta relación tampoco determina el diseño de las secciones. En tanto la cortante en los nudos, los valores de la mayoría, exceptuando por la base, se encuentran entre 0.6 y 0.8. Estos valores están más al límite y sería interesante verificar con ACI352 para ver si pasan. En algunos casos si fue necesario subir algunas secciones debido al cortante en el nudo por lo que se puede decir con tranquilidad que para este edificio dominaron en primer lugar la deriva de piso y en segundo lugar el cortante en los nudos para el diseño de ésta.

## Secciones Definitivas y Acero de Refuerzo

Secciones de columnas (cm)

Pisos	Esquina	Borde	Interior
1,2	60 × 60	75 × 75	80 × 80
3,4	55 × 55	75 × 75	75 × 75
5,6	55 × 55	75 × 75	75 × 75
7,8	50 × 50	70 × 70	70 × 70
9,10	45 × 45	60 × 60	65 × 65
11,12	40 × 40	55 × 55	65 × 65

Porcentaje de Acero de Refuerzo

Pisos	Esquina	Borde	Interior
1,2	1.00 %	1.00 %	1.36 %
3,4	1.00 %	1.00 %	1.00 %
5,6	1.00 %	1.00 %	1.00 %
7,8	1.00 %	1.00 %	1.00 %
9,10	1.00 %	1.00 %	1.00 %
11,12	1.00 %	1.00 %	1.00 %

Área de Acero (cm<sup>2</sup>)

Pisos	Esquina	Borde	Interior
1,2	36.00	56.25	87.04
3,4	30.25	56.25	56.25
5,6	30.25	56.25	56.25
7,8	25.00	49.00	49.00
9,10	20.25	36.00	42.25
11,12	16.00	30.25	42.25

Secciones de Vigas (cm)

Pisos	Sección
1,2	40 × 50
3,4	40 × 50
5,6	40 × 45
7,8	40 × 45
9,10	25 × 40
11,12	25 × 40

Diámetro de Varilla Máximo en Columnas (mm)

Pisos	Sección
1,2	25
3,4	25
5,6	20
7,8	20
9,10	20
11,12	20

Área de Acero Longitudinal en Vigas (cm<sup>2</sup>)

Piso(s)		XB		XI		YB		YI	
		Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2	M(+)	7.055	9.946	8.545	9.648	7.131	10.135	8.627	9.737
	M(-)	6.013	16.932	6.026	20.946	6.026	17.128	6.026	21.162
3,4	M(+)	7.594	11.486	9.233	10.458	7.821	11.772	9.362	10.516
	M(-)	6.026	18.644	6.026	22.921	6.026	18.979	6.026	23.272
5,6	M(+)	7.183	9.600	8.663	10.019	7.287	9.837	8.773	10.139
	M(-)	5.357	17.762	5.357	22.065	5.357	18.038	5.357	22.300
7,8	M(+)	9.969	9.183	8.708	10.080	7.038	9.508	8.858	10.273
	M(-)	5.357	17.231	5.357	22.233	5.357	17.681	5.357	22.503

9,10	M(+)	5.243	6.382	9.369	8.872	5.338	6.511	9.369	8.990
	M(-)	3.037	13.843	4.081	18.460	3.100	14.049	4.187	18.669
11,12	M(+)	5.015	5.429	9.571	8.023	5.016	5.663	9.571	8.176
	M(-)	2.929	12.106	3.770	16.929	2.929	12.436	3.837	17.209

### Varillas Longitudinales en Vigas

Piso(s)		XB		XI		YB		YI	
		Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2	M(+)	3 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20
	M(-)	2 $\phi$ 20	6 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	7 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	6 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	7 $\phi$ 20
3,4	M(+)	3 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20
	M(-)	2 $\phi$ 20	6 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	8 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	7 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	8 $\phi$ 20
5,6	M(+)	3 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20
	M(-)	2 $\phi$ 20	6 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	8 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	6 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	8 $\phi$ 20
7,8	M(+)	4 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20
	M(-)	2 $\phi$ 20	6 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	8 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	6 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	8 $\phi$ 20
9,10	M(+)	2 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20
	M(-)	1 $\phi$ 20	5 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	6 $\phi$ 20	1 $\phi$ 20	5 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	6 $\phi$ 20
11,12	M(+)	2 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20
	M(-)	1 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	6 $\phi$ 20	1 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	6 $\phi$ 20

### Área de Acero Mínimo en Vigas

Pisos	Sección	Área de Acero min. (cm <sup>2</sup> )	Varillas min.
1,2	40 × 50	6.00	2 $\phi$ 20
3,4	40 × 50	6.00	2 $\phi$ 20
5,6	40 × 45	5.33	2 $\phi$ 20
7,8	40 × 45	5.33	2 $\phi$ 20
9,10	25 × 40	2.92	1 $\phi$ 20



11,12	25 × 40	2.92	1φ20
-------	---------	------	------

### Volumen de Acero Mínimo en Vigas

Pisos	Volumen min. (cm <sup>3</sup> )
1,2	482548
3,4	482548
5,6	482548
7,8	482548
9,10	241274
11,12	241274

### Volumen de Acero Longitudinal en Vigas descontando el mínimo (cm<sup>3</sup>)

Piso(s)		XB		XI		YB		YI	
		Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2	M(+)	10053.0965	40212.386	10053.0965	40212.386	10053.0965	40212.386	15079.6447	60318.5789
	M(-)	0	80424.7719	0	100530.965	0	80424.7719	0	150796.447
3,4	M(+)	10053.0965	40212.386	10053.0965	40212.386	10053.0965	40212.386	15079.6447	60318.5789
	M(-)	0	80424.7719	0	120637.158	0	100530.965	0	180955.737
5,6	M(+)	10053.0965	40212.386	10053.0965	40212.386	10053.0965	40212.386	15079.6447	60318.5789
	M(-)	0	80424.7719	0	120637.158	0	80424.7719	0	180955.737
7,8	M(+)	2010.6193	20106.193	10053.0965	40212.386	10053.0965	40212.386	15079.6447	60318.5789
	M(-)	0	80424.7719	0	120637.158	0	80424.7719	0	180955.737
9,10	M(+)	10053.0965	40212.386	20106.193	40212.386	10053.0965	40212.386	30159.2895	60318.5789
	M(-)	0	80424.7719	10053.0965	100530.965	0	80424.7719	15079.6447	150796.447
11,12	M(+)	10053.0965	20106.193	30159.2895	40212.386	10053.0965	20106.193	45238.9342	60318.5789
	M(-)	0	60318.5789	10053.0965	100530.965	0	60318.5789	15079.6447	150796.447

$V_T \sin min.$	$V_T$
-----------------	-------

4036318.24 cm <sup>3</sup>	6449058.24 cm <sup>3</sup>
----------------------------	----------------------------

Acero Transversal en Vigas por unidad de longitud (cm<sup>2</sup>/cm)

Piso(s)	XB		XI		YB		YI	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2	0.105	0.127	0.118	0.139	0.106	0.128	0.119	0.140
3,4	0.113	0.135	0.144	0.176	0.114	0.136	0.145	0.177
5,6	0.107	0.128	0.123	0.146	0.108	0.129	0.124	0.147
7,8	0.105	0.126	0.123	0.146	0.107	0.128	0.124	0.148
9,10	0.073	0.087	0.110	0.134	0.074	0.087	0.110	0.128
11,12	0.069	0.081	0.084	0.120	0.070	0.082	0.085	0.121

Espaciamiento de Estribos en las Vigas (cm)

Piso(s)	XB		XI		YB		YI	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2	14	12	13	11	14	12	13	11
3,4	13	11	10	8	13	11	10	8
5,6	14	12	12	10	14	12	12	10
7,8	14	12	12	10	14	12	12	10
9,10	15	15	14	11	15	15	14	12
11,12	15	15	15	13	15	15	15	12

Número de Estribos por cada Luz Libre

Piso(s)	XB		XI		YB		YI	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2	29	17	31	19	29	17	31	19
3,4	31	19	40	25	31	19	40	25
5,6	30	15	35	18	30	15	35	18

7,8	30	15	35	18	30	15	35	18
9,10	30	11	32	11	30	11	32	14
11,12	30	11	30	13	30	11	30	14

#### Número de Estribos Total

Piso(s)	XB		XI		YB		YI	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2	464	272	496	304	348	204	558	342
3,4	496	304	640	400	372	228	720	450
5,6	480	240	560	288	360	180	630	324
7,8	480	240	560	288	360	180	630	324
9,10	480	176	512	176	360	132	576	252
11,12	480	176	480	208	360	132	540	252

Total	18014
-------	-------

Dimensiones Promedio (cm)	Perímetro (cm)	Volumen (cm <sup>3</sup> )
31 × 41	144	113.09

$V_{EV}$	2037203.3 cm <sup>3</sup>
----------	---------------------------

#### Volumen de Hormigón en Vigas

Pisos	Sección	Área (m <sup>2</sup> )	Volumen Viga (m <sup>3</sup> )	Volumen Vigas (m <sup>3</sup> )
1,2	40 × 50	0.20	1.20	74.40

3,4	40 × 50	0.20	1.20	74.40
5,6	40 × 45	0.18	1.08	66.96
7,8	40 × 45	0.18	1.08	66.96
9,10	25 × 40	0.10	0.60	37.20
11,12	25 × 40	0.10	0.60	37.20

Volumen Total de Vigas

$V_{HV}$	357.12 m <sup>3</sup>
----------	-----------------------

En este caso, tan solo los dos últimos pisos de la estructura van con el primer precio:

Costo Vigas	\$ 125475.79
-------------	--------------

Volumen de Hormigón de Columnas por 1 Columna (m<sup>3</sup>)

Pisos	Esquina	Borde	Interior
1,2	0.9576	1.4963	1.7024
3,4	0.8047	1.4963	1.4963
5,6	0.8047	1.4963	1.4963
7,8	0.6650	1.3034	1.3034
9,10	0.5387	0.9576	1.1239
11,12	0.4256	0.8047	1.1239

Volumen de Hormigón de Columnas (m<sup>3</sup>)

Pisos	Esquina	Borde	Interior
1,2	7.6608	29.9250	20.4288
3,4	6.4372	29.9250	17.9550
5,6	6.4372	29.9250	17.9550
7,8	5.3200	26.0680	15.6408
9,10	4.3092	19.1520	13.4862

11,12	3.4048	16.0930	13.4862
-------	--------	---------	---------

### Volumen Total en Columnas

$V_{HC}$	283.61 m <sup>3</sup>
----------	-----------------------

Costo Columnas	\$ 58718.47
----------------	-------------

Costo Total Hormigón	\$ 184194.26
-------------------------	--------------

### Varillas en las columnas

Pisos	Esquina	Borde	Interior
1,2	8 $\varnothing$ 25	12 $\varnothing$ 25	18 $\varnothing$ 25
3,4	7 $\varnothing$ 25	12 $\varnothing$ 25	12 $\varnothing$ 25
5,6	10 $\varnothing$ 20	18 $\varnothing$ 20	18 $\varnothing$ 20
7,8	8 $\varnothing$ 20	16 $\varnothing$ 20	16 $\varnothing$ 20
9,10	7 $\varnothing$ 20	12 $\varnothing$ 20	14 $\varnothing$ 20
11,12	6 $\varnothing$ 20	10 $\varnothing$ 20	14 $\varnothing$ 20

### Volumen de Acero Longitudinal (cm<sup>3</sup>)

Pisos	Esquina	Borde	Interior
1,2	20891.5911	31337.3867	47006.0801
3,4	21338.2864	36579.9195	36579.9195
5,6	19509.2904	35116.7227	35116.7227
7,8	15607.4323	31214.8646	31214.8646
9,10	13656.5033	23411.1485	27313.0065

11,12	10027.9638	16713.2729	23398.5821
Total	101031.067	174373.315	200629.175
Esquina X 4, Borde X 10, Interior X 6	404124.269	1743733.15	1203775.05

Espaciamiento Estribos ( $s_h$  (cm))

Pisos	Esquina	Borde	Interior
1,2	12.50	10.00	9.40
3,4	13.70	10.00	10.00
5,6	13.70	10.00	10.00
7,8	15.00	10.70	10.70
9,10	16.70	12.50	11.50
11,12	18.80	13.70	11.50

## Numero de Estribos

Pisos	Esquina	Borde	Interior
1,2	43	54	57
3,4	39	54	54
5,6	39	54	54
7,8	36	50	50
9,10	32	43	47
11,12	29	39	47

Volumen de Acero Transversal (cm<sup>3</sup>)

Pisos	Esquina	Borde	Interior
1,2	16047.47	25648.81	29007.59
3,4	13231.53	25648.81	25648.81
5,6	13231.53	25648.81	25648.81
7,8	10992.35	22052.55	22052.55

9,10	8685.31	16047.47	19134.83
11,12	6887.18	13231.53	19134.83
Total	69075.37	128277.98	140627.42
Esquina X 4, Borde X 10, Interior X 6	276301.48	1282779.80	843764.52

#### Volumen Total de Acero en Columnas (cm<sup>3</sup>)

$V_{AL}$	$V_{AT}$
3351632.47	2402845.8

#### Resumen de Acero

Volumen (cm <sup>3</sup> )	Peso (kg)	Costo (\$)
14240739.81	111789.81	183335.28

#### Costo Total de la Estructura

Costo Acero	Costo Hormigón	Costo Total
\$ 183335.28	\$ 184194.26	\$ 367529.54

### Sismo 20 % de probabilidad de excedencia en 50 años

#### Cálculo de Cargas Sísmicas

Se diseña ahora, con el espectro de aceleraciones para un sismo con una probabilidad de excedencia de 20% en 50 años que es lo mismo que un periodo o tasa de retorno de 224.57 años. Este sismo es menor al de diseño y su utilidad se puede encontrar en el hecho de realizar un diseño más económico sin perder seguridad para una probabilidad menor. Para Quito, la aceleración en roca esperada para esta tasa de retorno es de 0.35g. Este valor coincide con el

de una zona tipo IV y por ende los factores de comportamiento dinámico del suelo se obtienen de ésta zona. Debido a este cambio ahora se tiene que:

$$z = 0.35$$

Mientras que  $\eta = 2.48$  ya que no se cambió en realidad de punto geográfico. Los factores inherentes al suelo son:

- Primero se tiene el factor de sitio  $F_a$  que para zona IV es:

$$F_a = 1.25$$

- Luego se tiene otro factor de sitio  $F_D$  que para zona IV es:

$$F_D = 1.5$$

- Por último se tiene el factor de comportamiento inelástico del subsuelo  $F_S$  que para zona IV es:

$$F_S = 1.4$$

Por lo que se obtiene un valor de  $T_C$  de:

$$T_C = 0.55 F_S \frac{F_D}{F_a} = 0.924 \text{ s}$$

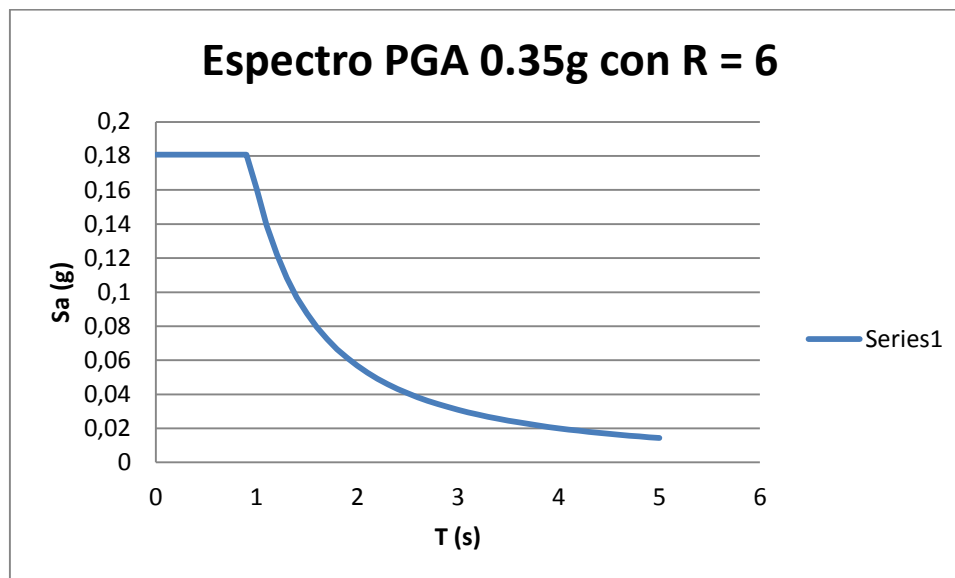
Asumiendo un amortiguamiento de 0.05 con respecto al amortiguamiento crítico como en el caso anterior:

$$S_a = \eta z F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_C$$

$$S_a = \eta z F_a \left( \frac{T_C}{T} \right)^r \text{ para } T > T_C$$

El espectro, dividido, para el coeficiente de seguridad sísmica R se presenta a continuación:





Diseño del Edificio de 8 pisos:

Debido a que la geometría de este edificio es el mismo que la del anterior no se presentan graficas y debido a esto el periodo estático de la estructura es el mismo para cualquier sismo sin importar su probabilidad de excedencia, por lo que:

$$T = 0.723 \text{ s} < 0.924 \text{ s}$$

Por lo tanto se utiliza la primera ecuación para la aceleración espectral:

$$S_a = 1.085g$$

El cortante basal en NEC se calcula como:

$$V = \frac{IS_a}{R\phi_E\phi_P}W$$

Donde W es el peso de la estructura. Para el ETABS se necesita tan solo conocer el coeficiente que multiplica al peso y por ende se obtiene:

$$\frac{IS_a}{R\phi_E\phi_P} = 0.1808$$

Siguiendo exactamente el mismo proceso que se utilizó con el edificio de 8 pisos con el sismo de diseño y partiendo del dimensionamiento dado al edificio con el sismo de diseño, se fue bajando las secciones hasta llegar de iterar con un peso de:

$$W = 4355.37 T$$

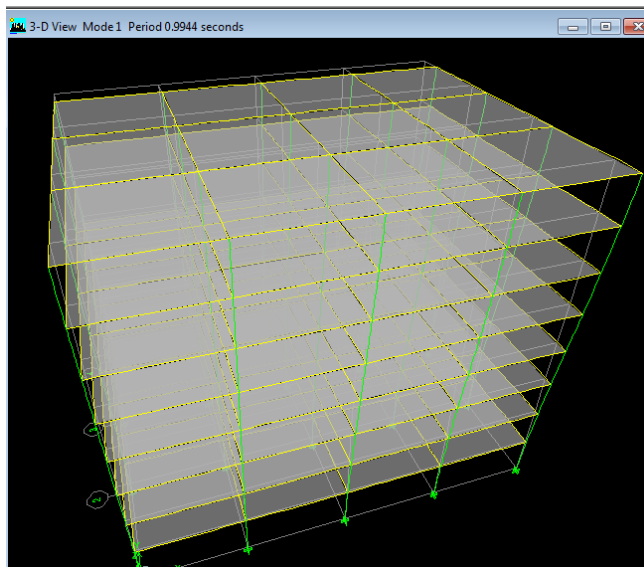
Lo que, a su vez, da un valor para el cortante basal estático de:

$$V_s = 787.45 T$$

Por lo tanto el 80% de este es el cortante basal dinámico y es:

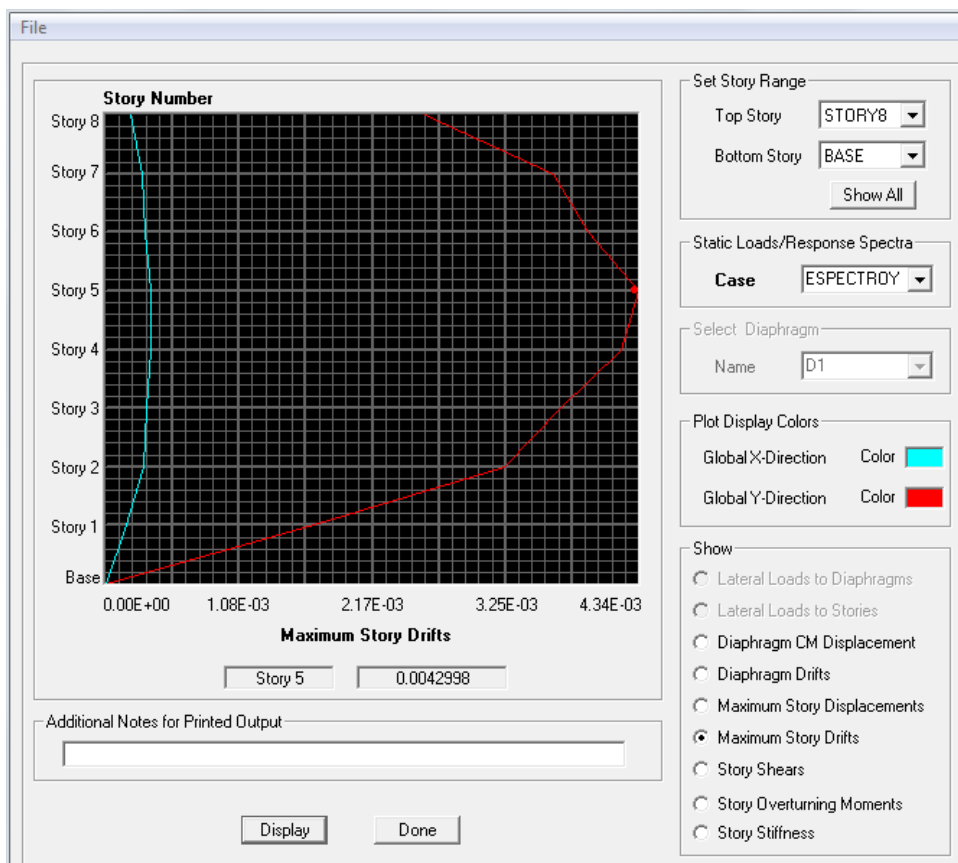
$$V_D \geq 629.96 T$$

Que comparando con las 711.2 T del edificio del edificio de 8 pisos con el sismo de diseño es el 88.6% de este. Lo que quiere decir que apenas se redujo el cortante basal en más o menos un 11%.



