



**UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**TEMA:**

**Estudio de riesgo sísmico, evaluación y rehabilitación del edificio principal de la UCSG.**

**AUTOR:**

**Corral Párraga, Kevin Rafael**

**Trabajo de titulación previo a la obtención del título de**

**INGENIERA CIVIL**

**TUTOR:**

**Ing. Villacrés Sánchez, Alex Raúl MSc.**

**GUAYAQUIL – ECUADOR**

**21 septiembre 2022**



UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**CERTIFICACIÓN**

El presente trabajo de titulación, fue realizado en su totalidad por **Corral Párraga, Kevin Rafael** como requerimientos para la obtención del título de **Ingeniero Civil**.

**TUTOR**

f. \_\_\_\_\_

**Ing. Villacrés Sánchez, Alex Raúl MSc**

**DIRECTOR(A) DE LA CARRERA**

f. \_\_\_\_\_

**Ing. Alcívar Bastidas, Stefany Esther, M.Sc.**

**Guayaquil, 21 de septiembre del 2022**



UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD**

Yo, **Corral Párraga, Kevin Rafael**

**DECLARO QUE:**

El Trabajo de Titulación, **Estudio de riesgo sísmico, evaluación y rehabilitación del edificio principal de la UCSG**, previo a la obtención del título de **Ingeniero Civil**, ha sido desarrollado respetando los derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan en el documento, cuyas fuentes se incorporan en las referencias o bibliografías. Consecuentemente este trabajo es de mi total autoría.

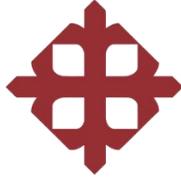
En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance del Trabajo de Titulación referido

**Guayaquil, 21 septiembre del 2022**

**EL AUTOR**

f. \_\_\_\_\_

**Corral Párraga, Kevin Rafael**



UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**AUTORIZACIÓN**

**Yo, Corral Párraga, Kevin Rafael**

Autorizo a la Universidad Católica Santiago de Guayaquil a la **publicación** en la biblioteca de la institución del Trabajo de Titulación, **Estudio de riesgo sísmico, evaluación y rehabilitación del edificio principal de la UCSG**, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y total autoría.

**Guayaquil, 21 de septiembre del 2022**

**EL AUTOR**

f. \_\_\_\_\_

**Corral Párraga, Kevin Rafael**

# REPORTE URKUND



## Document Information

Analyzed document	Corral_Kevin_FINAL.docx (D144245163)
Submitted	2022-09-17 00:06:00
Submitted by	
Submitter email	clara.glas@ucu.ucsg.edu.ec
Similarity	9%
Analysis address	clara.glas@ucsg@analysis.orkund.com

## Sources included in the report

- W** URL: <https://docplayer.es/154739856-Departamento-de-ciencias-de-la-tierra-y-la-construccion.html>  
Fetched: 2022-06-22 00:54:21
- SA** Universidad Católica de Santiago de Guayaquil / Soñs\_Robinson\_FINAL (2).pdf  
Document Soñs\_Robinson\_FINAL (2).pdf (D144151596)  
Submitted by: clara.glas@ucu.ucsg.edu.ec  
Receiver: clara.glas@ucsg@analysis.orkund.com
- SA** salazar Proyecto hormigón 2 parcial.docx  
Document salazar Proyecto hormigón 2 parcial.docx (D25246499)
- SA** TESIS FELIPE SOLORZANO CHANCAY-FINAL ANTES DE SISTEMA.docx  
Document TESIS FELIPE SOLORZANO CHANCAY-FINAL ANTES DE SISTEMA.docx (D29545704)
- SA** Universidad Católica de Santiago de Guayaquil / V6 - Nmosquera.docx  
Document V6 - Nmosquera.docx (D41522676)  
Submitted by: nector.mos@gmail.com  
Receiver: yeliza.naranjo@ucsg@analysis.orkund.com

  
Tutor: Ing. Villacrés Sánchez, Alex Raúl, M.Sc.

Alumno: Corral Párraga Kevin Rafael

## AGRADECIMIENTOS

Primeramente, le agradezco a Dios por brindarme fortaleza y paciencia para seguir adelante en mis propósitos de vida.

A mis abuelos, Ángel Rafael Corral Vega y Jenny Edith Santos Barrezueta, que gracias a su paciencia y esfuerzo he podido conseguir lo que tanto anhelábamos “El título universitario”, y también agradecerles por su amor y su enseñanza porque eso me ha motivado a seguir adelante.

A mis amados padres, Christian Rafael Corral Santos y Karina Maribel Párraga Alcívar, que con su amor, perseverancia y voz de aliento soy la persona quien soy ahora, un hombre de bien que está dispuesto a servirle a la sociedad.

A mi esposa, Angie Geraldine Lozano Pérez, la persona y mujer más importante en mi vida, te agradezco por estar en cada momento de mi vida cotidiana y universitaria, en las buenas y en las malas, quiero expresarte mi profundo amor por medio de este trabajo, porque este es un logro de los dos junto a nuestros hijos. Te amo con mi vida.

A mis hijos, Kevin Emilio Corral Lozano y Nicolás André Corral Lozano, simplemente decirles que los amo con alma, vida y corazón. Y expresarles que ustedes son el motor de mi vida.

Al Ing. Walter Mera, le agradezco inmensamente por su esfuerzo y cariño que brinda a cada estudiante de la universidad y por ser parte fundamental en la ejecución de mi trabajo de titulación.

Y finalmente a mi tutor de tesis, el Ing. Alex Villacrés Sánchez, le agradezco por su paciencia y comprensión, y sobre todo por aportar los recursos necesarios para la ejecución de mi trabajo de titulación.

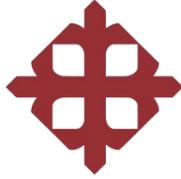
## **DEDICATORIA**

Dedico este trabajo primeramente a Dios porque Él es dueño y Señor de todo.

También agradezco a toda mi familia, amigos y compañeros de trabajo que me alentaron hasta el final.

Y también le dedico este logro a mi esposa y mis hijos que son el motor de mi vida y por la cual lucho día a día.

Kevin Rafael Corral Párraga



UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN**

f. \_\_\_\_\_

**Ing. Alcívar Bastidas, Stefany Esther, M.Sc.**

**DIRECTOR(A) DE CARRERA**

f. \_\_\_\_\_

**Ing. Barros Cabezas, José Andrés, M.Sc.**

**COORDINADOR DEL ÁREA**

f. \_\_\_\_\_

**Ing. Casal Rodríguez, Xavier Federico, M.Sc.**

**OPONENTE**

## Índice

1. Introducción .....	2
1.2. Antecedentes .....	2
1.3. Justificación .....	6
1.4. Objetivos .....	7
1.4.1. Objetivo general.....	7
1.4.2. Objetivos Específicos.....	7
1.5. Metodología .....	7
1.6. Simbología .....	8
2. Marco teórico.....	10
2.1. Verificación del desempeño sísmico de estructuras.....	10
2.1.1. Desempeño Estructural.....	10
2.1.2. Memoria de diseño.....	10
2.2. Rehabilitación sísmica.....	11
2.2.1. Etapas del proceso de rehabilitación sísmica.....	11
2.3. Cargas y combinaciones de cargas.....	11
2.4. Determinación de las cargas sísmicas.....	11
2.4.1. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.....	11
2.4.1.1. Factor $\eta$ .....	11
2.4.1.2. El factor de zona sísmica $Z$ .....	12
2.4.1.3. Curvas de peligro Sísmico.....	13
2.4.1.4. El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura.....	15
2.4.1.5. La consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo $F_a$ , $F_d$ , $F_s$ .....	16
2.4.1.6. Espectro de respuesta elástico de aceleraciones según la Norma Ecuatoriana de la Construcción en el código NEC-SE-DS.....	18

2.4.1.7.	Periodo de vibración.....	19
2.4.2.	Fuerza lateral (cortante basal).....	19
2.4.2.1.	Categoría de edificio y coeficiente de importancia I.....	19
2.4.2.2.	Factor de reducción de resistencia sísmica R.....	20
2.4.2.3.	Obtención de los coeficientes $\phi_P$ y $\phi_E$ .....	22
2.4.3.	Modelación estructural.....	24
2.4.3.1.	Generalidades.....	24
2.4.3.2.	Inercia de las secciones agrietadas.....	24
2.4.4.	Carga sísmica reactiva W.....	25
2.5.	Métodos de análisis para el DBF.....	26
2.5.1.	Procedimiento estático.....	26
2.5.2.	Procedimientos dinámicos de cálculo de las fuerzas sísmicas.....	26
2.5.3.	Ajuste del corte basal de los resultados obtenidos por análisis dinámico.....	27
2.6.	Objetivos de rehabilitación.....	27
2.7.	Definición de los objetivos de rehabilitación.....	28
3.	Datos del edificio principal de la Universidad Católica Santiago de Guayaquil.....	29
3.1.	Datos generales de la edificación.....	29
3.2.	Datos Arquitectónicos.....	30
3.3.	Datos Estructurales.....	30
3.3.1.	Resistencia a la compresión.....	30
3.3.2.	Resistencia a la fluencia.....	31
3.3.3.	Columnas.....	31
3.3.4.	Vigas de cubierta.....	32
3.4.	Datos obtenidos del edificio principal de la UCSG acorde la NEC-15 para la realización de los espectros y el modelo virtual.....	33
3.4.1.	Factor $\eta$ .....	33

3.4.2.	El factor de zona sísmica Z.....	34
3.4.3.	El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura. ....	35
3.4.4.	Fa (Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto). ....	37
3.4.5.	Fd (Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos). ....	37
3.4.6.	Fs (Comportamiento no lineal de los suelos). ....	38
3.4.7.	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones según la Norma Ecuatoriana de la Construcción en el código NEC-SE-DS .....	38
3.4.7.1.	Periodo de vibración. ....	38
3.4.8.	Fuerza lateral (cortante basal). ....	40
3.4.8.1.	Categoría de edificio y coeficiente de importancia I. ....	40
3.4.8.2.	Factor de reducción de resistencia sísmica R. ....	41
3.4.8.3.	Obtención de los coeficientes $\phi_P$ y $\phi_E$ . ....	41
3.4.9.	Valor de Cs .....	43
4.	Modelo virtual en ETABs 15.2. ....	44
4.1.	Material .....	45
4.2.	Secciones utilizadas .....	46
4.3.	Modificación de inercias agrietadas.....	46
4.4.	Fuentes de masa .....	47
4.5.	Patrones de carga .....	48
4.6.	Configuración de parámetros para método estático equivalente .....	49
4.7.	Configuración de parámetros para Caso de carga para método dinámico espectral	49
4.8.	Espectros de respuestas elásticos con periodo de retorno de 72, 225 y 2500 años, agregados al modelo de Etabs 15.2. ....	50
4.8.1.	Espectro de respuesta con $T_r= 72$ años.....	50
4.8.2.	Espectro de diseño con $T_r= 225$ años. ....	52
4.8.3.	Espectro de diseño con $T_r= 2500$ años. ....	53

5.	Resultados del modelo en ETABs 15.2. ....	54
5.1.	Resultados derivas Tr= 72 años (Sismo Frecuente).....	55
5.2.	Resultados derivas Tr= 225 años (Sismo Ocasional). ....	56
5.3.	Resultados derivas Tr= 475 años (Sismo Raro).....	57
5.4.	Resultados derivas Tr= 2500 años (Sismo Muy raro). ....	58
5.5.	Verificación de la capacidad de vigas y columnas. ....	58
5.5.1.	Revisión por flexión de la viga .....	58
5.5.2.	Resistencia de diseño en viga .....	59
5.5.3.	Comprobación columna fuerte viga débil.....	59
5.5.4.	Revisión por cortante en viga .....	60
5.5.5.	Revisión por cortante en columnas .....	62
5.5.6.	Revisión de conexiones.....	63
6.	Conclusiones .....	64
7.	Recomendaciones .....	64
8.	Bibliografía .....	66
9.	Anexos y planos.....	67

## Índice de ilustraciones

Ilustración 1 Foto del proceso de construcción del Edificio principal de la UCSG. ....	5
Ilustración 2 Foto del Edificio principal de la UCSG tomada por el Ing. Walter Mera en el 2013.....	6
Ilustración 3 Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor Z. ....	12
Ilustración 4 Curvas de peligro sísmico, Guayaquil. Fuente: NEC-SE-DS 2015.....	14
Ilustración 5 Espectro de respuesta elástico de aceleraciones. Fuente: NEC-SE-DS 2015.....	18
Ilustración 6 Vista en planta sobre detalles en columna y ubicación de varillas. Fuente: Relevamiento Estructural por parte del laboratorio y suelos de la UCSG.....	31
Ilustración 7 Vista en planta y corte sobre detalles de la viga de cubierta. Fuente: Relevamiento Estructural por parte del laboratorio y suelos de la UCSG.....	32
Ilustración 8 Vista en planta sobre detalle de la viga de cubierta. Fuente: Relevamiento Estructural por parte del laboratorio y suelos de la UCSG.....	33
Ilustración 9 Mapa de Zonificación Geotécnica de Guayaquil. Fuente: GEOESTUDIOS. ....	35
Ilustración 10 Espectro de diseño de 475 años. ....	40
Ilustración 11 Modelo del Edificio principal de la UCSG. Realizado por Kevin Corral. ....	44
Ilustración 12 Ingreso de materiales al modelo virtual.....	45
Ilustración 13 Ingreso de secciones utilizadas en el modelo virtual.....	46
Ilustración 14 Modificación de inercias agrietadas en vigas. ....	46
Ilustración 15 Modificación de inercias agrietadas en columnas. ....	47
Ilustración 16 Fuentes de masa.....	47
Ilustración 17 Fuentes de masa.....	48
Ilustración 18 Patrones de carga. ....	48
Ilustración 19 Ingreso de valores para el método estático equivalente.....	49
Ilustración 20 Ingreso de valores para el método dinámico espectral. ....	49
Ilustración 21 Curva de peligro sísmico con tasa de excedencia anual de 0.01389. (Tr= 72 años).....	51

Ilustración 22 Espectro de respuesta con $T_r= 72$ años introducido en el modelo virtual. ....	51
Ilustración 23 Curva de peligro sísmico con tasa de excedencia anual de 0.00444 ( $T_r= 225$ años).....	52
Ilustración 24 Espectro de respuesta con $T_r= 225$ años introducido en el modelo virtual. ....	52
Ilustración 25 Curva de peligro sísmico con tasa de excedencia anual de 0.00040 ( $T_r= 2500$ años).....	53
Ilustración 26 Espectro de respuesta con $T_r= 2500$ años introducido en el modelo virtual. ...	53
Ilustración 27 Diagrama de momento. Obtenido del modelo en ETABs. ....	59
Ilustración 28 Curvas de interacción P vs M. Realizado por Kevin Corral. ....	60
Ilustración 29 Diagrama de cortante y momento. Obtenido del modelo de ETABs. ....	61
Ilustración 36 Determinación de armadura en columna de 3er Piso. Fuente Laboratorio de estructuras y suelos 2006. ....	67
Ilustración 37 Extracción de núcleo en planta baja y determinación de dimensiones. Fuente: Laboratorio de estructuras y suelos 2006.....	67
Ilustración 38 Investigaciones de vigas de cubierta. Fuente: Laboratorio de estructura y suelos 2006.....	68
Ilustración 39 Determinación de la profundidad de carbonatación en núcleo de tercer piso. Fuente: Laboratorio de estructuras y suelos 2006.....	68

## Índice de tablas

Tabla 1 Tabla valores de factor Z en función de la zona sísmica adoptada. Fuente: NEC-SE-DS 2015.....	13
Tabla 2 Tabla de poblaciones ecuatorianas, con su respectivo valor de Z. Fuente: NEC-SE-DS 2015.....	13
Tabla 3 Niveles de amenaza sísmica. Fuente: NEC-SE-RE 2015. ....	14
Tabla 4 Tipos de suelos del sitio de emplazamiento de la estructura. Fuente: NEC-SE-RE 2015. ....	15
Tabla 5 Fa (Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto). Fuente: NEC-SE-DS 2015. ....	16
Tabla 6 Fd (Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos). Fuente: NEC-SE-DS 2015. ....	17
Tabla 7 Fs (Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos). Fuente: NEC-SE-DS 2015. ....	17
Tabla 8 Selección del coeficiente Ct y $\alpha$ según el tipo de estructura para el cálculo del periodo de vibración. Fuente: NEC-SE-DS 2015. ....	19
Tabla 9 Tipo de uso, categoría e importancia de la estructura. Fuente: NEC-SE-DS 2015....	20
Tabla 10 Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles. Fuente: NEC-SE-DS 2015.....	21
Tabla 11 Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles. Fuente: NEC-SE-DS 2015.....	21
Tabla 12 Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada. Fuente NEC-SE-DS 2015.....	22
Tabla 13 Configuraciones estructurales recomendadas. Fuente: NEC-SE-DS 2015. ....	22
Tabla 14 Coeficientes de irregularidad en planta. Fuente: NEC-SE-DS 2015.....	23
Tabla 15 Coeficientes de irregularidad en elevación. Fuente: NEC-SE-DS 2015. ....	24
Tabla 16 Control de daños y niveles de desempeño para edificios. Fuente: NEC-SE-RE 2015. ....	27
Tabla 17 Objetivos de Rehabilitación. Fuente: NEC-SE-RE 2015. ....	28
Tabla 18 Detalle y ubicación de las varillas de refuerzo en las columnas de planta baja y 3er piso. Fuente: Relevamiento Estructural por parte del laboratorio y suelos de la UCSG. ....	32

Tabla 19 Obtención del valor de Z. ....	34
Tabla 20 Determinación del peligro sísmico. ....	34
Tabla 21 Obtención del tipo de suelo de sitio de emplazamiento de la edificación. ....	36
Tabla 22 Obtención del coeficiente Fa. ....	37
Tabla 23 Obtención del coeficiente Fd. ....	37
Tabla 24 Obtención del coeficiente Fs.....	38
Tabla 25 Selección del coeficiente Ct y $\alpha$ según el tipo de estructura para el cálculo del periodo de vibración.....	39
Tabla 26 Cálculo obtenida a partir de los datos encontrados, para la construcción del espectro de diseño de 475 años. Realizado por Kevin Corral. ....	39
Tabla 27 Obtención del coeficiente de importancia. ....	40
Tabla 28 Configuraciones estructurales no recomendadas. ....	41
Tabla 29 Determinación del coeficiente de irregularidad en planta. ....	42
Tabla 30 Determinación del coeficiente de irregularidad en elevación.....	43
Tabla 31 Cálculo del Coeficiente de cortante basal. Realizado por Kevin Corral. ....	43
Tabla 32 Niveles de amenaza sísmica para realizar los espectro de respuesta de 72, 225 y 2500 años. ....	50
Tabla 33 Resultados de las derivas para un espectro de respuesta con Tr= 72años. Realizado por Kevin Corral. ....	55
Tabla 34 Tabla 32 Resultados de las derivas para un espectro de respuesta con Tr= 225 años. Realizado por Kevin Corral. ....	56
Tabla 35 Tabla 32 Resultados de las derivas para un espectro de respuesta con Tr= 475 años. Realizado por Kevin Corral. ....	57
Tabla 36 Tabla 32 Resultados de las derivas para un espectro de respuesta con Tr= 2500 años. Realizado por Kevin Corral. ....	58

## RESUMEN

En el presente trabajo se realizó un estudio de Riesgo Sísmico, Evaluación y Rehabilitación del edificio principal de la Universidad Católica Santiago de Guayaquil, ya que dicha estructura cuenta con más de 50 años de construcción; y en la Norma Ecuatoriana de la Construcción en el código NEC-SE-RE, nos exige dicho estudio. Este estudio nos dará como resultado si la edificación puede seguir dando servicios en las mismas condiciones de su construcción original o deberá ser reforzado para que cumpla con los actuales requerimientos sismo resistentes dispuestos por la NEC-2015.

