



UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA

FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE 5 PISOS CON PÓRTICOS DE
HORMIGÓN ARMADO, MEDIANTE EL MÉTODO DE LA FUERZA HORIZONTAL
EQUIVALENTE, APLICANDO NORMATIVA ECUATORIANA, COLOMBIANA; Y
ACI 318-19

TRABAJO PRÁCTICO

Previo a la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Autor:

VICTOR OSCAR BAQUERO SALTOS

Tutor(a):

ING. VIANNA ANDREA PINOARGOTE ROVELLO. MSc

La Libertad, Ecuador

2021

UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA

FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA:

ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE 5 PISOS CON PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO, MEDIANTE EL MÉTODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE, APLICANDO NORMATIVA ECUATORIANA, COLOMBIANA; Y

ACI 318-19

TRABAJO PRÁCTICO

Previo a la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Autor:

VICTOR OSCAR BAQUERO SALTOS

Tutor(a):

ING. VIANNA ANDREA PINOARGOTE ROVELLO. MSc

La Libertad, Ecuador

2021

Aprobación del Tutor

En mi calidad de Tutor del Trabajo del Componente Práctico, modalidad Examen de Grado de carácter Complexivo, denominado “ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE 5 PISOS CON PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO, MEDIANTE EL MÉTODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE, APLICANDO NORMATIVA ECUATORIANA, COLOMBIANA; Y ACI 318-19”, elaborado por el Sr. VICTOR OSCAR BAQUERO SALTOS, declaro que después de haberlo revisado, concedo la respectiva aprobación.

TUTOR(A)



Ing. Pinoargote Rovello Vianna Andrea, MSc.

La Libertad, a los 08 días del mes de marzo del 2021.

Declaración de Autenticidad

YO, Victor Oscar Baquero Saltos

DECLARO QUE:

El trabajo/ tarea integradora de grado denominado “Análisis y diseño de una estructura de 5 pisos con pórticos de hormigón armado, mediante el método de la fuerza horizontal equivalente, aplicando normativa ecuatoriana, colombiana; y ACI 318-19”, ha sido desarrollada (o) con base a una investigación exhaustiva, respetando derechos intelectuales de terceros conforme las referencias que constan al pie de las páginas correspondientes, cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía.

Consecuentemente este trabajo es de mi autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance científico de la tesis y/o proyecto de grado en mención.



Victor Oscar Baquero Saltos

C.I.: 0953806833



UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA
Creación: Ley No. 110 R.O. No. 366 (Suplemento) 1998-07-22

La Libertad, 11 de marzo de 2021

CERTIFICADO ANTIPLAGIO

004-TUTOR VAPR-2021

En calidad de tutor del trabajo de titulación denominado "ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE 5 PISOS CON PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO, MEDIANTE EL MÉTODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE, APLICANDO NORMATIVA ECUATORIANA, COLOMBIANA; Y ACI 318-19", elaborado por el Sr. **VICTOR OSCAR BAQUERO SALTOS**, egresado de la Carrera de INGENIERÍA CIVIL, de la Facultad de CIENCIAS DE LA INGENIERÍA de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, previo a la obtención del título de INGENIERO CIVIL, me permito declarar que una vez analizado en el sistema antiplagio URKUND, luego de haber cumplido los requerimientos exigidos de valoración, el presente proyecto ejecutado, se encuentra con 2% de la valoración permitida, por consiguiente se procede a emitir el presente informe.

Adjunto reporte de similitud.

Atentamente,

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Vianna P.', is written over a light blue horizontal line.

Ing. Mgs. Vianna Pinoargote Rovello

C.I.:2400061632

DOCENTE TUTOR



UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA
Creación: Ley No. 110 R.O. No. 366 (Suplemento) 1998-07-22




Reporte Urkund.

URKUND

Document Information

Analyzed document	Tesina sin figuras tablas.docx (D97906680)
Submitted	3/10/2021 11:01:00 PM
Submitted by	
Submitter email	victor.baquerosaltos@upse.edu.ec
Similarity	2%
Analysis address	lmoreno.upse@analysis.orkund.com

Sources included in the report

W	URL: https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/5417/1/UPSE-TIC-2020-0016.pdf Fetched: 1/22/2021 6:10:10 AM	 1
W	URL: https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/5029/1/UPSE-TIC-2019-0011.pdf Fetched: 11/14/2019 6:58:17 PM	 2
W	URL: https://core.ac.uk/download/pdf/233044347.pdf Fetched: 3/10/2021 11:02:00 PM	 2

Agradecimiento

Agradezco a Dios por permitirme vivir este momento tan anhelado para mí, porque a pesar de todas las vicisitudes que se han presentado siempre me ha brindado la fortaleza y sabiduría necesaria para poder sobrellevarlas.

A mi madre Alexandra, a mi padre Victor, por hacer de mí una persona de bien, por darme ese apoyo incesante a lo largo de todos mis años de estudio. A mis hermanos Alex, Michael, Domenica.

A mi Esposa Lady, quien ha estado para mí cuando siempre la he necesitado, con quien he formado un lindo hogar, y con la que quiero compartir todos los triunfos a futuro.

Como no agradecer a mi querida Universidad UPSE porque durante 11 años consecutivos me ha abierto sus puertas para educarme y servir a la sociedad. A todos los docentes que han aportado en mi formación profesional, a mis amigos con los que compartí todo este tiempo, especialmente a mis compañeros de Civil Sport, con los que se vivieron gratos momentos.

Índice General

Aprobación del Tutor.....	I
Declaración de Autenticidad	II
Agradecimiento	V
Índice General.....	VI
Índice de Tablas.....	X
Índice de Figuras	XI
Índice de Anexos	XII
Resumen	XIII
Abstract.....	XIV
Introducción.....	1
Unidad I.....	2
1.1. Planteamiento del Problema	2
1.2. Justificación de la Investigación.....	2
1.3. Objetivos.....	3
1.3.1. Objetivo general	3
1.3.2. Objetivos específicos.....	3
Unidad II.....	4
2. Marco Teórico.....	4
2.1. Cargas Muertas, Vivas y Combinaciones de Carga.	4
2.1.1. Cargas	4
2.1.2. Combinaciones de carga.....	4
2.2. Peligro Sísmico.....	4
2.3. Método de la Fuerza Horizontal Equivalente	4
2.4. Sistema estructural de Pórtico Especial Sismorresistente o (Des)	5
2.5. Derivas de Piso	5
2.6. Ductilidad	5

2.7.	Torsión Excesiva	6
2.8.	Secciones fisuradas.....	6
2.9.	Elementos Del Sistema Estructural	6
2.9.1.	Losas.....	6
2.9.2.	Vigas.....	6
2.9.2.1.	Predimensionado.....	7
2.9.2.2.	Reforzamiento de vigas.....	7
2.9.3.	Columnas:.....	8
2.9.3.1.	Predimensionado	8
2.9.3.2.	Reforzamiento en columnas.....	9
2.9.3.3.	Refuerzo transversal y confinamiento.....	9
2.9.4.	Nudos en Pórticos Especiales Resistentes a Momento.....	11
Unidad III		12
3.	Metodología de Análisis para Diseño Sísmico	12
3.1.	Norma NSR-10 (Título A).....	12
3.1.1.	Zonas de Amenaza Sísmica.....	12
3.1.2.	Clasificación de los Perfiles Del Suelo.....	14
3.1.3.	Coefficientes de perfil de suelo F_a y F_v	14
3.1.4.	Espectro de Diseño	15
3.1.5.	Coefficiente de Importancia, I	16
3.1.6.	Configuración estructural de la edificación.....	16
3.1.6.1.	Coefficiente de reducción de fuerzas sísmicas de diseño.....	17
3.1.6.2.	Irregularidades en planta y elevación.....	17
3.1.7.	Período Fundamental de la Edificación.....	18
3.1.8.	Fuerzas Sísmicas Horizontales Equivalente	18
3.1.9.	Dirección de Aplicación de las Fuerzas Sísmicas	19
3.1.10.	Límites de la Deriva Máxima de Piso.....	19

3.2.	Norma NEC-15 SE - DS.....	20
3.2.1.	Zonas de Amenaza Sísmica.....	20
3.2.2.	Clasificación de los Perfiles de Suelos.....	21
3.2.3.	Coefficientes de Perfil de Suelo.....	21
3.2.4.	Espectro de Respuesta Elástico de Aceleraciones.....	23
3.2.5.	Obtención del Periodo de Vibración T.....	24
3.2.6.	Coefficiente de Importancia.....	24
3.2.7.	Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas de Diseño.....	25
3.2.8.	Coefficientes de Configuración Estructural.....	26
3.2.9.	Carga Sísmica Reactiva.....	26
3.2.10.	Cortante Basal de Diseño.....	26
3.2.11.	Distribución de Fuerzas Sísmicas Laterales.....	27
3.2.12.	Efectos de Segundo Orden P- Δ e Índice De Estabilidad Q_i	27
3.2.13.	Límites de Deriva.....	28
	Unidad IV.....	29
4.	Prediseño de la estructura y obtención de fuerzas de diseño.....	29
4.1.	Especificaciones del Hormigón.....	29
4.2.	Combinaciones de Carga.....	29
4.3.	Predimensionamiento de Elementos del Sistema Estructural.....	29
4.3.1.	Losa.....	29
4.3.2.	Vigas.....	30
4.3.3.	Columnas.....	30
4.4.	Obtención de Fuerzas de Diseño NSR-10.....	32
4.4.1.	Determinación de A_a y A_v	32
4.4.2.	Cálculo de los Coeficientes F_a y F_v	32
4.4.3.	Factor de Importancia.....	32
4.4.4.	Cálculo de T_c y T_L Periodos Límites de Vibración.....	32

4.4.5.	Cálculo de S_a	32
4.4.6.	Espectro de Diseño NSR-10	33
4.4.7.	Cálculo del Periodo de Vibración de la Estructura T_a	33
4.4.8.	Cálculo del Cortante Sísmico	33
4.4.9.	Fuerzas Sísmicas De Diseño NSR-10	34
4.5.	Obtención de Fuerzas de Diseño NEC-15	35
4.5.1.	Parámetros para Obtención del Espectro de Diseño	35
4.5.2.	Obtención de los Períodos Límites de Vibración	35
4.5.3.	Cálculo de $S_a(g)$	35
4.5.4.	Espectro de Diseño	35
4.5.5.	Cálculo del Periodo de Vibración T_a	36
4.5.6.	Cortante Basal de Diseño	36
4.5.7.	Fuerzas Sísmicas de Diseño NEC-15	37
Unidad V	38
5.	Chequeo de Condiciones de Regularidad de la Estructura; y Diseño Final de Elementos del Sistema Estructural con ACI318-19	38
5.1.	Modelado de la Estructura en Etabs v.18	38
5.1.1.	Descripción de la estructura:	38
5.2.	Chequeo de Derivas de Piso (NEC-15)	40
5.3.	Chequeo de Índice de Estabilidad Q_i (NEC-15)	42
5.4.	Chequeo de Derivas de Piso (NSR-10)	43
5.5.	Chequeo De Índice De Estabilidad Q_i (NSR-10)	45
5.6.	Diseño de Elementos con ACI 318-19	46
5.6.1.	Diseño de Viga	46
5.6.1.1.	Diseño a flexión	46
5.6.1.2.	Diseño a cortante	51
5.6.2.	Diseño de Columna	54

5.6.2.1. Diseño a flexo-compresión.....	55
5.6.2.2. Diseño a cortante.....	57
Conclusiones.....	62
Recomendaciones.....	64
Anexos.....	67

Índice de Tablas

Tabla 1. Resistencia nominal del nudo a cortante V_n	11
Tabla 2. Clasificación de los perfiles de suelo	14
Tabla 3. Valores de F_a , para la zona de periodos cortos del espectro	14
Tabla 4. <i>Valores de F_v para la zona de periodos intermedios del espectro</i>	15
Tabla 5. Valores del coeficiente de importancia I	16
Tabla 6. Coeficiente de irregularidad en planta.....	17
Tabla 7. Coeficiente de irregularidad en altura	17
Tabla 8. Valor de C_t y α para el cálculo del periodo aproximado T_a	18
Tabla 9. Coeficiente de Fuerza de Piso C_{vx}	19
Tabla 10. <i>Derivas máximas como porcentaje de h_{pi}</i>	19
Tabla 11. Valores de Z en función de la zona sísmica	20
Tabla 12. Tipos de perfiles de suelo	21
Tabla 13. <i>Valores de F_a según la zona sísmica y el perfil de suelo</i>	22
Tabla 14. <i>Valores de F_d según la zona sísmica y el perfil de suelo</i>	22
Tabla 15. <i>Valores de F_s según la zona sísmica y el perfil de suelo</i>	22
Tabla 16. <i>Parámetros para construir el Espectro de Diseño</i>	23
Tabla 17. <i>Valores de C_t y α según la tipología de la estructura</i>	24
Tabla 18. <i>Valores del coeficiente I por categorías.</i>	24
Tabla 19. Valores del coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.....	25
Tabla 20. <i>Coeficiente de regularidad en planta</i>	26
Tabla 21. <i>Coeficiente de regularidad en elevación</i>	26
Tabla 22. <i>Fuerza Cortante basal de diseño</i>	27
Tabla 23. <i>Distribución de fuerzas sísmicas laterales</i>	27
Tabla 24. <i>Índice de estabilidad Q_i</i>	28
Tabla 25. <i>Límites de deriva ΔM máxima</i>	28

Tabla 26. <i>Teorema de Steiner para equivalencia de inercia</i>	29
Tabla 27. <i>Distribución de cargas en la estructura</i>	30
Tabla 28. <i>Secciones de columnas y carga tributaria</i>	31
Tabla 29. <i>Secciones preliminares de Columnas y Vigas; y Cargas por piso</i>	31
Tabla 30. <i>Valores de Aa y Av del Municipio de Quibdó.</i>	32
Tabla 31. <i>Distribución de Fuerzas Horizontales equivalentes a cada piso.</i>	34
Tabla 32. <i>Parámetros para obtención del Espectro de diseño de NEC-15.</i>	35
Tabla 33. <i>Distribución de Fuerzas Horizontales equivalentes a cada piso.</i>	37
Tabla 34. <i>Derivas de Piso de la Estructura Prediseñada y modelada en Etabs v.18</i>	40
Tabla 35. <i>Secciones finales de Vigas y Columnas</i>	40
Tabla 36. <i>Chequeo Final de Derivas de piso (NEC-15)</i>	41
Tabla 37. <i>Chequeo de Índice de Estabilidad Qi (NEC-15)</i>	42
Tabla 38. <i>Derivas de Piso (NSR-10) a partir de las secciones finales obtenidas con NEC-15</i>	43
Tabla 39. <i>Secciones finales de Vigas y Columnas (NSR-10)</i>	43
Tabla 40. <i>Chequeo Final de Derivas de piso (NSR-10)</i>	44
Tabla 41. <i>Chequeo de Índice de Estabilidad Qi (NSR-10)</i>	45
Tabla 42. <i>Momentos de diseño (Ton.m) para vigas críticas</i>	47
Tabla 43. <i>Refuerzo longitudinal (cm²) en vigas críticas</i>	50
Tabla 44. <i>Valores de Carga Axial y Momento considerados en el Diagrama de Interacción NEC</i>	56
Tabla 45. <i>Valores de Carga Axial y Momento considerados en el Diagrama de Interacción NSR</i>	57
Tabla 46. <i>Diferencias en el Análisis sísmico de normativas NEC-15 y NSR-10</i>	62

Índice de Figuras

Figura 1. <i>Derivas de piso</i>	5
Figura 2. <i>Equivalencia de losas a partir de su inercia</i>	6
Figura 3. <i>Especificaciones para elementos a flexión</i>	7
Figura 4. <i>Consideraciones del acero longitudinal en elementos a flexión</i>	7
Figura 5. <i>Especificaciones para estribos en zonas de traslape</i>	8
Figura 6. <i>Espaciamientos de estribos en vigas</i>	8
Figura 7. <i>Ejemplo de Áreas tributarias de columnas</i>	9

Figura 8. Espaciamiento del refuerzo transversal en columnas	10
Figura 9. Modelo del refuerzo transversal en columnas.....	11
Figura 10. Mapa de Clasificación de Zonas de Amenaza Sísmica.....	12
Figura 11. Mapa de valores de Aa.....	13
Figura 12. Mapa de valores de Av.....	13
Figura 13. Espectro de diseño elástico de aceleraciones NSR-10.....	15
Figura 14. Mapa de zonas sísmicas y factor de zona z.....	20
Figura 15. Espectro de diseño en aceleraciones NEC-15.....	23
Figura 16. Espectro de diseño del Municipio Quibdó, para un suelo Tipo C	33
Figura 17. Espectro de diseño Santa Elena, para un suelo Tipo C.....	36
Figura 18. Modelación de la Estructura en Etabs V.18.....	38
Figura 19. Vista en Elevación de la Estructura, sentido x e y	39
Figura 20. Máximos Momentos en las vigas de la estructura de (NEC) y (NSR)	46
Figura 21. Cortante equivalente en vigas	51
Figura 22. Detalle de refuerzo longitudinal y transversal en vigas analizadas.	53
Figura 23. Momentos de diseño para columnas a flexo-compresión	55
Figura 24. Diagrama de Interacción Columna 50x50 NEC	56
Figura 25. Diagrama de Interacción Columna 80x80 NSR.....	56
Figura 26. Detalle del acero en las columnas analizadas	57
Figura 27. Detalle del acero transversal en las columnas.....	60
Figura 28. Detalle del refuerzo longitudinal y transversal en pórticos, (NSR)	67
Figura 29. Detalle del refuerzo longitudinal y transversal en pórticos. (NSR)	68
Figura 28. Detalle de la conexión viga- columna NEC.....	69
Figura 29. Detalle de la conexión viga- columna NSR	70

Índice de Anexos

Anexo 1. Refuerzo longitudinal y transversal en pórticos de la estructura con Normativa NEC-15.....	67
Anexo 2. Refuerzo longitudinal y transversal en pórticos de la estructura con Normativa NSR-10	68
Anexo 3. Cortante en el nudo	69
Anexo 4. Columna Fuerte – Viga Débil.....	71

Resumen

La investigación realizada pretende establecer una comparación de las normas de análisis sísmico empleadas en Ecuador y Colombia respectivamente, considerando el método de la fuerza horizontal equivalente. Para ello se realiza un prediseño de los elementos que conforman el sistema estructural de la edificación propuesta.

Siguiendo la metodología de ambas normas se obtienen fuerzas horizontales de diseño correspondientes a cada piso de la estructura propuesta, una para cada norma, y para proceder al respectivo análisis se utiliza el software Etabs 18 v1.1 para la modelación de la estructura. Con los resultados obtenidos se chequean las condiciones de regularidad, tales como: torsión excesiva, derivas de piso y efectos de segundo orden. Posterior a aquello se definen las secciones finales de columnas y vigas, para poder establecer la cantidad de refuerzo en las mismas.

Para el diseño de vigas y columnas se emplea la normativa americana ACI 318-19 donde a detalle se presentan las especificaciones correspondientes. Finalmente, con el diseño de los elementos antes mencionados se realiza una comparación de las normativas, donde se evidencia que NEC-15 resulta ser más permisible que NSR-10, debido al límite que presenta su deriva máxima.

Palabras claves: Análisis Sismorresistente, fuerza horizontal, comparación, normativas.

Abstract

The purpose of this research is to establish a comparison of the seismic analysis standards used in Ecuador and Colombia respectively, considering the equivalent horizontal force method. For this purpose, a pre-design of the elements that make up the structural system of the proposed building is carried out.

Following the methodology of both standards, the horizontal design forces corresponding to each floor of the proposed structure are obtained, one for each standard, and to proceed with the respective analysis, the Etabs 18 v1.1 software is used for the modeling of the structure. With the results obtained, the regularity conditions are checked, such as: excessive torsion, floor drifts and second order effects. Subsequently, the end sections of the columns and beams are defined to establish the amount of reinforcement in them.

For the design of the beams and columns, the American standard ACI 318-19 is used, where the corresponding specifications are presented in detail. Finally, with the design of the mentioned elements, a comparison of the standards is made, where it is shown that the NEC-15 is more permissible than the NSR-10, due to the limit of its maximum drift.

Keywords: Seismic-resistant analysis, horizontal force, comparison, standards.

Introducción

El borde occidental Sudamericano, desde un enfoque sismológico, es considerado como el de mayor potencial sísmico del mundo, puesto que aproximadamente el 95% de la energía producida por terremotos se libera en esta zona. Su actividad sísmica se asocia al proceso de subducción de la placa nazca (litosfera oceánica) debajo de la sudamericana (litosfera continental). Quispe, Tavera et al. (2003).

A la zona de subducción Colombia- Ecuador se le atribuyen importantes sismos como los de 1906 (8,9Mw), 1958 (7,8 Mw), 1942 (5,8 Ms), 1979 (8,1 Mw), y el más reciente de magnitud 7,8 Mw que trajo consigo grandes pérdidas humanas, a nivel de estructuras provocó gran destrucción en la parte norte de Ecuador, e incluso fue sentido con gran intensidad en el Suroccidente Colombiano. Salcedo-Hurtado and Pérez (2016).

Los códigos sísmicos consideran los criterios de análisis y diseño de las edificaciones situadas en zonas donde puedan ocurrir movimientos telúricos. Lanza, Puentes et al. (2003). A pesar de que los principios para el cálculo de la respuesta estructural son los mismos, no todos utilizan la misma metodología para aplicar cada uno de estos conceptos. Andrade Insúa (2004)

Lafuente, Grases et al. (2014) menciona que, desde los inicios del siglo XX, en la práctica de la ingeniería Sismorresistente, se ha empleado el método simplificado de fuerzas horizontales equivalentes para esquematizar las acciones sísmicas sobre las edificaciones de poca altura. NEC-15 y NSR-10 códigos sísmicos de Ecuador y Colombia respectivamente, sugieren como procedimiento mínimo de análisis sísmico a este método, siendo la última un poco mas conservadora debido a las consideraciones para su aplicación. A fin de conocer la metodología de análisis sísmico de una estructura empleando ambas normativas, se propone realizar un análisis lineal estático a una estructura de cinco plantas con pórticos de hormigón armado para una determinada ciudad de Colombia y Ecuador.