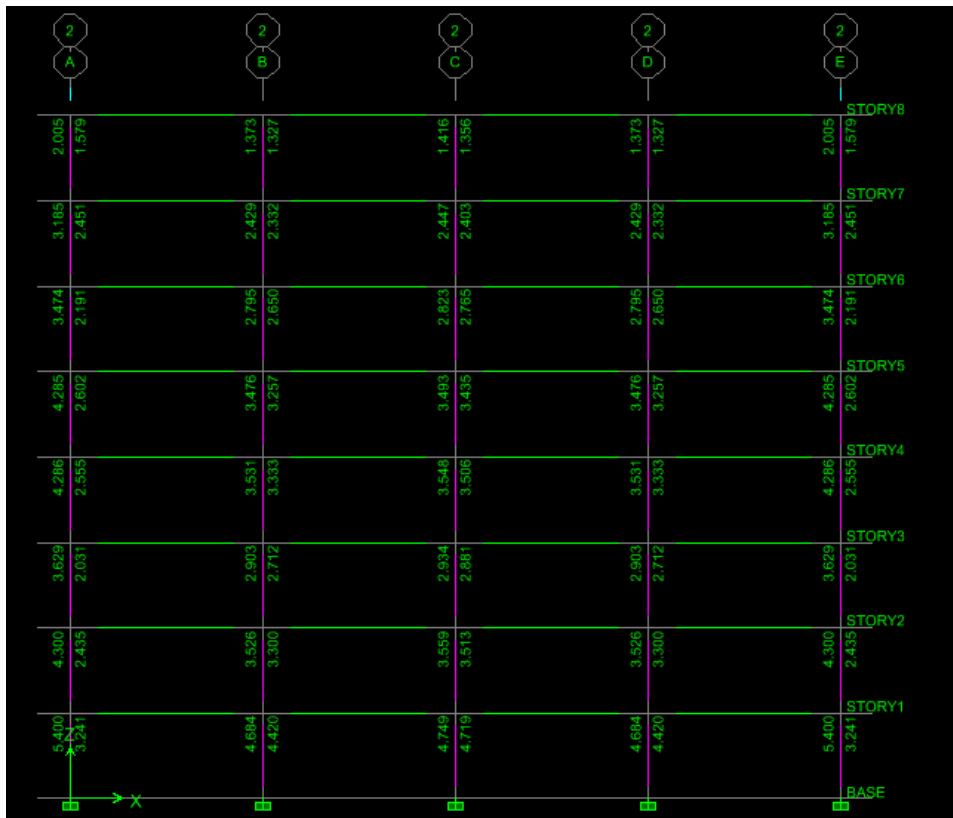
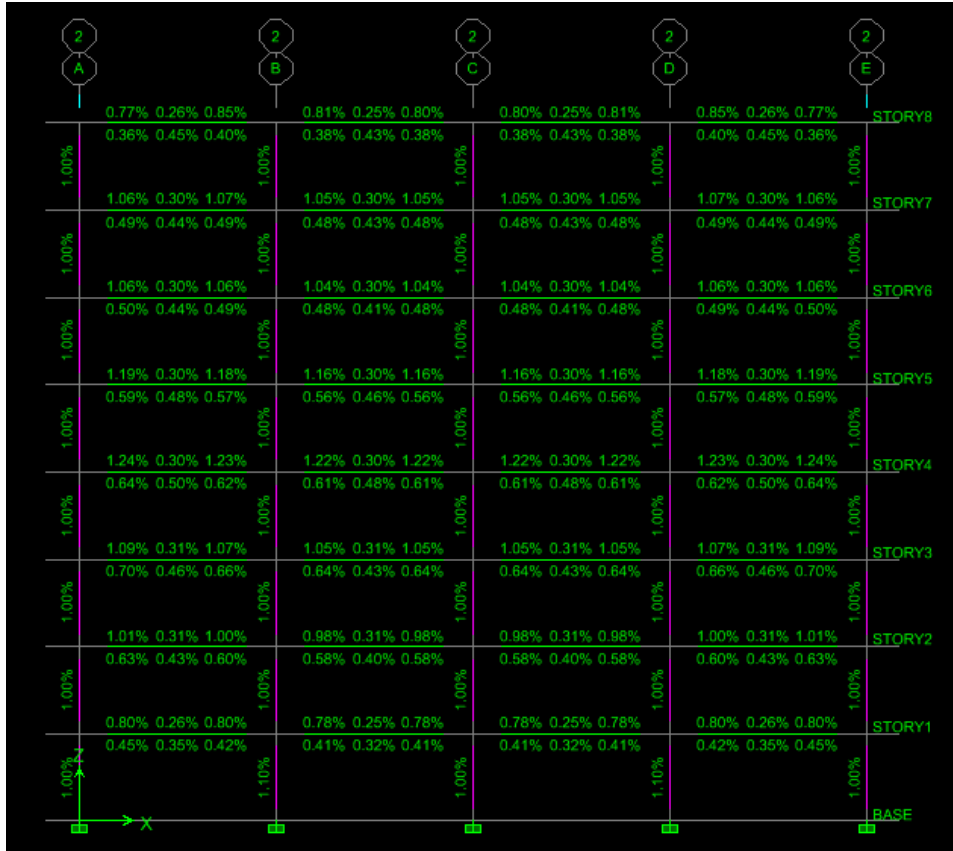
Primer Modo de Vibración Definitivo de la Estructura,  
Periodo definitivo  $T = 0.9944$  s

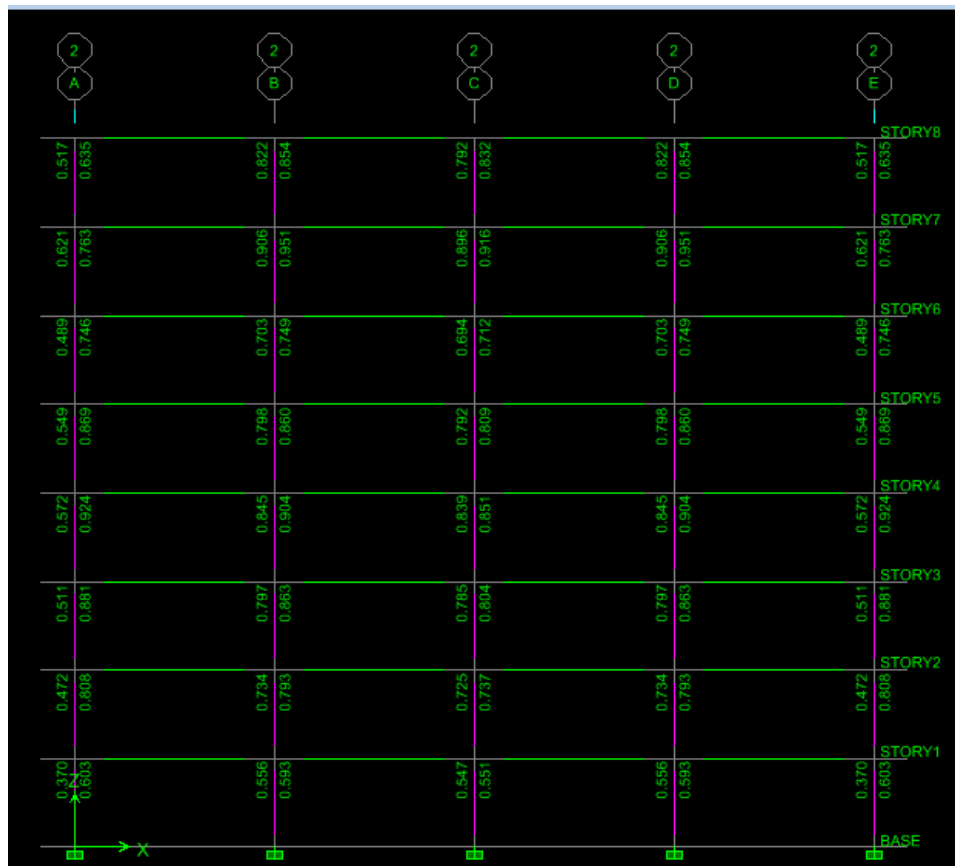
A continuación se presenta la grafica de las derivas que provee el ETABS:



El límite para la deriva sigue siendo el mismo de 0.0044 y la máxima deriva presentada en esta estructura es de 0.00429 por lo que se está bastante al límite. Como se puede ver, la forma de la curva es exacta a la de la curva para el edificio de 8 pisos con el sismo de diseño.

A continuación se muestran los porcentajes de acero, las relaciones columna/viga y el cortante en el nudo:





Como se puede ver claramente los porcentajes de acero requeridos en las columnas tan solo son del 1.10% en las bases, a pesar de que la deriva esta tan justa. Las relaciones columna/viga tienen valores saludables de entre 2 y 5, la mayor parte, y el cortante del nudo es de entre 0.7 y 0.9, también en su mayoría. Por lo que una vez más, se reitera, que son tanto la deriva como el cortante en el nudo los que controlan el diseño, en este caso incluso más que con el sismo de diseño ya que tanto el porcentaje de acero como las relaciones columna/viga se cumplen laxamente.

### Secciones Definitivas y Acero de Refuerzo

Secciones de columnas (cm)

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	60 × 60	80 × 80	80 × 80
2,3	60 × 60	80 × 80	80 × 80
4,5,6	60 × 60	75 × 75	75 × 75

7,8	50 × 50	60 × 60	60 × 60
-----	---------	---------	---------

#### Porcentaje de Acero

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	1.14 %	1.00 %	1.10 %
2,3	1.00 %	1.00 %	1.00 %
4,5,6	1.00 %	1.00 %	1.00 %
7,8	1.00 %	1.00 %	1.00 %

#### Área de Acero (cm<sup>2</sup>)

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	41.04	64.00	70.4
2,3	36.00	64.00	64.00
4,5,6	36.00	56.25	56.25
7,8	25.00	36.00	36.00

#### Secciones de Vigas (cm)

Pisos	Secciones
1,2,3	45 × 60
4,5,6	45 × 50
7,8	40 × 45

#### Diámetro de Varilla Máximo en Columnas (mm)

Pisos	Secciones
1,2,3	28
4,5,6	25
7,8	20

Área de Acero de Viga (cm<sup>2</sup>)

Piso(s)		XB		XI		YB		YI	
		Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
Base	M(+)	8.387	13.542	9.524	12.132	8.941	14.826	9.999	13.190
	M(-)	7.993	19.280	7.137	21.585	8.286	20.665	7.743	22.765
2,3	M(+)	11.355	20.530	12.515	18.942	12.254	22.495	13.314	20.808
	M(-)	8.827	26.621	8.302	29.459	9.668	28.836	9.067	31.591
4,5,6	M(+)	10.297	17.205	11.282	14.455	11.076	19.080	11.942	15.962
	M(-)	7.554	24.867	6.780	27.792	8.305	26.984	7.085	29.187
7,8	M(+)	6.059	6.976	8.176	8.760	6.468	7.870	8.177	9.163
	M(-)	4.527	14.792	5.357	19.064	4.917	15.889	5.357	20.047

## Varillas Longitudinales en Vigas

Piso(s)		XB		XI		YB		YI	
		Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
Base	M(+)	2φ25	3φ25	2φ25	3φ25	2φ25	4φ25	3φ25	3φ25
	M(-)	2φ25	4φ25	2φ25	5φ25	2φ25	5φ25	2φ25	5φ25
2,3	M(+)	3φ25	5φ25	3φ25	4φ25	3φ25	5φ25	3φ25	5φ25
	M(-)	2φ25	6φ25	2φ25	7φ25	2φ25	6φ25	2φ25	7φ25
4,5,6	M(+)	3φ25	4φ25	3φ25	3φ25	3φ25	4φ25	3φ25	4φ25
	M(-)	2φ25	6φ25	2φ25	6φ25	2φ25	6φ25	2φ25	6φ25
7,8	M(+)	2φ25	2φ25	2φ25	2φ25	2φ25	2φ25	2φ25	2φ25
	M(-)	1φ25	4φ25	2φ25	4φ25	2φ25	4φ25	2φ25	5φ25

## Área de Acero Mínima en Vigas

Pisos	Secciones	Área de Acero min. (cm <sup>2</sup> )	Varillas min.
1,2,3	45 × 60	8.25	2φ25
4,5,6	45 × 50	6.75	2φ25
7,8	40 × 45	5.33	2φ25

#### Volumen Longitudinal Mínimo en Vigas

Pisos	Volumen min. (cm <sup>3</sup> )
1,2,3	1130973
4,5,6	1130973
7,8	753982

#### Volumen de Acero Longitudinal en Vigas descontando el mínimo (cm<sup>3</sup>)

Piso(s)		XB		XI		YB		YI	
		Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
Base	M(+)	0	15707.9633	0	15707.9633	0	23561.9449	8835.72934	17671.4587
	M(-)	0	31415.9265	0	47123.8898	0	35342.9174	0	53014.376
2,3	M(+)	31415.9265	94247.7796	6283.18531	62831.8531	11780.9725	70685.8347	17671.4587	106028.752
	M(-)	0	125663.706	0	157079.633	0	94247.7796	0	176714.587
4,5,6	M(+)	47123.8898	94247.7796	9424.77796	47123.8898	17671.4587	70685.8347	26507.188	106028.752
	M(-)	0	188495.559	0	188495.559	0	141371.669	0	212057.504
7,8	M(+)	0	0	0	0	0	0	0	0
	M(-)	0	62831.8531	0	62831.8531	0	47123.8898	0	106028.752

$V_T \text{ sin min.}$	$V_T$
2631083.85 cm <sup>3</sup>	5647011.85 cm <sup>3</sup>



Acero Transversal en Vigas por unidad de longitud (cm<sup>2</sup>/cm)

Piso(s)	XB		XI		YB		YI	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
Base	0.120	0.137	0.143	0.171	0.126	0.144	0.149	0.177
2,3	0.156	0.174	0.178	0.209	0.168	0.185	0.188	0.218
4,5,6	0.142	0.163	0.167	0.200	0.151	0.172	0.173	0.207
7,8	0.094	0.115	0.114	0.137	0.099	0.118	0.117	0.140

## Espaciamiento de Estribos en las Vigas (cm)

Piso(s)	XB		XI		YB		YI	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
Base	13	11	10	9	12	10	10	8
2,3	10	9	9	7	9	8	8	7
4,5,6	11	9	9	7	10	9	9	7
7,8	15	13	13	11	15	13	13	11

## Número de Estribos por cada Luz Libre

Piso(s)	XB		XI		YB		YI	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
Base	28	22	36	27	30	24	36	30
2,3	36	27	40	35	40	30	45	35
4,5,6	37	23	45	29	40	23	45	29
7,8	28	14	33	17	28	14	33	17

## Número de Estribos Total

Piso(s)	XB		XI		YB		YI	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
Base	224	176	288	216	180	144	324	270
2,3	576	432	640	560	480	360	810	630
4,5,6	888	552	1080	696	720	414	1215	783
7,8	448	224	528	272	336	168	594	306

Total	15534
-------	-------

Dimensiones Promedio (cm)	Perímetro (cm)	Volumen (cm <sup>3</sup> )
39.33 × 47.67	174.00	136.65

$V_{EV}$	2122865.3 cm <sup>3</sup>
----------	---------------------------

## Volumen de Hormigón en Vigas

Pisos	Secciones (cm)	Área (m <sup>2</sup> )	Volumen Viga (m <sup>3</sup> )	Volumen Vigas (m <sup>3</sup> )
1,2,3	45 × 60	0.270	1.62	150.66
4,5,6	45 × 50	0.225	1.35	125.55
7,8	40 × 45	0.180	1.08	66.96

## Volumen Total de Vigas

$V_{HV}$	343.17 m <sup>3</sup>
----------	-----------------------

Costo Vigas	\$ 116866.54
-------------	--------------

Volumen de Hormigón de Columnas por 1 Columna (m<sup>3</sup>)

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	0.95760	1.70240	1.70240
2,3	0.95760	1.70240	1.70240
4,5,6	0.95760	1.49625	1.49625
7,8	0.66500	0.95760	0.95760

Volumen de Hormigón de Columnas (m<sup>3</sup>)

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	3.830	17.024	10.214
2,3	7.661	34.048	20.429
4,5,6	11.491	44.888	26.933
7,8	5.320	19.152	11.491

Volumen Total en Columnas

$V_{HC}$	212.48 m <sup>3</sup>
----------	-----------------------

Costo Columnas	\$ 41540.96
----------------	-------------

Costo Total de Hormigón	\$ 158407.50
-------------------------	--------------

Varillas en las columnas

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	7 $\phi$ 28	11 $\phi$ 28	12 $\phi$ 28
2,3	6 $\phi$ 28	11 $\phi$ 28	11 $\phi$ 28
4,5,6	12 $\phi$ 20	18 $\phi$ 20	18 $\phi$ 20
7,8	8 $\phi$ 20	12 $\phi$ 20	12 $\phi$ 20

#### Volumen de Acero Longitudinal (cm<sup>3</sup>)

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	11465.3052	18016.9082	19654.809
2,3	22942.9255	42062.0301	42062.0301
4,5,6	33439.1122	50158.6683	50158.6683
7,8	15607.4323	23411.1485	23411.1485
Total	83454.7752	133648.755	135286.656
Esquina X 4, Borde X 10, Interior X 6	333819.101	1336487.55	811719.935

#### Espaciamiento Estribos ( $s_h$ (cm))

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	12.50	9.40	9.40
2,3	12.50	9.40	9.40
4,5,6	12.50	10.00	10.00
7,8	15.00	12.50	12.50

#### Numero de Estribos

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	22	29	29
2,3	43	57	57

4,5,6	64	80	80
7,8	36	43	43

Volumen de Acero Transversal (cm<sup>3</sup>)

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	8210.33	14758.25	14758.25
2,3	16047.47	29007.59	29007.59
4,5,6	23884.61	37998.24	37998.24
7,8	10992.35	16047.47	16047.47
Total	59134.76	97811.55	97811.55
Esquina X 4, Borde X 10, Interior X 6	236539.04	978115.50	586869.30

Volumen Total de Acero en Columnas (cm<sup>3</sup>)

$V_{AL}$	$V_{AT}$
2482026.59	1801523.84

Resumen de Acero

Volumen (cm <sup>3</sup> )	Peso (kg)	Costo (\$)
12053427.58	94619.41	155175.83

Costo Total de la Estructura

Costo Acero	Costo Hormigón	Costo Total
\$ 155175.83	\$ 158407.50	\$ 313583.33

Diseño Edificio de 4 pisos

### Cálculo de Cargas Sísmicas

Siendo exactamente el mismo proceso que en los demás edificios el periodo estático de la estructura es de:

$$T = 0.395 \text{ s} < 0.924 \text{ s}$$

Por lo tanto se utiliza la primera ecuación para la aceleración espectral:

$$S_a = \eta z F_a = 1.085g$$

Que es igual a la de 8 pisos, como con el sismo de diseño, y da un valor para el coeficiente del cortante basal de:

$$\frac{I S_a}{R \varphi_E \varphi_P} = 0.1808$$

El peso para el que se dejó de iterar fue de:

$$W = 1926.57 \text{ T}$$

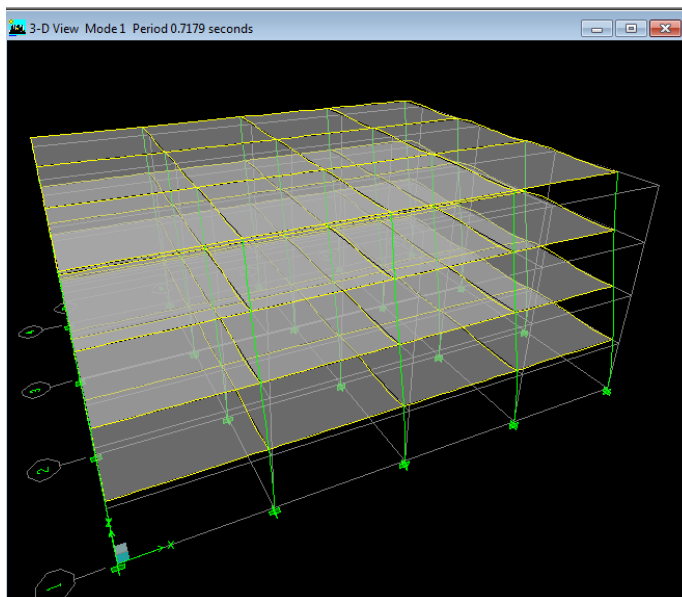
Lo que genera un cortante estático de:

$$V_s = 348.32 \text{ T}$$

Que a su vez pone un límite para el cortante dinámico de:

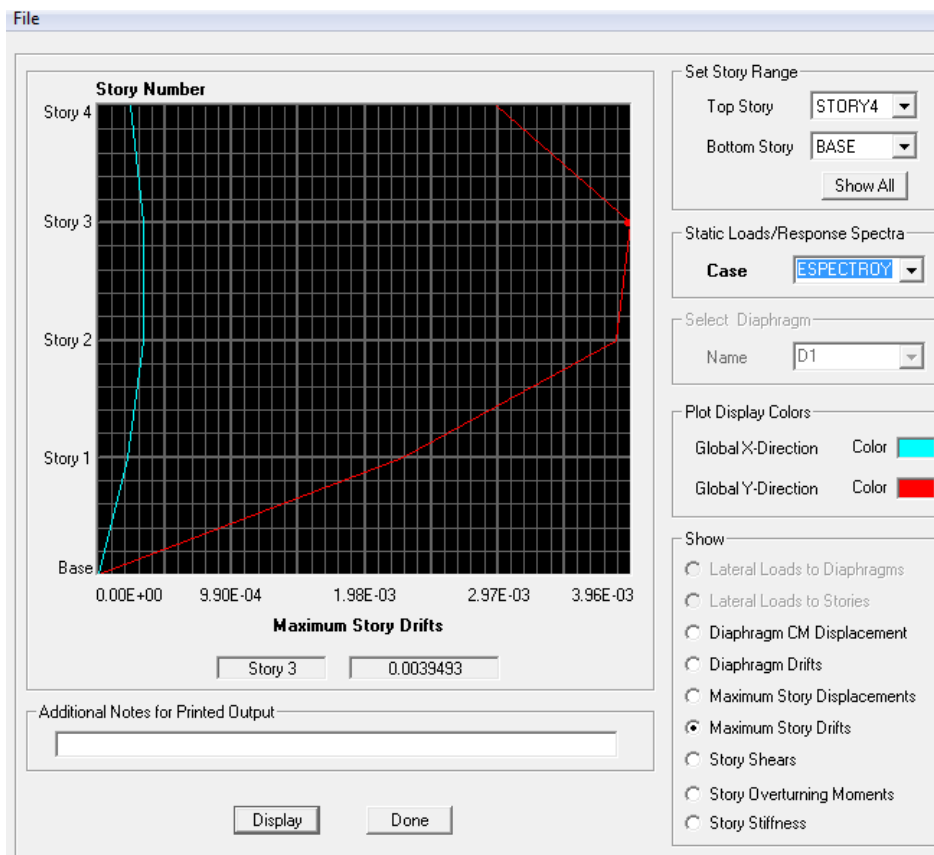
$$V_D \geq 278.65 \text{ T}$$

El cual, comparando con el 309.29 obtenido para el edificio de 4 pisos con el sismo de diseño es: el 90.1% de este. Lo que quiere decir que se redujo en un 9.9%, un valor muy similar al encontrado para el edificio de 8 pisos.



Primer Modo de Vibración Definitivo de la Estructura,  
 Periodo definitivo  $T = 0.7179$  s

A continuación se presenta la grafica de las derivas que provee el ETABS:

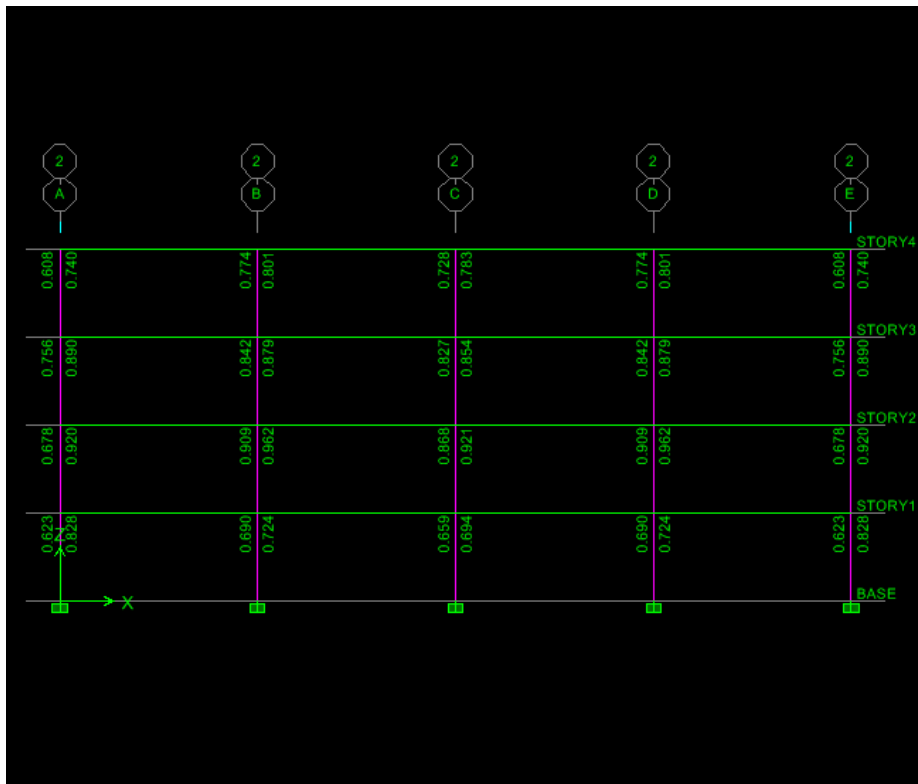
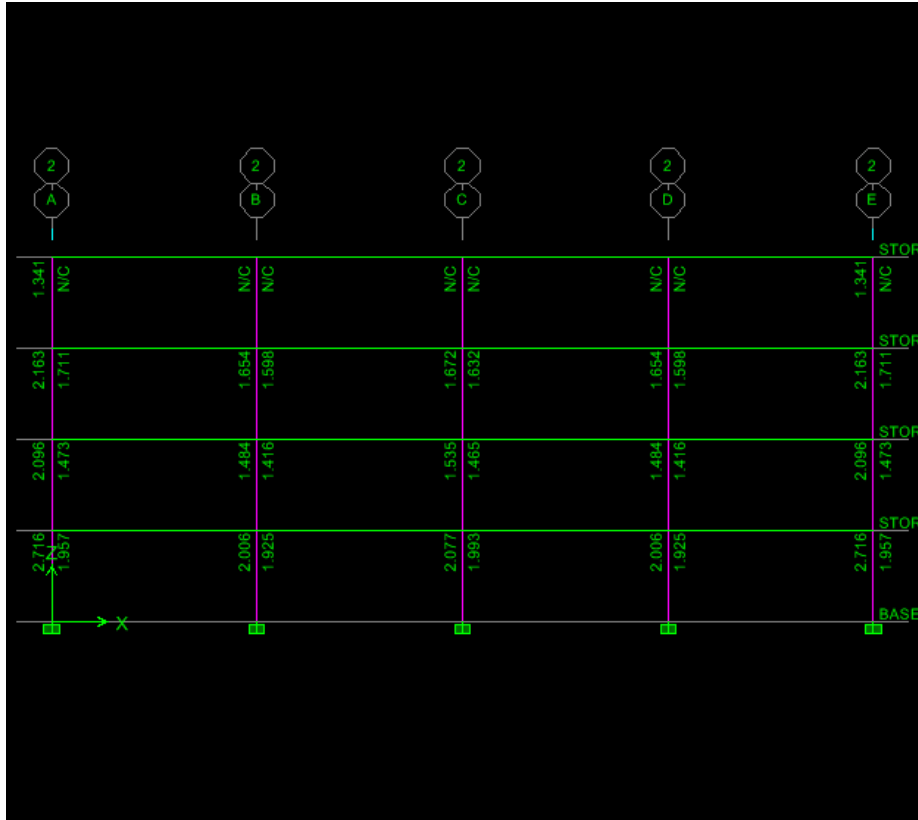


La cual es un poquito más que para el edificio de 4 pisos con el sismo de diseño que era de 0.00362. La deriva con este sismo es un 108.8% más que con el sismo de diseño. La forma de la curva es muy similar pero con una planicie más inclinada hacia el tercer piso.