Para este estudio se utilizaron funciones de vulnerabilidad o fragilidad, que relacionan probabilísticamente una medida de intensidad sísmica con una medida de daño en la edificación. El código NEC-SE-RE nos muestra sobre distintos niveles de estudio para la edificación y serán evaluados para los distintos niveles de desempeño.

Toda esta información obtenida será integrada al programa de Etabs, para así obtener los resultados requeridos para saber si se necesita o no reforzamiento según lo estipulado por la NEC 15.

**Palabras Claves:** Riesgo Sísmico, Rehabilitación, Vulnerabilidad, Fragilidad, Etabs, Reforzamiento.

## **ABSTRACT**

In the present work, a study of Seismic Risk, Evaluation and Rehabilitation of the main building of the Santiago de Guayaquil Catholic University was carried out, since said structure has more than 50 years of construction; and in the Ecuadorian Construction Standard in the NEC-SE-RE code, this study is required. This study will give us the result of whether the building can continue to provide services in the same conditions as its original construction or should be reinforced to meet the current earthquake resistant requirements established by NEC-2015.

For this study, vulnerability or fragility functions were used, which probabilistically relate a measure of seismic intensity with a measure of damage to the building. The NEC-SE-RE code shows us about different levels of study for the building and will be evaluated for the different levels of performance.

All this information obtained will be integrated into the Etabs program, in order to obtain the results required to know if reinforcement is needed or not, as stipulated by NEC 15.

**Keywords:** Sismic Risk, Rehabilitation, Vulnerability, Fragility, Etabs, Reinforcement.

## **1. Introducción**

### **1.2. Antecedentes**

El 17 de mayo de 1962 se reconoce como la fecha cuando el Gobierno Nacional dio la autorización para el funcionamiento de la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil, siendo para ese periodo el presidente el Dr. Carlos Julio Arosemena Monroy y el ministro de Educación el Dr. Gonzalo Abad Grijalva (Sánchez, La Universidad Católica fue la primera academia privada en Guayaquil, 2015).

Así fue como esta prestigiosa universidad se convirtió en la primera universidad privada de la ciudad de Guayaquil y la tercera general, ya que le antecedieron dos universidades estatales como la Universidad de Guayaquil, fundada en el año de 1868 y la Escuela Superior Politécnica del Litoral, creada en 1958, en la presidencia del Dr. Camilo Ponce Enríquez (Sánchez, La Universidad Católica fue la primera academia privada en Guayaquil, 2015).

El *modus vivendi* entre el Ecuador y el Vaticano se celebra en 1938, año en el que se dio la posibilidad de que la Iglesia pudiera fundar centros de enseñanza superior. Fue de este modo que se puso fin a varios años de divergencias que habían afectado a las relaciones entre la Iglesia y el Estado (Sánchez, La Universidad Católica fue la primera academia privada en Guayaquil, 2015).

La primera Universidad Católica fue fundada en Quito en el año de 1946, durante el segundo gobierno del Dr. José María Velasco Ibarra, mientras que, en Guayaquil, tardó algunos años más, dado que, a comienzo de la década de los 40, se suscitaron muchas eventualidades que bloquearon el paso de la Juventud Universitaria Católica, grupo que propulsó establecer una universidad católica en la ciudad mencionada (Sánchez, 2015).

Estas eventualidades presentadas iban desde obstáculos por parte de orden político, así como por parte de orden económico y dados estos acontecimientos no se pudieron llevar a cabo la construcción de esta universidad en aquellos años (Sanchez, 2020).

Gracias a la celebración del Tercer Congreso Eucarístico Nacional en Guayaquil, ejecutado en el año de 1958, se pudo dar a conocer un precedente importante para la creación de la Universidad Católica, sobre todo porque meses previos a la realización del evento, se

registró un masivo fervor religioso desarrollado el 30 de septiembre, donde participaron un aproximado de 50.000 personas, quienes mostraron a Guayaquil no solo como una ciudad liberal en ideología política, sino que también, como una ciudad de indiscutible fe católica que puede superar cualquier prejuicio (Sánchez, 2015).

A partir del éxito que se caracterizó en el congreso, se consolidó la iniciativa de construir la universidad dentro la ciudad de Guayaquil. Además, se situaron profesionales con una trayectoria bastante reconocida en cuanto a la convicción cristiana, la cual fue liderada por el Dr. José Santiago Castillo (Sanchez, 2020).

El monseñor Cesar Antonio Mosquera Corral, arzobispo de la diócesis, no desaprovechó la oportunidad del saldo económico que se obtuvo durante el congreso eucarístico, pues lo utilizó para financiar la primera parte del proyecto, en donde se gestionó la autorización ante el responsable en el Vaticano de las universidades y centros de estudios superiores, el cardenal monseñor Giuseppe Pizzardo (Sanchez, 2020).

Para ese tiempo, se encontraba en el puesto de la presidencia de la República el Dr. Carlos Julio Arosemena Monroy, cuyas convicciones se direccionaban hacia el liberalismo, pero de formación católica y por supuesto, con un amplio criterio en referencia a la libertad de estudios. Familiares cercanos como sus hermanas y madre, doña Laura Monroy de Arosemena, se identificaron rápidamente con trabajadores encargados del proyecto de creación de la Universidad Católica (Sánchez, 2018).

Uno de los primeros asuntos que debían resolverse era quien estaría a cargo de la universidad, así como donde se dictarían las clases. Para algunas personas resultaba más factible que esto debía confiarse a la Compañía de Jesús, por la capacidad de los jesuitas en el campo educativo, pero la congregación, decidió optar por una administración compartida, donde se incluían tanto a las órdenes religiosas que deseaban colaborar, así como a los laicos comprometidos, pues afirmaba que era lo mejor para la universidad. La estructuración de la institución fue encabezada por el padre José Joaquín Flor Vásconez (Sánchez, 2018).

El padre Flor con su grupo trabajó en el borrador del estatuto y en el diseño de los programas de estudios. Mientras tanto, los promotores y las autoridades religiosas se encargaron de recopilar los contactos respectivos con las autoridades del Gobierno y así lograr la aprobación legal del centro académico (Sánchez, 2015).

Para el 3 de mayo un grupo de ciudadanos católicos, los promotores, se reunieron en el palacio arzobispal. En donde fue indispensable contar con un cuerpo dirigente de la universidad bien estructurado, con la finalidad de impulsar las gestiones ante las autoridades.

El gran canciller designado en esta estructura fue el monseñor César Antonio Mosquera y para el puesto de rector magnífico se contó con el apoyo del Dr. Leonidas Ortega Moreira, quien, a más de encontrarse dentro de los integrantes del grupo de los promotores, desempeñaba como catedrático de la Universidad de Guayaquil y había sido en años anteriores, ministro de Educación (Sánchez, 2015).

El 17 de mayo, después de llevarse a cabo aceleradas diligencias, se expidió el acuerdo ministerial que autorizaba el funcionamiento de la universidad, donde se dio la apertura de tres facultades, las de Filosofía, Jurisprudencia e Ingeniería (Sanchez, 2020).

El lema escogido, basado por el acuerdo a los principios católicos, fue el de Ciencia y Fe, lema que resume el derrotero de la institución, entendiéndose como la unión entre la preparación científica con la preparación de ciudadanos socialmente responsables y solidarios (Sanchez, 2020).

La universidad inicia sus actividades el viernes 8 de junio de 1962, en el local del colegio nocturno 20 de abril, ubicado en Eloy Alfaro 503 y Manabí, contiguo a la iglesia San José. La universidad contó a sus inicios con un total de 150 alumnos, y con jornada diurna (Sanchez, 2020).

Durante el año de 1964, existieron intervenciones del arzobispo de Boston, el cardenal Richard Cushing. El arzobispo hizo un alto en sus tareas del Concilio Vaticano II, para una gira por Sudamérica, incluido Ecuador. Gracias a que los fines de la gira consistía en revisar los proyectos sociales y educativos de la organización religiosa Sociedad de Misioneros de Santiago Apóstol, terminó conociendo el plan de desarrollo de la universidad (Sanchez, 2020).

Este plan fue dado a conocer por el rector magnífico de la época, el Dr. Leonidas Ortega y le bastó una sola explicación al cardenal, para que este decidiera apoyar con 3 millones de sucre. La aportación más un préstamo hipotecario de 5 millones de sucres, permitieron empezar con los trabajos de construcción (Sanchez, 2020).

El diseño arquitectónico de esta edificación fue dado por el Arq. Alamiro González Valdebenito, y la construcción de dicha estructura se ejecutó el 16 de enero de 1965 por parte del Ing. Walter Camacho Navarro, en sociedad con la Constructora Guayaquil.

El edificio principal originalmente tuvo más de 100 metros de largo y 12 de fondo, en un área total de 3600 metros cuadrados. Dicha área fue distribuida para 30 aulas cuya capacidad era de 100 estudiantes dentro de cada una (Sanchez, 2020).

Sumada a las aulas, también se registraron las construcciones de los locales para las oficinas administrativas y un oratorio, en donde de manera diaria, se realizaban los servicios religiosos presididos por el capellán P. José Cifuentes Romero, designado por insinuación del P. José Reig Satorres, primer decano de Estudios y Disciplina.

El fiscalizador fue el ingeniero Francisco Amador Ycaza, mientras que el profesor Arturo Rossi Ríos, se encargó de los cálculos necesarios para la infraestructura en construcción.

La inauguración solemne se dio el 14 de mayo de 1966, donde se enmarcó el acto en un ritual imponente que se desarrolló dentro de un marco consagrado por la presencia de Dios y de su Iglesia, la unción de los testigos, así como también, se contó con la presencia inminente de autoridades civiles y eclesiásticas y, por supuesto, la de los miembros de la comunidad educativa (Sanchez, 2020).

Finalmente, las instalaciones son trasladadas en su totalidad en el año de 1967, al campus construido a la altura del kilómetro 1,5 de la avenida Carlos Julio Arosemena Tola, donde los terrenos de la universidad tenían aproximadamente 12 hectáreas (Sánchez, 2018).



*Ilustración 1 Foto del proceso de construcción del Edificio principal de la UCSG.*



*Ilustración 2 Foto del Edificio principal de la UCSG tomada por el Ing. Walter Mera en el 2013.*

### **1.3. Justificación**

La vulnerabilidad al daño de muchas edificaciones que tienen un alto grado de exposición de peligro sísmico solo por estar situadas en ciudades grandes como Quito, Guayaquil y todas las ciudades costeras o de aquellas que no han sido diseñadas apropiadamente, también las que están consideradas dentro los códigos de la construcción, deben ser evaluadas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015, que en su Capítulo de Riesgo Sísmico, Evaluación y Rehabilitación de Estructuras (Código NEC-SE-RE), ordena que los edificios que han cumplido más de 50 años de construidos, deben ser analizados para determinar si pueden seguir prestando servicios en las mismas condiciones de su construcción original o deben ser reforzados para incrementar su sismo resistencia.

En el caso del Edificio Principal de la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil (UCSG), fue construido hace más de 50 años y es necesario realizar su Estudio de Riesgo Sísmico, Evaluación y Rehabilitación, a fin de determinar si el edificio requiere de reforzamiento para que cumpla con los actuales requerimientos sismo resistentes dispuestos por la NEC-2015.

## **1.4. Objetivos**

### **1.4.1. Objetivo general**

- Determinar el Riesgo Sísmico del Edificio Principal de la UCSG, para un escenario sísmico que corresponda al sismo de diseño especificado en el Capítulo de Peligro Sísmico y Diseño Sismo resistente de la Norma NEC-2015 (Código NEC-SE-DS).

### **1.4.2. Objetivos Específicos**

- Evaluar la sismo-resistencia actual del edificio, para compararla con los requisitos sismo-resistentes establecidos por los Capítulos de la Norma NEC-2015 y determinar si es necesario o no su reforzamiento.
- Establecer el mejor método de rehabilitación o reforzamiento del Edificio Principal de la UCSG, a fin de que cumpla con los requisitos sismo-resistentes de la Norma NEC-2015

## **1.5. Metodología**

Se usará la metodología establecida por el Capítulo de Riesgo Sísmico, Evaluación y Rehabilitación de Estructuras (Código NEC-SE-RE). Dicho capítulo nos indica que el Riesgo Sísmico es la combinación de 3 factores: a) Peligro Sísmico, b) Nivel de exposición y c) Vulnerabilidad al daño de las edificaciones.

El análisis de vulnerabilidad se realiza a través de funciones de vulnerabilidad o fragilidad, que relacionan probabilísticamente una medida de intensidad sísmica con una medida de daño en la edificación. En muchos casos las funciones de vulnerabilidad también incorporan las consecuencias del daño en términos de pérdidas humanas y materiales.

Un caso crítico es el de las edificaciones llamadas esenciales y las de ocupación especial, que no pueden descansar de sus actividades luego de un sismo, sobre todo cuando dicho desastre natural ha causado el colapso de edificaciones, heridos, muerte, etc.

En cuanto se tenga una mejor estimación del riesgo sísmico, es fundamental para minimizar la pérdida de vida, daño a la propiedad, el trastorno social y económico debido a los sismos.

Dentro de este estudio se recabará la información disponible referente al suelo y a la estructura (estudios, memorias de cálculo y diseño, planos arquitectónicos y estructurales).

Con dicha información se verificará el desempeño estructural de la edificación durante el sismo de diseño especificado en la Norma NEC-2015, estableciendo el nivel de Riesgo Sísmico de la estructura.

Para el efecto, se usarán las cargas y combinaciones de cargas establecidas en la norma (carga muerta, viva y sísmica), así como modelos computacionales para el análisis estructural.

Se establecerán los objetivos de la rehabilitación: Niveles de Desempeño, Niveles de Amenaza Sísmica y Definición de los Objetivos de Rehabilitación.

Se establecerán las estrategias de Rehabilitación Sísmica, determinando el mejor método de reforzamiento a utilizar en el caso de que sea necesario.

## **1.6. Simbología**

**Tr:** Periodo de retorno de un sismo.

**D:** Carga muerta total de la estructura.

**L:** Sobrecarga (carga viva).

**Li:** Carga viva del piso i

**E:** Efectos de las fuerzas sísmicas.

**$\eta$ :** Razón entre la aceleración espectral  $S_a$  ( $T = 0.1$  s) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.

**Sa:** Espectro de respuesta elástico de aceleraciones. Depende del periodo o modo de vibración de la estructura.

**Fa:** Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos en sitio.

**Fd:** Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos en sitio.

**Fs:** Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

**T:** Periodo fundamental de vibración de la estructura.

**To:** Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

**Tc:** Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

**Z:** Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad  $g$ .

**r:** Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

**Ct:** Coeficiente que depende del tipo de edificio.

**hn:** Altura máxima de la edificación de  $n$  pisos, medida desde la base de la estructura en metros.

**T:** Periodo de la vibración.

**$\phi_P$  y  $\phi_E$ :** coeficientes de configuración en planta y elevación.

**I:** Coeficiente de importancia.

**R:** factor de reducción de resistencia sísmica.

**W:** carga sísmica reactiva.

**Cs:** Coeficiente de cortante basal

**V:** Cortante basal total de diseño

## **2. Marco teórico.**

El capítulo de Riesgo Sísmico, Evaluación y Rehabilitación de estructuras, nos indica que existen 5 ejes, de naturalezas y alcances distintos (MIDUVI, 2014). Estos son:

- 1. Verificación del desempeño sísmico de estructuras**
- 2. Rehabilitación Sísmica**
- 3. Evaluación del riesgo sísmico en edificios**
- 4. Evaluación del riesgo sísmico a nivel nacional, regional y urbano**
- 5. Inspección y evaluación rápida**

### **2.1. Verificación del desempeño sísmico de estructuras.**

#### **2.1.1. Desempeño Estructural.**

En la verificación del desempeño sísmico se aplicará un procedimiento no lineal.

Se verificará el cumplimiento de los siguientes objetivos de desempeño:

- **Estructuras esenciales**
  - Seguridad de vida ante amenaza sísmica con  $T_r = 475$  años.
  - Prevención de colapso ante amenaza sísmica con  $T_r = 2500$  años.
- **Estructuras de ocupación especial**
  - Prevención de colapso ante amenaza sísmica con  $T_r = 2500$  años.

#### **2.1.2. Memoria de diseño.**

Dentro la memoria de diseño debe incluir:

- Una descripción del modelo no-lineal generado.
- Las propiedades de los materiales utilizados.
- Las curvas momento-curvatura, momento-rotación o modelos histéreticos utilizados.
- Las acciones gravitacionales y sísmicas.
- El proceso de análisis, los criterios de aceptación y su cumplimiento.

## **2.2. Rehabilitación sísmica.**

### **2.2.1. Etapas del proceso de rehabilitación sísmica.**

La ejecución de un estudio de rehabilitación debe contener al menos lo siguiente:

- Definición del objetivo de rehabilitación.
- Selección de estrategias de rehabilitación.
- Levantamiento de información y ensayos.
- Modelación, análisis y criterios de aceptación.
- Diseño y rehabilitación.

### **2.3. Cargas y combinaciones de cargas.**

Para efectos de rehabilitación, las acciones gravitacionales y sísmicas se combinan de manera distinta a la utilizada en el diseño (MIDUVI, 2014). De entre las dos combinaciones que se presentan a continuación, aquella que cause el efecto más desfavorable en la estructura deberá ser utilizada:

$$- \mathbf{1.1 (D + 0.25L) + E}$$

$$- \mathbf{0.9 (D + 0.25L) + E}$$

## **2.4. Determinación de las cargas sísmicas.**

Para el cálculo las fuerzas sísmicas E de acuerdo con las secciones 3.3 y 3.4 de la NEC-SE-DS, se estipula lo siguiente:

### **2.4.1. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.**

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones  $S_a$ , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad para el nivel del sismo de diseño, se proporciona en la siguiente figura, junto con los siguientes valores (MIDUVI, 2014).

#### **2.4.1.1. Factor $\eta$ .**

Este factor relaciona la aceleración espectral a  $T=0.1\text{seg}$  con el PGA para el periodo de retorno de estudio (MIDUVI, 2014).

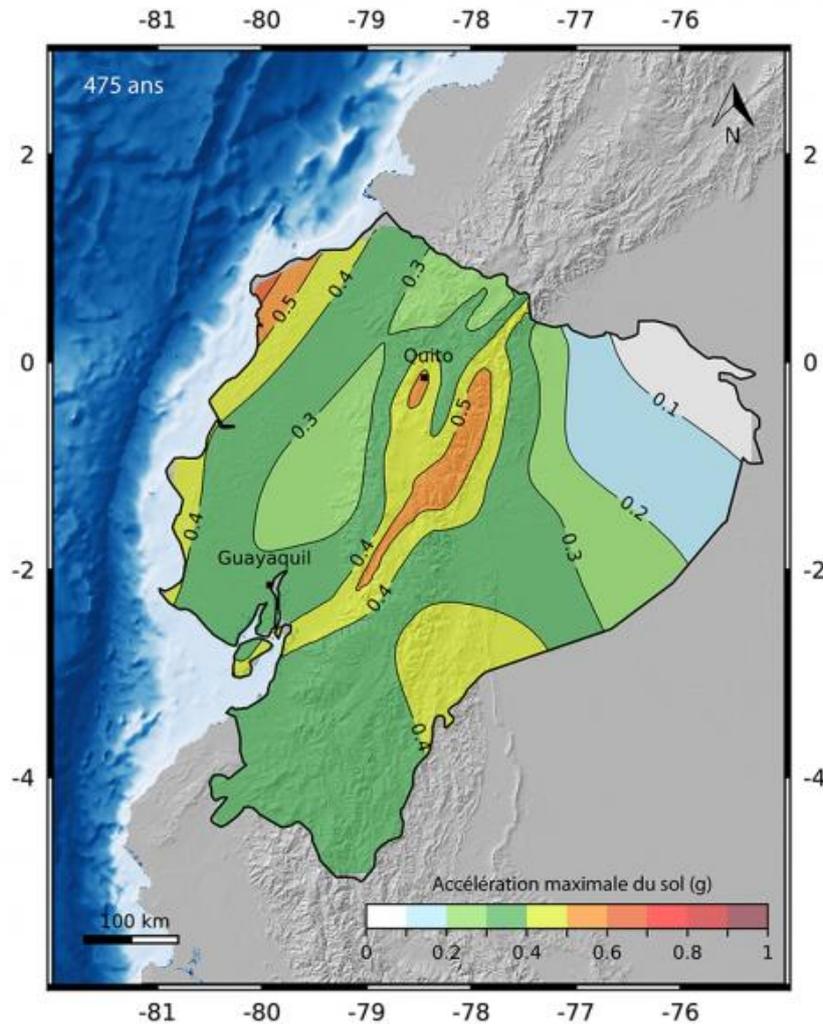
$\eta=1.80$ : Provincias de la costa (Excepto Esmeraldas)

$\eta=2.48$ : Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

$\eta=2.60$ : Provincias del Oriente

### 2.4.1.2. El factor de zona sísmica Z.

El sitio donde se construirá o está construido la estructura lo determinará una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor de zona Z, de acuerdo a la siguiente figura (MIDUVI, 2014).