Mediante la herramienta CSI ETABS v18 se realiza el análisis, y a partir de los resultados del mismo, se emplea la normativa americana ACI 318-19 para el diseño de elementos tales como vigas, columnas y nudos. De modo que la estructura sea capaz de resistir solicitaciones sísmicas y con adecuada ductilidad.

Unidad I

1.1. Planteamiento del Problema

Las normas sismorresistentes constituyen una sistematización de los conocimientos en la práctica ingenieril. En los años 80, ya en América Latina se contaba con normativas modernas de diseño sísmico que han seguido revisándose y actualizándose, producto de adaptaciones y modificaciones de las normas americanas, que por lo general han sido modelo para las normas de nuestra región.

Los países en su afán de disminuir el impacto ante eventos sísmicos han constituido normas sismorresistentes, que, si bien es cierto poseen filosofías de diseño semejantes, varían mucho en la metodología para el cumplimiento de los principios que posibilitan un buen desempeño estructural.

Aspectos como la metodología para la obtención de espectros de diseño, los valores para factores de reducción de fuerzas sísmica de diseño, y otras consideraciones como límites de derivas de piso, hacen que una norma difiera de otra, y que una estructura tenga mayor o menor vulnerabilidad sísmica cuando se compara con normativas de otros países.

En este trabajo se pretende diseñar una estructura a partir de los parámetros descritos en las normativas sismorresistentes NEC-15 y NSR-10; y ACI 318-19, con el objetivo de establecer diferencias entre las configuraciones finales del sistema estructural.

1.2. Justificación de la Investigación

La comparación de la Norma Ecuatoriana de Diseño Sismorresistente NEC-15 SE-DS con la Norma Sismorresistente colombiana NSR-10 Título A, permite evaluar las diferencias entre los requerimientos y parámetros considerados para el diseño sísmico de estructuras contemplados en ambas normas. Recordando que uno de los principales objetivos del diseño sísmico es el buen desempeño de una construcción ante un sismo, las comparaciones que se realizan están enfocadas a requerimientos como las fuerzas de diseño, el control de derivas y efectos $P-\Delta$, para un sistema de pórticos dúctiles de hormigón armado.

Sirviendo como una base para posteriormente analizar qué aspectos se pudiesen mejorar en nuestra norma, para de esta manera reducir el riesgo de colapso de las estructuras, y en su defecto salvaguardar la vida de las personas.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo general

- Realizar el análisis sísmico a una estructura mediante el método de la fuerza horizontal equivalente conforme a las normativas NEC-15 y NSR-10, y su posterior diseño de acuerdo con ACI 318-19.

1.3.2. Objetivos específicos

- Obtener un espectro de diseño semejante para un suelo tipo C usando normativa NEC-15 y NSR-10.
- Establecer las principales diferencias entre las normas NEC-15 y NSR-10, en la aplicación del método de fuerzas horizontales equivalentes para una estructura tipo.
- Comparar las secciones de Vigas y columnas obtenidas en el diseño sismorresistente.

Unidad II

2. Marco Teórico

2.1. Cargas Muertas, Vivas y Combinaciones de Carga.

2.1.1. Cargas

Constituidas por cargas muertas y vivas, donde las primeras están definidas por el peso de elementos permanentes en la estructura, tales como muros, paredes, instalaciones, recubrimientos, entre otros. Mientras que a las cargas vivas las conforman el peso de las personas, muebles, accesorios móviles, entre otros.

2.1.2. Combinaciones de carga

El diseño de las estructuras, y sus componentes debe hacerse de tal forma que sus resistencias de diseño igualen o excedan los efectos producidos por las cargas mayoradas producto de combinaciones.

NEC (2015), detalla el valor de las cargas muertas, vivas y las combinaciones de carga en el capítulo de cargas no sísmicas, mientras que NSR-10 (2010) las detalla en su título B.

2.2. Peligro Sísmico

Risk (1984) lo define como cualquier fenómeno físico (por ejemplo, temblores de tierra, fallas de tierra) asociado con un terremoto que pueda producir efectos adversos en las actividades humanas.

El peligro sísmico en el borde sudamericano está íntimamente relacionado con dos tipos de fuentes sísmicas: subducción mediante sismos interplaca (prof. < 40km) e intraplaca (prof. entre 40 y 300 km), y sismos corticales (prof. < 40km). Quinde Martínez and Reinoso Angulo (2016).

2.3. Método de la Fuerza Horizontal Equivalente

Reyes (1998) menciona que casi todos los códigos sismorresistentes incluyen al método de la fuerza horizontal equivalente, para determinar fuerzas sísmicas horizontales de diseño, debido a que es un procedimiento aproximado que evita realizar un análisis dinámico de la estructura.

Las dos aproximaciones que fundamentan al método, consisten en: limitar la respuesta sísmica al primer modo, e igualar la masa efectiva del primer modo a la masa total de la estructura. Supliendo así la ausencia de los otros modos.

2.4. Sistema estructural de Pórtico Especial Sismorresistente o (Des)

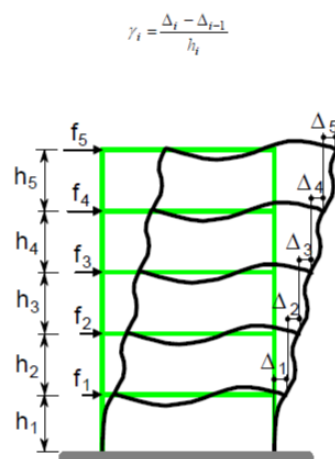
Estructura constituida por columnas y vigas descolgadas del sistema de piso, resistente a cargas verticales y a las originadas por sismos, donde, tanto el pórtico como la conexión viga-columna resisten la totalidad de estas fuerzas. Su diseño y detallamiento hace que presente un comportamiento dúctil.

2.5. Derivas de Piso

NEC (2015) menciona que las derivas son desplazamientos de un piso como resultado de una fuerza lateral. Son medidas a partir de dos puntos extremos de la estructura que se ubican en la misma línea de acción. Se calculan restando los desplazamientos del piso superior e inferior.

Figura 1.

Derivas de piso



Nota. Fuente: ABAD and TORRES (2015)

2.6. Ductilidad

Marte Jiménez (2014) define a la ductilidad como la capacidad de un elemento o sistema estructural de experimentar deformaciones más allá del rango elástico con una permisible reducción de rigidez y resistencia.

2.7. Torsión Excesiva

NEC (2015) menciona que existe irregularidad torsional en una estructura, cuando un extremo posee una deriva máxima que supere en 1,2 veces al promedio de la deriva de los extremos, tomando en cuenta una misma línea de referencia.

2.8. Secciones fisuradas

NEC (2015) menciona que cuando se trabajen con secciones fisuradas, deben considerarse Inercias agrietadas: $0,8I_g$ para columnas y $0,5I_g$ para vigas, por otro lado, la NSR-10, les asigna $0,7I_g$ a las columnas y $0,35I_g$ a las vigas.

2.9. Elementos Del Sistema Estructural

2.9.1. Losas

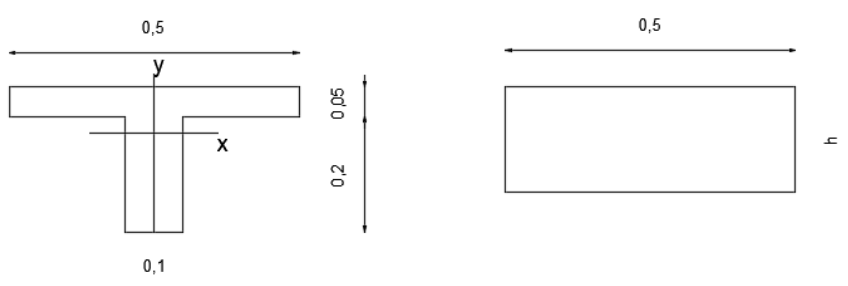
Para realizar el predimensionamiento de la losa bidireccional, inicialmente se calcula la altura de la losa bidireccional maciza mediante la siguiente formula:

$$h = \frac{l_n(800 + 0,0712fy)}{36000} \quad (1)$$

Obtenido el h_{\min} de la losa maciza, es necesario obtener la altura mínima de la losa aliviada a partir de la equivalencia de sus inercias.

Figura 2.

Equivalencia de losas a partir de su inercia



2.9.2. Vigas

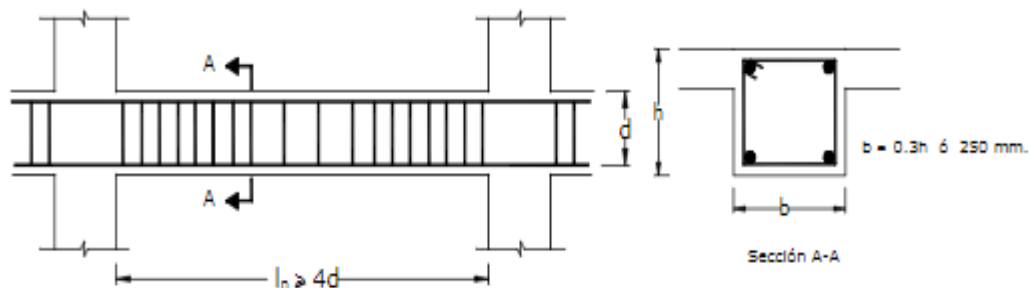
Cruz Barreto and Dieguez Mendoza (2016) definen a las vigas como elementos lineales cuya función es recibir la carga de las losas y transmitirla a otras vigas o directamente a las columnas o muros. Tienen la función sísmica junto a las columnas de resistir a los esfuerzos producto del sismo dando rigidez lateral.

2.9.2.1. Predimensionado.

Se puede tomar como predimensionamiento del peralte total, una relación de 1/10 a 1/12 de la luz libre y siendo el ancho 0.3 a 0.5 del peralte siendo un ancho mínimo 25 cm en caso de formar pórticos. Estas características se presentan en la siguiente figura:

Figura 3.

Especificaciones para elementos a flexión



Nota. Fuente: NEC-SE-HM (2015) sección 4.2.1.

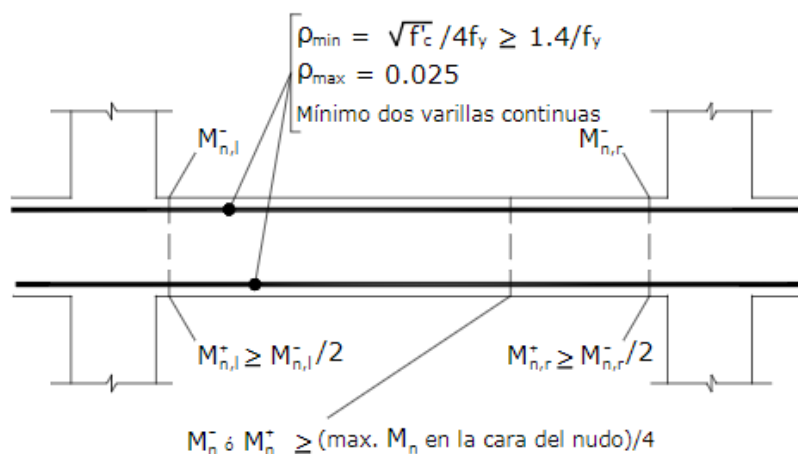
2.9.2.2. Reforzamiento de vigas

Cuantía de refuerzo

Cuantía máxima y mínima de refuerzo longitudinal

Figura 4.

Consideraciones del acero longitudinal en elementos a flexión



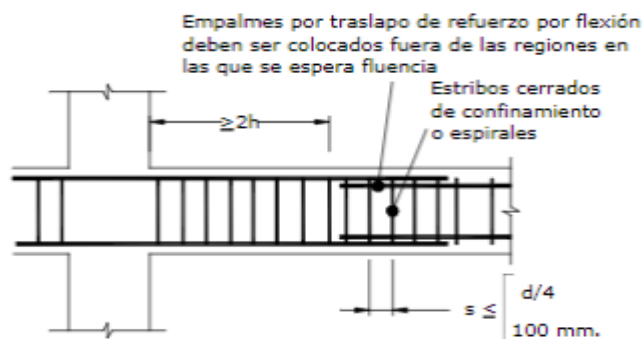
Nota. Fuente: NEC-SE-HM (2015) sección 4.2.5.

Estribos para confinamientos

NEC-SE-HM (2015) establece que se debe proveer de estribos para confinamiento, de por lo menos un diámetro de 10 mm y deberán cumplir otras consideraciones que se describen en las siguientes figuras.

Figura 5.

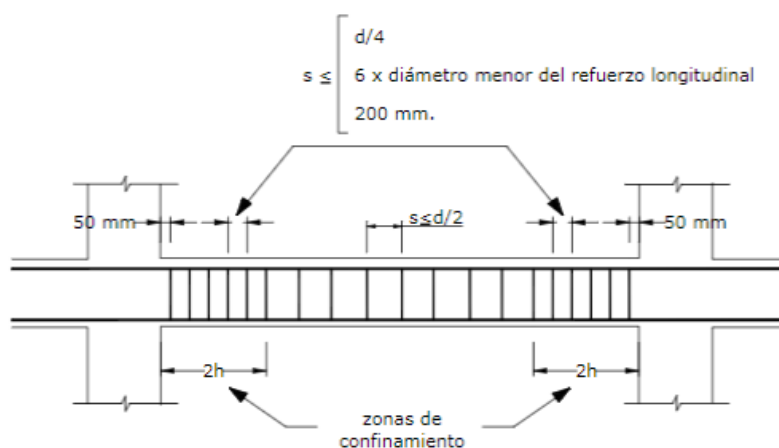
Especificaciones para estribos en zonas de traslape



Nota. Fuente: NEC-SE-HM (2015) sección 4.2.8.

Figura 6.

Espaciamientos de estribos en vigas



Nota. Fuente: NEC-SE-HM (2015) sección 4.2.8.

2.9.3. Columnas:

Elementos estructurales que soportan tanto cargas verticales (peso propio) como fuerzas horizontales (sismos y vientos), trabajan generalmente a flexo compresión como también en algunos casos a tracción.

2.9.3.1. Predimensionado

El área de la columna de hormigón armado se puede estimar mediante la expresión siguiente:

$$A_c = \frac{P_u}{0,3 f'_c} \quad (2)$$

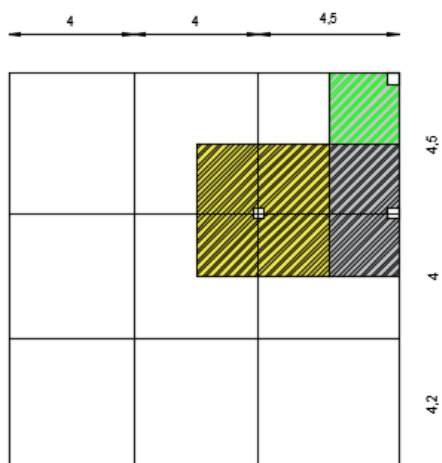
P_u es la carga axial última debido a las cargas verticales, para columnas que se encuentran en el centro. Se estima con la expresión:

$$P_u = \text{Carga} \times \text{Área Tributaria} \times N^\circ \text{ Pisos}$$

El área tributaria se determina trazando rectas a la mitad de las distancias de las columnas vecinas.

Figura 7.

Ejemplo de Áreas tributarias de columnas



2.9.3.2. Reforzamiento en columnas

El cociente entre el área del refuerzo longitudinal y el área bruta de la sección no podrá ser menor que 0,01, ni mayor que 0,06. Tal como se presenta a continuación.

$$0,01 \leq \frac{P_g}{A_g} \leq 0,06$$

2.9.3.3. Refuerzo transversal y confinamiento

Cuantía de refuerzo

El área total de las varillas que forman estribos no puede ser menor que las siguientes:

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s b_c f' c}{f_{yt}}$$

Donde:

Ash: Área total de las varillas que forman estribos, que se colocan con un espaciamiento s , y son perpendiculares a b_c .

S: Separación centro a centro de estribos.

b_c : Dimensión del núcleo perpendicular a las ramas de estribos cerrados de confinamiento que conforman Ash

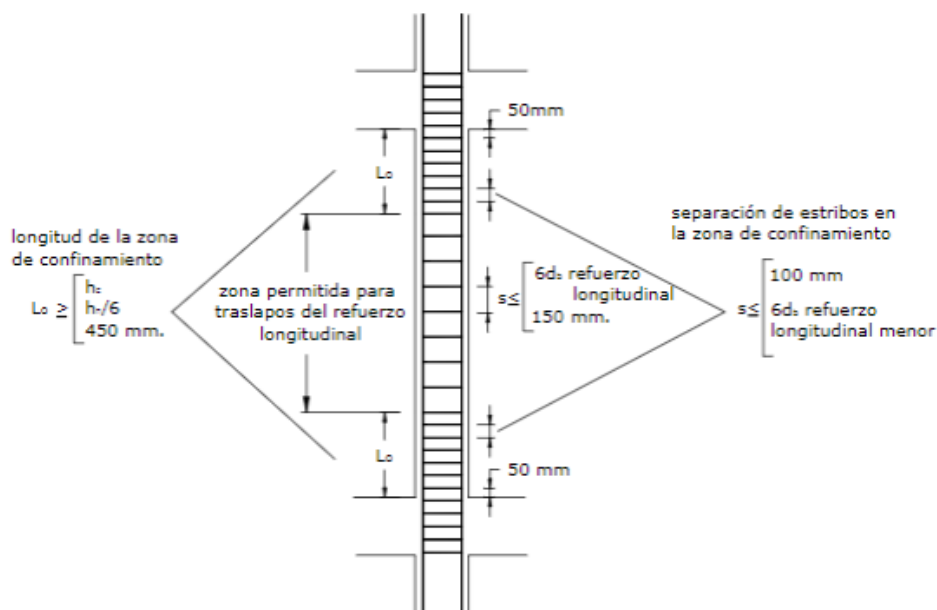
Estas expresiones se aplican conforme a la tabla 18.7.7.4 del código ACI 318-19 para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos.

Separación entre estribos en columnas

Las consideraciones que se deben seguir para una adecuada separación de estribos se presentan en la siguiente figura:

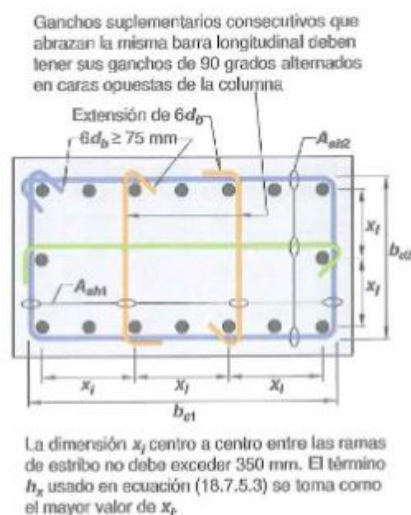
Figura 8.

Espaciamiento del refuerzo transversal en columnas



Nota. NEC-SE-HM (2015) sección 4.3.4.

Cuando la dimensión de la columna sea de 500 mm o superior, deberán colocarse varillas longitudinales con amarres suplementarios espaciados a no más de $s_i=350$ mm.

Figura 9.*Modelo del refuerzo transversal en columnas*

Nota. Comité ACI 318. (2019), sección 18.7.5.3

2.9.4. Nudos en Pórticos Especiales Resistentes a Momento

El cortante V_u en el nudo debe estar de acuerdo con la Tabla 1.

Tabla 1.

Resistencia nominal del nudo a cortante V_n

Columna	Viga en dirección de V_u	Confinado por vigas transversal conforme con 15.2.8	$V_n, N^{[1]}$
Continua o cumple con 15.2.6	Continua o cumple con 15.2.7	Confinada	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Otras	Confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
Otras	Continua o cumple con 15.2.7	Confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Otras	Confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$0.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

Nota. Fuente: Comité ACI 318. (2019), sección 18.8.4.3

^[1] λ es 0,75 para concreto liviano y 1,0 para concreto de peso normal, A_j se calcula con 15.4.2.4

Unidad III

3. Metodología de Análisis para Diseño Sísmico

3.1. Norma NSR-10 (Título A)

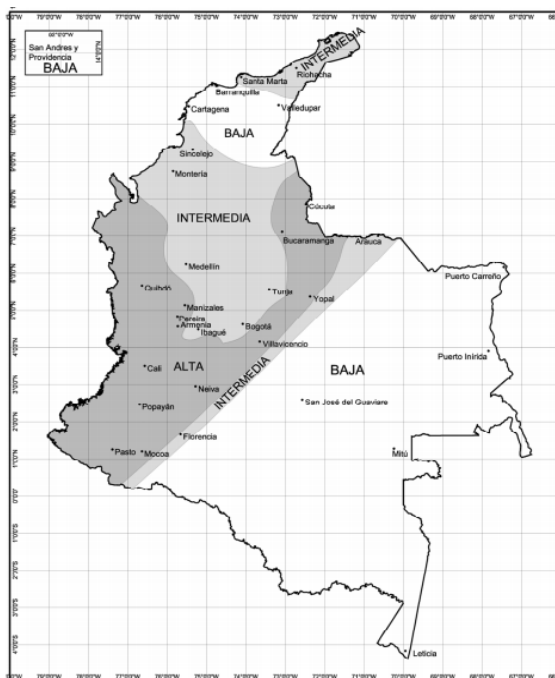
3.1.1. Zonas de Amenaza Sísmica

La NSR presenta tres zonas de amenaza sísmica dentro de las cuales puede localizarse una edificación, mismas que se encuentran clasificadas en el mapa de la figura 10.

