



UNIVERSIDAD DEL AZUAY

**FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES**

**Análisis de vulnerabilidad sísmica de una estructura
especial de hormigón armado de cinco pisos ubicada en la
ciudad de Cuenca, Ecuador**

Título a obtener:

**INGENIERO CIVIL CON ÉNFASIS EN GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES**

Autores:

NICOLÁS ALFREDO ESPINOZA ASTUDILLO

VANESSA ESTEFANÍA PAREDES PIEDRA

Director:

ESTEBAN MARCELO CABRERA VELEZ

CUENCA, ECUADOR

2021

DEDICATORIA

Dedico este proyecto a mis padres, hermanas y a los amigos que siempre me acompañaron y alentaron a terminar mis estudios y sobre todo a conseguir mis metas.

Nicolás Espinoza Astudillo

Con la ayuda de Dios, este trabajo lo dedico a mis padres y hermano por apoyarme en todo momento para poder concluir mi carrera.

Vanessa Paredes Piedra

AGRADECIMIENTO

Agradecemos a nuestras familias por ayudarnos culminar nuestra carrera y obtener nuestro título profesional.

A la Universidad del Azuay, a los miembros del tribunal y de manera especial a nuestro director de tesis, Ing. Esteban Cabrera, por brindarnos su tiempo, apoyo y conocimientos.

Nicolás y Vanessa

Contenido

DEDICATORIA	iii
AGRADECIMIENTO	v
RESUMEN	xv
ABSTRACT	xvii
INTRODUCCIÓN	xix
OBJETIVO GENERAL	xix
OBJETIVOS ESPECÍFICOS	xix
METODOLOGÍA	xix
ALCANCES Y RESULTADOS ESPERADOS	xx
ESTADO DEL ARTE	xx
PROBLEMÁTICA	xxii
1. CAPÍTULO I	1
1.1. MARCO TEÓRICO	1
1.1.1. Definiciones	1
2. CAPÍTULO II	17
2.1. DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL Y GENERACIÓN DEL MODELO. 17	
2.1.1. Descripción general de la estructura	17
2.2. Columnas y vigas	18
2.2.1. Columnas	18
2.2.2. Resultados de columnas	19
2.2.3. Vigas	20
2.2.4. Resultados de vigas	28
2.3. Losas y cimentaciones	31
2.4. Detalle estructural	32
2.5. Especificaciones técnicas	34
2.6. Cálculo del peso de edificio	36

2.7. Componentes del espectro elástico de diseño	37
3. CAPÍTULO III	43
3.1. ANÁLISIS LINEAL	43
4. CAPÍTULO IV	53
4.1. ANÁLISIS NO LINEAL	53
4.1.1. Vigas	53
4.1.2. Columnas	59
4.1.3. Curva y punto de desempeño mediante el método FEMA 440	65
4.1.4. Niveles de desempeño en sentidos X+, X-, Y+, Y-	66
5. CAPÍTULO V	69
5.1. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	69
5.1.1. Conclusiones	69
5.1.2. Recomendaciones	70
Bibliografía	71
Anexos	75

Ilustración 1.1 Espectro de respuesta horizontal general	4
Ilustración 1.2 Relación generalizada fuerza-deformación para elementos o componentes de hormigón	7
Ilustración 1.3 Espectros de diseño para sismo raro	14
Ilustración 2.1 Vista frontal del modelo.....	17
Ilustración 2.2 Separación de estribos en columnas.....	19
Ilustración 2.3 Separación de estribos en columnas.....	19
Ilustración 2.4 Detalle de armado de hierro de banda B1	23
Ilustración 2.5 Detalle de armado de hierro de banda B2	23
Ilustración 2.6 Detalle de armado de hierro de banda B3	24
Ilustración 2.7 Detalle de armado de hierro de banda B4	24
Ilustración 2.8 Detalle de armado de hierro de banda B5	25
Ilustración 2.9 Detalle de armado de hierro de banda B6	25
Ilustración 2.10 Detalle de armado de hierro de banda B7	26
Ilustración 2.11 Detalle de armado de hierro de banda B9	26
Ilustración 2.12 Detalle de armado de hierro de viga V1	27
Ilustración 2.13 Detalle de armado de hierro de viga V2	27
Ilustración 2.14 Detalle de armado de hierro de viga V3	28
Ilustración 2.15 Detalle de armado de hierro de viga V4	28
Ilustración 2.16 Separación de estribos en vigas	29
Ilustración 2.17 Detalle de losa.....	31
Ilustración 2.18 Detalle de cimentación.....	31
Ilustración 2.19 Detalle de zapata.	32
Ilustración 2.20 Definición de grilla en niveles 1-3.....	32
Ilustración 2.21 Definición de grilla en nivel 4.....	33
Ilustración 2.22 Detalle de ubicación de vigas y vigas banda en nivel 1-3	33
Ilustración 2.23 Detalle de ubicación de vigas y vigas banda en nivel 4.....	34
Ilustración 3.1 Espectro de respuesta	43
Ilustración 3.2 Cortante estático.....	43
Ilustración 3.3 Derivas en sentido X.....	49
Ilustración 3.4 Derivas en sentido Y	50
Ilustración 4.1 rótulas plásticas en vigas: a) R1, b) R2, c) R3, d) R4, e) R5, f) R6, g) R7, h) R8, i) R9, j) R10, k) R11, l) R12.....	58

Ilustración 4.2 rótulas plásticas en columnas: a) C1, b) C2, c) C3, d) C4, e) C5, f) C6, g) C7, h) C8, i) C9, j) C10, k) C11, l) C12, m) C13, n) C14	64
Ilustración 4.3 Espectro de capacidad a) X+, b) X-, c) Y+, d) Y-	65
Ilustración 4.4 Punto de desempeño en sentido a) X+, b) X-, c) Y+, d) Y-.....	66
Ilustración 4.5 Curvas de capacidad y nivel de desempeño en sentido a) X+, b) X-, c) Y+, d) Y-	67

Tabla 1.1 Control de daño y niveles de desempeño para edificios	12
Tabla 1.2 Control de daño y niveles de desempeño para componente no estructurales de edificios	13
Tabla 1.3 Niveles de desempeño.....	14
Tabla 2.1 Propiedades de los materiales	17
Tabla 2.2 detalles de columnas	18
Tabla 2.3 detalles de vigas	21
Tabla 2.4 cuantías de vigas	22
Tabla 2.5 Propiedades de los materiales	35
Tabla 2.6 Pesos Específicos de los materiales	35
Tabla 2.7 Determinación de cargas muertas	36
Tabla 2.8 Determinación de cargas vivas	36
Tabla 2.9 Resumen de coeficientes	41
Tabla 3.1 Cortante estático.....	44
Tabla 3.2 Cortante dinámico X	44
Tabla 3.3 Cortante dinámico Y	45
Tabla 3.4 Índice de estabilidad en X.....	45
Tabla 3.5 Índice de estabilidad en Y	46
Tabla 3.6 Participación de masa.....	46
Tabla 3.7 Porcentaje de torsión.....	47
Tabla 3.8 Distorsión por desplazamiento (UX)	48
Tabla 3.9 Distorsión por desplazamiento (UY)	48
Tabla 3.10 Deflexiones	49
Tabla 3.11 Derivas en sentido X.....	50
Tabla 3.12 Derivas en sentido Y	50
Tabla 3.13 Asentamientos diferenciales y alabeos	51
Tabla 3.14 Verificación de asentamientos diferenciales.....	51
Tabla 4.1 Vigas reforzadas para procedimientos no lineales.....	54
Tabla 4.2 condición para procedimiento no lineal para rótula plástica en vigas	56
Tabla 4.3 parámetros de modelación y niveles de desempeño de rótulas en vigas ...	57
Tabla 4.4: Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales: columna de hormigón armado.....	59
Tabla 4.5 condición para procedimiento no lineal para rótula plástica en columnas	62

Tabla 4.6 parámetros de modelación y niveles de desempeño de rótulas en columnas	63
Tabla 4.7 Punto de desempeño para un sismo raro en sentido $X+$, $X-$, $Y+$, $Y-$	65
Tabla 4.8 Nivel de desempeño en sentido $X+$, $X-$, $Y+$, $Y-$	66

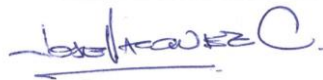
Ecuación 1.1 Momento estático	2
Ecuación 1.2 Cortante basal	3
Ecuación 1.3 Cuantía balanceada.....	3
Ecuación 1.4 Índice de estabilidad Q.....	5
Ecuación 1.5 Factor de mayoración del índice de estabilidad $f_{P-\Delta}$	6
Ecuación 1.6 Conversión a espectro ADRS.....	8
Ecuación 1.7 Aceleración espectral	8
Ecuación 1.8 Desplazamiento espectral.....	9
Ecuación 2.1 Módulo de elasticidad del hormigón.....	34
Ecuación 2.2 Carga sísmica reactiva W	38
Ecuación 2.3 Determinación de T_0	39
Ecuación 2.4 Determinación de T_c	39
Ecuación 2.5 determinación de S_a	40
Ecuación 4.1 Condición 1 Tabla 4.1	53
Ecuación 4.2 Condición 3 Tabla 4.1	53
Ecuación 4.3 Condición 1 Tabla 4.14	60
Ecuación 4.4 Condición 2 Tabla 4.14	60
Ecuación 4.5 Condición 3 Tabla 4.14	60

RESUMEN

Análisis de vulnerabilidad sísmica de una estructura especial de hormigón armado de cinco pisos ubicada en la ciudad de Cuenca, Ecuador.

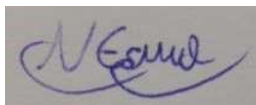
En el presente trabajo se realiza un análisis lineal y no lineal de un edificio de hormigón armado de cinco pisos para uso educativo, construido en el año de 1981. En el análisis lineal se verificó: evaluación en vigas y columnas, cortante basal estática y dinámica, índice de estabilidad, efectos P- Δ , participación de masa, cálculo de torsión, distorsión, deflexiones, derivas, asentamientos y alabeos y en el análisis no lineal se calculan rótulas plásticas y niveles de desempeño en vigas y columnas basadas en tablas 10.7 y 10.8 de la ASCE 41-13; con el software ETABS se obtiene la curva de capacidad y el punto de desempeño para las direcciones X_{\pm} , Y_{\pm} y mediante el código ATC-40 el nivel de desempeño. En el análisis se determinó que este no presenta una configuración estructural sismo resistente debido a que no cumple con criterios establecidos en normativas.

Palabras Clave: Torsión, derivas, rótulas plásticas, punto de desempeño, nivel de desempeño.



Ing. José Vázquez Calero

Director de Escuela



Nicolás Espinoza Astudillo



Ing. Esteban Cabrera Vélez

Director de Trabajo de Titulación



Vanessa Paredes Piedra

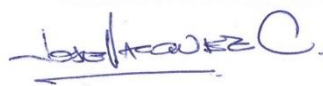
Autores

ABSTRACT

Seismic vulnerability analysis of a special five-story reinforced concrete structure located in the city of Cuenca, Ecuador.

In the present work, a linear and non-linear analysis of a five-story reinforced concrete building for educational use, built in 1981, was carried out. The linear analysis verified: evaluation in beams and columns, static and dynamic basal shear, stability index, P- Δ effects, mass participation, calculation of torsion, distortion, deflections, drifts, settlements and warping; and in the non-linear analysis, plastic hinges and performance levels in beams and columns were calculated based on tables 10.7 and 10.8 of ASCE 41- 13; the capacity curve and the performance point for the X \pm , Y \pm directions were obtained with the use of ETABS software; and through the ATC-40 code the performance level was obtained. In the analysis, it was determined that the building does not present an earthquake resistant structural configuration because it does not meet the criteria established in the regulations.

Key Words: Torsion, drifts, plastic hinges, performance point, performance level.



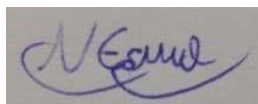
Ing. José Vázquez Calero

Faculty Director



Ing. Esteban Cabrera Vélez

Thesis Director



Nicolás Espinoza Astudillo



Vanessa Paredes Piedra

Authors



INTRODUCCIÓN

Este proyecto consiste en evaluar una estructura de hormigón armado de cinco pisos de ocupación especial situada en la ciudad de Cuenca-Ecuador, cuya construcción data desde el año de 1981. Esta edificación se encuentra en una zona de amenaza sísmica generalmente alta según el código de la normativa NEC 2015, con el riesgo de que sea más vulnerable y propensa a daños estructurales. Las estructuras actuales tienen consideraciones de diseño mucho más estrictas con el objetivo de salvaguardar la vida de quienes la ocupan, debido a que en los códigos de diseño anteriores no se tenían consideraciones sísmicas resistentes y por esta razón, es necesario evaluar el desempeño sísmico de estas estructuras para determinar su punto y nivel de desempeño en el que se encuentra.

OBJETIVO GENERAL

Evaluar el desempeño del edificio mediante la aplicación del método FEMA 440.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Recopilar información del edificio.

Elaborar un modelo tridimensional mediante el software ETABS.

Obtener los espectros de capacidad y demanda.

Determinar el punto y nivel de desempeño del edificio.

METODOLOGÍA

La recopilación de datos acerca de la configuración estructural del edificio se realizará mediante planos constructivos. El levantamiento de información deberá incluir lo siguiente: ubicación, tipo de ocupación, propiedades de los materiales, número de pisos y dimensiones que posee; las referencias bibliográficas se obtendrán de: NEC 2015, FEMA 440, ASCE 41-13, ASCE 41-17, ACI 318, entre otras. Una vez que se obtenga toda la información necesaria acerca de la estructura, se procederá a realizar un modelo tridimensional en el software ETABS, el mismo que permitirá evaluar el punto de desempeño mediante la metodología del FEMA 440 y los niveles de desempeño mediante ATC-40. Finalmente, se procederá a la obtención de resultados.

ALCANCES Y RESULTADOS ESPERADOS

Mediante el análisis lineal planteado para la estructura en estudio, se analizarán criterios sísmos resistentes como los siguientes: ductilidad, zonas protegidas, distancias entre estribos de vigas y columnas, confinamiento de estribos y varillas, torsión, distorsión, deflexiones, índice de estabilidad, derivas, asentamientos diferenciales y alabeos, mientras que en el análisis no lineal se determinará lo siguiente: rótulas plásticas en vigas y columnas, espectros de respuesta y capacidad en formato ADRS, punto y nivel de desempeño. Estos dos análisis permitirán verificar la vulnerabilidad sísmica de la estructura.

Los programas a utilizar son: ETABS 2018, Matlab y Word.

ESTADO DEL ARTE

La norma ATC-40 presenta una metodología para evaluar estructuras ante el movimiento sísmico, que parte de la obtención de la curva de capacidad mediante un análisis pushover, para la posterior transformación al espectro de capacidad, así como la definición del espectro de demanda para la obtención del punto de desempeño (Pujades, Barbat, González-Drigo, Ávila, & Lagomarsino, 2010).

Esta norma fue utilizada en la evaluación del desempeño estructural para el pabellón Monoblock del Instituto Nacional de Salud del Niño en el distrito de Breña perteneciente a la provincia de Lima, Perú. Gracias a la aplicación de esta norma fue posible concluir que el estado del edificio es un daño controlado tomando en cuenta propiedades de los materiales, configuración estructural e irregularidades y se puede mejorar el desempeño estructural mediante la identificación de irregularidades de la edificación, situación del estado de operatividad, determinación de estrategia de solución, aplicación de análisis estático no lineal, espectro de capacidad y verificación del cumplimiento del edificio en el desempeño esperado y con posibles alternativas para el rediseño y rehabilitación (Alcántara & Nalvarte, 2016).

La modelación de este edificio fue realizada con el software ETABS mediante la recopilación de datos en planos estructurales, para determinar los rangos de comportamiento no lineales de la estructura, definiendo sus materiales, secciones transversales, a través de un análisis estático no lineal (Alcántara & Nalvarte, 2016).

SEAOC (Structural Engineers Association of California) es un manual basado en el desempeño sísmico resistente de una estructura, que tiene por objeto evaluar la calidad de la construcción y su respectivo mantenimiento para cada nivel de movimiento sísmico, y evitar que supere las deficiencias estructurales límites.

Con esta normativa se realizó el análisis sísmico resistente del edificio 4J de la Universidad Nacional de Cajamarca ubicada en la ciudad de Cajamarca, Perú. Este estudio permitió determinar su desempeño por medio del software SAP2000 con información existente de la edificación. También se determinó los niveles de desempeño para distintos tipos de sismos (Soto, 2015).

La estructura consiguió un correcto desempeño para sismos en dirección X, de acuerdo a lo dispuesto por la SEAOC, y un desempeño excelente para sismos en dirección Y (Soto, 2015).

NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción) tiene como objetivo permitir que las edificaciones cumplan con las exigencias de seguridad y calidad en base a su construcción, uso y mantenimiento respectivo, por lo que establece parámetros y criterios de seguridad, salud, calidad, consumo, eficiencia energética, principios de habitabilidad y responsabilidades de profesionales, empresas e instituciones públicas y privadas.

Esta normativa permitió la evaluación de vulnerabilidad del edificio de aulas de la facultad de Ingeniería de la Universidad Central del Ecuador ubicada en Quito, permitiendo determinar el desempeño sísmico y estabilidad del sitio por medio del software SAP2000 (Quizhpilema, 2017).

Entre los resultados obtenidos se pueden encontrar: patologías relacionadas con la pérdida de acero en la base de las columnas, con un grado de vulnerabilidad alta frente a los sismos; también se comprobó que el edificio es vulnerable respecto a flexibilidad horizontal ya que no cumple con el requerimiento de derivas admisibles (Quizhpilema, 2017).

En el hospital Vicente Corral Moscoso ubicado en Cuenca, y mediante el software OpenSees, fue posible determinar la alta vulnerabilidad sísmica que posee el edificio. Se pudo determinar que las máximas derivas inelásticas manifiestan que la estructura es vulnerable al colapso, sus juntas constructivas no cumplen con los espaciamientos mínimos, y de acuerdo al análisis estático no lineal se comprobó que la estructura tiene sobre resistencia, por lo tanto, su capacidad para resistir cargas es baja frente al cortante de diseño (Crespo & Flores, 2018).