*Ilustración 3 Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor Z.*

El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (periodo de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI, como se muestra en la siguiente tabla (MIDUVI, 2014).

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.50$
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Tabla 1 Tabla valores de factor Z en función de la zona sísmica adoptada. Fuente: NEC-SE-DS 2015.

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
LA PUNTILLA	SAMBORONDON	SAMBORONDON	GUAYAS	0.40
LAUREL	JUNQUILLAL	SALITRE	GUAYAS	0.40
LAUREL	LAUREL	DAULE	GUAYAS	0.40
PUEBLO NUEVO	SIMON BOLIVAR	SIMON BOLIVAR	GUAYAS	0.50
SIMON BOLIVAR	SIMON BOLIVAR	SIMON BOLIVAR	GUAYAS	0.50
KILOMETRO VEINTE Y SEIS	VIRGEN DE FATIMA	SAN JACINTO DE YAGUACHI	GUAYAS	0.35
ELOY ALFARO	ELOY ALFARO (DURAN)	DURAN	GUAYAS	0.40
GUAYAQUIL	GUAYAQUIL	GUAYAQUIL	GUAYAS	0.40
CARPUELA	AMBUQUI	IBARRA	IMBABURA	0.40
CHALGUAYACU	PIMAMPIRO	PIMAMPIRO	IMBABURA	0.40
PIMAMPIRO	PIMAMPIRO	PIMAMPIRO	IMBABURA	0.40
MARIANO ACOSTA	MARIANO ACOSTA	PIMAMPIRO	IMBABURA	0.40

Tabla 2 Tabla de poblaciones ecuatorianas, con su respectivo valor de Z. Fuente: NEC-SE-DS 2015.

En la tabla se puede visualizar que el factor Z para la ciudad de Guayaquil es de 0.4g, es decir, que el peligro sísmico es alto.

### 2.4.1.3. Curvas de peligro Sísmico.

Para el diseño de estructuras de ocupación especial, estructuras esenciales, puentes, obras portuarias y otras estructuras diferentes a las de edificación; es necesario utilizar diferentes niveles de peligro sísmico con el fin de verificar el cumplimiento de diferentes niveles de desempeño, de acuerdo con lo estipulado en la siguiente tabla (MIDUVI, 2014).

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de retorno $T_r$ (años)	Tasa anual de excedencia ( $1/T_r$ )
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro (extremo)	2%	2500	0.00040

Tabla 3 Niveles de amenaza sísmica. Fuente: NEC-SE-RE 2015.

Para definir los diferentes niveles de aceleración sísmica esperada en roca, se proporcionan las curvas de peligro sísmico probabilista para cada capital de provincia, en donde se relaciona el valor de la aceleración sísmica del terreno PGA con un nivel de probabilidad anual de excedencia, para la cual se utilizará las curvas de peligro sísmico de Guayaquil (MIDUVI, 2014).

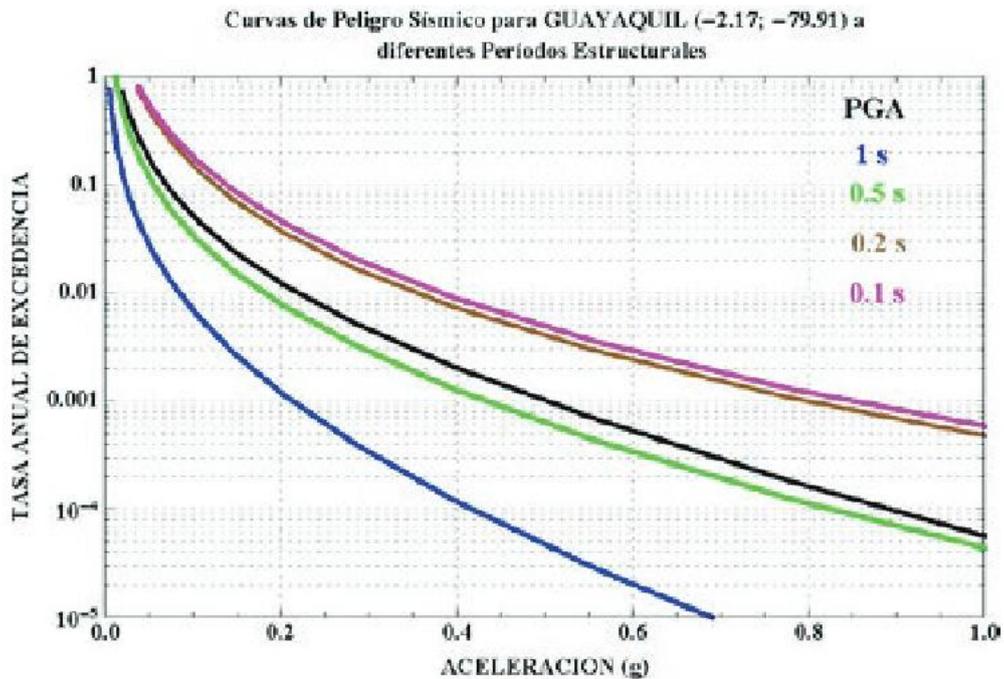


Ilustración 4 Curvas de peligro sísmico, Guayaquil. Fuente: NEC-SE-DS 2015.

### 2.4.1.4. El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura.

En la Norma Ecuatoriana de la Construcción en el código NEC-SE-DS en la sección 3.2.1. se especifica que existe seis tipos de perfil de suelo.

Los parámetros mostrados en la siguiente tabla son utilizados en la clasificación dentro de los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A, B, C, D y E. Para el perfil tipo F se aplican otros criterios (MIDUVI, 2014).

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500$ m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760$ m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ kPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360$ m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100$ kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 60$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensibles, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia $\alpha$ ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.		

Tabla 4 Tipos de suelos del sitio de emplazamiento de la estructura. Fuente: NEC-SE-RE 2015.

### 2.4.1.5. La consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo Fa, Fd, Fs.

Conociendo el valor de “Z” y el perfil de suelo se procede a obtener los coeficientes de amplificación del suelo Fa, Fd y Fs.

En el código NEC-SE-DS de la Norma Ecuatoriana de la Construcción en la sección 3.2.2. nos indica lo siguiente:

#### Fa (Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto)

En la siguiente tabla se presentan los valores del coeficiente Fa que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase <b>Tabla 2</b> : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección <b>10.5.4</b>					

Tabla 5 Fa (Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto). Fuente: NEC-SE-DS 2015.

#### Fd (Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos)

En la siguiente tabla se presentan los valores del coeficiente Fd que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (MIDUVI, 2014).

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase <b>Tabla 2</b> : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla 6 Fd (Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos). Fuente: NEC-SE-DS 2015.

### Fs (Comportamiento no lineal de los suelos)

En la siguiente tabla se presentan los valores de Fs que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos (MIDUVI, 2014).

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase <b>Tabla 2</b> : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla 7 Fs (Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos). Fuente: NEC-SE-DS 2015.

### 2.4.1.6. Espectro de respuesta elástico de aceleraciones según la Norma Ecuatoriana de la Construcción en el código NEC-SE-DS.

Ya obtenidos los valores “Z”, el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura y los coeficientes de amplificación del suelo Fa, Fd y Fs. Se procede a realizar el espectro de respuesta elástica de aceleraciones Sa (MIDUVI, 2014).

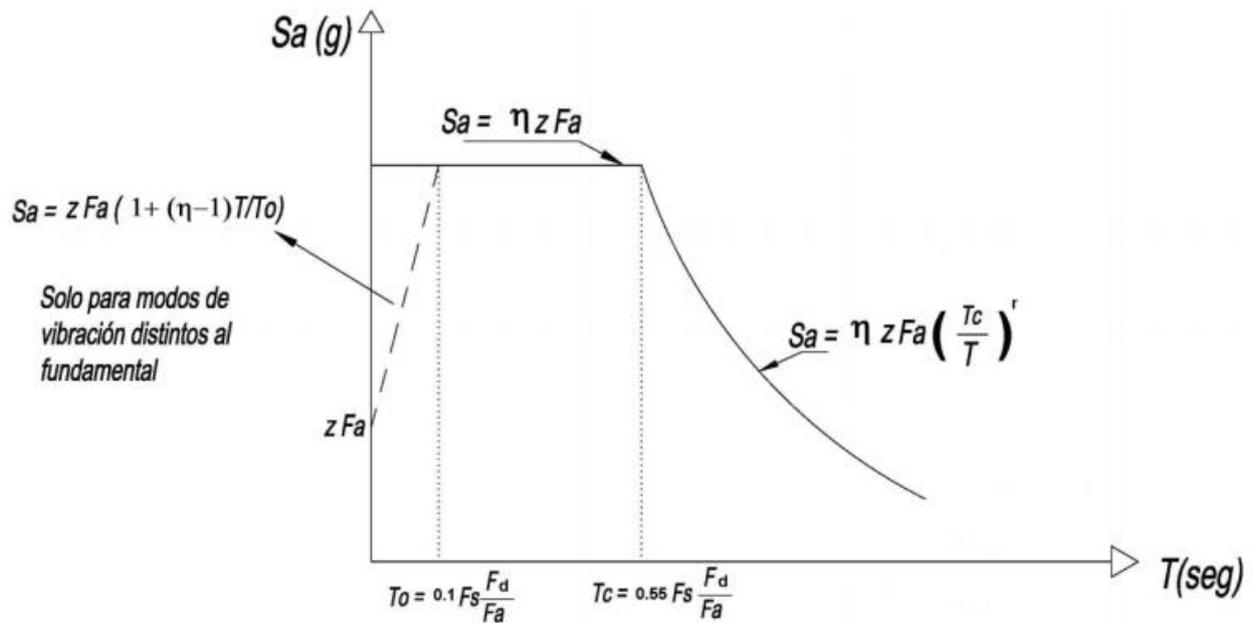


Ilustración 5 Espectro de respuesta elástico de aceleraciones. Fuente: NEC-SE-DS 2015.

$$S_a = Z * F_a \quad \text{para } T=0 \quad (1)$$

$$S_a = Z * F_a * (1 + (\eta - 1) * (\frac{T}{T_0})) \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad (2)$$

$$S_a = \eta * Z * F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad (3)$$

$$S_a = \eta * Z * F_a * (\frac{T_c}{T})^r \quad \text{para } T > T_c \quad (4)$$

$$T_0 = 0.1 * F_s * (\frac{F_d}{F_a}) \quad (5)$$

$$T_c = 0.55 * F_s * (\frac{F_d}{F_a}) \quad (6)$$

r = 1 para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E.

r = 1.5 para tipo de suelo E.

### 2.4.1.7. Periodo de vibración.

El periodo de vibración aproximativo de la estructura  $T$  obtenido al utilizar los 2 métodos, es una estimación inicial razonable del periodo estructural que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura.

$$T = C_t * h n^\alpha$$

Tipo de estructura	$C_t$	$\alpha$
<b>Estructuras de acero</b>		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
<b>Pórticos especiales de hormigón armado</b>		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Tabla 8 Selección del coeficiente  $C_t$  y  $\alpha$  según el tipo de estructura para el cálculo del periodo de vibración.  
Fuente: NEC-SE-DS 2015.

### 2.4.2. Fuerza lateral (cortante basal).

El cortante basal total de diseño  $V$ , a nivel de cargas ultimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante las expresiones:

$$V = C_s * W$$

$$C_s = \frac{I * S_a(Ta)}{R * \phi_P * \phi_E}$$

#### 2.4.2.1. Categoría de edificio y coeficiente de importancia $I$ .

El propósito del factor  $I$  es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño (MIDUVI, 2014).

**Nota:** al determinar las fuerzas a partir de las curvas de peligro sísmico, dichas fuerzas no requieren ser modificadas por el factor de importancia  $I$ .

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
<b>Edificaciones esenciales</b>	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
<b>Estructuras de ocupación especial</b>	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
<b>Otras estructuras</b>	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Tabla 9 Tipo de uso, categoría e importancia de la estructura. Fuente: NEC-SE-DS 2015.

#### 2.4.2.2. Factor de reducción de resistencia sísmica R.

En la NEC-15 en el código NEC-SE-DS en la sección 6.3.4.

**Literal b.** Definición del factor R en el marco de la NEC.

Nos dice que el factor R permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rotulas plásticas (MIDUVI, 2014).

**Literal c.** Criterios de definición de R.

Los factores de resistencia R dependen realmente de algunas variables, tales como:

- Tipo de estructura
- Tipo de suelo
- Periodo de vibración considerado
- Factores de ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones limite.

**Literal d.** Grupos estructurales de acuerdo con R.

Se seleccionará uno de los dos grupos estructurales siguientes, a utilizarse para la edificación:

- Sistemas estructurales dúctiles.
- Sistemas estructurales de ductilidad limitada.

Para estos grupos estructurales existen tablas que contienen los diferentes sistemas de estructuras con su respectivo valor de R las cuales se mostraran a continuación (MIDUVI, 2014).

<b>Sistemas Estructurales Dúctiles</b>	<b>R</b>
<b>Sistemas Duales</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8

*Tabla 10 Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles. Fuente: NEC-SE-DS 2015.*

Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
<b>Otros sistemas estructurales para edificaciones</b>	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

*Tabla 11 Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles. Fuente: NEC-SE-DS 2015.*

Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada		R
<b>Pórticos resistentes a momento</b>		
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la <a href="#">NEC-SE-HM</a> , limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.		3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la <a href="#">NEC-SE-HM</a> con armadura electrosoldada de alta resistencia		2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.		2.5
<b>Muros estructurales portantes</b>		
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.		1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.		3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.		3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.		3

Tabla 12 Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada. Fuente NEC-SE-DS 2015.

### 2.4.2.3. Obtención de los coeficientes $\phi_P$ y $\phi_E$ .

#### Regularidad/configuración estructural (Sección 5.2. del código NEC-SE-DS)

##### Configuración estructural

##### Configuraciones a privilegiar

Se muestran una configuración estructural simple y regular para lograr un adecuado desempeño sísmico (MIDUVI, 2014).

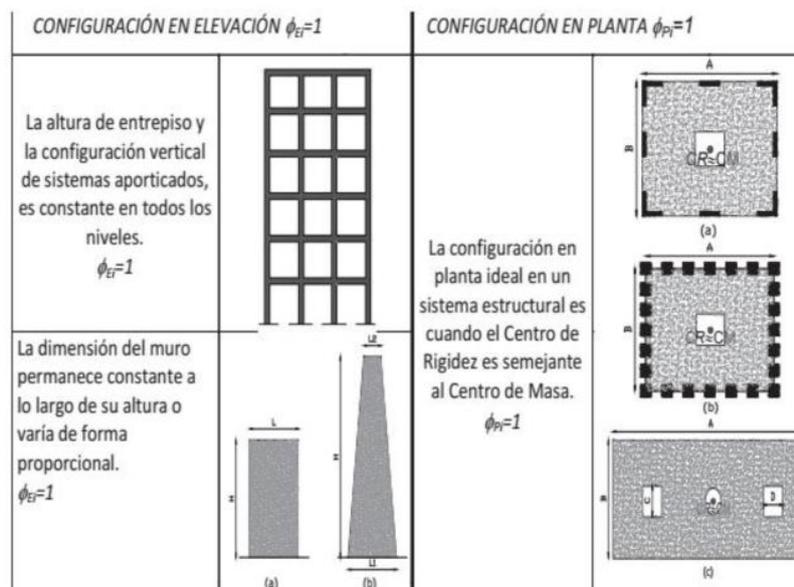


Tabla 13 Configuraciones estructurales recomendadas. Fuente: NEC-SE-DS 2015.

## Configuraciones más complejas

Su configuración estructural tiene cambios abruptos en rigidez y resistencia, deben evitarse con el fin de impedir acumulación de daño en algunos componentes para que no provoquen una reducción de la ductilidad global del sistema y por lo tanto no se recomiendan (MIDUVI, 2014).

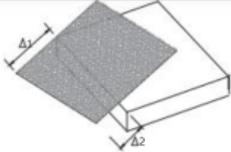
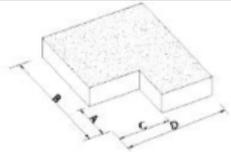
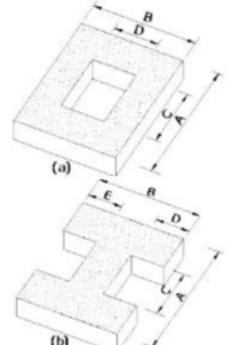
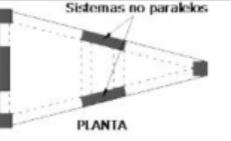
<p><b>Tipo 1 - Irregularidad torsional</b>  <math>\phi_{rt}=0.9</math>  <math>\Delta &gt; 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}</math></p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p><b>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas</b> <math>\phi_{rt}=0.9</math>  <math>A &gt; 0.15B</math> y <math>C &gt; 0.15D</math></p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p><b>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso</b>  <math>\phi_{rt}=0.9</math>  a) <math>C \times D &gt; 0.5A \times B</math>  b) <math>[C \times D + C \times E] &gt; 0.5A \times B</math></p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p><b>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos</b>  <math>\phi_{rt}=0.9</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Tabla 14 Coeficientes de irregularidad en planta. Fuente: NEC-SE-DS 2015.

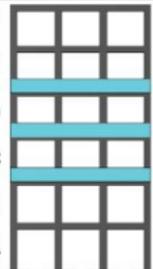
<p><b>Tipo 1 - Piso flexible</b>  <math>\phi_{E1}=0.9</math>  Rigidez <math>K_c &lt; 0.70</math> Rigidez <math>K_D</math>  Rigidez <math>&lt; 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p><b>Tipo 2 - Distribución de masa</b>  <math>\phi_{E2}=0.9</math>  <math>m_D &gt; 1.50 m_E</math> ó  <math>m_D &gt; 1.50 m_C</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p><b>Tipo 3 - Irregularidad geométrica</b>  <math>\phi_{E3}=0.9</math>  <math>a &gt; 1.3 b</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Tabla 15 Coeficientes de irregularidad en elevación. Fuente: NEC-SE-DS 2015.

### 2.4.3. Modelación estructural.

#### 2.4.3.1. Generalidades.

El modelo matemático de la estructura incluirá:

- Todos los elementos que conforman el sistema estructural resistente.
- Su distribución espacial de masas y rigideces.