- Zona de amenaza sísmica baja: Aa como Av son menores o iguales a 0,10
- Zona de amenaza sísmica Intermedia: Aa o Av, o ambos son mayores que 0,10 pero no exceden a 0,20.
- Zona de amenaza sísmica Alta: Aa o Av, o ambos, son mayores que 0,20.

Figura 10.

Mapa de Clasificación de Zonas de Amenaza Sísmica

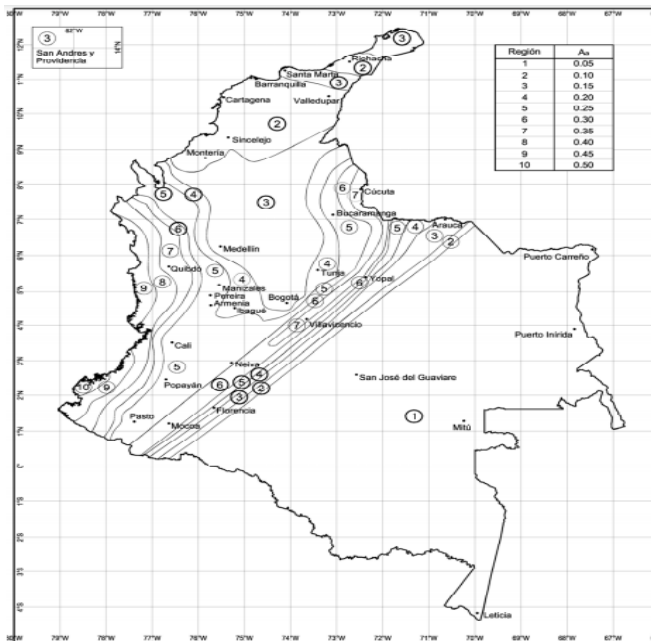


Nota. Fuente: NSR-10 – Sección A.2.3

Los valores de los coeficientes se determinan a partir del número de la región en donde está localizada la edificación usando para Aa el mapa de la figura 11 y para Av, el mapa de la figura 12.

Figura 11.

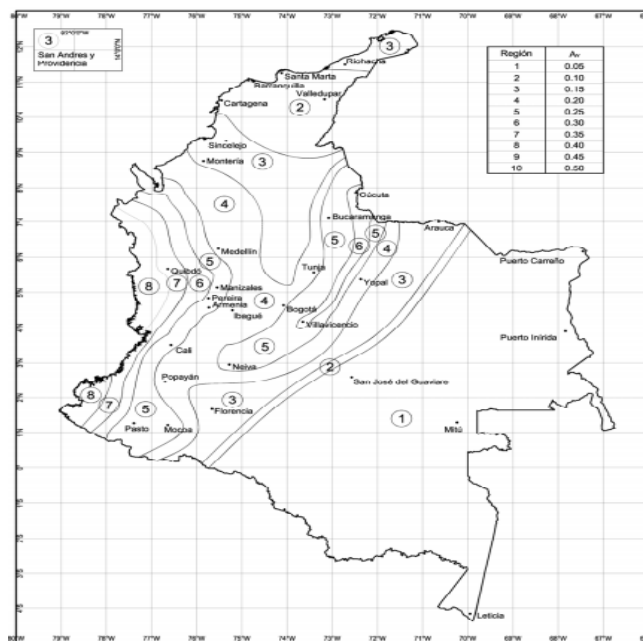
Mapa de valores de Aa



Nota. NSR-10 – Capítulo A.2 Figura A.2.3-2

Figura 12.

Mapa de valores de Av



Nota. NSR-10 – Capítulo A.2 Figura A.2.3-3

3.1.2. Clasificación de los Perfiles Del Suelo

Para definir a que grupo pertenece el perfil de suelo deben considerarse aquellos valores de los parámetros del suelo que se encuentra 30 metros por encima de él. En la tabla 2 se presenta la clasificación.

Tabla 2.

Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{v}_c \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o perfiles de suelos muy densos o roca blanda que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$760 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 360$ m/s $\bar{N} \geq 50$, o $\bar{s}_u \geq 100$ kPa (≈ 1 kgf/cm ²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$360 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 180$ m/s $50 > \bar{N} \geq 15$, o $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{s}_u \geq 50$ kPa (≈ 0.5 kgf/cm ²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$180 \text{ m/s} > \bar{v}_s$ $IP > 20$ $w \geq 40\%$ $50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{s}_u$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: 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 > 3 m 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 > 36 m)	

Nota. NSR-10 – Sección A.2.4

3.1.3. Coeficientes de perfil de suelo F_a y F_v

F_a : Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en zonas de periodo corto.

Tabla 3.

Valores de F_a , para la zona de periodos cortos del espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_a \leq 0.1$	$A_a = 0.2$	$A_a = 0.3$	$A_a = 0.4$	$A_a \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	vease nota	vease nota	vease nota	vease nota	vease nota

Nota. Fuente: NSR-10 Tabla A.2.4-3

F_v: Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en zonas de periodo intermedios.

Tabla 4.

Valores de F_v para la zona de periodos intermedios del espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	A _v ≤ 0.1	A _v = 0.2	A _v = 0.3	A _v = 0.4	A _v ≥ 0.5
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

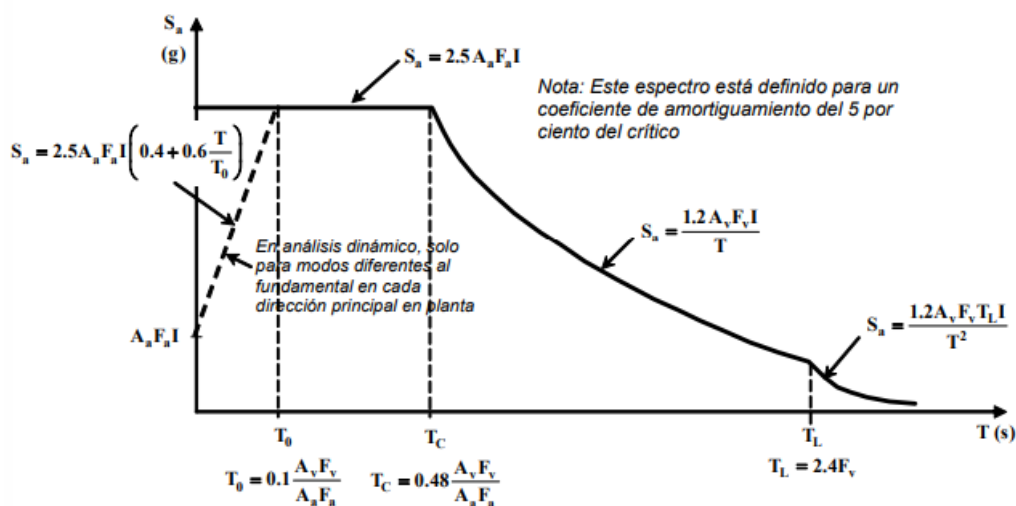
Nota. Fuente: NSR-10 Tabla A.2.4-4

3.1.4. Espectro de Diseño

La forma del espectro elástico de aceleraciones, S_a expresada en función de la gravedad, para un amortiguamiento del cinco por ciento (5%) del amortiguamiento crítico, que se debe utilizar en el diseño se presenta en la figura 13, y se definen ecuaciones para su determinación.

Figura 13.

Espectro de diseño elástico de aceleraciones NSR-10



Nota. Fuente: NSR-10 Figura A.2.6-1.

$$S_a = \frac{1.2A_v F_v I}{T} \quad (3)$$

Para periodos de vibración menores de T_c (Ec. 4), se calcula el valor de S_a mediante la Ec.5, ambas se presentan a continuación.

$$T_c = 0,48 \frac{A_v F_v}{A_a F_a} \quad (4)$$

$$S_a = 2,5 A_a F_a I \quad (5)$$

Para periodos de vibración mayores que T_L (Ec. 6), el valor de S_a no puede ser menor que el calculado con la ecuación 7.

$$T_L = 2,4 F_v \quad (6)$$

$$S_a = \frac{1,2 A_v F_v T_L \cdot I}{T^2} \quad (7)$$

3.1.5. Coeficiente de Importancia, I

El coeficiente de importancia I , cambia el espectro, y debido a esto modifica las fuerzas de diseño, acorde con el grupo de uso en la que esté clasificada la estructura. Los valores correspondientes de I se presentan a continuación.

Tabla 5.

Valores del coeficiente de importancia I

Grupo de Uso	Coeficiente I
IV	1.50
III	1.25
II	1.10
I	1.00

Nota. Fuente: NSR-10 Sección A.2.5.2

3.1.6. Configuración estructural de la edificación

Para efectos de diseño sísmico una edificación debe clasificarse como regular o irregular tanto en planta como en elevación, o como redundante o no redundante, de acuerdo con algunos de los requisitos tales como:

3.1.6.1. Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas de diseño

El coeficiente R disminuye las fuerzas sísmicas de diseño, depende de la configuración estructural de la edificación y las condiciones de regularidad de la misma, se determina mediante:

$$R = R_o \Phi_p \Phi_a \Phi_r \quad (8)$$

3.1.6.2. Irregularidades en planta y elevación

Una estructura se clasifica como irregular en planta o elevación cuando cumpla con uno o varios casos que se presentan en la Tablas 6 y 7 respectivamente

Tabla 6.

Coeficiente de irregularidad en planta

Tipo	Irregularidad en planta	Φ_P
1aP	Irregularidad torsional	0,9
1bP	Irregularidad torsional extrema	0,8
2P	Retrocesos excesivos en esquinas	0,9
3P	Discontinuidades en el diafragma	0,9
4P	Desplazamiento del plano de acción de elementos verticales	0,8
5P	Sistemas no paralelos	0,9

Nota. NSR-10 Tabla A.3-6

Tabla 7.

Coeficiente de irregularidad en altura

Tipo	Irregularidad en altura	Φ_P
1aA	Piso flexible (Irregularidad en rigidez)	0,9
1bA	Piso flexible (Irregularidad extrema en rigidez)	0,8
2A	Irregularidad en la distribución de masas	0,9
3A	Irregularidad geométrica	0,9
4A	Desplazamientos dentro del plano de acción	0,8
5aA	Piso débil – Discontinuidad en la resistencia	0,9
5aA	Piso débil – Discontinuidad extrema en la resistencia	0,8

Nota. NSR-10 Tabla A.3-6

3.1.7. Período Fundamental de la Edificación

El tiempo requerido por una estructura para completar un ciclo de vibración es llamado período fundamental. A continuación, se presenta el método aproximado.

$$T_a = C_t h^\alpha \quad (9)$$

C_t : Coeficiente utilizado para calcular T

h: Altura total de la edificación medida desde la base

Para obtener los valores de C_t y α se utiliza la tabla 8.

Tabla 8.

Valor de C_t y α para el cálculo del periodo aproximado T_a

Sistema estructural de resistencia sísmica	C_t	α
Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.047	0.9
Pórticos resistentes a momentos de acero estructural que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.072	0.8
Pórticos arriostrados de acero estructural con diagonales excéntricas restringidas a pandeo.	0.073	0.75
Todos los otros sistemas estructurales basados en muros de rigidez similar o mayor a la de muros de concreto o mampostería	0.049	0.75
Alternativamente, para estructuras que tengan muros estructurales de concreto reforzado o mampostería estructural, pueden emplearse los siguientes parámetros C_t y α , donde C_w se calcula utilizando la ecuación A.4.2-4.	$\frac{0.0062}{\sqrt{C_w}}$	1.00

Nota. NSR-10 Sección A.4.2.2

3.1.8. Fuerzas Sísmicas Horizontales Equivalente

El cortante basal V_s , equivalente a todos los efectos inerciales horizontales producto del sismo de diseño para una dirección de estudio específica, se calcula con la siguiente ecuación:

$$V_s = S_a g M \quad (10)$$

M: Masa total de la estructura incluyendo la masa de muros divisorios y particiones.

Donde el valor de S_a corresponde a la aceleración obtenida en el espectro de diseño para un periodo T (Periodo de vibración de la estructura). La fuerza sísmica horizontal, para cualquier nivel de x, considerando una dirección de estudio, se determinada mediante:

$$F_x = C_{vx} V_s \quad (11)$$

Donde C_{vx} es el coeficiente de fuerza de piso y se expresa mediante:

$$C_{vx} = \frac{m_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n (m_x h_x^k)} \quad (12)$$

Tabla 9.*Coefficiente de Fuerza de Piso Cvx*

Coeficiente de fuerza de piso Cvx	
m_x	Parte de la masa colocada en el nivel x
h_x	Altura en metros medida desde la base
k^a	Coeficiente relacionado con T

Nota. NEC-15, NEC-SE-DS, p. 67

^a Para $T < 0,5$ $k=1$; para $0,5 < T \leq 2,5$ $K=0,75+0,50T$; para $T > 2,5$ $K=2$

Finalmente, para el diseño de elementos y conexiones, deben determinarse las fuerzas reducidas de diseño, dividiendo la fuerza sísmica de diseño entre el coeficiente de capacidad de disipación de energía R, por tanto:

$$E = \frac{F_S}{R} \quad (13)$$

3.1.9. Dirección de Aplicación de las Fuerzas Sísmicas

En zonas sísmicas intermedias o altas deben tomarse necesariamente en cuenta efectos ortogonales, donde el 100% de las fuerzas sísmicas actúan en una dirección y un 30% de éstas actúan en la dirección perpendicular.

3.1.10. Límites de la Deriva Máxima de Piso

La deriva máxima que puede tener cualquier piso debe ser menor que los límites que se presentan en la tabla 10, además esta se expresa como porcentaje de la altura de piso.

Tabla 10.*Derivas máximas como porcentaje de h_{pi}*

Tipo de estructura	Deriva Máxima
Concreto reforzado, metálicas, madera, y de mampostería que cumpla con A.6.4.2.2.	1.0% ($\Delta_{máx}^i \leq 0.010 h_{pi}$)
De mampostería conforme con A.6.4.2.3.	0.5% ($\Delta_{máx}^i \leq 0.005 h_{pi}$)

Nota. NSR – 10 Sección A.6.4.1

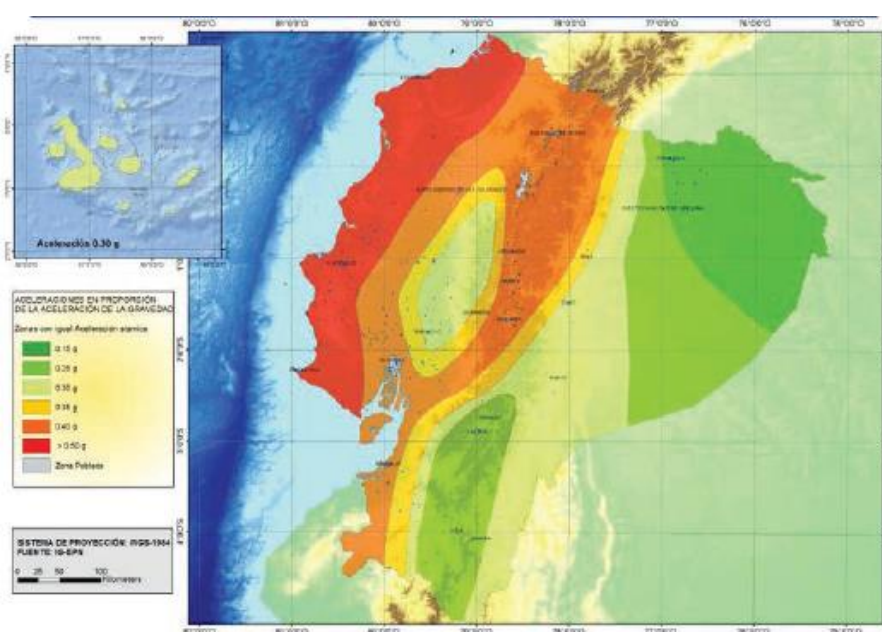
3.2. Norma NEC-15 SE - DS

3.2.1. Zonas de Amenaza Sísmica

NEC (2015), en su capítulo de peligro sísmico establece seis zonas sísmicas, a las cuales asigna un factor de zona “z”, que representa la aceleración máxima en roca que se puede esperar para un sismo de diseño, y es expresada en función de la aceleración de la gravedad. En la Figura 14 se establecen los seis tipos de zonas sísmicas del Ecuador.

Figura 14.

Mapa de zonas sísmicas y factor de zona z



Nota. NEC (2015), NEC-SE-DS, p. 27.

A continuación, se detallan en la tabla 11, el factor Z para cada una de las zonas sísmicas.

Tabla 11.

Valores de Z en función de la zona sísmica

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor de Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Peligro sísmico	Intermedio	Alto	Alto	Alto	Alto	Muy Alto

Nota. NEC (2015), NEC-SE-DS, p. 27.

3.2.2. Clasificación de los Perfiles de Suelos

NEC (2015) clasifica a los perfiles de suelo en seis tipos, A, B, C, D, E, F. Los criterios empleados para la clasificación de los primeros cinco perfiles corresponden a valores de parámetros del suelo que se encuentra 30 m por encima del perfil. Se exceptúa al suelo F, debido a que para poder determinarlo se deben hacer investigaciones específicas de carácter geotécnico al suelo. En la tabla 12 se describen los tipos de perfiles de suelo de manera más detallada.

Tabla 12.

Tipos de perfiles de suelo

Tipo perfil	de 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 rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ 100 kPa $> S_u \geq 50$ kPa
	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
E	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:	
	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).	
F	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 α 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.	

Nota. NEC (2015), NEC-SE-DS, p. 30.

3.2.3. Coeficientes de Perfil de Suelo

Conocidos el valor correspondiente de “z” y el perfil de suelo donde se va a emplazar la estructura se deben seleccionar los valores de los coeficientes de perfil de suelo, estos son:

Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en zona de periodos cortos**Tabla 13.***Valores de Fa según la zona sísmica y el perfil de suelo*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.4	≥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 Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Nota. NEC (2015), NEC-SE-DS, p. 31.**Fd: Coeficiente de amplificación de suelo****Tabla 14.***Valores de Fd según la zona sísmica y el perfil de suelo*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.4	≥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 Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Nota. NEC (2015), NEC-SE-DS, p. 31.**Fs: Coeficiente de amplificación de suelo****Tabla 15.***Valores de Fs según la zona sísmica y el perfil de suelo*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.4	≥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 Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

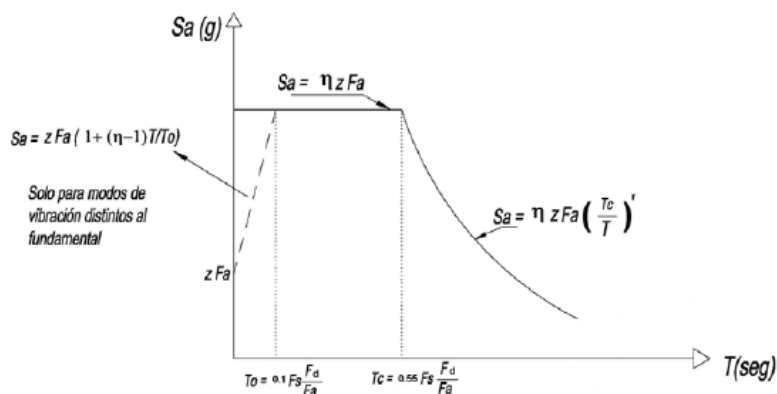
Nota. NEC (2015), NEC-SE-DS, p. 32.

3.2.4. Espectro de Respuesta Elástico de Aceleraciones

Se expresa como fracción de la aceleración de la gravedad, tomando en cuenta un nivel de sismo de diseño. Para su construcción debe determinarse parámetros como el valor de z , el tipo de suelo y los coeficientes de suelo antes mencionados.

Figura 15.

Espectro de diseño en aceleraciones NEC-15



Nota. NEC (2015), NEC-SE-DS, p. 33.

Los parámetros para construir el espectro se presentan en la tabla 16.

Tabla 16.

Parámetros para construir el Espectro de Diseño

Símbolo	Definición
	Sus valores dependen de la región del Ecuador.
H	Región Costa, excepto la provincia de Esmeraldas, $\eta = 1.80$ Región Interandina, Esmeraldas y Galápagos, $\eta = 2.48$ Región Amazónica, $\eta = 2.60$
T	Período de vibración de la estructura
T_0	Límite inferior y superior de la meseta del espectro de diseño en
T_c	aceleraciones
R	Todos los perfiles de suelos, exceptuando el tipo E, $r = 1$ Perfil de suelo tipo E, $r = 1.5$

Nota. NEC (2015), NEC-SE-DS, p. 33-34.

Para la construcción del espectro elástico de aceleración se presentan las siguientes ecuaciones

$$S_a = \eta \cdot z \cdot F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad (14)$$

$$S_a = \eta \cdot z \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad (15)$$

$$T_c = 0,55 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a} \quad (16)$$

3.2.5. Obtención del Periodo de Vibración T

El periodo aproximado se obtiene mediante:

$$T = C_t h n^\alpha \quad (17)$$

C_t y α : Coeficientes según el sistema estructural

hn : Altura máxima de la edificación, medida desde su base.

Tabla 17.

Valores de C_t y α según la tipología de la estructura

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos Especiales de H.A.		
Sin muros estructurales, ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras, y otras estructuras como muros y mampostería estructural	0.055	0.75

Nota. NEC-15, NEC-SE-DS, p. 62

3.2.6. Coeficiente de Importancia

Incrementa la demanda sísmica de diseño de la estructura, que debido a las características de esta debe permanecer operativa o sufrir daños menores, cuando se presente el sismo de diseño.

Tabla 18.

Valores del coeficiente I por categorías.

Categoría	Coefficiente I
Edificaciones Esenciales	1.50
Edificaciones Especiales	1.30
Otras Edificaciones	1.00

Nota. Fuente: NEC-15, NEC-SE-DS, p. 39.

