

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN EN
HORMIGÓN ARMADO
PROYECTO 3 CASAS LA PRIMAVERA**

Samantha Elizabeth Paucarina Bustamante

Ingeniería Civil

Trabajo de fin de carrera presentado como requisito
para la obtención del título de

Ingeniera Civil

Quito, 14 de mayo de 2023

Universidad San Francisco de Quito USFQ
Colegio de Ciencias e Ingenierías

HOJA DE CALIFICACIÓN
DE TRABAJO DE FIN DE CARRERA

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN EN
HORMIGÓN ARMADO
PROYECTO 3 CASAS LA PRIMAVERA

Samantha Elizabeth Paucarina Bustamante

Nombre del profesor, Título académico Alejandra Estefanía Cervantes, MDI, Meng
Miguel Andrés Guerra, PhD

Quito, 14 de mayo de 2023

© DERECHOS DE AUTOR

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

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

Nombres y apellidos: Samantha Elizabeth Paucarina Bustamante

Código: 00212459

Cédula de identidad: 1724723703

Lugar y fecha: Quito, 14 de mayo de 2023

ACLARACIÓN PARA PUBLICACIÓN

Nota: El presente trabajo, en su totalidad o cualquiera de sus partes, no debe ser considerado como una publicación, incluso a pesar de estar disponible sin restricciones a través de un repositorio institucional. Esta declaración se alinea con las prácticas y recomendaciones presentadas por el Committee on Publication Ethics COPE descritas por Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing, disponible en <http://bit.ly/COPETHeses>.

UNPUBLISHED DOCUMENT

Note: The following capstone project is available through Universidad San Francisco de Quito USFQ institutional repository. Nonetheless, this project – in whole or in part – should not be considered a publication. This statement follows the recommendations presented by the Committee on Publication Ethics COPE described by Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing available on <http://bit.ly/COPETHeses>.

AGRADECIMIENTOS

Ante todo, gracias a mis padres Jhony y Amanda por su amor y apoyo incondicional. Ellos son el pilar fundamental para culminar con éxito esta etapa de mi vida.

Y también a mi hermana Camila, quien me ha llenado de cariño, alegrías y apoyo en todo momento.

RESUMEN

En el presente trabajo se plantea el análisis y diseño estructural en hormigón armado de una edificación en el sector La Primavera, Cumbayá. Este proyecto cuenta con tres casas las cuales forman una sola estructura de cinco pisos.

El criterio de diseño utilizado fue el diseño basado en fuerzas (DBF), el cual se lo debe aplicar para todo tipo de estructuras y simula el sismo a través de fuerzas laterales equivalentes en cada piso y se lo realiza a partir de un análisis dinámico y estático. Es así como se asume que las fuerzas sísmicas actuarán de manera no concurrente en la dirección de cada eje principal de la estructura para luego ser combinada de acuerdo con la sección. (NEC,2015). Es importante mencionar que para el análisis dinámico espectral se hará uso de un espectro de peligro sísmico para el 10% de probabilidad de excedencia, en 50 años, con un periodo de retorno de 475 años.

Finalmente, cabe mencionar que el análisis y diseño se basan en la normativa vigente nacional e internacional, ACI 318-19 y NEC 2015 y se usará el software ETABS para el diseño computarizado con el fin de encontrar una alternativa adecuada para que la estructura brinde un comportamiento adecuado.

Palabras Clave: Diseño estructural, Hormigón Armado, Diseño basado en fuerzas, Análisis Dinámico Espectral, Espectro.

ABSTRACT

In the present work the analysis and structural design in reinforced concrete of a building in La Primavera sector, Cumbayá is proposed. This project has three houses which form a single five-story structure.

The design criteria used was the force-based design (DBF), which must be applied to all types of structures and simulates the earthquake through equivalent lateral forces on each floor through a dynamic and static analysis. This is how it is assumed that the seismic forces will act non-concurrently in the direction of each main axis of the structure to later be combined according to the section. (NEC,2015). It is important to mention that for the spectral dynamic analysis, a seismic hazard spectrum will be used for a 10% probability of exceedance, in 50 years, with a return period of 475 years.

Finally, it is worth mentioning that the analysis and design are based on current national and international regulations, ACI 318-19 and NEC 2015 and the ETABS software will be used for computerized design to find a suitable alternative for the structure to provide a proper behavior.

Keywords: Structural design, Reinforced Concrete, Design based on forces, Spectral Dynamic Analysis, Spectrum.

TABLA DE CONTENIDO

| | |
|---|-----------|
| Introducción. | 14 |
| 1.1 Objetivos | 15 |
| 1.2 Alcance | 15 |
| 1.3 Justificación. | 15 |
| CAPÍTULO II | 16 |
| Marco teórico | 16 |
| 2.1 Generalidades..... | 16 |
| 2.2 Peligro sísmico..... | 17 |
| 2.3 Diseño basado en fuerzas (DBF) | 18 |
| 2.3.1 Espectro de diseño | 18 |
| 2.3.2 Factor de zona Z | 19 |
| 2.3.3 Coeficiente de perfil de suelo F_a , F_d , F_s | 20 |
| 2.3.4 Razón entre aceleración espectral S_a ($T=0.1s$) y PGA de diseño. | 22 |
| 2.3.5 Factor usado en el espectro de diseño elástico r | 22 |
| 2.3.6 Periodos límites de vibración del espectro elástico de aceleraciones que representan el sismo de diseño T_o y T_c | 23 |
| 2.3.7 Periodo fundamental de vibración..... | 23 |
| 2.4 Sistemas Estructurales. | 29 |
| 2.1.1 Pórtico especial sismo resistente | 29 |
| CAPÍTULO III | 33 |
| Metodología | 33 |
| Análisis de cargas. | 37 |
| Predimensionamiento de elementos estructurales. | 39 |
| 3.1.1 Vigas..... | 39 |
| 3.1.2 Columnas. | 40 |
| Modelamiento de la estructura en Etabs. | 41 |
| 3.2 Definición de materiales. | 41 |
| 3.3 Definición de secciones. | 43 |
| 3.4 Asignación de diafragmas. | 46 |
| 3.5 Asignación de cargas. | 47 |
| 3.6 Análisis Modelo preliminar. | 49 |
| 3.6.1 Cortante basal estático. | 49 |
| 3.6.2 Cortante basal dinámico. | 49 |
| 3.6.3 Ajuste Cortante Basal. | 50 |

| | |
|--|-----------|
| 3.6.4 Torsión en planta | 51 |
| 3.6.6 Derivas | 52 |
| 3.7 Diseño de elementos estructurales..... | 54 |
| 3.7.1 Vigas | 54 |
| 3.7.2 Columnas | 63 |
| 3.8 Conexión Viga-Columna..... | 68 |
| CAPÍTULO IV | 70 |
| Planos Estructurales. | 70 |
| CAPÍTULO V..... | 72 |
| Conclusiones. | 72 |
| Recomendaciones..... | 72 |
| Referencias..... | 72 |

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

| | |
|---|----|
| Ilustración 1 Inercias agrietadas NEC-15 | 17 |
| Ilustración 2 Espectro elástico de diseño que representa el sismo de diseño NEC15 | 19 |
| Ilustración 3 Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor Z | 19 |
| Ilustración 4 Espectro elástico de diseño | 23 |
| Ilustración 5 Periodo fundamental de vibración ETABS Método 2 | 25 |
| Ilustración 6 Planta Subsuelo | 34 |
| Ilustración 7 Planta Primer Piso | 34 |
| Ilustración 8 Planta Segundo Piso | 35 |
| Ilustración 9 Planta Tercer Piso | 35 |
| Ilustración 10 Planta Cuarto Piso | 36 |
| Ilustración 11 Planta Quinto Piso | 36 |
| Ilustración 12 Definición Material | 42 |
| Ilustración 13 Definición Módulo de Elasticidad | 42 |
| Ilustración 14 Definición $f'c$ | 43 |
| Ilustración 15 Definición Viga | 43 |
| Ilustración 16 Definición agrietamiento Viga | 44 |
| Ilustración 17 Definición Columna | 44 |
| Ilustración 18 Definición agrietamiento Columna | 45 |
| Ilustración 19 Definición Losa | 45 |
| Ilustración 20 Definición Muro | 46 |
| Ilustración 21 Asignación de diafragmas de piso | 46 |
| Ilustración 22 Asignación Carga Muerta | 47 |
| Ilustración 23 Asignación Carga Viva | 47 |
| Ilustración 24 Patrón de Cargas | 48 |
| Ilustración 25 Combinaciones de Carga | 48 |
| Ilustración 26 Tipo de estructura y porcentaje | 50 |
| Ilustración 27 Cortante basal estático | 50 |
| Ilustración 28 Cortante basal dinámico | 50 |
| Ilustración 29 Factores de ajuste cortante basal | 50 |
| Ilustración 30 Chequeo Cortante basal | 50 |
| Ilustración 31 Deriva sentido x | 52 |
| Ilustración 32 Deriva sentido y | 53 |
| Ilustración 33 Armado de Viga, refuerzo longitudinal | 55 |
| Ilustración 34 Área acero longitudinal obtenido a través de ETABS | 58 |
| Ilustración 35 Acero longitudinal requerido Vano B-C | 60 |
| Ilustración 36 Vista en elevación columna analizada | 63 |
| Ilustración 37 Fuerzas y momentos en la columna | 63 |
| Ilustración 38 Diagrama de interacción | 64 |
| Ilustración 39 Dimensión xi ACI318-19 | 65 |
| Ilustración 40 Espaciamiento refuerzo transversal ACI318-19 | 66 |
| Ilustración 41 Refuerzo transversal para columnas | 67 |
| Ilustración 42 Columna | 68 |
| Ilustración 43 Capacidad Columna/Capacidad Viga | 69 |
| Ilustración 44 Capacidad Viga/Capacidad Columna | 69 |
| Ilustración 45 Detalle armado viga | 70 |

| | |
|--|----|
| Ilustración 46 Viga Sección Transversal | 70 |
| Ilustración 47 Detalle armado columna..... | 71 |
| Ilustración 48 Sección transversal Columna | 71 |

ÍNDICE DE TABLAS

| | |
|--|----|
| Tabla 1 Valores de Factor Z en función de la zona sísmica | 20 |
| Tabla 2 Clasificación perfil de suelo tipo D | 20 |
| Tabla 3 Coeficiente Fa NEC15 | 21 |
| Tabla 4 Coeficiente Fd | 21 |
| Tabla 5 Coeficiente Fs | 22 |
| Tabla 6 Razón entre aceleración espectral y PGA de diseño | 22 |
| Tabla 7 Factor r | 22 |
| Tabla 8 Factores Ct y α | 24 |
| Tabla 9 Calculo periodo fundamental de vibración Método 1 | 24 |
| Tabla 10 Comprobación periodo | 26 |
| Tabla 11 Coeficiente de configuración estructural en planta | 27 |
| Tabla 12 Factor de reducción sísmica R | 27 |
| Tabla 13 Factor de importancia I | 28 |
| Tabla 14 Cortante Basal | 28 |
| Tabla 15 Sistemas estructurales de hormigón armado. | 30 |
| Tabla 16 Factores de reducción de resistencia | 31 |
| Tabla 17 Altura mínima de vigas no preesforzadas | 31 |
| Tabla 18 Carga Muerta | 37 |
| Tabla 19 Carga Viva | 37 |
| Tabla 20 Combinaciones de Carga-NEC15 | 38 |
| Tabla 21 Altura mínima de vigas no preesforzadas. | 39 |
| Tabla 22 Carga Muerta y Carga Viva | 40 |
| Tabla 23 Carga Última | 40 |
| Tabla 24 Determinación Pu | 40 |
| Tabla 25 Calculo Ag | 41 |
| Tabla 26 Módulo de Elasticidad | 41 |
| Tabla 27 Calculo Módulo de Elasticidad | 41 |
| Tabla 28 Cortante basal estático ETABS | 49 |
| Tabla 29 Cortante basal dinámico ETABS | 49 |
| Tabla 30 Ajuste cortante basal | 50 |
| Tabla 31 Modos de Vibración | 51 |
| Tabla 32 Derivas máximas permisibles NEC15 | 52 |
| Tabla 33 Deriva sentido x | 53 |
| Tabla 34 Deriva sentido y | 53 |
| Tabla 35 Deriva elástica NEC15 | 53 |
| Tabla 36 Chequeo deriva sentido x | 53 |
| Tabla 37 Chequeo deriva sentido y | 54 |
| Tabla 38 Envolvente de momentos últimos viga eje 3 vano B-C subsuelo | 55 |
| Tabla 39 Datos Geometría Viga | 56 |
| Tabla 40 Datos materiales | 56 |
| Tabla 41 Momento último Etabs 1 | 56 |
| Tabla 42 Acero requerido 1 | 56 |
| Tabla 43 Comprobación acero mínimo 1 | 56 |
| Tabla 44 Cuantía 1 | 56 |
| Tabla 45 Acero máximo 1 | 57 |

| | |
|---|----|
| Tabla 46 Acero por temperatura 1 | 57 |
| Tabla 47 Resultado 1 | 57 |
| Tabla 48 Áreas de acero longitudinal requeridas | 57 |
| Tabla 49 Datos geometría viga..... | 59 |
| Tabla 50 Datos materiales | 59 |
| Tabla 51 Dato Longitud Vano B-C | 60 |
| Tabla 52 Cortante Vano B-C..... | 60 |
| Tabla 53 Calculo momento probable Vano B-C | 60 |
| Tabla 54 Calculo corte hiperestático Vano B-C..... | 60 |
| Tabla 55 Área de refuerzo Vano B-C..... | 61 |
| Tabla 56 Acero mínimo Vano B-C..... | 61 |
| Tabla 57 Área de refuerzo Vano B-C..... | 62 |
| Tabla 58 Acero mínimo Vano B-C..... | 62 |
| Tabla 59 Datos iniciales columna..... | 64 |
| Tabla 60 Tensión Máxima..... | 64 |
| Tabla 61 Compresión Máxima | 64 |
| Tabla 62 Punto balanceado..... | 64 |
| Tabla 63 Datos columna..... | 65 |

CAPÍTULO I

Introducción.

Ecuador es considerado como un país altamente sísmico, por lo que el diseño y análisis estructural necesita especial consideración para mantener un comportamiento adecuado. Por ejemplo, el 16 de abril de 2016 en el Ecuador ocurrió un sismo de magnitud 7.8 con epicentro en la costa ecuatoriana entre las provincias de Esmeraldas y Manabí, como resultado del empuje de fallas poco profundas de las placas Nazca y Sudamericana, registrando 661 personas fallecidas y varias estructuras con un nivel de afectación alto. (Secretaría de gestión de riesgos, 2016).

Adicionalmente, es esencial considerar que el sector de la construcción en Ecuador es mayoritariamente informal lo que da a lugar a que en caso de sismo alrededor del 70% de construcciones puedan sufrir daños severos ya que las mismas no fueron diseñadas bajo la Norma Ecuatoriana de la construcción. (Escuela Politécnica Nacional, 2011)

Debido a estos motivos el diseño y análisis estructural de edificaciones en hormigón armado cobra gran relevancia ya que se debe tomar especial consideración a la sismicidad del país, además del carácter informal del sector de la construcción, teniendo como objetivo evaluar la eficacia y aplicabilidad del comportamiento de la estructura para cumplir con los distintos parámetros de diseño.

De esta manera, el presente trabajo tiene como objetivo realizar un diseño estructural de una edificación de 5 pisos en hormigón armado la cual satisfaga las distintas normativas tanto nacionales como internacionales. Además, para el modelamiento de la estructura se usó el software ETABS y se diseñarán los elementos estructurales como vigas, columnas y conexión viga-columna de los elementos más críticos. Finalmente se realizarán los planos estructurales de dichos elementos.

1.1 Objetivos

- Realizar correctamente el análisis y diseño estructural en ETABS.
- Analizar los resultados obtenidos para comprender el comportamiento de la estructura.
- Dibujar el detallamiento de los distintos elementos estructurales.

1.2 Alcance

En este proyecto se diseñará un sistema dual para una edificación de 5 pisos ubicado en el sector la primavera, Cumbayá. Por lo que, en primer lugar, se modelará la estructura en ETABS con un previo predimensionamiento de los elementos estructurales y se evaluará las alternativas de diseño finales de acuerdo con el comportamiento de la estructura a través del análisis de derivas, periodos y modos de vibración. Es así como se obtendrá la alternativa más adecuada considerando que la estructura se encontrará en un sitio de alto riesgo sísmico. Finalmente, se diseñarán las vigas, columnas y conexión viga-columna y se detallarán los mismos a través de planos estructurales.