La aproximación debe ser capaz de capturar las características más significativas del comportamiento dinámico (MIDUVI, 2014).

Para el análisis dinámico de estructuras irregulares se utilizará un modelo tridimensional.

#### 2.4.3.2. Inercia de las secciones agrietadas.

Para el caso de estructuras de hormigón armado y de mampostería, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas

de los elementos estructurales, de similar forma a la descrita para el procedimiento de cálculo estático de fuerzas sísmicas.

### **Estructuras de hormigón armado**

- 0.5  $I_g$  para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable).
- 0.8  $I_g$  para columnas.
- 0.6  $I_g$  para muros estructurales:
  - Para estructuras sin subsuelos, se aplicarán únicamente en los dos primeros pisos de la edificación
  - Para estructuras con subsuelos, se aplicarán en los dos primeros pisos y en el primer subsuelo
  - En ningún caso se aplicarán en una altura menor que la longitud en planta del muro
  - Para el resto de pisos la inercia agrietada del muro estructural puede considerarse igual a la inercia no agrietada (MIDUVI, 2014).

### **Estructuras de mampostería**

El valor de la inercia agrietada será de:

- 0.5  $I_g$  para muros con relación altura total/longitud mayor que 3
- Para muros con relación altura/longitud menor a 1.5, no se necesita utilizar valores de inercia agrietada
- Para muros con relación altura/longitud entre 1.5 y 3, puede obtenerse el factor multiplicativo de  $I_g$  por interpolación, entre 1 y 0.5.

#### **2.4.4. Carga sísmica reactiva W.**

La carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo.

Independientemente del método de análisis, se usará la siguiente carga sísmica reactiva W.

#### **Caso general**

$$W=D$$

#### **Casos especiales: bodegas y almacenaje**

$$W=D+0.25L_i$$

## **2.5. Métodos de análisis para el DBF.**

El DBF presentará la misma metodología general para los 3 métodos de análisis:

- Estático (1)
- Análisis dinámicos
  - Análisis dinámico espectral (2)
  - Análisis dinámico paso a paso en el tiempo (3)

En consecuencia, se determinará el espectro de diseño en aceleración  $S_a(T)$  a partir del PGA (aceleración sísmica máxima en el terreno).

Los métodos estáticos lineal y pseudo-dinámico son ambos obligatorios para todo tipo de estructuras, con excepción de las estructuras totalmente regulares (MIDUVI, 2014).

### **2.5.1. Procedimiento estático.**

Condiciones de aplicación: se aplicará como mínimo el método estático para todo tipo de estructura.

El factor  $Z$  el cual ya mencionamos al principio del trabajo será utilizado para definir el PGA, y por ende el espectro de aceleración  $S_a(T)$ .

### **2.5.2. Procedimientos dinámicos de cálculo de las fuerzas sísmicas.**

Estos métodos se aplicarán para todo tipo de estructura (con excepción de las estructuras totalmente regulares).

El diseñador podrá utilizar los 2 siguientes métodos:

- Análisis Espectral: se usará el espectro sísmico de respuesta elástico en aceleraciones, o se construirá el espectro mediante las curvas de peligro sísmico. Se aplicará obligatoriamente este método para todo tipo de estructuras irregulares.
- Análisis paso a paso en el tiempo: se usarán acelerogramas para el sitio específico que sean representativos de los terremotos reales en la zona cumpliendo los requisitos establecidos en las secciones 3.2 y 10.5.4. de la NEC-15 código NEC-SE-DS. Se aplicará obligatoriamente este método para estructuras con sistemas disipadores de energía (MIDUVI, 2014).

### 2.5.3. Ajuste del corte basal de los resultados obtenidos por análisis dinámico.

El valor del cortante dinámico basal total en la base obtenida por cualquier análisis dinámico, no de ser:

- Menor que el 80% del cortante basal V obtenido por el método estático (Estructuras regulares).
- Menor que el 85% del cortante basal V obtenido por el método estático (Estructuras irregulares) (MIDUVI, 2014).

### 2.6. Objetivos de rehabilitación.

Se comprobarán las estructuras existentes para los 4 siguientes niveles de desempeño:

- 1-A: Nivel ocupacional.
- 1-B: Nivel de ocupación inmediata.
- 3-C: Nivel de seguridad de vida.
- 5-E: Nivel de prevención de colapso (MIDUVI, 2014).

Estos niveles de desempeño se muestran con más detalle en la siguiente tabla.

	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)	Nivel de Seguridad de Vida (5-E)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel Operacional (1-A)
<b>Daño Global</b>	<b>Severo</b>	<b>Moderado</b>	<b>Ligero</b>	<b>Muy Ligero</b>
<b>General</b>	Pequeña resistencia y rigidez residual, pero columnas y muros cargadores funcionando. Grandes derivas permanentes. Algunas salidas bloqueadas. Parapetos no asegurados que han fallado o tienen alguna falla incipiente. El edificio está cerca del colapso	Algo de resistencia y rigidez residual ha quedado en todos los pisos. Elementos que soportan cargas gravitacionales aún funcionando. Fallas en muros dentro de su plano o parapetos inclinados. Algo de deriva permanente. Daño en paredes divisorias. El Edificio se mantiene económicamente reparable	No hay deriva permanente. La estructura aún mantiene resistencia y rigidez originales. Fisuras menores en fachadas, paredes divisorias, cielos razos así como en elementos estructurales. Los ascensores aún pueden ser encendidos. Sistema contra incendios aún operable	No hay deriva permanente. La estructura aún mantiene la resistencia y rigidez originales. Fisuras menores en fachadas, paredes divisorias, y cielos razos así como en elementos estructurales. Todos los sistemas importantes para una operación normal están en funcionamiento
<b>Componentes No Estructurales</b>	Daño severo	Peligro de caída de objetos mitigado pero bastante daño en sistemas: arquitectónico, mecánico y eléctrico	Equipos y contenido están seguros de manera general., pero algunos no operan debido a fallas mecánicas o falta de utilidad	Ocurre daño insignificante. La energía eléctrica y otros servicios están disponibles, posiblemente por servicios de reserva

Tabla 16 Control de daños y niveles de desempeño para edificios. Fuente: NEC-SE-RE 2015.

## 2.7. Definición de los objetivos de rehabilitación.

Un objetivo de rehabilitación se define con la selección de uno o más pares de niveles sísmicos y los correspondientes niveles de desempeño. Es decir, los niveles de daño estructural y no estructural que debe alcanzar la edificación cuando es impactada por sismos de distinta probabilidad de excedencia o periodo de retorno (MIDUVI, 2014). Los objetivos de rehabilitación se muestran en la siguiente tabla.

		Niveles de Desempeño Esperados en el Edificio			
		Nivel Operacional (1-A)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel de Seguridad de Vida (3-C)	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)
NIVEL DE TERREMOTO	50% / 50 años	a	b	c	d
	20% / 50 años	e	f	g	h
	BSE-1 (10% / 50 años)	i	j	k	l
	BSE-2 (2% / 50 años)	m	n	o	p

1.- Cada celda en esta matriz representa un Objetivo de Rehabilitación discreto

2.- Los objetivos de rehabilitación de esta tabla pueden ser usados para representar los siguientes 3 objetivos de rehabilitación:

Objetivo Básico de Seguridad	<b>k y p</b>
Objetivos Avanzados	<b>k y m, n, or o</b> <b>p e i ó j</b> <b>k y p y a, b, e, ó f</b>
Objetivos Limitados	<b>m, n, u o sólo</b> <b>k sólo</b> <b>p sólo</b> <b>c, d, g, h, o l sólo</b>

Tabla 17 Objetivos de Rehabilitación. Fuente: NEC-SE-RE 2015.

Se definen los siguientes objetivos:

- **Estructuras esenciales:** deberán ser rehabilitadas al menos para el objetivo de rehabilitación básico de seguridad (**k y p**).
- **Estructuras de ocupación especial:** deberán ser rehabilitadas para un objetivo limitado (**g e i**) (MIDUVI, 2014).

### 3. Datos del edificio principal de la Universidad Católica Santiago de Guayaquil

#### 3.1. Datos generales de la edificación.

Para el Nivel **BS1** se considera la siguiente información:

- No se tiene mucho detalle sobre que códigos se utilizaron en la época de la construcción del edificio principal de la UCSG, pero se deduce que fue construido con códigos extranjeros.
- El piso principal o planta baja tiene un área abierta sin la presencia de paredes o particiones en este nivel; los otros cuatro niveles si tienen paredes alrededor del perímetro y al interior de los pisos.
- El edificio está caracterizado por una configuración arquitectónica particular en planta que tiene la forma de un arco.
- El edificio tiene columnas y vigas de hormigón armado que se constituyen en los principales elementos estructurales para resistir las cargas verticales y laterales; tiene una losa con cajonetas para los pisos superiores.

Para el Nivel **BS2** se considera la siguiente información:

- El edificio tiene un potencial caso de piso débil o piso suave, ya que no posee paredes en la planta baja, pero el resto de pisos del edificio tiene paredes de mampostería en el perímetro y en el interior de los pisos.
- La distancia estimada entre el centro de masa del piso y el centro de rigidez del piso no es mayor que el 20% del ancho del edificio en cualquier de las dos direcciones principales.
- El edificio tiene problemas de falta **redundancia**, esto es debido a que por la disposición arquitectónica, el edificio tiene un solo pórtico en un sentido y muchos pórticos en el otro sentido.
- Existe la posibilidad de falla por cortante, porque cuando este edificio fue construido los códigos no especificaban la necesidad de poner refuerzo por cortante que garantice el desarrollo de la capacidad de momento flector en los extremos de los elementos, se presume que esta disposición no fue implementada.

- Se presume que la disposición de las longitudes de empalmes de varillas para columnas y vigas no fue implementada porque los códigos de esa época no lo requerían.
- Se presume que el espaciamiento de los estribos para columnas y vigas no fue implementado porque los códigos de construcción de esa época no lo requerían.
- Se presume que la disposición de espaciamiento de estribos en el nudo viga/columna no fue implementada porque los códigos de construcción de esa época no lo requerían.
- El edificio está localizado en un sitio que tiene un potencial de falla de talud inducida por un terremoto.

Cabe recalcar que parte de estos datos fueron dados y detallados por el Ing. Walter Mera

### **3.2. Datos Arquitectónicos**

Se tuvo una reunión con el Ing. Walter Mera, Rector de la Universidad Católica Santiago de Guayaquil, donde se conversó sobre los detalles e información sobre el edificio principal de la UCSG. El Ing. Walter Mera facilitó el plano arquitectónico que fue realizado por el Arquitecto Carlos León quien es la persona que realizó el levantamiento arquitectónico del Edificio, ya que no existe los planos originales de dicha estructura.

Los planos se podrán visualizar en el capítulo de Anexos.

### **3.3. Datos Estructurales.**

También se pudo obtener detalles estructurales de la edificación. Cabe recalcar que El Ing. Walter Mera facilitó los datos estructurales por medio del Sr. Carlos Alberto quien es una de las personas que estuvo encargada en realizar los respectivos ensayos al edificio principal de la UCSG. Todos estos ensayos se los realizó en el año 2006.

#### **3.3.1. Resistencia a la compresión.**

Los valores obtenidos son de 285 Kg/cm<sup>2</sup> para las columnas de planta baja, y de 200 Kg/cm<sup>2</sup> para las columnas de 3P.

Estos valores deben ser considerados según el reglamento de estructuras ACI-318 como un 85% de su valor real en la estructura, debido a condiciones de extracción, posición de ensayo perpendicular a la gravedad, y curado.

### 3.3.2. Resistencia a la fluencia

Toda la armadura de acero de refuerzo en barras encontrada es de tipo liso, se ha definido una resistencia a la fluencia de 2800 Kg/cm<sup>2</sup> para la misma.

### 3.3.3. Columnas.

En la siguiente imagen se verifica el dimensionamiento, detalle y la ubicación de las varillas de refuerzo en las columnas de planta baja y tercer piso.

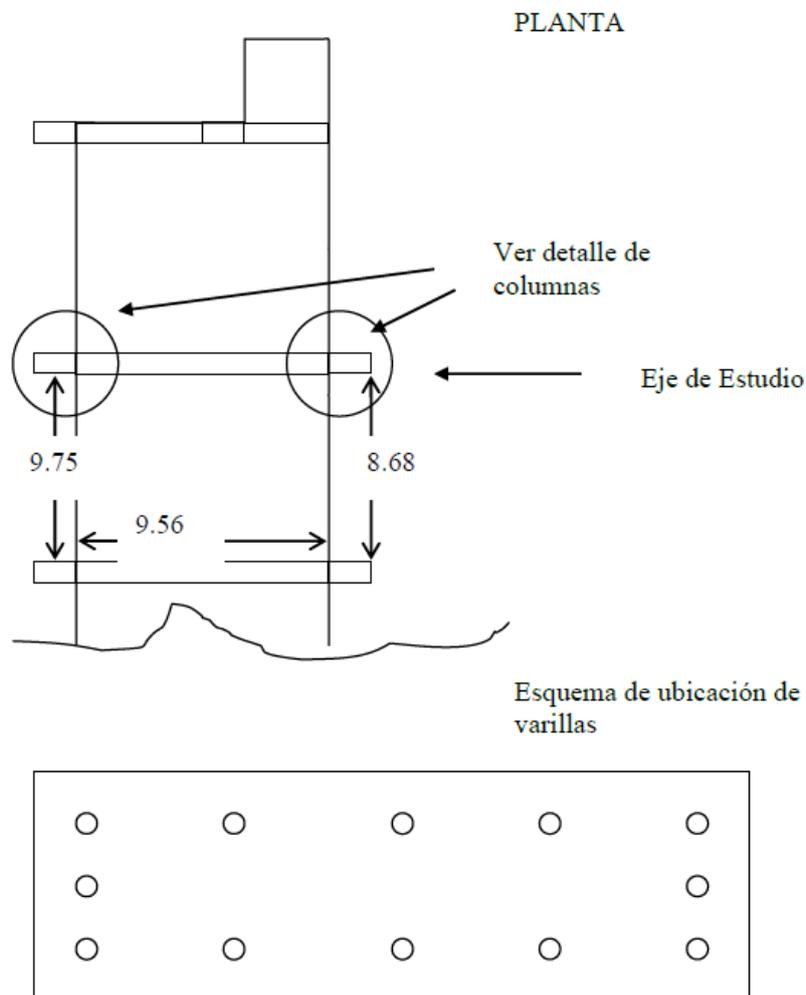


Ilustración 6 Vista en planta sobre detalles en columna y ubicación de varillas. Fuente: Relevamiento Estructural por parte del laboratorio y suelos de la UCSG.

UBICACIÓN / DESCRIPCIÓN	DIM b	DIM h	Diámetro de varillas	Estribos
Al sur del eje de estudio / Columna PB / Exterior	0.57 m	1.06 m	---	---
Eje de estudio / Columna 3P / Exterior	0.35 m	1.10 m	12.5 a 19 mm (*)	5.5 mm c/ 200 mm
Eje de estudio / Columna 3P / Interior	0.40 m	0.75 m	12.5 a 19 mm (*)	5.5 mm c/ 200 mm
Eje de estudio / Columna Cubierta / Exterior	0.25 m	1.00 m	12.5 mm	5.5 mm c/ 200 mm

Tabla 18 Detalle y ubicación de las varillas de refuerzo en las columnas de planta baja y 3er piso. Fuente: Relevamiento Estructural por parte del laboratorio y suelos de la UCSG.

### 3.3.4. Vigas de cubierta.

Se ha verificado la armadura de acero de refuerzo en barras de vigas de cubierta, de acuerdo a la planta indicada en la imagen de abajo.

Las varillas encontradas son todas lisas, con las mismas especificaciones de resistencia que las barras utilizadas para las columnas.

A continuación, se esquematiza la ubicación de las vigas investigadas y los resultados.

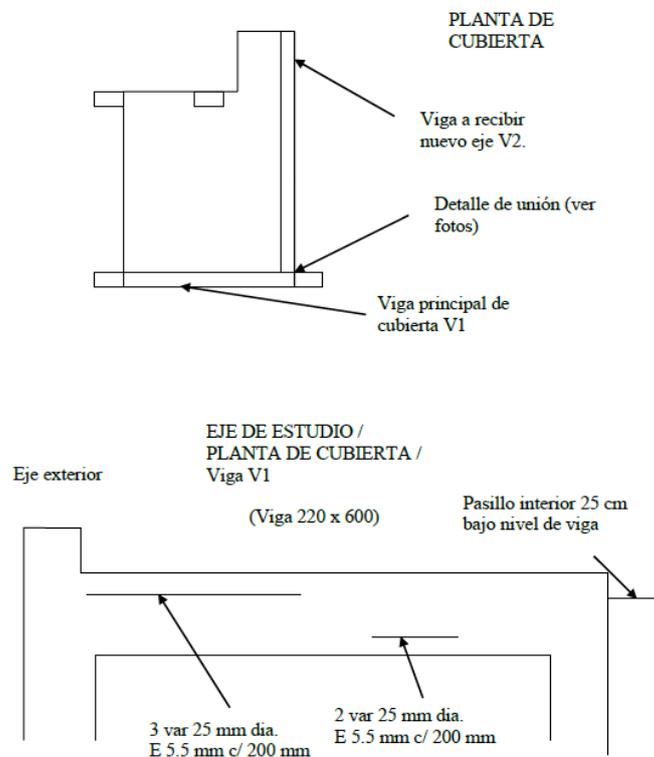


Ilustración 7 Vista en planta y corte sobre detalles de la viga de cubierta. Fuente: Relevamiento Estructural por parte del laboratorio y suelos de la UCSG.

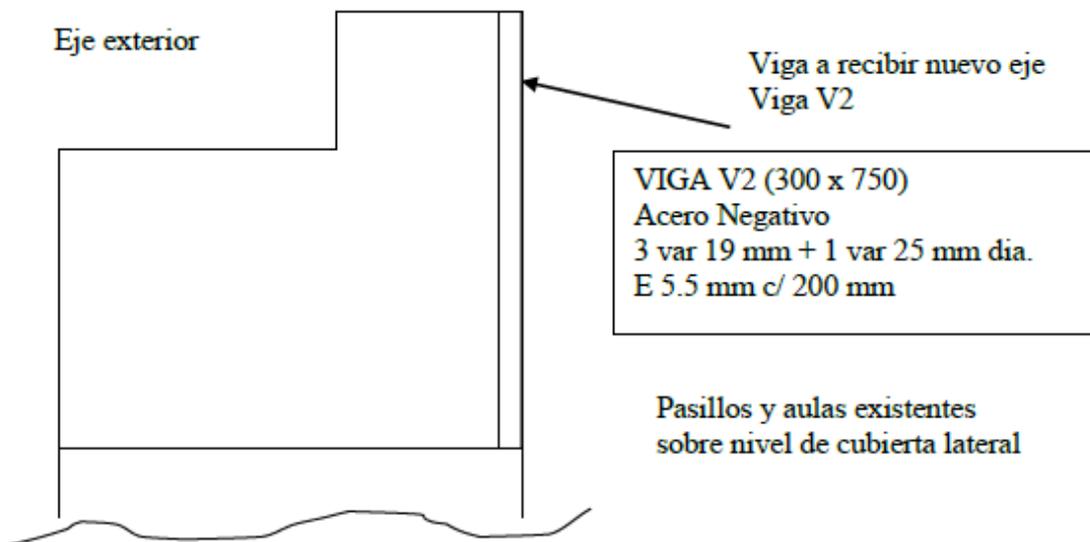


Ilustración 8 Vista en planta sobre detalle de la viga de cubierta. Fuente: Relevamiento Estructural por parte del laboratorio y suelos de la UCSG.

### 3.4. Datos obtenidos del edificio principal de la UCSG acorde la NEC-15 para la realización de los espectros y el modelo virtual.