En el estudio de vulnerabilidad ante solicitaciones sísmicas de una estructura de uso educativo construida en el año de 1998 ubicada en la ciudad de Cuenca, se llevó a cabo un análisis lineal, no lineal y de vulnerabilidad sísmica mediante 4 comparaciones de resultados cuando el edificio no presenta daño, cuando presenta daño acumulado y un último caso usando diagonales en la planta baja, este estudio se lo realizó usando la normativa NEC, ACI y ASCE /SEI y el programa ETABS. Este edificio cuenta con 3 plantas y cubierta, su construcción es de hormigón armado, las características de los materiales usados, la geometría y el refuerzo en vigas y columnas fueron definidas por los planos estructurales y verificados mediante el equipo Profometer 650, para el análisis del edificio se consideraron dos enfoques el primero un control de derivas y el segundo la evaluación de la estructura mediante un análisis de empuje incremental el cual ayuda para determinar la vulnerabilidad por consiguiente es vulnerable y presenta daño estructural (Cabrera & Andrade, 2021).

En la Importancia del análisis por desempeño de un edificio de uso educativo para el diseño estructural, se ocupó el diseño por factores de carga y resistencia aplicando normativa NEC y FEMA 440. Mediante el software ETABS se comprobó lo siguiente: que las derivas inelásticas cumplen con el requerimiento siendo menores al 2%, la estimación de la importancia cumple con el factor de ductilidad impuesto, para obtener los espectros de capacidad se trabajó con espectros de 72, 225, 475 y 2500 años y para conseguir el desempeño del edificio, se lo analizó con y sin rigidizadores (Borja, 2021).

PROBLEMÁTICA

Ecuador posee un extenso historial de actividad sísmica, lo cual ha provocado la muerte de más de 60000 personas en distintas regiones. El país está dividido en seis zonas según su amenaza sísmica, la cual es generalmente alta (NEC-SE-RE, 2015).

La problemática radica en el hecho de que los edificios actuales tienen consideraciones de diseño mucho más estrictas respecto de los edificios construidos en el pasado, puesto que la normativa antes del año de 1985 no consideraba diseños sísmos resistentes, debido a que no se tenía un estudio claro de los mismos.

Con ayuda de softwares computacionales y estudios sísmicos realizados en diferentes partes del mundo, se ha conseguido que las normas de construcción se actualicen constantemente (ACI 1983, ACI 2005, ACI 2014, ACI 2019) garantizando seguridad en los diseños.

Por esta razón, se evalúa el desempeño de estructuras construidas en el pasado para verificar su habitabilidad y reforzarlas en el caso de ser necesario.

1. CAPÍTULO I

1.1. MARCO TEÓRICO

1.1.1. Definiciones

Sistema estructural

Conjunto de componentes estructurales que se unen para formar un todo, permiten la interacción entre ellos y soportan cargas gravitacionales (ASCE-41-17, 2017).

Estructura de ocupación especial

Se consideran estructuras de ocupación especial aquellas que albergan más de cinco mil personas y que operen continuamente. También se consideran museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas (NEC-SE-DS, 2015).

Hormigón armado

Material estructural compuesto por hormigón simple y acero de refuerzo, íntimamente unidos para formar fuerzas de adherencia que se desarrollan en sus superficies de contacto (Romo, 2008).

Viga

Elementos rectos horizontales que usados para soportar cargas verticales, diseñadas para resistir momentos de flexión (Hibbeler, 2012).

Columna

Elementos verticales que resisten cargas de compresión axial, en ocasiones las columnas están sujetas simultáneamente a una carga axial y a un momento de flexión, denominados columnas de viga (Hibbeler, 2012).

Losas

Miembros estructurales bidimensionales, donde la tercera dimensión es más pequeña en comparación a las otras dos, las cargas son perpendiculares al plano principal y su comportamiento está dominado por la flexión (Romo, 2008).

Cargas permanentes

Son pesos de elementos estructurales como muros, paredes, revestimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas y todo dispositivo que se encuentre unido a la edificación (NEC-SE-CG, 2015).

Cargas vivas

Pesos que dependen de la ocupación a la que se encuentra destinada la estructura, pueden ser: personas, muebles, equipos, accesorios móviles, entre otros (NEC-SE-CG, 2015).

Análisis estático lineal

Los resultados de este análisis permiten identificar la magnitud y uniformidad de la distribución de demandas inelásticas en elementos y componentes del sistema resistente a la fuerza sísmica (ASCE-41-17, 2017).

Momento estático

El momento estático para un vano debe determinarse en una franja limitada lateralmente por el eje central de los paneles adyacentes al eje que une los apoyos (ACI-318, 2014). La Ecuación 1.1 presenta el momento estático:

$$M_o = \frac{q_u l_2 l_n^2}{8}$$

Ecuación 1.1 Momento estático

Fuente: (ACI-318, 2019).

Mo: Momento estático.

qu: carga mayorada por unidad de área.

ln: luz libre medida entre caras de los apoyos.

l2: luz medida en la dirección perpendicular a ln, medida centro a centro de los apoyos.

Cortante basal

Fuerza total de diseño por cargas laterales; es aplicada en la bases de la estructura y resulta de la acción sísmica de acuerdo a especificaciones de códigos de construcción (NEC-SE-DS, 2015). La Ecuación 1.2 determina el cortante basal de diseño:

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_P * \phi_E} * W$$

Ecuación 1.2 Cortante basal

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

El cortante basal V consta de: Espectro de diseño en aceleración $S_a(T_a)$, coeficientes de configuración en planta y elevación ϕ_P y ϕ_E , coeficiente de importancia I, factor de reducción de resistencia sísmica R, carga sísmica reactiva W y periodo de vibración T_a (NEC-SE-DS, 2015).

Cuantía balanceada

Cuantía de armado de una viga que provoca la deformación unitaria máxima en el hormigón de compresión y que el acero de tracción empiece a fluir (Romo, 2008). La Ecuación 1.3 presenta la cuantía balanceada:

$$pb = \frac{0,85\phi f'_c}{f_y} \left(\frac{6100}{6100 + f_y} \right)$$

Ecuación 1.3 Cuantía balanceada

Fuente: (Romo, 2008).

50% zonas sísmicas

75% zonas no sísmicas

Ductilidad

Capacidad de un sistema estructural de sufrir deformaciones bajo el efecto de diversas cargas, sin causar deterioros en el edificio. Esta propiedad, que actúa en una estructura sometida a movimientos sísmicos, elimina la posibilidad de falla frágil y provee fuente adicional de amortiguamiento (Lema, 2013).

Espectro de respuesta

Espectro construido en base a condiciones geológicas, tectónicas y sismológicas que se encuentran relacionadas con el sitio donde está ubicada la estructura. El espectro es diseñado con una fracción de amortiguamiento del 5% para representar los efectos dinámicos del sismo (NEC-SE-DS, 2015).

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones **S_a**, expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño, depende de: el factor de zona sísmica **Z**, tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la edificación y la consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo **F_a**, **F_d**, **F_s** (NEC-SE-DS, 2015). La Ilustración 1.1 Espectro de respuesta horizontal general muestra el espectro de respuesta horizontal general:

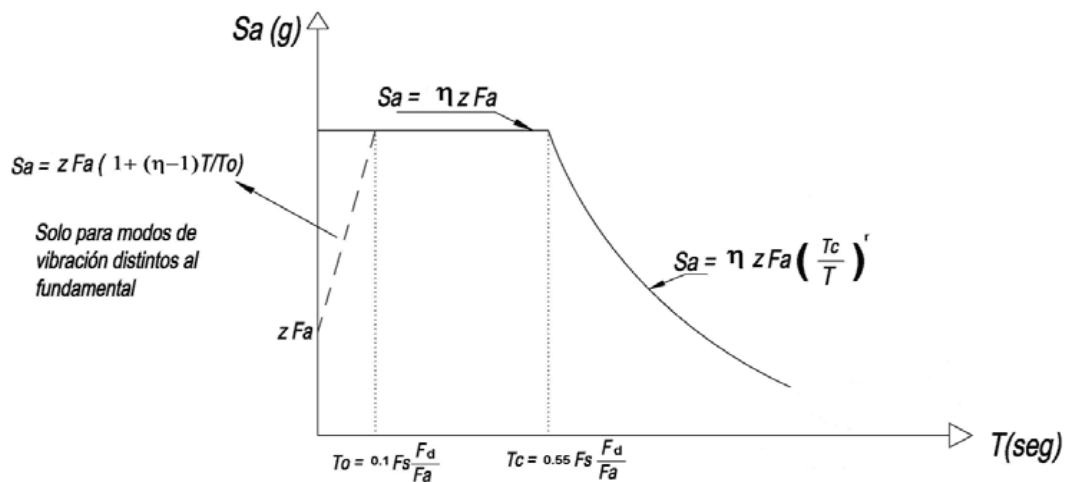


Ilustración 1.1 Espectro de respuesta horizontal general

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

El espectro general de respuesta horizontal está definido por la razón entre la aceleración espectral S_a y el PGA para un periodo de retorno seleccionado (η), coeficiente de amplificación del suelo en aceleraciones de la zona de periodo corto (F_a), coeficiente de amplificación del suelo en desplazamientos (F_d), coeficiente de amplificación de suelos, considera comportamiento no lineal de suelos, degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos (F_s), espectro de respuesta elástico de aceleraciones (S_a), periodo fundamental de vibración de la estructura (T), periodos límites de

vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño (T_0 y T_c) y aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño (Z) (NEC, 2014, p.33).

Amortiguamiento

Proceso en el que la amplitud de la vibración disminuye de forma constante (Chopra, 2014). Es producido por fricciones internas de elementos no estructurales, apoyos, etc. Estos elementos se encargan de disipar energía sísmica ante una respuesta sísmica ya que el movimiento oscilatorio disminuye y se expresa como una fracción de amortiguamiento (Lema, 2013).

Período fundamental

El período natural del edificio en la dirección considerada que tiene la mayor participación masiva (ASCE-41-17, 2017).

Índice de estabilidad (Q)

Es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden (NEC-SE-DS, 2015). La Ecuación 1.4 presenta el índice de estabilidad:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i}$$

Ecuación 1.4 Índice de estabilidad Q

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

P_i es la suma de la carga viva y muerta sin mayorar, Δ_i desplazamiento del piso i calculada en el centro de masas del piso, V_i es el cortante sísmico del piso i y h_i es la altura del piso i .

Efectos P- Δ

Efectos de segundo orden en desplazamientos horizontales y fuerzas internas ocasionados por cargas verticales de la estructura cuando son desplazadas de forma horizontal (NEC-SE-DS, 2015).

Factor de mayoración del índice de estabilidad $f_{P-\Delta}$

La Ecuación 1.5 muestra el factor de mayoración del índice de estabilidad:

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1 - Q_i}$$

Ecuación 1.5 Factor de mayoración del índice de estabilidad $f_{P-\Delta}$

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

Deriva

Desplazamiento lateral relativo de un piso debido a la acción de fuerza horizontal con respecto a un piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en misma línea vertical de la edificación. Resulta de la diferencia entre el desplazamiento del extremo superior y el desplazamiento extremo inferior del piso (NEC-SE-DS, 2015).

Torsión

Los terremotos pueden producir fuerzas de torsión peligrosas en todos los edificios especialmente en estructuras asimétricas en las cuales los centros de masa y rigidez no coinciden (McCormac, 2008).

Análisis estático no lineal (Pushover)

Análisis que permite obtener la curva de capacidad del edificio, relacionando su cortante basal y el desplazamiento en el techo (Cabrera, Drigo, Luzi, Vargas, & Pujades, 2018).

Los procedimientos de análisis no lineales que utilizan métodos pushover, como el método del espectro de capacidad dependen de tres elementos principales: capacidad, demanda y desempeño (ATC-40, 1996).

Rótulas plásticas

Dispositivos de amortiguación de energía, encargados de la rotación de la deformación plástica de una conexión de forma rígida (NEC-SE-HM, 2015)

Las rótulas plásticas tienen la capacidad de captar comportamientos no lineales de los miembros estructurales (Duarte, Martínez, & Santamaría, 2017).

Mediante el uso de ETABS 2018 existe la posibilidad de aplicar rótulas plásticas para un análisis pushover, basadas en relaciones de tensión-extensión de los materiales. El comportamiento no lineal de los materiales puede ser captado mediante rótulas plásticas en situaciones de: cedencia, rotura y comportamiento histerético. ETABS

permite insertar rótulas plásticas en cualquier ubicación a lo largo de la longitud libre del elemento. Cada rótula representa un comportamiento concentrado post desempeño en uno o más grados de libertad (ETABS, 2019).

La Ilustración 1.2 representa la relación generalizada fuerza-deformación para elementos o componentes de hormigón:

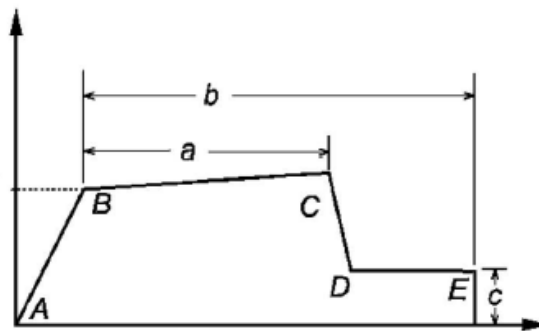


Ilustración 1.2 Relación generalizada fuerza-deformación para elementos o componentes de hormigón

Fuente: (ASCE-41-17, 2017).

Desde el punto A hasta B representa la linealidad del elemento, B es el punto de fluencia efectivo, desde B hasta C es la respuesta lineal a rigidez reducida, el punto C es la fluencia última, el punto D es la reducción repentina en la resistencia de carga lateral, desde C hasta E es la remanencia del momento y el punto E es la pérdida final de resistencia (ATC-40, 1996).

Método FEMA 440

Es la representación gráfica de la curva de capacidad de desplazamiento de fuerza global de la estructura (pushover) y lo compara con las representaciones de espectros de respuesta de las demandas del terremoto (FEMA-440, 2005).

La estructura debe tener la capacidad de resistir las demandas del terremoto de manera que el desempeño de la estructura sea compatible con los objetivos del diseño (ATC-40, 1996).

Los resultados se trazan en formato de espectro de respuesta de aceleración-desplazamiento (ADRS). Este formato es una conversión simple de la relación cortante basal versus desplazamiento del techo, utilizando las propiedades dinámicas

del sistema y cuya respuesta se denomina curva de capacidad para la estructura (FEMA-440, 2005).

El método del FEMA 440 de linealización equivalente supone que la amortiguación equivalente del sistema es proporcional al área encerrada por la curva de capacidad. El período equivalente, es el período secante en el que la demanda de movimiento sísmico del suelo, reducida para la amortiguación equivalente, se intersecta con la curva de capacidad. Dado que el período equivalente y la amortiguación son una función del desplazamiento, la solución para determinar el punto de desempeño es iterativa (FEMA-440, 2005).

Conversión a espectro ADRS

Las curvas del espectro de demanda y espectro de capacidad deben ser graficadas en formato de aceleración espectral vs desplazamiento espectral (Acceleration-Displacement Response Spectra ADRS). Para convertir un espectro del formato estándar S_a vs T al formato ADRS, es necesario determinar el valor de S_{di} para cada punto de la curva, S_{ai} . Esto se puede hacer con la Ecuación 1.6 Conversión a espectro ADRS (ATC-40, 1996).

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai}g$$

Ecuación 1.6 Conversión a espectro ADRS

Fuente: (ATC-40, 1996).

Conversión de la curva de capacidad a espectro de capacidad

La conversión de la curva de capacidad al espectro de capacidad se logra a través de la aplicación de las ecuaciones dinámicas de estructuras, para obtener pseudo-aceleración S_a y pseudo-desplazamiento S_d . Las ecuaciones para convertir la curva de capacidad en espectro de capacidad son las siguientes 1.7, 1.8, 1.9 y 1.10:

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1}$$

Ecuación 1.7 Aceleración espectral

Fuente: (ATC-40, 1996).

$$S_d = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \phi_{techo,1}}$$

Donde:

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g} \right]$$

ϕ_1 : Modo de vibración.

PF_1 : Factor de participación sísmica del modo natural 1.

V: Cortante basal.

W: Carga muerta del edificio.

Δ_{techo} : Desplazamiento en el techo.

N: Nivel más alto en la porción principal de la estructura.

w_i/g : masa asignada al nivel i.

$$\alpha_1 = \left[\frac{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g]^2}{[\sum_{i=1}^N w_i / g][\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g]} \right]$$

α_1 : Coeficiente de masa modal para el modo natural 1.

Ecuación 1.8 Desplazamiento espectral

Fuente: (ATC-40, 1996).

Capacidad

La capacidad total de una estructura depende de las capacidades de resistencia y deformación de componentes individuales de la estructura; está representada por una curva pushover, la forma más conveniente de trazar la curva de fuerza-desplazamiento parte de la relación de la cortante basal y desplazamiento del techo (ATC-40, 1996).

La curva de capacidad proporciona información sobre las características de desempeño del edificio, para aceptar un objetivo de desempeño se debe estimar el desplazamiento máximo probable para el movimiento del terreno especificado (ATC-40, 1996).

Demanda

Los movimientos del suelo durante un terremoto producen patrones complejos de desplazamiento horizontal en estructuras que pueden variar con el tiempo; para una determinada estructura y movimiento de tierra, la demanda de desplazamiento es una estimación de la respuesta máxima esperada del edificio durante el movimiento de tierra (ATC-40, 1996).

Desempeño

Una comprobación de desempeño verifica que los componentes estructurales y no estructurales, no se encuentren dañados más allá de los límites aceptables del objetivo de desempeño para las fuerzas y los desplazamientos implicados por la demanda de desplazamiento (ATC-40, 1996).

El desplazamiento de la demanda ocurre en un punto, también denominado punto de desempeño, el mismo que representa la condición para la cual la capacidad sísmica de la estructura es igual a la demanda sísmica (ATC-40, 1996).

Punto de desempeño

Es la intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda en formato espectral (ADRS), con el objetivo de obtener el nivel de desempeño esperado ante una demanda sísmica específica (ATC-40, 1996).

El punto de desempeño representa el desplazamiento estructural máximo esperado para el movimiento de tierra del terremoto de demanda (ATC-40, 1996).

Este debe satisfacer dos relaciones: primero debe encontrarse en la curva del espectro de capacidad para representar la estructura en un desplazamiento dado y segundo, el punto debe estar en una demanda espectral reducida del espectro de diseño elástico, amortiguado en un 5%, que representa la demanda no lineal en el mismo desplazamiento estructural (ATC-40, 1996).

Nivel de desempeño

Estado de daño límite de una edificación. Considera componentes estructurales y no estructurales (ASCE-41-17, 2017). Entre ellos se encuentra:

Nivel operacional (1-A)

Nivel de ocupación inmediata (1-B).

Nivel de seguridad de vida (3-C).

Nivel de prevención al colapso (5-E).