A continuación se muestran los porcentajes de acero, las relaciones columna/viga y el cortante en el nudo:

	2 A	2 B	2 C	2 D	2 E	
	0.89% 0.29% 1.05%	0.98% 0.29% 0.97%	0.97% 0.29% 0.98%	1.05% 0.29% 0.89%		STC
1.00%	0.41% 0.61% 0.48%	0.45% 0.57% 0.45%	0.45% 0.57% 0.45%	0.48% 0.61% 0.41%		STC
	1.23% 0.29% 1.27%	1.24% 0.29% 1.24%	1.24% 0.29% 1.24%	1.27% 0.29% 1.23%		STC
1.00%	0.56% 0.58% 0.58%	0.56% 0.57% 0.56%	0.56% 0.57% 0.56%	0.58% 0.58% 0.56%		STC
	1.08% 0.30% 1.12%	1.05% 0.30% 1.05%	1.05% 0.30% 1.05%	1.12% 0.30% 1.08%		STC
1.00%	0.49% 0.45% 0.51%	0.48% 0.39% 0.48%	0.48% 0.39% 0.48%	0.51% 0.45% 0.49%		STC
	0.99% 0.30% 1.02%	0.96% 0.29% 0.96%	0.96% 0.29% 0.96%	1.02% 0.30% 0.99%		STC
1.00%	0.46% 0.43% 0.47%	0.45% 0.39% 0.45%	0.45% 0.39% 0.45%	0.47% 0.43% 0.46%		STC
1.00%		1.68%	1.47%	1.68%		BAS





Para este caso la deriva no fue predominante. Se puede ver, claramente, como las columnas de la base llevan un porcentaje de acero de hasta 1.68% mientras que para

el sismo de diseño llevan máximo de hasta 1.45%. Para el caso de este edificio de 4 pisos, en particular, los que dominaron fueron la relación columna/viga, que en algunos nudos esta por 1.4, y el cortante en el nudo, el cual, al igual que siempre tiene, en su mayoría, valores de entre 0.7 y 0.999, lo que hace cuestionable si estos pasarían si el análisis se realizara con ACI352.

### Secciones Definitivas y Acero de Refuerzo

Secciones de columnas (cm)

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	50 × 50	55 × 55	55 × 55
2	50 × 50	55 × 55	50 × 50
3,4	45 × 45	50 × 50	50 × 50

Porcentaje de Acero

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	1.27 %	1.00 %	1.68 %
2	1.00 %	1.00 %	1.00 %
3,4	1.00 %	1.00 %	1.00 %

Área de Acero (cm<sup>2</sup>)

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	31.75	30.25	50.82
2	25.00	30.25	25.00
3,4	20.25	25.00	25.00

Secciones de vigas (cm)

Piso	Sección

1,2	45 × 45
3,4	40 × 40

Diámetro de Varilla Máximo en Columnas (mm)

Piso	Sección
1,2	20
3,4	20

Área de Acero Longitudinal en Vigas (cm<sup>2</sup>)

Piso(s)		XB		XI		YB		YI	
		Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
Base	M(+)	7.134	8.828	8.731	9.568	8.026	12.658	9.016	10.014
	M(-)	5.289	16.956	6.026	20.756	6.561	19.782	6.026	21.832
2	M(+)	7.711	10.090	9.152	10.336	8.658	12.658	9.658	10.888
	M(-)	6.013	18.306	6.026	22.621	6.780	19.782	6.026	23.988
3,4	M(+)	5.766	6.980	9.738	9.293	7.650	9.974	9.292	9.712
	M(-)	4.509	15.043	4.687	20.345	5.947	18.12	4.687	21.177

Varillas en Vigas

Piso(s)		XB		XI		YB		YI	
		Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
Base	M(+)	3φ20	3φ20	3φ20	4φ20	3φ20	5φ20	3φ20	4φ20
	M(-)	2φ20	6φ20	2φ20	7φ20	3φ20	7φ20	2φ20	7φ20
2	M(+)	3φ20	4φ20	3φ20	4φ20	3φ20	5φ20	4φ20	4φ20
	M(-)	2φ20	6φ20	2φ20	8φ20	3φ20	7φ20	2φ20	8φ20

3,4	M(+)	2φ20	3φ20	4φ20	3φ20	3φ20	4φ20	3φ20	4φ20
	M(-)	2φ20	5φ20	2φ20	7φ20	2φ20	6φ20	2φ20	7φ20

### Área Mínima en Vigas

Piso	Sección	Área de Acero min. (cm <sup>2</sup> )	Varillas min.
1,2	45 × 45	6.00	2φ20
3,4	40 × 40	4.67	2φ20

### Volumen Mínimo Longitudinal en Vigas

Piso	Volumen min. (cm <sup>3</sup> )
1,2	482548
3,4	482548

### Volumen de Acero Longitudinal en Vigas descontando el mínimo (cm<sup>3</sup>)

Piso(s)		XB		XI		YB		YI	
		Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
Base	M(+)	5026.54825	10053.0965	5026.54825	20106.193	0	30159.2895	7539.82237	15079.6447
	M(-)	0	40212.386	0	50265.4825	0	50265.4825	0	37699.1118
2	M(+)	5026.54825	20106.193	5026.54825	20106.193	0	30159.2895	15079.6447	15079.6447
	M(-)	0	80424.7719	0	60318.5789	0	100530.965	0	45238.9342
3,4	M(+)	0	10053.0965	20106.193	20106.193	0	20106.193	15079.6447	30159.2895
	M(-)	0	30159.2895	0	100530.965	10053.0965	40212.386	0	75398.2237

$V_{T \text{ sin min.}}$	$V_T$
1030442.39 cm <sup>3</sup>	1995538.39 cm <sup>3</sup>

Acero Transversal en Vigas por unidad de longitud (cm<sup>2</sup>/cm)

Piso(s)	XB		XI		YB		YI	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
Base	0.106	0.127	0.121	0.144	0.111	0.133	0.124	0.148
2	0.112	0.134	0.126	0.150	0.118	0.140	0.130	0.154
3,4	0.084	0.096	0.119	0.145	0.088	0.101	0.122	0.147

Espaciamiento de Estribos en las Vigas (cm)

Piso(s)	XB		XI		YB		YI	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
Base	14	12	12	10	14	11	12	10
2	14	11	12	10	13	11	12	10
3,4	15	15	13	10	15	15	12	10

Número de Estribos por cada Luz Libre

Piso(s)	XB		XI		YB		YI	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
Base	30	15	35	18	30	17	35	18
2	30	17	35	18	33	17	35	18
3,4	30	11	34	16	30	11	37	16

Número de Estribos Total

Piso(s)	XB		XI		YB		YI	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo

Base	240	120	280	144	180	102	315	162
2	240	136	280	144	198	102	315	162
3,4	480	176	544	256	360	132	666	288

Total	6022
-------	------

Dimensiones Promedio (cm)	Perímetro (cm)	Volumen (cm <sup>3</sup> )
38.5 × 38.5	154	120.95

$V_{EV}$	728368.8 cm <sup>3</sup>
----------	--------------------------

Volumen de Hormigón en Vigas

Pisos	Secciones (cm)	Área (m <sup>2</sup> )	Volumen Viga (m <sup>3</sup> )	Volumen Vigas (m <sup>3</sup> )
1,2	45 × 45	0.2025	1.215	75.33
3,4	40 × 40	0.16	0.96	59.52

Volumen Total de Vigas

$V_{HV}$	134.85 m <sup>3</sup>
----------	-----------------------

Costo Vigas	\$ 45923.17
-------------	-------------

Volumen de Hormigón de Columnas por 1 Columna (m<sup>3</sup>)

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	0.6650	0.8047	0.8047
2	0.6650	0.8047	0.6650
3,4	0.5387	0.6650	0.6650

#### Volumen de Hormigón de Columnas (m<sup>3</sup>)

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	2.660	8.047	4.828
2	2.660	8.047	3.990
3,4	4.309	13.300	7.980

#### Volumen Total en Columnas

$V_{HC}$	55.82 m <sup>3</sup>
----------	----------------------

Costo Columnas	\$ 16140.88
----------------	-------------

Costo Total Hormigón	\$ 62064.05
-------------------------	-------------

#### Varillas en las Columnas

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	11 $\varphi$ 20	10 $\varphi$ 20	17 $\varphi$ 20
2	8 $\varphi$ 20	10 $\varphi$ 20	8 $\varphi$ 20
3,4	7 $\varphi$ 20	8 $\varphi$ 20	8 $\varphi$ 20

#### Volumen de Acero Longitudinal (cm<sup>3</sup>)

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
---------	---------	-------	----------

Base	9192.3001	8356.63646	14206.282
2	8922.12314	11152.6539	8922.12314
3,4	13656.5033	15607.4323	15607.4323
Total	31770.9265	35116.7227	38735.8374
Esquina X 4, Borde X 10, Interior X 6	127083.706	351167.227	232415.025

Espaciamiento Estribos ( $s_h$  (cm))

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	15.00	13.70	13.70
2	15.00	13.70	15.00
3,4	16.70	15.00	15.00

## Numero de Estribos

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	18	20	20
2	18	20	18
3,4	32	36	36

Volumen de Acero Transversal (cm<sup>3</sup>)

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	5496.17	6785.4	6785.4
2	5496.17	6785.4	5496.17
3,4	8685.31	10992.35	10992.35
Total	19677.65	24563.15	23273.92
Esquina X 4, Borde X 10, Interior X 6	78710.60	245631.50	139643.52



Volumen Total de Acero en Columnas (cm<sup>3</sup>)

$V_{AL}$	$V_{AT}$
710665.96	463985.62

Resumen de Acero

Volumen (cm <sup>3</sup> )	Peso (kg)	Costo (\$)
3898558.77	30603.68	50190.05

Costo Total de la Estructura

Costo Acero	Costo Hormigón	Costo Total
\$ 50190.05	\$ 62064.05	\$ 112254.10

Diseño Edificio de 12 pisos

### Cálculo de Cargas Sísmicas

Siendo exactamente el mismo proceso que en los demás edificios el periodo estático de la estructura es de:

$$T = 1.9004 \text{ s} > 0.924 \text{ s}$$

Por lo tanto se utiliza la segunda ecuación para la aceleración espectral:

$$S_a = \eta z F_a \left( \frac{T_c}{T} \right)^r = 0.3678g$$

Lo que da un coeficiente de cortante basal de:

$$\frac{IS_a}{R\phi_E\phi_P} = 0.0613$$

El peso para el que se dejo de iterar fue de:

$$W = 5805.65 T$$

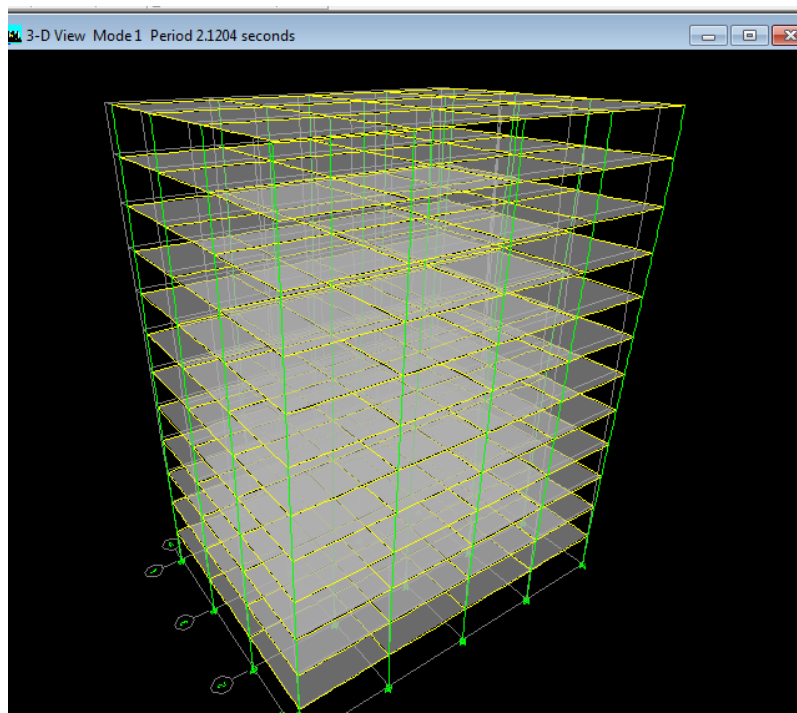
Lo que da un cortante basal estático de:

$$V_s = 355.89 T$$

Que, a su vez, da un límite para el cortante basal dinámico de:

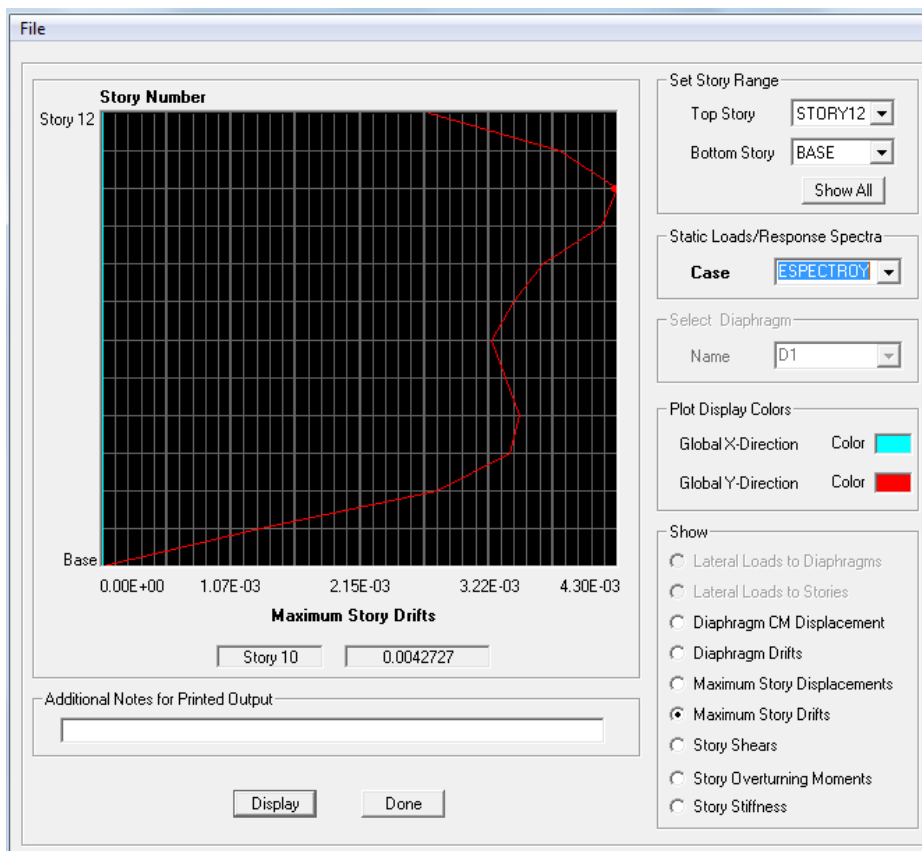
$$V_D \geq 284.71 T$$

Que para el cortante basal obtenido para el edificio de 12 pisos con el sismo de diseño, que es de 339.69, es el 83.8 %, lo que quiere decir que es un 16.2% menor que el obtenido con el sismo de diseño. Este valor es un poco más bajo que los anteriores debido a que el periodo de esta estructura ya está en la curva del espectro como se explicó anteriormente.



Primer Modo de Vibración Definitivo de la Estructura,  
Periodo definitivo  $T = 2.1204$  s

A continuación se presenta la grafica de las derivas que provee el ETABS:

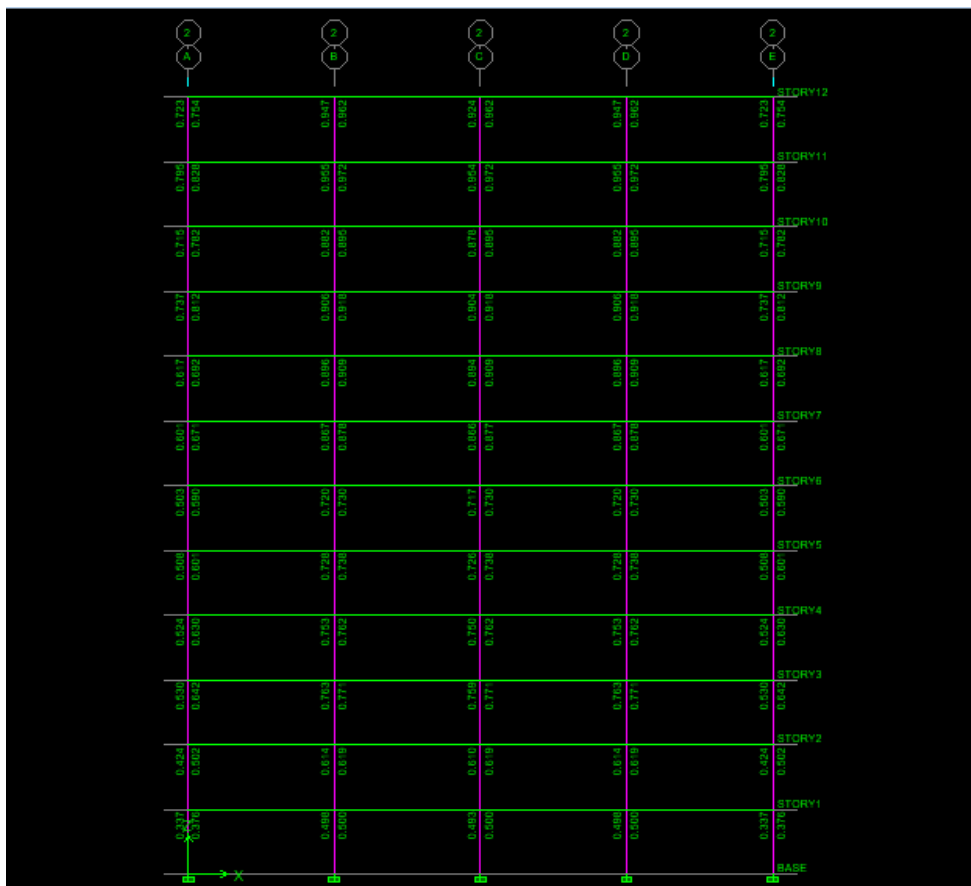


La deriva para el edificio de 12 pisos con el sismo de diseño fue de 0.00437 mientras que esta es de 0.00427 la cual es un 97.7% de la anterior, lo que quiere decir que son casi idénticas. Por otro lado, la curva se suavizo notablemente y mantiene su máximo global en el piso 10.

A continuación se muestran los porcentajes de acero, las relaciones columna/viga y el cortante en el nudo:

	A	B	C	D	E	
	1.35% 0.33% 1.47%	1.43% 0.32% 1.43%	1.43% 0.32% 1.43%	1.47% 0.33% 1.35%		STORY12
	0.62% 0.88% 0.65%	0.66% 0.93% 0.66%	0.66% 0.93% 0.66%	0.69% 0.98% 0.62%		STORY11
	1.65% 0.37% 1.64%	1.63% 0.36% 1.63%	1.63% 0.36% 1.63%	1.64% 0.37% 1.65%		STORY10
	0.78% 0.85% 0.77%	0.77% 0.93% 0.77%	0.77% 0.93% 0.77%	0.77% 0.95% 0.78%		STORY9
	1.75% 0.40% 1.75%	1.78% 0.40% 1.78%	1.78% 0.40% 1.78%	1.75% 0.40% 1.75%		STORY8
	0.86% 0.95% 0.86%	0.85% 0.93% 0.85%	0.85% 0.93% 0.85%	0.86% 0.95% 0.86%		STORY7
	1.85% 0.41% 1.84%	1.83% 0.41% 1.83%	1.83% 0.41% 1.83%	1.84% 0.41% 1.85%		STORY6
	0.89% 0.94% 0.88%	0.88% 0.93% 0.88%	0.88% 0.93% 0.88%	0.88% 0.94% 0.89%		STORY5
	1.35% 0.30% 1.36%	1.35% 0.30% 1.35%	1.35% 0.30% 1.35%	1.36% 0.30% 1.35%		STORY4
	0.62% 0.57% 0.62%	0.62% 0.56% 0.62%	0.62% 0.56% 0.62%	0.62% 0.57% 0.62%		STORY3
	1.32% 0.29% 1.31%	1.31% 0.29% 1.31%	1.31% 0.29% 1.31%	1.31% 0.29% 1.32%		STORY2
	0.61% 0.57% 0.60%	0.60% 0.56% 0.60%	0.60% 0.56% 0.60%	0.60% 0.57% 0.61%		STORY1
	1.16% 0.30% 1.15%	1.15% 0.30% 1.15%	1.15% 0.30% 1.15%	1.15% 0.30% 1.16%		BASE
	0.53% 0.46% 0.53%	0.52% 0.44% 0.52%	0.52% 0.44% 0.52%	0.53% 0.46% 0.53%		
	1.18% 0.30% 1.17%	1.16% 0.30% 1.16%	1.16% 0.30% 1.16%	1.17% 0.30% 1.18%		
	0.53% 0.46% 0.53%	0.53% 0.45% 0.53%	0.53% 0.45% 0.53%	0.53% 0.46% 0.53%		
	1.21% 0.30% 1.21%	1.20% 0.30% 1.20%	1.20% 0.30% 1.20%	1.21% 0.30% 1.21%		
	0.55% 0.47% 0.55%	0.54% 0.45% 0.54%	0.54% 0.45% 0.54%	0.55% 0.47% 0.55%		
	1.22% 0.30% 1.22%	1.21% 0.30% 1.21%	1.21% 0.30% 1.21%	1.22% 0.30% 1.22%		
	0.56% 0.48% 0.56%	0.55% 0.46% 0.55%	0.55% 0.46% 0.55%	0.56% 0.48% 0.56%		
	1.13% 0.30% 1.13%	1.12% 0.30% 1.12%	1.12% 0.30% 1.12%	1.13% 0.30% 1.13%		
	0.51% 0.46% 0.52%	0.51% 0.44% 0.51%	0.51% 0.44% 0.51%	0.52% 0.46% 0.51%		
	0.90% 0.28% 0.92%	0.90% 0.27% 0.90%	0.90% 0.27% 0.90%	0.92% 0.28% 0.90%		
	0.42% 0.43% 0.43%	0.42% 0.43% 0.42%	0.42% 0.43% 0.42%	0.43% 0.43% 0.42%		

	A	B	C	D	E	
	10.114	8.025	8.025	10.114		STORY12
	6.353	4.778	4.778	6.353		STORY11
	7.506	5.814	5.814	7.506		STORY10
	6.231	4.701	4.701	6.231		STORY9
	7.406	5.814	5.814	7.406		STORY8
	6.231	4.701	4.701	6.231		STORY7
	7.406	5.814	5.814	7.406		STORY6
	6.231	4.701	4.701	6.231		STORY5
	7.406	5.814	5.814	7.406		STORY4
	6.231	4.701	4.701	6.231		STORY3
	7.406	5.814	5.814	7.406		STORY2
	6.231	4.701	4.701	6.231		STORY1
	10.114	8.025	8.025	10.114		BASE



Como se puede ver en los gráficos, para este caso, las columnas de la base llevan acero de hasta 1.77% de la sección transversal de la columna a pesar de que el resto de las columnas se encuentran al 1.00%, la relación columna/viga está, en su gran mayoría, entre 2 y 4. El cortante en el nudo es el crítico aquí teniendo algunos valores cercanos a 0.9 o más, en especial en los pisos entre el 6 y el 9, debajo de la deriva más grande. En este caso dominaron el cortante en el nudo y la deriva en ese orden respectivo.