Cabe recalcar que para este trabajo se analizará por medio del método dinámico espectral o más conocido como análisis modal. A la vez también se realizará el método estático equivalente para la comparación del cortante basal. Dichos valores serán arrojados por el modelo virtual.

#### 3.4.1. Factor $\eta$

$\eta=1.80$ : Provincias de la costa (Excepto Esmeraldas)

$\eta=2.48$ : Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

$\eta=2.60$ : Provincias del Oriente

### 3.4.2. El factor de zona sísmica Z.

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
LA PUNTILLA	SAMBORONDON	SAMBORONDON	GUAYAS	0.40
LAUREL	JUNQUILLAL	SALITRE	GUAYAS	0.40
LAUREL	LAUREL	DAULE	GUAYAS	0.40
PUEBLO NUEVO	SIMON BOLIVAR	SIMON BOLIVAR	GUAYAS	0.50
SIMON BOLIVAR	SIMON BOLIVAR	SIMON BOLIVAR	GUAYAS	0.50
KILOMETRO VEINTE Y SEIS	VIRGEN DE FATIMA	SAN JACINTO DE YAGUACHI	GUAYAS	0.35
ELOY ALFARO	ELOY ALFARO (DURAN)	DURAN	GUAYAS	0.40
GUAYAQUIL	GUAYAQUIL	GUAYAQUIL	GUAYAS	0.40
CARPUELA	AMBUQUI	IBARRA	IMBABURA	0.40
CHALGUAYACU	PIMAMPIRO	PIMAMPIRO	IMBABURA	0.40
PIMAMPIRO	PIMAMPIRO	PIMAMPIRO	IMBABURA	0.40
MARIANO ACOSTA	MARIANO ACOSTA	PIMAMPIRO	IMBABURA	0.40

Tabla 19 Obtención del valor de Z.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Tabla 20 Determinación del peligro sísmico.

En la tabla se puede visualizar que el factor Z para la ciudad de Guayaquil es de 0.4g, es decir, que el peligro sísmico es alto.

### 3.4.3. El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura.

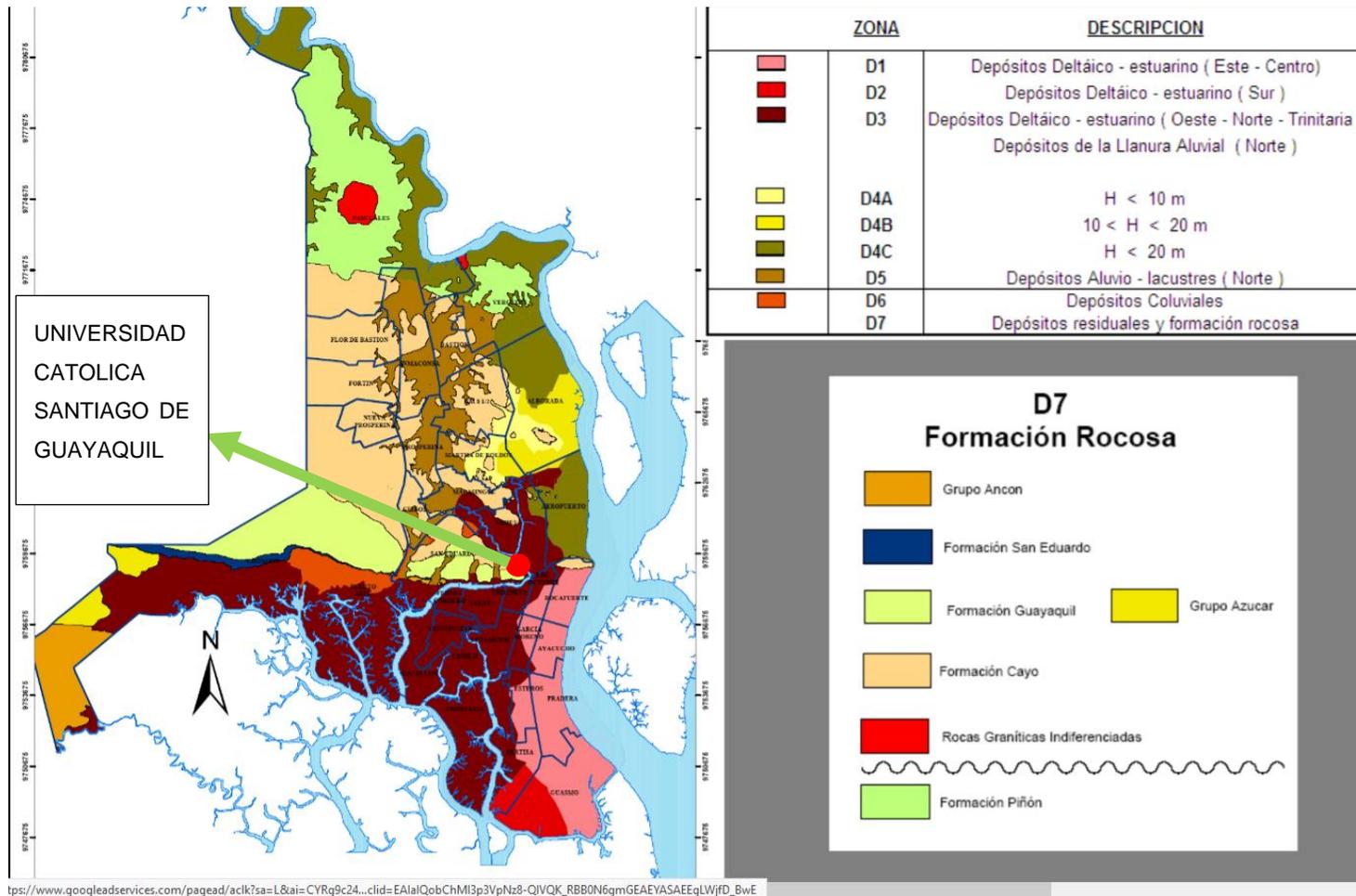


Ilustración 9 Mapa de Zonificación Geotécnica de Guayaquil. Fuente: GEOESTUDIOS.

La Universidad Católica Santiago de Guayaquil está ubicada en una formación rocosa con una potencia medida de 900 m. Se encuentra al tope de la formación Cayo donde vuelven a predominar rocas decimétricas de grano fino de gran extensión lateral. Son generalmente lutitas tobáceas y turbiditas finas decimétricas que podrían confundirse con las lutitas de la formación Guayaquil, a no ser por su menor contenido de sílice y carbonato (GEOESTUDIOS S.A., s.f.).

Se podría concluir que el suelo que se encuentra debajo del edificio principal es suelo tipo B.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360$ m/s
D	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ kPa
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180$ m/s
E	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50$ kPa
	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
F	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
F	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia o ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Tabla 21 Obtención del tipo de suelo de sitio de emplazamiento de la edificación.

A parte consultando a distintos ingenieros que poseen una gran experiencia como el Ing. Walter Mera, Ing. Alex Villacres y también el Ing. Oswaldo Ripalda que tiene una extensa experiencia en cimentaciones y suelos, nos comentaron que el suelo que está ubicado bajo el Aula Magna y el Edificio principal, es de tipo B.

### 3.4.4. Fa (Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto).

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase <u>Tabla 2</u> : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección <u>10.5.4</u>					

Tabla 22 Obtención del coeficiente Fa.

### 3.4.5. Fd (Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos).

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase <u>Tabla 2</u> : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla 23 Obtención del coeficiente Fd.

### 3.4.6. $F_s$ (Comportamiento no lineal de los suelos).

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase <b>Tabla 2</b> : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla 24 Obtención del coeficiente  $F_s$ .

### 3.4.7. Espectro de respuesta elástico de aceleraciones según la Norma Ecuatoriana de la Construcción en el código NEC-SE-DS

$$S_a = \eta * Z * F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c$$

$$T_o = 0.1 * F_s * \left(\frac{F_d}{F_a}\right)$$

$$T_c = 0.55 * F_s * \left(\frac{F_d}{F_a}\right)$$

$r = 1$  para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E.

$r = 1.5$  para tipo de suelo E.

#### 3.4.7.1. Periodo de vibración.

$$T = C_t * h n^\alpha$$

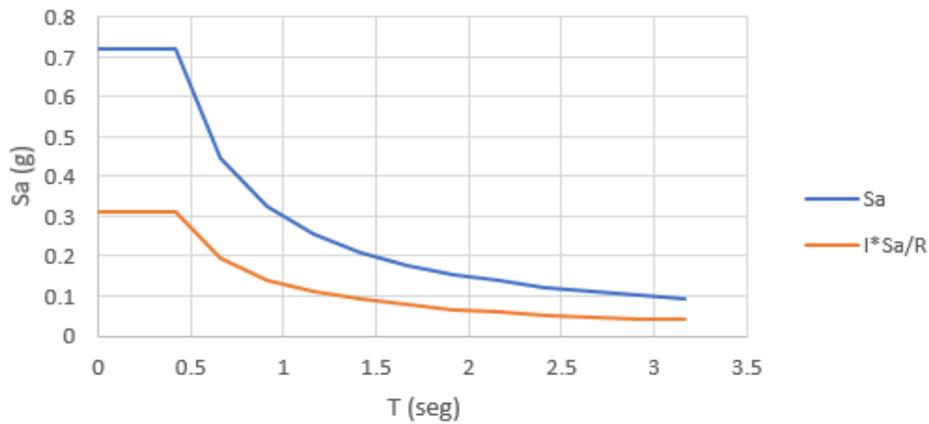
Tipo de estructura	$C_t$	$\alpha$
<b>Estructuras de acero</b>		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
<b>Pórticos especiales de hormigón armado</b>		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Tabla 25 Selección del coeficiente  $C_t$  y  $\alpha$  según el tipo de estructura para el cálculo del periodo de vibración.

Ubicación	Ciudad	Guayaquil	
	Region	Costa	Tipo de suelo
	Suelo	B	
Zona sísmica y valor Z	Z	0.4	Factor de zonificación
	$\eta$	1.8	Razón entre $S_a$ y PGA
Coeficientes de sitio	$F_a$	1	Factor de sitio
	$F_d$	1	Factor de sitio
	$F_s$	0.75	Factor de sitio
	r	1	Factor de ubicación geográfica
Periodos de control	$T_o$	0.075	
	$T_c$	0.413	
Periodo estructura	$C_t$	0.055	
	h	15.4	Altura de edificio
	$\alpha$	0.9	
	$T_a$	0.64	Periodo de la estructura
Aceleración espectral elástica	$zF_a$	0.48	
	$nzF_a$	0.72	
	$S_a$	0.46	

Tabla 26 Cálculo obtenida a partir de los datos encontrados, para la construcción del espectro de diseño de 475 años. Realizado por Kevin Corral.

**Espectros de diseño elástico e inelástico  
Guayaquil - Suelo B**



*Ilustración 10 Espectro de diseño de 475 años.*

**3.4.8. Fuerza lateral (cortante basal).**

$$V = C_s * W$$

$$C_s = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi P * \phi E}$$

**3.4.8.1. Categoría de edificio y coeficiente de importancia I.**

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
<b>Edificaciones esenciales</b>	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
<b>Estructuras de ocupación especial</b>	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
<b>Otras estructuras</b>	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

*Tabla 27 Obtención del coeficiente de importancia.*

Nuestro tipo de estructura es de ocupación especial, con un coeficiente de importancia de 1.3

### 3.4.8.2. Factor de reducción de resistencia sísmica R.

Para la elección del factor R se tomó en consideración varios factores, porque para este análisis se utilizaría un factor R igual a 8 tratándose de pórticos especiales, pero debido a que la estructura posee piso débil y falta de redundancia en un sentido, se toma un factor de reducción de 4.

### 3.4.8.3. Obtención de los coeficientes $\phi_P$ y $\phi_E$ .

#### Configuraciones más complejas

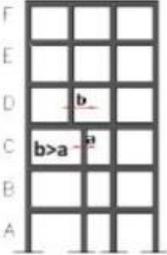
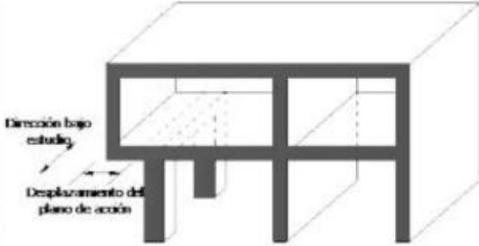
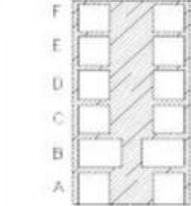
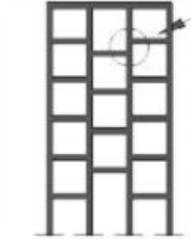
IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN		IRREGULARIDADES EN PLANTA
<p><b>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas.</b> La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p>		<p><b>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical.</b></p> <p>Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p> 
<p><b>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia.</b> La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).</p>		
<p><b>Columna corta</b> Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>		

Tabla 28 Configuraciones estructurales no recomendadas.

Determinamos que el edificio principal de la Universidad Católica Santiago de Guayaquil es una estructura irregular y para obtener los coeficientes de elevación y de planta, nos basamos en las imágenes para estructuras no regulares como se puede observar a continuación.

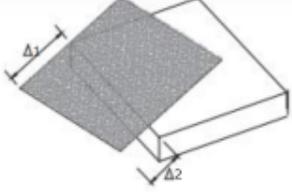
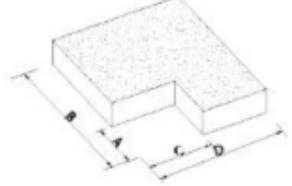
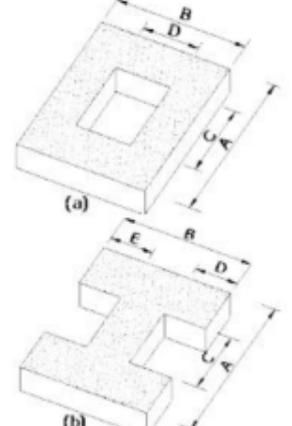
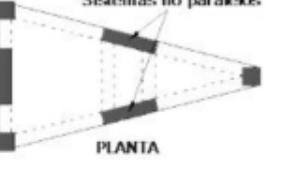
<p><b>Tipo 1 - Irregularidad torsional</b>  <math>\phi_{pt}=0.9</math>  <math>\Delta &gt; 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}</math></p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p><b>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas</b> <math>\phi_{pt}=0.9</math>  <math>A &gt; 0.15B</math> y <math>C &gt; 0.15D</math></p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p><b>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso</b>  <math>\phi_{pt}=0.9</math>  a) <math>C \times D &gt; 0.5A \times B</math>  b) <math>[C \times D + C \times E] &gt; 0.5A \times B</math></p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p><b>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos</b>  <math>\phi_{pt}=0.9</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Tabla 29 Determinación del coeficiente de irregularidad en planta.

Para nuestro coeficiente de planta determinamos que nuestra edificación presenta:

- Irregularidad torsional
- Retrocesos excesivos en las esquinas
- Ejes estructurales no paralelos

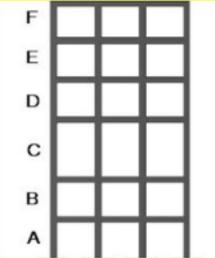
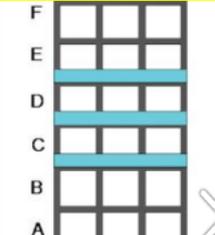
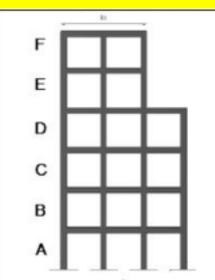
<p><b>Tipo 1 - Piso flexible</b>  <math>\phi_E=0.9</math>  Rigidez <math>K_c &lt; 0.70</math> Rigidez <math>K_D</math>  Rigidez <math>&lt; 0.80 \frac{(K_D + K_F + K_E)}{3}</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p><b>Tipo 2 - Distribución de masa</b>  <math>\phi_E=0.9</math>  <math>m_D &gt; 1.50 m_E</math> ó  <math>m_D &gt; 1.50 m_C</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p><b>Tipo 3 - Irregularidad geométrica</b>  <math>\phi_E=0.9</math>  <math>a &gt; 1.3 b</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p><small>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</small></p>	

Tabla 30 Determinación del coeficiente de irregularidad en elevación.

Para nuestro coeficiente de elevación se presentaron las siguientes irregularidades:

- Piso Débil
- Irregularidad Geométrica

$$\phi_P = 0.81$$

$$\phi_E = 0.9$$

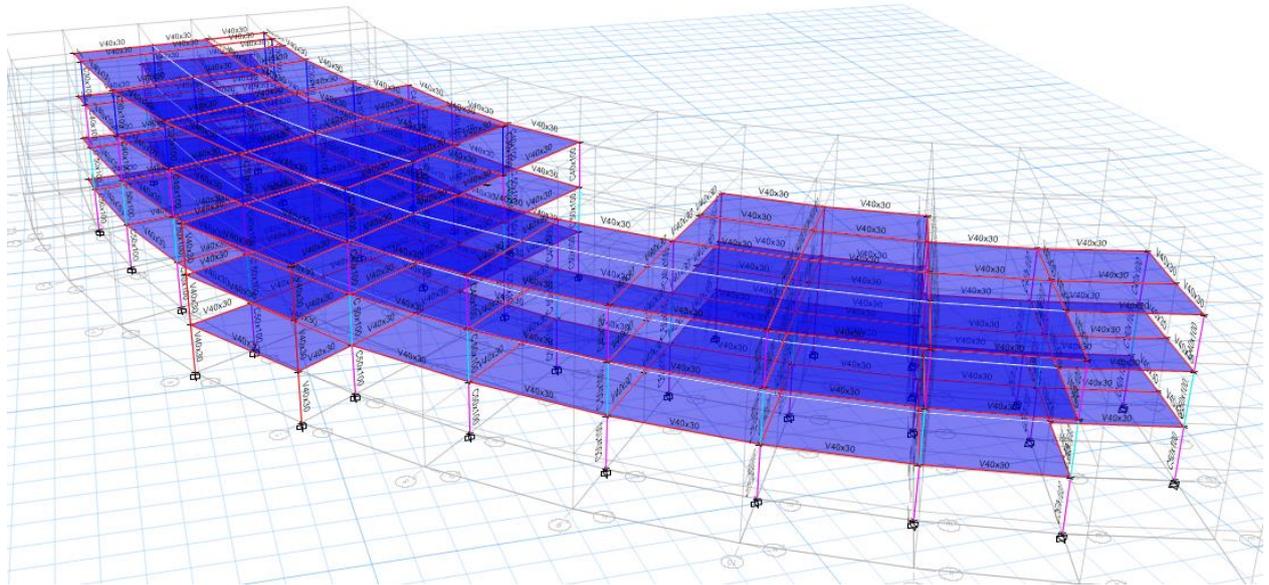
### 3.4.9. Valor de Cs

	I	1.3
Aceleración	$\phi_p$	0.81
espectral	$\phi_e$	0.9
inelastica	R	4
	Cs	<b>0.247</b>

Tabla 31 Cálculo del Coeficiente de cortante basal. Realizado por Kevin Corral.

El valor de Cs será introducido al modelo virtual realizado en Etabs 15.2.