1.3 Justificación.

El diseño se lo realizará en base a la filosofía de Diseño Basado en Fuerzas (DBF) por lo que se determinará las fuerzas laterales equivalentes producidas por un sismo a través de un análisis estático y dinámico, cumpliendo con todos los requerimientos estipulados en la Norma Ecuatoriana de la construcción. En donde se estipula que las estructuras deberán:

- Tener la capacidad de resistir fuerzas.
- Presentar derivas de piso inferiores a las admisibles.
- Disipar energía de deformación inelástica.

La importancia de este proyecto radica en que es trascendental que las estructuras mantengan su funcionalidad para disminuir la posibilidad de catástrofes y se vuelve aún más relevante tomando en cuenta que Ecuador es un país altamente sísmico, por lo que, se busca cumplir con todas las especificaciones técnicas para salvaguardar vidas.

CAPÍTULO II

Marco teórico

2.1 Generalidades

La Normativa Ecuatoriana (NEC-15) establece diferentes métodos de diseño para estructuras regulares e irregulares. De esta manera la norma hace uso del diseño basado en fuerzas (DBF) para todo tipo de estructuras, en el cual se necesita realizar un análisis tanto estático como dinámico.

Es así como se vuelve fundamental determinar el espectro de aceleración o a su vez realizar un análisis dinámico paso a paso en el tiempo a través de un acelerograma, sin embargo, este método solo es obligatorio cuando la estructura que se diseña cuente con mecanismos de disipación, por lo que, en este proyecto no será necesario.

Debido a que la estructura diseñada es irregular se determinará el espectro de diseño a partir de la aceleración sísmica máxima del terreno. Este espectro será expresado como fracción de la gravedad y consiste en un factor de zona sísmica z , tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura y se tendrá que considerar tres coeficientes de amplificación del suelo.

Claramente se debe cumplir con todo lo especificado en la norma. Es así como el cortante basal obtenido a través del método dinámico no debe ser menor al 85% del cortante basal del método estático. Además, el análisis espectral debe considerar todos los modos de vibración

que contribuyan a la respuesta total del sistema, por lo que, en la dirección horizontal se debe involucrar la participación de masa modal de mínimo 90% de la masa total de la estructura. Finalmente, la carga sísmica es determinada para un periodo de retorno de 475 años y se considerará el factor de reducción R. Además, se deberá considerar los valores de inercias agrietadas de los elementos estructurales.

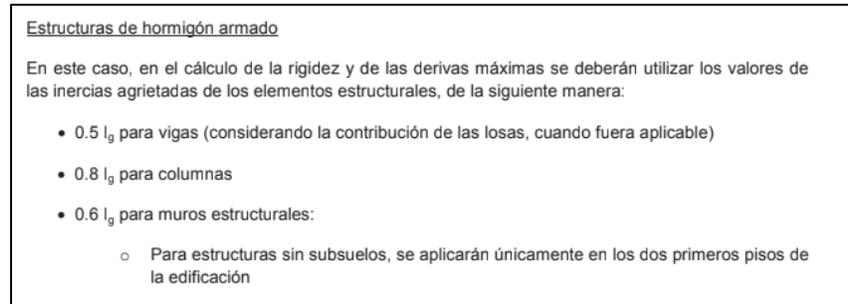


Ilustración 1 Inercias agrietadas NEC-15

2.2 Peligro sísmico

El peligro sísmico se define como la probabilidad de que se produzca un terremoto en una región geográfica que involucra un impacto en la población e infraestructura de la zona afectada. Además, este concepto depende de ciertos factores, principalmente de las particularidades geológicas y geotécnicas del lugar, pero sin lugar a duda de las características del terremoto como su magnitud, duración e intensidad. (Hernández, s.f)

La NEC15 establece requisitos mínimos y distintos criterios para el diseño estructural sismorresistente en Ecuador, los cuales incluyen la consideración del peligro sísmico como la probabilidad de excedencia dentro de un lapso y región determinada de movimiento de suelo en donde la magnitud, velocidad, desplazamiento e intensidad son cuantificados.

Adicionalmente, la normativa establece requisitos mínimos de resistencia y ductilidad que las estructuras deberán cumplir bajo los efectos de un sismo. Por otro lado, para la determinación de la peligrosidad sísmica en una zona determinada se realizan estudios

geológicos y sismológicos, así como también se evalúan los registros históricos de terremotos. En base a estos datos, se calcula el espectro de diseño en base a los siguientes parámetros:

- Factor de zona sísmica Z
- Tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la edificación
- Uso de la estructura
- Espectro elástico en aceleraciones

2.3 Diseño basado en fuerzas (DBF)

El procedimiento para seguir será la determinación del espectro de diseño $S_a(T)$, El cálculo del periodo fundamental de vibración aproximado T_a , determinación del cortante basal V y la aplicación de las fuerzas sísmicas para la verificación de derivas.

2.3.1 Espectro de diseño

La NEC15 establece que para estructuras de ocupación normal el espectro se determinará a través del factor de zona sísmica Z . Además, se define el tipo de suelo en donde la estructura será construida y se considerará los valores de los coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d y F_s .

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones dependerá del periodo de la estructura y se encuentra en función de la gravedad. El espectro cumple con una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%.

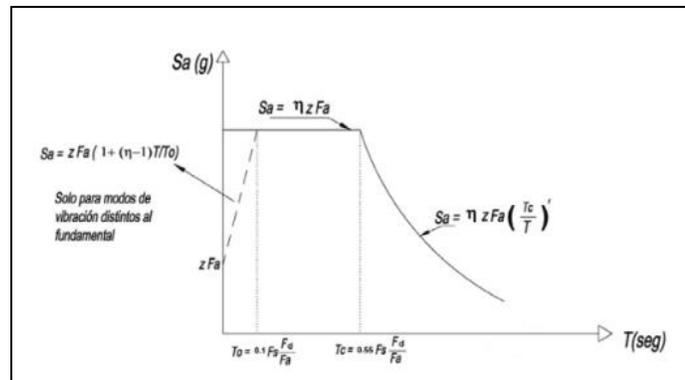


Ilustración 2 Espectro elástico de diseño que representa el sismo de diseño NEC15

2.3.2 Factor de zona Z

La normativa nacional enfatiza que el factor de zona z representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño. Este factor será determinado a través del mapa de zonificación sísmica, que proviene del estudio sísmico para un 10% de excedencia en 50 años con un periodo de retorno de 475 años.

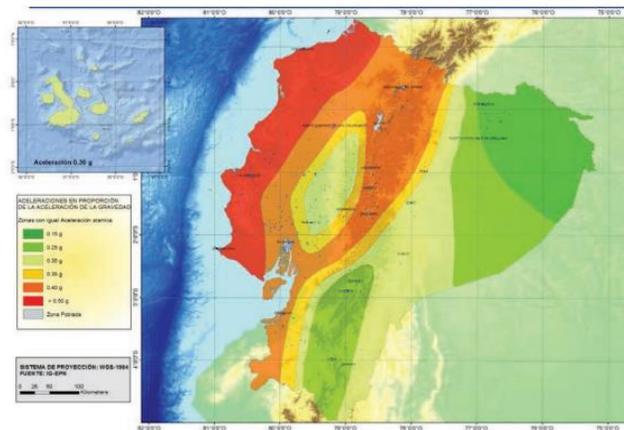


Ilustración 3 Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor Z

La edificación diseñada al estar dentro de la ciudad de la ciudad de Quito formará parte de la zona sísmica V, con un valor de factor z de 0.4 y con una caracterización del peligro sísmico alto.

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

Tabla 1 Valores de Factor Z en función de la zona sísmica

2.3.3 Coeficiente de perfil de suelo Fa, Fd, Fs.

La NEC15 define seis tipos de perfil de suelo y los parámetros utilizados en esta clasificación corresponden a los 30m superiores del perfil para los suelos tipo A, B, C, D Y E.

la edificación se emplazará en un suelo tipo D, es decir que la velocidad de la onda cortante puede ser menor que 360 m/s y menor o igual que 180 m/s. Además, acorde a un ensayo de penetración estándar el número de golpes debe estar entre 15 y 50 y la resistencia al corte no drenada sea menor a 100 kPa y mayor o igual a 50 kPa.

| | | |
|---|---|---|
| D | Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o | $360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$ |
| | Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones | $50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$ |

Tabla 2 Clasificación perfil de suelo tipo D

Al ser un suelo tipo D, los coeficientes de amplificación de suelo serán los siguientes:

- Fa coeficiente de amplificación de suelo en zona de periodo corto.

a. F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.

En la [Tabla 3](#) se presentan los valores del coeficiente F_a que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.

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

Tabla 3: Tipo de suelo y Factores de sitio F_a

Tabla 3 Coeficiente F_a NEC15

- F_d amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

b. F_d : amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca

En la [Tabla 4](#) se presentan los valores del coeficiente F_d que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

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

Tabla 4 : Tipo de suelo y Factores de sitio F_d

Tabla 4 Coeficiente F_d

- F_s Comportamiento no lineal de los suelos.

c. F_s : comportamiento no lineal de los suelos

En la [Tabla 5](#) se presentan los valores del coeficiente F_s , que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período 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.

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

Tabla 5 : Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s

Tabla 5 Coeficiente F_s

2.3.4 Razón entre aceleración espectral S_a ($T=0.1s$) y PGA de diseño.

Este valor varía de acuerdo con cada región del Ecuador. Los valores son presentados a continuación:

- $\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),
- $\eta = 2.48$ Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$: Provincias del Oriente

Tabla 6 Razón entre aceleración espectral y PGA de diseño

2.3.5 Factor usado en el espectro de diseño elástico r .

Este factor depende de la ubicación geográfica del proyecto.

- $r = 1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E
- $r = 1.5$ para tipo de suelo E.

Tabla 7 Factor r

2.3.6 Periodos límites de vibración del espectro elástico de aceleraciones que representan el sismo de diseño T_o y T_c .

Para la definición del espectro de aceleraciones, es necesario calcular los periodos límites de vibración a través de las siguientes ecuaciones:

$$T_o = 0.1 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

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

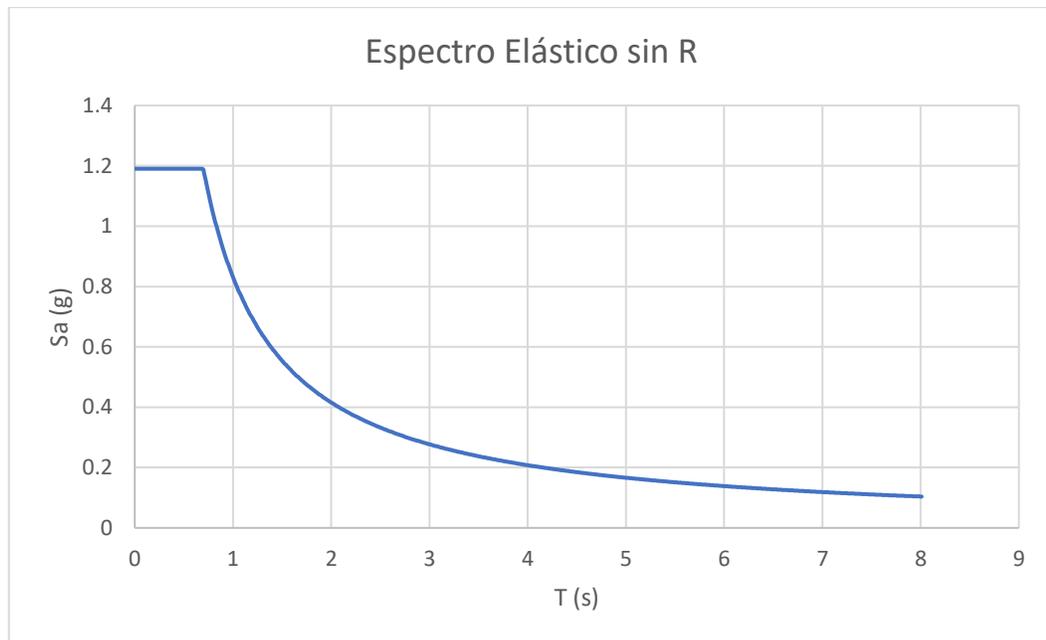


Ilustración 4 Espectro elástico de diseño

2.3.7 Periodo fundamental de vibración.

El periodo fundamental de vibración, T será determinado por los métodos expuestos en la NEC15.

Método 1

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

Donde:

Ct: Coeficiente que depende del tipo de edificio.

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

T: Periodo de vibración.

En este caso, al estar diseñando una estructura con muros estructurales se usarán los siguientes valores de Ct y α :

| Tipo de estructura | C _t | α |
|--|----------------|----------|
| Estructuras de acero | | |
| Sin arriostramientos | 0.072 | 0.8 |
| Con arriostramientos | 0.073 | 0.75 |
| Pórticos especiales de hormigón armado | | |
| Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras | 0.055 | 0.9 |
| Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural | 0.055 | 0.75 |

Tabla 8 Factores Ct y α

A continuación, se presentan los cálculos realizados:

| METODO 1 | |
|-------------------|--|
| # DE PISOS | 5 - |
| hi | 2.88 m |
| hn | 14.4 m |
| Sist. Estructural | <i>Portico especial de hormigón armado con muros estructurales</i> |
| Ct | 0.055 - |
| alfa | 0.75 - |
| T | 0.406569278 s |

Tabla 9 Calculo periodo fundamental de vibración Método 1

Método 2

En este método la norma ecuatoriana indica que el periodo será calculado utilizando las propiedades estructurales de los elementos y las características de deformación, aplicando la siguiente ecuación:

$$T = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i * \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i * \delta_i}}$$

Donde:

f_i : Representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales en el piso i .

δ_i : Deflexión elástica del piso i , calculada utilizando fuerzas laterales f_i .

w_i : Peso asignado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W .

Este periodo se lo obtiene a través de ETABS:

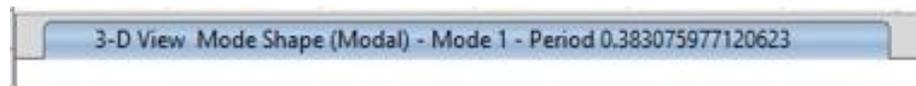


Ilustración 5 Periodo fundamental de vibración ETABS Método 2

Es esencial tomar en cuenta que la norma indica que el valor del periodo a través del método 2 no puede ser mayor al 30% del periodo calculado por el método 1. A continuación se detalla el cálculo:

| ✓ f_x =SI(E13>E9*1.3,E9*1.3,E13) | |
|--|----------------------------|
| D | E |
| T | 0.4065693 s |
| METODO 2 (ETABS) | |
| T | 0.3831 s |
| PERIODO DE LA ESTRUCTURA APROXIMA | |
| T | 0.5 s |
| PERIODO DE LA ESTRUCTURA | |
| T | =SI(E13>E9*1.3,E9*1.3,E13) |

Tabla 10 Comprobación periodo

Por lo que:

$$T = 0.3831 \text{ s}$$

Con este valor de periodo se calculará el cortante basal tomando en cuenta que el coeficiente de configuración estructural en planta será de 0.9 al tratarse de una estructura irregular.

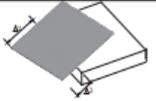
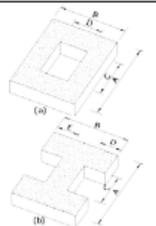
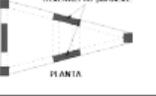
| | |
|---|--|
| <p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_b=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado,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

Tabla 11 Coeficiente de configuración estructural en planta

Adicionalmente, el factor de reducción sísmica R permite la reducción de las fuerzas sísmicas de diseño para que de esta manera se desarrolle un mecanismo de falla previsible y con buena ductilidad.

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

Tabla 12 Factor de reducción sísmica R

Por otro lado, otro factor a considerarse en el cálculo del cortante basal es el factor de importancia I , el cual tiene como objetivo incrementar la demanda sísmica de diseño de acuerdo con las características e importancia de la estructura. Para que de esta

manera puedan permanecer operativas o tener mínimos daños durante y después del sismo.