3.2.7. Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas de Diseño

El factor R permite que las fuerzas sísmicas de diseños presenten una gran disminución, siempre y cuando las estructuras y sus conexiones sean diseñadas de tal manera que presenten una adecuada ductilidad.

Tabla 19.

Valores del coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismorresistentes de Hormigón Armado con vigas peraltadas y muros estructurales o con diagonales rigidizadoras	8
Pórticos especiales sismorresistentes de Acero, con diagonales rigidizadoras o muros estructurales	8
Pórticos con columnas de hormigón armado, y vigas de acero con diagonales rigidizadoras	8
Pórticos especiales sismorresistentes de Hormigón Armado con vigas banda, con muros estructurales o con diagonales rigidizadoras	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismorresistentes de Hormigón Armado con vigas peraltadas	8
Pórticos especiales sismorresistentes de Acero o con elementos armados de placa	8
Pórticos con columnas de hormigón armado, y vigas de acero	8

Nota. NEC-15, NEC-SE-DS, p. 65.

3.2.8. Coeficientes de Configuración Estructural

Estos coeficientes penalizan al diseño de estructuras, con el objetivo de tomar en cuenta irregularidades en planta o elevación, ya que estas son responsables del comportamiento deficiente de la estructura en caso de un sismo.

Tabla 20.

Coeficiente de regularidad en planta

Tipo	Irregularidad en planta	Φ_{Pi}
1	Irregularidad Torsional	0,9
2	Retrocesos excesivos en esquinas	0,9
3	Discontinuidades en el sistema de piso	0,9
4	Ejes estructurales no paralelos	0,9

Nota. NEC-15, NEC-SE-DS, p. 50

Tabla 21.

Coeficiente de regularidad en elevación

Tipo	Irregularidad en elevación	Φ_{Ei}
1	Piso Flexible	0,9
2	Distribución de masa	0,9
3	Irregularidad geométrica	0,9

Nota. NEC-15, NEC-SE-DS, p. 51

3.2.9. Carga Sísmica Reactiva

Carga reactiva de sismo tal que $W = D$ Donde: D es la carga muerta total, para ser conservador W será la que define NEC en casos especiales como bodegas y almacenajes. ($W = D + 0,25L_i$).

3.2.10. Cortante Basal de Diseño

El cortante o la fuerza cortante basal de diseño V , aplicado en una dirección específica de la estructura se determinada mediante:

$$V = \frac{I S a(T a)}{R \phi P \phi E} W \quad (18)$$

Tabla 22.*Fuerza Cortante basal de diseño*

Símbolo	Significado
V	Fuerza cortante basal de diseño.
$Sa(Ta)$	Espectro de diseño en aceleraciones.
Ta	Periodo de vibración de la estructura.
I	Coficiente de Importancia.
R	Coficiente de reducción de Fuerzas sísmicas de diseño.
$\phi P, \phi E$	Coficientes de irregularidad en planta y elevación.
W	Carga sísmica (D+0,25L).

Nota. NEC-15, NEC-SE-DS, p. 61

3.2.11. Distribución de Fuerzas Sísmicas Laterales

$$V = \sum_{i=x}^n Fi ; \quad Vx = \sum_{i=x}^n Fi ; \quad Fx = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=x}^n w_i h_i^k} \quad (19)$$

Tabla 23.*Distribución de fuerzas sísmicas laterales*

Símbolo	Significado
w_x	Peso del x de la estructura, incluye 25% de la carga viva
w_i	Peso del piso i de la estructura, incluye 25% de la carga viva
h_x	Altura al piso x de la estructura
h_i	Altura al piso i de la estructura
k^a	Coficiente que depende de T.

Nota. (NEC-SE-DS, 2015, pág. 67).

^a Para $T < 0,5$ $k=1$; para $0,5 < T \leq 2,5$ $K=0,75+0,50T$; para $T > 2,5$ $K=2$

3.2.12. Efectos de Segundo Orden P-Δ e Índice De Estabilidad Qi

Son efectos que básicamente aumentan los momentos producto de las combinaciones a nivel de cargas últimas. Estos son significantes cuando $Qi > 0,1$.

$$Qi = \frac{Pi \Delta i}{Vi hi} \quad (20)$$

Tabla 24.*Índice de estabilidad Q_i*

Índice de estabilidad Q_i	
Q_i	Relación entre el momento de segundo orden y el de primer orden, debe ser menor a 0,3
P_i	Total de carga sin mayorar de un piso i considerado.
Δ_i	Deriva de un piso i considerado
V_i	Fuerza cortante de un piso i considerado
h_i	Altura de un piso i considerado.

Nota. NEC-15, NEC-SE-DS, p. 68

3.2.13. Límites de Deriva

En una estructura la máxima deriva inelástica que es permitida, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\Delta M = 0,75R \Delta E \quad (21)$$

Ésta debe ser menor que la deriva máxima, que se especifica en la tabla 25.

Tabla 25.*Límites de deriva ΔM máxima*

Estructuras de:	ΔM máxima
Hormigón Armado, metálicas y madera	0,02
Mampostería	0,01

Nota. NEC-15, NEC-SE-DS, p. 40

Unidad IV

4. Prediseño de la estructura y obtención de fuerzas de diseño

4.1. Especificaciones del Hormigón

Con relación al hormigón, en este trabajo se optó por escoger un hormigón de peso normal, con un $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$, así mismo su módulo queda determinado por:

$$15100\sqrt{f'c} ; 15100\sqrt{240} = 233928,19 \text{ kg/cm}^2$$

4.2. Combinaciones de Carga

Para el análisis se emplean las siguientes combinaciones:

- 1,4D
- 1,2D+1,6L
- 1,2D+L±E
- 0,9D±E

4.3. Predimensionamiento de Elementos del Sistema Estructural

4.3.1. Losa

$$h = \frac{l_n(800 + 0,0712fy)}{36000}$$

$$l_n = 5,00 = 500 \text{ cm}; fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = \frac{500(800 + 0,0712(4200))}{36000} = 15,26 \text{ cm} \approx 16 \text{ cm}$$

Se utiliza el Teorema de Steiner, para determinar el espesor h equivalente de losa alivianada a maciza. Se propone una losa alivianada de 25 cm de espesor.

Tabla 26.

Teorema de Steiner para equivalencia de inercia

Elemento	B	H	A	y	A.y	\bar{y}	$y - \bar{y}$	$(y - \bar{y})^2$	Ib
Losa	50	5	250	23	5625	16,94	5,56	30,86	8236,88
Vigueta	10	20	200	10	2000		-6,94	48,23	16311,73
Σ	-	-	450	-	7625	-	-	-	24548,61

La inercia I_b queda determinada por $I_b = 24548,61 \text{ cm}^4$

Al resolver la equivalencia de Inercias de losas se obtiene.

$$Ia = I + A \cdot d^2; \quad Ia = \frac{b \cdot h_{equiv}^3}{12}$$

$$h_{equiv} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I}{50}} = \sqrt[3]{\frac{12(24548,61)}{50}}; \quad h_{equiv} = 18,06 \text{ cm} \quad OK$$

La loseta será de 5cm, las viguetas poseen un ancho de 10 cm, y una separación centro a centro de 50 cm.

4.3.2. Vigas

$$h = \frac{ln}{12} \quad ; \quad h = \frac{500}{12} = 45 \text{ cm}$$

La base mínima es equivalente al 30% o 50% del peralte de la viga, por tanto:

$$b = \frac{h}{2} \quad ; \quad h = \frac{45}{2} = 22,5 = 25 \text{ cm}$$

Sección preliminar de Viga de 25x45

4.3.3. Columnas

Tabla 27.

Distribución de cargas en la estructura

	Cargas (Kg/m ²)	Distribución (m ²)	Carga Tributaria (Kg)
Carga Viva (Vivienda)	200	20,2	4040
Carga Viva (Cubierta)	70	20,2	1414
Nervios	96	20,2	1939,2
Placa de losa	120	20,2	2424
Rec. Piso	125	20,2	2525
Rec. Pared	50	20,2	1010
Mampostería	150	20,2	3030
Rec. Cielo Raso	50	20,2	1010
Instalaciones	50	20,2	1010
Vigas (Piso 1-3)	149,76	20,2	3025,15
Vigas (Piso 4-5)	133,12	20,2	2689,02
	Pu= 1,2D+1,6L		115273,8

Para las columnas críticas que son las que están en el interior de la planta, se escoge a la que reciba mayor tributación, de ahí que las sumas de las cargas tributarias multiplicada por el número de pisos dan un valor de $P_u = 115273,8$ Kg. Considerando que se tienen columnas cuadradas se obtiene:

$$A_c = \frac{115273,8}{0,30 \times 240} = 1601,03 \text{ cm}^2; a = b = \sqrt{1122,543} = 40,01 \text{ cm}$$

Preliminarmente se adoptan columnas de 40x40, mismas que disminuirán 5 cm en cada cara, después de 2 plantas.

Tabla 28.

Secciones de columnas y carga tributaria

Piso	Sección de columnas (cm)	Peso (kg/m ²)	Distribución (m ²)	Carga Tributaria (Kg)
1	40x40	109,226	20,2	2206,379
2	40x40	109,226	20,2	2206,379
3	35x35	83,626	20,2	1689,259
4	35x35	83,626	20,2	1689,259
5	30x30	61,440	20,2	1241,088
Pu Col= 1,2 Total Carga Tributaria				10838,835

Se adiciona El P_u de las columnas al valor de P_u calculado anteriormente y se chequea nuevamente las dimensiones de la columna.

$$A_c = \frac{115273,8 + P_u \text{ Col}}{0,30 \times 240}; A_c = \frac{115273,8 + 10838,835}{0,30 \times 240}; A_c = 1751,564 \text{ cm}^2$$

$$a = b = \sqrt{1751,564} = 42 \text{ cm}$$

Preliminarmente columnas de 45x45 en planta baja

Tabla 29.

Secciones preliminares de Columnas y Vigas; y Cargas por piso

Piso	Sección de columnas (cm)	Sección de Vigas (cm)	Carga Muerta (kg/m ²)	Sobrecarga Muerta (kg/m ²)	Carga Viva (kg/m ²)
5	35x35	25x40	86,746	316	70
4	40x40	25x40	161,516	641	200

3	40x40	25x45	163,906	641	200
2	45x45	25x45	167,583	641	200
1	45x45	25x45	167,583	641	200

4.4. Obtención de Fuerzas de Diseño NSR-10

4.4.1. Determinación de A_a y A_v

Tabla 30.

Valores de A_a y A_v del Municipio de Quibdó.

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica
Quibdó	27001	0.35	0.35	Alta

Nota. NSR-10 Título A, Anexo A-161

4.4.2. Cálculo de los Coeficientes F_a y F_v

Para un suelo tipo C, con A_v y $A_v = 0,35$ se obtiene $F_a = 1,05$ y $F_v = 1,45$

4.4.3. Factor de Importancia

Se toma de la tabla A.2.5-1 de la NSR-10 Título A, para este caso $I = 1$

4.4.4. Cálculo de T_c y T_L Periodos Límites de Vibración

$$T_c = 0,48 \frac{A_v F_v}{A_a F_a}; T_c = 0,48 \frac{0,35(1,45)}{0,35(1,05)}; T_c = 0,6629 \text{ seg}$$

$$T_L = 2,4 F_v; T_L = 2,4(1,45); T_L = 3,48 \text{ seg}$$

4.4.5. Cálculo de S_a

$$S_a = 2,5 A_a F_a I; S_a = 2,5(0,35)(1,05)(1); S_a = 0,9188$$

Para periodos intermedios de vibración se emplea la ecuación A.2.6-1

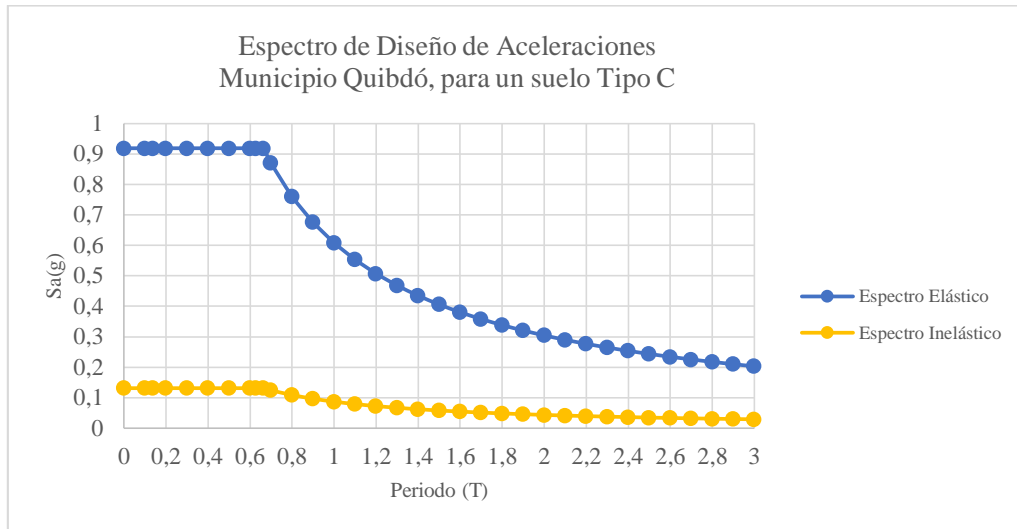
$$S_a = \frac{1,2 A_v F_v I}{T}; S_a = \frac{1,2 (0,5)(1,3)(1)}{T}$$

Para obtener el espectro de diseño se dan valores a T , que van desde cero hasta un periodo límite de vibración T_L .

4.4.6. Espectro de Diseño NSR-10

Figura 16.

Espectro de diseño del Municipio Quibdó, para un suelo Tipo C



4.4.7. Cálculo del Periodo de Vibración de la Estructura T_a

La estructura tiene cinco plantas con alturas de piso de 3m, por ende, la altura total es de $h=15$ m. Los coeficientes C_t y α se obtienen de la tabla A.4.2-1,

$$T_a = C_t h^\alpha ; T_a = 0,047(15)^{0,9} ; T_a = 0,538 \text{ seg}$$

4.4.8. Cálculo del Cortante Sísmico

Para el espectro de diseño determinado en la figura 16 y el período aproximado $T_a=0,5377$ s, se obtiene $S_a=0,918$ g. Con este valor se puede calcular el cortante basal, aplicando la Ecuación 8.

$$V_s = S_a g M$$

El peso total de la estructura será obtenido por medio de Etabs mediante un caso de carga igual (D+0,25L), mismo que es igual a 768,75 Toneladas.

$$V_s = S_a g M = S_a W ; V_s = 0,9188(768,75) ; V_s = 706,33 \text{ Ton}$$

El V_s reducido se obtiene al dividir V_s entre R , R_o para pórtico DES es igual a 7, y los coeficientes de altura y planta corresponden a una estructura regular.

4.4.9. Fuerzas Sísmicas De Diseño NSR-10

Tabla 31.

Distribución de Fuerzas Horizontales equivalentes a cada piso.

TABLE: Story Forces					
Story	Output Case	Location	P tonf	P por piso	Peso por m2
Story5	Live	Bottom	11.8125	11.81	0.07
Story4	Live	Bottom	45.5625	33.75	0.2
Story3	Live	Bottom	79.3125	33.75	0.2
Story2	Live	Bottom	113.0625	33.75	0.2
Story1	Live	Bottom	146.8125	33.75	0.2

TABLE: Story Forces						Carga Sísmica	
Story	Output Case	Location	P tonf	P por piso	Peso por m2	W=D+0,25L	
Story5	CM	Bottom	90.381	90.38	0.54	Story5	93.334
Story4	CM	Bottom	246.3878	156.01	0.92	Story4	164.444
Story3	CM	Bottom	405.2265	158.84	0.94	Story3	167.276
Story2	CM	Bottom	568.6372	163.41	0.97	Story2	171.848
Story1	CM	Bottom	732.048	163.41	0.97	Story1	171.848
						Total	768.75

Datos									
Aa=	0.35	To=	0.138	α =	0.9	Φ_p =	1	R=	7
Av=	0.35	Tc=	0.662	Sa(Ta)=	0.918	Φ_r =	1	k=	1.018
Fa=	1.05	Ct=	0.055	Ta=	0.538	I=	1	Cs=	0.131
Fv=	1.45	hn=	15	Φ_a =	1	Ro=	7	Vs(Ton)=	100.9

Fuerzas Sísmicas Horizontales Equivalentes									
Alturas	Piso	hi	wi	wi.hi ^k	wi.hi ^k /∑wi.hi ^k	Fi	Vx	0,3*Fx	
3	5	15	93.334	1473.43	0.220	22.177	22.177	6.653	
3	4	12	164.444	2068.086	0.309	31.127	53.304	9.338	
3	3	9	167.276	1569.232	0.234	23.619	76.923	7.086	
3	2	6	171.848	1066.555	0.159	16.053	92.976	4.816	
3	1	3	171.848	526.346	0.079	7.922	100.898	2.377	

4.5. Obtención de Fuerzas de Diseño NEC-15

4.5.1. Parámetros para Obtención del Espectro de Diseño

Considerando que la estructura se va a emplazar en el cantón Santa Elena, Provincia de Santa Elena, que conforma la Zona VI, con un peligro sísmico alto, $z=0,5g$ y con un suelo tipo C. Los demás parámetros se muestran en la tabla 32.

Tabla 32.

Parámetros para obtención del Espectro de diseño de NEC-15.

Datos	
$z=$	0,5
$r=$	1
$F_a=$	1,18
$F_d=$	1,06
$F_s=$	1,23
$n=$	1,8
$T_o=$	0,11
$T_c=$	0,608
$I=$	1

4.5.2. Obtención de los Períodos Límites de Vibración

Los períodos libres de vibración T_o y T_c se calculan a través de:

$$T_o = 0,1F_s \frac{F_d}{F_a} ; T_o = \frac{0,1(1,23)(1,06)}{1,18} ; T_o = 0,110$$

$$T_c = 0,55F_s \frac{F_d}{F_a} ; T_c = \frac{0,55(1,23)(1,06)}{1,18} ; T_c = 0,608$$

4.5.3. Cálculo de $S_a(g)$

$$S_a(g) = \eta z F_a ; S_a(g) = 1,8(0,5)(1,18) ; S_a(g) = 1,062$$

Para la parte del espectro donde $T > T_c$ $S_a(g)$ se obtiene mediante la siguiente expresión:

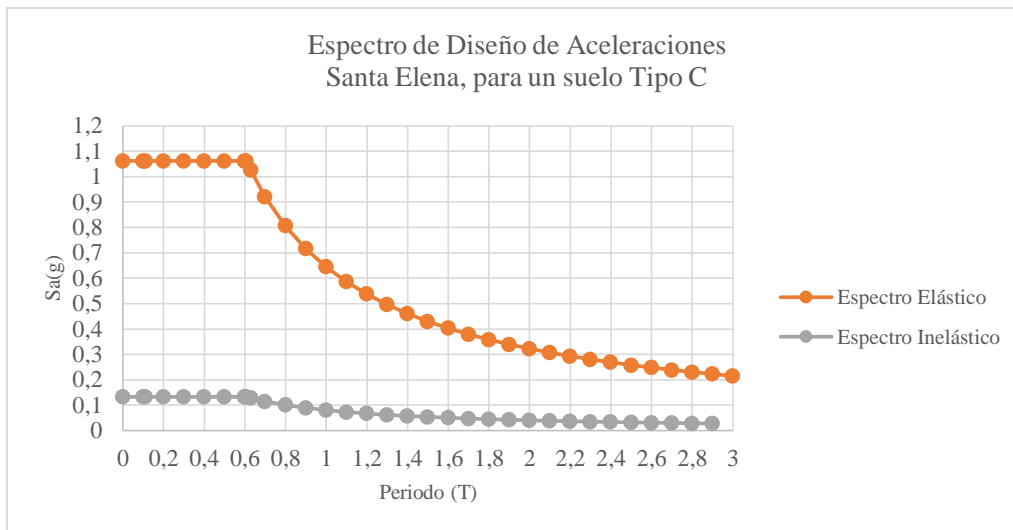
$$S_a(g) = \eta z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r$$

4.5.4. Espectro de Diseño

Para obtener el espectro de diseño se dan valores a T , que van desde cero hasta un periodo límite de vibración T_L . Este se presenta en la figura 17.

Figura 17.

Espectro de diseño Santa Elena, para un suelo Tipo C



4.5.5. Cálculo del Período de Vibración T_a

La estructura tipo tiene cinco plantas con alturas de piso de 3m, por ende, altura total es de $h= 15$ m. Los coeficientes C_t y α se obtienen de la Ec. 14.

$$T_a = C_t h^\alpha ; T_a = 0,055(15)^{0,9} ; T_a = 0,629 \text{ seg}$$

Para el espectro de diseño determinado en la figura 19, con el período aproximado $T_a=0.629$ s, se obtiene $S_a=1,025$ g.

4.5.6. Cortante Basal de Diseño

Considerando el coeficiente $R=8$, la aceleración espectral $S_a=1,025$, el factor de importancia para la estructura de ocupación normal $I=1$, y $\Phi_P= \Phi_E= 1$

4.5.7. Fuerzas Sísmicas de Diseño NEC-15

Tabla 33.

Distribución de Fuerzas Horizontales equivalentes a cada piso.