#### 4. Modelo virtual en ETABs 15.2.



*Ilustración 11 Modelo del Edificio principal de la UCSG. Realizado por Kevin Corral.*

## 4.1. Material

The image shows a software dialog box for defining material properties. It is organized into several sections:

- General Data:** Includes fields for Material Name (fc 335), Material Type (Concrete), Directional Symmetry Type (Isotropic), Material Display Color (a blue color swatch with a 'Change...' button), and Material Notes (with a 'Modify/Show Notes...' button).
- Material Weight and Mass:** Features two radio buttons: 'Specify Weight Density' (selected) and 'Specify Mass Density'. Below are input fields for 'Weight per Unit Volume' and 'Mass per Unit Volume', both set to 2402.77, with units of kg/m³.
- Mechanical Property Data:** Contains input fields for 'Modulus of Elasticity, E' (2534.56 kgf/mm²), 'Poisson's Ratio, U' (0.2), 'Coefficient of Thermal Expansion, A' (0.0000099 1/C), and 'Shear Modulus, G' (1056.07 kgf/mm²).
- Design Property Data:** A single button labeled 'Modify/Show Material Property Design Data...'.  
**Advanced Material Property Data:** Three buttons: 'Nonlinear Material Data...', 'Material Damping Properties...', and 'Time Dependent Properties...'.  
At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Ilustración 12 Ingreso de materiales al modelo virtual.

## 4.2. Secciones utilizadas

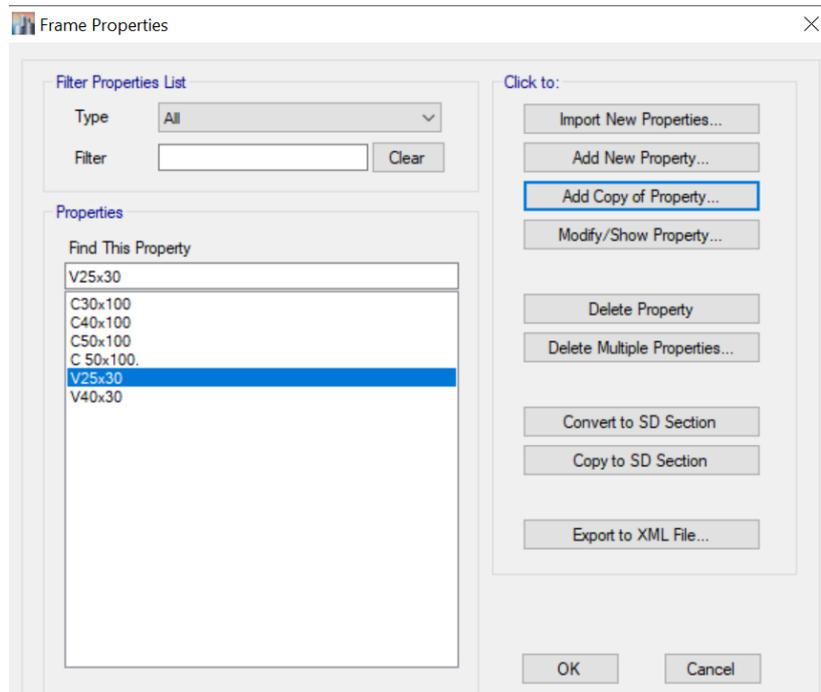


Ilustración 13 Ingreso de secciones utilizadas en el modelo virtual.

## 4.3. Modificación de inercias agrietadas

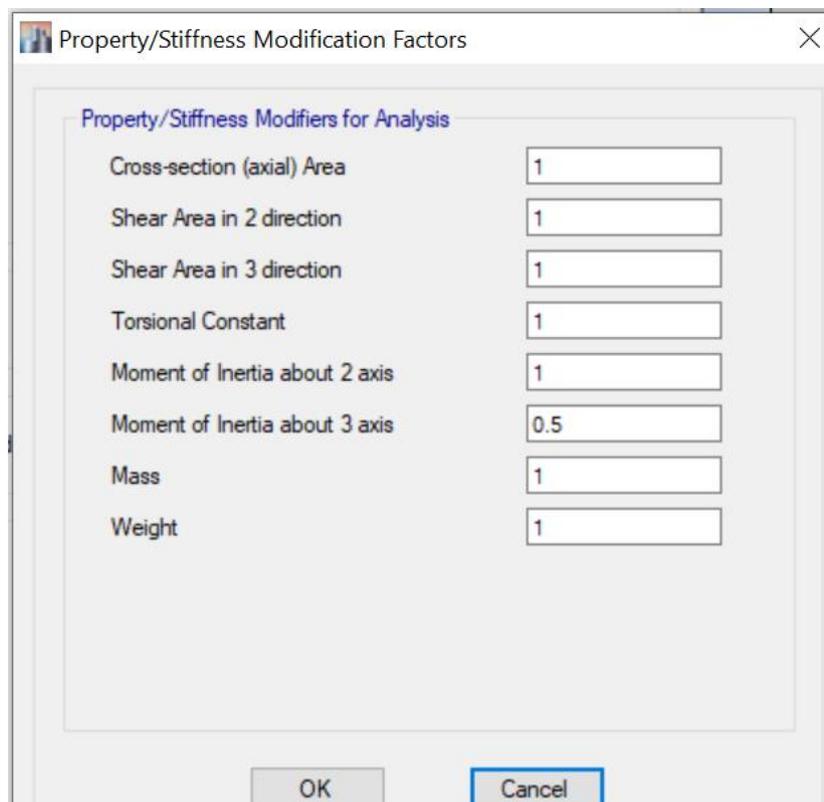


Ilustración 14 Modificación de inercias agrietadas en vigas.

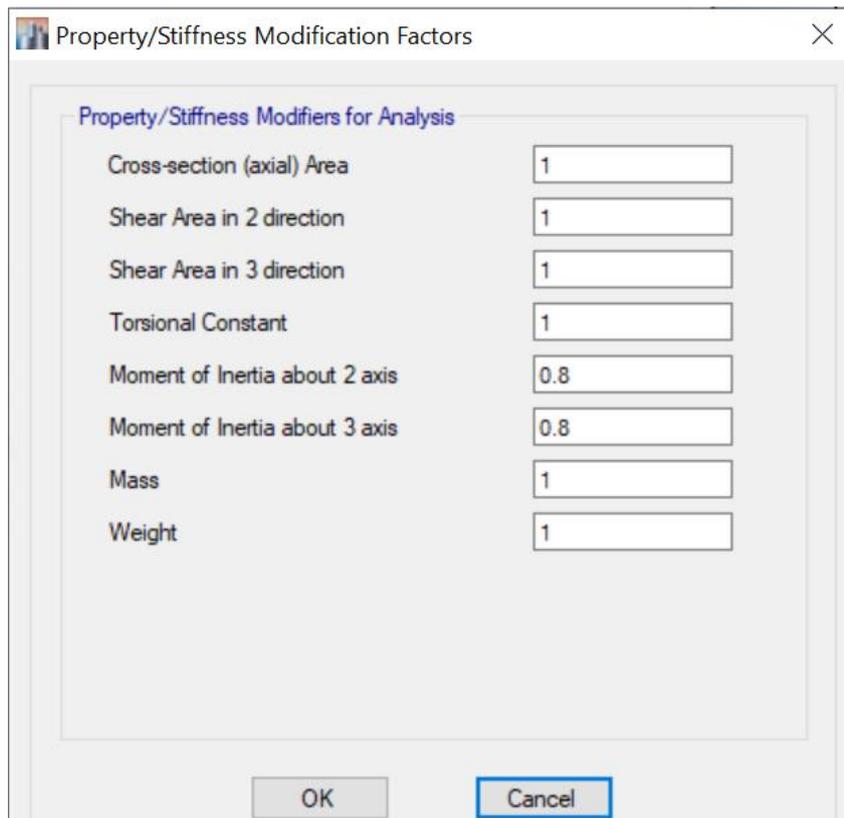


Ilustración 15 Modificación de inercias agrietadas en columnas.

#### 4.4. Fuentes de masa

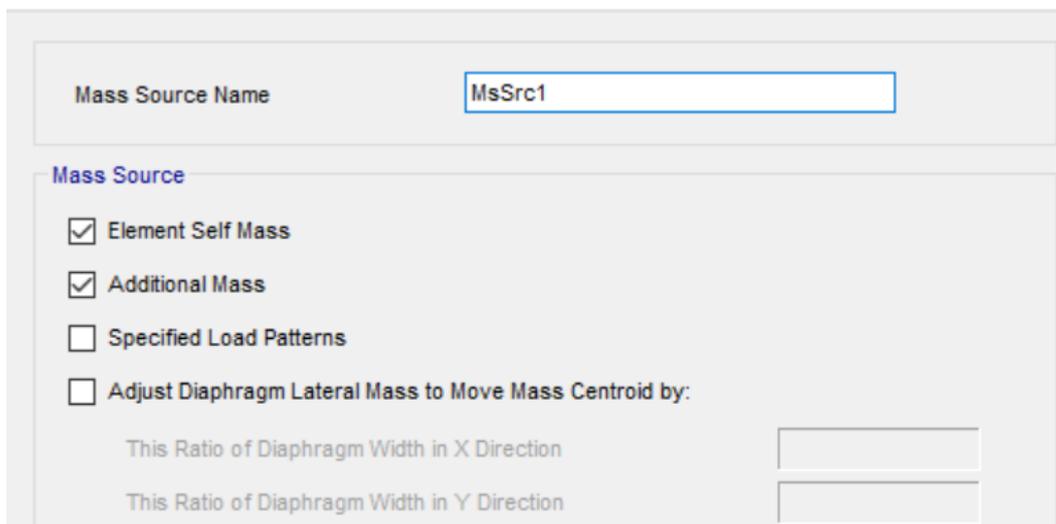


Ilustración 16 Fuentes de masa

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
Dead	1

Add  
Modify  
Delete

Mass Options

Include Lateral Mass

Include Vertical Mass

Lump Lateral Mass at Story Levels

Ilustración 17 Fuentes de masa.

#### 4.5. Patrones de carga

Define Load Patterns

Loads

Load	Type	Self Weight Multiplier
Dead	Dead	1
Dead	Dead	1
Live	Live	0
Dead SI	Super Dead	0
Ex	Seismic	0
Ey	Seismic	0

Ilustración 18 Patrones de carga.

## 4.6. Configuración de parámetros para método estático equivalente

Seismic Load Pattern - User Defined

**Direction and Eccentricity**

X Dir  Y Dir

X Dir + Eccentricity  Y Dir + Eccentricity

X Dir - Eccentricity  Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Overwrite Eccentricities

**Factors**

Base Shear Coefficient, C

Building Height Exp., K

**Story Range**

Top Story

Bottom Story

Ilustración 19 Ingreso de valores para el método estático equivalente.

## 4.7. Configuración de parámetros para Caso de carga para método dinámico espectral

General

Load Case Name

Load Case Type

Exclude Objects in this Group

Mass Source

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	S-475	14807.06

Advanced

**Other Parameters**

Modal Load Case

Modal Combination Method

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1

Rigid Frequency, f2

Periodic + Rigid Type

Earthquake Duration, td

Directional Combination Type

Absolute Directional Combination Scale Factor

Modal Damping

Diaphragm Eccentricity

Ilustración 20 Ingreso de valores para el método dinámico espectral.

#### 4.8. Espectros de respuestas elásticas con periodo de retorno de 72, 225 y 2500 años, agregados al modelo de Etabs 15.2.

Por medio de las curvas de peligro sísmico se han obtenido los espectros de diseño con periodo de retorno de 72, 225 y 2500, ya que el espectro de diseño de 475 años ya fue realizado.

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de retorno $T_r$ (años)	Tasa anual de excedencia ( $1/T_r$ )
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro (extremo)	2%	2500	0.00040

Tabla 32 Niveles de amenaza sísmica para realizar los espectro de respuesta de 72, 225 y 2500 años.

Niveles de amenaza sísmica con los periodos de retorno y sus respectivas tasas anuales de excedencia para realizar los espectros de diseño en la curva de peligro sísmico.

##### 4.8.1. Espectro de respuesta con $T_r= 72$ años

Para la obtención del espectro de respuesta para un periodo de retorno de 72 años se procedió a trazar una recta a la altura de 0.01389 de tasa anual de excedencia, la cual intercepta a las 5 curvas y se procede a construir el espectro según su periodo con su respectivo valor de aceleración  $S_a$ .

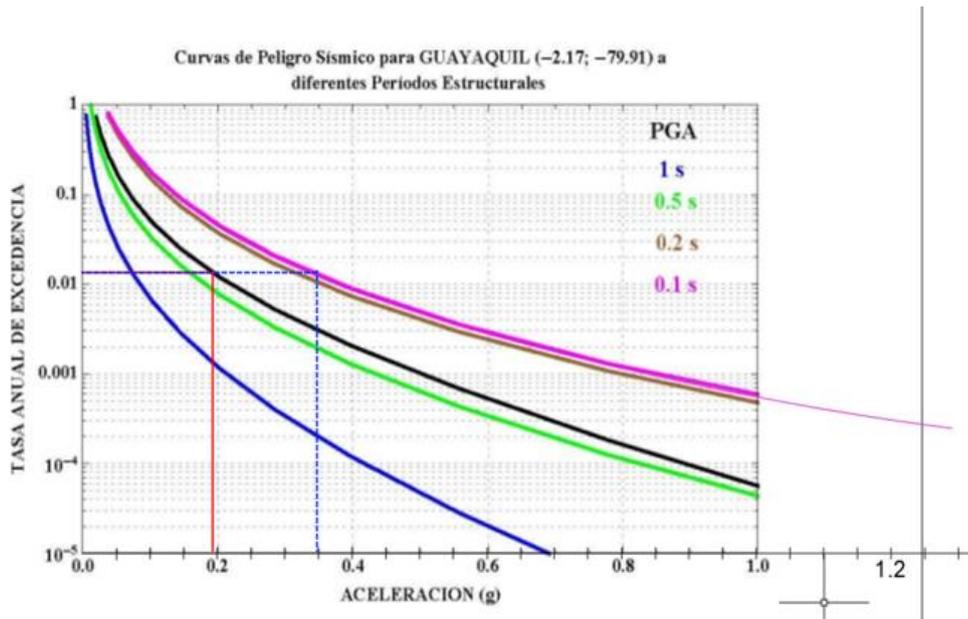


Ilustración 21 Curva de peligro sísmico con tasa de excedencia anual de 0.01389. ( $T_r = 72$  años).

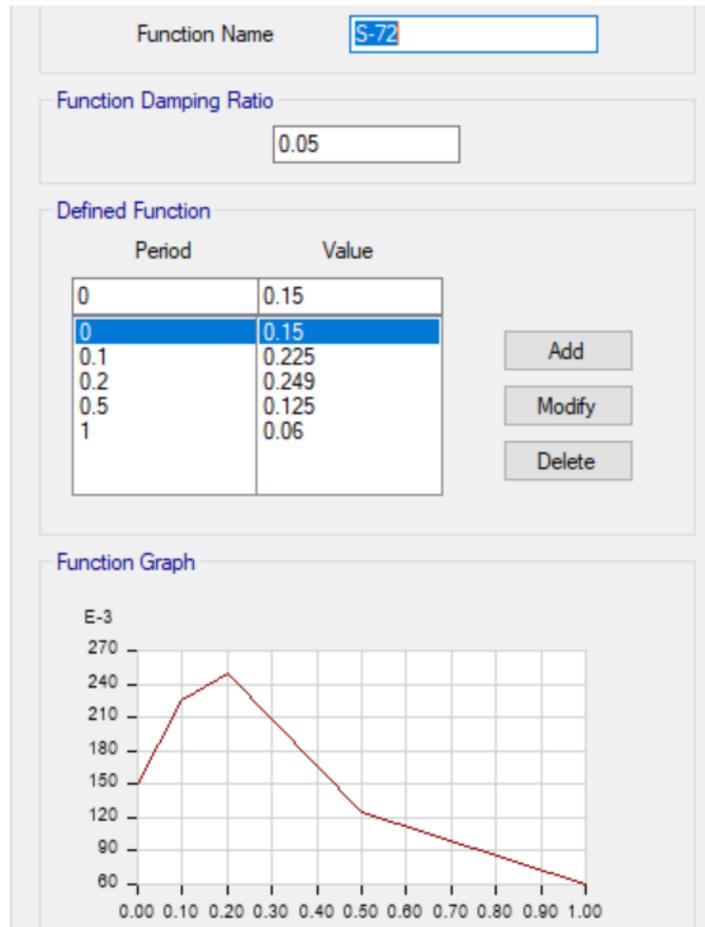


Ilustración 22 Espectro de respuesta con  $T_r = 72$  años introducido en el modelo virtual.

#### 4.8.2. Espectro de diseño con $T_r = 225$ años.

Para la obtención del espectro de respuesta para un periodo de retorno de 225 años se procedió a trazar una recta a la altura de 0.00444 de tasa anual de excedencia, la cual intercepta a las 5 curvas y se procede a construir el espectro según su periodo con su respectivo valor de aceleración  $S_a$ .

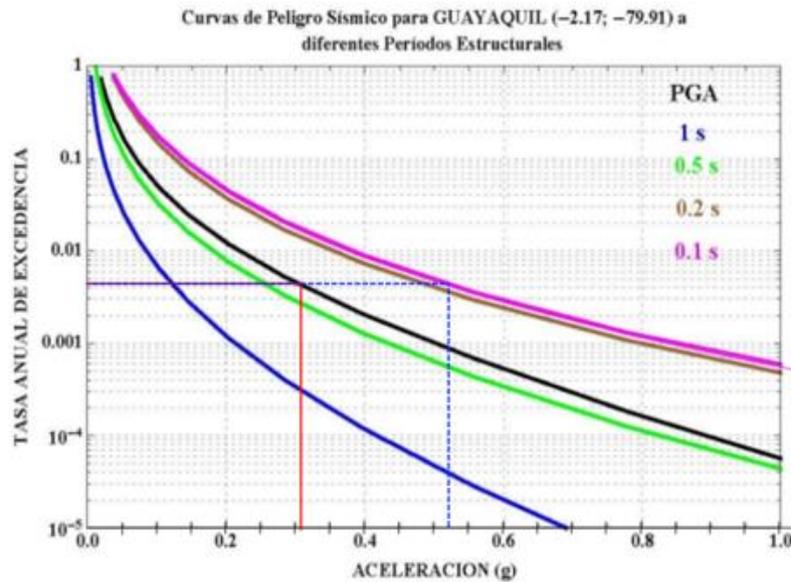


Ilustración 23 Curva de peligro sísmico con tasa de excedencia anual de 0.00444 ( $T_r = 225$  años)

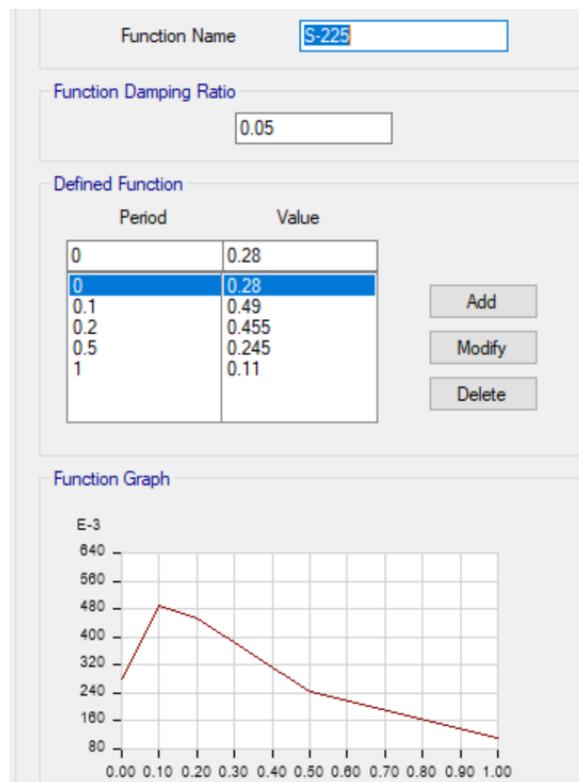


Ilustración 24 Espectro de respuesta con  $T_r = 225$  años introducido en el modelo virtual.