### Secciones Definitivas y Acero de Refuerzo

Secciones de columnas (cm)

Pisos	Esquina	Borde	Interior
1,2	60 × 60	75 × 75	75 × 75
3,4	55 × 55	70 × 70	70 × 70

5,6	55 × 55	70 × 70	70 × 70
7,8	50 × 50	65 × 65	65 × 65
9,10	45 × 45	55 × 55	60 × 60
11,12	40 × 40	50 × 50	55 × 55

#### Porcentaje de Acero de Refuerzo

Pisos	Esquina	Borde	Interior
1,2	1.00 %	1.00 %	1.77 %
3,4	1.00 %	1.00 %	1.40 %
5,6	1.00 %	1.00 %	1.00 %
7,8	1.00 %	1.00 %	1.00 %
9,10	1.00 %	1.00 %	1.00 %
11,12	1.00 %	1.00 %	1.00 %

#### Área de Acero de Refuerzo

Pisos	Esquina	Borde	Interior
1,2	36.00	56.25	99.56
3,4	30.25	49.00	68.60
5,6	30.25	49.00	49.00
7,8	25.00	42.25	42.25
9,10	20.25	30.25	36.00
11,12	16.00	25.00	30.25

#### Secciones de Vigas (cm)

Pisos	Sección
1,2	40 × 45

3,4	40 × 45
5,6	40 × 45
7,8	40 × 40
9,10	25 × 40
11,12	25 × 40

Diámetro de Varilla Máximo en Columnas (mm)

Pisos	Sección
1,2	20
3,4	20
5,6	20
7,8	20
9,10	20
11,12	20

Área de Acero Longitudinal en Vigas (cm<sup>2</sup>)

Piso(s)		XB		XI		YB		YI	
		Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2	M(+)	6.580	8.262	8.212	9.283	6.646	8.406	8.253	9.356
	M(-)	5.141	16.083	5.357	20.342	5.223	16.252	5.357	20.522
3,4	M(+)	7.089	9.349	8.620	9.996	7.181	9.557	8.716	10.102
	M(-)	5.357	17.407	5.357	22.021	5.357	17.647	6.026	22.227
5,6	M(+)	6.717	8.533	8.295	9.611	6.821	8.765	8.361	9.731
	M(-)	5.321	16.549	5.357	21.153	5.357	16.818	5.357	21.453
7,8	M(+)	6.552	7.616	9.077	9.987	6.673	7.748	9.077	10.126
	M(-)	4.687	16.562	4.763	21.704	4.687	16.882	4.828	21.983
9,10	M(+)	5.177	6.383	9.451	8.898	5.282	6.499	9.452	9.031
	M(-)	3.042	13.843	4.148	18.507	3.094	14.068	4.187	18.741
11,12	M(+)	5.033	5.305	9.801	7.777	5.034	5.438	9.801	7.929
	M(-)	2.929	11.692	3.662	16.477	2.929	11.989	3.729	16.756

## Varillas en Vigas

Piso(s)		XB		XI		YB		YI	
		Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2	M(+)	3 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20
	M(-)	2 $\phi$ 20	6 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	7 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	6 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	7 $\phi$ 20
3,4	M(+)	3 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20
	M(-)	2 $\phi$ 20	6 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	8 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	6 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	8 $\phi$ 20
5,6	M(+)	3 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20
	M(-)	2 $\phi$ 20	5 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	7 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	6 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	7 $\phi$ 20
7,8	M(+)	3 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20
	M(-)	2 $\phi$ 20	6 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	7 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	6 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	7 $\phi$ 20
9,10	M(+)	2 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20
	M(-)	1 $\phi$ 20	5 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	6 $\phi$ 20	1 $\phi$ 20	5 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	6 $\phi$ 20
11,12	M(+)	2 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20	3 $\phi$ 20
	M(-)	1 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	6 $\phi$ 20	1 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20	2 $\phi$ 20	6 $\phi$ 20

## Área Mínima de Acero en Vigas

Pisos	Sección	Área de Acero min. (cm <sup>2</sup> )	Varillas min.
1,2	40 × 45	5.33	2 $\phi$ 20
3,4	40 × 45	5.33	2 $\phi$ 20
5,6	40 × 45	5.33	2 $\phi$ 20
7,8	40 × 40	4.67	2 $\phi$ 20
9,10	25 × 40	2.92	1 $\phi$ 20
11,12	25 × 40	2.92	1 $\phi$ 20

## Volumen Mínimo de Acero Longitudinal en Vigas



Pisos	Volumen min. (cm <sup>3</sup> )
1,2	482548
3,4	482548
5,6	482548
7,8	482548
9,10	241274
11,12	241274

Volumen de Acero Longitudinal en Vigas descontando el mínimo (cm<sup>3</sup>)

Piso(s)		XB		XI		YB		YI	
		Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2	M(+)	10053.0965	20106.193	10053.0965	20106.193	10053.0965	20106.193	15079.6447	30159.2895
	M(-)	0	80424.7719	0	100530.965	0	80424.7719	0	150796.447
3,4	M(+)	10053.0965	20106.193	10053.0965	40212.386	10053.0965	40212.386	15079.6447	60318.5789
	M(-)	0	80424.7719	0	120637.158	0	80424.7719	0	180955.737
5,6	M(+)	10053.0965	20106.193	10053.0965	40212.386	10053.0965	20106.193	15079.6447	60318.5789
	M(-)	0	60318.5789	0	100530.965	0	80424.7719	0	150796.447
7,8	M(+)	10053.0965	20106.193	10053.0965	40212.386	10053.0965	20106.193	15079.6447	60318.5789
	M(-)	0	80424.7719	0	100530.965	0	80424.7719	0	150796.447
9,10	M(+)	10053.0965	40212.386	30159.2895	40212.386	10053.0965	40212.386	45238.9342	60318.5789
	M(-)	0	80424.7719	10053.0965	100530.965	0	80424.7719	15079.6447	150796.447
11,12	M(+)	10053.0965	20106.193	30159.2895	40212.386	10053.0965	20106.193	45238.9342	60318.5789
	M(-)	0	60318.5789	10053.0965	100530.965	0	60318.5789	15079.6447	150796.447

$V_T \text{ sin min.}$	$V_T$
3739751.89 cm <sup>3</sup>	6152491.89 cm <sup>3</sup>

Acero Transversal en Vigas por unidad de longitud (cm<sup>2</sup>/cm)

Piso(s)	XB		XI		YB		YI	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2	0.099	0.121	0.118	0.142	0.100	0.121	0.119	0.142
3,4	0.105	0.127	0.123	0.146	0.106	0.128	0.123	0.147
5,6	0.101	0.122	0.120	0.143	0.102	0.124	0.121	0.144
7,8	0.102	0.125	0.124	0.150	0.103	0.126	0.125	0.151
9,10	0.073	0.086	0.089	0.127	0.073	0.087	0.111	0.135
11,12	0.068	0.079	0.081	0.119	0.070	0.069	0.083	0.120

## Espaciamiento de Estribos en las Vigas (cm)

Piso(s)	XB		XI		YB		YI	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2	15	12	13	11	15	12	13	11
3,4	14	12	12	10	14	12	12	10
5,6	15	12	13	10	15	12	12	10
7,8	15	12	12	10	15	12	12	10
9,10	15	15	15	12	15	15	14	11
11,12	15	15	15	13	15	15	15	13

## Número de Estribos por cada Luz Libre

Piso(s)	XB		XI		YB		YI	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2	28	15	33	17	28	15	33	17
3,4	30	15	35	18	30	15	35	18
5,6	28	15	33	18	28	15	35	18
7,8	30	14	37	16	30	14	37	16
9,10	30	11	30	14	30	11	32	15
11,12	30	11	30	13	30	11	30	13

## Número de Estribos Total

Piso(s)	XB		XI		YB		YI	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2	448	240	528	272	336	180	594	306
3,4	480	240	560	288	360	180	630	324
5,6	448	240	528	288	336	180	630	324
7,8	480	224	592	256	360	168	666	288
9,10	480	176	480	224	360	132	576	270
11,12	480	176	480	208	360	132	540	234

Total	17282
-------	-------

Dimensiones Promedio (cm)	Perímetro (cm)	Volumen (cm <sup>3</sup> )
31 × 38.5	139	109.17

$V_{EV}$	1886681.9 cm <sup>3</sup>
----------	---------------------------

## Volumen de Hormigón en Vigas

Pisos	Sección	Área (m <sup>2</sup> )	Volumen Viga (m <sup>3</sup> )	Volumen Vigas (m <sup>3</sup> )
1,2	40 × 45	0.18	1.08	66.96
3,4	40 × 45	0.18	1.08	66.96
5,6	40 × 45	0.18	1.08	66.96
7,8	40 × 40	0.16	0.96	59.52
9,10	25 × 40	0.1	0.6	37.2
11,12	25 × 40	0.1	0.6	37.2

## Volumen Total de Vigas

$V_{HV}$	334.8 m <sup>3</sup>
----------	----------------------

Costo Vigas	\$ 117874.71
-------------	--------------

Volumen de Hormigón de Columnas por 1 Columna (m<sup>3</sup>)

Pisos	Esquina	Borde	Interior
1,2	0.9576	1.4963	1.4963
3,4	0.8047	1.3034	1.3034
5,6	0.8047	1.3034	1.3034
7,8	0.6650	1.1239	1.1239
9,10	0.5387	0.8047	0.9576
11,12	0.4256	0.6650	0.8047

Volumen de Hormigón de Columnas (m<sup>3</sup>)

Pisos	Esquina	Borde	Interior
1,2	7.6608	29.9250	17.9550
3,4	6.4372	26.0680	15.6408
5,6	6.4372	26.0680	15.6408
7,8	5.3200	22.4770	13.4862
9,10	4.3092	16.0930	11.4912
11,12	3.4048	13.3000	9.6558

## Volumen Total en Columnas

$V_{HC}$	251.37 m <sup>3</sup>
----------	-----------------------

Costo Columnas	\$ 54139.14
----------------	-------------

Costo Total	\$ 172013.85
Hormigón	

Varillas en las columnas

Pisos	Esquina	Borde	Interior
1,2	12 $\phi$ 20	18 $\phi$ 20	32 $\phi$ 20
3,4	10 $\phi$ 20	16 $\phi$ 20	22 $\phi$ 20
5,6	10 $\phi$ 20	16 $\phi$ 20	16 $\phi$ 20
7,8	8 $\phi$ 20	14 $\phi$ 20	14 $\phi$ 20
9,10	7 $\phi$ 20	10 $\phi$ 20	12 $\phi$ 20
11,12	6 $\phi$ 20	8 $\phi$ 20	10 $\phi$ 20

Volumen de Acero Longitudinal (cm<sup>3</sup>)

Pisos	Esquina	Borde	Interior
1,2	20055.9275	30083.8913	53482.4733
3,4	19509.2904	31214.8646	42920.4388
5,6	19509.2904	31214.8646	31214.8646
7,8	15607.4323	27313.0065	27313.0065
9,10	13656.5033	19509.2904	23411.1485
11,12	10027.9638	13370.6183	16713.2729
Total	98366.4076	152706.536	195055.205
Esquina X 4, Borde X 10, Interior X 6	393465.63	1527065.36	1170331.23

Espaciamiento Estribos ( $s_h$  (cm))

Pisos	Esquina	Borde	Interior
1,2	12.50	10.00	10.00
3,4	13.70	10.70	10.70

5,6	13.70	10.70	10.70
7,8	15.00	11.50	11.50
9,10	16.70	13.70	12.50
11,12	18.80	15.00	13.70

## Numero de Estribos

Pisos	Esquina	Borde	Interior
1,2	43	54	54
3,4	39	50	50
5,6	39	50	50
7,8	36	47	47
9,10	32	39	43
11,12	29	36	39

Volumen de Acero Transversal (cm<sup>3</sup>)

Pisos	Esquina	Borde	Interior
1,2	16047.47	25648.81	25648.81
3,4	13231.53	22052.55	22052.55
5,6	13231.53	22052.55	22052.55
7,8	10992.35	19134.83	19134.83
9,10	8685.31	13231.53	16047.47
11,12	6887.18	10992.35	13231.53
Total	69048.37	113112.62	118167.74
Esquina X 4, Borde X 10, Interior X 6	276193.48	1131126.20	709006.44

Volumen Total de Acero en Columnas (cm<sup>3</sup>)

$V_{AL}$	$V_{AT}$
3090862.22	2116326.12

## Resumen de Acero

Volumen (cm <sup>3</sup> )	Peso (kg)	Costo (\$)
13246362.13	103983.94	170533.67

## Costo Total de la Estructura

Costo Acero	Costo Hormigón	Costo Total
\$ 170533.67	\$ 172013.85	\$ 342547.52

**Sismo de 5% de probabilidad de excedencia en 50 años****Cálculo de las Cargas Sísmicas**

Se diseña ahora para un sismo que tiene un 5% de probabilidad de excedencia en 50 años que es lo mismo que un sismo con una tasa de retorno de 980.39 años. Este sismo tiene una mayor aceleración que el sismo de diseño, en roca, la aceleración esperada es de 0.5g lo que hace que este sismo pueda modelarse con las características de un suelo D en zona de peligro VI. Este sismo es más severo que el de diseño y puede utilizarse para construcciones de costos altísimos, como puentes, y construcciones muy importantes como hospitales, estaciones de bomberos, estaciones policiales, refugios y todo otro tipo de edificación de emergencia. El espectro de aceleraciones, de este sismo, se construye con los siguientes datos del suelo, con un valor de  $\eta$  invariable, ya que no se sale de Quito, y un factor de zona:

$$z = 0.5$$

- Primero se tiene el factor de sitio  $F_a$  que para zona VI es:

$$F_a = 1.12$$

- Luego se tiene otro factor de sitio  $F_D$  que para zona VI es:

$$F_D = 1.3$$

- Por último se tiene el factor de comportamiento inelástico del subsuelo  $F_S$  que para zona VI es:

$$F_S = 1.65$$

Con estos factores se obtiene un periodo  $T_C$  de:

$$T_C = 0.55 F_S \frac{F_D}{F_a} = 1.053 \text{ s}$$

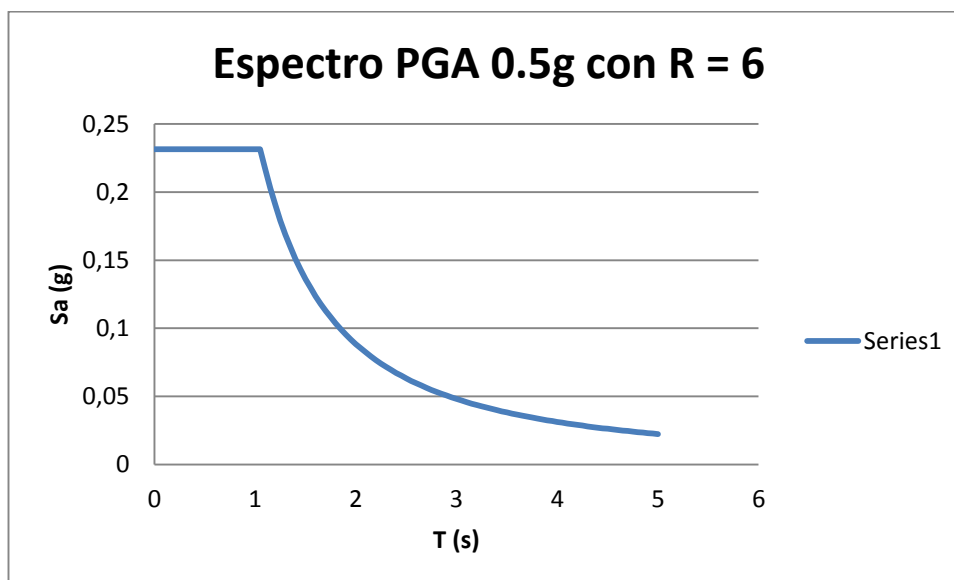
El cual es considerablemente mayor al de diseño.

Asumiendo un amortiguamiento de 0.05 con respecto al amortiguamiento crítico se pueden calcular los espectros con las ya conocidas formulas NEC:

$$S_a = \eta z F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_C$$

$$S_a = \eta z F_a \left( \frac{T_C}{T} \right)^r \text{ para } T > T_C$$

El espectro resultante, dividido para R, es:



### Diseño Edificio de 8 Pisos

Debido a que, una vez más, la geometría no cambia el periodo de vibración estático de la estructura es el mismo que para los otros diseños:



$$T = 0.723 \text{ s} < 1.053 \text{ s}$$

Por lo tanto se utiliza la primera ecuación para la aceleración espectral:

$$S_a = 1.389g$$

Lo que da un coeficiente de cortante basal de:

$$\frac{IS_a}{R\varphi_E\varphi_P} = 0.2314$$

El peso para el que se dejó de iterar fue de:

$$W = 4534.42 \text{ T}$$

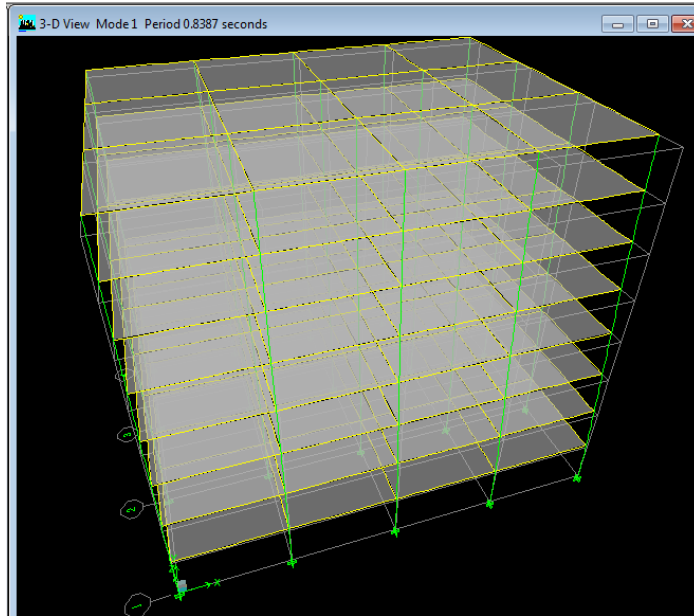
Lo que da un cortante basal estático de:

$$V_s = 1049.26 \text{ T}$$

Lo que, a su vez, da un límite para el cortante basal dinámico de:

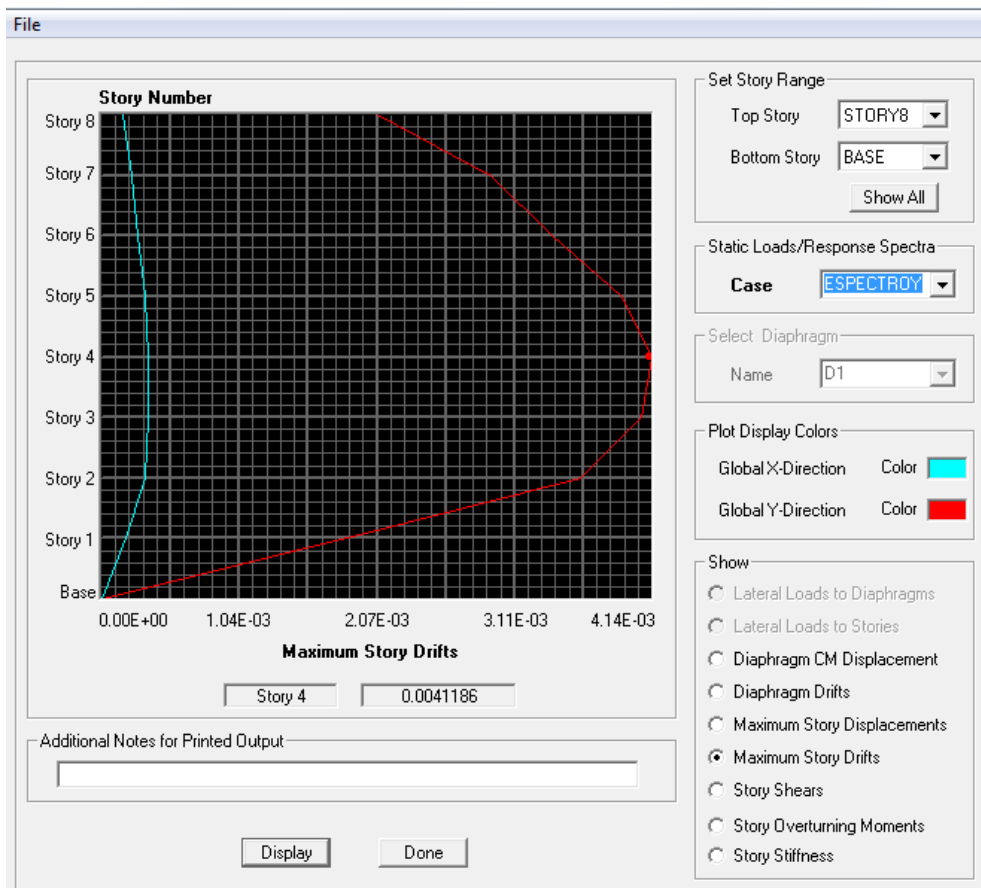
$$V_D \geq 839.41 \text{ T}$$

El cortante para el sismo de diseño fue de 711.2 lo que hace que este sea 118% del otro y por consecuencia 18% más grande. Lo cual es una diferencia más grande que con el sismo de 20% de probabilidad de excedencia en 50 años que tuvo una diferencia de tan solo el 11%. Lo que quiere decir que este sismo deberá impactar más a la estructura y a su costo. Esto también es curioso ya que para la probabilidad hay más diferencia entre el 20% y el 10% que entre el 10% y el 5%.