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

Tabla 13 Factor de importancia I

Finalmente, se realiza el cálculo del cortante basal a través de la siguiente ecuación:

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R\phi_p\phi_E} * W$$

| CORTANTE BASAL | | |
|----------------|-----------------|---|
| Ta | 0.38307 | |
| Sa | 1.19 | |
| Categoría | Otra Estructura | |
| I | 1 | |
| R | 8 | |
| ϕ_p | 0.9 | |
| ϕ_e | 1 | |
| V | 0.06331296 | W |

Tabla 14 Cortante Basal

2.4 Sistemas Estructurales.

2.1.1 Pórtico especial sismo resistente

Este tipo de sistema estructural presentan mayor capacidad de disipación de energía, además se espera que las deformaciones inelásticas se desarrollen principalmente en las vigas y minoritariamente en las columnas. (Arguero, s.f)

El objetivo del detallamiento de este tipo de sistema es que la columna sea fuerte el nudo sea fuerte y que la viga sea fuerte a corte, pero débil en flexión. Cabe recalcar que es el sistemas más usado en el Ecuador y es recomendado para estructura de baja y mediana altura.

2.1.2 Sistemas duales

Este tipo de sistema estructural es un sistema combinado ya que cuenta con pórticos resistentes a momento y además muros estructurales. De esta manera, se diseña para que los pórticos resistan las cargas verticales mientras que el muro resistirá las fuerzas sísmicas laterales.

El sistema dual es usado en países con alta sismicidad y es recomendado para estructuras de mediana y alta altura ya que brinda mayor rigidez. Su objetivo de detallamiento es que el muro sea fuerte en corte y débil en flexión, además de que la columna no falle por corte.

2.4. Sistemas estructurales de hormigón armado

La [Tabla 2](#) presenta una clasificación de estructuras de hormigón armado en función del mecanismo dúctil esperado.

| Sistema estructural | Elementos que resisten sismo | Ubicación de rótulas plásticas | Objetivo del detallamiento |
|-------------------------------|---|--|---|
| Pórtico especial | Columnas y vigas descolgadas | Extremo de vigas y base de columnas 1er piso. | Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte pero débil en flexión. |
| Pórticos con vigas banda | Columnas y vigas banda | Extremo de vigas y base de columnas 1er piso. | Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte y punzonamiento pero débil en flexión. |
| Muros estructurales | Columnas y muros estructurales | En la base de los muros y columnas 1er piso (a nivel de la calle). | Muro fuerte en corte, débil en flexión. Columna no falla por corte. |
| Muros estructurales acoplados | Columnas, muros estructurales y vigas de acople | En la base de los muros y columnas 1er piso (a nivel de la calle). Extremos vigas de acople. | Muro fuerte en corte, débil en flexión. Columna no falla por corte. Viga de acople fuerte en corte, débil en flexión. |

Tabla 15 Sistemas estructurales de hormigón armado.

2.2 Diseño estructural

Según la NEC15 el diseño estructural en hormigón armado debe tomar en cuenta que todos sus elementos sean diseñados para que cuenten con una resistencia óptima de acuerdo con la normativa. Esto se logra a partir de la utilización de los factores de carga y los factores de reducción de resistencia. Además, todas las estructuras deben diseñarse para resistir los efectos producidos por las cargas mayoradas y deben tener un enfoque sismorresistente por lo que la estructura deberá ser dúctil y contar con la capacidad de disipar energía mediante la formación de rotulas plásticas.

El requisito básico para el diseño por resistencia se expresa de la siguiente manera:

$$\text{Resistencia de diseño} \geq \text{Resistencia Requerida}$$

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

A continuación, se detallan los factores de reducción de resistencia:

| Solicitaciones | Factores de reducción de resistencia ϕ |
|---|---|
| Secciones controladas por tracción | 0.90 |
| Tracción axial | 0.90 |
| Secciones controladas por compresión | |
| • Elementos con refuerzo transversal en espiral | 0.75 |
| • Otros elementos reforzados | 0.65 |
| Cortante y torsión | 0.75 |
| Aplastamiento | 0.65 |

Tabla 16 Factores de reducción de resistencia

2.2.1 Vigas

Las vigas deberán ser parte de sistemas resistentes a carga sísmica, resistir fuerza principalmente por flexión y las fuerzas axiales mayoradas de compresión P_u no deben exceder $0.10f'_cA_g$ en ninguna de las combinaciones de cargas en donde se tome en cuenta las cargas sísmicas. Además, para su diseño se debe tomar en cuenta que la luz libre sea mayor a cuatro veces la altura útil de la sección transversal, que el ancho mínimo sea de 250mm y que la altura mínima cumpla con los requisitos establecidos en el ACI318-19, como se propone en la siguiente tabla:

| Condición de apoyo | Altura mínima, h ⁽¹⁾ |
|--------------------------|-----------------------------------|
| Simplemente apoyada | $l/16$ |
| Con un extremo continuo | $l/18.5$ |
| Ambos extremos continuos | $l/21$ |
| En voladizo | $l/8$ |

Tabla 17 Altura mínima de vigas no preesforzadas

2.2.2 Columnas

En cuanto a las columnas la normativa propone que la cuantía máxima de refuerzo longitudinal debe estar entre 1% y 3% ya que estos elementos son los encargados del control de las derivas, de esta forma se asegura que las solicitaciones estén dentro de la zona utilizable del diagrama de flexocompresión.

La NEC15 menciona que los requisitos que se aplicarán a las columnas será que sean parte del sistema estructural resistente a cargas sísmicas, que soporten fuerzas axiales que excedan $0.1f'cAg$ en las combinaciones con carga sísmica, que la razón de entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión en la dirección ortogonal sea mayor a 0.4 o que su altura libre sea mayor a cuatro veces la dimensión mayor de la sección transversal del elemento y finalmente que la dimensión más pequeña de la columna no sea menor a 300mm.

2.2.3 Muros

El diseño de muros tiene como objetivo la formación de una rotula plástica en la base de este. Por lo que, se espera que este elemento estructural debe tomar al menos el 75% de la carga lateral.

2.2.4 Filosofía de diseño

La filosofía de diseño consiste en que la viga fluya, en otras palabras, que a flexión la viga sea más débil que la columna y por lo tanto cuando trate de fluir no se rompa el nudo. De esta manera, se debe verificar que la columna sea fuerte y la viga débil y que el nudo sea fuerte y la viga débil.

CAPÍTULO III

Metodología

En este proyecto se busca definir un diseño estructural adecuado para un edificio de 5 pisos, de uso residencial. Es así como a partir de la irregularidad de la estructura, el diseño se basó en un sistema estructural de tipo dual. En donde, además, del sistema de pórticos sismorresistentes también cuenta con un muro estructural.

De esta manera, se modelará el edificio y se revisará su comportamiento a través de su periodo, modos de vibración y derivas, información que es obtenida a través del software ETABS. Finalmente, el diseño obtenido busca cumplir con lo que propone la NEC 2015, en donde, se necesita que la estructura tenga la suficiente resistencia y ductilidad para cumplir con la filosofía de diseño: “Columna fuerte, Viga Débil”.

Es importante mencionar que la estructura estará ubicada en el sector la primavera, Cumbayá. En donde acorde a la normativa nacional, NEC 2015, se encuentra en la zona sísmica V con un alto peligro sísmico.

A continuación, se muestra las plantas arquitectónicas de la estructura:

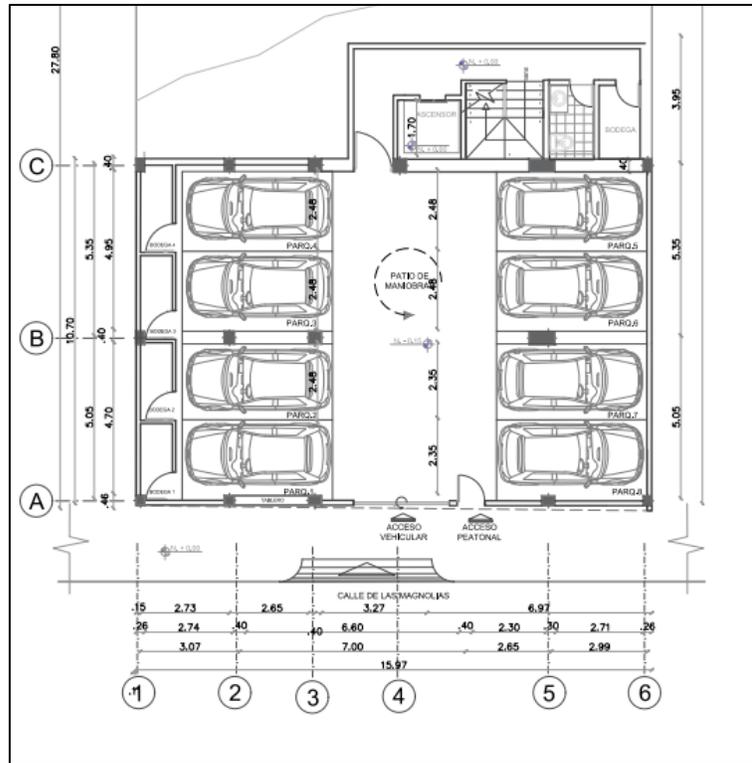


Ilustración 6 Planta Subsuelo

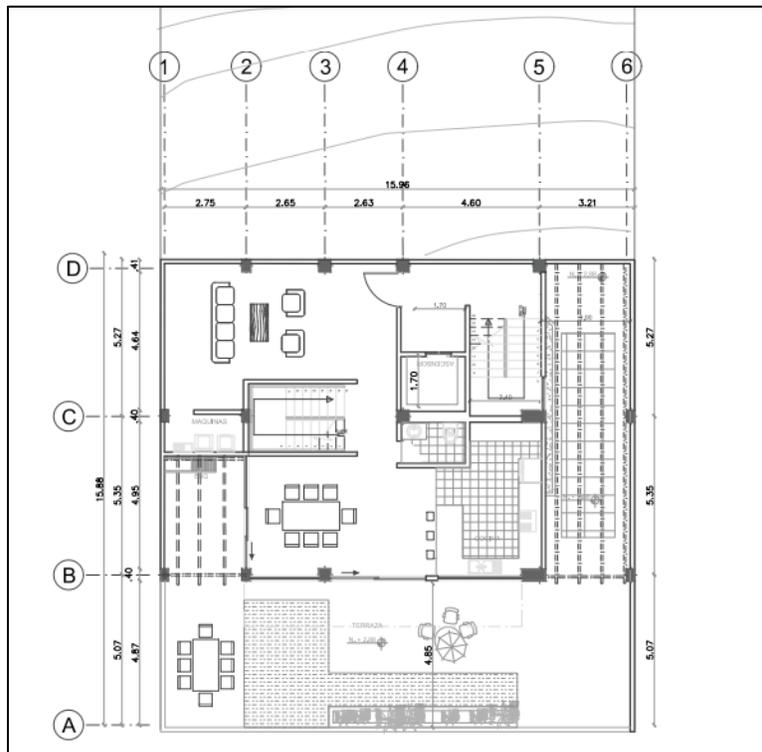


Ilustración 7 Planta Primer Piso

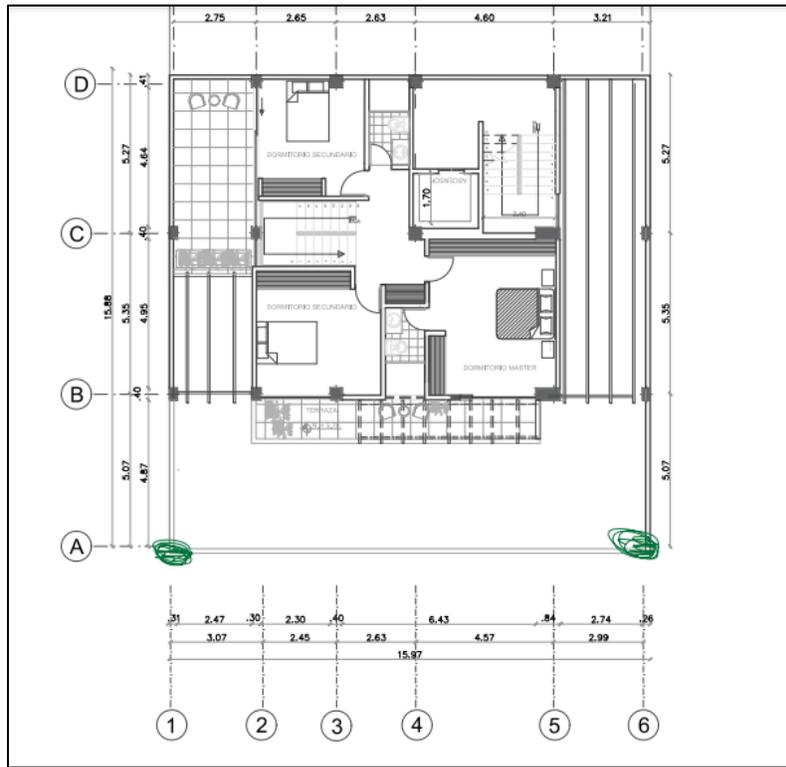


Ilustración 8 Planta Segundo Piso

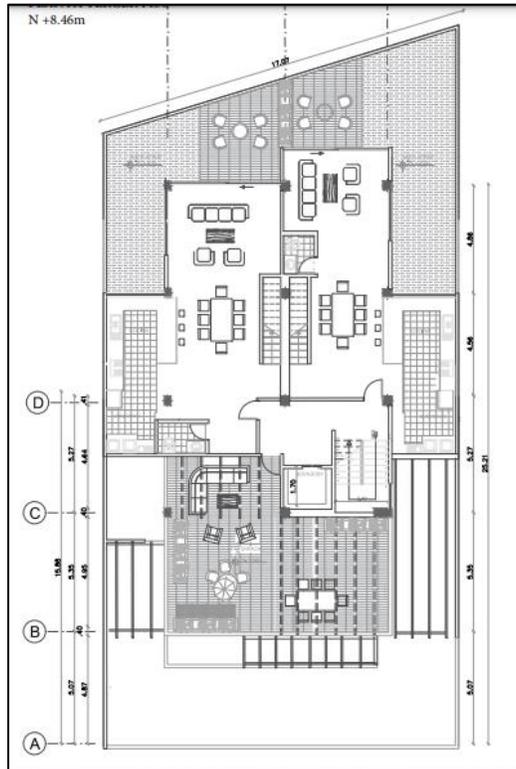


Ilustración 9 Planta Tercer Piso

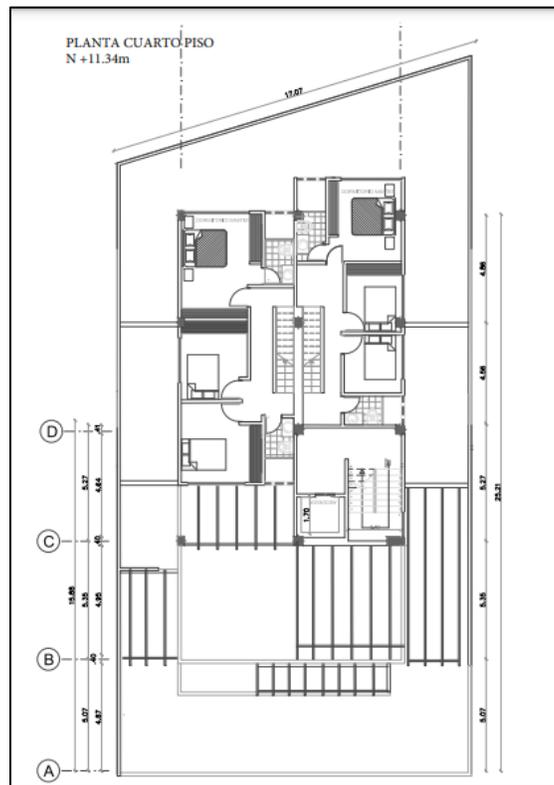


Ilustración 10 Planta Cuarto Piso

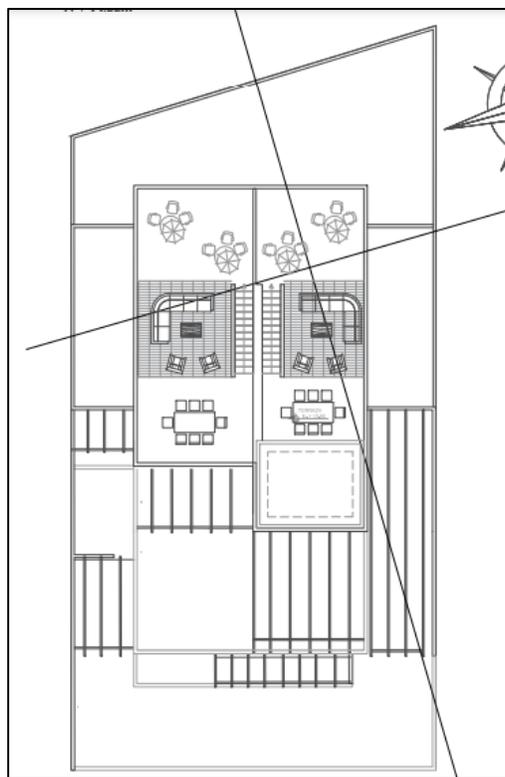


Ilustración 11 Planta Quinto Piso

Análisis de cargas.