TABLE: Story Forces					
Story	Output Case	Location	P tonf	P por piso	Peso por m2
Story5	Live	Bottom	11.8125	11.81	0.07
Story4	Live	Bottom	45.5625	33.75	0.2
Story3	Live	Bottom	79.3125	33.75	0.2
Story2	Live	Bottom	113.0625	33.75	0.2
Story1	Live	Bottom	146.8125	33.75	0.2

TABLE: Story Forces						Carga Sísmica	
Story	Output Case	Location	P tonf	P por piso	Peso por m2	W=D+0,25L	
Story5	CM	Bottom	90.381	90.38	0.54	Story5	93.334
Story4	CM	Bottom	246.3878	156.01	0.92	Story4	164.444
Story3	CM	Bottom	405.2265	158.84	0.94	Story3	167.276
Story2	CM	Bottom	568.6372	163.41	0.97	Story2	171.848
Story1	CM	Bottom	732.048	163.41	0.97	Story1	171.848
						Total	768.75

Datos									
z=	0.5	Fs=	1.23	r=	1	$\Phi_e=$	1	R=	8
$\eta=$	1.8	Ct=	0.055	Sa(Ta)=	1.026	tc=	0.608	k=	1.065
Fa=	1.18	hn=	15	Ta=	0.629	to=	0.110	Cs=	0.128
Fd=	1.06	$\alpha=$	0.9	$\Phi_p=$	1	I=	1	Vx(Ton)=	98.552

Fuerzas Sísmicas Horizontales Equivalentes									
Alturas	Piso	hi	wi	wi.hi ^k	wi.hi ^k /∑wi.hi ^k	Fi	Vx	0,3*Fx	
3	5	15	93.334	1667.840	0.224	22.118	22.118	6.635	
3	4	12	164.444	2317.172	0.312	30.729	52.847	9.219	
3	3	9	167.276	1735.238	0.233	23.012	75.859	6.904	
3	2	6	171.848	1157.700	0.156	15.353	91.212	4.606	
3	1	3	171.848	553.487	0.074	7.340	98.552	2.202	

Unidad V

5. Chequeo de Condiciones de Regularidad de la Estructura; y Diseño Final de Elementos del Sistema Estructural con ACI318-19

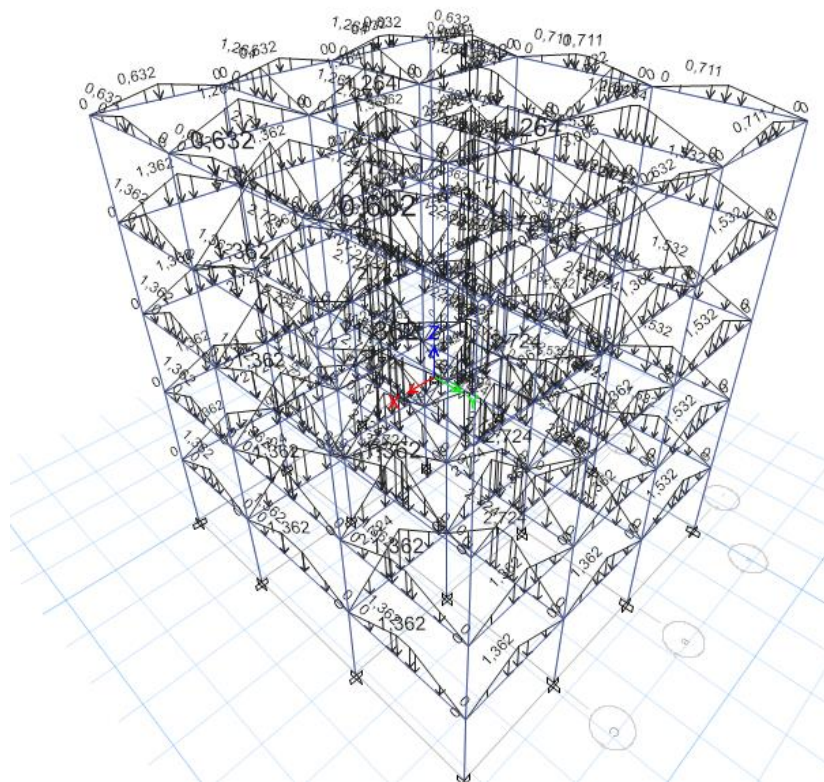
5.1. Modelado de la Estructura en Etabs v.18

5.1.1. Descripción de la estructura:

La estructura considerada en la investigación para su análisis corresponde a una de 5 pisos, destinada a uso residencial, con 4 pórticos de hormigón armado en cada eje. Las dimensiones de los ejes son de 12,5m en x, y 13,5m en el eje x. Las alturas de piso corresponden a 3m, el $f'c$ del hormigón es de 240 Kg/cm².

Figura 18.

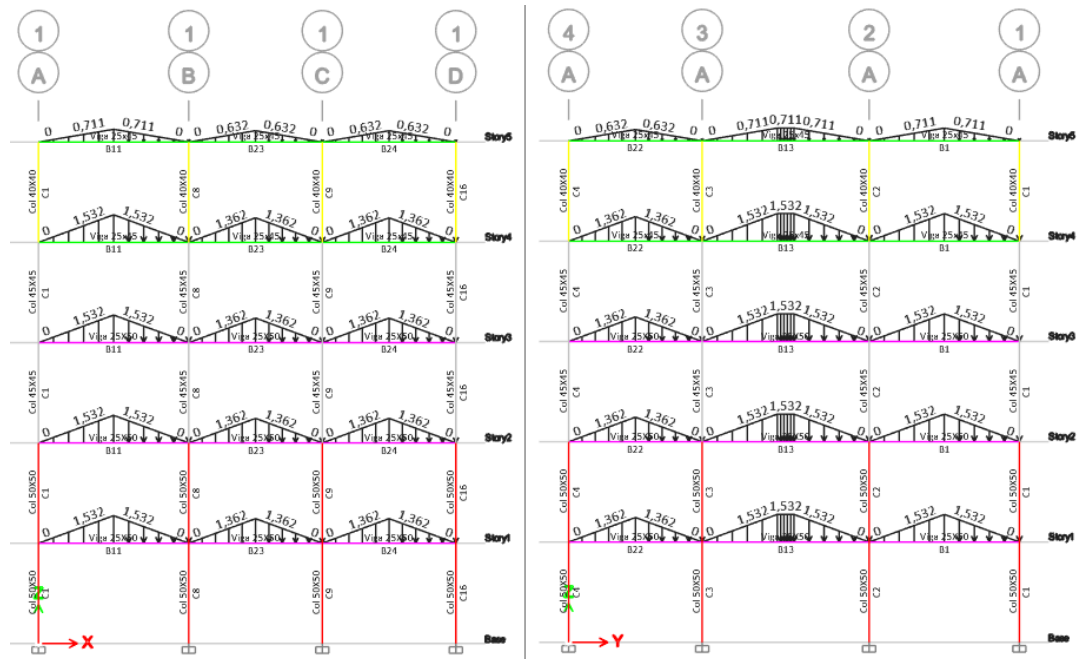
Modelación de la Estructura en Etabs V.18



Las cargas correspondientes a la losa bidireccional se han asignadas a las vigas, tal como se puede apreciar en la figura 19.

Figura 19.

Vista en Elevación de la Estructura, sentido x e y



Es importante mencionar que primero se chequearán las condiciones de regularidad para la estructura analizada con NEC, y a partir de las secciones finales obtenidas se comparará si estas cumplen las condiciones de regularidad con la NSR-10. Es por esto que las fuerzas sísmicas de diseño obtenidas anteriormente con los parámetros de NSR-10 sirvieron para clarificar el proceso de obtención de las mismas. Sin embargo, éstas fueron recalculadas hasta conseguir secciones de vigas y columnas que cumplan con los criterios antes mencionados.

5.2. Chequeo de Derivas de Piso (NEC-15)

Tabla 34.

Derivas de Piso de la Estructura Prediseñada y modelada en Etabs v.18

Story	Label	Output Case	Case Type	Ux m	Uy m	Driftx m	Drift y m	δ m	ΔE m	hsi m	ΔE m/m	ΔM=0,75RAE	Δeprom	Δe/Δeprom ≤1,2?	OK	Deriva ΔM máxima < 2%	OK
Story5	13	-Ex2+0,3Ey2	LinStatic	-0.0398	0.017725	-0.005501	0.0025	0.0436	0.0060	3	0.0020	0.0120	0.0022	0.92	OK	1.205%	OK
Story5	16	-Ex2+0,3Ey2	LinStatic	-0.048439	0.017725	-0.006673	0.0025	0.0516	0.0071	3	0.0024	0.0142	0.0022	1.08	OK	1.422%	OK
Story4	13	-Ex2+0,3Ey2	LinStatic	-0.034299	0.015273	-0.008267	0.0037	0.0375	0.0091	3	0.0030	0.0181	0.0033	0.92	OK	1.810%	OK
Story4	16	-Ex2+0,3Ey2	LinStatic	-0.041766	0.015273	-0.010048	0.0037	0.0445	0.0107	3	0.0036	0.0214	0.0033	1.08	OK	2.141%	NO CUMPLE
Story3	13	-Ex2+0,3Ey2	LinStatic	-0.026032	0.011585	-0.010356	0.0046	0.0285	0.0113	3	0.0038	0.0227	0.0041	0.92	OK	2.268%	NO CUMPLE
Story3	16	-Ex2+0,3Ey2	LinStatic	-0.031718	0.011585	-0.012608	0.0046	0.0338	0.0134	3	0.0045	0.0269	0.0041	1.08	OK	2.685%	NO CUMPLE
Story2	13	-Ex2+0,3Ey2	LinStatic	-0.015676	0.006969	-0.009884	0.0044	0.0172	0.0108	3	0.0036	0.0216	0.0039	0.92	OK	2.164%	NO CUMPLE
Story2	16	-Ex2+0,3Ey2	LinStatic	-0.01911	0.006969	-0.012034	0.0044	0.0203	0.0128	3	0.0043	0.0256	0.0039	1.08	OK	2.563%	NO CUMPLE
Story1	13	-Ex2+0,3Ey2	LinStatic	-0.005792	0.00257	-0.005792	0.0026	0.0063	0.0063	3	0.0021	0.0127	0.0023	0.91	OK	1.267%	OK
Story1	16	-Ex2+0,3Ey2	LinStatic	-0.007076	0.00257	-0.007076	0.0026	0.0075	0.0075	3	0.0025	0.0151	0.0023	1.09	OK	1.506%	OK
Base	13	-Ex2+0,3Ey2	LinStatic	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Base	16	-Ex2+0,3Ey2	LinStatic	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

En la tabla 34 se puede apreciar que las derivas calculadas son mayores que Δm máxima, por tanto, se escogen nuevas secciones de vigas y columnas, mismas que se detallan en la tabla 35, adicionalmente la tabla anterior también presenta el chequeo de la torsión excesiva, evidenciándose que en ninguno de los casos $\frac{\Delta_e}{\Delta_{eprom}}$ resulta mayor que 1.2, justificando de esta manera que la estructura es completamente regular en planta.

Tabla 35.

Secciones finales de Vigas y Columnas

5.3. Chequeo de Índice de Estabilidad Qi (NEC-15)

Tabla 37.

Chequeo de Índice de Estabilidad Qi (NEC-15)

TABLE: Story Forces

Story	Output Case	Case Type	Location	Pi tonf
Story5	D+L	LinStatic	Bottom	111.8895
Story4	D+L	LinStatic	Bottom	199.9568
Story3	D+L	LinStatic	Bottom	199.9567
Story2	D+L	LinStatic	Bottom	205.0688
Story1	D+L	LinStatic	Bottom	205.0687

TABLE: Story Forces

Story	Output Case	Case Type	Location	VX tonf	VY tonf	Vi tonf
Story5	-Ex2-0,3Ey2	LinStatic	Bottom	24.244	7.2732	25.311479
Story4	-Ex2-0,3Ey2	LinStatic	Bottom	56.649	16.9947	59.143292
Story3	-Ex2-0,3Ey2	LinStatic	Bottom	80.505	24.1515	84.049688
Story2	-Ex2-0,3Ey2	LinStatic	Bottom	96.451	28.9353	100.6978
Story1	-Ex2-0,3Ey2	LinStatic	Bottom	104.075	31.2225	108.65749

TABLE: Diaphragm Center Of Mass Displacements

Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	UX m	UY m	U m	ΔE m	hsi m	ΔE m/m	Q= Pi Δ i/Vihi Ton-m/Ton-m	Q<0,1
Story5	D5	-Ex2-0,3Ey2	LinStatic	-0.031288	-0.00984	0.0327988	0.003918162	3	0.00130605	0.001924472	OK
Story4	D4	-Ex2-0,3Ey2	LinStatic	-0.027553	-0.008656	0.0288807	0.006579254	3	0.00219308	0.002471524	OK
Story3	D3	-Ex2-0,3Ey2	LinStatic	-0.02128	-0.006672	0.0223014	0.008813558	3	0.00293785	0.002329746	OK
Story2	D2	-Ex2-0,3Ey2	LinStatic	-0.012873	-0.004026	0.0134879	0.008550524	3	0.00285017	0.001934772	OK
Story1	D1	-Ex2-0,3Ey2	LinStatic	-0.004715	-0.001465	0.0049374	0.004937353	3	0.00164578	0.00103536	OK

5.4. Chequeo de Derivas de Piso (NSR-10)

Tabla 38.

Derivas de Piso (NSR-10) a partir de las secciones finales obtenidas con NEC-15

Story	Label	Output Case	Case Type	Ux m	Uy m	Driftx m	Drift y m	δ m	ΔE m	hsi m	ΔE m/m	$\Delta M=0,70RAE$	Δe_{prom}	$\Delta e/\Delta e_{prom}$ $\leq 1,2?$	OK	Deriva ΔM máxima < 1%	NO CUMPLE
Story5	13	-Ex2+0,3Ey2	LinStatic	-0.039902	0.017616	-0.005666	0.0025	0.0436	0.0062	3	0.0021	0.0101	0.0022	0.92	OK	1.012%	NO CUMPLE
Story5	16	-Ex2+0,3Ey2	LinStatic	-0.048239	0.017616	-0.00682	0.0025	0.0514	0.0073	3	0.0024	0.0119	0.0022	1.08	OK	1.187%	NO CUMPLE
Story4	13	-Ex2+0,3Ey2	LinStatic	-0.034236	0.015109	-0.008439	0.0037	0.0374	0.0092	3	0.0031	0.0151	0.0033	0.92	OK	1.507%	NO CUMPLE
Story4	16	-Ex2+0,3Ey2	LinStatic	-0.041419	0.015109	-0.010184	0.0037	0.0441	0.0108	3	0.0036	0.0177	0.0033	1.08	OK	1.772%	NO CUMPLE
Story3	13	-Ex2+0,3Ey2	LinStatic	-0.025797	0.011378	-0.010389	0.0046	0.0282	0.0114	3	0.0038	0.0185	0.0041	0.92	OK	1.855%	NO CUMPLE
Story3	16	-Ex2+0,3Ey2	LinStatic	-0.031235	0.011378	-0.012561	0.0046	0.0332	0.0134	3	0.0045	0.0218	0.0041	1.08	OK	2.184%	NO CUMPLE
Story2	13	-Ex2+0,3Ey2	LinStatic	-0.015408	0.00679	-0.009898	0.0044	0.0168	0.0108	3	0.0036	0.0177	0.0039	0.92	OK	1.767%	NO CUMPLE
Story2	16	-Ex2+0,3Ey2	LinStatic	-0.018674	0.00679	-0.011979	0.0044	0.0199	0.0127	3	0.0042	0.0208	0.0039	1.08	OK	2.082%	NO CUMPLE
Story1	13	-Ex2+0,3Ey2	LinStatic	-0.00551	0.002426	-0.00551	0.0024	0.0060	0.0060	3	0.0020	0.0098	0.0022	0.92	OK	0.983%	OK
Story1	16	-Ex2+0,3Ey2	LinStatic	-0.006695	0.002426	-0.006695	0.0024	0.0071	0.0071	3	0.0024	0.0116	0.0022	1.08	OK	1.163%	NO CUMPLE
Base	13	-Ex2+0,3Ey2	LinStatic	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Base	16	-Ex2+0,3Ey2	LinStatic	0	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Las derivas son mayores a Δm máxima, por tanto, se escogen nuevas secciones de vigas y columnas para cumplir con el requisito.

Tabla 39.

Secciones finales de Vigas y Columnas (NSR-10)

5.5. Chequeo De Índice De Estabilidad Qi (NSR-10)

Tabla 41.

Chequeo de Índice de Estabilidad Qi (NSR-10)

TABLE: Story Forces

Story	Output Case	Case Type	Location	Pi tonf
Story5	D+L	LinStatic	Bottom	156.1167
Story4	D+L	LinStatic	Bottom	403.6415
Story3	D+L	LinStatic	Bottom	654.2622
Story2	D+L	LinStatic	Bottom	913.2926
Story1	D+L	LinStatic	Bottom	1172.3229

TABLE: Story Forces

Story	Output Case	Case Type	Location	VX tonf	VY tonf	Vi tonf
Story5	-Ex2-0,3Ey2	LinStatic	Bottom	34.481	10.3443	35.999221
Story4	-Ex2-0,3Ey2	LinStatic	Bottom	75.932	22.7796	79.275335
Story3	-Ex2-0,3Ey2	LinStatic	Bottom	107.282	32.1846	112.0057
Story2	-Ex2-0,3Ey2	LinStatic	Bottom	128.797	38.6391	134.46802
Story1	-Ex2-0,3Ey2	LinStatic	Bottom	139.415	41.8245	145.55353

TABLE: Diaphragm Center Of Mass Displacements

Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	UX m	UY m	U m	ΔE m	hsi m	ΔE m/m	Q= Pi Δ i/Vihi Ton-m/Ton-m	Q<0,1
Story5	D5	-Ex2-0,3Ey2	LinStatic	-0.020033	-0.006323	0.0210072	0.003870177	3	0.00129006	0.001864853	OK
Story4	D4	-Ex2-0,3Ey2	LinStatic	-0.016348	-0.00514	0.017137	0.004861846	3	0.00162062	0.00275053	OK
Story3	D3	-Ex2-0,3Ey2	LinStatic	-0.011714	-0.003669	0.0122752	0.005327252	3	0.00177575	0.003457582	OK
Story2	D2	-Ex2-0,3Ey2	LinStatic	-0.006633	-0.002068	0.0069479	0.004691742	3	0.00156391	0.003540646	OK
Story1	D1	-Ex2-0,3Ey2	LinStatic	-0.002155	-0.000668	0.0022562	0.002256158	3	0.00075205	0.002019071	OK

5.6. Diseño de Elementos con ACI 318-19

5.6.1. Diseño de Viga

Criterios ACI 318-19:

$$L_n \geq 4d;$$

$$5 \geq 1,8 \text{ (NEC)} \quad \text{“OK”}$$

$$5 \geq 2,2 \text{ (NSR)} \quad \text{“OK”}$$

$$b_w \geq 0,3h;$$

$$25 \geq 15 \text{ (NEC)} \quad \text{“OK”}$$

$$30 \geq 18 \text{ (NSR)} \quad \text{“OK”}$$

Las vigas de 25x50 (NEC) y 30x60 (NSR) cumplen con los criterios citados en la normativa ACI 318-19.

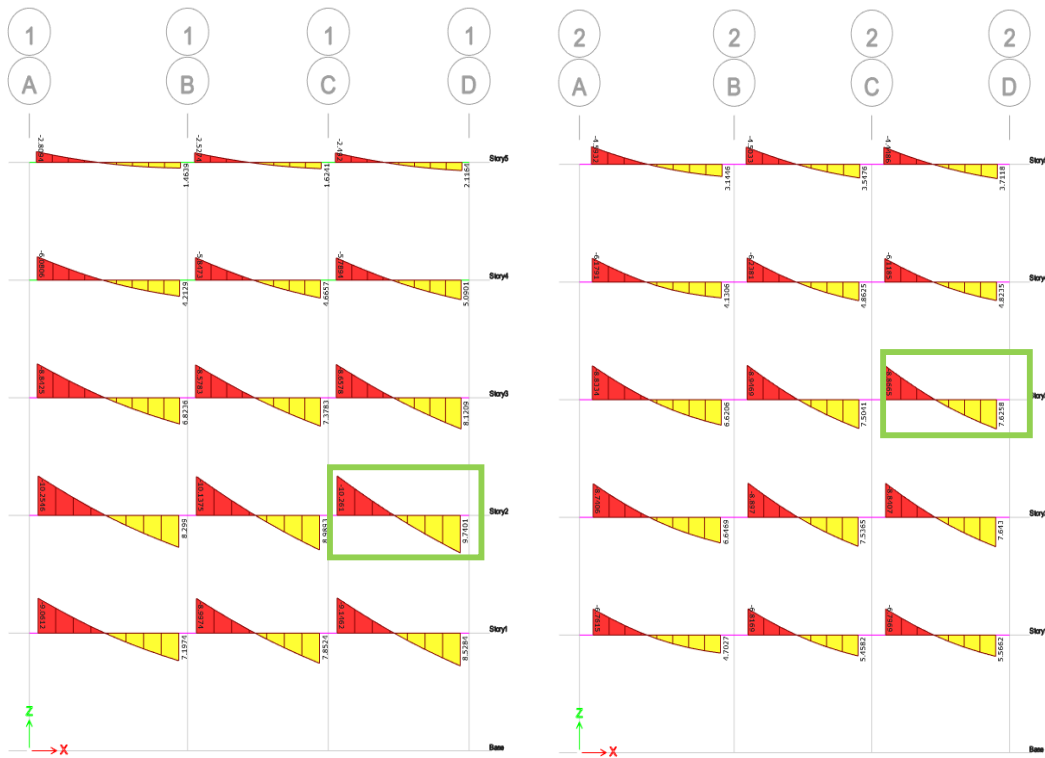
5.6.1.1. Diseño a flexión

A partir del análisis realizado a la estructura mediante el software Etabs 18 v1.1 y considerando las combinaciones de carga utilizadas, se obtuvieron los momentos máximos actuantes en las vigas, mismos que se emplearán para el cálculo del acero longitudinal requerido.

En la figura 20, se presentan los máximos momentos en las vigas tanto para la estructura analizada con la normativa NEC (donde las vigas más críticas se encuentran en el eje 1 piso 2), como para la de la normativa NSR (donde las vigas más críticas se encuentran en el eje 2 piso 3). Así mismo se destaca que los momentos para el caso de las dos estructuras son producto de la combinación de carga $1.2D+L+(-Ex-0.3Ey)$.

