

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

Análisis y Diseño de una Edificación en Hormigón Armado

Iván Andrés Moreno Bonilla

Ingeniería Civil

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

Quito, 07 de diciembre de 2021

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

HOJA DE CALIFICACIÓN DE TRABAJO DE FIN DE CARRERA

Análisis y diseño de una edificación en hormigón armado

Iván Andrés Moreno Bonilla

Nombre del profesor, Título académico

Pablo Torres, PhD

Quito, 07 de diciembre de 2021

© 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: Iván Andrés Moreno Bonilla

Código: 00200689

Cédula de identidad: 1718557414

Lugar y fecha: Quito, 07 de diciembre de 2021

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UNPUBLISHED DOCUMENT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>.

RESUMEN

Se sabe que Ecuador es un país expuesto a un alto peligro sísmico, debido a su ubicación geográfica. A lo largo de la historia sísmica de nuestro país se han sufrido fuertes colapsos de edificaciones en distintas zonas del territorio, los cuales han resultado en pérdida de vidas humanas. Debido a esto, con el paso de los años se ha visto la necesidad de mejorar el diseño estructural y construcción de pórticos especiales resistentes a sismo. En el presente trabajo, se busca demostrar, como se debe realizar un correcto diseño de pórticos especiales, así como, aclarar dudas sobre comportamiento y especificaciones de los elementos estructurales involucrados. Se presenta el modelado y diseño de un edificio de 5 pisos resistente a sismo, el cual contiene vigas descolgadas en el sistema de piso, columnas y conexiones viga columna, elementos capaces resistir el sismo de diseño en Ecuador. Se busca lograr que la edificación cumpla con las derivas especificadas en la norma y que tanto el refuerzo longitudinal como transversal de los elementos estructurales, cumplan con los chequeos especificados en la norma. Es importante tomar en consideración que, todas las especificaciones y detallamientos se realizaron siguiendo los lineamientos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015) y del comité 318-19 del Instituto Americano de Hormigón (ACI). El diseño es realizado con la finalidad de lograr establecer una pauta para que próximos ingenieros puedan guiar sus diseños de manera correcta.

Palabras clave: Hormigón Armado, cargas, sismo, refuerzo, momento, cortante, espectro, derivas, vigas, columnas, conexiones.

ABSTRACT

Ecuador is known to be a country exposed to a high seismic hazard, due to its geographical location. Throughout the seismic history of our country there have been strong collapses of buildings in different areas of the territory, which have resulted in loss of human lives. Due to this, over the years there has been a need to improve the structural design and construction of special earthquake-resistant frames. In the present work, it is sought to demonstrate, how a correct design of special frames should be carried out, as well as to clarify doubts about behavior and specifications of the structural elements involved. The modeling and design of a 5-story earthquake-resistant building is presented, which contains beams hanging in the floor system, columns and column beam connections, elements capable of resisting the design earthquake in Ecuador. It seeks to ensure that the building complies with the drifts specified in the standard and that both the longitudinal and transverse reinforcement of the structural elements comply with the checks specified in the standard. It is important to take into consideration that all the specifications and the detailing of the reinforcement were made following the guidelines of the Ecuadorian Standard of Construction (NEC-2015) and committee 318-19 of the American Institute of Concrete (ACI).

Key words: Reinforced Concrete, loads Earthquake, Reinforcement, Moment, Shear, Drifts, Beams, Columns, Connections.

TABLA DE CONTENIDO

Introducción	12
Desarrollo del Tema.....	13
Sección 1: Espectro de diseño	13
Sección 2: Cortante Basal de Diseño (V)	20
Sección 3: Cálculo de Cargas Laterales	21
Sección 4: Diseño de Vigas	23
Diseño refuerzo longitudinal.....	25
Diseño Refuerzo Transversal	38
Sección 5: Diseño de Columnas.....	45
Diseño de refuerzo longitudinal columnas	51
Diseño de Columna a Cortante.....	55
Sección 6: Diseño de Conexión viga-columna.....	61
Diseño nudo central.....	62
Diseño nudo extremo	66
Sección 7: Chequeo de derivas y cortantes	70
Sección 8: Codificación hoja de calculo	73
Botón: Creación de PDF.....	73
Botón: Calculo de Fuerzas.....	74
Hoja de Cálculo Columnas.....	77
Conclusiones	81
Referencias bibliográficas.....	83