En las tablas 1.1 y 1.2 se muestran el control de daños y niveles de desempeño:

Tabla 1.1 Control de daño y niveles de desempeño para edificios

	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)	Nivel de Seguridad de Vida (S-E)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel Operacional (1-A)
Daño Global	Severo	Moderado	Ligero	Muy Ligero
General	Pequeña resistencia y rigidez residual, pero columnas y muros cargadores funcionando. Grandes derivas permanentes. Algunas salidas bloqueadas. Parapetos no asegurados que han fallado o tienen alguna falla incipiente. El edificio está cerca del colapso.	Algo de resistencia y rigidez residual ha quedado en todos los pisos. Elementos que soportan cargas gravitacionales aún funcionando. Fallas en muros dentro de su plano o parapetos inclinados. Algo de deriva permanente. Daño en paredes divisorias. El edificio se mantiene económicamente reparable.	No hay deriva permanente. La estructura aún mantiene resistencia y rigidez originales. Fisuras menores en fachadas, paredes divisorias, cielos razos así como elementos estructurales. Los ascensores aún pueden ser encendidos. Sistema contra incendios aún operable.	No hay deriva permanente. La estructura aún mantiene la resistencia y rigidez originales. Fisuras menores en fachadas, paredes divisorias, y cielos razos así como en elementos estructurales. Todos los sistemas importantes para una operación normal están en funcionamiento.

Fuente: (NEC-SE-RE, 2015)

Tabla 1.2 Control de daño y niveles de desempeño para componente no estructurales de edificios

	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)	Nivel de Seguridad de Vida (S-E)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel Operacional (1-A)
Componentes no Estructurales	Daño severo	Peligro de caída de objetos mitigado pero bastante daño en sistemas: arquitectónico, mecánico y eléctrico.	Equipo y contenido están seguros de manera general., pero algunos no operan debido a fallas mecánicas o falta de utilidad.	Ocurre daño insignificante . La energía eléctrica y otros servicios están disponibles, posiblemente por servicios de reserva.

Fuente: (NEC-SE-RE, 2015)

Nivel de amenaza sísmica

Toda estructura debe asignarse a una categoría de diseño sísmico, la misma que está relacionada con el nivel de amenaza sísmica, tipo de ocupación y uso de la edificación de acuerdo con el reglamento general de construcción (NEC-SE-DS, 2015).

Sismo: Raro

Probabilidad de excedencia en 50 años: 10%

Período de retorno Tr (años): 475

Tasa anual de excedencia (1/Tr): 0.00211

Espectros de diseño para un sismo raro

En la Ilustración 1.3 se presenta el siguiente espectro de diseño para un sismo raro de 475 años:

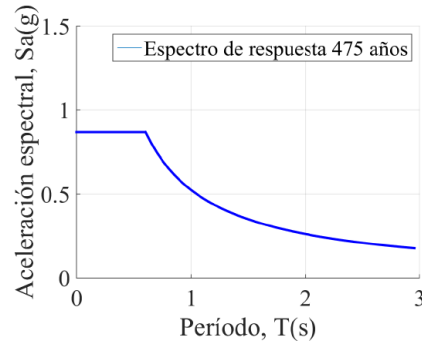


Ilustración 1.3 Espectros de diseño para sismo raro

Elaboración: Autores

Nivel de desempeño mediante código ATC-40

En la Tabla 1.3 se presenta la deformación límite para los niveles de desempeño. La deriva máxima total es definida por la deriva de entrepiso en el desplazamiento del punto de desempeño. La máxima deriva inelástica total es definida como la porción de la deriva máxima total más allá del límite de desempeño efectivo. Para estabilidad estructural la deriva máxima total en el punto de desempeño del piso no debería exceder la cuantía de $0.33 V_i/P_i$, donde V_i es la fuerza cortante en el piso i y P_i es la carga de gravedad total (ATC-40, 1996).

Tabla 1.3 Niveles de desempeño.

Nivel de desempeño				
Deriva máxima de entrepiso	de Ocupación inmediata	Control de daño	de Seguridad de vida	Estabilidad estructural
Deriva máxima total	0,01	0,01 - 0,02	0,02	0,33 V_i/P_i
Deriva máxima inelástica	0,005	0,005 - 0,015	Sin límite	Sin límite

Elaboración: Autores

Fuente: (ATC-40, 1996).

Ocupación inmediata

En este nivel los daños son muy limitados y el sistema resiste cargas laterales y verticales. La estructura mantiene resistencia y rigidez original (ATC-40, 1996).

Control de daño

Es el estado de daño que varía entre los límites de ocupación inmediata y seguridad de vida. En este nivel la vida de los ocupantes no está en peligro (ATC-40, 1996).

Seguridad de vida

Los daños en la estructura que se presentan después de ocurrido el sismo, aún tienen un margen de seguridad antes de un posible colapso parcial o total de la estructura. Es posible que sea necesario repararla antes de ser ocupada de nuevo (ATC-40, 1996).

Estabilidad estructural

El sistema estructural está al límite de experimentar un colapso parcial o total, se producen daños considerables, pérdida de rigidez y resistencia en miembros estructurales y se presenta un alto riesgo de que se produzca colapso por posibles réplicas (ATC-40, 1996).

2. CAPÍTULO II

2.1. DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL Y GENERACIÓN DEL MODELO

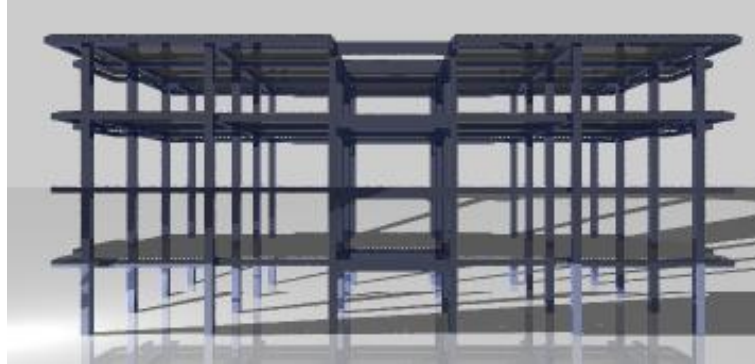


Ilustración 2.1 Vista frontal del modelo

Fuente: (ETABS, 2019).

2.1.1. Descripción general de la estructura

El edificio analizado de uso educativo se encuentra emplazado al sur de la ciudad de Cuenca, Ecuador, el cual fue construido en el año de 1981. Su material es de hormigón armado, tiene 5 pisos y una altura entre piso de 3.6 m, consta con dos tipos de columnas detallada en la tabla 2.1 y 5 tipos de vigas detalladas la tabla 2.2 La mayoría de las vigas son vigas bandas embebidas en la losa, de las cuales se han detectado 5 tipos con diferentes secciones, pero con un armado similar. Las losas tienen un espesor de 30 cm y son alivianadas con bloques de pómez que tienen un peso máximo de 800 kg/m³.

En la Tabla 2.1 se presenta el área de construcción de cada nivel:

Tabla 2.1 Propiedades de los materiales

Nivel	Área de construcción (m ²)
Planta baja	644,88
Primera planta alta	644,88
Segunda planta alta	632,56
Tercera planta alta	632,56
Terraza	654,47
Total	3209,36

Elaboración: Autores

Fuente: Planos estructurales

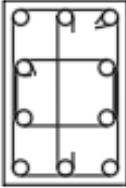
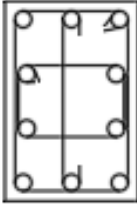
2.2. Columnas y vigas

Para el análisis en zonas sísmicas el diámetro mínimo de las varillas que conforman el armado longitudinal y los estribos debe ser de 10mm, así como la dimensión transversal mínima de las columnas debe ser 300mm y en vigas 250mm. En columnas y vigas rectangulares se requiere un mínimo de 4 barras longitudinales cuando estén rodeadas por estribos rectangulares. Las barras longitudinales y transversales deben ser corrugadas. Se determinaron columnas cortas en los ejes F-5-6, F-6-8, G-5-6 y G-6-8 debido a la sección que presenta la viga V4. En algunas vigas no se garantiza su armado debido a que el momento de diseño es menor al momento resistente. Por esta razón, los códigos de diseño indican que estos efectos hacen fallar miembros estructurales e incluso pueden llegar al colapso en algunas estructuras durante sismos.

2.2.1. Columnas

En la Tabla 2.2 se presentan los detalles de las columnas del edificio.

Tabla 2.2 detalles de columnas

Detalle	Ubicación (ejes)	Dimensiones (cm)	Armado		Cuantía	Detalle de armado
			Longitudinal	Transversal		
Columna 1	C4, C5, J4, J5	60 x 40	10Ø25	1Ø8	2,04%	
Columna 2	C2, C6, D2, D4, D5, D6, F3, F4, F5, F6, G3, G4, G5, G6, I2, I4, I5, I6, J2, J6	60 x 40	10Ø22	1Ø8	1,58%	

Nota: La cuantía máxima establecida por la normativa NEC debe ser mayor al 1% y menor al 3%.

Elaboración: Autores

Fuente: Planos estructurales

Separación de estribos en columnas

En la Ilustración 2.2 se muestra la separación de estribos en las columnas:

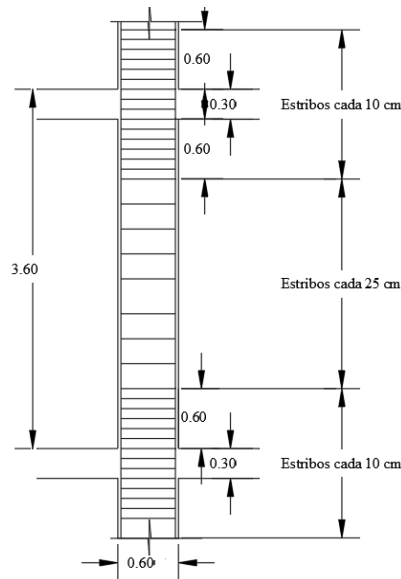


Ilustración 2.2 Separación de estribos en columnas

Elaboración: Autores

Fuente: Planos estructurales

2.2.2. Resultados de columnas

Aplicando normativas vigentes NEC 2015 y ACI 318 se obtuvieron los siguientes resultados:

La Ilustración 2.3 muestra la separación de estribos en columnas:

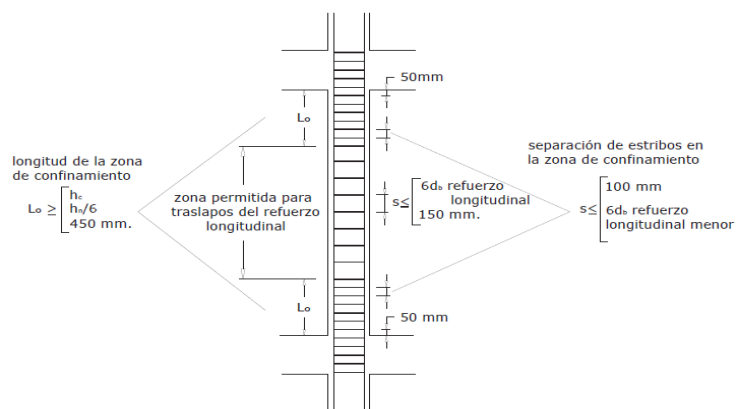


Ilustración 2.3 Separación de estribos en columnas

Fuente: (NEC-SE-HM, 2015).

Cuantía

La cuantía en las columnas del edificio es mayor a la mínima establecida del 1% esto se puede comprobar en la Tabla 2.2 detalle de columnas.

Confinamiento de varillas

El confinamiento debe ser menor a 15 cm y se verifica que las varillas se encuentran confinadas en la columna 1 con una separación de 12,95 cm en el sentido horizontal y 14,47 cm en el sentido vertical y en la columna 2 con una separación de 13,40 cm en el sentido horizontal y 14,87 cm en el sentido vertical.

Longitud de zona protegida (Lo)

La longitud en la zona de confinamiento coincide con la máxima establecida de 60 cm.

Separación máxima entre estribos en la zona protegida

La separación máxima entre estribos coincide con la mínima establecida de 10cm.

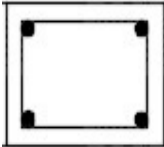




Separación máxima entre estribos en la zona no protegida

La separación es de 25 cm superando la máxima establecida de 15cm.

2.2.3. Vigas

En la Tabla 2.3 se presentan los detalles del acero transversal de las vigas del edificio.

Tabla 2.3 detalles de vigas

Detalle	Dimensiones (cm)	Armado Transversal	Inercia (cm⁴)	Detalle de armado
Viga banda	30 x 40	1Ø8	90000	
Viga V1	60 x 20	1Ø10	360000	
Viga V2	60 x 30	1Ø10	540000	
Viga V3	60 x 30	1Ø10	540000	
Viga V4	120 x 20	1Ø14	2880000	

Elaboración: Autores

Fuente: Planos estructurales

Cuantías de vigas

En la Tabla 2.4 se presentan las cuantías que tienen las vigas de la edificación.

Tabla 2.4 cuantías de vigas

Ejes	Cuantía	
	p	p'
B1 6BC, B1 6CD, B1 6IJ, B1 GJK, B6 C12, B6C24, B6 C56, B6 C67, B6 D12, B6 D24, B6 D56, B6 D67, B9 F56, B9 F68, B9 G56, B9 G68, B6 I12, B6 I24, B6 I56, B6 I67, B6 J12, B6 J24, B6 J56, B6 J67	1,47%	0,52%
B1 6DF, B1 6FG, B1 6GI, B2 5CD, B2 5DF, B2 5FG, B2 5GI, B3 4CD, B3 4DF, B3 4GI, B3 4IJ, B5 3DF, B5 3GI, B6 C45, B6 D45, B9 F45, B6 I45, B9 G45, B6 J45, B7 F45, B7 G56	1,37%	0,42%
B2 5AC, B2 5JL, B3 4AC, B3 4JL, B2 5IJ	2,88%	0,42%
B4 2BC, B4 2CD, B4 2DF, B4 2GI, B4 2IJ, B4 2JK	1,58%	0,52%
V1 4FG	1,45%	0,64%
V2 3FG, V3 F13, V3 F34, V2 G13, V2 G34	0,83%	0,42%
V4 F56, V4 F68, V4 G56, V4 G68	0,62%	0,32%

Detalle de acero en vigas y vigas banda

En las ilustraciones 2.4, 2.5, 2.6, 2.7, 2.8, 2.9, 2.10, 2.11 se presenta el detalle de armado de hierros de las siguientes vigas banda:

Banda B1

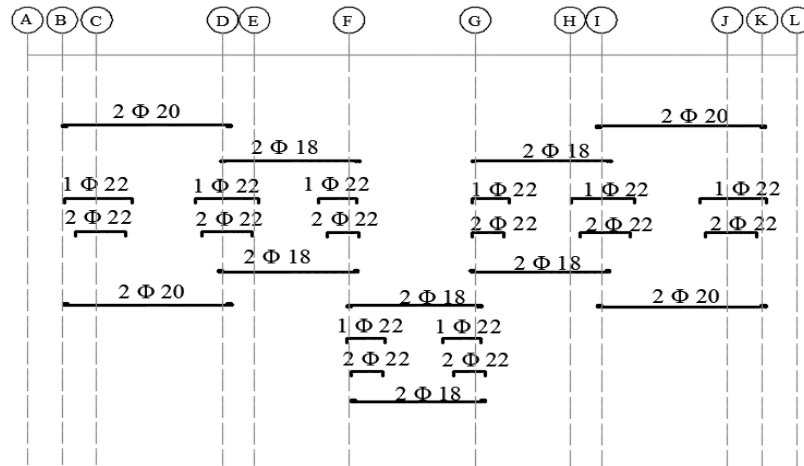


Ilustración 2.4 Detalle de armado de hierro de banda B1

Elaboración: Autores

Fuente: Planos estructurales

Banda B2

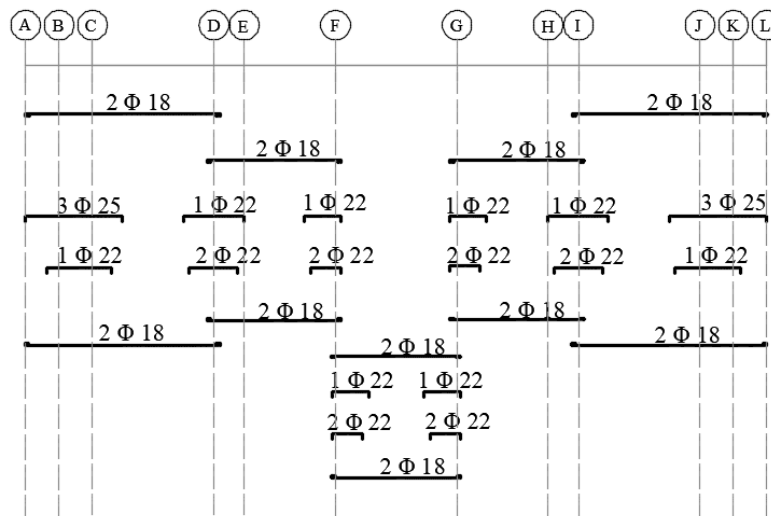


Ilustración 2.5 Detalle de armado de hierro de banda B2

Elaboración: Autores

Fuente: Planos estructurales

Banda B3

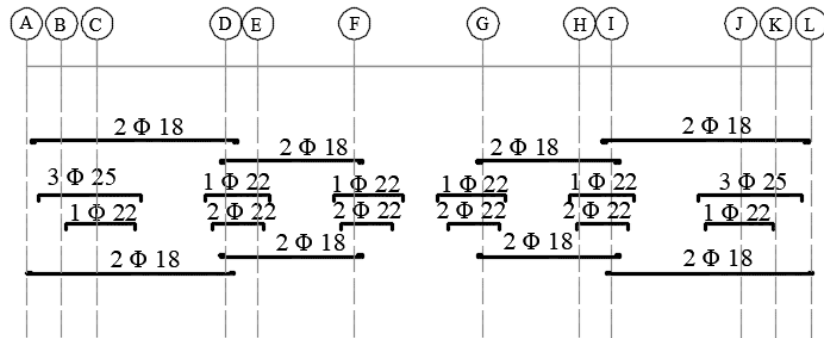


Ilustración 2.6 Detalle de armado de hierro de banda B3

Elaboración: Autores

Fuente: Planos estructurales

Banda B4

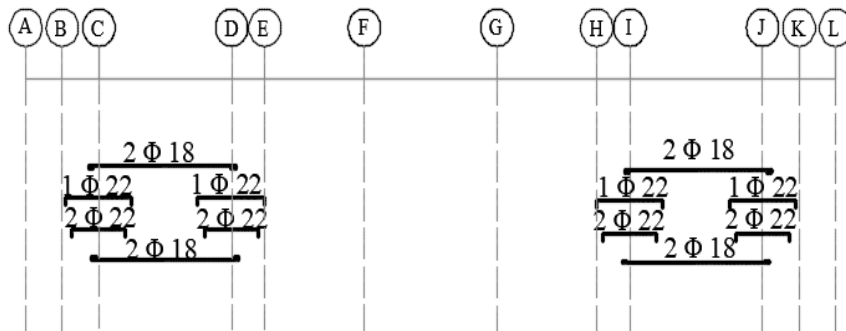


Ilustración 2.7 Detalle de armado de hierro de banda B4

Elaboración: Autores

Fuente: Planos estructurales

Banda B5

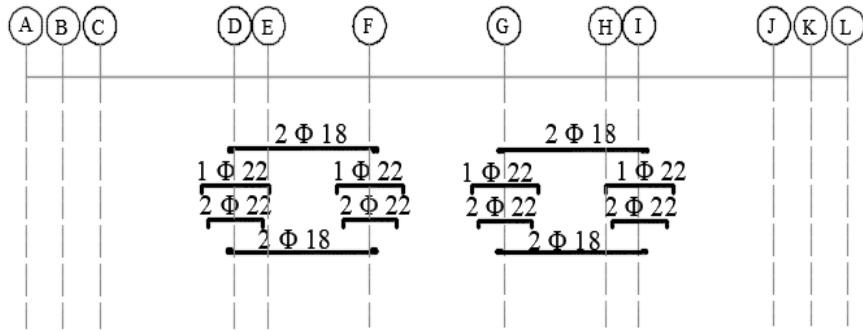


Ilustración 2.8 Detalle de armado de hierro de banda B5

Elaboración: Autores

Fuente: Planos estructurales

Banda B6

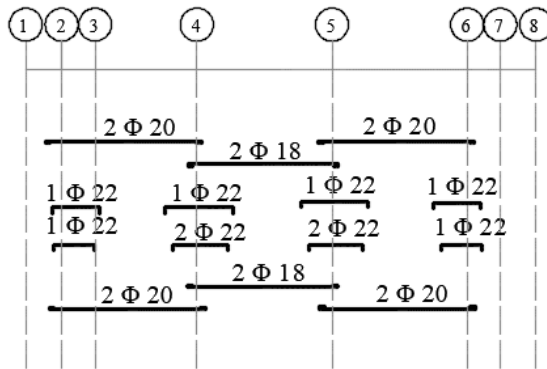


Ilustración 2.9 Detalle de armado de hierro de banda B6

Elaboración: Autores

Fuente: Planos estructurales

Banda B7

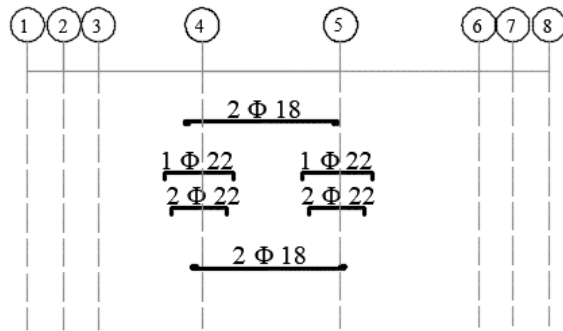


Ilustración 2.10 Detalle de armado de hierro de banda B7

Elaboración: Autores

Fuente: Planos estructurales

Banda B9

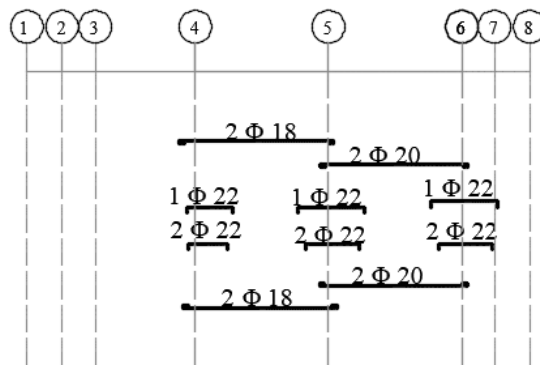


Ilustración 2.11 Detalle de armado de hierro de banda B9

Elaboración: Autores

Fuente: Planos estructurales

En las ilustraciones 2.12, 2.13, 2.14, 2.15 se presenta el detalle de armado de hierros de las siguientes vigas:

Viga V1

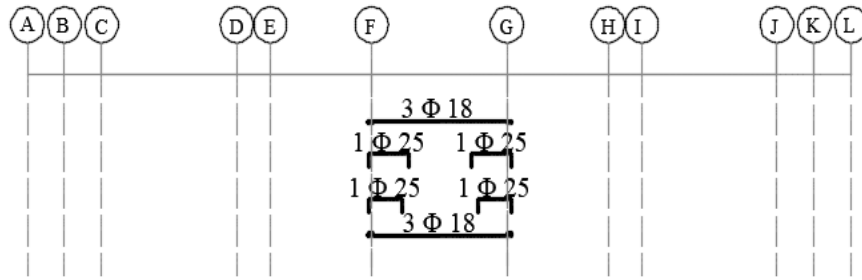


Ilustración 2.12 Detalle de armado de hierro de viga V1

Elaboración: Autores

Fuente: Planos estructurales

Viga V2

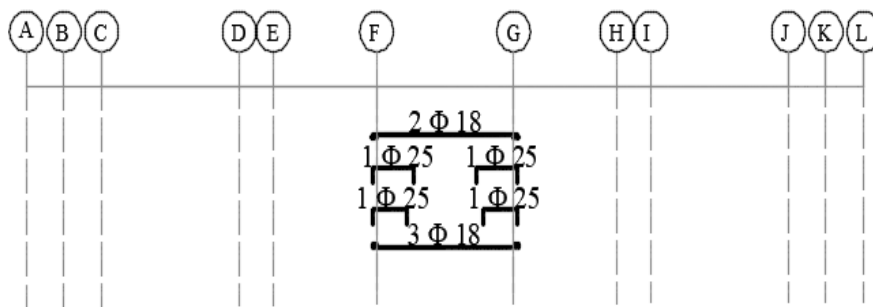


Ilustración 2.13 Detalle de armado de hierro de viga V2

Elaboración: Autores

Fuente: Planos estructurales

Viga V3

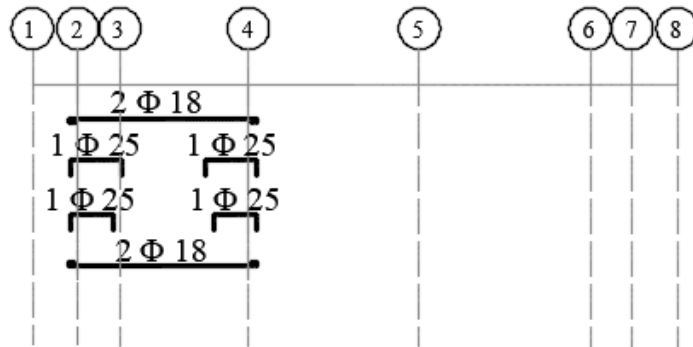


Ilustración 2.14 Detalle de armado de hierro de viga V3

Elaboración: Autores

Fuente: Planos estructurales

Viga V4

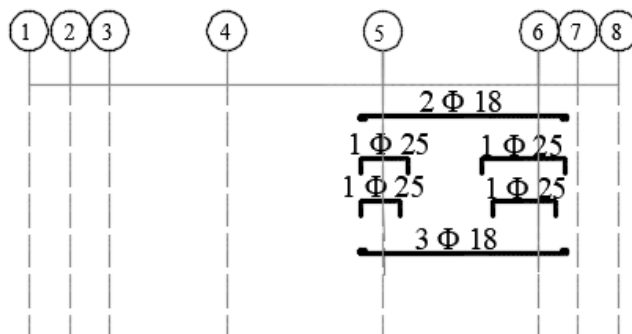


Ilustración 2.15 Detalle de armado de hierro de viga V4

Elaboración: Autores

Fuente: Planos estructurales

2.2.4. Resultados de vigas

Ductilidad

La cuantía de acero supera el 50% de la cuantía de balance de 3,71% con 2,88% para zonas sísmicas en las siguientes vigas banda en todo el edificio: Banda B2 en los ejes 5-A-C, 5-I-J, 5-J-L y Banda B3 en los ejes 4-A-C y 4-J-L.

Acero positivo

Para disipar energía durante un sismo es necesario que el acero positivo sea mayor al 50% del acero negativo, en este análisis se determinó que todas las vigas banda del edificio y la viga V1 no cumplen con esta condición como se puede comprobar en la Tabla 2.4 cuantías de vigas.

Reglas a corte

La Ilustración 2.16 muestra la separación de estribos en vigas:

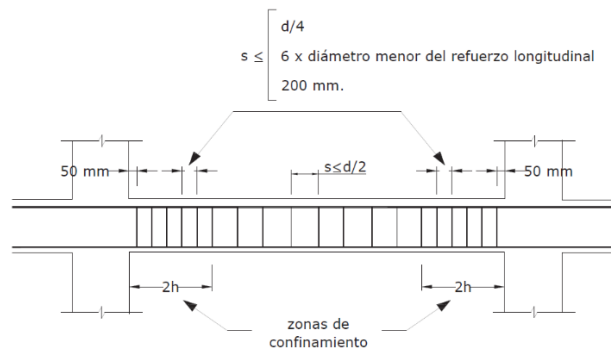


Ilustración 2.16 Separación de estribos en vigas

Fuente: (NEC-SE-HM, 2015).

Longitud de zona protegida (2H)

La longitud en la zona protegida en las vigas V1, V2, V3 es de 120 cm en la viga V4 es de 240 cm y en las vigas banda es de 60 cm cumpliendo con la mínima establecida por la normativa NEC de 60 cm.

Separación máxima entre estribos en la zona protegida

En la zona protegida los estribos de las vigas banda son de 8mm y tienen una separación máxima de 10cm superando a la separación máxima por cálculo de 7cm.

El diámetro de los estribos en las vigas V1, V2, V3 es de 10mm, en la viga V4 es de 14 mm y la separación en la zona protegida es de 10cm coincidiendo con la máxima separación por cálculo de 10cm.

En las vigas y vigas banda la distancia medida de la cara de la columna al primer estribo es de 10cm superando a la máxima establecida de 5cm.

Separación máxima entre estribos en la zona no protegida (d/2)

En la zona central las vigas que cumplen con la separación máxima entre estribos son:

Del primero al tercer piso las vigas V4 en los ejes F-5-6, F-6-8, G-5-6 y G-6-8 con una separación de 10cm, la viga V3 en los ejes F-3-4 y G-3-4, viga V1 en el eje 4-F-G y viga V2 en el eje 3-F-G con una separación de 20 cm.

En el cuarto piso la viga V1 en el eje 4-F-G, viga V2 en el eje 3-F-G y viga V3 en los ejes F-1-3, F-3-4, G-1-3 y G-3-4 con una separación de 20 cm.

En el resto de vigas banda la separación entre estribos es de 20 cm pero sobrepasan la máxima establecida por la normativa de $d/2$.

Separación entre varillas

La separación entre varillas debe ser mayor a la mínima permitida de 2,5 cm o el diámetro de la varilla.

Las vigas y vigas banda del primero al tercer piso que no cumplen con esta separación son:

Banda B2 en los ejes 5-A-C, 5-I-J, 5-J-L y banda B3 en los ejes 4-A-C, 4-J-L con 2,06 cm, viga V1 en el eje 4-F-G con 0,65 cm y viga V4 en los ejes F-5-6, F-6-8, G-5-6 y G-6-8 con 1.47 cm.

Las vigas y vigas banda de la terraza que no cumplen con esta separación son:

Banda B2 en los ejes 5-A-C, 5-I-J, 5-J-L y banda B3 en los ejes 4-A-C, 4-J-L con 2,06 cm y viga V1 en el eje 4-F-G con 0,65 cm.

2.3. Losas y cimentaciones

Losas

Las losas construidas tienen un espesor de 30cm, son de tipo alivianadas y tienen bloque de pómez. La sección típica se muestra en la Ilustración 2.17 donde la capa de compresión es de 5cm, los nervios tienen 10cm de base y están espaciados cada 40cm.

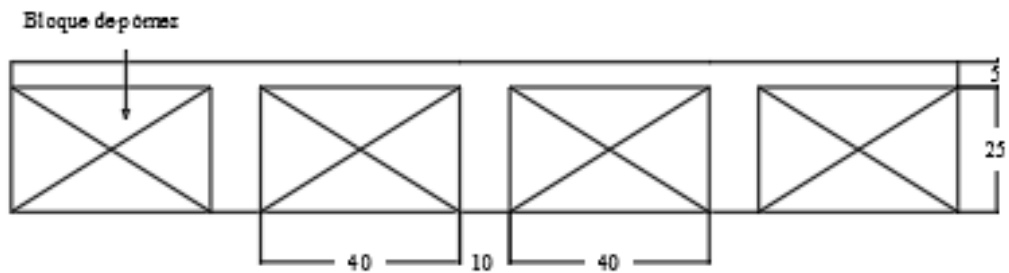


Ilustración 2.17 Detalle de losa

Elaboración: Autores

Fuente: Planos estructurales

Cimentación

La cimentación es el conjunto de miembros estructurales de hormigón armado cuyo objetivo es el de transmitir cargas al suelo. La Ilustración 2.18 presenta el detalle de cimentación y la Ilustración 2.19 presenta el detalle de la zapata en cm del eje C4.

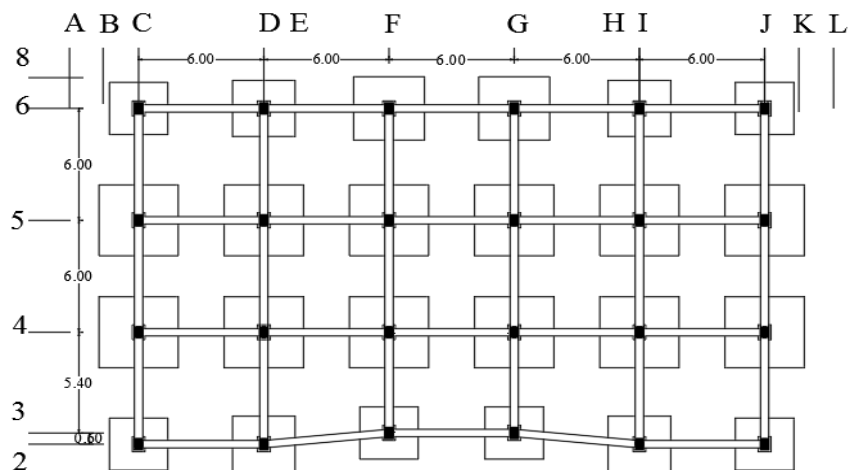


Ilustración 2.18 Detalle de cimentación

Elaboración: Autores

Fuente: Planos estructurales

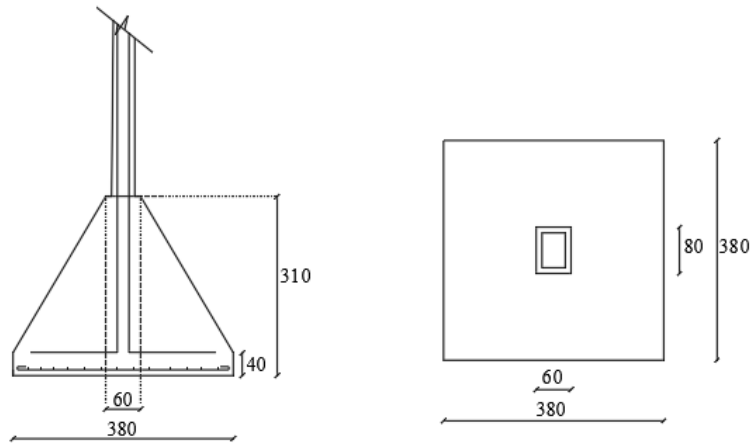


Ilustración 2.19 Detalle de zapata.

Elaboración: Autores

Fuente: Planos estructurales

2.4. Detalle estructural

Definición de grilla

En la Ilustración 2.20 se definen los ejes X y Y para los niveles del 1-3 con sus respectivas cotas:

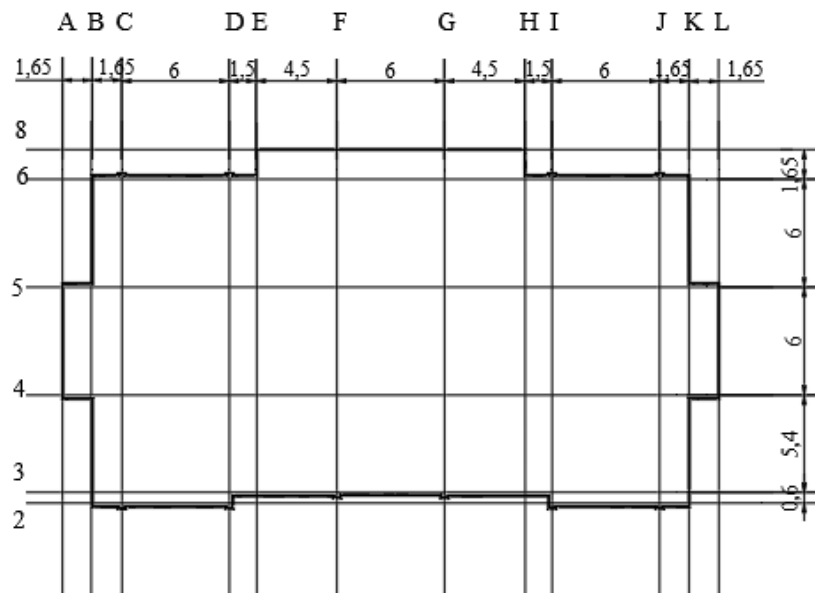


Ilustración 2.20 Definición de grilla en niveles 1-3

Elaboración: autores

En la Ilustración 2.21 se definen los ejes X y Y para el nivel 4 con sus respectivas cotas:

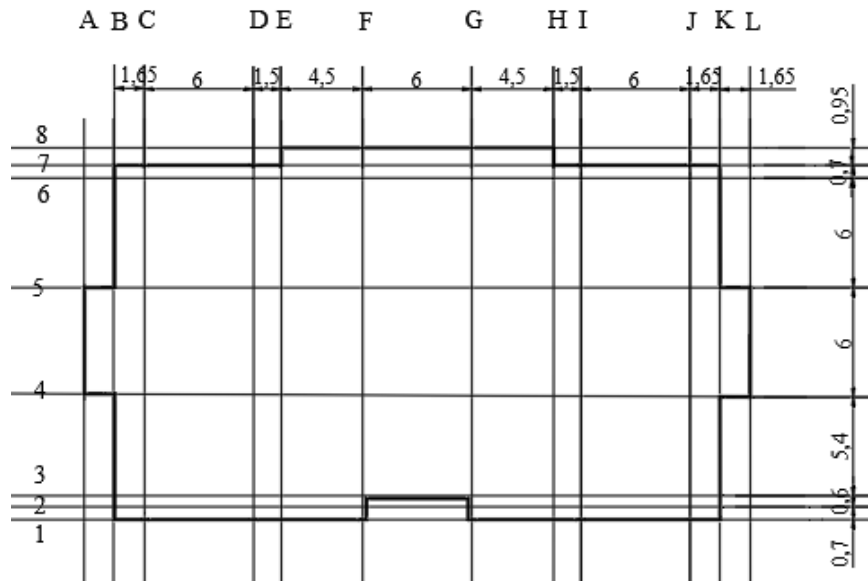


Ilustración 2.21 Definición de grilla en nivel 4

Elaboración: autores

Detalle de ubicación de vigas y vigas banda

En la Ilustración 2.22 se define la ubicación en planta de cada viga y viga banda para los niveles 1-3:

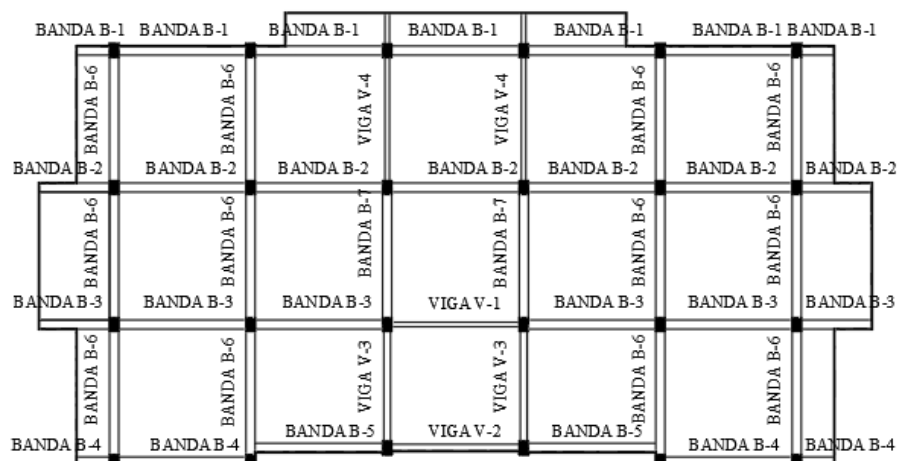


Ilustración 2.22 Detalle de ubicación de vigas y vigas banda en nivel 1-3

Elaboración: autores

En la Ilustración 2.23 se define la ubicación en planta de cada viga y viga banda para el nivel 4:

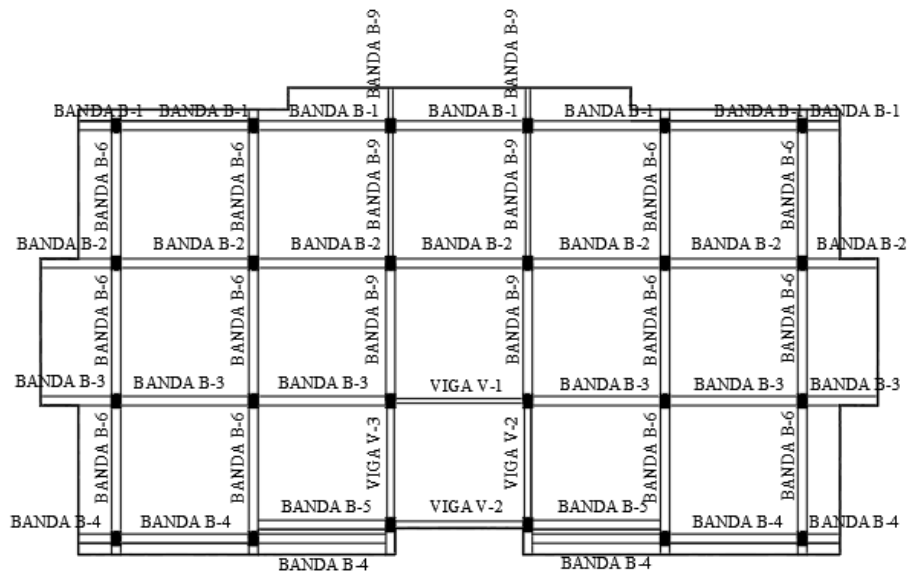


Ilustración 2.23 Detalle de ubicación de vigas y vigas banda en nivel 4

Elaboración: autores

2.5. Especificaciones técnicas

En los planos estructurales se verifica la resistencia a la compresión (f'_c) del hormigón y el límite de fluencia del acero de refuerzo (f_y) y en base a estos parámetros se definió el módulo de elasticidad del hormigón (E_c) obtenido del código ACI 318-14. En la Ecuación 2.1 se presenta el módulo de elasticidad del hormigón:

$$E_c = 4,7\sqrt{f'_c} \text{ (GPa)}$$

Ecuación 2.1 Módulo de elasticidad del hormigón

Fuente: (ACI-318, 2014)

f'_c Resistencia a la compresión del hormigón (Mpa)

En cuanto a, las inercias de las secciones agrietadas (I_g) en estructuras de hormigón armado, para el cálculo de la rigidez y las derivas máximas se deben utilizar valores de: $0.5 I_g$ para vigas y $0.8 I_g$ para columnas (NEC-SE-DS, 2015).

Propiedades de los materiales

En Tabla 2.5 se presentan las propiedades de los materiales:

Tabla 2.5 Propiedades de los materiales

Símbolo	Detalle	Valor	Unidad
e	Recubrimiento para vigas y columnas	25	mm
f'c	Resistencia a la compresión	210	kg/cm ²
fy	Límite de fluencia del acero	2800	kg/cm ²
Ec	Módulo de elasticidad del hormigón	217474	kg/cm ²
Es	Módulo de elasticidad del acero	2100000	kg/cm ²

Elaboración: Autores

Fuente: Planos estructurales

Pesos específicos de los materiales en cargas muertas

En la Tabla 2.6 se muestran los pesos específicos de los materiales en cargas muertas:

Tabla 2.6 Pesos Específicos de los materiales

Pesos Específicos		
Material	Peso	Unidad
Ladrillo cerámico perforado (20 a 30% de huecos)	1400	kg/m ³
Vidrio plano	2600	kg/m ³
Madera	750	kg/m ³
Enlucido cemento compuesto y arena 1:3 a 1:5	2000	kg/m ³
Yeso	1000	kg/m ³
Acero	7850	kg/m ³
Hormigón armado	2400	kg/m ³
Cielorraso de yeso sobre listones de madera (incluidos los listones)	20	kg/m ²
Bloques de pómez	800	kg/m ³
Azulejo y baldosa de cerámica, con mortero de cemento: por cada cm, de espesor	20	kg/m ²
Plancha ondulada de fibrocemento e=8mm	20	kg/m ³
Instalaciones sanitarias y eléctricas	15	kg/m ²

Fuente: (NEC-SE-CG, 2015).

2.6. Cálculo del peso de edificio

Cargas muertas

En la Tabla 2.7 se muestra la distribución por cada piso de cargas muertas:

Tabla 2.7 Determinación de cargas muertas

Pesos individuales por piso (t)						
Descripción	Pb	1ra alta	2da alta	3ra alta	Terraza	Total
Paredes		171,81	171,81	171,81	118,71	634,13
Enlucido		5,83	5,83	5,83	1,15	18,65
Terminados		9,08	11,30	11,30	14,17	45,87
Baldosa		77,79	75,94	75,94	75,05	304,72
Techo					0,08	0,08
Planta alta					30,81	30,81
Planta baja	130,51					130,51
Carga muerta	130,51	351,66	352,58	352,58	368,32	1425,15

Elaboración: Autores

Cargas vivas

Mediante los pesos específicos de cargas vivas detallados en la tabla 9: Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas, L_0 , y concentradas P_0 de la normativa NEC-SE-CG cargas sísmicas se determinaron los siguientes pesos en la Tabla 2.8.

Tabla 2.8 Determinación de cargas vivas

Pesos individuales por piso (t)						
Descripción	Pb	1ra alta	2da alta	3ra alta	Terraza	Total
Viva		136,80	134,08	134,08	137,95	542,90

Elaboración: Autores

Combinación de cargas

Las combinaciones de cargas se encuentran detalladas en la sección 3.4.3. Combinación para el diseño por última resistencia de la normativa NEC-SE-CG cargas sísmicas.

2.7. Componentes del espectro elástico de diseño

Categoría de edificio y coeficiente de importancia I

Este factor incrementa la demanda sísmica de diseño para estructuras, con el objeto de que estas permanezcan operativas o sufran menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño (NEC-SE-DS, 2015).

El coeficiente de importancia I para estructuras de ocupación especial se encuentra detallado en la tabla 6: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura de la normativa NEC-SE-DS peligro sísmico.

Condiciones para el pre diseño y diseño conceptual

Configuración estructural

Los factores de configuración estructural en planta y elevación se determinan en la sección 5.2.1 Configuración estructural definido en la normativa NEC-SE-DS peligro sísmico.

Irregularidades y coeficientes de configuración estructural

Los factores de irregularidades estructurales se determinan en la sección 5.2.3 irregularidades y coeficientes de configuración estructural definido en la normativa NEC-SE-DS peligro sísmico.

Factor de reducción de resistencia sísmica (R)

Este factor permite una reducción de las fuerzas sísmicas cuando las conexiones de la estructura presenten un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad y depende de: tipo de estructura, suelo, periodo de vibración, factores de ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento; este valor fue tomado de la tabla 15: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles para pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda definido en la normativa NEC-SE-DS peligro sísmico (NEC-SE-DS, 2015).

Determinación de k

El coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura T se encuentra definido en la sección 6.3.5. Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales definido en la normativa NEC-SE-DS peligro sísmico.

Carga sísmica reactiva W

La Ecuación 2.2 representa la carga sísmica reactiva W:

Esta carga representa la carga reactiva por sismo.

$$W = D + 0,25L_i$$

Ecuación 2.2 Carga sísmica reactiva W

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)/

D: Carga muerta total de la estructura

Li: Carga viva del piso i

Factor de zona Z

Representa la aceleración máxima en roca para el sismo de diseño de acuerdo al sitio donde se construirá y está determinado por una de las seis zonas sísmica del Ecuador (NEC-SE-DS, 2015).

Se tomará el factor de zona Z para un peligro sísmico alto de un edificio ubicado en la ciudad de Cuenca de la tabla 1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada definido en la normativa NEC-SE-DS peligro sísmico.

Tipo de suelo

Mediante un estudio realizado en el sitio se definió el tipo de suelo mediante la tabla 2: Clasificación de los perfiles del suelo de la normativa NEC-SE-DS peligro sísmico (Riquetti, 2014).

Coefficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s .

Los coeficientes para un suelo de tipo D y zona sísmica II se encuentran en la Tabla 3: Tipo de suelo y factores de sitio F_a , Tabla 4: Tipo de suelo y factores de sitio F_d y Tabla

5: Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s definidos en la normativa NEC-SE-DS peligro sísmico.

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

En la Ecuación 2.3 se presenta el periodo T_0 :

$$T_0 = 0.1F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Ecuación 2.3 Determinación de T_0

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

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

En la Ecuación 2.4 se presenta el periodo T_c :

$$T_c = 0.55F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Ecuación 2.4 Determinación de T_c

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

Sa: Espectro de respuesta elástico de aceleración (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad (g) depende del periodo o modo de vibración de la estructura.

En la Ecuación 2.5 se presenta la aceleración S_a :

$$0 < T_0$$

$$S_a = zF_a(1 + (\eta - 1)T/T_0)$$

$$0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta zF_a$$

$T > T_c$

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

Ecuación 2.5 determinación de S_a

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

2.2.5 Coeficientes de diseño

En la Tabla 2.9 se muestran los coeficientes de diseño:

Tabla 2.9 Resumen de coeficientes

Resumen de coeficientes			
Símbolo	Detalle	Valor	Unidad
I	Factor de importancia	1,3	
ϕ_p	Irregularidad torsional	0,9	
ϕ_e	Configuración en elevación	1	
R	Factor de reducción	5	
n	Razón entre la aceleración espectral S_a y PGA	2,48	
Z	Factor de zona sísmica	0,25	g
Suelo	Tipo de suelo	D	
F_a	Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto	1,4	
F_d	Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca	1,45	
F_s	Comportamiento no lineal de los suelos	1,06	
r	Factor del espectro de diseño	1	
T_c	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño	0,60	s
t	Periodo real del edificio	1,951	s
S_a	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones	0,27	g
Coef C	Coeficiente sísmico	0,0776	
k	Coeficiente relacionado con el periodo de la estructura	1,726	
q_{adm}	Capacidad de carga admisible	23,03	t/m ²
W_r	Carga sísmica reactiva W	2725,65	t

Elaboración: Autores

3. CAPÍTULO III

3.1. ANÁLISIS LINEAL

Mediante el software Etabs se obtuvieron los siguientes resultados:

Espectro de respuesta

En la Ilustración 3.1 se presenta el siguiente espectro de respuesta:

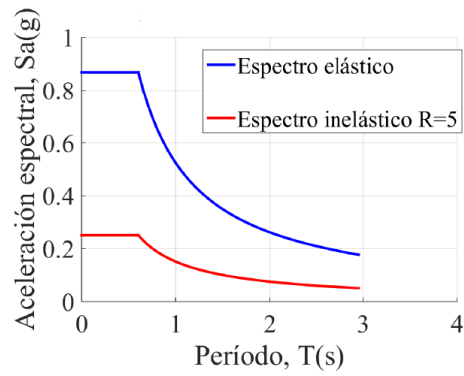


Ilustración 3.1 Espectro de respuesta

Elaboración: Autores

Cortante basal estático

En la Ilustración 3.2 se presenta la cortante estática de cada piso:

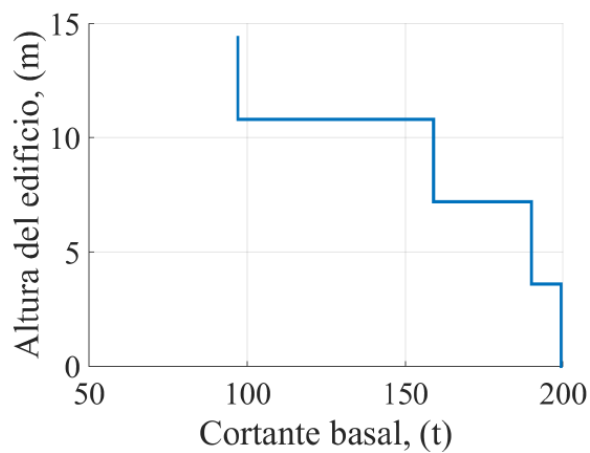


Ilustración 3.2 Cortante estático

Elaboración: Autores

La Tabla 3.1 presenta las respuestas de cortante estático para cada piso del edificio:

Tabla 3.1 Cortante estático

Cortante estático	
Piso	V (t)
4	97,01
3	159,17
2	190,05
1	199,38

Cortante estático máximo = 199,38 t

Elaboración: Autores

Fuente: (ETABS, 2019).

Cortante basal dinámico

Las tabla 3.2 y 3.3 presentan las respuestas de cortante dinámico en X y Y respectivamente para cada piso del edificio:

Tabla 3.2 Cortante dinámico X

Cortante dinámico en X	
Piso	V (t)
4	99,33
3	131,63
2	160,78
1	193,67

Cortante dinámico máximo X = 193,67 t

Elaboración: Autores

Fuente: (ETABS, 2019).

Tabla 3.3 Cortante dinámico Y

Cortante dinámico en Y	
Piso	V (t)
4	124,44
3	187,41
2	236,30
1	268,45

Cortante dinámico máximo $Y = 268,45 \text{ t}$

Elaboración: Autores

Fuente: (ETABS, 2019).

Índice de estabilidad y efectos P- Δ

Cuando Q_i es mayor que 0,3 la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse, cuando Q_i es menor a 0,1 no se consideran los efectos P- Δ y cuando $0,1 < Q_i < 0,3$ se consideran efectos P- Δ (NEC-SE-DS, 2015). Las tablas 3.4 y 3.5 presentan el índice de estabilidad en X y Y respectivamente del edificio:

Tabla 3.4 Índice de estabilidad en X

Cortante estático							
Índice de estabilidad X-X							
Piso	P (t)	Desp (cm)	V (t)	h (cm)	Q	Pdelta	fm
4	883,489	13,311	97,0126	360	0,34	Rigidice	Rigidice
3	1635,03	10,459	159,173	360	0,30	Pdelta	1,43
2	2386,57	6,495	190,046	360	0,23	Pdelta	1,29
1	3132,83	2,332	199,383	360	0,10	Pdelta	1,11

Elaboración: Autores

Fuente: (ETABS, 2019).

Tabla 3.5 Índice de estabilidad en Y

Cortante estático							
Índice de estabilidad Y-Y							
Piso	P (t)	Desp (cm)	V (t)	h (cm)	Q	P-Δ	fm
4	883,49	5,77	105,22	360,00	0,13	P-Δ	1,16
3	1635,03	4,26	172,84	360,00	0,11	P-Δ	1,13
2	2386,57	2,61	206,60	360,00	0,08	OK	1,00
1	3132,83	0,95	217,18	360,00	0,04	OK	1,00

Elaboración: Autores

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

Participación y porcentaje masa

En el análisis espectral se debe considerar al menos el 90% de la masa total de la estructura. En el modo 4 se alcanza el 93% de participación de masas en X, mientras que en Y se alcanza en el modo 6. La tabla 3.6 presenta la participación de masa del edificio:

Tabla 3.6 Participación de masa

Caso	Modo	Periodo	Ux	Uy	Sum Ux	Sum Uy
		s				
Modal	1	1,951	75,75%	0,00%	75,75%	0,00%
Modal	2	1,585	4,64%	0,00%	80,40%	0,00%
Modal	3	1,227	0,00%	78,70%	80,40%	78,70%
Modal	4	0,531	12,29%	0,00%	92,69%	78,70%
Modal	5	0,421	0,37%	0,00%	93,06%	78,71%
Modal	6	0,372	0,00%	13,71%	93,06%	92,42%

Elaboración: Autores

Fuente: (ETABS, 2019).

Porcentaje de torsión

El primer modo presenta una torsión del 13,43%, en el modo 2 se encuentra la mayor torsión con 68% y en el modo 3 no existe torsión. El alto porcentaje de torsión es producido por vigas que tienen diferentes secciones e inercias, como es el caso de la Viga V4 descrita en la ilustración 2.13 la cual tiene alta inercia en el eje X y poca inercia en el eje Y. La tabla 3.7 presenta el porcentaje de torsión de cada modo del edificio:

Tabla 3.7 Porcentaje de torsión

Caso	Modo	Sum Rx	Sum Ry	Sum Rz	Total	% Torsión
Modal	1	0,00%	28,49%	4,42%	0,33	13,43%
Modal	2	0,00%	30,23%	78,26%	1,08	68,06%
Modal	3	32,42%	30,23%	78,26%	1,41	0,00%
Modal	4	32,42%	81,18%	78,79%	1,92	0,28%
Modal	5	32,42%	82,86%	92,31%	2,08	6,52%
Modal	6	78,93%	82,86%	92,31%	2,54	0,00%

Elaboración: Autores

Fuente: (ETABS, 2019).