Para el análisis de cargas se consideran cargas gravitacionales, es decir, carga viva y muerta y cargas laterales originadas por el sismo. La carga muerta constituye el peso de los elementos estructurales, por ejemplo, muros, mampostería e instalaciones, en otras palabras, toda carga que permanece permanente. Por otro lado, la carga viva se asigna de acuerdo con la ocupación que se le va a dar a la estructura y por el peso de las personas o muebles móviles.

A continuación, se muestra el análisis de cargas gravitacionales que se realizó para el diseño de la estructura:

| CARGA MUERTA | | | |
|------------------|--------------|-------------------------|-----------------|
| | Carga Muerta | Pisos | 1,2,3,4 |
| Cielo falso | 15 | kg/m ² | |
| Instalaciones | 10 | kg/m ² | |
| Acabados de piso | 80 | kg/m ² | |
| Mampostería | 200 | kg/m ² | |
| Losa | 336 | kg/m ² | |
| CM total | 641 | kg/m² | |
| | Carga Muerta | Cubierta | |
| Cielo falso | 15 | kg/m ² | |
| Instalaciones | 10 | kg/m ² | |
| Acabados de piso | 80 | kg/m ² | |
| Mampostería | 0 | kg/m ² | *No hay paredes |
| Losa | 336 | kg/m ² | |
| CM total | 441 | kg/m² | |

Tabla 18 Carga Muerta

| Residencias | |
|--|------|
| Viviendas (unifamiliares y bifamiliares) | 2.00 |
| Hoteles y residencias multifamiliares | 2.00 |
| Habitaciones | 4.80 |
| Salones de uso público y sus corredores | |

Tabla 19 Carga Viva

Es importante en todo diseño estructural que la edificación resista los efectos de las cargas mayoradas, acorde a las siguientes combinaciones encontradas en la NEC2015:

3.4.3. Combinación para el diseño por última resistencia

a. Combinaciones básicas

Cuando sea apropiado, se deberá investigar cada estado límite de resistencia. Los efectos más desfavorables, tanto de viento como de sismo, no necesitan ser considerados simultáneamente.

Las estructuras, componentes y cimentaciones, deberán ser diseñadas de tal manera que la resistencia de diseño iguale o exceda los efectos de las cargas incrementadas, de acuerdo a las siguientes combinaciones:

Combinación 1

1.4 D

Combinación 2

1.2 D + 1.6 L + 0.5 max[L_r ; S ; R]

Combinación 3*

1.2 D + 1.6 max[L_r ; S ; R] + max[L ; 0.5W]

Combinación 4*

1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 max[L_r ; S ; R]

Combinación 5*

1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S

Combinación 6

0.9 D + 1.0 W

Combinación 7

0.9 D + 1.0 E

*Para las combinaciones 3, 4 y 5: L=0.5 kN/m² si L0<=4.8 kN/m² (excepto para estacionamientos y espacios de reuniones públicas).

Tabla 20 Combinaciones de Carga-NEC15

Los elementos estructurales serán diseñados por medio de una envolvente, la cual es una superposición de todas las combinaciones de carga para de esta manera diseñar de acuerdo con el caso más desfavorable.

Predimensionamiento de elementos estructurales.

3.1.1 Vigas.

Para el predimensionamiento de las vigas, se usó la tabla 9.3.1.1 de la normativa ACI 318-19, en donde se establece la altura mínima de vigas no preesforzadas.

9.3 — Límites de diseño

9.3.1 Altura mínima de la viga

9.3.1.1 Para las vigas no preesforzadas que no soporten ni estén ligadas a particiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes, la altura total de la viga, h , no debe ser menor que los límites dados en la Tabla 9.3.1.1, a menos que se cumplan los límites de las deflexiones calculadas de 9.3.2.

Tabla 9.3.1.1 — Altura mínima de vigas no preesforzadas

| Condición de apoyo | Altura mínima, h ^[1] |
|--------------------------|-----------------------------------|
| Simplemente apoyada | $l/16$ |
| Con un extremo continuo | $l/18.5$ |
| Ambos extremos continuos | $l/21$ |
| En voladizo | $l/8$ |

^[1] Los valores son aplicables al concreto de peso normal y $f_y = 420$ MPa.

Para otros casos, la altura mínima h debe modificarse de acuerdo con 9.3.1.1.1 a 9.3.1.1.3, según corresponda.

Tabla 21 Altura mínima de vigas no preesforzadas.

$$h = \frac{5.35 * 100}{16} = 33.45cm \approx 35cm$$

Por lo tanto, se propone una sección de 30x35cm, sin embargo, luego del análisis su dimensión aumento a 30x45cm

3.1.2 Columnas.

Para el predimensionamiento de las columnas, se usó la siguiente ecuación:

$$Ag = \frac{3Pu}{0.8(0.85 * f'c + \rho * fy)}$$

Es importante mencionar que el predimensionamiento se realizó para la columna más cargada, es decir, la que se encuentra en el subsuelo. El proceso se detalla en las siguientes tablas:

| | | |
|-----------|-------|--------|
| CM | 0.641 | ton/m2 |
| CV | 0.2 | ton/m2 |

Tabla 22 Carga Muerta y Carga Viva

La carga última se define a través de la combinación más desfavorable, es decir,

1.2CM+1.6CV:

| | | |
|-----------|--------|--------|
| wu | 1.0892 | ton/m2 |
|-----------|--------|--------|

Tabla 23 Carga Última

Es así como se define la dimensión de los vanos en donde se encuentra la columna, el número de pisos y con la obtención del área tributaria se obtiene Pu:

| | | |
|--------------|-----------|-----|
| I1 | 3.615 | m |
| I2 | 5.31 | m |
| Pisos | 5 | |
| Pu | 104.53951 | ton |

Tabla 24 Determinación Pu

Finalmente, se determina Ag a través de una simplificación de la ecuación antes propuesta que considera un $f'c$ de 240 kg/cm² un fy de 4200 kg/cm² y un $\rho=1.5\%$ y se obtiene la dimensión de la columna cuadrada.

$$Ag = \frac{Pu}{75}$$

$$b = \sqrt{Ag}$$

| | | |
|-----------|------------|-----------------|
| Ag | 1393.86013 | cm ² |
| b | 37.3344363 | cm |

Tabla 25 Calculo Ag

Por lo tanto, se propone una sección de 40x40cm.

Modelamiento de la estructura en Etabs.

Para el modelamiento de la estructura se utilizó el software ETABS, de esta manera se podrá establecer el comportamiento estructural de la edificación.

3.2 Definición de materiales.

En primer lugar, se calculó el módulo de elasticidad a partir de la ecuación encontrada en la NEC15:

| |
|--|
| <p>1.1.5 Cálculo del módulo de elasticidad del hormigón (E_c)</p> <p>El módulo de elasticidad del hormigón, E_c (GPa) se puede calcular como la raíz cubica del módulo de elasticidad del agregado E_a (GPa), por la raíz cuadrada de la resistencia a la compresión del hormigón $f'c$ (MPa) y por el factor 1.15, de esta manera:</p> $E_c = 1.15 \cdot \sqrt[3]{E_a} \cdot \sqrt{f'c} \quad (1.1)$ <p>Donde:</p> <p>E_c = Módulo de elasticidad para el hormigón (GPa)</p> <p>E_a = Módulo de elasticidad del agregado (GPa)</p> <p>$f'c$ = Resistencia a la compresión del hormigón (MPa)</p> <p>Esta ecuación provee una mejor estimación de E_c para los materiales del Ecuador y será usada para la estimación de deflexiones ante cargas estáticas y a niveles de servicio de elementos a flexión de hormigón armado o pretensado.</p> <p>En la NEC-SE-HM, sección 3.3.3, se puede encontrar la tabla 11, donde se encuentran valores típicos del módulo de elasticidad del agregado, E_a que se encuentran en el Ecuador.</p> <p>En los modelos elásticos de estructuras que se diseñan para acciones sísmicas de acuerdo a los métodos de la NEC-SE-DS, el módulo de elasticidad del hormigón, E_c (GPa) será calculado para hormigones de densidad normal de esta manera:</p> $E_c = 4.7 \cdot \sqrt{f'c} \quad (1.2)$ <p>Donde:</p> <p>E_c = Módulo de elasticidad para el hormigón (GPa)</p> <p>$f'c$ = Resistencia a la compresión del hormigón (MPa)</p> |
|--|

Tabla 26 Módulo de Elasticidad

| | | |
|---------------|------------|-----|
| f'c | 24 | MPa |
| Ec nec | 23025.2036 | MPa |

Tabla 27 Calculo Módulo de Elasticidad

Material Property Data

General Data

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: kgf/m³

Mass per Unit Volume: kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: kgf/mm²

Poisson's Ratio, U:

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Shear Modulus, G: kgf/mm²

Design Property Data

Advanced Material Property Data

Ilustración 12 Definición Material

Material Property Data

General Data

Material Name:

Material Type:

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: kgf/m³

Mass per Unit Volume: kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: kgf/mm²

Poisson's Ratio, U:

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Shear Modulus, G: kgf/mm²

Design Property Data

Advanced Material Property Data

CSI Calculator

View Edit Angles Close

Calculate Formula (Textbox Units: kgf/mm2; Angles Used in Trig Functions: Degrees)

Formula: Length:

Force:

Result:

Ilustración 13 Definición Módulo de Elasticidad

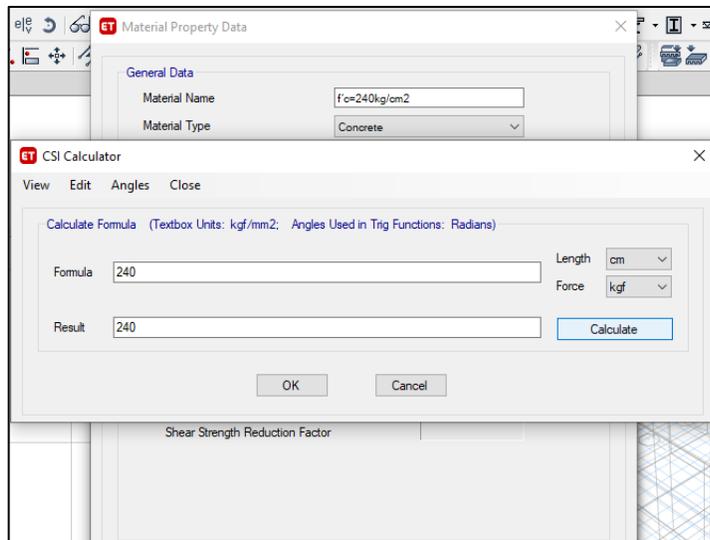


Ilustración 14 Definición $f'c$

3.3 Definición de secciones.

3.3.1 Viga.

Se define una sección de viga de 30x45cm con un factor de agrietamiento de 0.5, tal como lo especifica la norma.

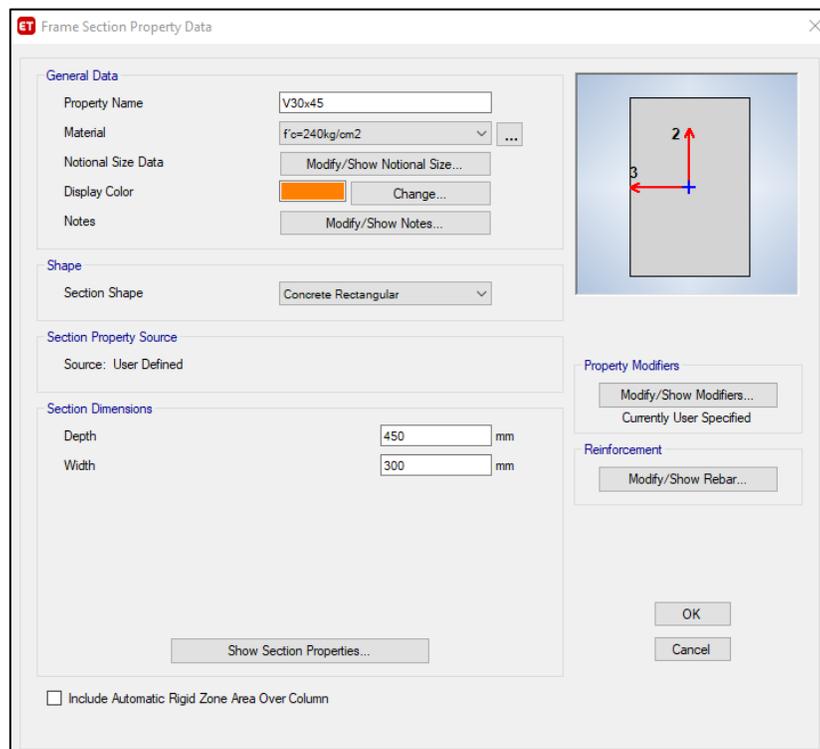


Ilustración 15 Definición Viga

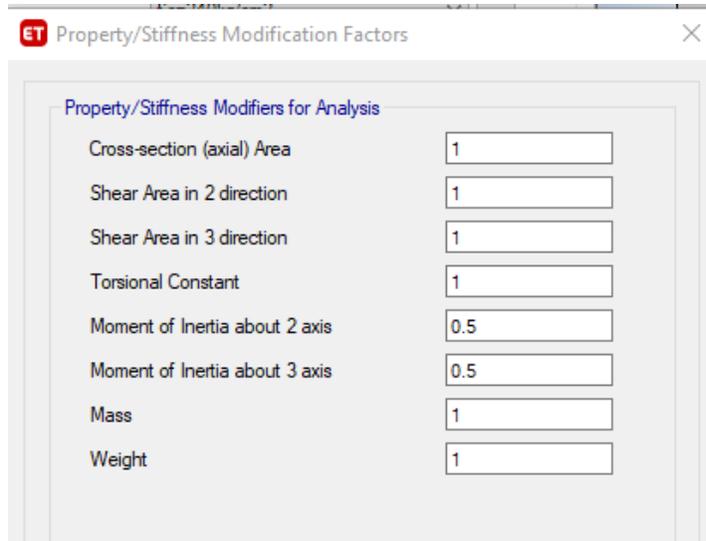


Ilustración 16 Definición agrietamiento Viga

3.3.2 Columna

Se define una columna de 40x40cm y se reduce la inercia con un factor de 0.8, tal como lo indica la norma.

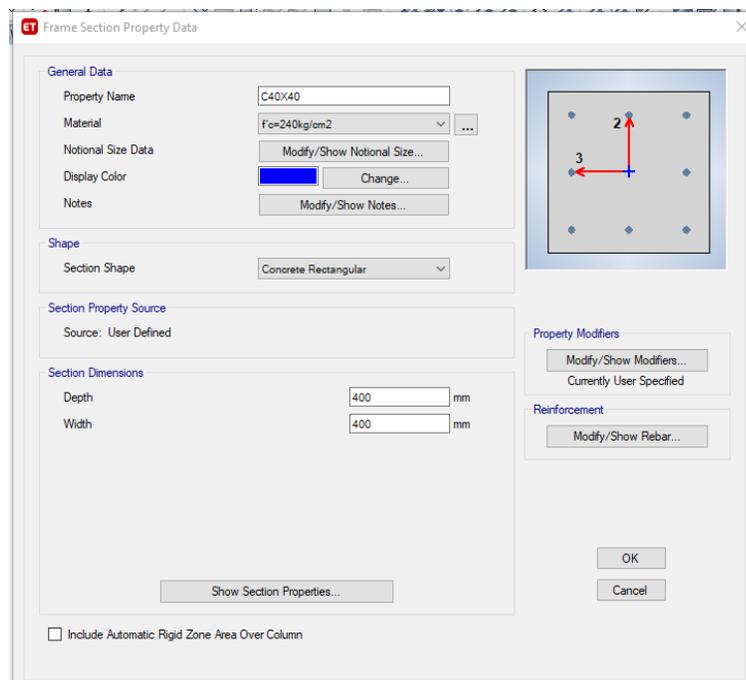


Ilustración 17 Definición Columna

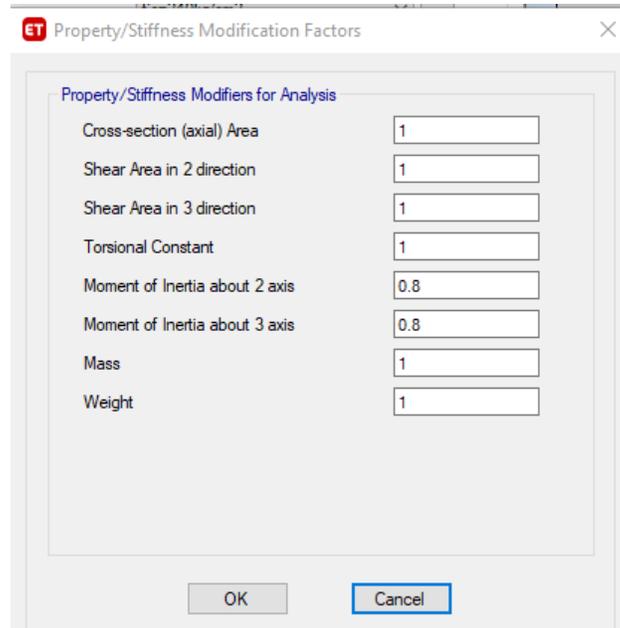


Ilustración 18 Definición agrietamiento Columna

3.3.3 Losa

Se define una membrana con una altura equivalente de 12.2cm.