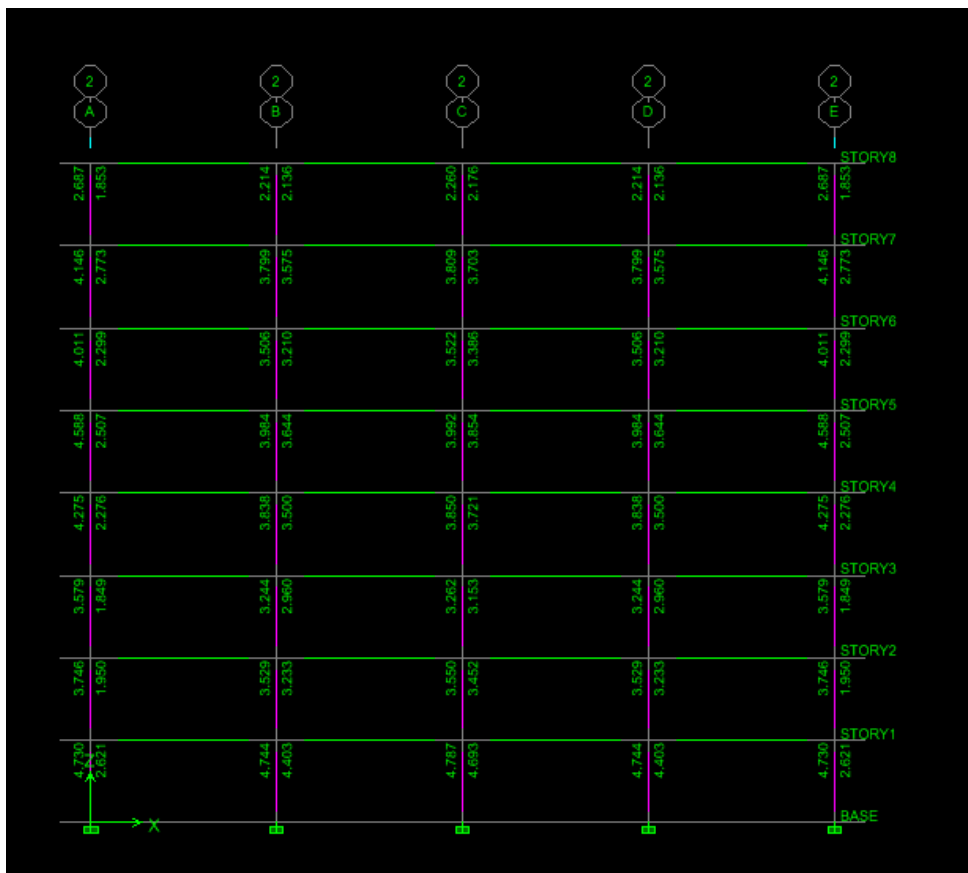
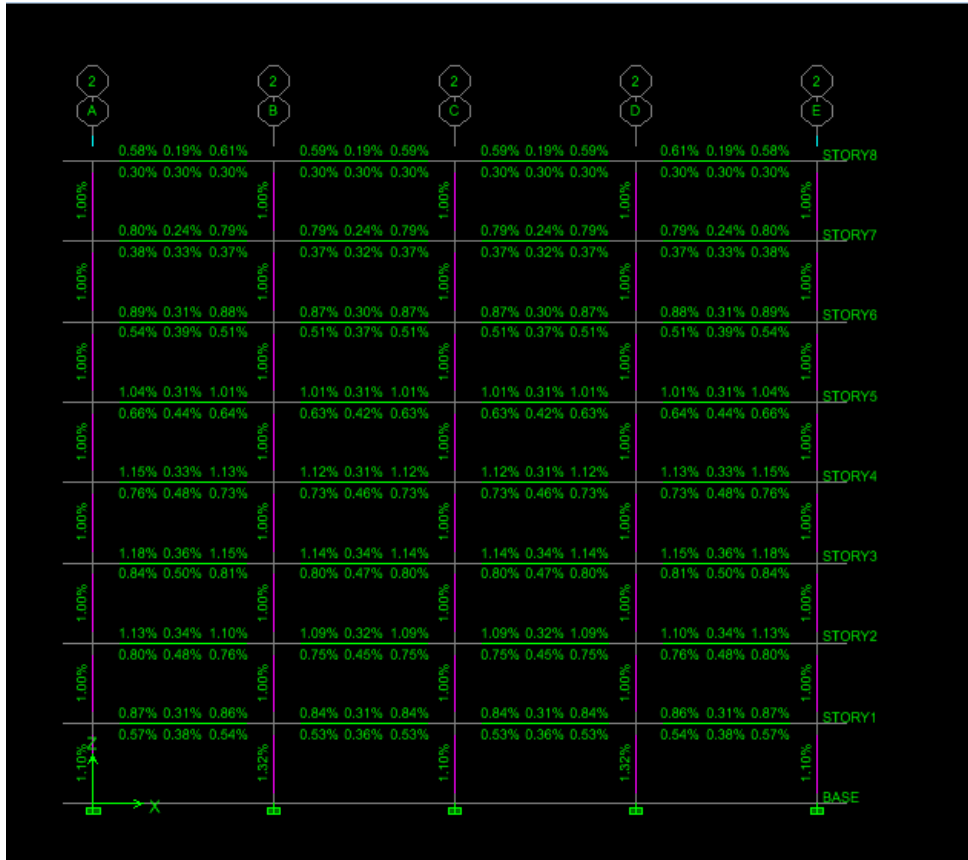
Primer Modo de Vibración Definitivo de la Estructura,  
Periodo definitivo  $T = 0.8387$  s

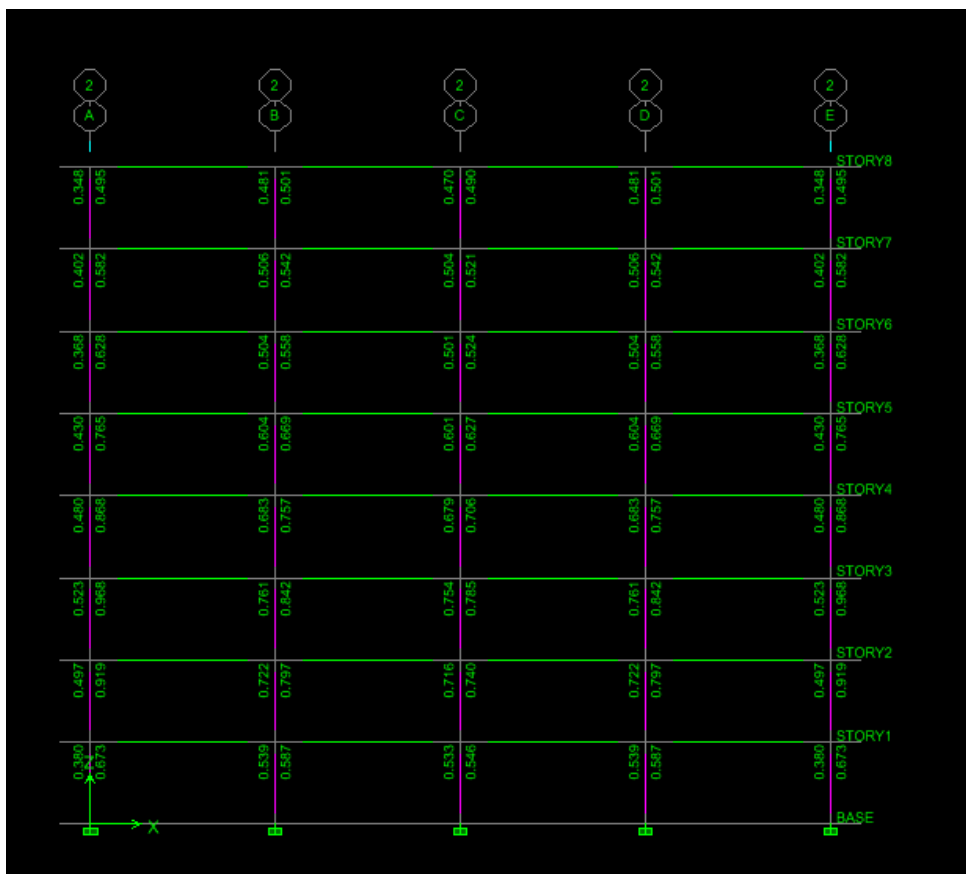
A continuación se presenta la grafica de las derivas que provee el ETABS:



La deriva esta en 0.00411 mientras que con el sismo de diseño están a 0.00401 por lo cual no hay una diferencia importante. De todas maneras, 0.00411 está bastante cerca del límite de 0.00444

A continuación se muestran los porcentajes de acero, las relaciones columna/viga y el cortante en el nudo:





Se puede ver que en este caso tanto los porcentajes de acero, que están todos por el 1.00% (menos los de la base), como las relaciones columna/viga, que están entre 2 y 4, en su mayoría, no son críticos en el diseño. En este caso el cortante en el nudo es más crítico en los pisos 3 y 4 que son los pisos que tienen la mayor deriva de piso. La deriva también está al límite. Una vez más, vuelven a ser estos dos factores los que dominan el diseño.

## Secciones Definitivas y Acero de Refuerzo

Secciones de columnas (cm)

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	75 × 75	85 × 85	90 × 90
2,3	75 × 75	85 × 85	90 × 90
4,5,6	70 × 70	85 × 85	90 × 90
7,8	70 × 70	70 × 70	75 × 75

## Porcentaje de Acero

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	1.55 %	1.30 %	1.32 %
2,3	1.00 %	1.00 %	1.00 %
4,5,6	1.00 %	1.00 %	1.00 %
7,8	1.00 %	1.00 %	1.00 %

Área de Acero (cm<sup>2</sup>)

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	87.19	93.93	106.92
2,3	56.25	72.25	81.00
4,5,6	49.00	72.25	81.00
7,8	49.00	49.00	56.25

## Secciones de Vigas (cm)

Pisos	Secciones
1,2,3	45 × 65
4,5,6	45 × 60
7,8	40 × 55

## Diámetro de Varilla Máximo en Columnas (mm)

Pisos	Secciones
1,2,3	32
4,5,6	28
7,8	28

Área de Acero Longitudinal en Vigas (cm<sup>2</sup>)

Piso(s)		XB		XI		YB		YI	
		Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
Base	M(+)	10.532	18.771	11.226	16.742	11.439	20.911	11.990	18.477
	M(-)	9.039	23.893	9.039	25.448	9.089	26.156	9.039	27.376
2,3	M(+)	13.779	26.766	14.573	24.667	15.170	30.272	15.805	20.808
	M(-)	11.424	32.494	10.612	34.515	12.782	36.253	11.796	37.545
4,5,6	M(+)	13.779	22.875	13.065	20.531	13.530	25.926	14.147	23.110
	M(-)	11.423	29.150	8.900	31.121	11.094	32.463	9.934	33.942
7,8	M(+)	5.501	8.920	7.262	8.281	6.996	10.218	7.768	8.836
	M(-)	6.696	15.014	5.379	17.571	6.252	16.427	5.730	18.843

## Varillas en Vigas

Piso(s)		XB		XI		YB		YI	
		Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
Base	M(+)	2φ28	4φ28	2φ28	3φ28	2φ28	4φ28	2φ28	4φ28
	M(-)	2φ28	4φ28	2φ28	5φ28	2φ28	5φ28	2φ28	5φ28
2,3	M(+)	3φ28	5φ28	3φ28	5φ28	3φ28	5φ28	3φ28	4φ28
	M(-)	2φ28	6φ28	2φ28	6φ28	3φ28	6φ28	2φ28	7φ28
4,5,6	M(+)	3φ28	4φ28	3φ28	4φ28	3φ28	5φ28	3φ28	4φ28
	M(-)	2φ28	5φ28	2φ28	6φ28	2φ28	6φ28	2φ28	6φ28
7,8	M(+)	1φ28	2φ28	2φ28	2φ28	2φ28	2φ28	2φ28	2φ28
	M(-)	2φ28	3φ28	1φ28	3φ28	2φ28	3φ28	1φ28	4φ28

## Área de Acero Mínimo en Vigas

Pisos	Secciones	Área de Acero min. (cm <sup>2</sup> )	Varillas min.
1,2,3	45 × 65	9.00	2φ28

4,5,6	45 × 60	8.25	2φ28
7,8	40 × 55	6.67	2φ28

### Volumen de Acero Longitudinal Mínimo en Vigas

Pisos	Volumen min. (cm <sup>3</sup> )
1,2,3	1418692
4,5,6	1418692
7,8	945795

### Volumen de Acero Longitudinal en Vigas descontando el mínimo (cm<sup>3</sup>)

Piso(s)		XB		XI		YB		YI	
		Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
Base	M(+)	0	39408.1382	0	19704.0691	0	29556.1037	0	44334.1555
	M(-)	0	39408.1382	0	59112.2074	0	44334.1555	0	66501.2333
2,3	M(+)	19704.0691	118224.415	7037.16754	118224.415	14778.0518	88668.3111	22167.0778	88668.3111
	M(-)	0	157632.553	0	157632.553	14778.0518	118224.415	0	221670.778
4,5,6	M(+)	29556.1037	118224.415	10555.7513	118224.415	22167.0778	133002.467	33250.6166	133002.467
	M(-)	0	177336.622	0	236448.829	0	177336.622	0	266004.933
7,8	M(+)	0	0	0	0	0	0	0	0
	M(-)	0	39408.1382	0	39408.1382	0	29556.1037	0	88668.3111

$V_{T \text{ sin min.}}$	$V_T$
3141919.38 cm <sup>3</sup>	6925098.38 cm <sup>3</sup>

### Acero Transversal en Vigas por unidad de longitud (cm<sup>2</sup>/cm)



Piso(s)	XB		XI		YB		YI	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
Base	0.145	0.162	0.163	0.192	0.156	0.173	0.172	0.200
2,3	0.187	0.204	0.205	0.232	0.205	0.222	0.215	0.247
4,5,6	0.167	0.185	0.187	0.218	0.183	0.201	0.200	0.229
7,8	0.095	0.115	0.104	0.124	0.102	0.122	0.109	0.128

## Espaciamiento de Estribos en las Vigas (cm)

Piso(s)	XB		XI		YB		YI	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
Base	10	9	9	8	10	9	9	7
2,3	8	7	7	6	7	7	7	6
4,5,6	9	8	8	8	8	7	7	6
7,8	15	13	15	12	15	12	14	12

## Número de Estribos por cada Luz Libre

Piso(s)	XB		XI		YB		YI	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
Base	34	29	38	33	34	29	38	32
2,3	43	38	49	44	49	38	49	44
4,5,6	40	30	45	30	45	35	52	40
7,8	26	17	26	19	26	28	14	19

## Número de Estribos Total

Piso(s)	XB		XI		YB		YI	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
Base	272	232	304	264	204	174	342	288

2,3	688	608	784	704	588	456	882	792
4,5,6	960	720	1080	720	810	630	1404	1080
7,8	416	272	416	304	312	336	252	342

Total	17636
-------	-------

Dimensiones Promedio (cm)	Perímetro (cm)	Volumen (cm <sup>3</sup> )
39.33 × 56	190.66	149.74

$V_{EV}$	2640885.4 cm <sup>3</sup>
----------	---------------------------

#### Volumen de Hormigón en Vigas

Pisos	Secciones (cm)	Área (m <sup>2</sup> )	Volumen Viga (m <sup>3</sup> )	Volumen Vigas (m <sup>3</sup> )
1,2,3	45 × 65	0.2925	1.755	163.215
4,5,6	45 × 60	0.27	1.62	150.66
7,8	40 × 55	0.22	1.32	81.84

#### Volumen Total de Vigas

$V_{HV}$	395.715 m <sup>3</sup>
----------	------------------------

Costo Vigas	\$ 134760.74
-------------	--------------

#### Volumen de Hormigón de Columnas por 1 Columna (m<sup>3</sup>)

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
---------	---------	-------	----------

Base	1.49625	1.92185	2.15460
2,3	1.49625	1.92185	2.15460
4,5,6	1.30340	1.92185	2.15460
7,8	1.30340	1.30340	1.49625

#### Volumen de Hormigón de Columnas (m<sup>3</sup>)

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	5.985	19.219	12.928
2,3	11.970	38.437	25.855
4,5,6	15.641	57.656	38.783
7,8	10.427	26.068	17.955

#### Volumen Total en Columnas

$V_{HC}$	280.92 m <sup>3</sup>
----------	-----------------------

Costo Columnas	\$ 56332.29
----------------	-------------

Costo Total Hormigón	\$ 191093.03
-------------------------	--------------

#### Varillas en las Columnas

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	15 $\varphi$ 28	16 $\varphi$ 28	18 $\varphi$ 28
2,3	10 $\varphi$ 28	12 $\varphi$ 28	14 $\varphi$ 28
4,5,6	8 $\varphi$ 28	12 $\varphi$ 28	14 $\varphi$ 28
7,8	8 $\varphi$ 28	8 $\varphi$ 28	10 $\varphi$ 28

Volumen de Acero Longitudinal (cm<sup>3</sup>)

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	24568.5112	26206.4119	29482.2134
2,3	38238.2091	45885.851	53533.4928
4,5,6	43693.7733	65540.6599	76464.1032
7,8	30590.5673	24386.613	30483.2662
Total	137091.061	162019.536	189963.076
Esquina X 4, Borde X 10, Interior X 6	548364.244	1620195.36	1139778.45

Espaciamiento Estribos ( $s_h$  (cm))

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	10.00	8.80	8.30
2,3	10.00	8.80	8.30
4,5,6	10.70	8.80	8.30
7,8	10.70	10.70	10.00

## Numero de Estribos

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	27	31	33
2,3	54	61	65
4,5,6	75	91	97
7,8	50	50	54

Volumen de Acero Transversal (cm<sup>3</sup>)

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	12824.41	16827.79	19033.05
2,3	25648.81	33112.75	37489.34

4,5,6	33078.83	49397.71	55945.62
7,8	22052.55	22052.55	25648.81
Total	93604.60	121390.80	138116.82
Esquina X 4, Borde X 10, Interior X 6	374418.40	1213908.00	828700.92

Volumen Total de Acero en Columnas (cm<sup>3</sup>)

$V_{AL}$	$V_{AT}$
3308338.05	2417027.32

Resumen de Acero

Volumen (cm <sup>3</sup> )	Peso (kg)	Costo (\$)
15291349.15	120037.09	196860.83

Costo Total de la Estructura

Costo Acero	Costo Hormigón	Costo Total
\$ 196860.83	\$ 191093.03	\$ 387953.86

Diseño Edificio de 4 Pisos

### Cálculo de las Cargas Sísmicas

Debido a que, una vez más, la geometría no cambia el periodo de vibración estático de la estructura es el mismo que para los otros diseños:

$$T = 0.395 \text{ s} < 1.053 \text{ s}$$

Por lo tanto se utiliza la primera ecuación para la aceleración espectral:

$$S_a = 1.389g$$

Lo que genera un coeficiente de cortante basal de:

$$\frac{IS_a}{R\varphi_E\varphi_P} = 0.2314$$

El cual, una vez más, es el mismo que para el edificio de 8 pisos. El peso para el que se dejó de iterar fue:

$$W = 1975.63 T$$

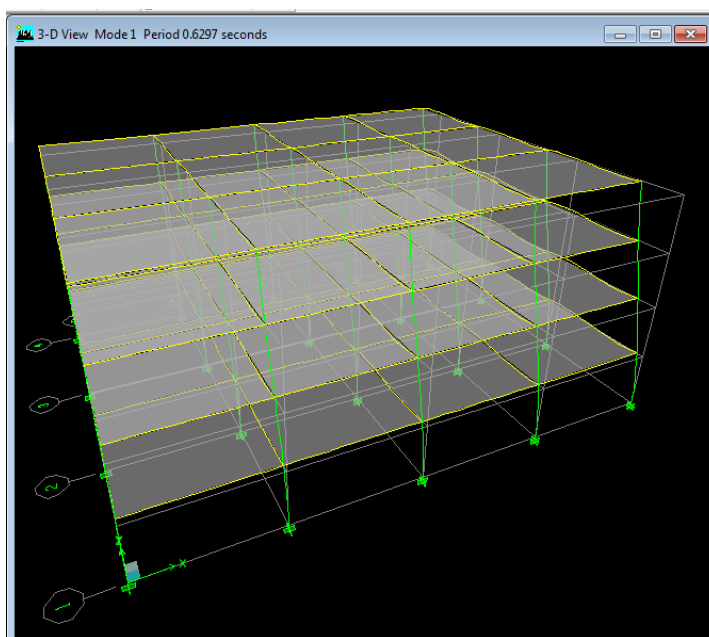
De donde se obtiene un cortante basal estático de:

$$V_s = 457.16 T$$

Que a su vez da un límite para el cortante dinámico de:

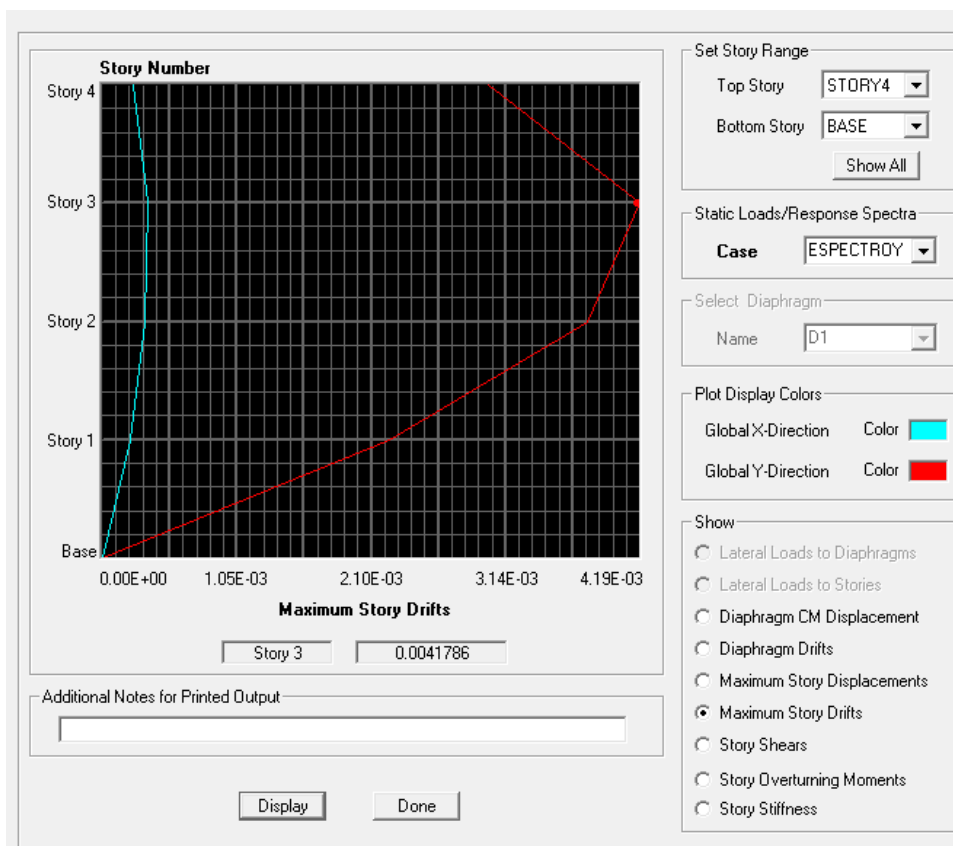
$$V_D \geq 365.73 T$$

El cortante dinámico para el sismo de diseño fue de 309.29 lo que hace que este sea un 118.2% de ese. Esto hace que el sismo con 5% de excedencia en 50 años aumenta, más o menos, el cortante dinámico en un 18% debido a que para el edificio de 8 pisos el porcentaje de aumento fue el mismo. Esto también se debe a que, para ambas estructuras, se utilizó la ecuación 1 para el cálculo del espectro.