Distorsión

De acuerdo al criterio de irregularidad torsional descrito en la normativa NEC, se verifica que se pasa distorsión en X, mientras que en Y no se tiene control, esto se debe a que se tienen ciertas vigas con poca inercia en Y generando mucha torsión. Las tablas 3,8 y 3.9 presentan las distorsiones por desplazamientos:

Tabla 3.8 Distorsión por desplazamiento (UX)

Distorsión por desplazamientos				
Distorsión (UX) sismo X				
Deformación superior (cm)	12,7700	12,7725	12,7726	12,7729
Deformación promedio*1,2 (cm)	14,4420	14,4439	14,4448	14,4455
Deformación inferior (cm)	11,3000	11,3007	11,3020	11,3029
	Pasa	Pasa	Pasa	Pasa
	distorsión	distorsión	distorsión	distorsión

Elaboración: Autores

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 3.9 Distorsión por desplazamiento (UY)

Distorsión por desplazamientos				
Distorsión (UX) sismo Y				
Deformación superior (cm)	0,0041	0,0057	0,0023	0,2654
Deformación promedio*1,2 (cm)	0,0025	0,0088	0,0019	0,6406
Deformación inferior (cm)	0,00002	0,0089	0,0009	0,8022
	No pasa	No pasa	No pasa	No pasa
	distorsión	distorsión	distorsión	distorsión

Elaboración: Autores

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

Deflexiones

La deflexión máxima permitida es igual a $L/360$ (cm), siendo L la longitud de la viga (ACI 318, 2019) y sus resultados se presentan en la Tabla 3.10 y se puede determinar que la deflexión no es controlada en los volados de la edificación.

Tabla 3.10 Deflexiones

Deflexiones				
Eje	Longitud viga (cm)	Deflexión máxima permitida	Deflexión por carga viva (cm)	Condición
D56	600	1,67	0,2547	Deflexión controlada
4CD	600	1,67	0,2660	Deflexión controlada
2BC	165	0,46	0,1253	Deflexión controlada
5FG	600	1,67	0,3632	Deflexión controlada
5JL	330	0,92	1,0711	Deflexión no controlada
F68	165	0,46	0,0212	Deflexión controlada
4AC	330	0,92	1,0704	Deflexión no controlada
4JL	330	0,92	1,0704	Deflexión no controlada
6IJ	600	1,67	0,1361	Deflexión controlada
D67	70	0,19	0,0343	Deflexión controlada

Elaboración: Autores

Fuente: (ACI 318, 2019)

Derivas

La deriva máxima para cualquier piso no excederá del 2% para estructuras de hormigón armado (NEC-SE-DS, 2015). La tablas 3.11 y 3.12 presenta las derivas en sentido X y Y respectivamente de cada piso del edificio, siendo la deriva máxima en X de 4,353% y en Y de 1,591%. La Ilustración 3.3 muestra las derivas en sentido X para cada nivel del edificio:

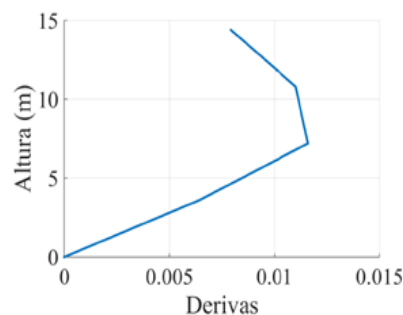


Ilustración 3.3 Derivas en sentido X

Elaboración: Autores

Tabla 3.11 Derivas en sentido X

Número de pisos	Altura m	Dirección X	Deriva inelástica en X	Condición
		sismo en X excentricidad +		
Piso 4	12	0,007917	2,969%	No cumple
Piso 3	9	0,011019	4,132%	No cumple
Piso 2	6	0,011609	4,353%	No cumple
Piso 1	3	0,006422	2,408%	No cumple

Elaboración: Autores

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 3.12 Derivas en sentido Y

Número de pisos	Altura m	Dirección Y	Deriva inelástica en Y	Condición
		sismo en Y excentricidad +		
Piso 4	12	0,003833	1,437%	Cumple
Piso 3	9	0,004242	1,591%	Cumple
Piso 2	6	0,004238	1,589%	Cumple
Piso 1	3	0,002401	0,900%	Cumple

Elaboración: Autores

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

La Ilustración 3.4 muestra las derivas en sentido Y para cada nivel del edificio:

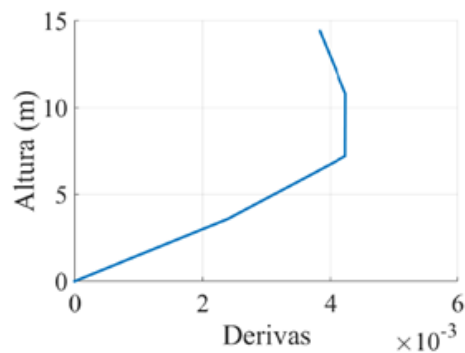


Ilustración 3.4 Derivas en sentido Y

Elaboración: Autores

Asentamientos diferenciales y alabeos

Se determinó que las pendientes entre cimentaciones adyacentes son menores a 0,2% y por la tanto no hay asentamiento diferencial, además se verificó que existe alabeo en los siguientes ejes: D-F-2-4, G-I-4-5 y G-I-2-4 posteriormente las tabla 3.13 y 3.14 presenta los asentamientos diferenciales y alabeos en cada uno de los cimientos del edificio.

Tabla 3.13 Asentamientos diferenciales y alabeos

Asentamientos diferenciales y alabeos (m)						
Ejes	C	D	F	G	I	J
6	0,003497	0,004521	0,004333	0,004333	0,004521	0,003499
5	0,003479	0,003993	0,003857	0,003858	0,003995	0,003479
4	0,003470	0,003891	0,003076	0,003283	0,004014	0,003481
3			0,003339	0,003369		
2	0,001904	0,003883			0,003765	0,003468

Elaboración: Autores

Fuente: (Norma-E.050, 2018).

Tabla 3.14 Verificación de asentamientos diferenciales

Verificación de asentamientos diferenciales					
Mayor	0,00452	Mayor	0,00399	Mayor	0,00433
Menor	0,00348	Menor	0,00308	Menor	0,00386
Diferencia	0,00104	Diferencia	0,00092	Diferencia	0,00048
Luz (cm)	848	Luz (cm)	848	Luz (cm)	600
Pendiente	0,00012%	Pendiente	0,00011%	Pendiente	0,00008%
Condición	No hay asentamiento	Condición	No hay asentamiento	Condición	No hay asentamiento

Elaboración: Autores

Fuente: (ETABS, 2019).

4. CAPÍTULO IV

4.1. ANÁLISIS NO LINEAL

El siguiente análisis se realizará en el software ETABS mediante el uso de las tablas 4.1: vigas reforzadas para procedimientos no lineales y tabla 4.4: Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales: columna de hormigón armado.

4.1.1. Vigas

Las condiciones que se presentan a continuación se basan en la tabla 4.1:

Condición 1, cuantía

Para esta condición la viga banda B2 en los ejes 5-A-C, 5-I-J, 5-J-L y banda B3 en el eje 4-A-C son mayores a 0,5, mientras que el resto de vigas y vigas banda se encuentran entre 0 y 0,5. En la Ecuación 4.1 se presenta la condición 1 de vigas:

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{balanceada}}$$

Ecuación 4.1 Condición 1 Tabla 4.1

Fuente: (ASCE-41-17, 2017).

Condición 2, acero transversal

Las vigas son conformes mientras que las vigas bandas se encuentran en la zona de no conformidad del primero al tercer piso. Para la terraza la viga V3 en los ejes F-3-4 y la viga V2 en los ejes G-3-4 son conformes.

Condición 3

En vigas y en vigas banda de toda la estructura esta condiciones es menor a 3 (0.25). En la Ecuación 4.2 se presenta la condición 3 de vigas:

$$\frac{V}{b * d * \sqrt{f'c}}$$

Ecuación 4.2 Condición 3 Tabla 4.1

Fuente: (ASCE-41-17, 2017).

De acuerdo a la Tabla 4.1: vigas reforzadas para procedimientos no lineales de ASCE 41-13 se verifican las siguientes condiciones:

Tabla 4.1 Vigas reforzadas para procedimientos no lineales

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotation Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle (radians)				
	a	b		Performance Level				
			IO	LS	CP			
Condition i. Beams controlled by flexure ^b	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V^d}{b_w d \sqrt{f_c E}}$					
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

Fuente: (ASCE-41-13, 2014).

Rótulas plásticas en vigas

La ubicación de las rótulas plásticas en vigas para los niveles 1-3 se encuentra en los siguientes ejes:

R1: banda B2 en los ejes 5-A-C, 5-I-J, 5-J-L y banda B3 en los ejes 4-A-C, 4-J-L.

R2: viga V1 en el eje 4-F-G.

R3: banda B1 en los ejes 6-B-C, 6-C-D, 6-D-F, 6-F-G, 6-G-I, 6-I-J, 6-J-K, banda B2 en los ejes 5-C-D, 5-D-F, 5-F-G, 5-G-I, banda B3 en los ejes 4-C-D, 4-D-F, 4-G-I, 4-I-J, banda B5 en los ejes 3-D-F, 3-G-I, banda B6 en los ejes C-2-4, C-4-5, C-5-6, D-2-4, D-4-5, D-5-6, I-2-4, I-4-5, I-5-6, J-2-4, J-4-5, J-5-6 y banda B7 en los ejes F-4-5, G-4-5.

R4: viga V2 en el eje 3-F-G y viga V3 en los ejes F-3-4, G-3-4.

R5: banda B4 en los ejes 2-B-C, 2-C-D, 2-I-J, 2-J-K.

R6: V4 en los ejes F-5-6, F-6-8, G-5-6, G-6-8.

La ubicación de las rótulas plásticas en vigas para el nivel 4 se encuentra en los siguientes ejes:

R7: banda B2 en los ejes 5-A-C, 5-I-J, 5-J-L y banda B3 en los ejes 4-A-C, 4-J-L.

R8: viga V3 en el eje F-1-3 y viga V2 en el eje G-1-3.

R9: banda B3 en el eje 4-F-G.

R10: banda B1 en los ejes 6-B-C, 6-C-D, 6-D-F, 6-F-G, 6-G-I, 6-I-J, 6-J-K, banda B2 en los ejes 5-C-D, 5-D-F, 5-F-G, 5-G-I, banda B3 en los ejes 4-C-D, 4-D-F, 4-G-I, 4-I-J, banda B5 en los ejes 3-D-F, 3-G-I, banda B6 en los ejes C-1-2, C-2-4, C-4-5, C-5-6, C-6-7, D-1-2, D-2-4, D-4-5, D-5-6, D-6-7, I-1-2, I-2-4, I-4-5, I-5-6, I-6-7, J-1-2, J-2-4, J-4-5, J-5-6, J-6-7 y banda B9 en los ejes F-4-5, F-5-6, F-6-8, G-4-5, G-5-6, G-6-8.

R11: viga V2 en los ejes 3-F-G, G-3-4 y viga V3 en el eje F-3-4.

R12: banda B4 en los ejes 2-B-C, 2-C-D, 2-D-F, 2-G-I, 2-I-J, 2-J-K.

En la Tabla 4.2 se presentan las condiciones para establecer cada rótula de las vigas para los niveles 1-4:

Tabla 4.2 condición para procedimiento no lineal para rótula plástica en vigas

	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10	R11	R12	
Condición 1	0,661	0,220	0,256	0,109	0,285	0,082	0,661	0,109	0,220	0,256	0,109	0,285	
p	2,88%	1,45%	1,47%	0,83%	1,58%	0,62%	2,88%	0,83%	1,45%	1,37%	0,83%	1,58%	
p'	0,42%	0,64%	0,52%	0,42%	0,52%	0,32%	0,42%	0,42%	0,64%	0,42%	0,42%	0,52%	
pb	3,71%	3,71%	3,71%	3,71%	3,71%	3,71%	3,71%	3,71%	3,71%	3,71%	3,71%	3,71%	
Condición 2	NC	C	NC	C	NC	C	NC	NC	C	NC	C	NC	
Separación	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	cm
d	25,6	55,6	25,5	55,6	25,4	115,6	25,6	55,6	55,6	25,6	55,6	25,4	cm
Vu	9,74	14,60	10,81	13,40	13,83	20,41	13,10	51,48	14,60	10,68	9,60	14,29	t
Vs	7,20	24,44	7,17	24,44	7,15	99,60	7,20	24,44	24,44	7,20	24,44	7,15	t
Condición 3	0,0025	0,0034	0,0028	0,0021	0,0035	0,0023	0,0033	0,0080	0,0034	0,0027	0,0015	0,0037	
b	40	20	40	30	40	20	40	30	20	40	30	40	cm
f'c	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	kg/cm2

Elaboración: autores

En la Tabla 4.3 se presentan los parámetros de modelación y niveles de desempeño para cada una de las rótulas en vigas para los niveles 1-4:

Tabla 4.3 parámetros de modelación y niveles de desempeño de rótulas en vigas

	Parámetros de modelación			Niveles de desempeño		
	a	b	c	IO	LS	CP
R1	0,01	0,015	0,2	0,005	0,01	0,015
R2	0,022	0,04	0,2	0,007	0,022	0,04
R3	0,015	0,022	0,2	0,005	0,015	0,02
R4	0,022	0,04	0,2	0,007	0,022	0,04
R5	0,014	0,021	0,2	0,005	0,014	0,014
R6	0,022	0,04	0,2	0,007	0,022	0,062
R7	0,01	0,015	0,2	0,005	0,01	0,015
R8	0,015	0,022	0,2	0,005	0,015	0,022
R9	0,022	0,04	0,2	0,007	0,022	0,04
R10	0,015	0,022	0,2	0,005	0,015	0,022
R11	0,022	0,04	0,2	0,007	0,022	0,04
R12	0,015	0,022	0,2	0,005	0,015	0,022

Elaboración: autores

En la Ilustración 4.1 se presentan las rótulas de cada viga para los niveles 1-4.

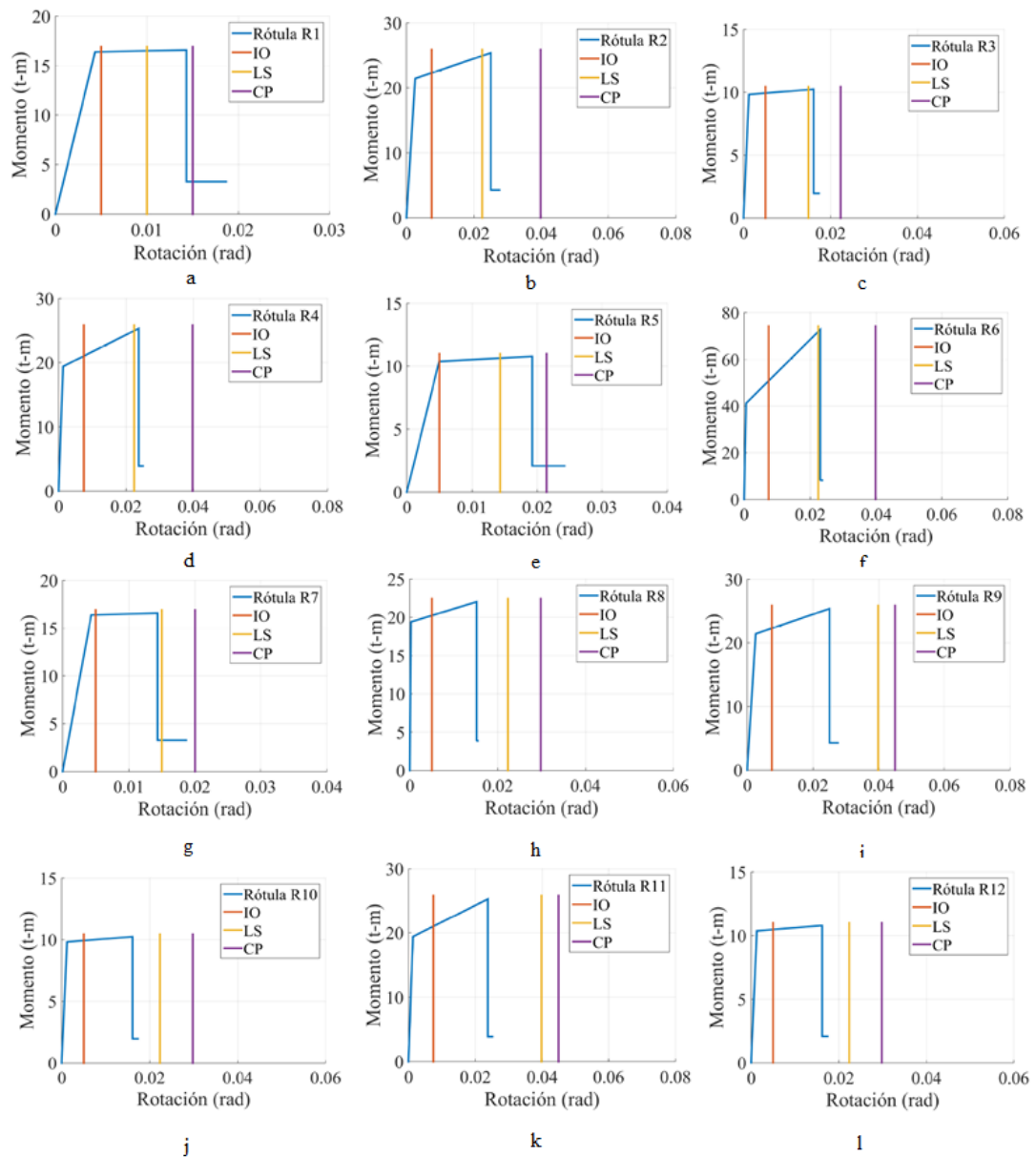


Ilustración 4.1 rótulas plásticas en vigas: a) R1, b) R2, c) R3, d) R4, e) R5, f) R6, g) R7, h) R8, i) R9, j) R10, k) R11, l) R12

Elaboración: Autores

4.1.2. Columnas

De acuerdo a la Tabla 4.4: Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales: columna de hormigón armado de ASCE 41-13 se verifican las siguientes condiciones:

Tabla 4.4: Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales: columna de hormigón armado.