Figura 20.

Máximos Momentos en las vigas de la estructura de (NEC) y (NSR)



Nota. Pórtico Eje 1, izq. (NEC), Pórtico Eje 2, der. (NSR)

Para proceder al cálculo del acero requerido de la viga a flexión, en tabla 42 se presentan los máximos momentos negativos, positivos y en el centro de la viga, considerando todas las combinaciones.

Tabla 42.

Momentos de diseño (Ton.m) para vigas críticas

Momentos de diseño NEC				Momentos de diseño NSR			
Viga crítica, Pórtico 1	Inicio	Medio	Fin	Viga crítica, Pórtico 2	Inicio	Medio	Fin
Superior (+2 Ejes)	10,261	2,7048	10,8191	Superior (+2 Ejes)	8,8665	2,2807	9,1229
Combinación	$1.2D + L$ $+ (-Ex$	$\frac{Mn^+_{max}}{4}$	$1.2D + L$ $+ (Ex$	Combinación	$1.2D + L$ $- 0.3Ey)$	$\frac{Mn^+_{max}}{4}$	$1.2D + L$ $+ (Ex$
Piso 2, 25x50	$- 0.3Ey)$		$+ 0.3Ey)$	Piso 3, 30x60	$- 0.3Ey)$		$+ 0.3Ey)$
Inferior (-2 Ejes)	9,5204	2,7048	10,0531	Inferior (-2 Ejes)	7,9691	2,2807	8,1137
Combinación	$0.9D$ $+ (Ex$	$\frac{Mn^+_{max}}{4}$	$0.9D$ $+ (-Ex$	Combinación	$0.9D$ $+ (Ex$	$\frac{Mn^+_{max}}{4}$	$0.9D$ $+ (-Ex$
	$+ 0.3Ey)$		$- 0.3Ey)$		$+ 0.3Ey)$		$- 0.3Ey)$

A partir de estos datos se procede a realizar el cálculo respectivo.

$$A_s = k \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M u}{\phi * k * d * f_y}} \right)$$

$$k = \frac{0.85 * f'c * b * d}{f_y}$$

$$f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Phi = 0.9$$

$$k = \frac{0.85 * 240 * 0.25 * 0.46}{4200} = 0.005586 \text{ m}^2$$

$$A_s = 0.005586 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 10.8191}{0.9 * 0.005586 * 0.46 * 42000}} \right) = 0.0006614 \text{ m}^2$$

$$A_s = 6.614 \text{ cm}^2 \text{ (NEC)}$$

$$k = \frac{0.85 * 240 * 0.30 * 0.56}{4200} = 0.00816 \text{ m}^2$$

$$A_s = 0.00816 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 9.1229}{0.9 * 0.00816 * 0.56 * 42000}} \right) = 0.000443 \text{ m}^2$$

$$A_s = 4.430 \text{ cm}^2 \text{ (NSR)}$$

Se realiza la comprobación de que el acero longitudinal en la viga sea mayor que el acero mínimo presentado en capítulos anteriores.

Para **NEC**:

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{4200} * 25 * 46$$

$$A_{s_{min}} = \mathbf{3.83 \text{ cm}^2}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0.8\sqrt{f'c}}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0.8\sqrt{240}}{4200} * 25 * 46$$

$$A_{s_{min}} = 3.39 \text{ cm}^2$$

Para **NSR**:

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{4200} * 30 * 56$$

$$A_{s_{min}} = \mathbf{5.60 \text{ cm}^2}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0.8\sqrt{f'c}}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0.8\sqrt{240}}{4200} * 30 * 56$$

$$A_{s_{min}} = 4.957 \text{ cm}^2$$

Se escoge el mayor $A_{s_{min}}$ y se compara con el A_s calculado

$$A_s > A_{s_{min}} ; 6.614 \text{ cm}^2 > 3.83 \text{ cm}^2 \text{ (NEC) "OK"}$$

$$A_s > A_{s_{min}} ; 4.430 \text{ cm}^2 > 5.60 \text{ cm}^2 \text{ (NSR) "NO CUMPLE"}$$

En el caso de la viga de la normativa (NSR) el acero suministrado es menor que el acero mínimo, por tanto, debe realizarse lo siguiente:

$$A_{s_{req}} = \frac{4}{3} cal = \frac{4}{3} * 4.430 = 5.907 \text{ cm}^2 \text{ "OK"}$$

La cuantía de acero queda determinada por:

$$\rho = \frac{A_s}{b*d} = \frac{6.614}{25*46} = 0.0058 \text{ (NEC)}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b*d} = \frac{5.907}{30*60} = 0.0032 \text{ (NSR)}$$

Para obtener el acero en las demás secciones de la viga, se escala dividiendo el Momento de diseño en la sección de interés entre el momento máximo (M_u^- de la sección derecha). Este factor de escala es multiplicado al A_s calculado para el M_u^- , tal como se presenta a continuación:

Para **NEC**:

$$M_u^-(izq.) = 10.261 \text{ Ton.m}$$

$$Factor \ Escala = \frac{10.261}{10.8191} = 0.9484$$

$$A_{s_{req}} = 0.9484(6.614) = 6.272 \text{ cm}^2$$

$$M_u^-(centro) = 2.7048 \text{ Ton.m}$$

$$Factor \ Escala = \frac{2.7048}{10.8191} = 0.25$$

$$A_{s_{req}} = 0.25(6.614) = 1.6535 \text{ cm}^2$$

En vista de que en el centro de la viga el $A_s < A_{s_{min}}$ bastará con multiplicar al A_s calculado por 4/3.

$$A_{s_{req}} = \frac{4}{3} cal = \frac{4}{3} * 1.6535 = 2.205 \text{ cm}^2$$

Para **NSR**:

$$M_u^-(izq.) = 8.8665 \text{ Ton.m}$$

$$Factor \ Escala = \frac{8.8665}{9.1229} = 0.9719$$

$$A_{s_{req}} = 0.9719(5.907) = 5.741 \text{ cm}^2$$

$$M_u^-(centro) = 2.281 \text{ Ton.m}$$

$$\text{Factor Escala} = \frac{2.281}{9.1229} = 0.25$$

$$A_{S_{req}} = 0.25(5.907) = 1.476 \text{ cm}^2$$

A continuación, se calcula la máxima cuantía permitida en zonas sísmicas, que corresponde a $0.5\rho_{balanceada}$.

$$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * \left(\frac{6000}{6000+f_y} \right) \quad \rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{240}{4200} * \left(\frac{6000}{6000+4200} \right) = 0.0243$$

$$\rho_{max} = 0.5\rho_b$$

$$\rho_{max} = 0.5(0.0243) = 0.0121$$

$$\rho < \rho_{max} \quad 0.0058 < 0.0121 \quad (\text{NEC}) \text{ “OK”}$$

$$\rho < \rho_{max} \quad 0.0032 < 0.0121 \quad (\text{NSR}) \text{ “OK”}$$

En la tabla 43 se presenta en detalle el acero longitudinal en cm^2 suministrado en las diferentes secciones de las vigas críticas, así mismo las combinaciones de cargas gravitacionales y sísmicas que produjeron los máximos momentos en estas.

Tabla 43.

Refuerzo longitudinal (cm^2) en vigas críticas

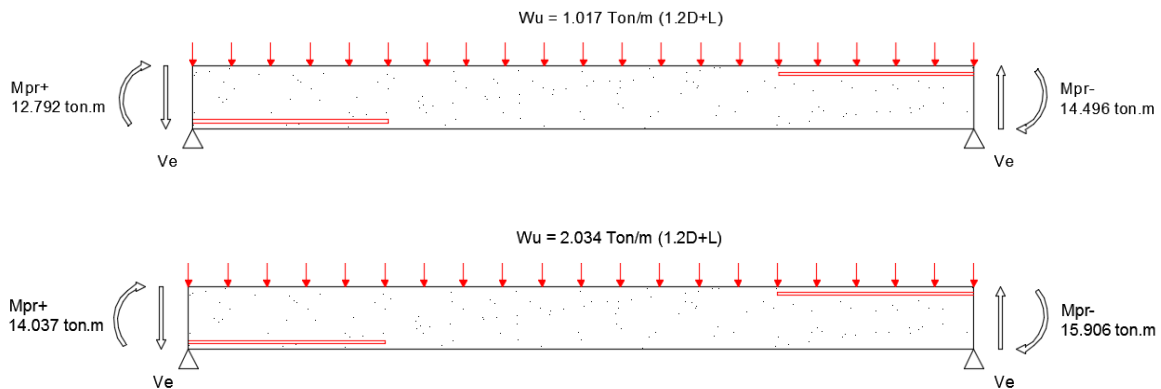
NEC				NSR			
Vigas críticas, Pórtico	Inicio	Medio	Fin	Vigas críticas, Pórtico	Inicio	Medio	Fin
1				2			
Superior (+2 Ejes)	6.272	1.6535	6.614	Superior (+2 Ejes)	5.741	1.476	5.907
Combinación	$1.2D + L + (-Ex - 0.3Ey)$	$\frac{Mn^+_{max}}{4}$	$1.2D + L + (Ex + 0.3Ey)$	Combinación	$1.2D + L + (-Ex - 0.3Ey)$	$\frac{Mn^+_{max}}{4}$	$1.2D + L + (Ex + 0.3Ey)$
Piso 2, 25x50				Piso 3, 30x60			
Inferior (-2 Ejes)	5.820	1.6535	6.145	Inferior (-2 Ejes)	5.083	1.476	5.175
Combinación	$0.9D + (Ex + 0.3Ey)$	$\frac{Mn^+_{max}}{4}$	$0.9D + (-Ex - 0.3Ey)$	Combinación	$0.9D + (Ex + 0.3Ey)$	$\frac{Mn^+_{max}}{4}$	$0.9D + (-Ex - 0.3Ey)$
Superior (+2 Ejes)	3.887	1.047	4.187	Superior (+2 Ejes)	3.925	1.006	4.023
Combinación	$1.2D + L + (-Ex - 0.3Ey)$	$\frac{Mn^+_{max}}{4}$	$1.2D + L + (Ex + 0.3Ey)$	Combinación	$1.2D + L + (-Ex - 0.3Ey)$	$\frac{Mn^+_{max}}{4}$	$1.2D + L + (Ex + 0.3Ey)$
Piso 4, 25x45				Piso 4, 30x55			
Inferior (-2 Ejes)	3.385	1.047	3.637	Inferior (-2 Ejes)	3.380	1.006	3.401
Combinación	$0.9D + (Ex + 0.3Ey)$	$\frac{Mn^+_{max}}{4}$	$0.9D + (-Ex - 0.3Ey)$	Combinación	$0.9D + (Ex + 0.3Ey)$	$\frac{Mn^+_{max}}{4}$	$0.9D + (-Ex - 0.3Ey)$

5.6.1.2. Diseño a cortante

Concluido el diseño a flexión se procede con el diseño del acero que actúa a cortante, en la figura se muestra la carga uniformemente distribuida en la viga producto de la combinación 1.2D+L, así mismo los momentos probables que están en función del acero superior e inferior de la viga.

Figura 21.

Cortante equivalente en vigas



Nota. Sup. Viga 25x50 Piso 2 (NEC), Inf. Viga 30x60 Piso 3 (NSR)

El cálculo del acero en forma de estribos se presenta a continuación:

$$M_{pr} = 1.25 A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s(1.25 f_y)}{(0.85 f'c b)}$$

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

Se calculan los momentos probables positivo y negativo respectivamente:

Para **NEC**:

$$M_{pr}^+ = 1.25^2 * (5 * 1.131) * 4200 * \left(\frac{46}{1.25} - \frac{(5 * 1.131)(4200)}{2(0.85 * 240 * 25)} \right) = 1279269 \text{ kg.cm}$$

$$M_{pr}^- = 1.25^2 * (6.471) * 4200 * \left(\frac{46}{1.25} - \frac{(6.471)(4200)}{2(0.85 * 240 * 25)} \right) = 1449595 \text{ kg.cm}$$

Conocidos los valores de los momentos probables, se obtiene el cortante equivalente:

$$V_e = \left(\frac{1279269 + 1449595}{3.5 * 100} \right) + \left(\frac{10.172 * 3.5 * 100}{2} \right) = 9577 \text{ kg (NEC)}$$

Debido a que $\frac{\sum M_{pr}}{L_n} > \frac{V_e}{2}$ conservadoramente $\phi V_c = 0$

$$\phi V_n = \phi V_s$$

En la zona 2H se elige 1 ϕ 10 *cada* 10 cm:

$$\phi V_n = \phi A_{sv} * f_y * \frac{d}{s}$$

$$\phi V_n = 0.75(2 * 0.785)(4200) \left(\frac{46}{10}\right) = 22749.3 \text{ kg}$$

$$\phi V_n > V_e \quad 22254.75 > 9577 \quad \text{“OK”}$$

Fuera de la zona 2H se elige 1 ϕ 10 *cada* 20 cm:

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$\phi V_n = 0.75 * 0.53 * \sqrt{240} * 25 * 46 + 0.75(2 * 0.785)(4200) \left(\frac{46}{20}\right) = 16685.96 \text{ kg}$$

Se debe verificar que $\phi V_n > V_u$, donde V_u se obtiene a partir de Etabs.

$$\phi V_n > V_u \quad 16685.96 > 6759.20 \quad \text{“OK”}$$

También debe cumplir acero mínimo de corte y espaciamiento máximo.

$$s < \frac{d}{2} \quad 20 < \frac{46}{2}; \quad 20 < 22.5 \quad \text{“OK”}$$

$$A_{v_{min}} > 3.5 \frac{bw}{f_{yt}} s \quad A_{v_{min}} > 3.5 \frac{25}{4200} * 20 = 0.4167 \text{ cm}^2$$

$$1\phi 10 A_{v_{provisto}} = 1,57 \text{ cm}^2 \quad A_{v_{provisto}} > A_{v_{min}} \quad 1,57 \text{ cm}^2 > 0.4167 \text{ cm}^2 \quad \text{“OK”}$$

Para **NSR**:

$$M_{pr}^+ = 1.25^2 * (5 * 1.131) * 4200 * \left(\frac{56}{1.25} - \frac{(5 * 1.131)(4200)}{2(0.85 * 240 * 30)} \right) = 1403656 \text{ kg.cm}$$

$$M_{pr}^- = 1.25^2 * (4.963) * 4200 * \left(\frac{56}{1.25} - \frac{(4.963)(4200)}{2(0.85 * 240 * 30)} \right) = 1590558 \text{ kg.cm}$$

Cortante equivalente:

$$V_e = \left(\frac{1403656 + 1590558}{3.25 * 100} \right) + \left(\frac{20.344 * 3.25 * 100}{2} \right) = 8200 \text{ kg (NSR)}$$

Debido a que $\frac{\sum M_{pr}}{L_n} > \frac{V_e}{2}$ conservadoramente $\phi V_c = 0$

$$\phi V_n = \phi V_s$$

En la zona 2H se elige 1 ϕ 10 cada 10 cm:

$$\phi V_n = \phi A_{sv} * f_y * \frac{d}{s}$$

$$\phi V_n = 0.75(2 * 0.785)(4200) \left(\frac{56}{10}\right) = 27694.8 \text{ kg}$$

$$\phi V_n > V_e \quad 27694.8 > 8200 \quad \text{“OK”}$$

Fuera de la zona 2H se elige 1 ϕ 10 cada 25 cm:

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$\phi V_n = 0.75 * 0.53 * \sqrt{240} * 30 * 56 + 0.75(2 * 0.785)(4200) \left(\frac{56}{25}\right) = 18837.1 \text{ kg}$$

Se debe verificar que $\phi V_n > V_u$, donde V_u se obtiene a partir de Etabs.

$$\phi V_n > V_u \quad 18837.1 > 6688.8 \quad \text{“OK”}$$

También debe cumplir acero mínimo de corte y espaciamiento máximo.

$$s < \frac{d}{2} \quad 25 < \frac{56}{2}; \quad 25 < 28 \quad \text{“OK”}$$

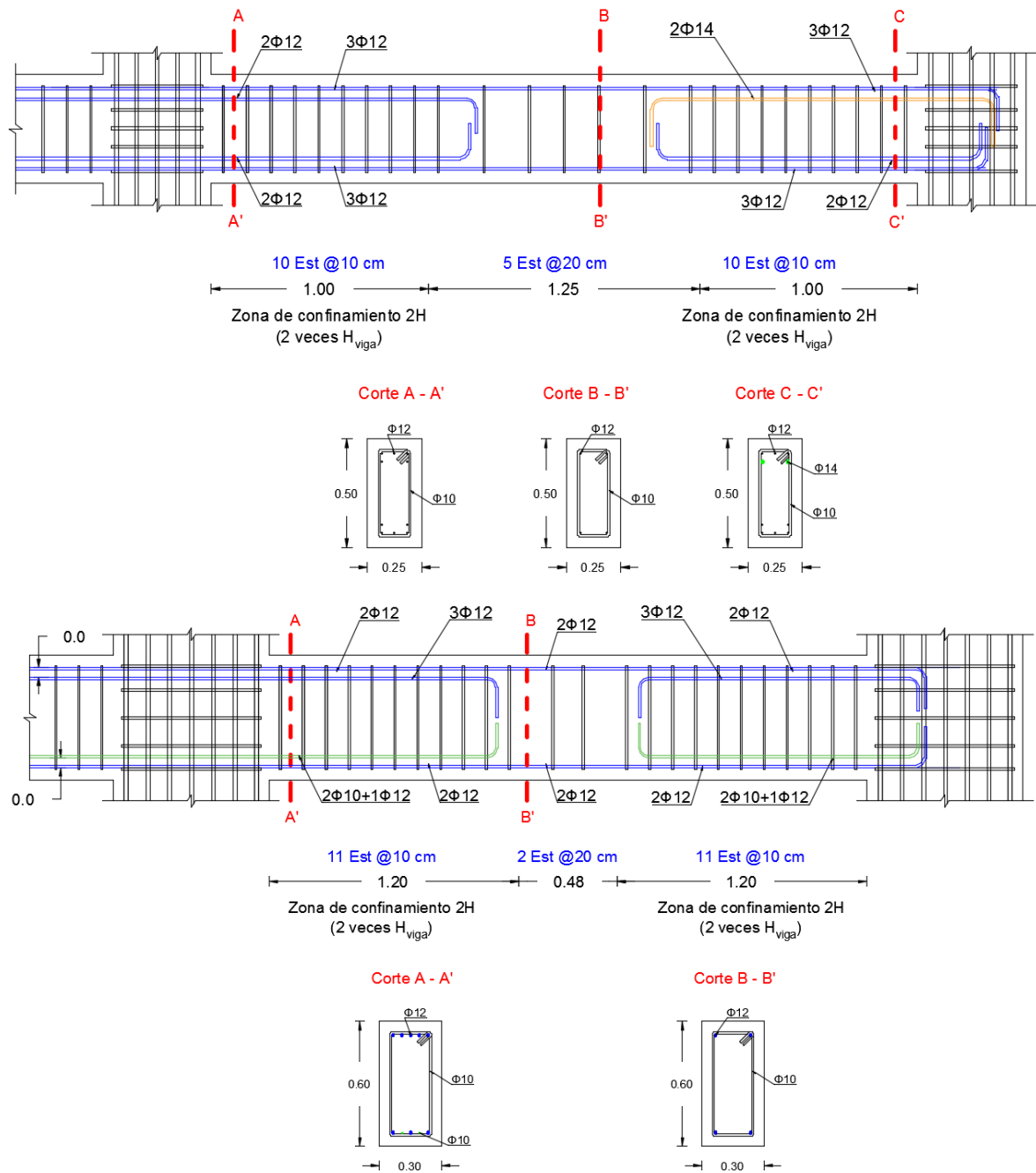
$$A_{v_{min}} > 3.5 \frac{bw}{f_{yt}} s \quad A_{v_{min}} > 3.5 \frac{30}{4200} * 25 = 0.625 \text{ cm}^2$$

$$1\phi 10 A_{v_{provisto}} = 1,57 \text{ cm}^2 \quad A_{v_{provisto}} > A_{v_{min}} \quad 1,57 \text{ cm}^2 > 0.625 \text{ cm}^2 \quad \text{“OK”}$$

En la figura 22 se presenta a detalle el refuerzo longitudinal y transversal suministrado en las vigas analizadas, así mismo, cortes transversales de la viga, tanto en los extremos como en el centro.

Figura 22.

Detalle de refuerzo longitudinal y transversal en vigas analizadas.