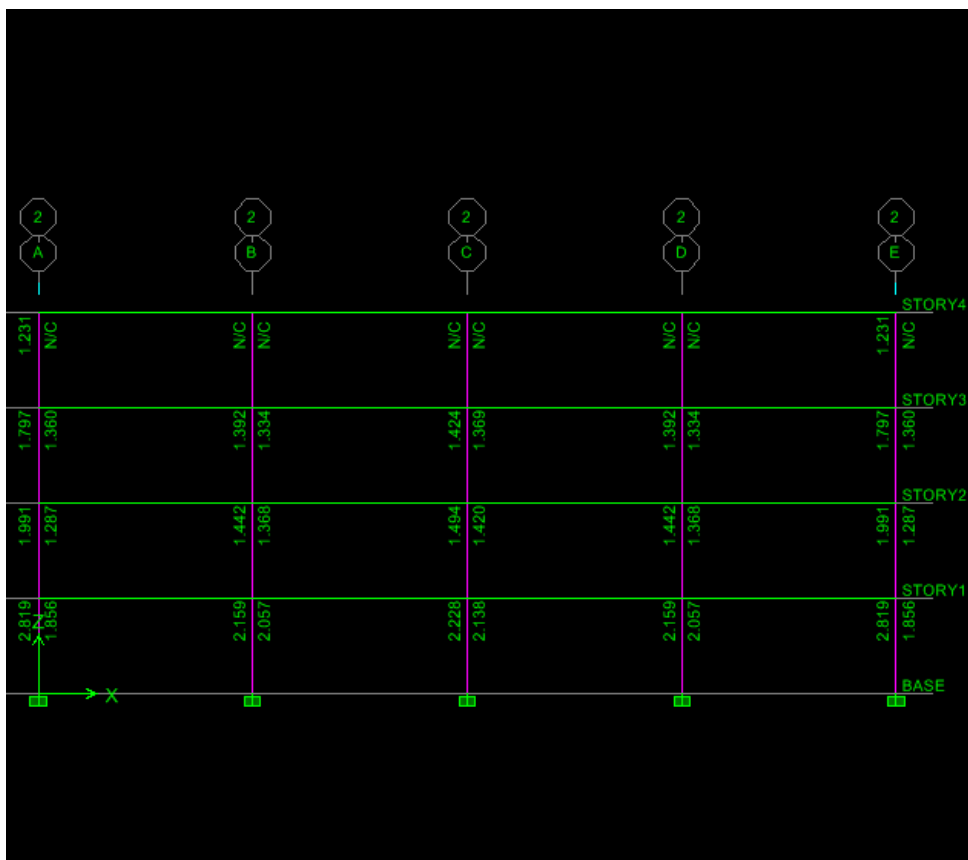
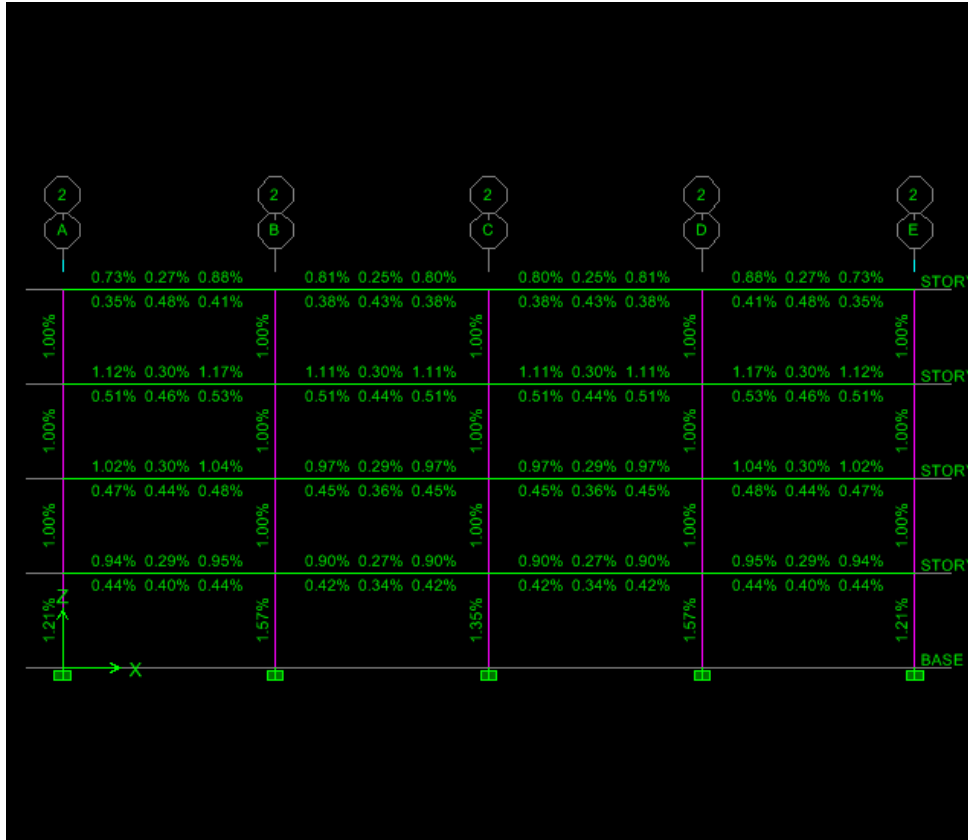
Primer Modo de Vibración Definitivo de la Estructura,  
Periodo definitivo  $T = 0.6297$  s

A continuación se presenta la grafica de las derivas que provee el ETABS:

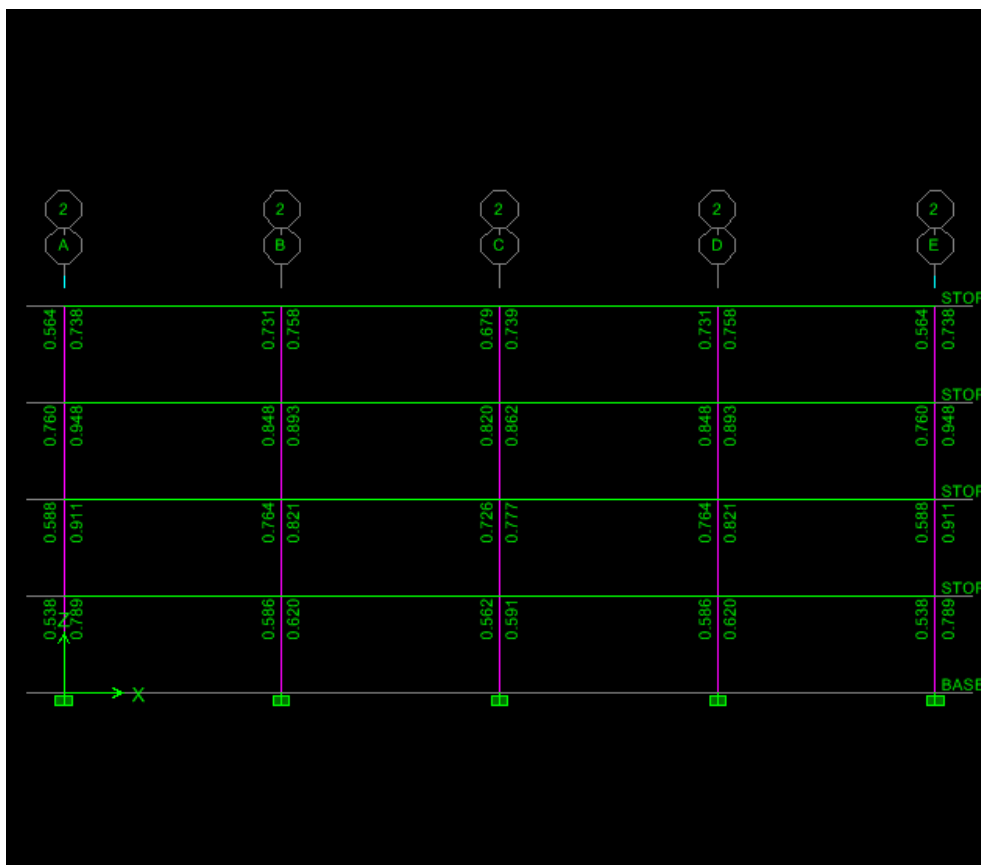


La deriva máxima se encuentra en 0.00417 mientras que para el sismo de diseño estuvo en 0.003627. La deriva aumento en un 15%. Por primera vez en uno de los diseños para edificio de 4 pisos, la deriva se encuentra cerca del límite. Por otro lado la forma de la curva se suavizó claramente y el máximo se definió con mayor claridad en el tercer piso.

A continuación se muestran los porcentajes de acero, las relaciones columna/viga y el cortante en el nudo:







Como ya se concluyó anteriormente, la deriva juega un papel mucho más importante para este caso que en los diseños previos para el edificio de 4 pisos. Como se puede ver el porcentaje de refuerzo en la base se encuentra en alrededor de 1.50%. Las relaciones columna/viga, por lo menos en los pisos dos y tres, están entre 1.3 y 1.4, en su mayoría, por lo tanto muy cerca del límite de 1.2. El cortante en el nudo, a su vez, también tiene los valores críticos de entre 0.7 y 0.999, especialmente en los pisos 2 y 3. Por ende, para este diseño dominaron los 4 criterios utilizados para el diseño, por lo que se puede ver que el decremento de la probabilidad si afectó bastante en el diseño de esta estructura.

### Secciones Definitivas y Acero de Refuerzo

Secciones de columnas (cm)

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	50 × 50	60 × 60	60 × 60
2	50 × 50	60 × 60	55 × 55

3,4	45 × 45	50 × 50	50 × 50
-----	---------	---------	---------

#### Porcentaje de Acero

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	1.41 %	1.14 %	1.57 %
2	1.04 %	1.00 %	1.00 %
3,4	1.17 %	1.00 %	1.00 %

#### Área de Acero (cm<sup>2</sup>)

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	35.25	41.04	56.52
2	26.00	36.00	30.25
3,4	23.69	25.00	25.00

#### Secciones de vigas (cm)

Piso	Sección
1,2	45 × 50
3,4	40 × 45

#### Diámetro de Varilla Máximo en Columnas (mm)

Piso	Sección
1,2	25

3,4	20
-----	----

Área de Acero Longitudinal en Vigas (cm<sup>2</sup>)

Piso(s)		XB		XI		YB		YI	
		Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
Base	M(+)	7.695	10.809	9.094	9.932	6.780	12.165	9.639	10.472
	M(-)	6.378	18.207	6.419	21.371	8.290	19.687	6.755	22.650
2	M(+)	8.563	12.616	10.012	10.787	9.273	14.242	10.670	11.921
	M(-)	6.780	19.849	6.780	23.405	6.780	21.597	6.780	24.977
3,4	M(+)	6.748	7.928	8.363	9.563	7.650	9.974	8.651	10.050
	M(-)	5.357	16.243	5.357	21.035	5.947	18.12	5.357	22.126

Varillas en Vigas

Piso(s)		XB		XI		YB		YI	
		Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
Base	M(+)	3φ20	4φ20	3φ20	4φ20	3φ20	4φ20	4φ20	4φ20
	M(-)	3φ20	6φ20	3φ20	7φ20	3φ20	7φ20	3φ20	8φ20
2	M(+)	3φ20	5φ20	4φ20	4φ20	3φ20	5φ20	4φ20	4φ20
	M(-)	3φ20	7φ20	3φ20	8φ20	3φ20	7φ20	3φ20	8φ20
3,4	M(+)	3φ20	3φ20	3φ20	4φ20	3φ20	4φ20	3φ20	4φ20
	M(-)	2φ20	6φ20	2φ20	7φ20	2φ20	6φ20	2φ20	8φ20

Área Mínima en Vigas

Piso	Sección	Área de Acero min. (cm <sup>2</sup> )	Varillas min.
1,2	45 × 50	6.75	3φ20
3,4	40 × 45	5.33	2φ20

## Volumen Mínimo Longitudinal en Vigas

Piso	Volumen min. (cm <sup>3</sup> )
1,2	723822
3,4	482548

Volumen de Acero Longitudinal en Vigas descontando el mínimo (cm<sup>3</sup>)

Piso(s)		XB		XI		YB		YI	
		Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
Base	M(+)	10	10053.0965	0	10053.0965	0	10053.0965	7539.82237	7539.82237
	M(-)	0	30159.2895	0	40212.386	0	40212.386	0	37699.1118
2	M(+)	0	20106.193	5026.54825	10053.0965	0	20106.193	7539.82237	7539.82237
	M(-)	0	80424.7719	0	50265.4825	0	80424.7719	0	37699.1118
3,4	M(+)	10053.0965	10053.0965	10053.0965	40212.386	10053.0965	20106.193	15079.6447	30159.2895
	M(-)	0	40212.386	0	100530.965	0	40212.386	0	60318.5789

$V_T \text{ sin min.}$	$V_T$
889699.04 cm <sup>3</sup>	2096069.04 cm <sup>3</sup>

Acero Transversal en Vigas por unidad de longitud (cm<sup>2</sup>/cm)

Piso(s)	XB		XI		YB		YI	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo

Base	0.112	0.133	0.121	0.143	0.119	0.140	0.125	0.147
2	0.120	0.141	0.128	0.149	0.128	0.149	0.155	0.188
3,4	0.102	0.120	0.118	0.141	0.088	0.108	0.122	0.144

## Espaciamiento de Estribos en las Vigas (cm)

Piso(s)	XB		XI		YB		YI	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
Base	14	11	12	10	13	11	12	10
2	13	11	12	10	12	10	10	8
3,4	15	13	13	11	15	14	12	10

## Número de Estribos por cada Luz Libre

Piso(s)	XB		XI		YB		YI	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
Base	29	19	34	20	31	19	34	20
2	31	19	34	20	34	20	40	25
3,4	28	14	33	17	28	13	35	18

## Número de Estribos Total

Piso(s)	XB		XI		YB		YI	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
Base	232	152	272	160	186	114	306	180
2	248	152	272	160	204	120	360	225
3,4	448	224	528	272	336	156	630	324

Total	6261
-------	------

Dimensiones Promedio (cm)	Perímetro (cm)	Volumen (cm <sup>3</sup> )
38.5 × 43.5	164	128.81

$V_{EV}$	806449.9 cm <sup>3</sup>
----------	--------------------------

#### Volumen de Hormigón en Vigas

Pisos	Secciones (cm)	Área (m <sup>2</sup> )	Volumen Viga (m <sup>3</sup> )	Volumen Vigas (m <sup>3</sup> )
1,2	45 × 50	0.225	1.35	83.7
3,4	40 × 45	0.18	1.08	66.96

#### Volumen Total de Vigas

$V_{HV}$	150.66 m <sup>3</sup>
----------	-----------------------

Costo Vigas	\$ 51307.26
-------------	-------------

#### Volumen de Hormigón de Columnas por 1 Columna (m<sup>3</sup>)

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	0.6650	0.9576	0.9576
2	0.6650	0.9576	0.8047
3,4	0.5387	0.6650	0.6650

#### Volumen de Hormigón de Columnas (m<sup>3</sup>)

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	2.660	9.576	5.746
2	2.660	9.576	4.828

3,4	4.309	13.300	7.980
-----	-------	--------	-------

#### Volumen Total en Columnas

$V_{HC}$	60.64 m <sup>3</sup>
----------	----------------------

Costo Columnas	\$ 16633.23
----------------	-------------

Costo Total Hormigón	\$ 67940.49
-------------------------	-------------

#### Varillas en las columnas

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	8 $\phi$ 25	9 $\phi$ 25	12 $\phi$ 25
2	6 $\phi$ 25	8 $\phi$ 25	7 $\phi$ 25
3,4	8 $\phi$ 20	8 $\phi$ 20	8 $\phi$ 20

#### Volumen de Acero Longitudinal (cm<sup>3</sup>)

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	10445.7956	11751.52	15668.6934
2	10455.6131	13940.8174	12198.2152
3,4	15607.4323	15607.4323	15607.4323
Total	36508.8409	41299.7697	43474.3409
Esquina X 4, Borde X 10, Interior X 6	146035.364	412997.697	260846.045

#### Espaciamiento Estribos ( $s_h$ (cm))

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	15.00	12.50	12.50
2	15.00	12.50	13.70
3,4	16.70	15.00	15.00

## Numero de Estribos

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	18	22	22
2	18	22	20
3,4	32	36	36

Volumen de Acero Transversal (cm<sup>3</sup>)

Piso(s)	Esquina	Borde	Interior
Base	5496.17	8210.33	8210.33
2	5496.17	8210.33	6785.40
3,4	8685.31	10992.34	10992.34
Total	19677.65	27413.00	25988.07
Esquina X 4, Borde X 10, Interior X 6	78710.60	274130.00	155928.42

Volumen Total de Acero en Columnas (cm<sup>3</sup>)

$V_{AL}$	$V_{AT}$
819879.11	508769.02

## Resumen de Acero

Volumen (cm <sup>3</sup> )	Peso (kg)	Costo (\$)
4231167.07	33214.66	54472.04



### Costo Total de la Estructura

Costo Acero	Costo Hormigón	Costo Total
\$ 54472.04	\$ 67940.49	\$ 122412.53

### Diseño Edificio de 12 Pisos

#### Cálculo de las Cargas Sísmicas

Debido a que, una vez más, la geometría no cambia el periodo de vibración estático de la estructura es el mismo que para los otros diseños:

$$T = 1.9004 \text{ s} > 1.053 \text{ s}$$

Por lo tanto se utiliza la segunda ecuación para la aceleración espectral:

$$S_a = \eta z F_a \left( \frac{T_c}{T} \right)^r = 0.5728g$$

La cual genera un coeficiente para el cortante basal de:

$$\frac{IS_a}{R\phi_E\phi_P} = 0.0955$$

El peso para el que se dejó de itera fue de:

$$W = 6078.77 \text{ T}$$

Lo que da, a su vez, un cortante estático de:

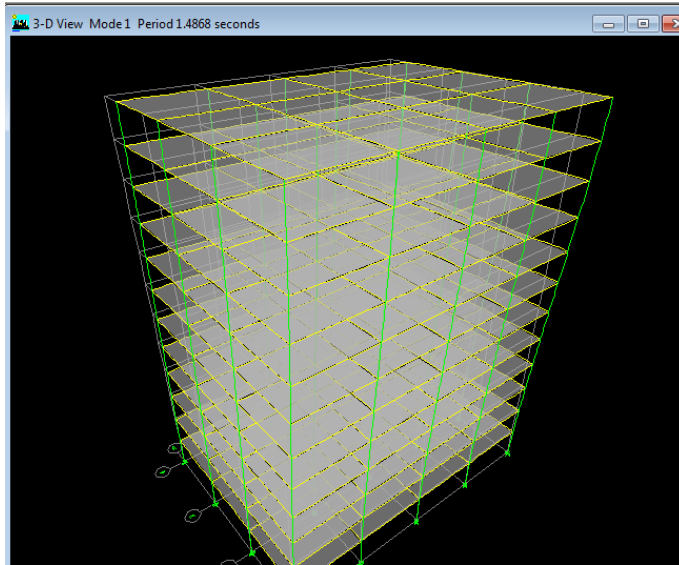
$$V_s = 534.93 \text{ T}$$

El cual pone un límite de alrededor de:

$$V_D \geq 427.95 \text{ T}$$

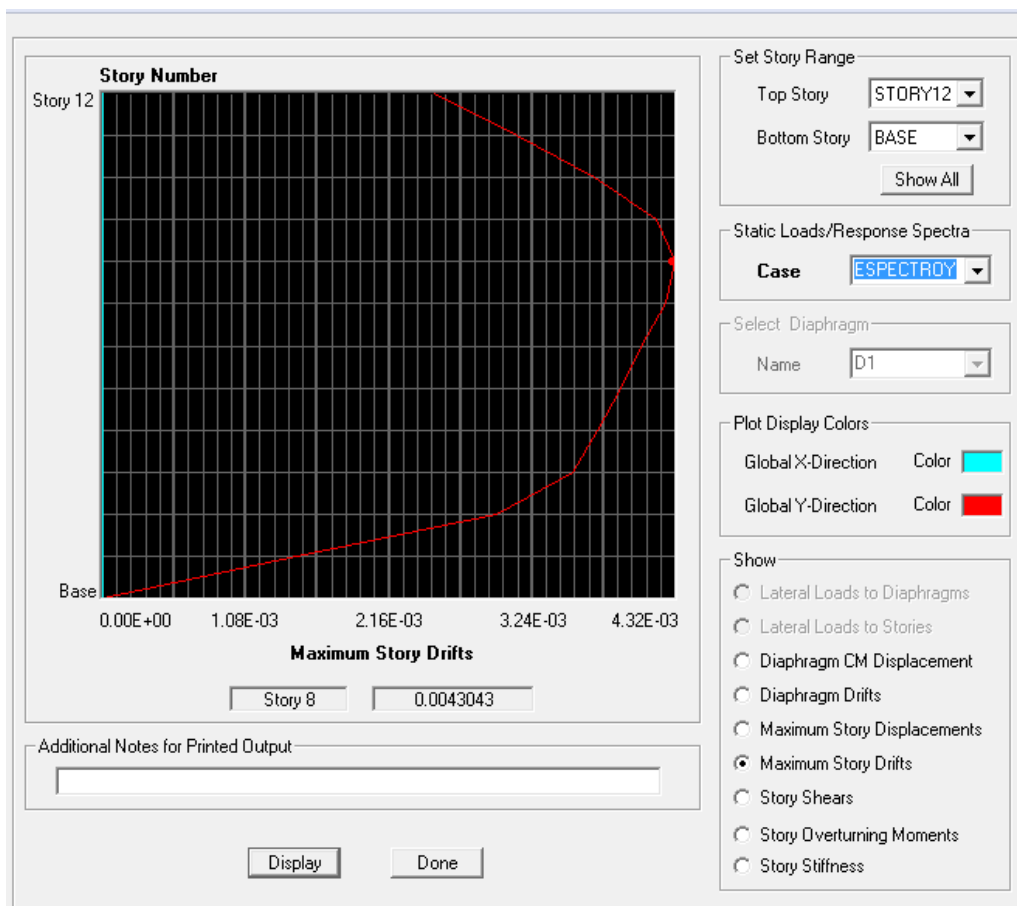
Para el cortante basal dinámico. Siendo el cortante dinámico para el sismo de diseño de 339.69, lo que quiere decir que hubo un aumento del 25.8% en el cortante

dinámico. Esto aumenta considerablemente si se compara con el 18% que aumentaron los cortantes para los edificios de 4 y 8 pisos.