Conditions		Modeling Parameters*			Acceptance Criteria*			
		Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)			
		a	b	c	Performance Level			
					IO	LS	CP	
Condition i.^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤ 0.1	≥ 0.006	0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060	
≥ 0.6	≥ 0.006	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010	
≤ 0.1	$= 0.002$	0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034	
≥ 0.6	$= 0.002$	0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005	
Condition ii.^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
≤ 0.1	≥ 0.006	≤ 3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤ 0.1	≥ 0.006	≥ 6 (0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	≤ 3 (0.25)	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	≥ 6 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	≤ 3 (0.25)	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 6 (0.5)	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	≤ 3 (0.25)	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	≥ 6 (0.5)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Fuente: (ASCE-41-13, 2014).

Condición 1

La Ecuación 4.3 presenta la condición 1 de la tabla 4.14 para columnas de hormigón armado:

$$\frac{P}{A_g f' c}$$

Ecuación 4.3 Condición 1 Tabla 4.14

Fuente: (ASCE-41-13, 2014).

Condición 2

La Ecuación 4.4 presenta la condición 2 de la tabla 4.14 para columnas de hormigón armado:

$$p = \frac{A_v}{b_w s}$$

Ecuación 4.4 Condición 2 Tabla 4.14

Fuente: (ASCE-41-13, 2014).

Condición 3

La Ecuación 4.5 presenta la condición 3 de la tabla 4.14 para columnas de hormigón armado:

$$\frac{V}{b * d * \sqrt{f' c}}$$

Ecuación 4.5 Condición 3 Tabla 4.14

Fuente: (ASCE-41-13, 2014).

Rótulas plásticas en columnas

La ubicación de las rótulas plásticas en columnas para los niveles 1-3 se encuentra en los siguientes ejes:

C1: columnas C-4, C-5, J-4, J-5.

C2: columnas C-2, J-2, C-6, J-6.

C3: columnas D-4, F-4, G-4, I-4, D-5, F-5, G-5, I-5.

C4: columnas D-6, I-6.

C5: columnas F-6, G-6.

C6: columnas D-2, I-2.

C7: columnas F-3, G-3.

La ubicación de las rótulas plásticas en columnas para el nivel 4 se encuentra en los siguientes ejes:

C8: columnas C-4, J-4, C-5, J-5.

C9: columnas C-2, J-2, C-6, J-6.

C10: columnas D-4, F-4, G-4, I-4, D-5, F-5, G-5, I-5.

C11: columnas D-6, I-6.

C12: columnas F-6, G-6.

C13: columnas D-2, I-2.

C14: columnas F-3, G-3.

En la Tabla 4.5 se presentan las condiciones para establecer cada rótula de las columnas para los niveles 1-4:

Tabla 4.5 condición para procedimiento no lineal para rótula plástica en columnas

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12	C13	C14	
Condición 1	0,317	0,135	0,347	0,198	0,269	0,165	0,156	0,317	0,166	0,347	0,228	0,269	0,214	0,232	
Pu	159,76	67,84	175,08	99,58	135,69	83,16	78,79	159,76	83,66	175,08	114,89	135,69	107,96	116,72	t
f _c	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	kg/cm ²
Ag	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	cm ²
Condición 2	0,0063	0,0063	0,0063	0,0063	0,0063	0,0063	0,0063	0,0063	0,0063	0,0063	0,0063	0,0063	0,0063	0,0063	
As	2,51	2,51	2,51	2,51	2,51	2,51	2,51	2,51	2,51	2,51	2,51	2,51	2,51	2,51	cm ²
bw	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	cm
s	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	cm
Condición 3	0,0018	0,0016	0,0016	0,0016	0,0016	0,0016	0,0016	0,0018	0,0016	0,0016	0,0016	0,0016	0,0016	0,0016	
Vu	15,09	13,75	13,75	13,75	13,75	13,75	13,75	15,09	13,75	13,75	13,75	13,75	13,75	13,75	t
d	55	55,60	55,60	55,60	55,60	55,60	55,60	55,45	55,60	55,60	55,60	55,60	55,60	55,60	cm

Elaboración: autores

En la Tabla 4.6 se presentan los parámetros de modelación y niveles de desempeño para cada una de las rótulas en columnas para los niveles 1-4:

Tabla 4.6 parámetros de modelación y niveles de desempeño de rótulas en columnas

	Parámetros de modelación			Niveles de desempeño		
	a	b	c	IO	LS	CP
C1	0,020	0,032	0,087	0,004	0,025	0,032
C2	0,012	0,013	0,014	0,003	0,011	0,013
C3	0,021	0,035	0,099	0,004	0,027	0,035
C4	0,014	0,020	0,039	0,003	0,016	0,020
C5	0,017	0,027	0,068	0,004	0,021	0,027
C6	0,013	0,017	0,026	0,003	0,014	0,017
C7	0,012	0,016	0,023	0,003	0,013	0,016
C8	0,020	0,032	0,087	0,004	0,025	0,032
C9	0,020	0,032	0,087	0,004	0,025	0,032
C10	0,021	0,035	0,099	0,004	0,027	0,035
C11	0,014	0,020	0,039	0,003	0,016	0,020
C12	0,017	0,027	0,068	0,004	0,021	0,027
C13	0,020	0,032	0,087	0,004	0,025	0,032
C14	0,020	0,032	0,087	0,004	0,025	0,032

Elaboración: autores

En la Ilustración 4.2 se presentan las rótulas de cada columna para los niveles 1-4.

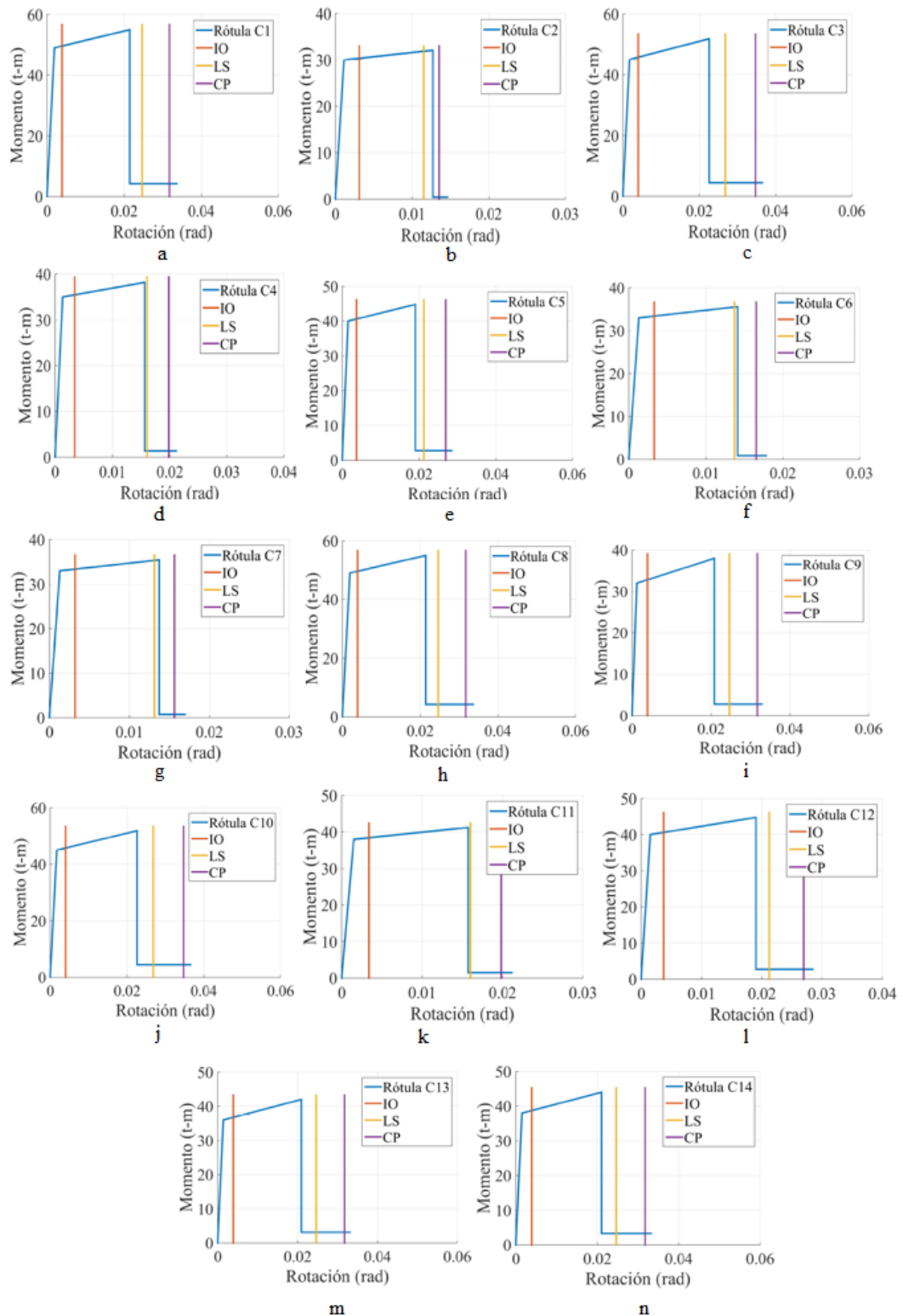


Ilustración 4.2 rótulas plásticas en columnas: a) C1, b) C2, c) C3, d) C4, e) C5, f) C6, g) C7, h) C8, i) C9, j) C10, k) C11, l) C12, m) C13, n) C14

Elaboración: Autores

4.1.3. Curva y punto de desempeño mediante el método FEMA 440

Mediante el análisis modal desarrollado en el software ETABS, se obtienen las curvas de capacidad y puntos de desempeño para los sentidos: X+, X-, Y+, Y-.

La Tabla 4.7 representa el espectro de capacidad en coordenadas ADRS, el punto de desempeño, cortante y desplazamiento en el techo para un sismo raro de 475 años en sentido X+, X-, Y+, Y-.

Tabla 4.7 Punto de desempeño para un sismo raro en sentido X+, X-, Y+, Y-.

Punto desempeño				
	Sa (g)	Sd (m)	V(t)	Desp (m)
X+	0,0872	0,1281	175,9995	0,1667
X-	0,0897	0,1284	180,4597	0,1665
Y+	0,1294	0,1072	261,0578	0,1421
Y-	0,1355	0,1044	274,7598	0,1383

Elaboración: Autores

En la Ilustración 4.3 se presentan los espectros de capacidad en sentido X+, X-, Y+, Y-.

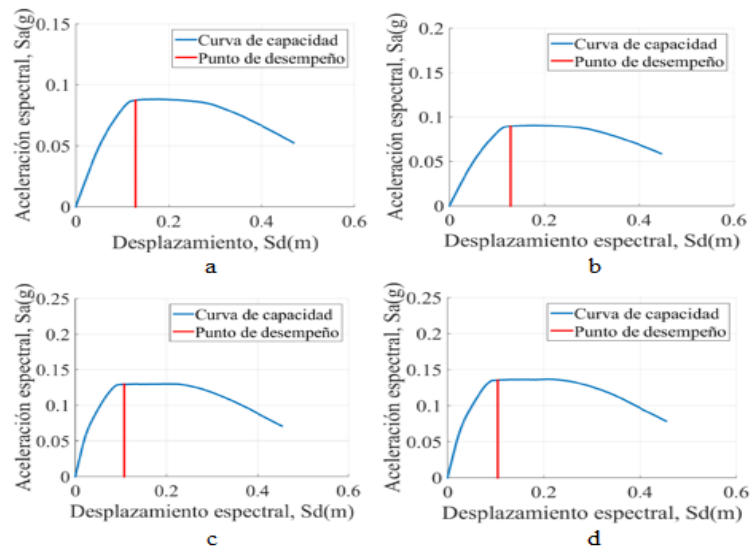


Ilustración 4.3 Espectro de capacidad a) X+, b) X-, c) Y+, d) Y-.

Elaboración: Autores

4.1.4. Niveles de desempeño en sentidos X+, X-, Y+, Y-

La Tabla 4.8 presenta la deriva máxima total y el nivel de desempeño en sentido X+, X-, Y+, Y-.

Tabla 4.8 Nivel de desempeño en sentido X+, X-, Y+, Y-.

	X+	X-	Y+	Y-
D_{máx} (m)	0,167	0,167	0,142	0,138
V_{máx} (t)	176,00	180,46	261,06	274,76
Nivel	Deriva			
Nivel 1	3,39%	3,44%	2,61%	2,50%
Nivel 2	5,59%	5,58%	4,32%	4,15%
Nivel 3	5,06%	5,03%	4,37%	4,14%
Nivel 4	3,32%	3,29%	3,69%	3,43%
Nivel de desempeño				

Estabilidad estructural Estabilidad estructural Estabilidad estructural Estabilidad estructural

Elaboración: Autores

La Ilustración 4.4 representa las curvas de capacidad por cada piso y su punto de desempeño.

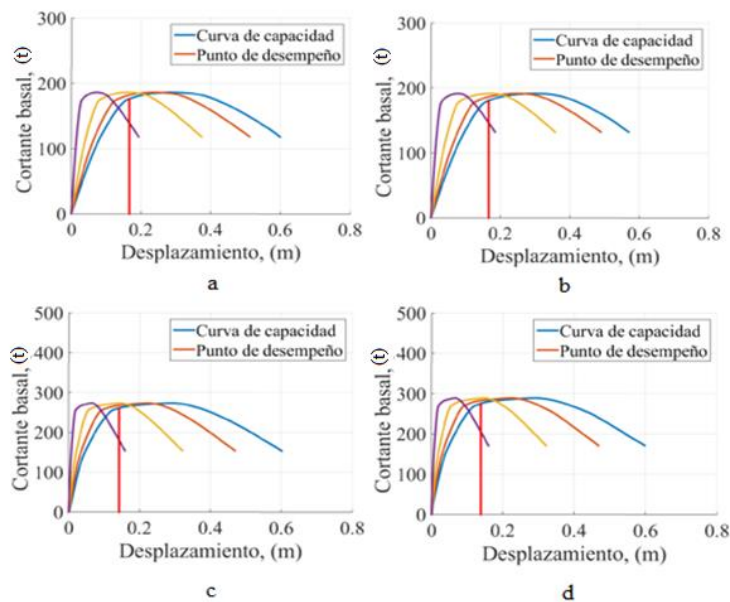


Ilustración 4.4 Punto de desempeño en sentido a) X+, b) X-, c) Y+, d) Y-.

Elaboración: Autores

La Ilustración 4.5 representa la curva de capacidad en coordenadas de derivas vs cortante basal y el nivel de desempeño para los sentidos X+, X-, Y+, Y-.

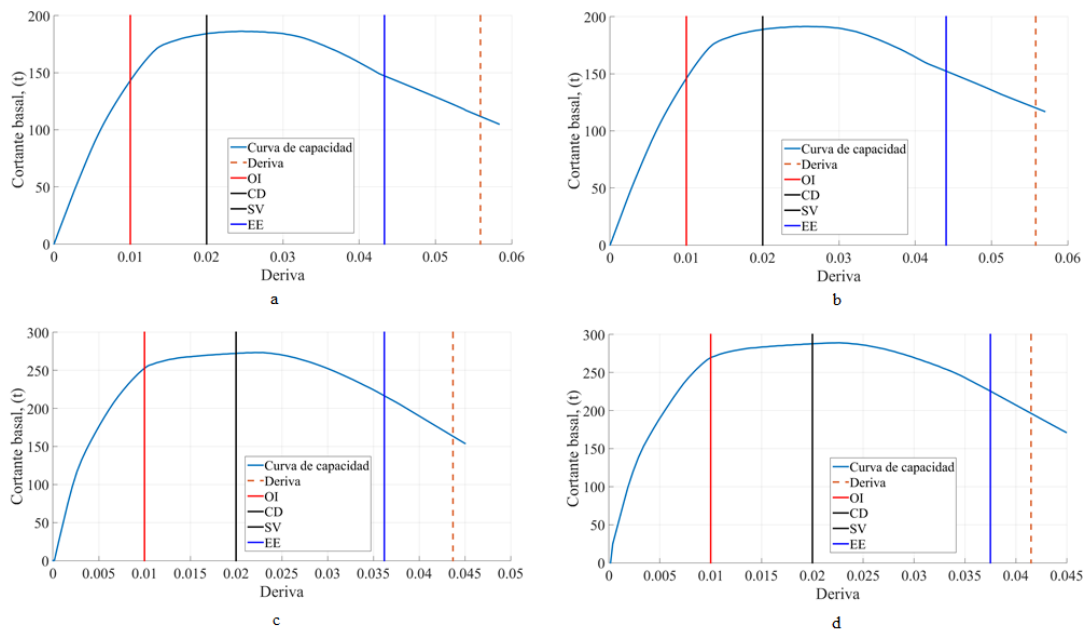


Ilustración 4.5 Curvas de capacidad y nivel de desempeño en sentido a) X+, b) X-, c) Y+, d) Y-.

5. CAPÍTULO V

5.1. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1.1. Conclusiones

En el análisis de vulnerabilidad sísmica la estructura cuenta con un periodo de 1,951s y una aceleración de 0.27g, debido a su peso muerto de 2589 t, peso vivo de 542 t, factor de importancia de 1.3 para estructuras de ocupación especial, irregularidad torsional de 0.9 y factor de reducción de 5 para pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda, dando como resultado una cortante basal estática de 199.38 t y en base a comprobaciones realizadas bajo normativa vigente se determinó que: las vigas no cuentan con ductilidad, el acero positivo no es el suficiente para disipar energía y la separación de estribos supera a la máxima establecida; mientras que en las columnas la separación de estribos es mayor en la zona no protegida y en cuanto a la configuración estructural, desplazamientos y cortantes que presenta el índice de estabilidad Q, el edificio debe considerar efectos P- Δ y rigidizarse debido a que Q_i es mayor que 0.3 siendo una estructura potencialmente inestable de acuerdo a la normativa NEC.

En la evaluación realizada en ETABS se determinó que en el modo 4 se alcanza el 93% de participación de masas en X, mientras que en Y se alcanza este valor en el modo 6 y presenta una torsión de 14.44% en el modo 1 y en el modo 2 de 67%, por lo tanto no se pasa distorsión para desplazamientos en sismos en sentido Y, debido a que la viga V4 produce alta inercia en el eje X y poca inercia en el eje Y.

Las deflexiones no se controlan en los volados desde el primero al cuarto piso debido a que el código de la ACI permite una máxima deflexión de L/360 en donde solo interviene la carga viva.

Las rótulas plásticas de las vigas en volados del primer al tercer piso fueron obtenidas del código ASCE 41-13 y se determinó que se encuentran más cerca de prevención al colapso, mientras que el resto de vigas está cerca de seguridad de vida. En el cuarto piso las rótulas permanecen entre ocupación inmediata y seguridad de vida esto se debe a las condiciones que tienen las vigas y por lo tanto son débiles.