### 4.8.3. Espectro de diseño con $T_r = 2500$ años.

Para la obtención del espectro de respuesta para un periodo de retorno de 2500 años se procedió a trazar una recta a la altura de 0.00040 de tasa anual de excedencia, la cual intercepta a las 5 curvas y se procede a construir el espectro según su periodo con su respectivo valor de aceleración  $S_a$ .

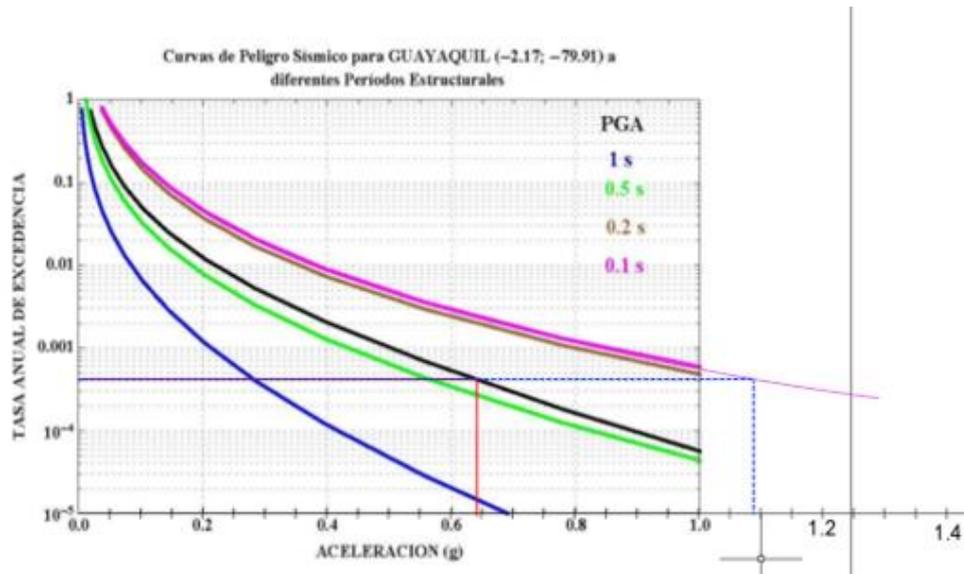


Ilustración 25 Curva de peligro sísmico con tasa de excedencia anual de 0.00040 ( $T_r = 2500$  años).

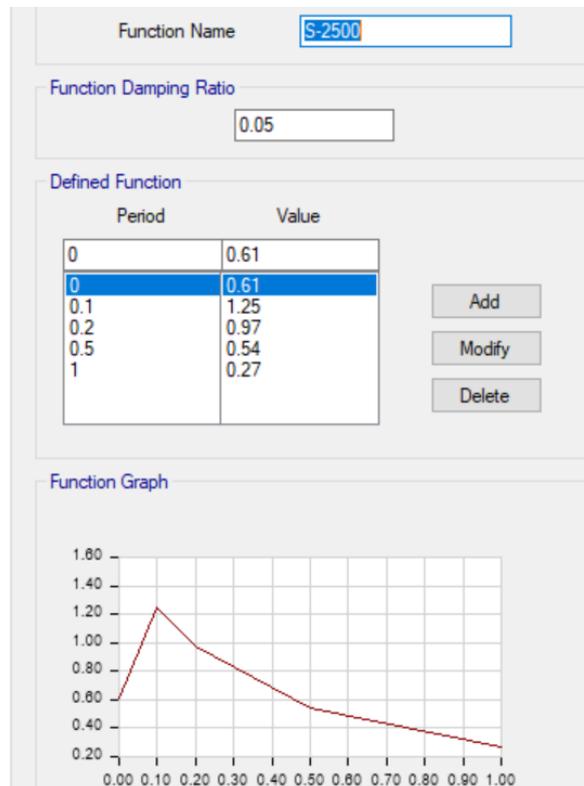


Ilustración 26 Espectro de respuesta con  $T_r = 2500$  años introducido en el modelo virtual.

## 5. Resultados del modelo en ETABs 15.2.

Según el procedimiento obtenido por NEC15 en el código NEC-SE-DS se estima un coeficiente para calcular el cortante basal de la estructura en cuestión, según los resultados obtenidos mediante el análisis estático equivalente se hacen comparaciones con los resultados del análisis dinámico espectral, se encuentra que se debe escalar la función espectral hasta cumplir con el mínimo de 80% de cortante basal estimado por el método estático.

Las siguientes tablas que se mostrarán en Excel son los resultados que fueron arrojados por el modelo virtual en ETABs. Esto es para visualizar de mejor forma las derivas en sus diferentes sentidos y en sus respectivos pisos.

Cabe recalcar que para el nivel de estudio de este trabajo que es un nivel de estudio **BS2** el cual se encuentra detallado en los datos generales y nuestro tipo de estructura que es **especial**, siguiendo lo requerido por los niveles de desempeño que pide objetivo rehabilitar las estructuras de ocupación especial para un objetivo limitado:

- Nivel operacional. ( $T_r = 72$  años; Las derivas elásticas no deben ser mayores al 0.3%)
- Nivel de ocupación inmediata. ( $T_r = 225$  años; las derivas elásticas no deben ser mayores que el 0.5%)

En el caso de no cumplir, se deberán aplicar métodos de rehabilitación para que nuestra estructura pueda cumplir con lo requerido.

## 5.1. Resultados derivas $T_r = 72$ años (Sismo Frecuente).

Los resultados obtenidos por revisiones globales encontramos un desempeño satisfactorio.

TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts						
Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Drift E %		
Story4	Sx Max	Diaph D1 X	0.00185	0.18%	< 0.3%	Ok
Story4	Sx Max	Diaph D1 Y	0.00119	0.12%	< 0.3%	Ok
Story4	Sy Max	Diaph D1 X	0.00117	0.12%	< 0.3%	Ok
Story4	Sy Max	Diaph D1 Y	0.00181	0.18%	< 0.3%	Ok
Story3	Sx Max	Diaph D1 X	0.00212	0.21%	< 0.3%	Ok
Story3	Sx Max	Diaph D1 Y	0.00116	0.12%	< 0.3%	Ok
Story3	Sy Max	Diaph D1 X	0.00167	0.17%	< 0.3%	Ok
Story3	Sy Max	Diaph D1 Y	0.00188	0.19%	< 0.3%	Ok
Story2	Sx Max	Diaph D1 X	0.00182	0.18%	< 0.3%	Ok
Story2	Sx Max	Diaph D1 Y	0.00102	0.10%	< 0.3%	Ok
Story2	Sy Max	Diaph D1 X	0.00161	0.16%	< 0.3%	Ok
Story2	Sy Max	Diaph D1 Y	0.00181	0.18%	< 0.3%	Ok
Story1	Sx Max	Diaph D1 X	0.00083	0.08%	< 0.3%	Ok
Story1	Sx Max	Diaph D1 Y	0.00049	0.05%	< 0.3%	Ok
Story1	Sy Max	Diaph D1 X	0.00084	0.08%	< 0.3%	Ok
Story1	Sy Max	Diaph D1 Y	0.00096	0.10%	< 0.3%	Ok

Tabla 33 Resultados de las derivas para un espectro de respuesta con  $T_r = 72$  años. Realizado por Kevin Corral.

## 5.2. Resultados derivas $T_r = 225$ años (Sismo Ocasional).

Los resultados obtenidos por revisiones globales encontramos un desempeño satisfactorio.

TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts						
Story	Load Case/Com	Item	Max Drift	Drift E %		
Story4	Sx Max	Diaph D1 X	0.003529	0.35%	< 0.5%	Ok
Story4	Sx Max	Diaph D1 Y	0.002231	0.22%	< 0.5%	Ok
Story4	Sy Max	Diaph D1 X	0.00218	0.22%	< 0.5%	Ok
Story4	Sy Max	Diaph D1 Y	0.00337	0.34%	< 0.5%	Ok
Story3	Sx Max	Diaph D1 X	0.004056	0.41%	< 0.5%	Ok
Story3	Sx Max	Diaph D1 Y	0.00218	0.22%	< 0.5%	Ok
Story3	Sy Max	Diaph D1 X	0.003153	0.32%	< 0.5%	Ok
Story3	Sy Max	Diaph D1 Y	0.00348	0.35%	< 0.5%	Ok
Story2	Sx Max	Diaph D1 X	0.003485	0.35%	< 0.5%	Ok
Story2	Sx Max	Diaph D1 Y	0.001913	0.19%	< 0.5%	Ok
Story2	Sy Max	Diaph D1 X	0.003017	0.30%	< 0.5%	Ok
Story2	Sy Max	Diaph D1 Y	0.003351	0.34%	< 0.5%	Ok
Story1	Sx Max	Diaph D1 X	0.001592	0.16%	< 0.5%	Ok
Story1	Sx Max	Diaph D1 Y	0.000914	0.09%	< 0.5%	Ok
Story1	Sy Max	Diaph D1 X	0.00158	0.16%	< 0.5%	Ok
Story1	Sy Max	Diaph D1 Y	0.001773	0.18%	< 0.5%	Ok

Tabla 34 Tabla 32 Resultados de las derivas para un espectro de respuesta con  $T_r = 225$  años. Realizado por Kevin Corral.

### 5.3. Resultados derivas $T_r= 475$ años (Sismo Raro).

Los resultados están casi al tope del límite establecido por la norma que es el 2% pero se debe tomar en consideración que el factor de amplificación  $C_d$ , reduce el 75% a la respuesta inelástica esperada. Pudiera ser el caso que durante un evento sísmico real se exceda este límite y no cumpla.

TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts							
Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Max Drift M	Drift M %		
			E	CD=0.75*R			
Story4	Sx Max	Diaph D1 X	0.005607	0.01682	1.68%	< 2%	Ok
Story4	Sx Max	Diaph D1 Y	0.003302	0.00991	0.99%	< 2%	Ok
Story4	Sy Max	Diaph D1 X	0.003372	0.01012	1.01%	< 2%	Ok
Story4	Sy Max	Diaph D1 Y	0.006529	0.01959	1.96%	< 2%	Ok
Story3	Sx Max	Diaph D1 X	0.005843	0.01753	1.75%	< 2%	Ok
Story3	Sx Max	Diaph D1 Y	0.003187	0.00956	0.96%	< 2%	Ok
Story3	Sy Max	Diaph D1 X	0.004521	0.01356	1.36%	< 2%	Ok
Story3	Sy Max	Diaph D1 Y	0.006474	0.01942	1.94%	< 2%	Ok
Story2	Sx Max	Diaph D1 X	0.005366	0.01610	1.61%	< 2%	Ok
Story2	Sx Max	Diaph D1 Y	0.002974	0.00892	0.89%	< 2%	Ok
Story2	Sy Max	Diaph D1 X	0.004519	0.01356	1.36%	< 2%	Ok
Story2	Sy Max	Diaph D1 Y	0.006427	0.01928	1.93%	< 2%	Ok
Story1	Sx Max	Diaph D1 X	0.002597	0.00779	0.78%	< 2%	Ok
Story1	Sx Max	Diaph D1 Y	0.001491	0.00447	0.45%	< 2%	Ok
Story1	Sy Max	Diaph D1 X	0.002368	0.00710	0.71%	< 2%	Ok
Story1	Sy Max	Diaph D1 Y	0.003336	0.01001	1.00%	< 2%	Ok

Tabla 35 Tabla 32 Resultados de las derivas para un espectro de respuesta con  $T_r= 475$  años. Realizado por Kevin Corral.

## 5.4. Resultados derivas Tr= 2500 años (Sismo Muy raro).

Según el análisis obtenido se concluye que la estructura no será capaz de soportar el sismo esperado para un periodo de retorno de 2500 años. Si es que se tiene contemplado cumplir con los requerimientos de NEC 15, se vuelve necesario medidas de rehabilitación como, por ejemplo, muros o arriostramientos metálicos según se requieran mediante un análisis estructural.

TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts						
Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Max Drift %		
Story4	Sx Max	Diaph D1 X	0.022372	2.24%	< 2%	No cumple
Story4	Sx Max	Diaph D1 Y	0.012085	1.21%	< 2%	ok
Story4	Sy Max	Diaph D1 X	0.013454	1.35%	< 2%	ok
Story4	Sy Max	Diaph D1 Y	0.023896	2.39%	< 2%	No cumple
Story3	Sx Max	Diaph D1 X	0.023314	2.33%	< 2%	No cumple
Story3	Sx Max	Diaph D1 Y	0.011664	1.17%	< 2%	ok
Story3	Sy Max	Diaph D1 X	0.018039	1.80%	< 2%	ok
Story3	Sy Max	Diaph D1 Y	0.023695	2.37%	< 2%	No cumple
Story2	Sx Max	Diaph D1 X	0.02141	2.14%	< 2%	No cumple
Story2	Sx Max	Diaph D1 Y	0.010885	1.09%	< 2%	ok
Story2	Sy Max	Diaph D1 X	0.018031	1.80%	< 2%	ok
Story2	Sy Max	Diaph D1 Y	0.023523	2.35%	< 2%	No cumple
Story1	Sx Max	Diaph D1 X	0.010362	1.04%	< 2%	ok
Story1	Sx Max	Diaph D1 Y	0.005457	0.55%	< 2%	ok
Story1	Sy Max	Diaph D1 X	0.009448	0.94%	< 2%	ok
Story1	Sy Max	Diaph D1 Y	0.01221	1.22%	< 2%	ok

Tabla 36 Tabla 32 Resultados de las derivas para un espectro de respuesta con Tr= 2500 años. Realizado por Kevin Corral.

## 5.5. Verificación de la capacidad de vigas y columnas.

### 5.5.1. Revisión por flexión de la viga

#### Diagrama M

$$Mu^{+max} = 8.96 T.M < \phi Mn^{+} = 12.58 Tm$$

$$Mu^{-min} = 14.72 T.M < \phi Mn^{-} = 18.31 Tm$$

Cumple con condiciones de resistencia.

Se comprueba el criterio CF-VD.

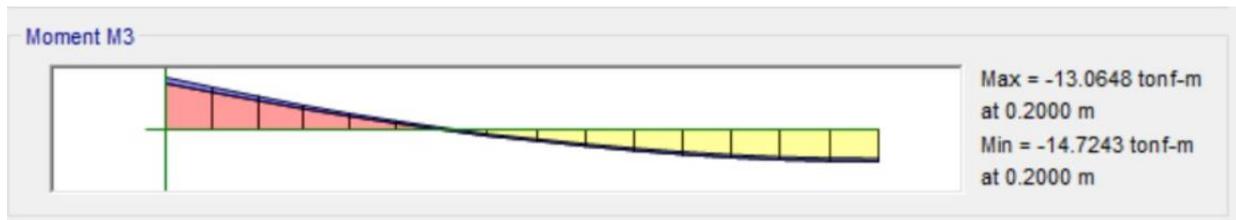


Ilustración 27 Diagrama de momento. Obtenido del modelo en ETABs.

### 5.5.2. Resistencia de diseño en viga

$$\phi M_n = 0.9 M_n$$

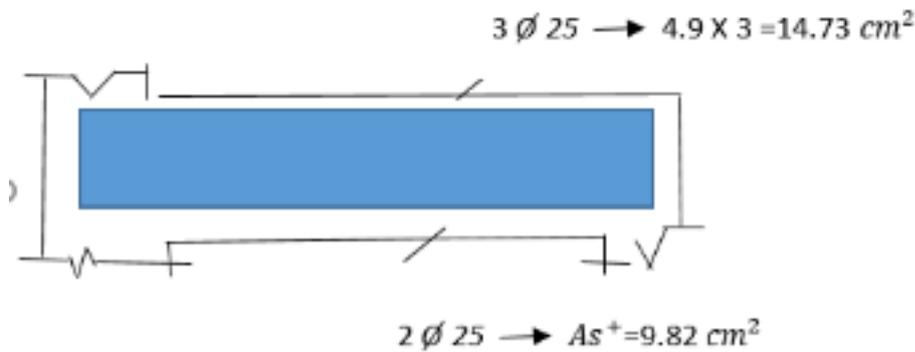
$$\phi M_n^- = 0.9 (20.34) = 18.31 \text{ T. m}$$

$$\phi M_n^+ = 0.9 (13.98) = 12.58 \text{ T. m}$$

### 5.5.3. Comprobación columna fuerte viga débil

Capacidad nominal de viga

Viga 220x600



**Materiales**

$$f'_c = 235 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 22 \text{ cm}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$d = 54 \text{ cm}$$

$$\bullet \quad M_n = A_s f_y \left( d - \frac{A_s f_y}{(2)0.85 f'_c b} \right)$$

$$\bullet \quad M_n^- = (14.73)(2800) \left( 54 - \frac{(14.73)(2800)}{(2)0.85(235)(22)} \right)$$

$$M_n^- = 20.34 \text{ Tm}$$

$$\bullet \quad M_n^+ = (9.82)(2800) \left( 54 - \frac{(9.82)(2800)}{(2)0.85(235)(22)} \right)$$

$$Mn^+ = 13.98 \text{ Tm}$$

Considerando un axial mayorado.

$P_u = 0$ , se determina según las propiedades geométricas y de materiales la capacidad de las columnas.

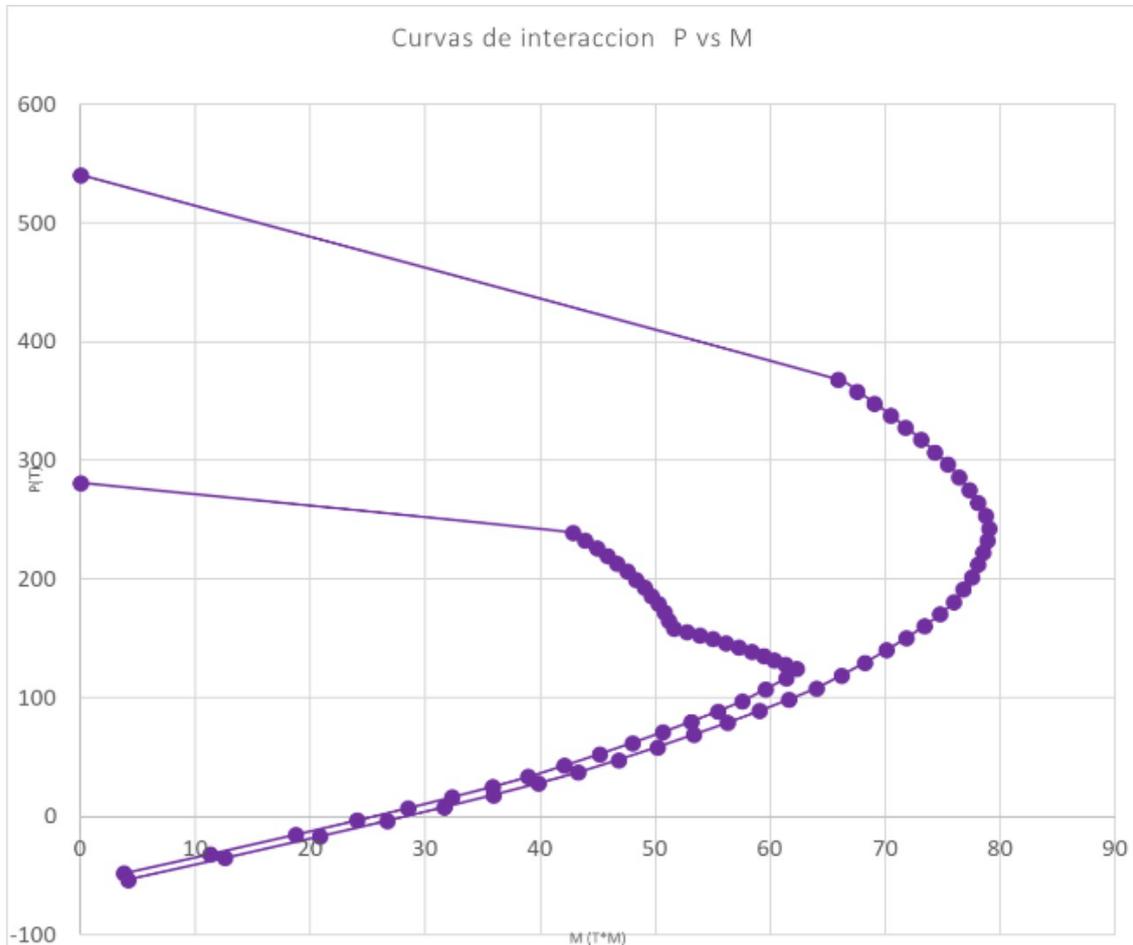


Ilustración 28 Curvas de interacción P vs M. Realizado por Kevin Corral.

$$Mnc \approx 30 \text{ T.m}$$

Se relaciona entonces las capacidades nominales.

$$\frac{\sum Mnc}{\sum Mnb} = \frac{30}{20.34} = 1.47$$

El ACI 318-19 requiere solo una relación de 1.2. Por tanto, cumple.