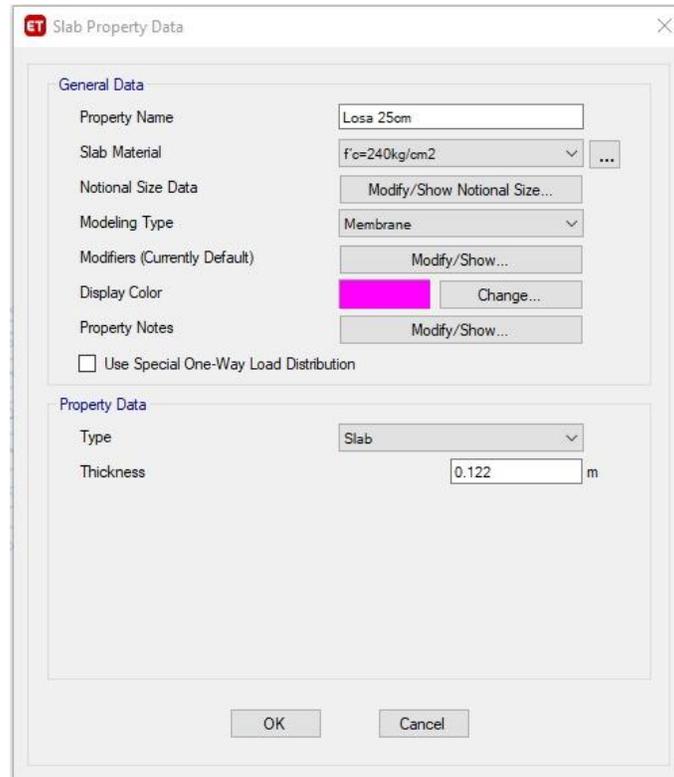


Ilustración 19 Definición Losa

3.3.4 Muro

Se define un muro de 30cm de espesor.

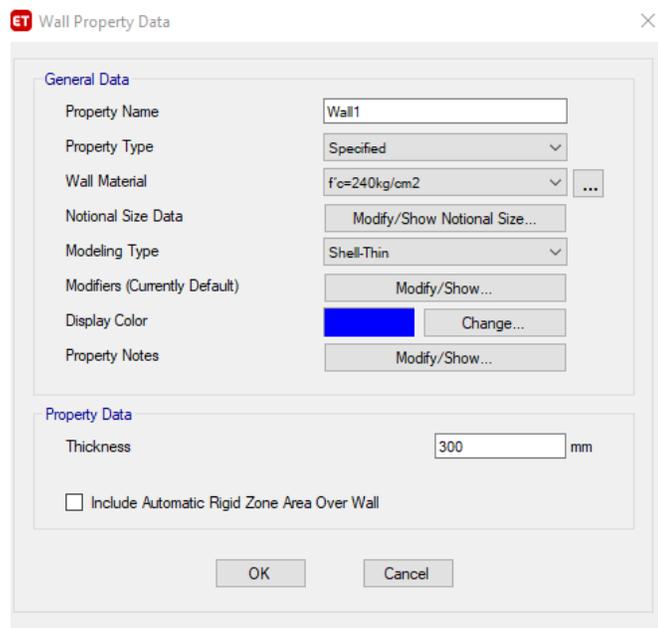


Ilustración 20 Definición Muro

3.4 Asignación de diafragmas.

Se asigno un diafragma rígido para cada piso ya que es necesario que todos los puntos trabajen en conjunto.

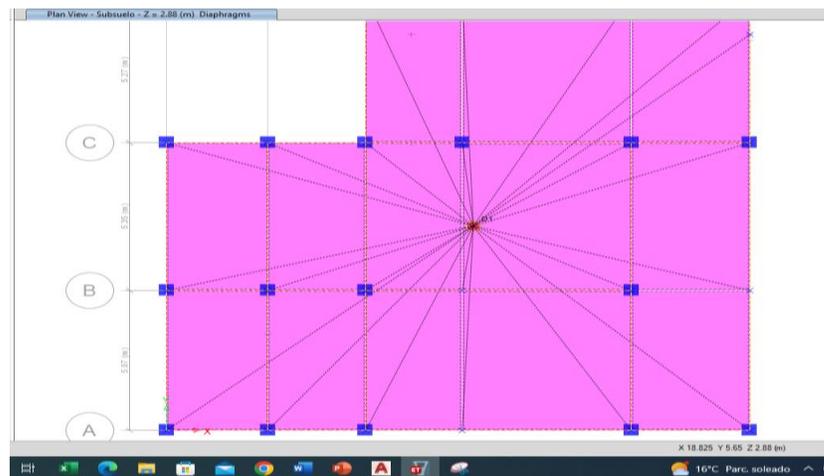


Ilustración 21 Asignación de diafragmas de piso

3.5 Asignación de cargas.

Acorde al análisis de carga, se asignarán las cargas gravitacionales de forma uniforme en la losa.

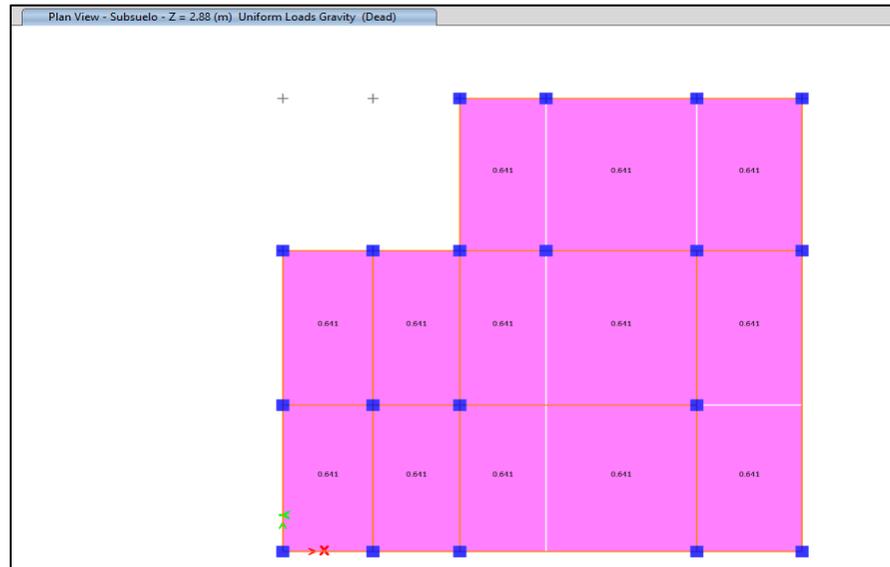


Ilustración 22 Asignación Carga Muerta

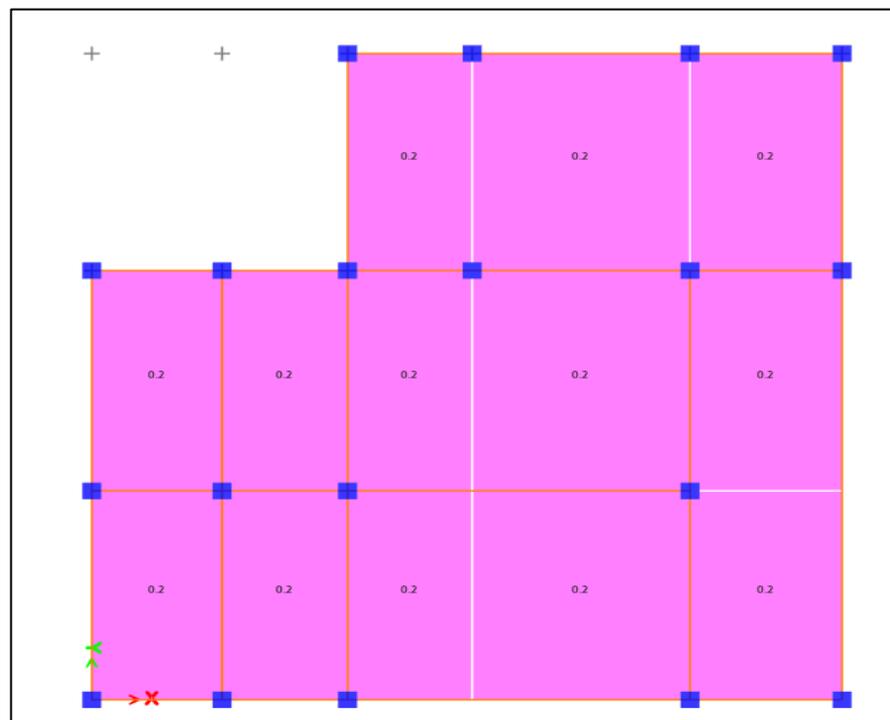


Ilustración 23 Asignación Carga Viva

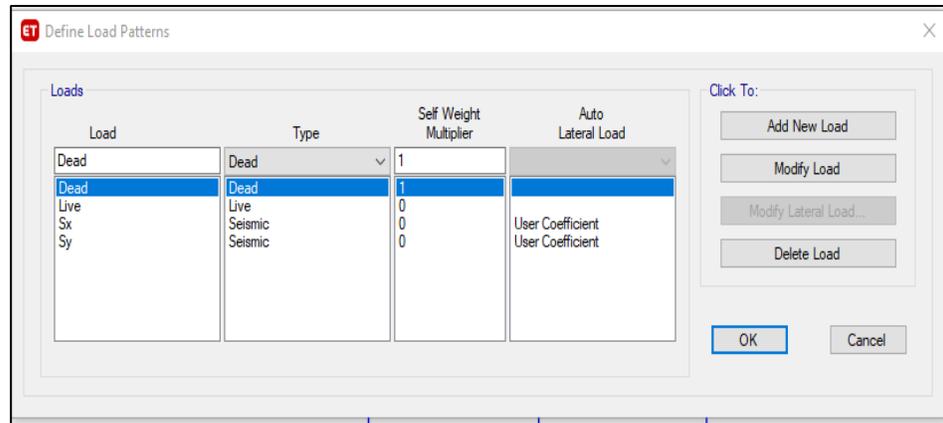


Ilustración 24 Patrón de Cargas

Por último, luego de establecer las cargas se define las combinaciones de carga encontradas en la NEC-15.

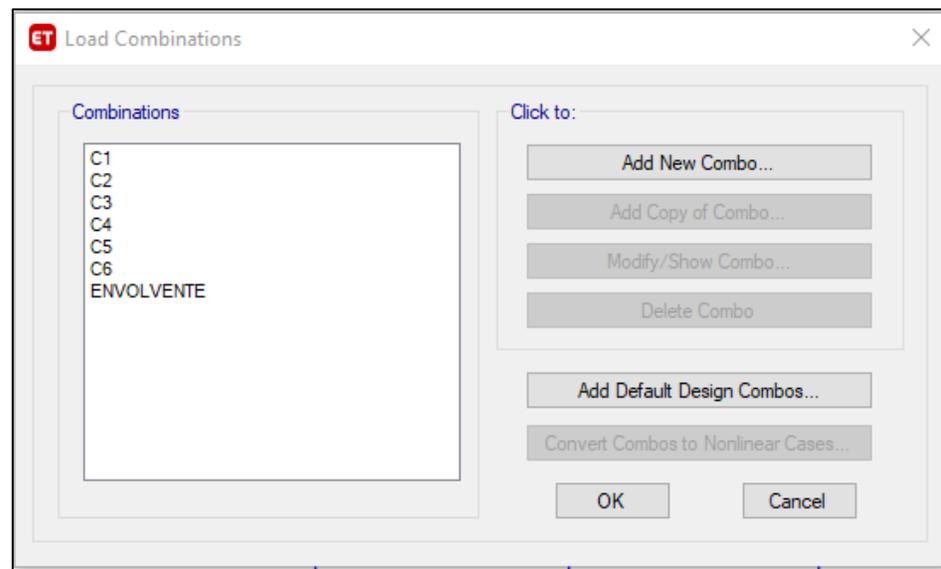


Ilustración 25 Combinaciones de Carga

3.6 Análisis Modelo preliminar.

3.6.1 Cortante basal estático.

| Name | Is Auto Load | X Dir? | X Dir Plus Ecc? | X Dir Minus Ecc? | Y Dir? | Y Dir Plus Ecc? | Y Dir Minus Ecc? | Ecc Ratio | Top Story | Bottom Story | C | K | Weight Used | Base Shear |
|---------|--------------|--------|-----------------|------------------|--------|-----------------|------------------|-----------|-----------|--------------|--------|---|-------------|------------|
| | | | | | | | | | | | | | tonf | tonf |
| Sx | No | Yes | Yes | Yes | No | No | No | 0.05 | Piso 4 | Piso 1 | 0.0633 | 1 | | |
| Sx(1/3) | Yes | Yes | No | No | No | No | No | 0.05 | Piso 4 | Piso 1 | 0.0633 | 1 | 442.2279 | 28.0068 |
| Sx(2/3) | Yes | No | Yes | No | No | No | No | 0.05 | Piso 4 | Piso 1 | 0.0633 | 1 | 442.2279 | 28.0068 |
| Sx(3/3) | Yes | No | No | Yes | No | No | No | 0.05 | Piso 4 | Piso 1 | 0.0633 | 1 | 442.2279 | 28.0068 |
| Sy | No | No | No | No | Yes | Yes | Yes | 0.05 | Piso 4 | Piso 1 | 0.0633 | 1 | | |
| Sy(1/3) | Yes | No | No | No | Yes | No | No | 0.05 | Piso 4 | Piso 1 | 0.0633 | 1 | 442.2279 | 28.0068 |
| Sy(2/3) | Yes | No | No | No | No | Yes | No | 0.05 | Piso 4 | Piso 1 | 0.0633 | 1 | 442.2279 | 28.0068 |
| Sy(3/3) | Yes | No | No | No | No | No | Yes | 0.05 | Piso 4 | Piso 1 | 0.0633 | 1 | 442.2279 | 28.0068 |

Tabla 28 Cortante basal estático ETABS

3.6.2 Cortante basal dinámico.

| Story | Output Case | Case Type | Step Type | Location | P | VX | VY | T | MX | MY |
|----------|-------------|-------------|-----------|----------|--------|---------|---------|----------|-----------|----------|
| | | | | | tonf | tonf | tonf | tonf-mm | tonf-mm | tonf-mm |
| Subsuelo | SX | LinRespSpec | Max | Bottom | 3.049 | 13.684 | 13.6403 | 147228 | 62826.22 | 96818.38 |
| Subsuelo | SY | LinRespSpec | Max | Bottom | 8.8356 | 10.8117 | 14.5325 | 141264.3 | 138869.33 | 78516.17 |

Tabla 29 Cortante basal dinámico ETABS

3.6.3 Ajuste Cortante Basal.

| AJUSTE CORTANTE BASAL | | |
|-----------------------|-----------|---|
| Estructura | Irregular | - |
| Factor | 0.85 | % |

Ilustración 26 Tipo de estructura y porcentaje

| CORTANTE BASAL ESTÁTICO | | |
|-------------------------|---------|-----|
| Vx | 28.0068 | ton |
| Vx*0.85 | 23.81 | ton |
| Vy | 28.0068 | ton |
| Vy*0.85 | 23.81 | ton |

Ilustración 27 Cortante basal estático

| CORTANTE BASAL DINÁMICO | | |
|-------------------------|---------|-----|
| Vx | 13.684 | ton |
| Vy | 14.5325 | ton |