Nota. Sup. Viga 25x50 Piso 2 (NEC), Inf. Viga 30x60 Piso 3 (NSR)

5.6.2. Diseño de Columna

Criterios ACI 318-19:

$hc_1, hc_2 \geq 30 \text{ cm}$;

50 cm \geq 30 cm (NEC) **“OK”**

80 cm \geq 30 cm (NSR) **“OK”**

$$\frac{\text{Dimensión menor}}{\text{Dimensión mayor}} > 0.4$$

$$\frac{50}{50} > 0.4 \text{ (NEC) "OK"}$$

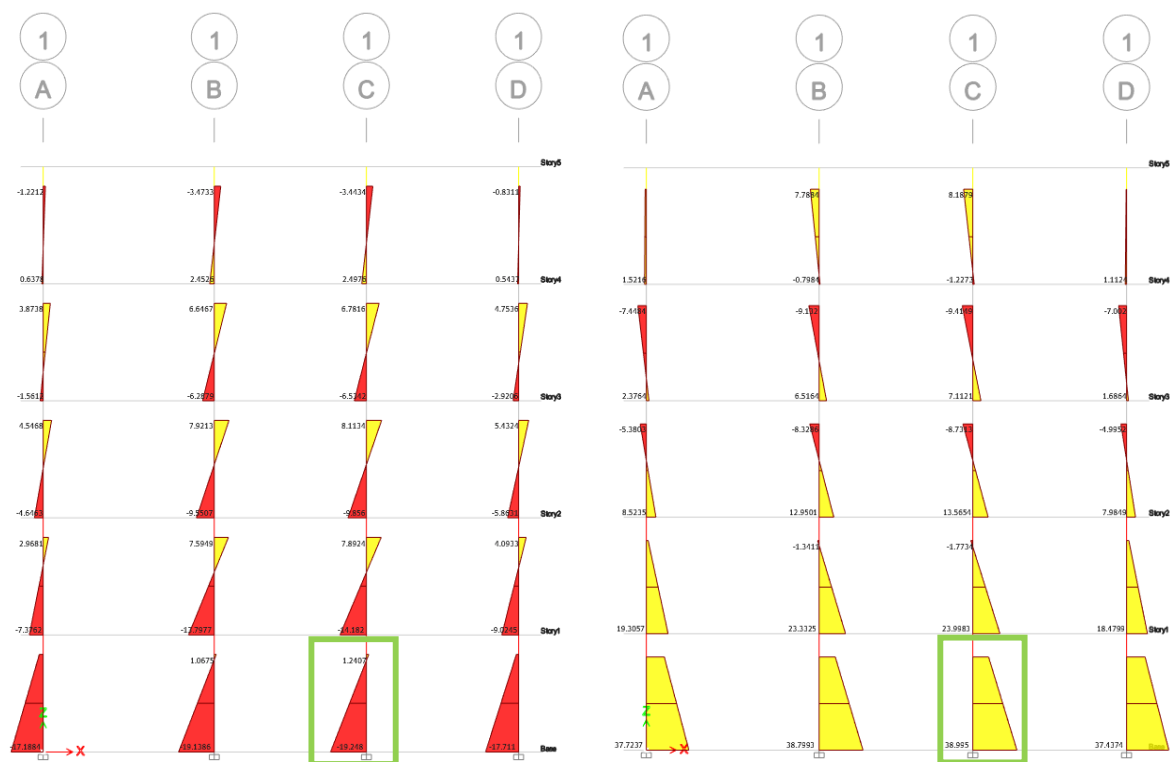
$$\frac{80}{80} > 0.4 \text{ (NSR) "OK"}$$

5.6.2.1. Diseño a flexo-compresión

Para el diseño a flexo-compresión se construyen diagramas de interacción con las diferentes consideraciones de las columnas más críticas. En la figura 23 se presentan los momentos de diseño producto de las combinaciones de cargas más críticas, en este caso $1.2D+L+(Ex+0.3Ey)$ para las columnas de la estructura de (NEC), y $1.2D+L+(-Ex-0.3Ey)$ para la de (NSR).

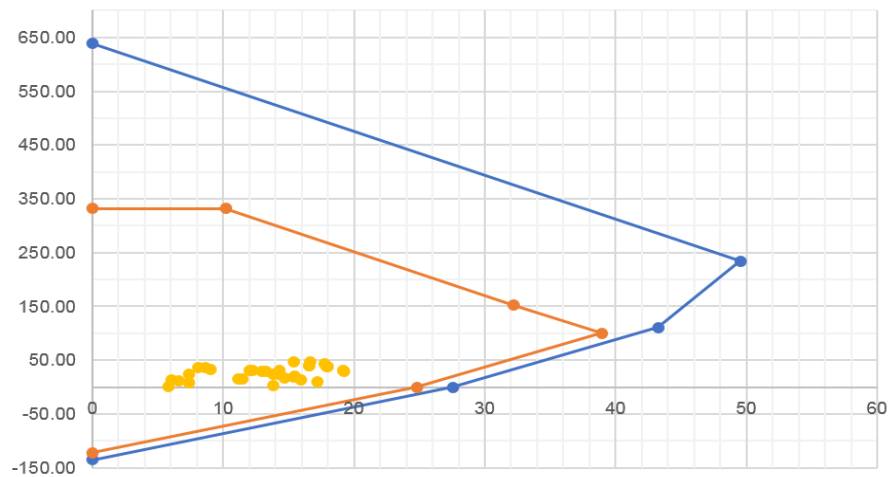
Figura 23.

Momentos de diseño para columnas a flexo-compresión



Nota. Pórtico Eje 1, izq. (NEC), Pórtico Eje 1, der. (NSR)

A continuación, se presentan los diagramas de interacción para las columnas de los pisos 1 y 2, tanto de NEC como de NSR, así mismo se detallan a partir de las tablas los puntos de Carga Axial y Momento considerados para formar las gráficas.

Figura 24.*Diagrama de Interacción Columna 50x50 NEC***Tabla 44.***Valores de Carga Axial y Momento considerados en el Diagrama de Interacción NEC*

	MU	Pu	phi	Mn	Pn
Tensión Pura	0	-135.11	0.9	0	-121.60
Flexión Pura	27.56	0	0.9	24.81	0
Tensión controlada	43.26	111.09	0.9	38.94	99.98
Falla Balanceada	49.54	234.28	0.65	32.20	152.28
Compresión Pura	0	638.55	0.65	0	415.06
0,8Po			0.65	0	332.05

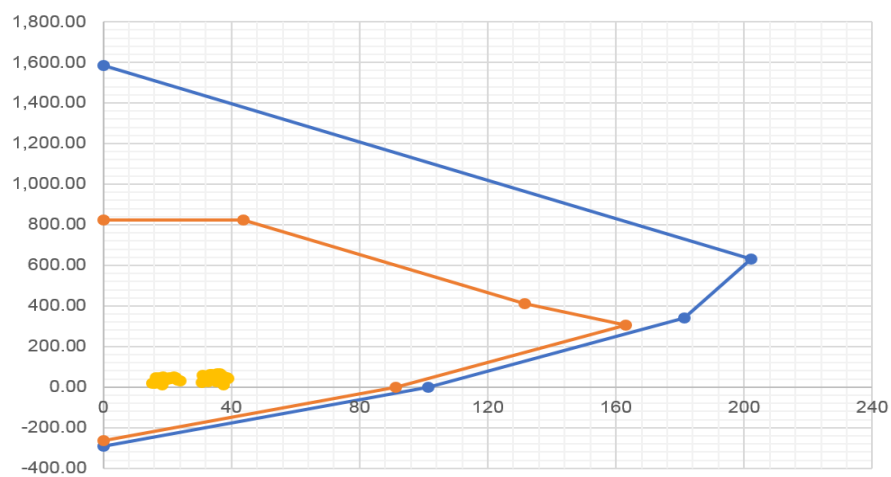
Figura 25.*Diagrama de Interacción Columna 80x80 NSR*

Tabla 45.

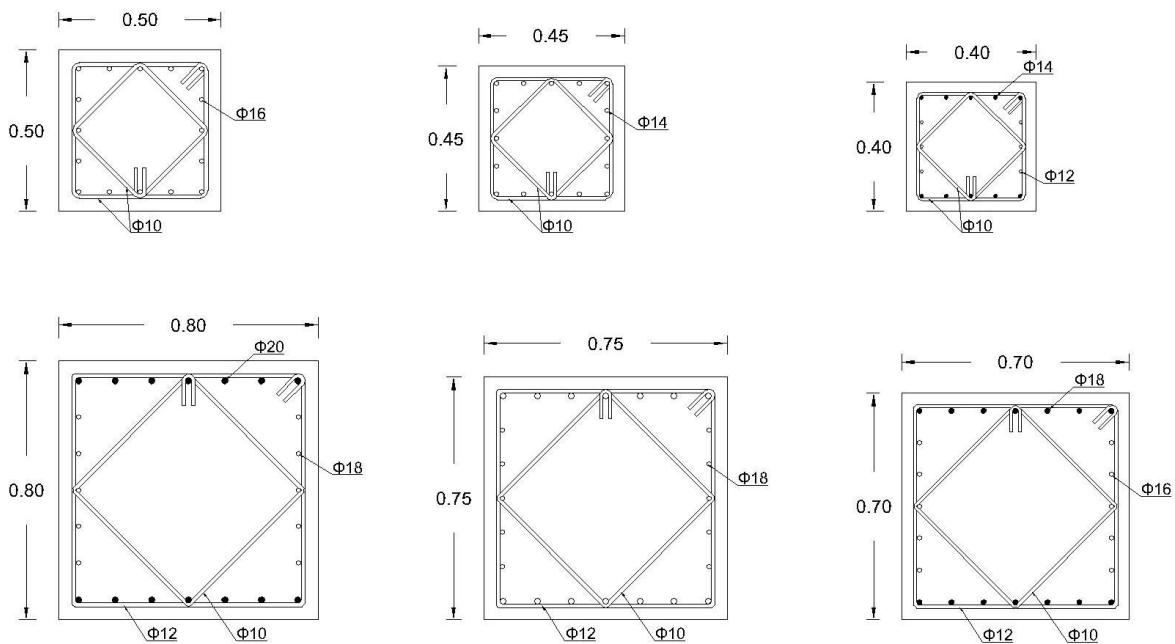
Valores de Carga Axial y Momento considerados en el Diagrama de Interacción NSR

	Mu	Pu	Φ	Mn	Pn
Tensión Pura	0	-291.60	0.9	0	-262.44
Flexión Pura	101.49	0	0.9	91.34	0
Tensión controlada	181.26	339.02	0.9	163.14	305.12
Falla Balanceada	202.23	631.80	0.65	131.45	410.67
Compresión Pura	0	1583.04	0.65	0	1028.98
0,8Po				0	823.18

Finalmente, en la figura 26 se muestra las secciones de las columnas y el detalle del acero longitudinal suministrado.

Figura 26.

Detalle del acero en las columnas analizadas



Nota 1. Sup. Columnas (NEC), cuantía de acero: 1.29, 1.21, 1.38 respectivamente.

Nota 2. Inf. Columnas (NSR), cuantía de acero: 1.08, 1.09, 1.14 respectivamente.

5.6.2.2. Diseño a cortante

Considerando el detalle de las columnas mostradas en la figura 46 se procede a calcular el acero de corte en forma de estribos.

Datos preliminares:

Para NEC:

$$rec = 4 \text{ cm}$$

$$\text{menor } \phi_{db} = 1.6 \text{ cm}$$

$$\phi_{sh} = 1 \text{ cm}$$

Se determina el Valor de L_o

$$L_o = hc = 50 \text{ cm}$$

$$L_o = \frac{Ln}{6} = \frac{300 - 50}{6} = 41.7 \text{ cm}$$

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

Controla $L_o = 50 \text{ cm}$, sin embargo, para columnas de planta baja es conservador considerar un 50% de la altura de las columnas, debido a las grandes demandas de carga axial que allí se producen.

$$L_o = 50 + 0.5(50) = 75 \text{ cm}$$

Separación de los estribos en zona L_o

$$S_o = \frac{hc}{4} = \frac{50}{4} = 12.5 \text{ cm}$$

$$S_o = 6db = 6(1.6) = 9.6 \text{ cm}$$

$$S_o = 100 + \left(\frac{350 - hx}{3} \right) = 10 + \left(\frac{35 - 19.2}{3} \right) = 15.27 \text{ cm}$$

Controla $S_o = 12.5 \text{ cm}$ sin embargo por facilidad constructiva se escoge $S_o = 10 \text{ cm}$.

Diseño por confinamiento:

$$b_c = 50 - 2(4) = 42 \text{ cm}$$

$$A_{ch} = 42 * 42 = 1764 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh \text{ provisto}} = 4(0.785) = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 50 * 50 = 2500 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{s b_c} = 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \left(\frac{f'c}{f_{yt}} \right) = 0.3 \left(\frac{2500}{1764} - 1 \right) \left(\frac{f'c}{f_{yt}} \right) \quad \frac{A_{sh}}{s b_c} = 0.09 \left(\frac{f'c}{f_{yt}} \right)$$

$$0.1438 \left(\frac{f'c}{f_{yt}} \right) > 0.09 \left(\frac{f'c}{f_{yt}} \right)$$

$$A_{sh} = 0.1438 \left(\frac{240}{4200} \right) (10)(42) = 3.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh \text{ provisto}} > A_{sh} \quad 3.14 \text{ cm}^2 > 3.04 \text{ cm}^2 \quad \text{“OK”}$$

En zona Lo, 2 estribos $\Phi 10$ cada 10 cm cumplen adecuadamente.

Separación de estribos fuera de la zona Lo

$$S_o = 15 \text{ cm}$$

$$S_o = 6db = 6(1.6) = 9.6 \text{ cm}$$

Controla $S_o = 9.6 \text{ cm}$, pero como no es recomendable tener estribos a menos de 10cm, se opta por elegir $S_o = 10 \text{ cm}$.

Para NSR:

$$rec = 4 \text{ cm}$$

$$\text{menor } \phi_{db} = 1.8 \text{ cm}$$

$$\phi_{sh} = 1 \text{ cm} ; 1.2 \text{ cm}$$

Se determina el Valor de Lo

$$Lo = hc = 1.5(80) = 120 \text{ cm}$$

$$Lo = \frac{Ln}{6} = \frac{300 - 60}{6} = 40 \text{ cm}$$

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

Separación de los estribos en zona Lo

$$S_o = \frac{hc}{4} = \frac{80}{4} = 20 \text{ cm}$$

$$S_o = 6db = 6(1.8) = 10.8 \text{ cm}$$

$$S_o = 100 + \left(\frac{350-hx}{3} \right) = 10 + \left(\frac{35-33.8}{3} \right) = 10.4 \cong 10 \text{ cm} \quad \text{“Controla”}$$

Diseño por confinamiento:

$$b_c = 80 - 2(4) = 72 \text{ cm}$$

$$A_{ch} = 72 * 72 = 5184 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh \text{ provisto}} = 2(1.131 + 0.785) = 3.83 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 80 * 80 = 6400 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{s b_c} = 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \left(\frac{f'c}{f_{yt}} \right) = 0.3 \left(\frac{6400}{5184} - 1 \right) \left(\frac{f'c}{f_{yt}} \right) \quad \frac{A_{sh}}{s b_c} = 0.09 \left(\frac{f'c}{f_{yt}} \right)$$

$$0.09 \left(\frac{f'c}{f_{yt}} \right) > 0.0704 \left(\frac{f'c}{f_{yt}} \right)$$

$$A_{sh} = 0.09 \left(\frac{240}{4200} \right) (10)(72) = 3.70 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh \text{ provisto}} > A_{sh} \quad 3.83 \text{ cm}^2 > 3.70 \text{ cm}^2 \quad \text{“OK”}$$

En zona Lo, 2 estribos ($\Phi 12 + \Phi 10$) cada 10 cm cumplen adecuadamente.

Separación de estribos fuera de la zona Lo

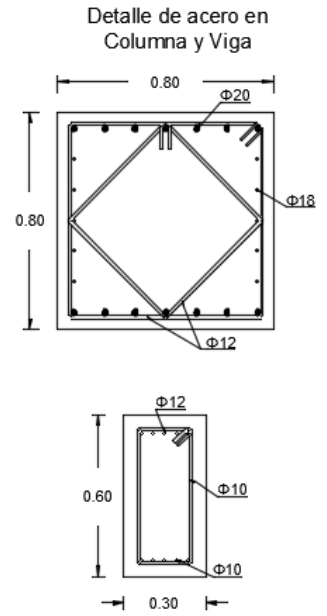
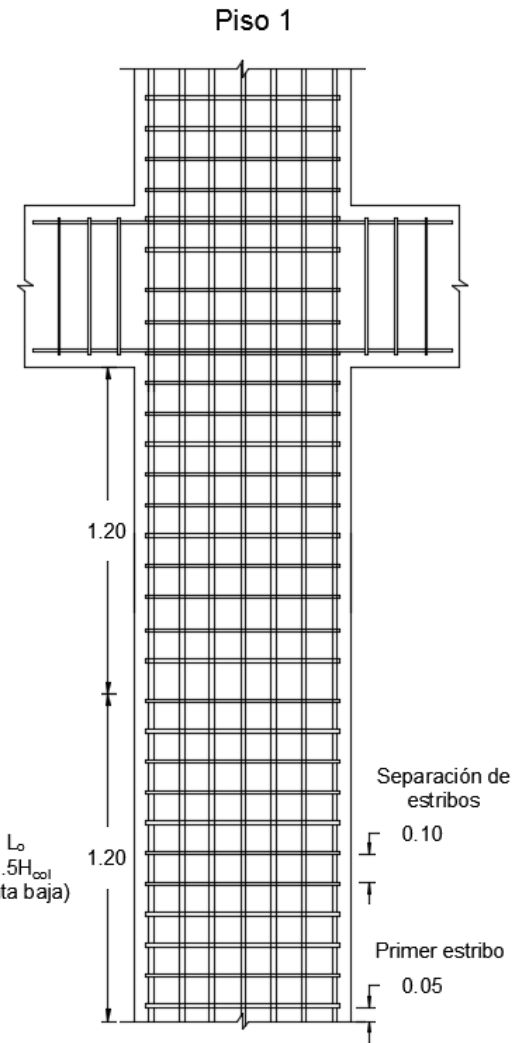
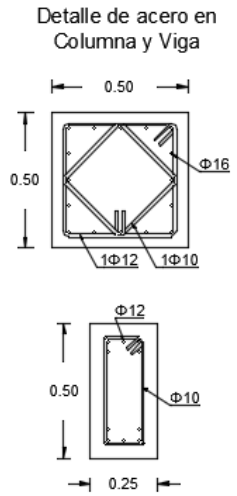
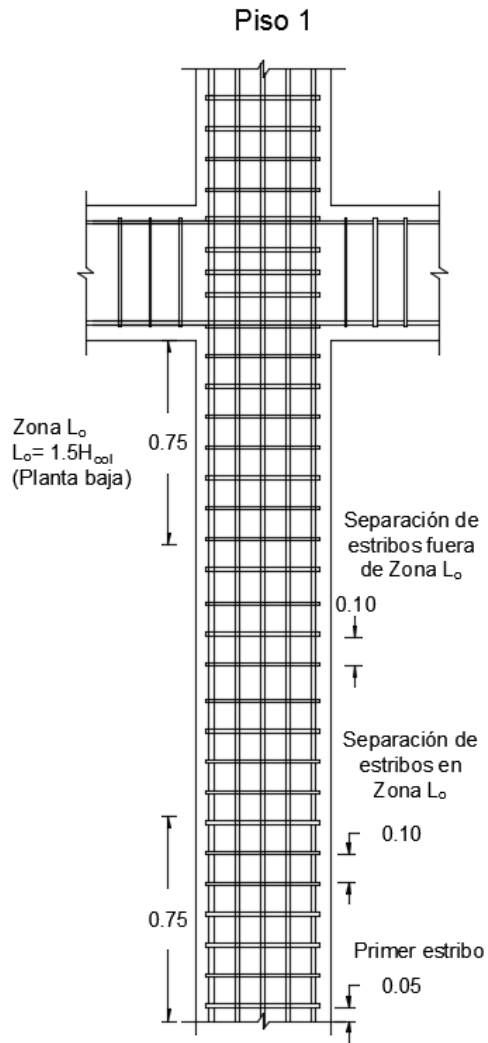
$$s_o = 15 \text{ cm}$$

$$s_o = 6db = 6(1.8) = 10.8 \cong 10 \text{ cm} \quad \text{“Controla”}$$

En la figura se presenta el detalle del acero transversal en forma de estribos provisto para las columnas.

Figura 27.

Detalle del acero transversal en las columnas



Nota. Izq (NEC), der. (NSR).

Conclusiones

Al obtener los espectros de diseño elásticos en aceleraciones y posteriormente los inelásticos producto de emplear valores de $R=8$ para NEC-15 y $R=7$ para NSR-10 se puede verificar que la diferencia entre los espectros inelásticos no es tan significativa, es así que en la meseta del espectro de NEC se obtiene un valor $S_a(g)=0.133$, mientras que en la meseta del espectro de NSR-10 $S_a(g)=0.131$, existiendo una diferencia de apenas el 1.14%. Por otro lado, en la parte curva del espectro, las coordenadas de $S_a(g)$ de NEC son menores que las de NSR-10 en un 7,27%. Por último, el coeficiente sísmico ($C_s=S_a(T_a)I/R$) de NEC es ligeramente inferior que el de NSR en apenas un 2,34%. Con estos criterios se llega a la conclusión de que los espectros son coincidentes.

Para establecer las diferencias entre ambas normativas se presenta una tabla comparativa, en donde son definidas algunas de las especificaciones consideradas en el análisis sísmico.

Tabla 46.

Diferencias en el Análisis sísmico de normativas NEC-15 y NSR-10

	NEC-15	NSR-10
Zonas de amenaza sísmica	Mapa Zonificación sísmica, 6 zonas, 3 niveles de peligro sísmico.	Mapa Zonificación sísmica, 10 regiones, 3 niveles de peligro sísmico.
Coefficiente de aceleración	Z, define la zona de peligro sísmico.	Aa y Av, el mayor de los dos define el número de la región.
Tipos de Perfiles de Suelo	6 clases de suelos, clasificados a partir de Vs, N, Su.	6 clases de suelos, clasificados a partir de Vs, N, Su.
Coefficiente de Sitio	Fa, Fd, Fs	Fa, Fv
Aceleración Espectral	Meseta: $S_a(g)=\eta.z.Fa$ Zona Curva: $S_a(g) = \eta z F a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$	Meseta: $S_a(g)=2.5 Aa. Fa. I$ Zona Curva: $S_a(g) = 1.2 \frac{Av.Fv.I}{T}$
Período Aproximado	$T_a = C^t h_n^\alpha = 0.629$ $C_t = 0.055$	$T_a = C^t h_n^\alpha = 0.538$ $C_t = 0.047$
Coefficiente R	Pórtico Especial S.M. $R=8$	Pórtico DES $R=7$
Cortante Basal	$V = \frac{I S_a(T_a)}{R \phi_p \phi_E} W$	$V_s = \frac{S_a g M}{R_o \phi_p \phi_a \phi_r}$
Deriva Inelástica y límites	$\Delta M = 0.75 R \Delta E$ $\Delta M_{max} = 0.02 h p i$	$\Delta M = 0.70 R \Delta E$ $\Delta M_{max} = 0.01 h p i$

Se puede evidenciar que el valor del periodo aproximado en NEC-15 es superior en un 17% con respecto al de NSR-10, esto se debe a los distintos valores que las normativas presentan para el Coeficiente C_t . Tener un periodo de vibración más pequeño conlleva a una aceleración espectral mayor y por ende un cortante basal superior, es así que para la normativa ecuatoriana se obtiene un $V_x = 104.1$ Ton y para la normativa colombiana un $V_x = 139.4$ Ton, confirmando así lo antes expuesto.