#### 5.5.4. Revisión por cortante en viga

Estribos 5.5 mm c/200mm

$$\phi Vc = \phi 0.53 \sqrt{f'c} bd = (0.75)(0.53)\sqrt{235} (22) (54) = 7239.15 \text{ Kg}$$

$$\phi Vs = \frac{\phi A_u f_y d}{s} = \frac{(0.75)(2 \times 0.21)(2800)(54)}{20} = 2691.19 \text{ Kg}$$

$$\emptyset V_n = \emptyset V_c + \emptyset V_s = 7.24 + 2.69 = \mathbf{9.43 \text{ T}}$$

Según el análisis “Etabs” se espera encontrar cortantes en la viga para la combinación 1.2 D + 1.0 L → Vu = 5.69 Ton

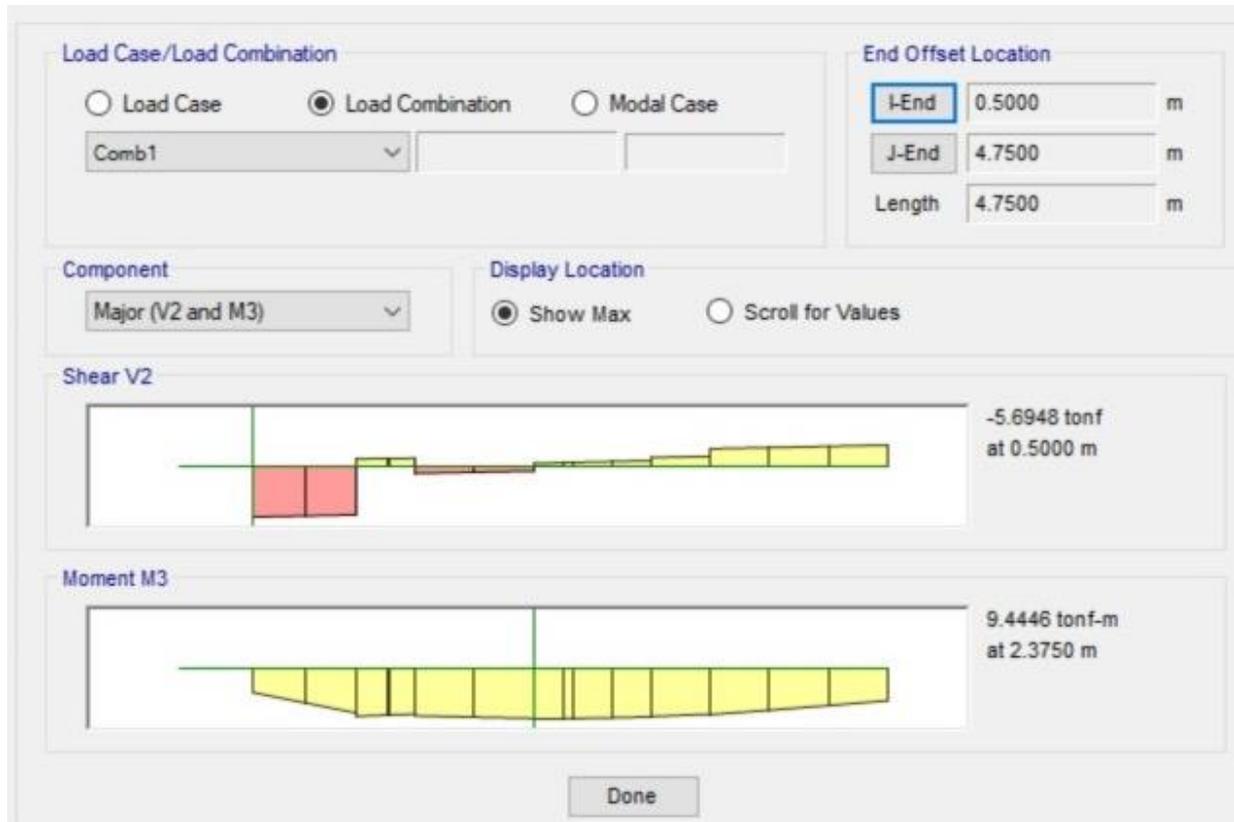


Ilustración 29 Diagrama de cortante y momento. Obtenido del modelo de ETABS.

Se calcula el cortante por sobre resistencia del acero.

$$M_{pv} = 1.25 f_y A_s \left( d - \frac{1.25 f_y A_s}{2(0.85)f'c b} \right)$$

$$M_{pv}^- = 1.25 (2800) (14.73) \left[ 54 - \frac{1.25(2800)(14.73)}{2(0.85)(235)(22)} \right]$$

$$M_{pv}^- = 24.82 \text{ T.m}$$

$$M_{pv}^+ = (1.25) (2800) (9.82) \left[ 54 - \frac{1.25(2800)(9.82)}{2(0.85)(235)(22)} \right]$$

$$M_{pv}^+ = 17.22 \text{ T.m}$$

$$V_e = \frac{\sum M_{pv}}{L_n}$$

$$V_e = \frac{24.82+17.22}{6.75-1} = 7.31 \text{ T}$$

El cortante equivalente es la suma de los dos anteriores.

$$VE = 5.69 + 7.31 = 13 \text{ Ton}$$

$VE > \phi V_n \therefore$  No cumple

$$13 > 9.93$$

### Observaciones Adicionales

La separación máxima de estribos en vigas es el menor de los siguientes valores dentro de la zona 2H:

- a) 15 cm
- b)  $d/4 = 54/4 = 13.5 \leftarrow$  Controla
- c)  $6\phi_b = 6 \times 2.5 = 15$

La separación excede los límites, por tanto, no cumple.

### 5.5.5. Revisión por cortante en columnas

$$\phi V_c = 0$$

$$\phi V_n = \phi V_s$$

$$\phi V_s = \frac{\phi A_v f_y d}{s}$$

$$= \frac{(0.75)(2 \times 0.24)(2800)(95)}{20} = 4\,788 \text{ Kg}$$

$$= 4.79 \text{ T}$$

### Cortante columna

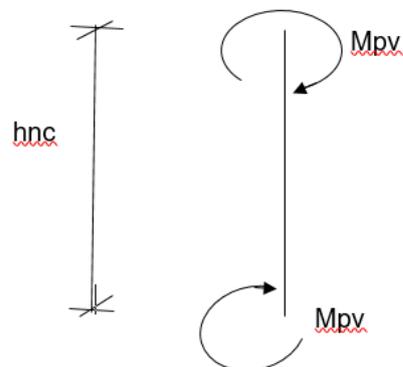
$$M_{pv} = 1.25 M_{nc}$$

$$= 1.25 (30)$$

$$= 37.5 \text{ T.m}$$

$$VE = \frac{37.5 \times 2}{3.85} = 19.48 \text{ T}$$

$VE > \phi V_n \therefore$  No cumple



### Observaciones adicionales

Separación máxima en zona “Lo”

- a) 15 cm
- b)  $6\phi b = 6 \times 1.25 = 7.5$  cm
- c)  $b/1 = \frac{25}{4} = 6.25$  cm ← Controla

La separación excede los límites, no cumple.

### 5.5.6. Revisión de conexiones

Capacidad

$$\phi V_n = \phi \alpha \sqrt{f'c} bjh$$

$$= (0.85)(3.2)(\sqrt{2.35})(25)(100)$$

$$= 104.24 \text{ T}$$

$$V_{ej} = 1.25 \Sigma A_s f_y$$

$$= 1.25(14.73)(2800)$$

$$= 51.55 \text{ T}$$

$\phi V_n > V_{ej} \therefore$  Si cumple.

## **6. Conclusiones**

A partir de los datos obtenidos se concluye que nuestra edificación no pudiera ser capaz de soportar las deformaciones por los distintos sismos revisados, esto en base las revisiones globales. Durante el periodo que la estructura se diseñó hace 50 años, el conocimiento y la técnica para el diseño por desempeño aún no se habían desarrollado.

Probablemente la estructura cuente con el problema de piso débil, este fenómeno ocasionado por la distribución de paredes de mampostería a nivel de planta baja, esto provoca una deficiencia de rigidez, misma que no se replica en los pisos superiores.

Dentro de los problemas a nivel de detalle de la estructura se tiene:

- Las varillas lisas, que pueden conllevar a problemas de adherencia.
- La deficiencia de separación de los estribos en vigas y columna, podrían provocar pandeo en las varillas longitudinales y por ende el desprendimiento del recubrimiento.
- La disposición de anclar los estribos de las vigas y columnas dentro de los miembros de hormigón con ganchos a 135 grados no fue implementada, ya que en esa época solo llegaban a los 90 grados.

Problemas de corrosión no se tiene, según los ensayos realizados por el laboratorio de estructuras y suelos que se realizaron en 2006 por medio de la aplicación de una solución transparente de fenolftaleína y se me fueron otorgados por parte del Ing. Walter Mera. Y se tiene la certeza de que todavía no posee problemas de corrosión ya que al edificio principal se le da mantenimiento en la parte del empastado y pintura.

## **7. Recomendaciones**

No se podría agregar muros, ni paredes de mampostería en planta baja para no dañar la parte de la arquitectura a la edificación, pero lo que si se podría hacer es reemplazar las paredes de mampostería existentes de planta baja y poner muros para que le aporten una mejor rigidez y resistencia a la edificación. Esto sería necesario si se quiere cumplir con el nivel de desempeño definido por NEC 15 para sismos de frecuencia muy rara y así poder cumplir con el límite de derivas estipulado en la norma.

Si es que se considera pertinente hacer un levantamiento más detallado que permita evaluar a la estructura a partir de sus resultados, de modo que se pueda estimar su comportamiento de una manera que se ajuste lo más posible a la realidad.

## 8. Bibliografía

- GEOESTUDIOS S.A. (s.f.). *Actualización Del Mapa Geológico De La Ciudad De Guayaquil*. Obtenido de <https://docplayer.es/79454413-Tomo-1-0-actualizacion-del-mapa-geologico-de-la-ciudad-de-guayaquil.html>
- MIDUVI. (DICIEMBRE de 2014). *NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN NEC-SE-DS*. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- MIDUVI. (DICIEMBRE de 2014). *NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN*. Obtenido de NEC-SE-RE: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- Sánchez, A. (17 de 05 de 2015). La Universidad Católica fue la primera academia privada en Guayaquil. *Memorias porteñas*, pág. 14.
- Sanchez, A. (17 de 05 de 2020). El Cardenal Cushing y su aporte a la universidad de Guayaquil. *Memorias Porteñas*.

## 9. Anexos y planos



*Ilustración 30 Determinación de armadura en columna de 3er Piso. Fuente Laboratorio de estructuras y suelos 2006.*



*Ilustración 31 Extracción de núcleo en planta baja y determinación de dimensiones. Fuente: Laboratorio de estructuras y suelos 2006.*



Ilustración 32 Investigaciones de vigas de cubierta. Fuente: Laboratorio de estructura y suelos 2006.



Ilustración 33 Determinación de la profundidad de carbonatación en núcleo de tercer piso. Fuente: Laboratorio de estructuras y suelos 2006.



PROYECTO:  
**EDIFICIO PRINCIPAL**

CONTENIDO:  
**PLANTA BAJA**

UBICACION:  
**UNIVERSIDAD CEREALES Y ALIMENTOS DE GUAYATEL**

ESTILO PRECIO:  
**URBANO**

DIRECCION:  
**AV. CARLOS JULIO ARCE MENA KM 1.5**

CODI CATASTRAL

MUNICIPIO	00
MUNICIPIO	000
LITERO	000
SECCION	00
PLANTA	00
PLANTA	00
Superficie	0

REVISADO:  
Arq. Carlos Laine Serrano  
Director Administrativo - I

FECHA:  
**09/2019**

ESCALA:

LAMINA:  
**1-6**



**PLANTA BAJA**



PRIMER PISO

 Universidad Católica de Cuenca	
PROYECTO:	EDIFICIO PRINCIPAL
CONTENIDO:	NIVEL I
UBICACION:	U. N. U. R. R. I. D. A. D. CANTON DE SANTOAGO D. U. U. A. Y. A. Q. U. I. I.
TIPO DE PROYECTO:	URBANO
PERMISOS:	AV. CARLOS JULIO ARCEMENA KM 1.5
COP. CANTONAL:	
SECCION:	01
MANZANA:	01A
LITERO:	010
LOTES:	01
PLANTA:	01
PARTE:	01
NUMERO:	01
REVISION:  Arq. Carlos Julio Arcemena Director Administrativo	
FECHA:	09-2010
ESCALA:	
LAMINA:	2-6





PROYECTO:  
EDIFICIO PRINCIPAL

CONTENIDO:  
NIVEL 1

EREGACION:  
UNIVERSIDAD CATEDRAL DE SANTIAGO DE CUYO

ESPACIO:  
URBANO

EREGACION:  
AV. CARLOS JULIO AROSEMENA 1215

CITY CATASTRAL	
SECTOR	00
MANZ.	000
LITERO	000
PTO.	0
PLA.	0
PLA.	0
Manzanas	1

REVISION:  
Arq. Carlos Julio Arosemena  
Director Administrativo

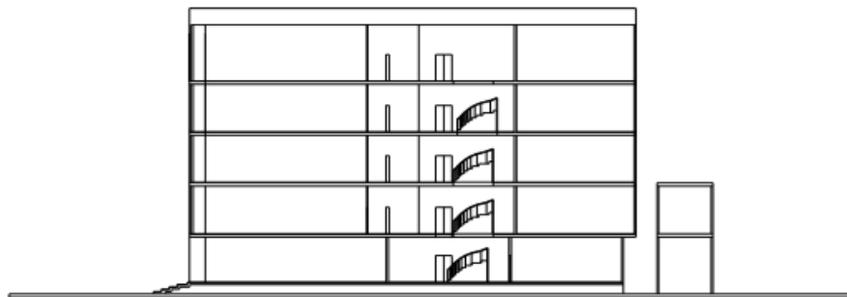
FECHA:  
09-2019

ESCALA:

LAMINA:  
**4-6**



FACHADA PRINCIPAL



SECCIÓN



PROYECTO:  
EDIFICIO PRINCIPAL

CONTENIDO:  
FACHADAS

UBICACION:  
UNIVERSIDAD  
CATEDRAL DE GUATEMALA

TIPO DE PROYECTO:  
URBANO

DIRECCION:  
AV. CARLOS JULIO  
ARCEMENAEMUS

CERO CATEDRAL	
ACCION:	00
MANEJO:	000
LIVEL:	000
DIV:	0
PLA:	0
PLA:	0
Número:	1

REVISION:  
Arq. Carlos Julio Arce Menéndez

FECHA:  
09-2019

ESCALA:

LAMINA:  
6-6



## **CLARACIÓN Y AUTORIZACIÓN**

Yo, **Corral Párraga, Kevin Rafael** con C.C: # 0926939109 autor/a del trabajo de titulación: **Estudio de riesgo sísmico, evaluación y rehabilitación del edificio principal de la UCSG** previo a la obtención del título de **Ingeniería Civil** en la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil.

1.- Declaro tener pleno conocimiento de la obligación que tienen las instituciones de educación superior, de conformidad con el Artículo 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior, de entregar a la SENESCYT en formato digital una copia del referido trabajo de titulación para que sea integrado al Sistema Nacional de Información de la Educación Superior del Ecuador para su difusión pública respetando los derechos de autor.

2.- Autorizo a la SENESCYT a tener una copia del referido trabajo de titulación, con el propósito de generar un repositorio que democratice la información, respetando las políticas de propiedad intelectual vigentes.

**Guayaquil, 21 de septiembre de 2022**

f. \_\_\_\_\_

**Nombre: Corral Párraga, Kevin Rafael**

**C.C: 0926939109**



## REPOSITORIO NACIONAL EN CIENCIA Y TECNOLOGÍA

### FICHA DE REGISTRO DE TESIS/TRABAJO DE TITULACIÓN

<b>TEMA Y SUBTEMA:</b>	Estudio de riesgo sísmico, evaluación y rehabilitación del edificio principal de la UCSG		
<b>AUTOR(ES)</b>	Corral Párraga, Kevin Rafael		
<b>REVISOR(ES)/TUTOR(ES)</b>	Ing. Villacrés Sánchez, Alex Raúl MSc		
<b>INSTITUCIÓN:</b>	Universidad Católica de Santiago de Guayaquil		
<b>FACULTAD:</b>	Ingeniería		
<b>CARRERA:</b>	Ingeniería Civil		
<b>TÍTULO OBTENIDO:</b>	Ingeniero Civil		
<b>FECHA DE PUBLICACIÓN:</b>	21 de septiembre de 2022	<b>No. DE PÁGINAS:</b>	72
<b>ÁREAS TEMÁTICAS:</b>	Análisis Estructural		
<b>PALABRAS CLAVES/ KEYWORDS:</b>	Riesgo Sísmico, Rehabilitación, Vulnerabilidad, Fragilidad, Etabs, Reforzamiento.		
<b>RESUMEN/ABSTRACT:</b>	<p>En el presente trabajo se realizó un estudio de Riesgo Sísmico, Evaluación y Rehabilitación del edificio principal de la Universidad Católica Santiago de Guayaquil, ya que dicha estructura cuenta con más de 50 años de construcción; y en la Norma Ecuatoriana de la Construcción en el código NEC-SE-RE, nos exige dicho estudio. Este estudio nos dará como resultado si la edificación puede seguir dando servicios en las mismas condiciones de su construcción original o deberá ser reforzado para que cumpla con los actuales requerimientos sismo resistentes dispuestos por la NEC-2015.</p> <p>Para este estudio se utilizaron funciones de vulnerabilidad o fragilidad, que relacionan probabilísticamente una medida de intensidad sísmica con una medida de daño en la edificación. El código NEC-SE-RE nos muestra sobre distintos niveles de estudio para la edificación y serán evaluados para los distintos niveles de desempeño.</p> <p>Toda esta información obtenida será integrada al programa de Etabs, para así obtener los resultados requeridos para saber si se necesita o no reforzamiento según lo estipulado por la NEC 15.</p>		
<b>ADJUNTO PDF:</b>	<input checked="" type="checkbox"/> SI	<input type="checkbox"/> NO	
<b>CONTACTO CON AUTOR/ES:</b>	Teléfono:+593-995135032	E-mail: kevinr1795@outlook.com	
<b>CONTACTO CON LA INSTITUCIÓN (COORDINADOR DEL PROCESO UTE)::</b>	Nombre: Ing. Clara Glas Cevallos, M.Sc.		
	Teléfono: +593-984616792		
	E-mail: clara.glas@cu.ucsg.edu.ec		
<b>SECCIÓN PARA USO DE BIBLIOTECA</b>			
<b>Nº. DE REGISTRO (en base a datos):</b>			
<b>Nº. DE CLASIFICACIÓN:</b>			
<b>DIRECCIÓN URL (tesis en la web):</b>			