Ilustración 28 Cortante basal dinámico

| AJUSTE CORTANTE BASAL | | |
|-----------------------|-------------|--|
| Vx | Ajustar | |
| Factor Vx | 1.739679918 | |
| Vy | Ajustar | |
| Factor Vy | 1.638106313 | |

Ilustración 29 Factores de ajuste cortante basal

| Story | Output Case | Case Type | Step Type | Location | P | VX | VY | T | MX | MY |
|----------|-------------|-------------|-----------|----------|---------|---------|---------|---------|----------|----------|
| | | | | | tonf | tonf | tonf | tonf-m | tonf-m | tonf-m |
| Subsuelo | SX | LinRespSpec | Max | Bottom | 5.3044 | 23.81 | 23.7297 | 256.13 | 109.2975 | 168.433 |
| Subsuelo | SY | LinRespSpec | Max | Bottom | 14.4736 | 17.7107 | 23.81 | 231.406 | 227.4827 | 128.6178 |

Tabla 30 Ajuste cortante basal

| AJUSTE CORTANTE BASAL | | |
|-----------------------|----|--|
| Vx | Ok | |
| Factor Vx | | |
| Vy | Ok | |
| Factor Vy | | |

Ilustración 30 Chequeo Cortante basal

3.6.4 Torsión en planta

Para la torsión en planta se verifica que los dos primeros modos de vibración sean menores al resto y además que la sumatoria tanto en UX como en UY sean al menos del 90%.

| Case | Mode | Period | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY | SumUZ | RX | RY | RZ | SumRX | SumRY | SumRZ |
|-------|------|--------|-------|-------|----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | sec | | | | | | | | | | | | |
| Modal | 1 | 0.383 | 0.289 | 0.001 | 0 | 0.29 | 6E-04 | 0 | 0.001 | 0.300 | 0.001 | 0.001 | 0.300 | 0.001 |
| Modal | 2 | 0.335 | 0.104 | 0.000 | 0 | 0.39 | 9E-04 | 0 | 0.001 | 0.210 | 0.448 | 0.002 | 0.510 | 0.449 |
| Modal | 3 | 0.215 | 0.190 | 0.115 | 0 | 0.58 | 0.116 | 0 | 0.099 | 0.082 | 0.181 | 0.101 | 0.592 | 0.630 |
| Modal | 4 | 0.148 | 0.009 | 0.045 | 0 | 0.59 | 0.161 | 0 | 0.058 | 0.123 | 0.056 | 0.159 | 0.715 | 0.685 |
| Modal | 5 | 0.127 | 0.129 | 0.151 | 0 | 0.72 | 0.312 | 0 | 0.261 | 0.158 | 0.077 | 0.420 | 0.873 | 0.762 |
| Modal | 6 | 0.115 | 0.001 | 0.000 | 0 | 0.72 | 0.312 | 0 | 0.002 | 0.003 | 0.034 | 0.422 | 0.876 | 0.796 |
| Modal | 7 | 0.108 | 0.036 | 0.019 | 0 | 0.76 | 0.331 | 0 | 0.021 | 0.050 | 0.049 | 0.442 | 0.926 | 0.845 |
| Modal | 8 | 0.096 | 0.001 | 0.004 | 0 | 0.76 | 0.335 | 0 | 0.007 | 0.039 | 0.029 | 0.449 | 0.965 | 0.874 |
| Modal | 9 | 0.094 | 0.077 | 0.003 | 0 | 0.83 | 0.337 | 0 | 0.003 | 0.000 | 0.041 | 0.452 | 0.965 | 0.915 |
| Modal | 10 | 0.071 | 0.000 | 0.493 | 0 | 0.83 | 0.831 | 0 | 0.491 | 0.000 | 0.000 | 0.943 | 0.965 | 0.915 |
| Modal | 11 | 0.049 | 0.000 | 0.000 | 0 | 0.83 | 0.831 | 0 | 0.001 | 0.000 | 0.000 | 0.944 | 0.965 | 0.915 |
| Modal | 12 | 0.042 | 0.000 | 0.073 | 0 | 0.83 | 0.904 | 0 | 0.030 | 0.001 | 0.002 | 0.973 | 0.966 | 0.918 |
| Modal | 13 | 0.037 | 0.047 | 0.060 | 0 | 0.88 | 0.963 | 0 | 0.020 | 0.014 | 0.038 | 0.993 | 0.979 | 0.955 |
| Modal | 14 | 0.034 | 0.070 | 0.000 | 0 | 0.95 | 0.964 | 0 | 0.000 | 0.000 | 0.010 | 0.993 | 0.979 | 0.965 |
| Modal | 15 | 0.032 | 0.000 | 0.000 | 0 | 0.95 | 0.964 | 0 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.993 | 0.979 | 0.965 |
| Modal | 16 | 0.032 | 0.001 | 0.000 | 0 | 0.95 | 0.964 | 0 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.993 | 0.980 | 0.965 |
| Modal | 17 | 0.029 | 0.039 | 0.001 | 0 | 0.99 | 0.965 | 0 | 0.000 | 0.017 | 0.008 | 0.993 | 0.997 | 0.973 |
| Modal | 18 | 0.028 | 0.000 | 0.002 | 0 | 0.99 | 0.967 | 0 | 0.001 | 0.000 | 0.000 | 0.995 | 0.997 | 0.973 |
| Modal | 19 | 0.021 | 0.000 | 0.002 | 0 | 0.99 | 0.969 | 0 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.995 | 0.997 | 0.973 |
| Modal | 20 | 0.02 | 0.000 | 0.009 | 0 | 0.99 | 0.978 | 0 | 0.002 | 0.000 | 0.009 | 0.997 | 0.997 | 0.982 |
| Modal | 21 | 0.018 | 0.000 | 0.003 | 0 | 0.99 | 0.981 | 0 | 0.000 | 0.000 | 0.003 | 0.997 | 0.997 | 0.985 |
| Modal | 22 | 0.018 | 0.000 | 0.006 | 0 | 0.99 | 0.987 | 0 | 0.000 | 0.000 | 0.006 | 0.997 | 0.997 | 0.991 |
| Modal | 23 | 0.017 | 0.000 | 0.002 | 0 | 0.99 | 0.989 | 0 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.997 | 0.997 | 0.991 |
| Modal | 24 | 0.016 | 0.002 | 0.004 | 0 | 0.99 | 0.992 | 0 | 0.002 | 0.001 | 0.005 | 0.999 | 0.998 | 0.996 |

Tabla 31 Modos de Vibración

3.6.6 Derivas

En cuanto a la verificación de las derivas la NEC15 establece que los valores máximos de derivas permisibles son del 2%.

4.2.2. Límites permisibles de las derivas de los pisos

La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la tabla siguiente, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso:

| Estructuras de: | Δ_M máxima (sin unidad) |
|--|--------------------------------|
| Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera | 0.02 |
| De mampostería | 0.01 |

Tabla 7 : Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso

Tabla 32 Derivas máximas permisibles NEC15

La deriva máxima propuesta por la norma se calcula en base a:

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E = 0.02$$

En donde:

Δ_M : Deriva máxima inelástica.

R: Coeficiente de reducción de respuesta estructural.

Δ_E : Deriva estática.

A través del software se obtiene las derivas elásticas en sentido x y y.

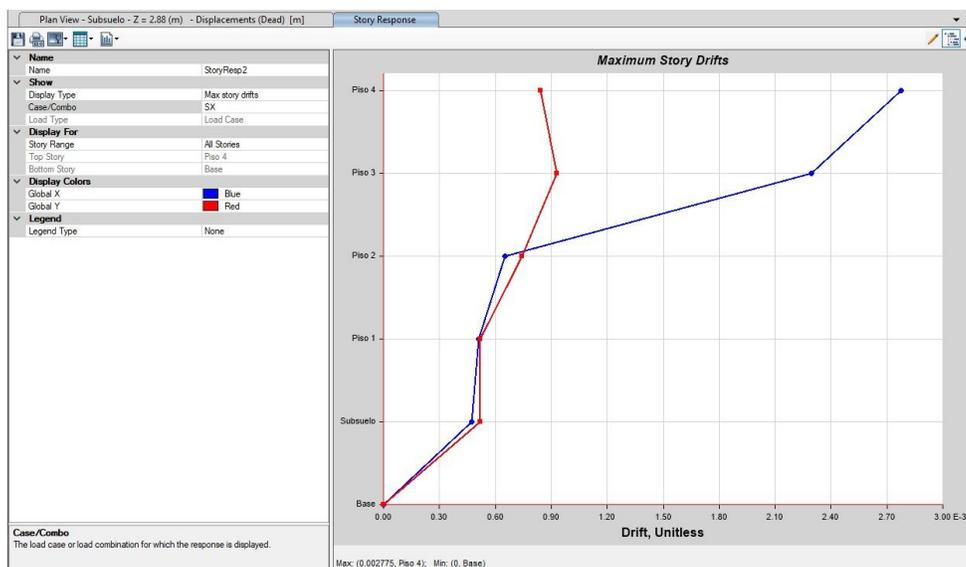


Ilustración 31 Deriva sentido x

| | |
|------------------|----------|
| Deriva sentido x | 0.002775 |
|------------------|----------|

Tabla 33 Deriva sentido x

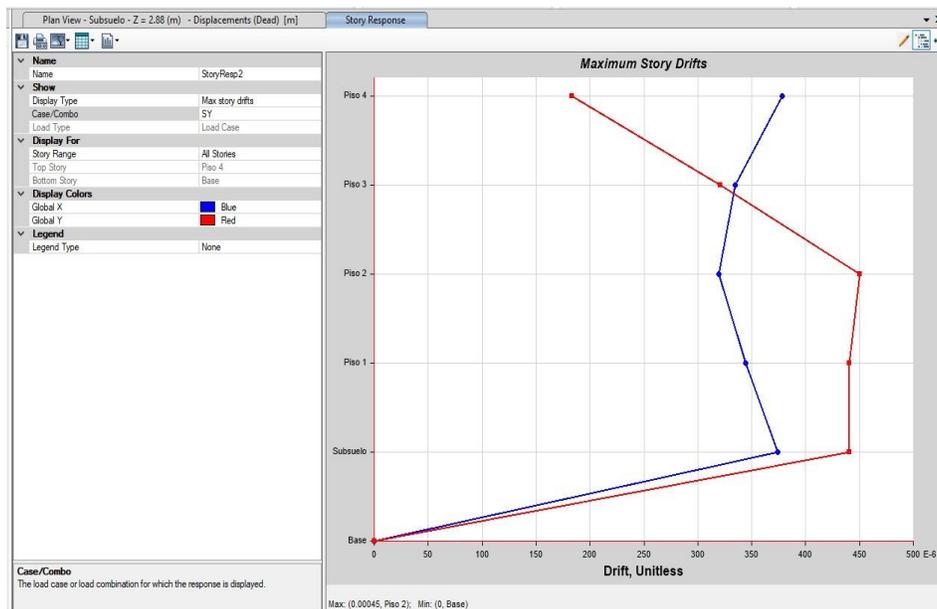


Ilustración 32 Deriva sentido y

| | |
|------------------|---------|
| Deriva sentido y | 0.00045 |
|------------------|---------|

Tabla 34 Deriva sentido y

De esta manera, se verifica que la deriva elástica propuesta por la norma, calculada en base a la ecuación propuesta anteriormente sea mayor que las derivas obtenidas a través del software.

| | |
|------------|-------------|
| ΔE | 0.003333333 |
|------------|-------------|

Tabla 35 Deriva elástica NEC15

| Sentido x | |
|-----------|----------|
| Deriva | 0.002775 |
| Chequeo | Ok |

Tabla 36 Chequeo deriva sentido x

| Sentido y | |
|-----------|---------|
| Deriva | 0.00045 |
| Chequeo | Ok |

Tabla 37 Chequeo deriva sentido y

3.7 Diseño de elementos estructurales.

3.7.1 Vigas

En primer lugar, se mostrará las fórmulas usadas para el cálculo manual que será presentado en esta sección.

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

$$As = k \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\phi * k * d * fy}} \right)$$

$$A_{smin1} = \frac{1.4}{fy} * b * d$$

$$A_{smin2} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * fy} * b * d$$

$$\rho = \frac{As}{d * b}$$

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'c}{fy} * \frac{0.003}{\frac{fy}{Es} + 0.003}$$

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

$$A_{stemp} = \rho_{temp} * b * d$$

A continuación, se muestra el cálculo manual de la viga del eje 3 del subsuelo a partir de los momentos obtenidos de la envolvente con ETABS.

| | Station Loc m | Design M_u tonf-m |
|----------------------|------------------|------------------------|
| Top (+2 Axis) End-I | 0.2 | -9.0549 |
| Top (+2 Axis) Middle | 3.665 | -2.2637 |
| Top (+2 Axis) End-J | 5.15 | -8.7551 |
| Bot (-2 Axis) End-I | 0.2 | 4.5274 |
| Bot (-2 Axis) Middle | 2.675 | 6.9418 |
| Bot (-2 Axis) End-J | 5.15 | 4.3776 |

Tabla 38 Envolvente de momentos últimos viga eje 3 vano B-C subsuelo

Cabe recalcar que los momentos que se muestran en la tabla 40 corresponden a los 6 momentos encontrados en una viga como se muestra en la ilustración a continuación:

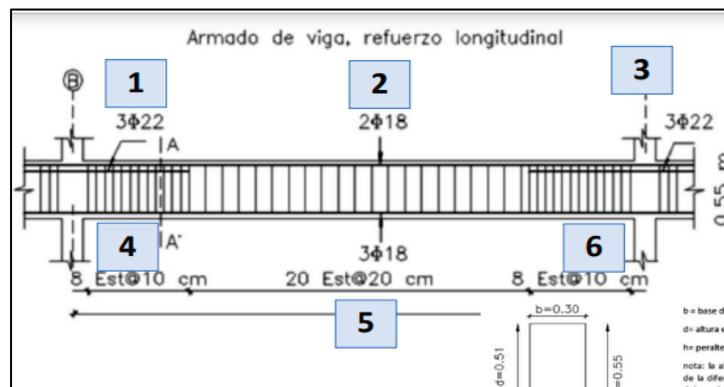


Ilustración 33 Armado de Viga, refuerzo longitudinal

Por lo que, el cálculo manual se hará para cada uno de esos momentos para de esa manera comparar con la cuantía obtenida en el software además de realizar el armado del acero longitudinal y transversal.

| Datos de geometría | | |
|--------------------|------|---|
| b | 0.3 | m |
| h | 0.45 | m |
| recubrimiento | 0.04 | m |
| d | 0.41 | m |

Tabla 39 Datos Geometría Viga

| Datos de los materiales | | |
|-------------------------|-----------|-----|
| fc | 24 | Mpa |
| fy | 413.64 | Mpa |
| Es | 199947.98 | Mpa |

Tabla 40 Datos materiales

| 1. Momentos últimos (ETABS) | | |
|-----------------------------|--------|------|
| Mu negativo | 9.0549 | tonm |

Tabla 41 Momento último Etabs 1

| 2. Acero requerido | | |
|--------------------|-------------|-----|
| K | 0.006066144 | m2 |
| Raíz | 0.898993529 | |
| As | 6.127198488 | cm2 |

Tabla 42 Acero requerido 1

| 3. Comprobación de requerimiento de acero | | |
|--|-------------|-----|
| ACERO MINIMO | | |
| *Se escoge el mayor entre las dos formulas | | |
| Asmin1 | 4.163040325 | cm2 |
| Asmin2 | 3.641901634 | cm2 |
| Asmin | 4.163040325 | cm2 |
| Check 1 As>Asmin | Ok | |
| Check 2 As | 6.127198488 | |

Tabla 43 Comprobación acero mínimo 1

| Cuantía | | |
|---------|-------------|-----|
| As | 6.127198488 | cm2 |
| p | 0.0050 | |

Tabla 44 Cuantía 1

| Acero máximo | | |
|--------------|-------------|--|
| pb | 0.024811211 | |
| pmax | 0.012405606 | |
| p<pmax | Ok | |

Tabla 45 Acero máximo 1

| Acero por temperatura | | |
|-----------------------|--------|-----|
| ptemp | 0.0018 | |
| Astemp | 2.214 | cm2 |
| p>ptemperatura | Ok | |
| As>Astemperatura | Ok | |

Tabla 46 Acero por temperatura 1

| 4. Resultados | | |
|---------------|-------------|-------------|
| 1 | | |
| As | 6.127198488 | cm2 |
| # de varillas | 2 | 1 |
| Φ (cm) | 1.6 | 1.8 |
| As cm2 | 4.0212386 | 2.544690049 |
| As colocado | 6.565928646 | cm2 |
| Ascol>As | ok | |

Tabla 47 Resultado 1

Es importante mencionar que el mismo procedimiento se realiza para cada uno de los momentos presentados en la tabla No. 40. A continuación se presenta las áreas de acero requeridas:

| 1 | | | 2 | | | 3 | | |
|---------------|-------------|------------|---------------|-------------|------------|---------------|-------------|------------|
| As | 6.127198488 | cm2 | As | 1.963052523 | cm2 | As | 5.913354924 | cm2 |
| # de varillas | 2 | 1 | # de varillas | 2 | 0 | # de varillas | 2 | 1 |
| Φ (cm) | 1.6 | 1.8 | Φ (cm) | 1.6 | 0 | Φ (cm) | 1.6 | 1.8 |
| As cm2 | 4.0212386 | 2.54469005 | As cm2 | 4.0212386 | 0 | As cm2 | 4.0212386 | 2.54469005 |
| As colocado | 6.565928646 | cm2 | As colocado | 4.021238597 | cm2 | As colocado | 6.565928646 | cm2 |
| Ascol>As | ok | | Ascol>As | ok | | Ascol>As | ok | |
| 4 | | | 5 | | | 6 | | |
| As | 3.976196511 | cm2 | As | 4.637346759 | cm2 | As | 3.841351605 | cm2 |
| # de varillas | 2 | 0 | # de varillas | 2 | 1 | # de varillas | 2 | 0 |
| Φ (cm) | 1.6 | 1.2 | Φ (cm) | 1.6 | 1 | Φ (cm) | 1.6 | 1.2 |
| As cm2 | 4.0212386 | 0 | As cm2 | 4.0212386 | 0.78539816 | As cm2 | 4.0212386 | 0 |
| As colocado | 4.021238597 | cm2 | As colocado | 4.80663676 | cm2 | As colocado | 4.021238597 | cm2 |
| Ascol>As | ok | | Ascol>As | ok | | Ascol>As | ok | |

Tabla 48 Áreas de acero longitudinal requeridas



Ilustración 34 Área acero longitudinal obtenido a través de ETABS

Como se puede observar las áreas obtenidas por el cálculo manual son las mismas obtenidas a través del software, de esta manera se confirma que el diseño realizado para acero longitudinal es correcto.