En las rótulas plásticas de las columnas se pudo determinar que las columnas de los tres primeros pisos se encuentran entre los niveles de ocupación inmediata y seguridad de viga por tanto sus columnas son fuertes y tienen un buen diseño y las columnas más

críticas y por ende menos fuertes permanecen entre seguridad de vida y prevención al colapso, estas son columnas ubicadas en las esquinas del edificio del primero al tercer piso y en el cuarto piso las rótulas están entre ocupación inmediata y seguridad de vida.

El mayor desplazamiento en el techo es de 16,67 cm en el sentido X+ y se obtuvo a partir del punto de desempeño de la curva de capacidad y el espectro de respuesta mientras que el nivel de desempeño definido por ATC-40 para esta estructura se encuentra en estabilidad estructural.

La deriva en el análisis lineal en sentido X es de 4,353% y en sentido Y de 1,591%, superando el 2% máximo establecido por la NEC y las máximas derivas en el análisis no lineal son de 5,59% en el sentido X+ y de 4,37% en el sentido Y+, la diferencia en el aumento de derivas se debe a que en el análisis no lineal existe una disminución en la rigidez de la estructura provocado por el incremento del periodo de vibración y desplazamiento causando mayores daños.

5.1.2. Recomendaciones

Se recomienda obtener planos estructurales y arquitectónicos con las modificaciones más actuales que se han dado en el edificio.

Realizar una inspección de campo para verificar que los planos no hayan sufrido modificaciones y para el análisis se recomienda realizar campañas experimentales para obtener información más exacta y precisa, con el fin de verificar datos faltantes en los planos estructurales, como el doblado en las patas y ganchos, traslape de varillas, y calidad del hormigón.

Se debería hacer un estudio de reforzamiento estructural para reducir el nivel de derivas y garantizar su nivel de servicio para el terremoto que le corresponde en función del tipo de ocupación.

Bibliografía

- ACI-318. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. United States of America: American Concrete Institute.
- Alcántara, K., & Nalvarte, C. (2016). *Desempeño estructural aplicando la norma ATC-40 para el reforzamiento del pabellón “Monoblock” del Instituto Nacional de Salud del Niño (Breña – Lima) (tesis de pregrado)*. Universidad de San Martín de Porres, Lima, Perú.
- ASCE-41-13. (2014). *ASCE standard, ASCE/SEI, 41-13, seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. Virginia, Estados Unidos: American Society of Civil Engineers.
- ASCE-41-17. (2017). *ASCE standard, ASCE/SEI, 41-17, seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. Virginia, Estados Unidos: American Society of Civil Engineers.
- ATC-40. (1996). *ATC 40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume I*. California, Estados Unidos: Applied Technology Council.
- Borja, F. (2021). *Importancia del análisis por desempeño en el proceso de diseño de un edificio de hormigón armado para uso educativo, ubicado en la ciudad de Cuenca-Ecuador*. Universidad del Azuay, Cuenca, Ecuador.
- Cabrera, E., & Andrade, I. (2021). *Estudio de vulnerabilidad ante solicitaciones sísmicas del edificio de aula de la Facultad de Ciencia y Tecnología de la Universidad del Azuay (EVASS – CCTT)*. Universidad del Azuay, Cuenca, Ecuador.
- Cabrera, E., Drigo, R., Luzi, G., Vargas, Y., & Pujades, L. (2018). Real Aperture Radar. An Interferometric Technique to Assess Earthquake Damaged Structures Earthquake Engineering. 1-12.
- Chopra, A. (2014). *Dinámica de Estructuras*. México: Pearson.
- Crespo, G., & Flores, J. (2018). *Análisis dinámico no lineal en 3D del Hospital Regional “Vicente Corral Moscoso” de la ciudad de Cuenca, provincia del Azuay en el estado actual que presenta la estructura (tesis de pregrado)*. Universidad del Azuay, Cuenca, Ecuador.

- Duarte, C., Martínez, M., & Santamaría, M. (2017). *Análisis estático no lineal (pushover) del cuerpo central del edificio de la facultad de medicina de la universidad de el salvador (tesis de pregrado)*. Universidad de El Salvador, San Salvador, El Salvador.
- ETABS. (2019). Computers and Structures Inc. ETABS – Analysis Reference Manual.
- FEMA-440. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures FEMA 440*. California, Estados Unidos: Applied Technology Council (ATC-55 Project).
- Hibbeler, R. C. (2012). *Análisis Estructural*. México: Pearson.
- Lema, E. (2013). *Análisis y diseño de un edificio con aisladores sísmicos modelamiento en el Etabs (tesis de pregrado)*. Universidad Central del Ecuador, Quito, Ecuador.
- McCormac, J. (2008). *Diseño de Concreto Reforzado*. México: Alfaomega.
- NEC-SE-CG. (2015). *NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas)*. Quito, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- NEC-SE-DS. (2015). *NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, diseño sismo resistente parte I*. Quito, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- NEC-SE-HM. (2015). *NEC-SE-HM: Estructuras de Hormigón Armado*. Quito, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- NEC-SE-RE. (2015). *NEC-SE-RE: Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras*. Quito, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- Norma-E.050. (2018). *Norma E.050 Suelos y Cimentaciones*. Obtenido de https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/206211/RM_346-2018-vivienda.pdf
- Pujades, L., Barbat, A., González-Drigo, R., Ávila, J., & Lagomarsino, S. (2010). Seismic performance of a block of buildings representative of the typical construction in the Eixample district in Barcelona (Spain). *Bull Earthquake Eng*, 1-19.

- Quizhpilema, A. (2017). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del edificio de aulas de la facultad de ingeniería de la Universidad Central del Ecuador, utilizando la norma ecuatoriana de la construcción (NEC-SE-RE, 2015) (tesis de pregrado)*. Universidad Central del Ecuador, Quito, Ecuador.
- Riquetti, J. (2014). *Estudio geotécnico de la Universidad del Azuay*. Geotécnico, Cuenca.
- Romo, M. (2008). *Temas de Hormigón Armado*. Ecuador: Escuela Politécnica del Ejército.
- Soto, J. (2015). *Evaluación del desempeño sismorresistente del edificio del centro pre universitario de la universidad nacional de Cajamarca (tesis de pregrado)*. Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca, Perú.

Anexos

Anexo 1: Programa en matlab para graficar cortante basal

```
clc;
clear;
%Cortante estático
hold on
a=xlsread('cortantestatic.xlsx')
c1=a(:,1);
c2=a(:,2);
plot(c1,c2,'linewidth',3)
set(gca,'FontSize',30,'Fontname','Times New Roman')
xlabel('Cortante basal, (t)')
ylabel('Altura del edificio, (m)')
grid
```

Anexo 2: Programa en matlab para graficar Derivas

```
%Derivas
hold on
x=[0.007917 0.011019 0.011609 0.006422 0];
y=[14.4 10.8 7.2 3.6 0];
title('Derivas X')
plot(x,y,'linewidth',3)
grid
set(gca,'FontSize',30,'Fontname','Times New Roman')
xlabel('Derivas')
ylabel('Altura (m)')
```

Anexo 3: Programa en matlab para graficar espectro de diseño

```
%% Espectro de diseño
I=1.3;
fip=0.9;
fie=1;
R=5;
n=2.48;
Z=0.25;
%Suelo D
Fa=1.4;
Fd=1.45;
Fs=1.06;
r=1;
Tc=0.55*Fs*Fd/Fa;
T=0:0.05:3;
Th1=Tc:0.05:3;
h=0:0.05:Tc;
K=zeros(size(h));
Sa1=n*Z*Fa;
Sa2=n*Z*Fa*(Tc./Th1).^r;
h1=Tc:0.05:3;
K1=zeros(size(h1));
for i=1:length(K)
K(1,i)=Sa1;
end
hold on
title('Espectro de respuesta')
plot(h,K,'b','linewidth',3)
plot(Th1,Sa2,'b','linewidth',3)
grid
set(gca,'FontSize',30,'Fontname','Times New Roman')
xlabel('Período, T(s)')
```

```
ylabel('Aceleración espectral, Sa(g)')
```

Anexo 4: Programa en matlab para graficar rótula plástica y niveles de desempeño

```
%Rotula plástica  
%D-4, F-4, G-4, I-4, D-5, F-5, G-5, I-5  
x=[0 0.0017 0.0226 0.0226 0.0365];  
y=[0 45.00 51.83 4.45 4.45];  
x1=[0.004 0.004];  
y1=[53.38 0] ;  
x2=[0.0268 0.0268] ;  
y2=[53.38 0];  
x3=[0.0347 0.0347];  
y3=[53.38 0];  
hold on  
plot(x,y,'linewidth',3)  
plot(x1,y1,'linewidth',3)  
plot(x2,y2,'linewidth',3)  
plot(x3,y3,'linewidth',3)  
grid  
set(gca,'FontSize',30,'Fontname','Times New Roman')  
xlabel('Rotación (rad)')  
ylabel('Momento (t-m)')  
legend('Rótula','IO','LS','CP')  
%Escalas  
A=0.045;  
B=0;  
plot(A,B)
```

Anexo 5: Programa en matlab para graficar curva de capacidad y punto de desempeño

```
clc;
clear;
%Curva de capacidad y punto de desempeño para sentido X+
hold on
a=xlsread('xpositivoRARO1.xlsx')
c1=a(:,1); %X+
c2=a(:,2);
plot(c1,c2,'linewidth',3)
px=[0.1281 0.1281];
py=[0.0872 0.0000];
plot(px,py,'r','linewidth',3)
legend('Curva de capacidad','Punto de desempeño')
set(gca,'FontSize',30,'Fontname','Times New Roman')
xlabel('Desplazamiento, Sd(m)')
ylabel('Aceleración espectral, Sa(g)')
grid
%Escalas
Z1=0;
Z2=0.15;
plot(Z1,Z2)
```

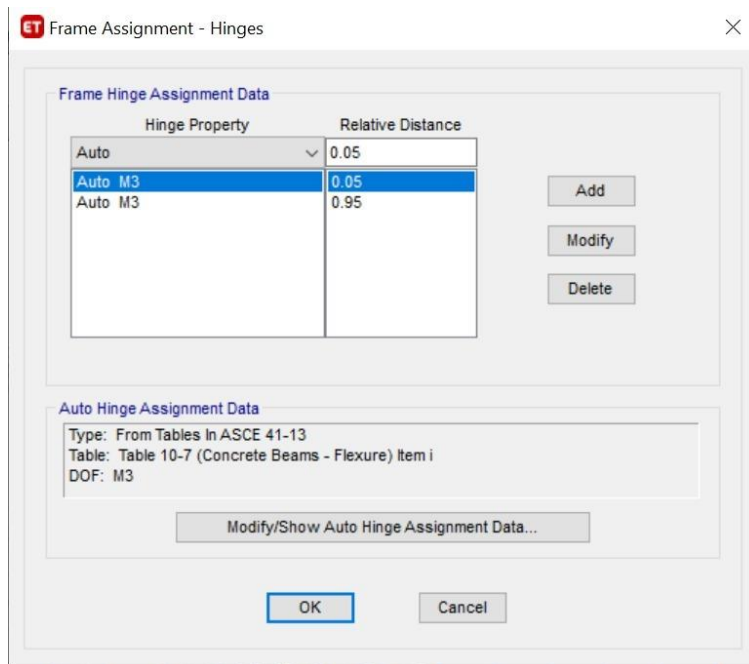
Anexo 6: Programa en matlab para graficar curvas de capacidad por piso y niveles de desempeño

```
clc;
clear;
%Curvas de capacidad y nivel de desempeño en sentido X+
hold on
a=xlsread('CURVAXPOSITIVO.xlsx');
c1=a(:,1); %X+
c2=a(:,2);
```

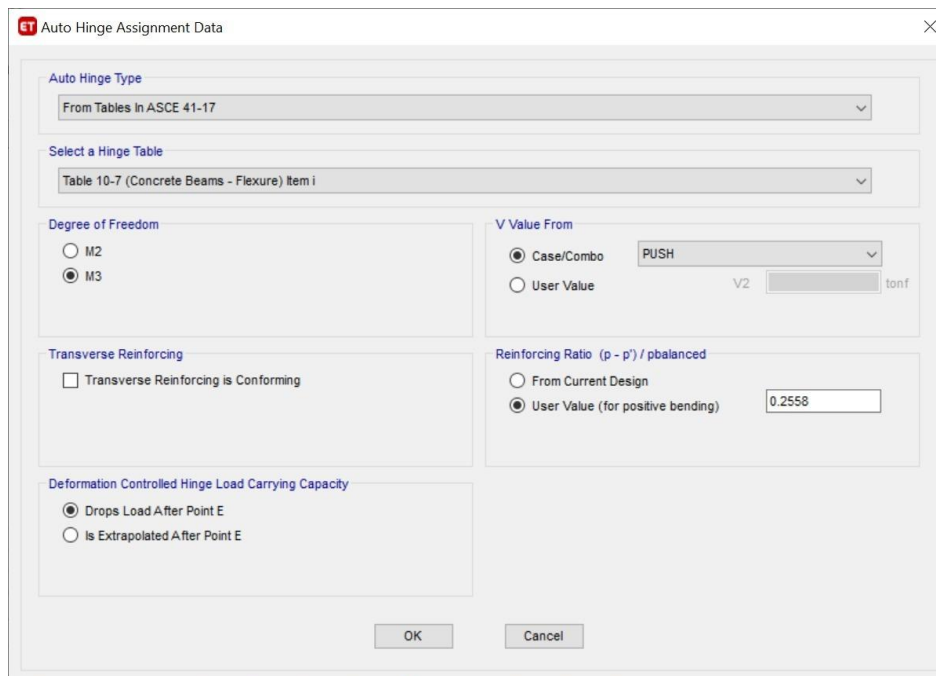
```
c3=a(:,3); %X-
c4=a(:,4);
c5=a(:,5); %Y+
c6=a(:,6);
c7=a(:,7); %Y-
c8=a(:,8);
plot(c1,c2,'linewidth',3)
plot(c3,c4,'linewidth',3)
plot(c5,c6,'linewidth',3)
plot(c7,c8,'linewidth',3)
px=[0.166701 0.166701];
py=[175.9995 0.0000];
plot(px,py,'r','linewidth',3)
legend('Curva de capacidad','Punto de desempeño')
set(gca,'FontSize',30,'Fontname','Times New Roman')
xlabel('Desplazamiento, (m)')
ylabel('Cortante basal, (V)')
grid
%Escalas
Z1=0.8;
Z2=275;
plot(Z1,Z2)
```

Anexo 7: Verificación de ventanas para el cálculo de rótulas en vigas y columnas

Asignación de distancias para rótulas de vigas y columnas



Asignación de condiciones para rótulas en vigas



Asignación de condiciones para rótulas en columnas

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type
From Tables In ASCE 41-17

Select a Hinge Table
Table 10-8 and 10-9 (Concrete Columns)

Degree of Freedom
 M2 P-M2 Parametric P-M2-M3
 M3 P-M3
 M2-M3 P-M2-M3

Concrete Column Behavior
 Not Controlled by Inadequate Development or Splicing
 Controlled by Inadequate Development or Splicing

Shear Reinforcing Ratio $p = A_v / (b_w * s)$
 From Current Design
 User Value 0.00628

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
 Drops Load After Point E
 Is Extrapolated After Point E

P Values From
 Case/Combo User Value
Gravity CGNL
Gravity + Lateral Dead

Shear Demand at Flexural Yielding / Shear Capacity (V_{yE} / V_{colDE})
 Program Calculated
 User-specified Shear Demand, V_{yE}
V2 V3
 User-specified Ratio, V_{yE} / V_{colDE}
V2 V3

Shear Reinforcement Spacing Ratio (s/d)
 From Current Design
 User Value

OK Cancel

Asignación de hinge overwrites para vigas y columnas

Frame Assignment - Hinge Overwrites

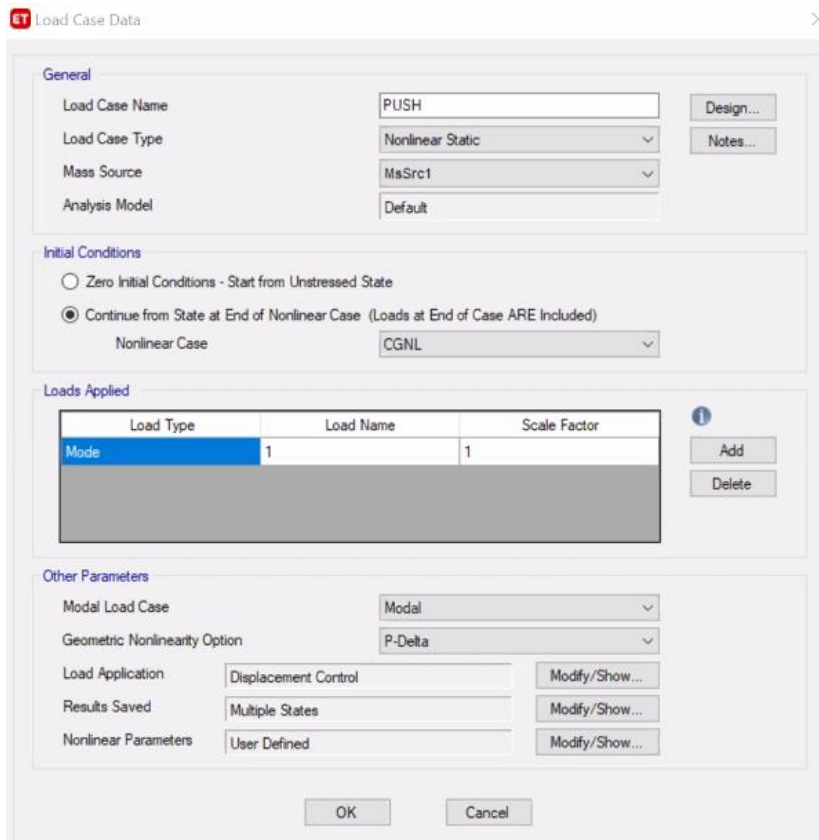
Allow Changes to These Items
 Auto Subdivide Parameters
 Hinge Behavior Parameters

Auto Subdivide
 Auto Subdivide Frame Objects At Hinges
Relative Length of Frame Element At Hinge 0.04

Hinge Behavior (Does Not Apply to Fiber Hinges)
 Do Not Allow Hinges To Drop Load
Limiting Negative Stiffness Ratio 0.011

OK Cancel

Anexo 8: Parámetros para la obtención de curva y punto de desempeño en sentido X+.



Anexo 9: Procedimiento de obtención de la curva de capacidad por FEMA 440