El criterio que sin duda alguna define las dimensiones de los elementos como las vigas y las columnas son las derivas, debido a que en la norma NEC-15 el límite de ΔM_{max} es el doble del que se presenta en NSR-10.

Considerando que en la normativa colombiana el área de las columnas es 2.6 veces mayor que la obtenida con la norma ecuatoriana, y así mismo el área de las vigas 1.5 veces mayor, se concluye que las estructuras de NSR-10 son más rígidas que las de NEC-15, por tanto, se espera que presenten un mejor desempeño sísmico.

Recomendaciones

La normativa NEC-SE-DS podría incluir en futuras actualizaciones criterios como el coeficiente de redundancia para estructuras que presenten una irregularidad de este tipo, así mismo el límite de la deriva máxima debe revisarse considerando de que comparándola con países vecinos es permisible, como ya se evidenció con Colombia, e inclusive Perú donde la deriva máxima llega a estar en el orden del 0.7%.

Si bien es cierto se estableció la sección de columna más crítica para todas las demás que conforman un piso i , se recomienda que se las prediseñe individualmente, ya que al trabajar con un solo tipo de columnas y con derivas tan bajas como las de NSR-10, podríamos tener columnas muy sobredimensionadas y con una eficiencia (obtenida en los diagramas de interacción) tan baja, incluso por debajo de 0.20.

Se recomienda que tanto NEC-15 en su sección de hormigón armado, y NSR-10 en su Título B de concreto estructural sean actualizados debido a que recientemente se actualizó el código ACI, a la versión ACI 318-19, con algunas consideraciones para el diseño, que evidentemente no se encuentran en los códigos antes mencionados.

Bibliografía

- DONOBHAN PRESICHI, G. (2007). Aplicación de los métodos estático y dinámico modal para el diseño sísmico de edificios con disipadores de energía. México.
- José, A., & Rocha, A. (Septiembre de 2009). PREDIMENSIONADO DE COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO, EN EDIFICIOS APORTICADOS SOMETIDOS A ACCIONES SÍSMICAS, BAJO CONDICIONES DE DUCTILIDAD. Carabobo, Venezuela.
- Marcelo Romo, P. (2008). *TEMAS DE CONCRETO ARMADO*.
- Montero López, V. (Febrero de 2004). *Colección de Tesis Digitales*. Obtenido de http://catarina.udlap.mx/u_dl_a/tales/documentos/lic/montero_1_v/capitulo5.pdf
- NEC-SE-DS. (2015). NEC-SE-DS Peligro Sísmico. Quito.
- NSR-10. (2010). *Reglamento colombiano de construcción sísmoresistente*.
- ABAD, J. C. and D. R. G. TORRES (2015). "ESTUDIO DE LOS COEFICIENTES DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA ESTRUCTURAL—RI DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN." El factor de redundancia: 51-56.
- Andrade Insúa, L. E. (2004). "Control de la deriva en las normas de diseño sísmorresistente."
- Cruz Barreto, I. A. and V. S. Dieguez Mendoza (2016). "Análisis y Diseño Estructural en concreto armado para una vivienda multifamiliar aplicando la nueva norma de diseño sísmorresistente en la urbanización Soliluz-Trujillo."
- Lafuente, M., et al. (2014). Revisión de la normativa sísmica en América Latina, CAF.
- Lanza, F. J., et al. (2003). "Estudio comparativo de la norma sísmorresistente venezolana actual con códigos sísmicos de otros países." Revista INGENIERÍA UC **10**(3): 59-66.
- Marte Jiménez, C. J. (2014). Calibración de umbrales de daño sísmico para el análisis de fragilidad sísmica de estructuras de hormigón armado mediante análisis estático no lineal ("Push-Over"), Universitat Politècnica de Catalunya.
- NEC-SE-HM, M. (2015). "Norma Ecuatoriana de la Construcción, Estructuras de hormigón armado." Quito: Cámara de la Industria y la Construcción.
- NEC (2015). NEC-SE-DS Diseño Sismo Resistente, MIDUVI Quito.
- NSR-10 (2010). "NSR-10."

Quinde Martínez, P. and E. Reinoso Angulo (2016). "Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la Ciudad de Cuenca." Ingeniería sísmica(94): 1-26.

Quispe, R., et al. (2003). "Geometría de la Placa de Nazca en el borde occidental de Sudamérica partir de las tendencias medias de sismicidad."

Reyes, L. E. G. (1998). Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico, Universidad de los Andes, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería

Risk, E. C. o. S. (1984). "Glossary of terms for probabilistic seismic-risk and hazard analysis." Earthquake spectra **1**(1): 33-40.

Salcedo-Hurtado, E. D. J. and J. L. Pérez (2016). "Caracterización sismotectónica de la región del Valle del Cauca y zonas aledañas a partir de mecanismos focales de terremotos." Boletín de geología **38**(3): 89-107.

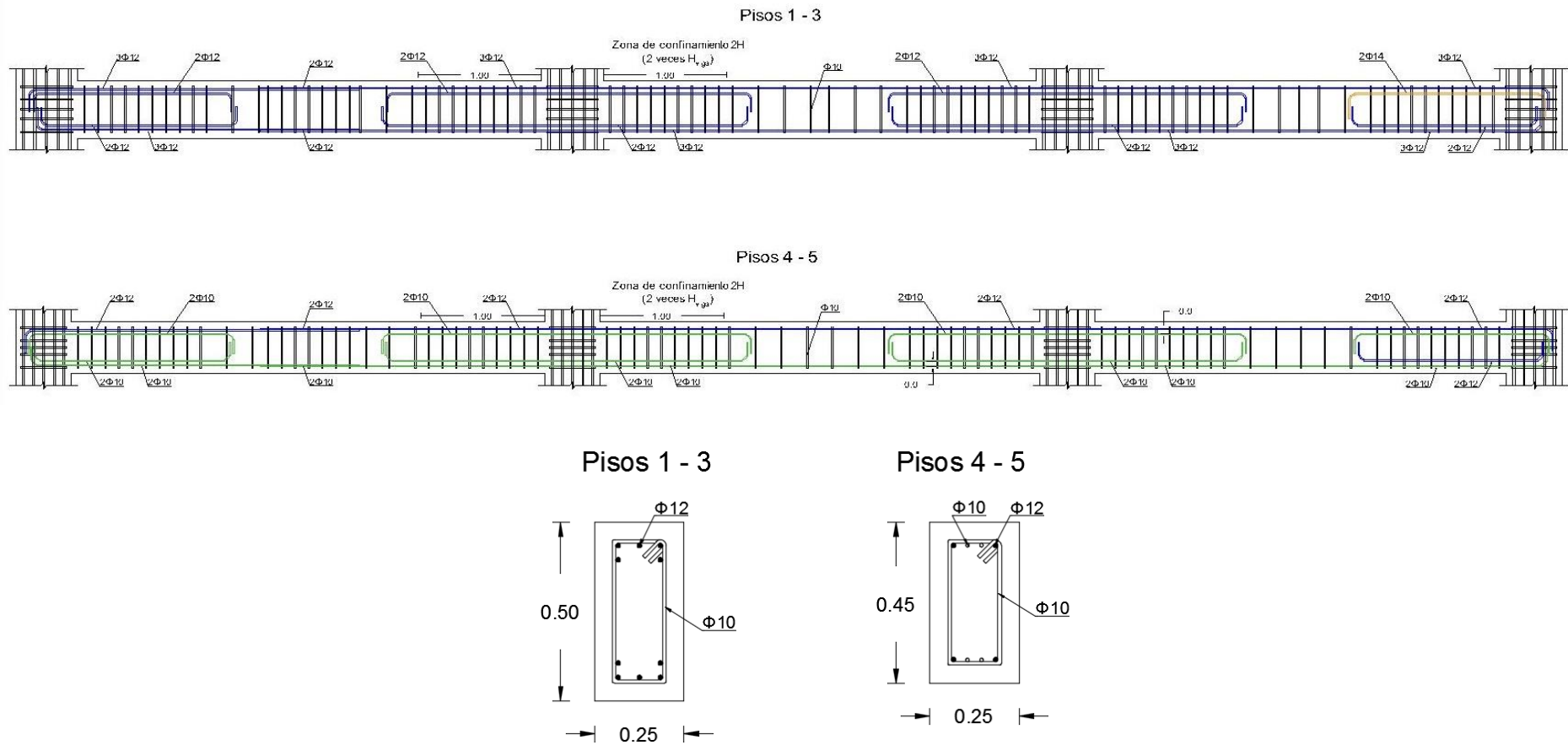
Comité ACI 318. (2019). Requisitos del Código de Construcción para Concreto Estructural (ACI 318M-19) y Comentario sobre los Requisitos del Código de Construcción para Concreto Estructural (ACI 318R-19). Instituto Americano del Concreto, Farmington Hill, MI , 628.

Anexos

Anexo 1. Refuerzo longitudinal y transversal en pórticos de la estructura con Normativa NEC-15

Figura 28.

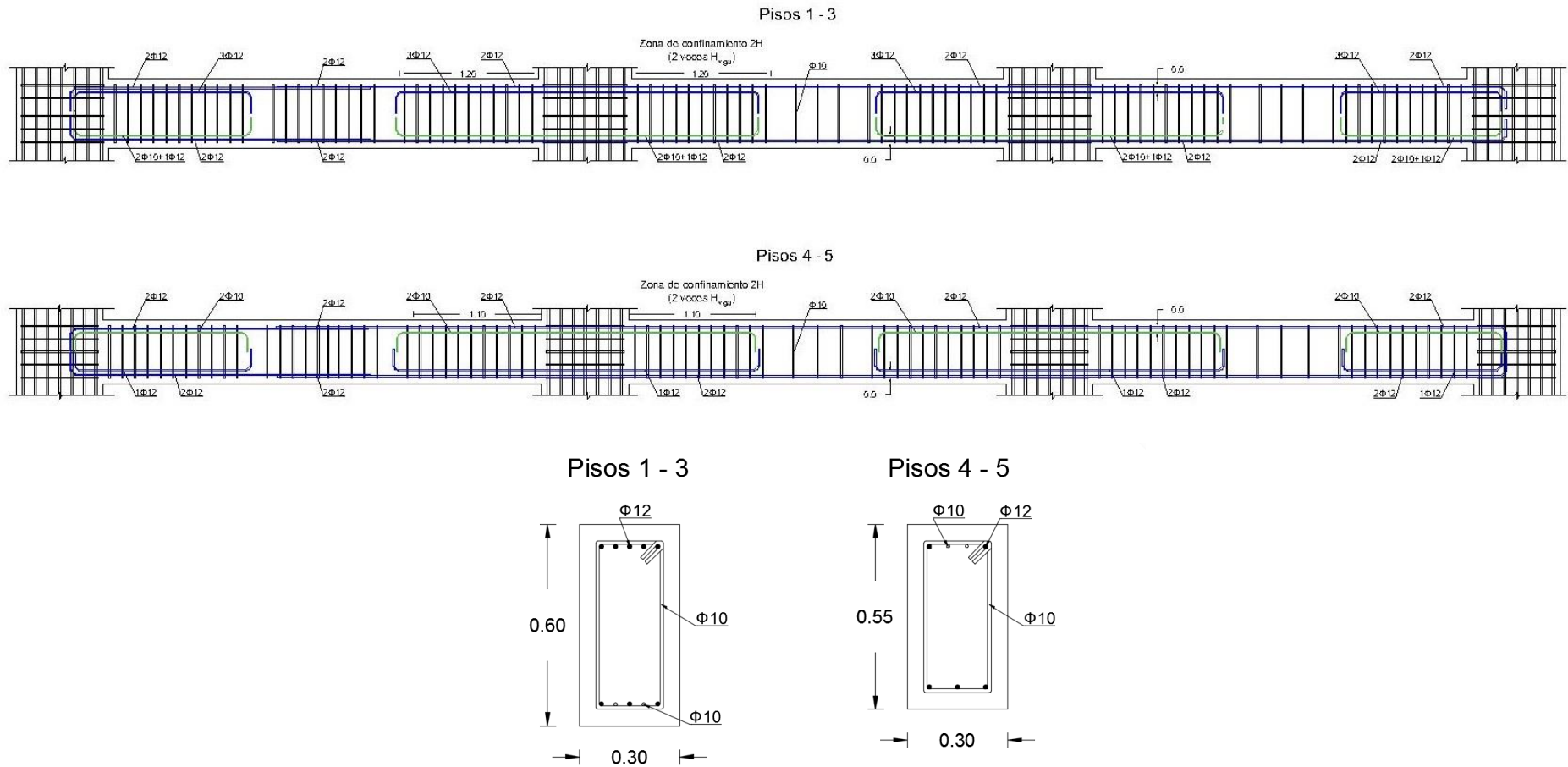
Detalle del refuerzo longitudinal y transversal en pórticos, (NSR)



Anexo 2. Refuerzo longitudinal y transversal en pórticos de la estructura con Normativa NSR-10

Figura 29.

Detalle del refuerzo longitudinal y transversal en pórticos. (NSR)



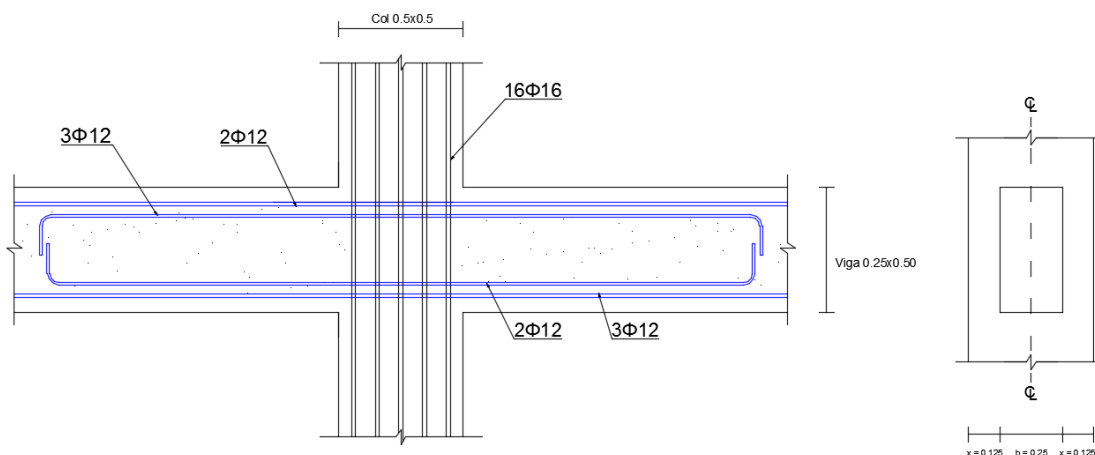
Anexo 3. Cortante en el nudo

Para NEC:

Se verifica el cortante en el nudo para una conexión de pórtico interior del piso 2, donde llegan vigas (25x50) a las cuatro caras de la columna (50x50), misma que se presenta en la figura 28.

Figura 30.

Detalle de la conexión viga- columna NEC



Ancho efectivo:

$$b_j = b + h \quad b_j = 25 + 50 = 75 \text{ cm}$$

$$b_j = b + 2x \quad b_j = 25 + 2(12.5) = 50 \text{ cm} \quad \text{“Controla”}$$

$$A_j = b_j * h \quad A_j = 50 * 50 = 2500 \text{ cm}^2$$

La columna continua por encima del nudo una longitud mayor que h_c , y el refuerzo debajo del nudo continua por la extensión. **Cumple 15.2.6**

La viga continua más allá del nudo una longitud mayor que su altura, y el refuerzo en la cara opuesta del nudo continua por la extensión. **Cumple 15.2.7**

$$\frac{b_{viga}}{b_{col}} \geq 0.75 \quad \frac{25}{50} \geq 0.75 \quad \text{No Cumple con 15.2.8}$$

$$V_{ej} = 1.25(A_s^- + A_s^+)f_y$$

$$V_{ej} = 1.25(5.655 + 5.655)(4.2) = 59.38 \text{ Ton}$$

$$\phi V_n = \phi 1.3\lambda\sqrt{f'_c} A_j [\text{Mpa}] = \phi 4.0\lambda\sqrt{f'_c} A_j \left[\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

$$\phi V_n = 0.75(4.0)\sqrt{240} (2500) = 116189.5 \text{ Kg} = 116.19 \text{ Ton}$$

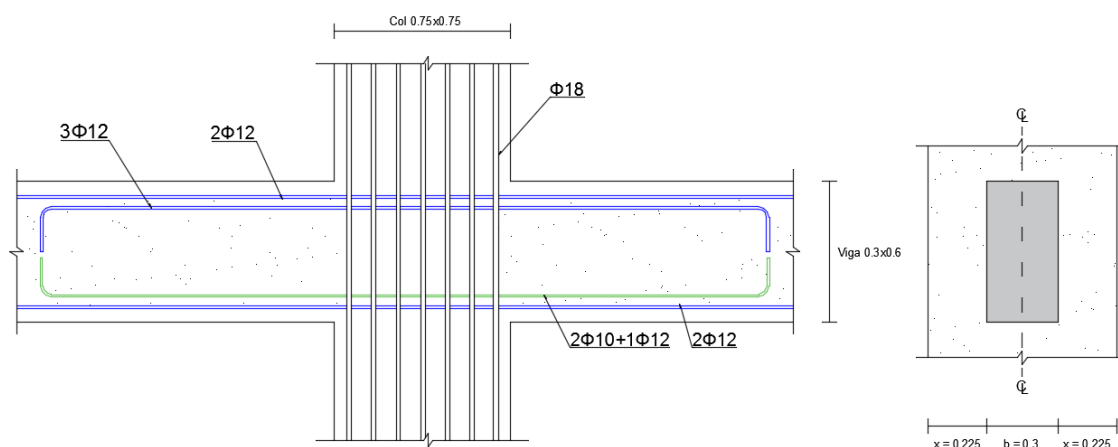
$$\phi V_n \geq V_{ej} \quad 116.19 \geq 59.38 \quad \text{“OK”}$$

Para **NEC**:

Se verifica el cortante en el nudo para una conexión de pórtico interior del piso 3, donde llegan vigas (30x60) a las cuatro caras de la columna (75x75), misma que se presenta en la figura 29.

Figura 31.

Detalle de la conexión viga- columna NSR



Ancho efectivo:

$$b_j = b + hc \quad b_j = 30 + 75 = 105 \text{ cm}$$

$$b_j = b + 2x \quad b_j = 30 + 2(22.5) = 75 \text{ cm} \quad \text{“Controla”}$$

$$A_j = b_j * h \quad A_j = 75 * 75 = 5625 \text{ cm}^2$$

Cumple 15.2.6

Cumple 15.2.7

$$\frac{b_{viga}}{b_{col}} \geq 0.75 \quad \frac{30}{75} \geq 0.75 \quad \text{No Cumple con 15.2.8}$$

$$V_{ej} = 1.25(A_s^- + A_s^+)f_y$$

$$V_{ej} = 1.25(5.655 + 4.963)(4.2) = 55.75 \text{ Ton}$$

$$\phi V_n = \phi 4.0 \lambda \sqrt{f'_c} A_j \left[\frac{Kg}{cm^2} \right]$$

$$\phi V_n = 0.75(4.0)\sqrt{240} (5625) = 261426.4 \text{ Kg} = 261.43 \text{ Ton}$$

$$\phi V_n \geq V_{ej} \quad 261.43 \geq 55.75 \quad \text{“OK”}$$

Anexo 4. Columna Fuerte – Viga Débil

Para **NEC**:

Se chequea una conexión de pórtico interior del piso 2. A continuación, se calculan los momentos nominales en las vigas producto del acero longitudinal.

$$M_{nb}^- = 0.9(5 * 1.131)(4.2)(0.437) = 9.335 \text{ Ton. m}$$

$$M_{nb}^+ = 0.9(5 * 1.131)(4.2)(0.437) = 9.335 \text{ Ton. m}$$

Los momentos en las columnas son obtenidos a partir de los diagramas de interacción. En la tabla 44 para columnas de 50x50 se aprecia que para carga axial $P_n = 0$, se obtiene un momento nominal $M_n = 24.81 \text{ Ton.m}$, por tanto:

$$\Sigma M_{nc} \geq \frac{6}{5} \Sigma M_{nb}$$

$$2(24.81) \geq \frac{6}{5}(9.335 + 9.335)$$

$$49.62 \geq 22.40 \quad \text{“OK” Columna fuerte – Viga débil.}$$

Para **NSR**:

Se chequea una conexión de pórtico interior del piso 3. A continuación, se calculan los momentos nominales en las vigas producto del acero longitudinal.

$$M_{nb}^- = 0.9(5 * 1.131)(4.2)(0.541) = 11.564 \text{ Ton. m}$$

$$M_{nb}^+ = 0.9(3 * 1.131 + 2 * 0.785)(4.2)(0.543) = 10.187 \text{ Ton. m}$$

En la tabla 45 para columnas de 75x75 se aprecia que para carga axial $P_n = 0$, se obtiene un momento nominal $M_n = 74.67 \text{ Ton.m}$, por tanto:

$$\Sigma M_{nc} \geq \frac{6}{5} \Sigma M_{nb}$$

$$2(74.67) \geq \frac{6}{5}(11.564 + 10.187)$$

$$149.34 \geq 27.751 \quad \text{“OK” Columna fuerte – Viga débil.}$$