Para el cálculo del acero transversal se calcula en base a la capacidad de corte de la viga. En primer lugar, se mostrará las fórmulas usadas para el cálculo manual que será presentado en esta sección.

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

$$M_p = \frac{1.25 * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}{1.02 * 10^4}$$

$$V_p = \left(\frac{M_{i-} + M_{j+}}{L}; \frac{M_{i+} + M_{j-}}{L}\right)$$

$$V_u = V_u \text{ hiperestático} + V_u \text{ isoestático}$$

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

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$A_v = \frac{V_s}{f_y * d}$$

$$s1 = \frac{d}{4}$$

$$s2 = 8 * \varphi \text{ varilla longitudinal}$$

$$s3 = 24 * \varphi \text{ estribo}$$

$$s4 = 300 \text{ mm}$$

$$A_v = A_v * \text{espacimientto de construcción}$$

$$A_{vmin} = 0.2 * \sqrt{f'c} * \frac{b * \text{espacimientto de construcción}}{fy}$$

$$s1 = \frac{d}{2}$$

$$s2 = 250 \text{ mm}$$

A continuación, se muestra el cálculo manual de los estribos para la viga del eje 3 del subsuelo.

Vano B-C

| Datos de geometría | | |
|--------------------|------|---|
| b | 0.3 | m |
| h | 0.45 | m |
| recubrimiento | 0.04 | m |
| d | 0.41 | m |

Tabla 49 Datos geometría viga

| Datos de los materiales | | |
|-------------------------|-----------|-----|
| fc | 24 | Mpa |
| fy | 413.64 | Mpa |
| Es | 199947.98 | Mpa |

Tabla 50 Datos materiales

| | | |
|-----------|------|---|
| α | 1.25 | |
| L | 5.35 | m |
| λ | 1 | |
| Φ | 0.75 | |

Tabla 51 Dato Longitud Vano B-C

| | | |
|----------------|--------|-----|
| V ETABS MUERTA | 7.43 | ton |
| V ETABS C2 | 10.63 | ton |
| Va MUERTA | 6.687 | ton |
| Va C2 | 7.9725 | ton |

Tabla 52 Cortante Vano B-C

| | | | |
|------------|------------|------------|------------|
| | 6.12719849 | 1.96305252 | 5.91335492 |
| As req cm2 | [REDACTED] | | |
| | 3.97619651 | 4.63734676 | 3.84135161 |

Ilustración 35 Acero longitudinal requerido Vano B-C

| 1. Momento probable | | |
|---------------------|-------------|-------------|
| a(m) | 0.051765817 | 0.049959153 |
| | 0.033593013 | 0.032453772 |
| Mp (tonm) | 12.41247239 | 12.00744008 |
| | 8.245517576 | 7.977426931 |

Tabla 53 Calculo momento probable Vano B-C

| 2. Calculo de corte hiperestatico y vertical (a) | | | | |
|--|-------------|---|--------|------------|
| Vp (Ton) sismo | 3.811196135 | < | 0,5Vu | 5.89184807 |
| Va (Ton) gravitacional | 7.9725 | | | |
| Vu (Ton) | 11.78369614 | | | |
| Vp>0,5Vu | Calcular Vc | | | |
| Vc (Ton) | 10.09919137 | | kg/cm2 | |

Tabla 54 Calculo corte hiperestático Vano B-C

| 3. Área de refuerzo ($I \leq 2h$) | |
|-------------------------------------|-----------------------------|
| 2h (m) | 0.9 m |
| Vs (ton) | 5.612403473 ton |
| Av (cm ²) | 0.032453622 cm ² |
| Φ Long mayor | 1.8 cm |
| Φ Long menor | 1.4 cm |
| Φ Estribo | 1 cm |
| s1 | 10.25 cm |
| s2 | 8.4 cm |
| s3 | 24 cm |
| s4 | 15 cm |
| Espacimiento | 8.4 cm |
| Espacimiento construcción | 8 cm |
| Av (cm ²) | 0.26 cm ² |

Tabla 55 Área de refuerzo Vano B-C

| 4. Acero mínimo | |
|-----------------|-----------------------------|
| Av min | 0.18 cm ² |
| 0,35bs/fy | 0.21 cm ² |
| A min | 0.21 cm ² |
| Afinal | 0.26 cm ² |
| As | 0.27 @ 8 cm |
| # de ramas | 2 |
| Φ cm | 1 |
| As colocado | 1.570796327 cm ² |
| Compr | Ok |

Tabla 56 Acero mínimo Vano B-C

| 5. Área de refuerzo ($l > 2h$) | | |
|----------------------------------|-------------|-----------------|
| Vc | 10.09919137 | ton |
| Vs | 5.612403473 | ton |
| Av | 0.26 | cm ² |
| Ø Long mayor | 1.8 | cm |
| Ø Long menor | 1.4 | cm |
| Ø Estribo | 1 | cm |
| s1 | 20.5 | cm |
| s2 | 25 | cm |
| Espaciamiento | 20.5 | cm |
| Espaciamiento Construcción | 20 | cm |
| Av | 6.49072441 | cm ² |

Tabla 57 Área de refuerzo Vano B-C

| 6. Acero mínimo | | |
|-----------------|--------------|-----------------|
| Av min | 0.449432358 | cm ² |
| 0,35bs/fy | 0.507687845 | cm ² |
| A min | 0.507687845 | cm ² |
| Afinal | 0.51 | cm ² |
| As | 0.51 @ 20 cm | |
| # de ramas | 2 | |
| Øcm | 1 | |
| As colocado | 1.570796327 | cm ² |
| Compr | Ok | |

Tabla 58 Acero mínimo Vano B-C

Nota: Se realiza el mismo procedimiento para el vano A-B y C-D

3.7.2 Columnas

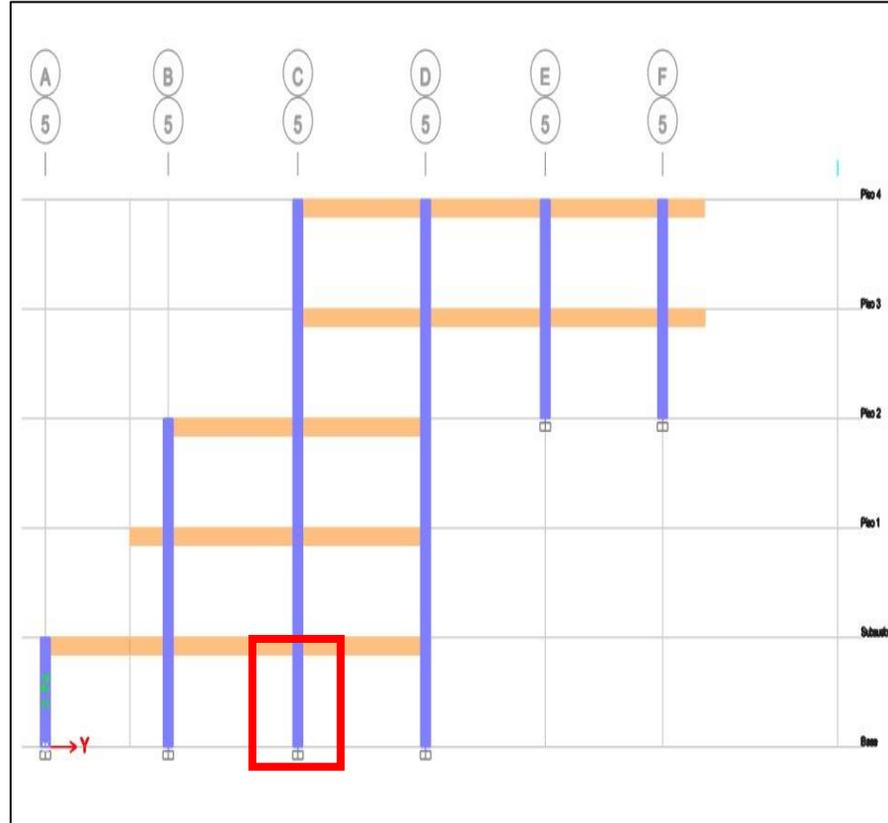


Ilustración 36 Vista en elevación columna analizada

En el caso de las columnas se debe revisar el diseño a flexo compresión, por lo que se deberá verificar que el elemento soporte cargas axiales mayores a $0.1 \cdot f'c \cdot A_g$ en las combinaciones de carga que exista sismo.

A través del software se obtiene las fuerzas y momentos sobre la columna:

| ET Restraint Reactions | | | |
|------------------------|-----------|-------------|-----------|
| Point Object | 14 | Story Level | Base |
| | 1 | 2 | 3 |
| Force, kgf | -2210.34 | -2515.45 | 126296.88 |
| Moment, kgf-cm | 412897.43 | -269869.23 | -10220.91 |

Ilustración 37 Fuerzas y momentos en la columna

| Datos iniciales | |
|-----------------|----------------|
| f'c | 240 kg/cm2 |
| b | 40 cm |
| h | 40 cm |
| Recubrimiento | 4 cm |
| Estribo | 1.2 cm |
| No. De varillas | 8 - |
| Φ Varillas | 1.6 cm |
| fy | 4200 kg/cm2 |
| E | 2000000 kg/cm2 |
| H entrepiso | 2.88 m |

Tabla 59 Datos iniciales columna

| | |
|----------------|------------|
| Tensión Maxima | 67556.8084 |
|----------------|------------|

Tabla 60 Tensión Máxima

| | |
|-------------------|------------|
| Compresión Maxima | 323118.669 |
|-------------------|------------|

Tabla 61 Compresión Máxima

| Punto Balanceado | | | |
|------------------|--------|--------|----|
| c (cm) | 20.000 | a (cm) | 17 |

Tabla 62 Punto balanceado

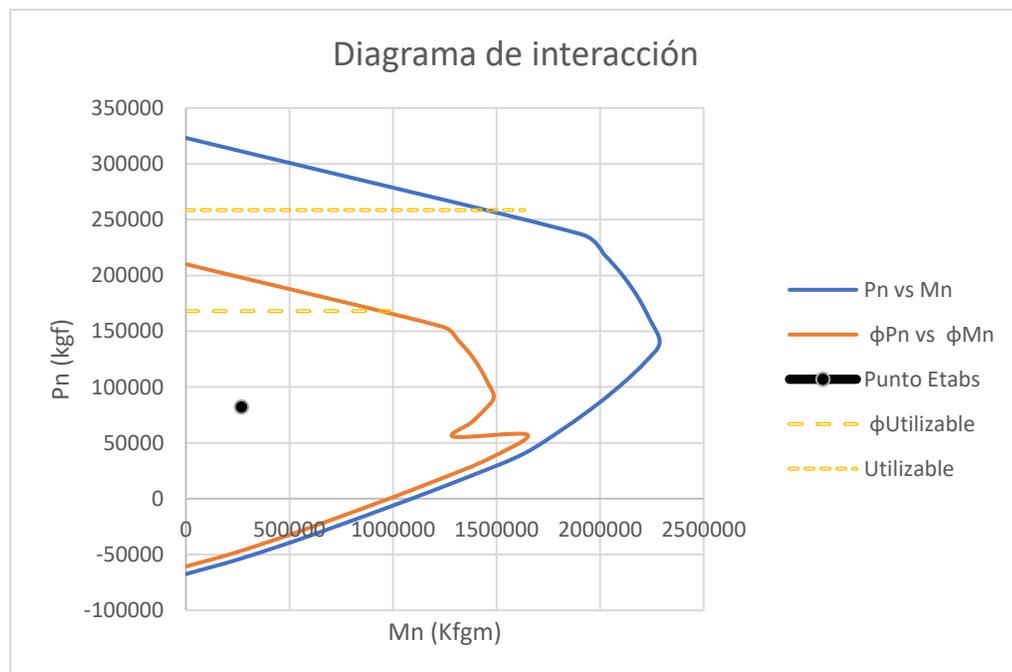


Ilustración 38 Diagrama de interacción

Para el cálculo de estribos en columnas se lo realizará por confinamiento, como indica la ACI318-19 CAP18:

Datos:

| | |
|--------------------|------------|
| acol (cm) | 40 |
| bcol (cm) | 40 |
| H entrepiso (m) | 2.88 |
| Recubrimiento (cm) | 4 |
| Φ varillas | 16mm |
| Φ estribos | 12mm |
| No. Varillas | 8 |
| Pu (kgf) | 126 296.88 |

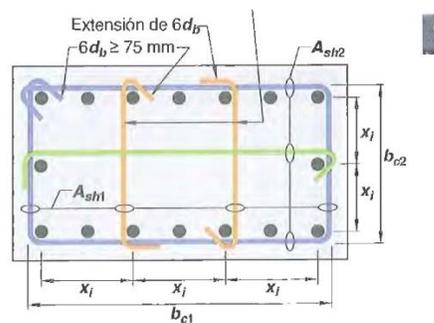
Tabla 63 Datos columna

1. Confinamiento en columna según ACI 318-19:

$$A_{gcol} = acol * bcol = 1600 \text{ cm}^2$$

$$A_{scol} = No. \text{ varillas} * \frac{\pi}{4} * \phi \text{ varillas} = 16.085 \text{ cm}^2$$

$$\text{confinamiento} = acol - (\text{recubrimiento} * 2) = 32 \text{ cm}$$



La dimensión x_j centro a centro entre las ramas de estribo no debe exceder 350 mm. El término h_x usado en ecuación (18.7.5.3) se toma como el mayor valor de x_j .

Ilustración 39 Dimensión x_j ACI318-19

$$x_j = \frac{acol - (\text{recubrimiento} * 2) - (2 * \phi \text{ estribos}) - \phi \text{ varillas}}{2} = 14 \text{ cm}$$

$$\max x_i = 35.56 \text{ cm}$$

$$\text{Check1} = x_i < \max x_i \rightarrow \text{ok}$$

$$\text{Check1} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

$$A_{chcol} = \text{confinamiento} * \text{confinamiento} = 1024 \text{ cm}^2$$

2. Espaciamiento de refuerzo transversal:

18.7.5.3 La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de (a) hasta (d):

- (a) La cuarta parte de la dimensión menor de la columna.
- (b) Para acero Grado 420 $6d_b$ de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- (c) Para acero Grado 550 $5d_b$ de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- (d) s_o según se calcule por medio de la ecuación (18.7.5.3):

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_s}{3} \right) \quad (18.7.5.3)$$

El valor de s_o de la ecuación (18.7.5.3) no debe exceder 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm.