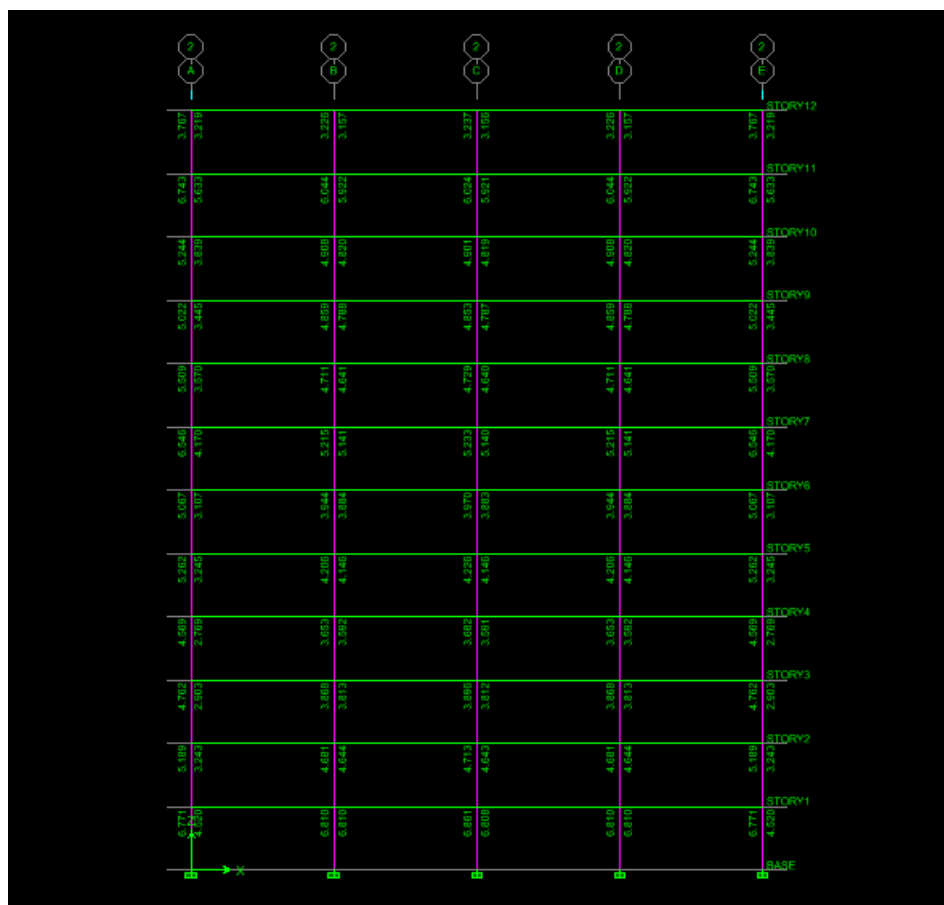
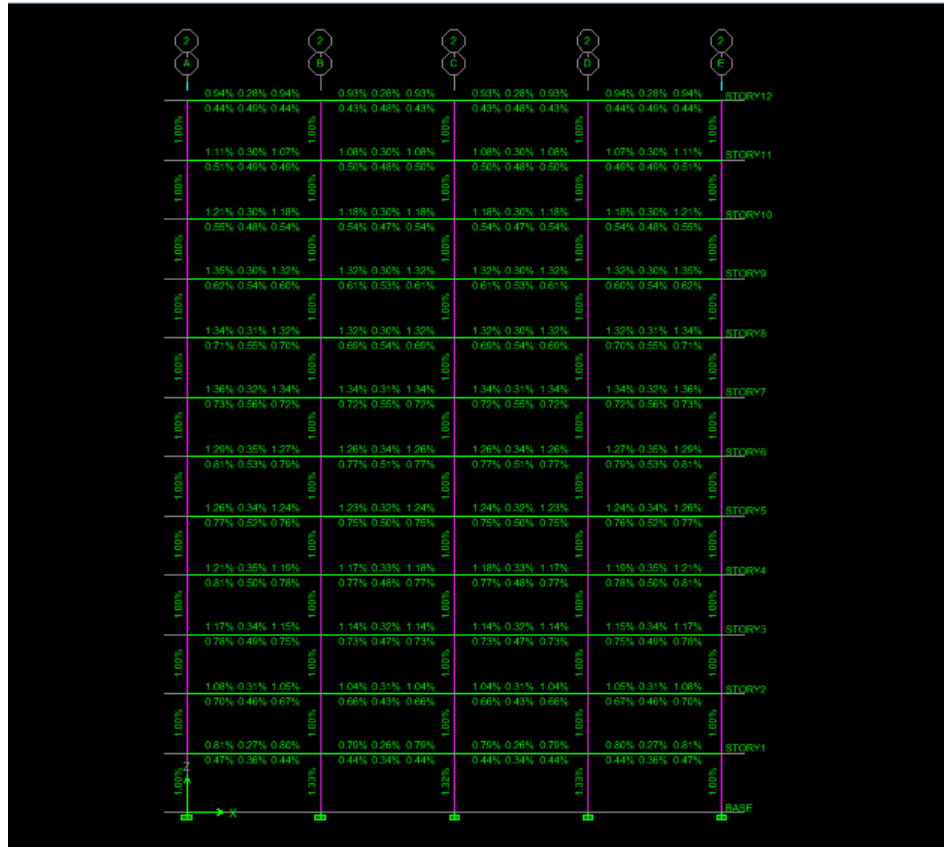


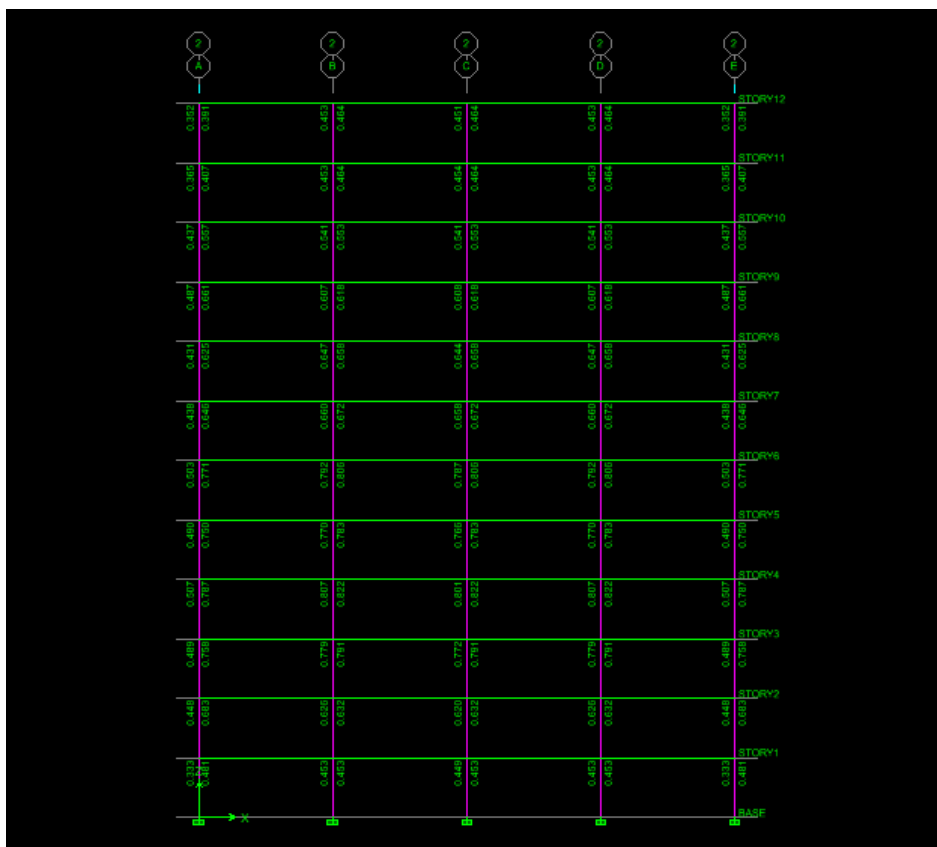
Primer Modo de Vibración Definitivo de la Estructura,  
Periodo definitivo  $T = 1.4868$  s

A continuación se presenta la grafica de las derivas que provee el ETABS:



La deriva para el sismo de diseño fue de 0.0437 mientras que ésta está en 0.00430, lo cual es muy cercano y por lo tanto se considera que no hay diferencias. De la misma manera la deriva se encuentra al límite. La curva perdió, además, sus dos máximo globales y ahora tiene un máximo global en el piso 8. A continuación se muestran los porcentajes de acero, las relaciones columna/viga y el cortante en el nudo:





Como se puede ver el porcentaje de acero en las columnas es bastante bajo, llegando a tan solo alrededor del 1.30% en las bases interiores. La relación columna/viga cumple con holgura sus requisitos con valores de entre 2 y 4 para la mayoría de nudos. El cortante en el nudo tiene su zona crítica por los pisos 3, 4 y 5 donde los valores rondan por el 0.7 hasta el 0.8. Por ende, una vez más, los factores determinantes para el diseño en este caso fueron la deriva y el cortante en el nudo.

## Secciones Definitivas y Acero de Refuerzo

Secciones de columnas (cm)

Pisos	Esquina	Borde	Interior
1,2	70 × 70	85 × 85	90 × 90
3,4	65 × 65	85 × 85	85 × 85
5,6	65 × 65	85 × 85	85 × 85
7,8	60 × 60	85 × 85	85 × 85

9,10	55 × 55	75 × 75	80 × 80
11,12	55 × 55	75 × 75	80 × 80

#### Porcentaje de Acero

Pisos	Esquina	Borde	Interior
1,2	1.00 %	1.00 %	1.33 %
3,4	1.00 %	1.00 %	1.00 %
5,6	1.00 %	1.00 %	1.00 %
7,8	1.00 %	1.00 %	1.00 %
9,10	1.00 %	1.00 %	1.00 %
11,12	1.00 %	1.00 %	1.00 %

#### Área de Acero (cm<sup>2</sup>)

Pisos	Esquina	Borde	Interior
1,2	49.00	72.25	107.73
3,4	42.25	72.25	72.25
5,6	42.25	72.25	72.25
7,8	36.00	72.25	72.25
9,10	30.25	56.25	64.00
11,12	30.25	56.25	64.00

#### Secciones de Vigas (cm)

Pisos	Sección
1,2	40 × 60
3,4	40 × 60
5,6	45 × 50
7,8	40 × 50

9,10	35 × 50
11,12	35 × 45

Diámetro de Varilla Máximo en Columnas (mm)

Pisos	Sección
1,2	28
3,4	28
5,6	25
7,8	25
9,10	25
11,12	20

Área de Acero Longitudinal en Vigas (cm<sup>2</sup>)

Piso(s)		XB		XI		YB		YI	
		Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2	M(+)	10.888	19.570	12.352	18.770	10.973	19.545	12.445	18.984
	M(-)	8.491	25.525	8.286	29.116	8.574	25.746	8.311	29.359
3,4	M(+)	12.137	22.534	13.361	21.836	12.327	22.999	13.831	22.315
	M(-)	9.715	28.799	9.456	32.791	9.900	29.303	9.647	33.342
5,6	M(+)	11.565	21.106	13.159	19.999	11.726	21.355	13.357	20.467
	M(-)	9.011	27.828	5.237	31.853	9.218	28.333	8.877	32.263
7,8	M(+)	9.841	16.431	11.175	14.601	9.999	16.803	11.335	14.971
	M(-)	7.283	24.287	6.407	27.175	7.435	24.644	6.556	27.511
9,10	M(+)	7.874	12.254	11.048	10.882	9.698	12.524	9.587	10.998
	M(-)	5.435	19.622	6.246	23.539	3.094	20.030	5.273	23.870
11,12	M(+)	5.299	6.299	7.787	7.996	5.452	6.468	7.787	8.170
	M(-)	4.082	13.452	4.687	17.849	4.188	13.844	4.687	17.915

Varillas en Vigas

Piso(s)		XB		XI		YB		YI	
		Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2	M(+)	3 $\phi$ 25	4 $\phi$ 25	3 $\phi$ 25	4 $\phi$ 25	3 $\phi$ 25	4 $\phi$ 25	3 $\phi$ 25	4 $\phi$ 25
	M(-)	2 $\phi$ 25	6 $\phi$ 25	2 $\phi$ 25	6 $\phi$ 25	2 $\phi$ 25	6 $\phi$ 25	2 $\phi$ 25	6 $\phi$ 25
3,4	M(+)	3 $\phi$ 25	5 $\phi$ 25	3 $\phi$ 25	5 $\phi$ 25	3 $\phi$ 25	5 $\phi$ 25	3 $\phi$ 25	5 $\phi$ 25
	M(-)	2 $\phi$ 25	6 $\phi$ 25	2 $\phi$ 25	7 $\phi$ 25	3 $\phi$ 25	6 $\phi$ 25	2 $\phi$ 25	7 $\phi$ 25
5,6	M(+)	3 $\phi$ 25	5 $\phi$ 25	3 $\phi$ 25	5 $\phi$ 25	3 $\phi$ 25	5 $\phi$ 25	3 $\phi$ 25	5 $\phi$ 25
	M(-)	2 $\phi$ 25	6 $\phi$ 25	2 $\phi$ 25	7 $\phi$ 25	2 $\phi$ 25	6 $\phi$ 25	2 $\phi$ 25	7 $\phi$ 25
7,8	M(+)	3 $\phi$ 25	4 $\phi$ 25	3 $\phi$ 25	3 $\phi$ 25	3 $\phi$ 25	4 $\phi$ 25	3 $\phi$ 25	4 $\phi$ 25
	M(-)	2 $\phi$ 25	5 $\phi$ 25	2 $\phi$ 25	6 $\phi$ 25	2 $\phi$ 25	6 $\phi$ 25	2 $\phi$ 25	6 $\phi$ 25
9,10	M(+)	2 $\phi$ 25	3 $\phi$ 25	3 $\phi$ 25	3 $\phi$ 25	2 $\phi$ 25	3 $\phi$ 25	2 $\phi$ 25	3 $\phi$ 25
	M(-)	2 $\phi$ 25	4 $\phi$ 25	2 $\phi$ 25	5 $\phi$ 25	1 $\phi$ 25	5 $\phi$ 25	2 $\phi$ 25	5 $\phi$ 25
11,12	M(+)	2 $\phi$ 25	2 $\phi$ 25	2 $\phi$ 25	2 $\phi$ 25	2 $\phi$ 25	2 $\phi$ 25	2 $\phi$ 25	2 $\phi$ 25
	M(-)	1 $\phi$ 25	3 $\phi$ 25	1 $\phi$ 25	4 $\phi$ 25	1 $\phi$ 25	3 $\phi$ 25	1 $\phi$ 25	4 $\phi$ 25

#### Área Mínima de Acero en Vigas

Pisos	Sección	Área de Acero min. (cm <sup>2</sup> )	Varillas min.
1,2	40 × 60	7.33	2 $\phi$ 25
3,4	40 × 60	7.33	2 $\phi$ 25
5,6	45 × 50	6.75	2 $\phi$ 25
7,8	40 × 50	6.00	2 $\phi$ 25
9,10	35 × 50	5.25	2 $\phi$ 25
11,12	35 × 45	4.67	1 $\phi$ 25

#### Volumen de Acero Longitudinal Mínimo en Vigas

Pisos	Volumen min. (cm <sup>3</sup> )
1,2	753982



3,4	753982
5,6	753982
7,8	753982
9,10	753982
11,12	376991

Volumen de Acero Longitudinal en Vigas descontando el mínimo (cm<sup>3</sup>)

Piso(s)		XB		XI		YB		YI	
		Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2	M(+)	15707.9633	62831.8531	15707.9633	62831.8531	15707.9633	62831.8531	23561.9449	94247.7796
	M(-)	0	125663.706	0	125663.706	0	125663.706	0	188495.559
3,4	M(+)	15707.9633	94247.7796	15707.9633	94247.7796	15707.9633	94247.7796	23561.9449	141371.669
	M(-)	0	125663.706	0	157079.633	15707.9633	125663.706	0	235619.449
5,6	M(+)	15707.9633	94247.7796	15707.9633	94247.7796	15707.9633	94247.7796	23561.9449	141371.669
	M(-)	0	125663.706	0	157079.633	0	125663.706	0	235619.449
7,8	M(+)	15707.9633	62831.8531	15707.9633	62831.8531	15707.9633	62831.8531	23561.9449	94247.7796
	M(-)	0	94247.7796	0	125663.706	0	125663.706	0	188495.559
9,10	M(+)	15707.9633	31415.9265	15707.9633	31415.9265	0	31415.9265	0	47123.8898
	M(-)	15707.9633	62831.8531	0	94247.7796	0	94247.7796	0	141371.669
11,12	M(+)	15707.9633	31415.9265	15707.9633	31415.9265	15707.9633	31415.9265	23561.9449	47123.8898
	M(-)	0	62831.8531	0	94247.7796	0	62831.8531	0	141371.669

$V_T \text{ sin min.}$	$V_T$
5254313.71 cm <sup>3</sup>	9401214.71 cm <sup>3</sup>

Acero Transversal en Vigas por unidad de longitud (cm<sup>2</sup>/cm)

Piso(s)	XB	XI	YB	YI
---------	----	----	----	----

	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2	0.152	0.169	0.177	0.209	0.153	0.170	0.178	0.210
3,4	0.168	0.186	0.193	0.223	0.171	0.188	0.196	0.225
5,6	0.163	0.181	0.188	0.224	0.165	0.184	0.190	0.226
7,8	0.138	0.158	0.164	0.197	0.140	0.158	0.165	0.198
9,10	0.114	0.135	0.143	0.174	0.116	0.137	0.144	0.176
11,12	0.087	0.107	0.107	0.129	0.088	0.108	0.108	0.131

## Espaciamiento de Estribos en las Vigas (cm)

Piso(s)	XB		XI		YB		YI	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2	10	9	8	7	10	9	8	7
3,4	9	8	8	7	9	8	8	6
5,6	9	8	8	7	9	8	8	6
7,8	11	9	9	7	11	9	9	7
9,10	13	11	10	9	13	11	10	8
11,12	15	14	14	12	15	14	14	11

## Número de Estribos por cada Luz Libre

Piso(s)	XB		XI		YB		YI	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2	36	27	45	35	36	27	45	35
3,4	40	30	45	35	40	30	45	40
5,6	45	25	50	29	45	25	50	34
7,8	37	23	45	29	37	23	45	29
9,10	31	19	40	23	31	19	40	25
11,12	28	13	30	15	28	13	30	17

## Número de Estribos Total

Piso(s)	XB		XI		YB		YI	
	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo	Centro	Apoyo
1,2	576	432	720	560	432	324	810	630
3,4	640	480	720	560	480	360	810	720
5,6	720	400	800	464	540	300	900	612
7,8	592	368	720	464	444	276	810	522
9,10	496	304	640	368	372	228	720	450
11,12	448	208	480	240	336	156	540	306

Total	24478
-------	-------

Dimensiones Promedio (cm)	Perímetro (cm)	Volumen (cm <sup>3</sup> )
35.17 × 48.5	167.34	131.43

$V_{EV}$	3217107.52 cm <sup>3</sup>
----------	----------------------------

## Volumen de Hormigón en Vigas

Pisos	Sección	Área (m <sup>2</sup> )	Volumen Viga (m <sup>3</sup> )	Volumen Vigas (m <sup>3</sup> )
1,2	40 × 60	0.240	1.440	89.28
3,4	40 × 60	0.240	1.440	89.28
5,6	45 × 50	0.225	1.350	83.70
7,8	40 × 50	0.200	1.200	74.40
9,10	35 × 50	0.175	1.050	65.10
11,12	35 × 45	0.1575	0.945	58.59

## Volumen Total de Vigas

$V_{HV}$	460.35 m <sup>3</sup>
----------	-----------------------

Costo Vigas	\$ 156772.19
-------------	--------------

Volumen de Hormigón de Columnas por 1 Columna (m<sup>3</sup>)

Pisos	Esquina	Borde	Interior
1,2	1.3034	1.9219	2.1546
3,4	1.1239	1.9219	1.9219
5,6	1.1239	1.9219	1.9219
7,8	0.9576	1.9219	1.9219
9,10	0.8047	1.4963	1.7024
11,12	0.8047	1.4963	1.7024

Volumen de Hormigón de Columnas (m<sup>3</sup>)

Pisos	Esquina	Borde	Interior
1,2	10.4272	38.4370	25.8552
3,4	8.9908	38.4370	23.0622
5,6	8.9908	38.4370	23.0622
7,8	7.6608	38.4370	23.0622
9,10	6.4372	29.9250	20.4288
11,12	6.4372	29.9250	20.4288

## Volumen Total en Columnas

$V_{HC}$	398.44 m <sup>3</sup>
----------	-----------------------

Costo Columnas	\$ 79897.46
----------------	-------------

Costo Total	\$ 236669.65
Hormigón	

## Varillas en las columnas

Pisos	Esquina	Borde	Interior
1,2	8 $\varphi$ 28	12 $\varphi$ 28	18 $\varphi$ 28
3,4	7 $\varphi$ 28	12 $\varphi$ 28	12 $\varphi$ 28
5,6	9 $\varphi$ 25	15 $\varphi$ 25	15 $\varphi$ 25
7,8	8 $\varphi$ 25	15 $\varphi$ 25	15 $\varphi$ 25
9,10	10 $\varphi$ 20	18 $\varphi$ 20	21 $\varphi$ 20
11,12	10 $\varphi$ 20	18 $\varphi$ 20	21 $\varphi$ 20

Volumen de Acero Longitudinal (cm<sup>3</sup>)

Pisos	Esquina	Borde	Interior
1,2	26206.4119	39309.6179	58964.4269
3,4	26766.7464	45885.851	45885.851
5,6	27434.9396	45724.8993	45724.8993
7,8	24386.613	45724.8993	45724.8993
9,10	19509.2904	35116.7227	40969.5098
11,12	16713.2729	30083.8913	35097.8731
Total	141017.274	241845.881	272367.459
Esquina X 4, Borde X 10, Interior X 6	564069.097	2418458.81	1634204.76

Espaciamiento Estribos ( $s_h$  (cm))

Pisos	Esquina	Borde	Interior
1,2	10.70	8.80	8.30
3,4	11.50	8.80	8.80
5,6	11.50	8.80	8.80

7,8	12.50	8.80	8.80
9,10	13.70	10.00	9.40
11,12	13.70	10.00	9.40

## Numero de Estribos

Pisos	Esquina	Borde	Interior
1,2	50	61	65
3,4	47	61	61
5,6	47	61	61
7,8	43	61	61
9,10	39	54	57
11,12	39	54	57

Volumen de Acero Transversal (cm<sup>3</sup>)

Pisos	Esquina	Borde	Interior
1,2	22052.55	33112.75	37489.34
3,4	19134.83	33112.75	33112.75
5,6	19134.83	33112.75	33112.75
7,8	16047.47	33112.75	33112.75
9,10	14554.68	25648.81	29007.59
11,12	14554.68	25648.81	29007.59
Total	105479.04	183748.62	194842.77
Esquina X 4, Borde X 10, Interior X 6	421916.16	1837486.20	1169056.62

Volumen Total de Acero en Columnas (cm<sup>3</sup>)

$V_{AL}$	$V_{AT}$
4616732.67	3428458.98

## Resumen de Acero

Volumen (cm <sup>3</sup> )	Peso (kg)	Costo (\$)
20663513.88	162208.58	266022.08

## Costo Total de la Estructura

Costo Acero	Costo Hormigón	Costo Total
\$ 266022.08	\$ 236669.65	\$ 502691.73

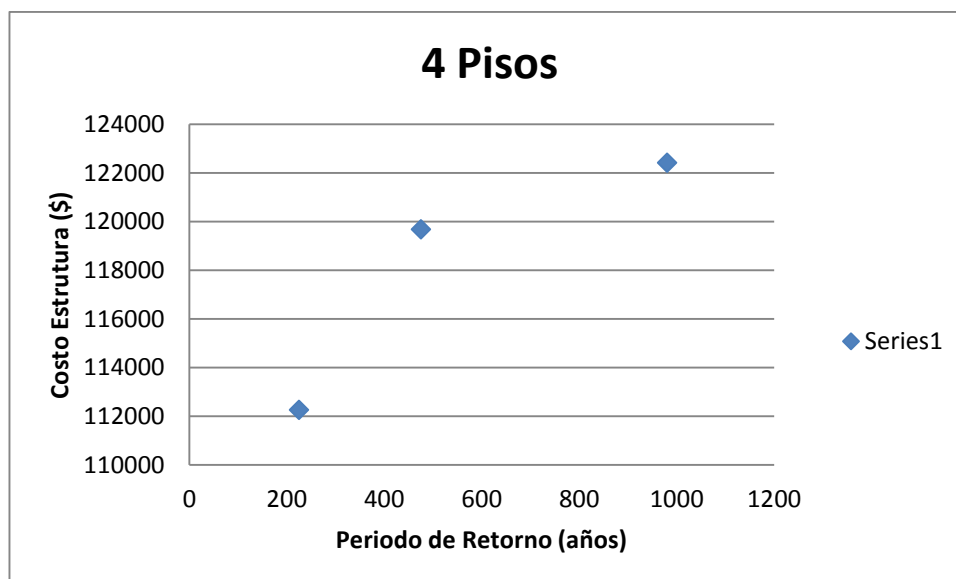
## RESULTADOS

Una vez concluido el diseño y costeo de las estructuras se procede a comparar todos los resultados obtenidos. En primer lugar, los costos totales para cada una de las estructuras y para cada periodo de retorno se presentan en la siguiente tabla:

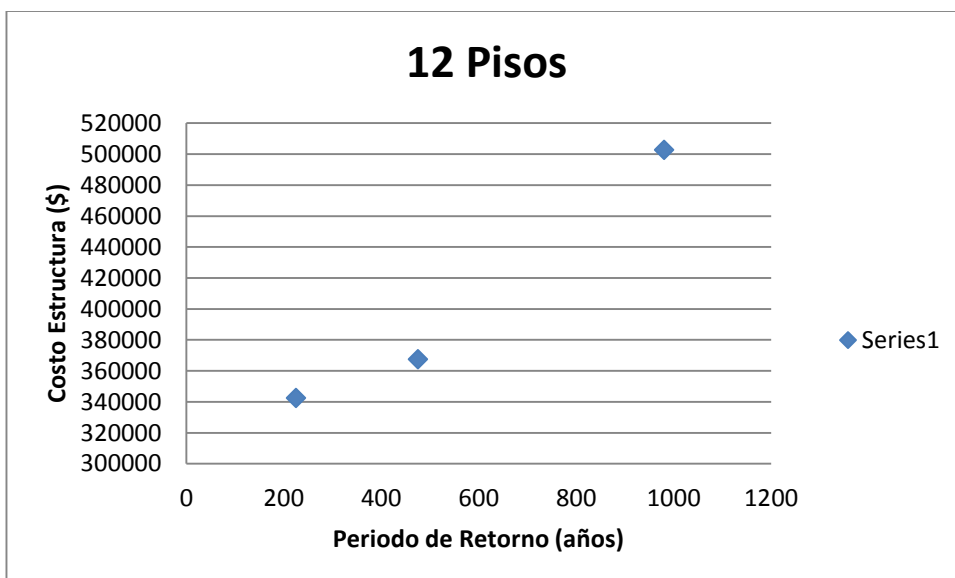
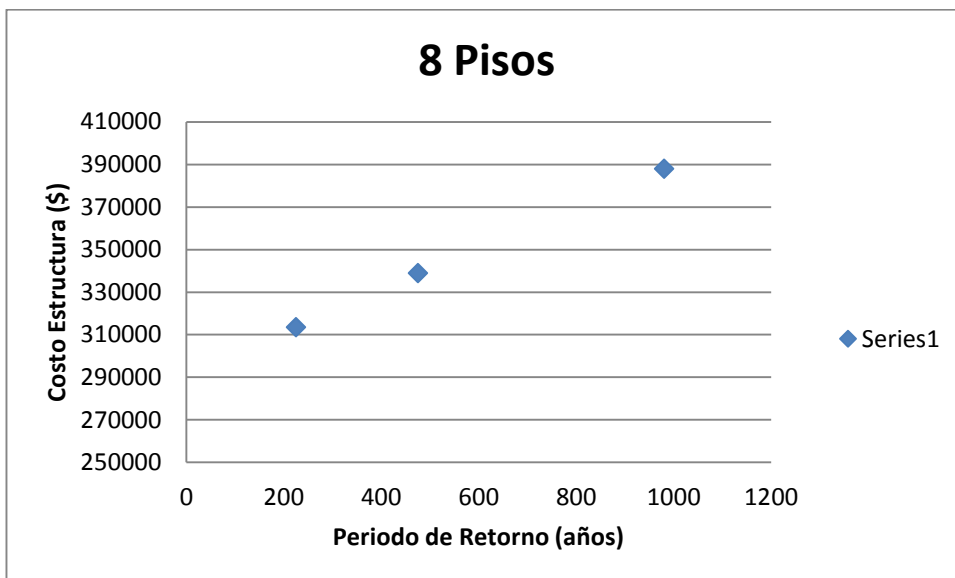
Costos (\$)

Periodo de Retorno (años)	4 pisos	8 pisos	12 pisos
224.57	112254.1	313583.33	342547.52
475.06	119684.15	338938.56	367529.54
980.39	122412.53	387953.86	502691.73

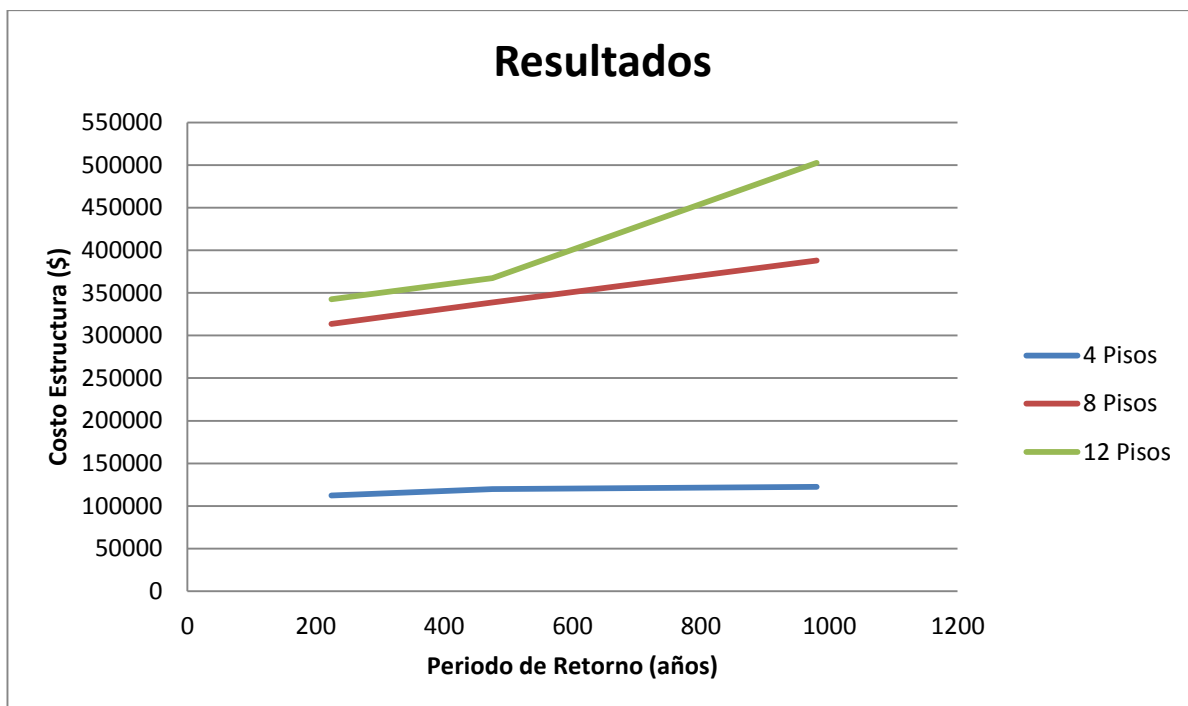
Graficando los resultados piso por piso se obtienen los siguientes gráficos:







Al unir los 3 gráficos en uno solo se obtiene:

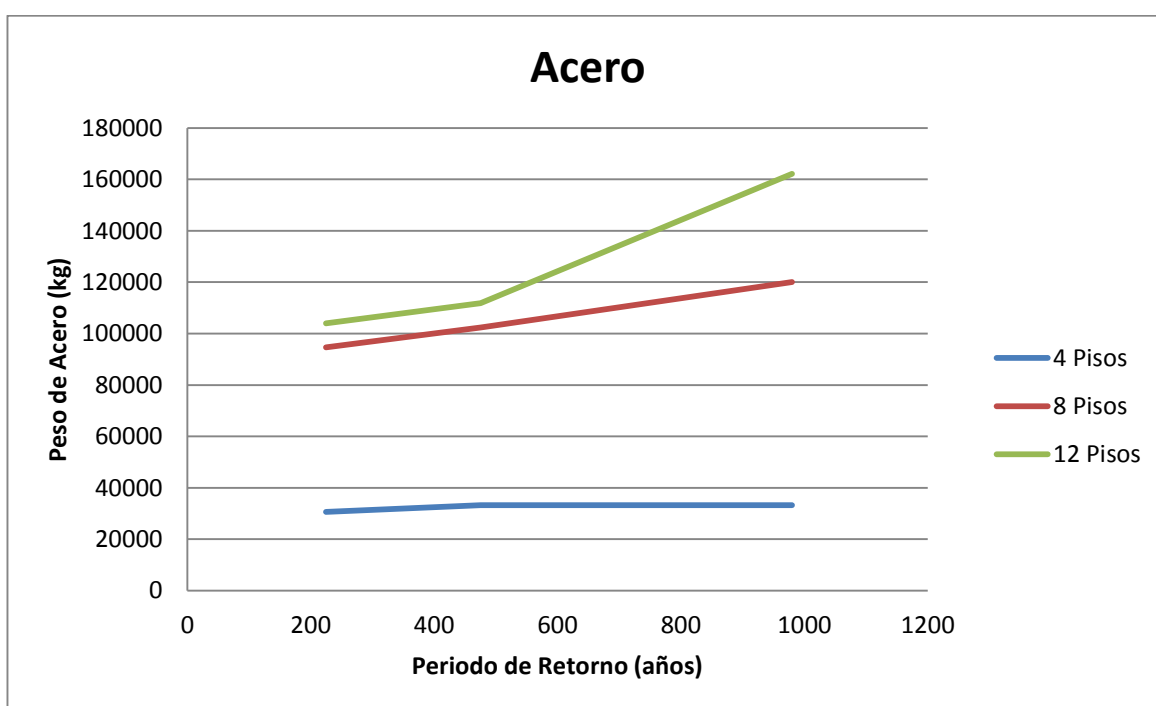


Esta misma comparación se realiza para el peso de acero en kg:

Acero (kg)

Periodo de Retorno (años)	4 pisos	8 pisos	12 pisos
224.57	30603.68	94619.41	103983.94
475.06	33199.22	102322.28	111789.81
980.39	33214.66	120037.09	162208.58

Graficando los resultados:

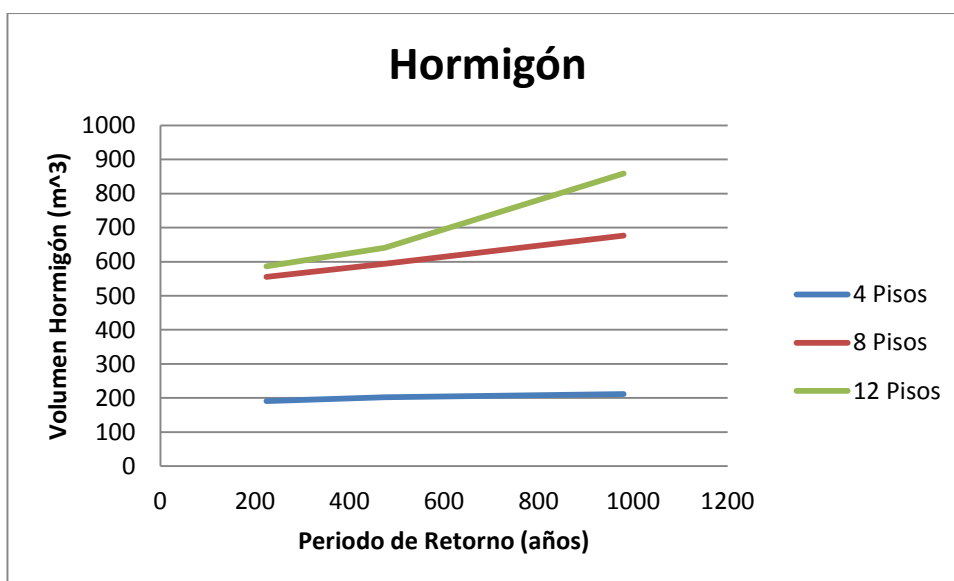


Para el volumen de hormigón:

Hormigón (m<sup>3</sup>)

Periodo de Retorno (años)	4 pisos	8 pisos	12 pisos
224.57	190.67	555.65	586.17
475.06	202.03	593.78	640.73
980.39	211.3	676.64	858.79

Graficando:



## Conclusiones

### Conclusiones Acerca del Diseño Estructural

En este espacio se concluyen cuestiones que tienen que ver únicamente con el diseño estructural, los criterios que dominaron a este, las fuerzas que se aplicaron, y la manera de costear las estructuras.

- Primero es importante notar que para los edificios de 8 pisos y de 12 pisos fueron especialmente determinantes, como ya se dijo en esa parte respectiva del trabajo, la deriva de piso y el cortante en el nudo.
- La deriva controló a través del requerimiento de rigidez muchas de las secciones de los elementos estructurales, todas las dimensiones, ancho y peralte de viga, y dimensiones de columna debieron ser modificados debido a ésta.
- El cortante en el nudo controló en especial las dimensiones de columnas de borde y de esquina y los anchos de las vigas. Debido al cortante se tuvo que colocar vigas, en la mayoría de los casos, de un ancho de al menos 40 cm, lo cual no es muy regular en la construcción. En otros casos se tuvo que ensanchar las columnas de borde hasta el tamaño de las columnas interiores para poder cumplir con los requisitos de cortante.
- La relación de resistencia a momento entre columna y viga solo controló el tamaño de los elementos estructurales para los edificios de 4 pisos. Para los edificios más altos, en la mayoría de casos, este factor no fue determinante.
- Los edificios de 4 y 8 pisos se diseñaron con las aceleraciones máximas del espectro para todos los diferentes periodos de retorno, sus periodos siempre se encontraron en el rango alto del espectro.
- Los edificios de 12 pisos cayeron, en cambio, siempre en la parte curva del espectro la cual, como ya se aclaró, sigue una función de tipo inversa con el periodo del tipo  $y = \frac{1}{x}$  esto hace que a su vez los edificios altos sean los que más se compliquen en el momento de buscar seguridad anti sísmica.
- Los detalles estructurales son una parte muy importante del diseño estructural pero no son determinantes para el costeo material de la obra. El peso de acero requerido cambiará significativamente si se verifica o no las longitudes de desarrollo o muchas otras de las recomendaciones hechas tanto por ACI318 y ACI352. Pero a pesar de

esto, en un proyecto real estas pueden ser determinantes para garantizar la seguridad de la estructura y por ende se deben tomar en cuenta con mucho cuidado si no en el costeo, tanto en el diseño como en la construcción del proyecto.

- Los precios unitarios encontrados no fueron completamente adecuados para las secciones de columna y vigas determinadas dentro de este proyecto. Lo importante a tomar en cuenta con respecto a esto es que el factor que cambia el precio unitario según la sección, es en su gran mayoría el encofrado. A su vez si se eliminara el encofrado completamente de este análisis la comparación entre distintos periodos de retorno para sismos sería muy similar debido a que el encofrado no es parte de la estructura en el largo plazo y por ende no pertenece a la masa final de la estructura.

### **Conclusiones Acerca de los Resultados del Proyecto**

En este espacio se concluyen los resultados expuestos en la sección con dicho nombre.

- Como se puede ver en el grafico de 4 pisos que grafica periodo de retorno contra costo de la estructura, la tendencia que siguen los puntos no se puede percibir como completamente lineal, pero una recta no parece que daría un mal resultado. Si se hace que el EXCEL coloque una línea de tendencia a los puntos, una recta se adapta con un  $R^2$  de 0.802, mientras que una regresión logarítmica tiene un  $R^2$  de 0.930. Estas dos son las elecciones obvias debido a que son crecientes, otro tipo de función puede tener puntos críticos que no representen el hecho de que efectivamente el costo *debe* subir con el periodo de retorno.
- Tomando como referencia el costo de estructura con periodo de retorno de 475.06 años, se puede ver que el sismo con periodo de retorno de 224.77 años es un 6.2 % más barato con respecto a este.
- Una vez más, tomando como referencia el sismo de 475.06 años, se puede ver que el sismo con periodo de retorno de 980.39 años es tan solo un 2.3 % más caro con respecto a este.
- Como se puede ver claramente, ninguna de las dos diferencias es exorbitante. La tendencia logarítmica se puede ver más claramente con estos datos, al parecer, conforme sube el periodo de retorno para un edificio de 4 pisos la variación del costo con respecto al periodo de retorno es menor. Esto es, sin tomar en cuenta

datos posteriores. Pero si esta tendencia se mantiene, lo que quiere decir es que para edificios pequeños, asegurar mayor protección contra un sismo no será mucho más caro.

- A pesar de esto, se debe tener cuidado al concluir que la relación es efectivamente logarítmica. Se debe tomar en cuenta que el estadístico  $R^2$  a veces no es un buen estimador de la regresión ya que puede aumentar tan solo con aumentar la cantidad de datos, además  $R^2$  no revela nunca una relación intrínseca verdadera entre los dos parámetros analizados, en este caso se sabe con certeza que este no es el caso y de que si existe una relación entre los parámetros. Aparte de esto una regresión lineal no siempre puede predecir valores futuros por lo que sería necesario realizar el mismo análisis para sismos de mayor periodo de retorno para ver si es verdad que esa tendencia se mantiene. Una función logarítmica empieza a crecer menos hasta un punto en el que su derivada tiende a cero y llega a una asíntota. Este, no *debería* ser el caso para estos parámetros. Siempre a mayor periodo de retorno mayor *debería* ser el costo.
- Viendo el gráfico de 8 Pisos se puede ver que una línea recta es la mejor relación que debe haber entre el periodo de retorno y el costo de la estructura. Efectivamente, si se pide al EXCEL que realice una regresión lineal con estos puntos, este devuelve un gráfico de una línea con un  $R^2$  de 0.9999. La linealidad en este caso es mucho más obvia y no parece que nada la cambie. Para este edificio de 8 pisos se nota claramente el hecho de que la aceleración para todos los casos se mantuvo en la parte alta, y constante del espectro.
- Otra vez, tomando como referencia el sismo de periodo de retorno de 475.06 años, se puede ver que para el sismo de 224.57 años la estructura es un 7.5% más barata.
- De la misma manera, en relación al sismo de 475.06 años el diseño para el sismo de 980.39 años es un 14.5 % más caro.
- Los dos porcentajes confirman el supuesto de linealidad de la regresión hecha por el EXCEL y por ende se puede ver que bajar del sismo de diseño al sismo menor implica una reducción de costo no muy grande, mientras que subir al sismo mayor implica una subida un poco más cuantiosa. Un 14.5% ya se puede considerar como alto si los recursos son limitados. De todas maneras, no es nada fuera de lo normalmente esperado, y para estructuras importantes no debería ser un número que de miedo.

- Al ver el grafico de 12 Pisos se puede ver como la parte curva del espectro entra en acción eminente. Conforme se sube el periodo de retorno, la parte plana del espectro se mueve hacia la derecha aumentando el valor de la ordenada de la curva para periodos más hacia la derecha. Si se hace que el EXCEL, una vez más, realice una regresión lineal sobre los datos, se encuentra que una recta tiene un  $R^2$  de 0.9656 y una curva exponencial un  $R^2$  de 0.9752. La curva exponencial es una mejor aproximación que la recta para este caso, no por mucho, pero es.
- Al volver a tomar el costo del edificio de 12 pisos con un sismo con periodo de retorno de 475.06 años como referencia el diseño del edificio con el sismo menor es un 6.8% más barato.
- Realizando nuevamente lo mismo pero comparando con el sismo mayor, se tiene que este es un 36.8% más costoso que la estructura para el sismo de diseño. Haciendo que se confirme, más o menos, la tendencia exponencial de la relación entre el periodo de retorno y el costo de la estructura.
- De esta manera se puede ver que para un edificio ya de 12 pisos el aumento del periodo de retorno es ya bastante significativo.
- Con un costo de \$ 502,691.73 el edificio de 12 pisos con el sismo con periodo de retorno de 980.39 años es de lejos el edificio más caro del conjunto de edificios diseñados en este proyecto.
- Si se analiza el grafico titulado resultados, se puede observar como la variación de los costos se relaciona para todos los edificios diseñados en el proyecto. Se puede ver como el edificio de 4 pisos es mucho más barato que los de 8 y 12 pisos y como la variación que este sufre conforme se aumenta el periodo de retorno, es casi ínfima si se compara con las de los edificios de 8 y de 12 pisos.
- En el grafico llamado Resultados se puede ver como para los dos primeros sismos el costo del edificio de 12 pisos no es mucho mayor que para el edificio de 8 pisos. Tomando con base el de 8 pisos el de 12 pisos es exactamente un 8.4% más caro para tanto el sismo con periodo de 475.06 años como para el sismo con periodo de 224.57 años.
- Solo el sismo de 980.39 años hace que el precio del edificio de 12 pisos se dispare.
- Verificando el grafico titulado Acero se puede ver que las relaciones se mantienen como en el grafico de Resultados. El peso de acero lleva una relación muy parecida con el periodo de retorno del sismo como la que lleva el costo total de la estructura.



- Lo mismo sucede con volumen de hormigón pero con un poco más de variación. La curva del edificio de 4 pisos es casi invariable a esa escala. La línea del edificio de 12 pisos se separa más suavemente de la de 8 pisos, y el volumen de hormigón del edificio de 8 pisos con el sismo de 475.06 años es mayor que el volumen de hormigón del edificio de 12 pisos con el sismo de 224.57 años, algo que se debe mucho al espectro de aceleraciones.
- El hecho de que tanto el volumen de hormigón como el peso de acero mantengan relaciones similares con el periodo de retorno del sismo confirma lo que se concluyó en la sección anterior, donde se dijo que el precio del encofrado no influía demasiado en la comparación entre el costo y el periodo de retorno.

## Recomendaciones

Al haber concluido esta investigación se pueden realizar las siguientes recomendaciones acerca de todo lo que concierne a este proyecto:

- Al parecer, los resultados obtenidos no demuestran un alza del costo de la estructura exorbitante al cambiar el periodo de retorno, por lo que sería muy sano para la ingeniería civil en el Ecuador y en el mundo empezar a implementar análisis de este tipo según la importancia de la estructura. Con un mundo cada vez más poblado tanto la optimización de recursos como una prolongada vida útil pueden ser indispensables en el futuro.
- Un proyecto como este revela la utilidad de la investigación sísmica en el país. Al tener más información acerca de estos fenómenos, mejor se puede predecir estos; además, siempre la mejor forma de empezar a solucionar un problema es entendiéndolo lo mejor posible. Es por esto que se recomienda continuar con la investigación de los fenómenos sísmicos en el país, para poder producir información más veraz acerca de estos.
- En lo que concierne al diseño en hormigón armado se recomendaría empezar por realizar estudios locales sobre el desempeño de este en el país. Normativas como el ACI352 o ACI318, son claramente confiables, pero a su vez no representan la realidad completa del país ecuatoriano en sí. Conociendo que estos comités resuelven sus normativas con resultados empíricos e investigaciones directas sobre los sistemas constructivos, es importante notar que esto no necesariamente es ni lo óptimo ni lo completamente verdadero. Desacuerdos pequeños como los del ancho efectivo del nudo para la resistencia al cortante demuestran como la ingeniería civil en sí, está basada en ciertos supuestos y en resultados empíricos de ciertas investigaciones que no se conocen directamente. Es por esto que se recomienda que las cosas se debería volver a probar aquí, en el medio ecuatoriano, utilizando materiales y mano de obra nacional, para poder reconocer cual verdaderamente es el impacto de cargas cíclicas inversas en las uniones viga columna. No debemos esperar a que esa información nos llegue.

- Al haber dicho todo lo anterior en esta sección, se reconoce la naturaleza completamente teórica de este proyecto y de estos resultados, por ende no se deberían tomar como definitivos. Se reconoce que, además, una experimentación concreta de los resultados expuestos aquí requerirían de un sismo que efectivamente ataque a las estructuras, pero esto es algo bastante imposible de lograr.
- Es por todo esto que al finalizar esta investigación se vuelve a enfatizar en la importancia de la investigación tanto de la naturaleza sísmica del país, de la respuesta estructural del hormigón armado ante sismos, y en los costos verdaderos en la construcción. Como ya se dijo mucha de esta información es tanto empírica como proveniente de experimentos aleatorios, esto resulta en que cada pequeña pieza de investigación que se realice en cada uno de estos pequeños temas será, indudablemente, una pieza más que ayudará a conocer un poco mejor el mundo y el país en el que vivimos y a su vez, a vivir en mejor conformidad y armonía con estos.

## Referencias

Budnitz R, Apostolakis G, Boore D, Cluff L, Coppersmith K, Cornell C y Morris A.

(1997) *Recommendations for Seismic Hazard Analysis: Guidance on Uncertainty and Use of Experts*. Lawrence Livermore National Laboratory.

Guerra Marcelo, Chacón Daniel (2010). Manual Para el Diseño Sismo Resistente de Edificios Utilizando el Programa ETABS. Quito

Nilson, A. (1999). *Diseño de Estructuras de Concreto 12va edición*. McGraw Hill. Bogotá.

Peligro Sísmico, Espectros de Diseño y Requisitos Mínimos de Cálculo para Diseño Sismo-resistente. (2002). Código Ecuatoriano de la Construcción.

Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo-resistente. (Enero, 2013) Norma Ecuatoriana de la Construcción. Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana del Construcción. Gobierno Nacional de la Republica del Ecuador.

Priestly N, Calvi M, Kowalsky J. (2007) *Direct Displacement-Bases Seismic Design of Structures*. 2007 NZSEE Conferences.

*Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures*. (2002) ACI 352R-02 (Reaprovado: 2010). Reportado por: Comité 352 ACI-ASCE. American Concrete Institute.

Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-08) y Comentario.  
(2008). Preparado por el Comité ACI 318. American Concrete Institute.