Ilustración 40 Espaciamiento refuerzo transversal ACI318-19

$$s1 = \frac{1}{4} * acol = 10 \text{ cm}$$

$$s2 = 6 * \phi\text{varillas} = 9.6 \text{ cm}$$

$$s_o = 4in + \frac{14in - xi}{3} = 12.68 \text{ cm}$$

$$scol = \min(s1, s2, s_o) = 9.6 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$$

3. Cuantía acero transversal:

Table 18.7.5.4—Transverse reinforcement for columns of special moment frames

| Transverse reinforcement | Conditions | Applicable expressions |
|--------------------------------------|---|--|
| | $P_u \leq 0.3A_g f'_c$ and $f'_c \leq 10,000$ psi | Greater of (a) and (b) $0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$ (a) |
| $A_{sh}/s b_c$ for rectilinear hoop | $P_u > 0.3A_g f'_c$ or $f'_c > 10,000$ psi | Greater of (a), (b), and (c) $0.09 \frac{f'_c}{f_y}$ (b) $0.2k/k_s \frac{P_u}{f_y A_{ch}}$ (c) |
| ρ_s for spiral or circular hoop | $P_u \leq 0.3A_g f'_c$ and $f'_c \leq 10,000$ psi | Greater of (d) and (e) $0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$ (d) |
| | $P_u > 0.3A_g f'_c$ or $f'_c > 10,000$ psi | Greater of (d), (e), and (f) $0.12 \frac{f'_c}{f_y}$ (e) $0.35k_s \frac{P_u}{f_y A_{ch}}$ (f) |

Ilustración 41 Refuerzo transversal para columnas

$$Pu1 = 0.3 * A_{gcol} * f'c = 117\,471.31 \text{ kgf}$$

$Check_{cuantía} = Pu1 > Pu \rightarrow$ Escojo el mayor entre ecuación a, b y c

$$ecuación_a = 0.3 * \left(\frac{A_{gcol}}{A_{chcol}} - 1 \right) * \frac{f'c}{fy} = 0.01$$

$$ecuación_b = 0.09 * \frac{f'c}{fy} = 0.005$$

$$kf = \frac{f'c}{175} + 0.6 = 0.74$$

$$kn = \frac{n_l}{n_l - 2} = 1.33$$

$$ecuación_c = 0.2 * kf * kn * \frac{Pu}{fy * A_{chcol}} = 0.006$$

$$valor \text{ cuantía} = 0.01$$

$$A_{sh_cuantía} = valor \text{ cuantía} * scol * confinamiento = 2.962 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh_estribos} = 4 * \varphi_{estribos}^2 * \frac{\pi}{4} = 4.524 \text{ cm}^2$$

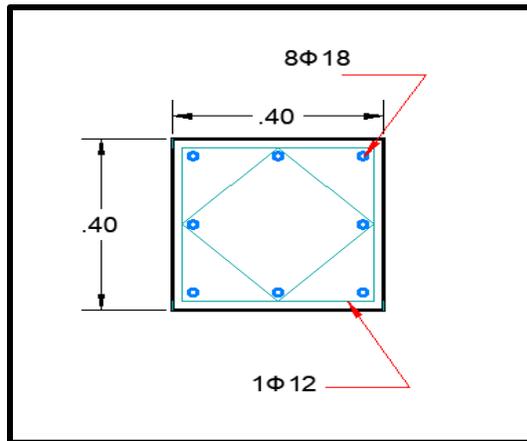


Ilustración 42 Columna

$$Check_{Ash} = A_{sh_cuantía} < A_{sh_estribos} \rightarrow \text{Cumple}$$

El diseño de la columna para estribos constara de 4 ramales de $\Phi 12$ cada 10 cm. Al ser una columna cuadrada los ramales serán iguales en ambos sentidos.

3.8 Conexión Viga-Columna

Finalmente, se comprueba que la capacidad de la columna sobre la viga sea mayor o igual a 1.20 y que la capacidad de la viga sobre de la columna sea menor a uno. A través de esta evaluación se comprueba que el diseño cumple con la filosofía de diseño “Columna fuerte, Viga débil.”

$$\frac{\text{Capacidad Columna}}{\text{Capacidad Viga}} \geq 1.20$$

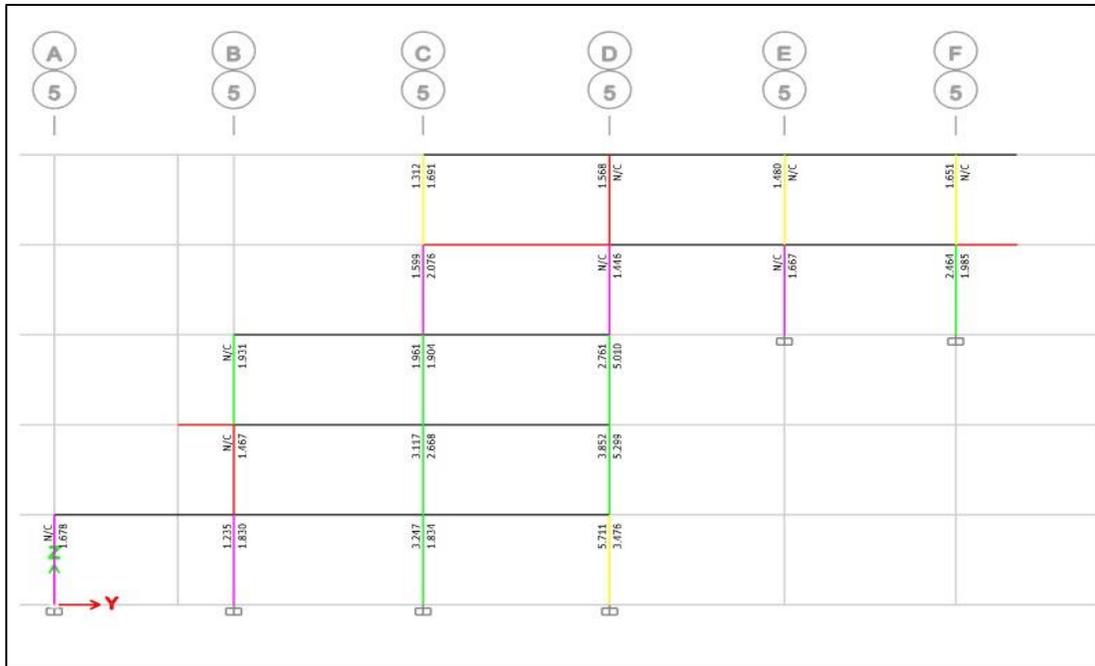


Ilustración 43 Capacidad Columna/Capacidad Viga

$$\frac{\text{Capacidad Viga}}{\text{Capacidad Columna}} < 1$$

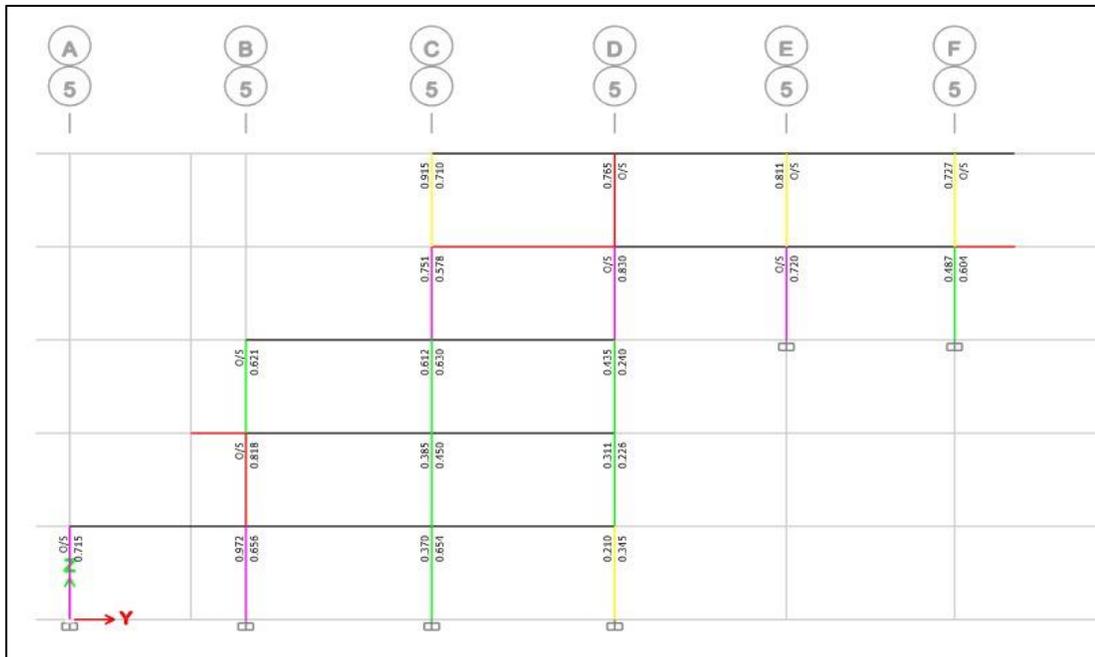


Ilustración 44 Capacidad Viga/Capacidad Columna

CAPÍTULO IV

Planos Estructurales.

- Viga

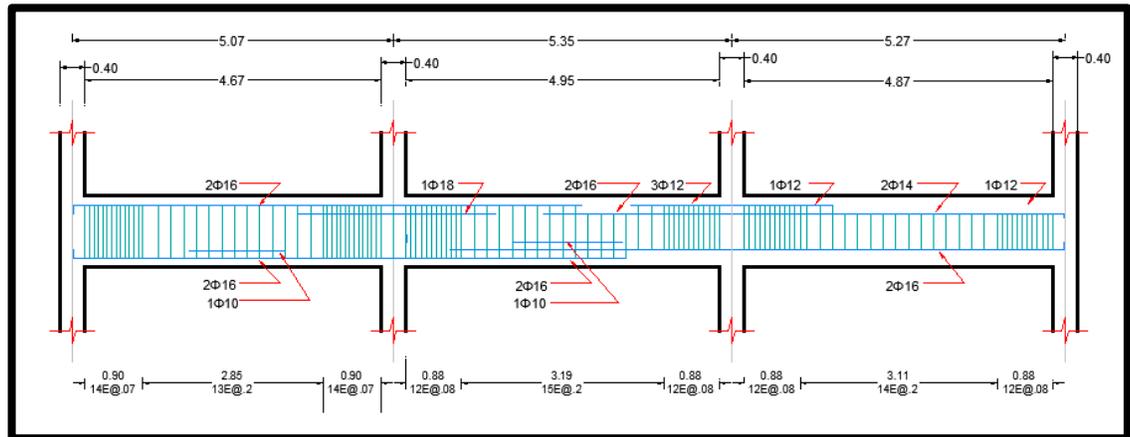


Ilustración 45 Detalle armado viga

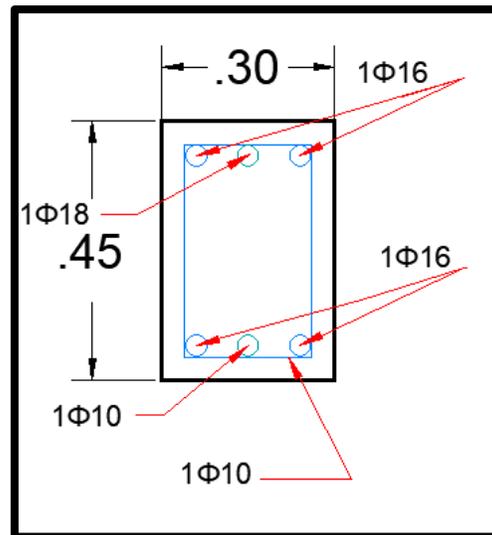


Ilustración 46 Viga Sección Transversal

- Columna

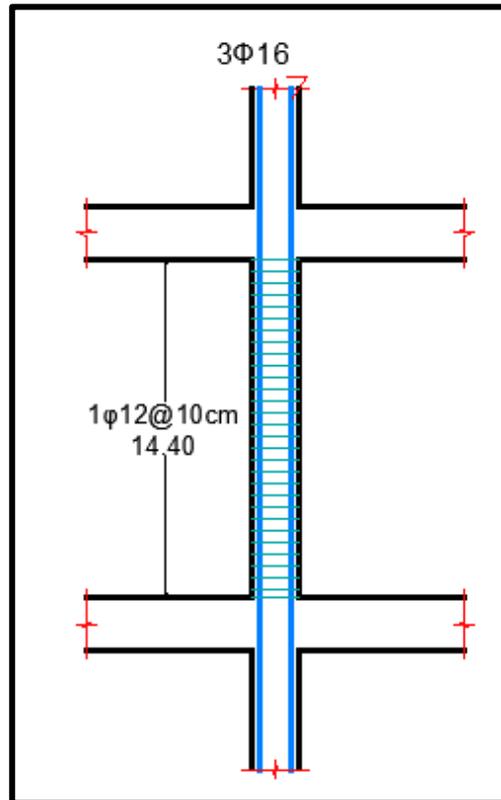


Ilustración 47 Detalle armado columna

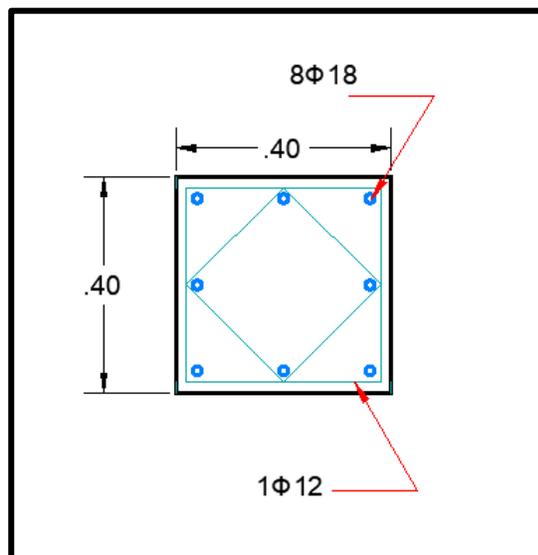


Ilustración 48 Sección transversal Columna

CAPÍTULO V

Conclusiones.

- Se observó que las derivas de piso no superaron la deriva admisible. Además, el primer y segundo modo de vibración son mayoritariamente traslacionales, por lo que, el comportamiento de la estructura es el adecuado.
- A través de Etabs, el diseño y análisis estructural se facilitó ya que proporciona diversos valores para determinar el comportamiento de la estructura

Recomendaciones.

- Ecuador es un país altamente sísmico debido a su ubicación geográfica, por lo que, el diseño estructural debe ser correctamente realizado para cumplir con todas las normativas correspondientes.
- Además, se debe buscar la suficiente resistencia y ductilidad en la estructura para de esta manera salvaguardar vidas y mantener la funcionalidad en edificaciones comunes con el fin de disminuir la posibilidad de catástrofes relacionadas con fallas estructurales

Referencias.

- ACI (American Concrete Institute) Committee 318.(2019).Building Code Requirements or Structural Concrete (ACI 318-19). Farmington Hills, MI.
- Arguero. J. (s.f). Flexibilización de requisitos mínimos de diseño para edificaciones de pórticos de dos pisos. Recuperado de: <https://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/11879/3/T-ESPE-049267-D.pdf>
- Escuela Politécnica Nacional. (2011). *La informalidad de la construcción es el mayor riesgo en un terremoto.* Recuperado de:

<https://www.igepn.edu.ec/servicios/noticias/381-la-informalidad-en-la-construcci%C3%B3n-es-el-mayor-riesgo-en-un-terremoto>

- Hernández. U. (s.f). *Aspectos generales del riesgo sísmico*. Recuperado de: https://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6222/03CAPITULO_2.pdf;jsessionid=A156CDA89CAD45A21B7C1AB102D67706?sequence=3%20aspectos%20general%20riesgo%20s%C3%ADsmico
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *Guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado*. Quito.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (diciembre de 2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción. Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente*. Quito, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción. Estructuras de Hormigón Armado*. Quito, Ecuador: Dirección de Comunicación Social. MIDUVI.
- Secretaría de Gestión de Riesgos. (2016). *Informe de situación, terremoto Pedernales*. Recuperado de: <https://www.gestionderiesgos.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/05/Informe-de-situaci%C3%B3n-n%C2%B065-especial-16-05-20161.pdf>