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.	Valores espectro de diseño	17
Tabla 2.	Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales	22
Tabla 3.	Coefficiente K para el cálculo de fuerzas laterales.....	22
Tabla 4.	Propiedades del material en vigas	24
Tabla 6.	Chequeos geométricos en vigas.....	25
Tabla 7.	As para momento negativo en cm².....	28
Tabla 8.	Chequeos de acero en zona A.....	28
Tabla 9.	Chequeos de acero en zona B.....	29
Tabla 10.	Chequeos de acero en zona C.....	30
Tabla 11.	Chequeo de capacidad en A	31
Tabla 12.	Chequeo de capacidad en B	31
Tabla 13.	Chequeo de capacidad en C	32
Tabla 14.	Momento positivo de diseño.....	33
Tabla 15.	As para momento positivo en cm².....	34
Tabla 16.	Chequeos para momento positivo.....	34
Tabla 17.	Chequeo de capacidad para momento positivo.....	35
Tabla 18.	Longitud de desarrollo en vigas.....	36
Tabla 19.	Diseño de ganchos en vigas.....	37
Tabla 20.	Mpr1 & Mpr2.....	40
Tabla 21.	Mpr3 & Mpr4.....	40
Tabla 22.	Vu en vigas.....	41
Tabla 23.	Zona de confinamiento en vigas.....	42
Tabla 24.	Av confinamiento en vigas.....	43
Tabla 25.	Zona central en vigas	43
Tabla 26.	Av central en vigas	44
Tabla 27.	Propiedades de los materiales en columnas.....	46
Tabla 28.	Geometría de columnas	46
Tabla 29.	Cantidad de acero propuesta en columnas.....	47
Tabla 30.	As real longitudinal en columnas.....	48
Tabla 31.	Acero transversal en columnas	48
Tabla 32.	Cargas para el diseño de columnas	49
Tabla 33.	Combinaciones de carga en columnas.....	50
Tabla 34.	Valor de Pu mas crítico	51

Tabla 35.	Requerimientos geométricos para columnas.....	51
Tabla 36.	Diagrama de Interacción en X.....	52
Tabla 37.	Diagrama de interacción en el eje y.....	54
Tabla 38.	Longitud de zona crítica en columnas.....	55
Tabla 39.	Espaciamiento máximo en zona crítica de columnas.....	56
Tabla 40.	Espaciamiento máximo en zona central de columna	56
Tabla 41.	Constantes para corte en columnas.....	57
Tabla 42.	Cargas para calcular el área de estribo	57
Tabla 43.	Área de estribo requerida	58
Tabla 44.	Cortante en los extremos	59
Tabla 45.	Comprobación de acero transversal en columnas	60
Tabla 46.	Comprobación en dimensiones de vigas y columnas	61
Tabla 47.	Ancho efectivo nudo interior.....	62
Tabla 48.	Profundidad bloque de compresión nudo central.....	62
Tabla 49.	Momentos probables nudo interior	63
Tabla 50.	Comprobacion momentos probables nudo interior.....	63
Tabla 51.	Cortante Columna Aproximado nudo interior	64
Tabla 52.	Datos para cálculo de cortante resistente nudo interior.....	65
Tabla 53.	Valor de b_j nudo interior	65
Tabla 54.	Área nudo interno	65
Tabla 55.	Cortante resistente nudo interno.....	66
Tabla 56.	Comprobacion cortante resistente nudo interior.....	66
Tabla 57.	Ancho efectivo nudo exterior	66
Tabla 58.	Profundidad bloque de compresión para nudo externo.....	67
Tabla 59.	M_{pr} para nudo exterior.....	67
Tabla 60.	Comprobación de momentos probables nudo exterior	68
Tabla 61.	Cortante columna aproximado nudo exterior.....	68
Tabla 62.	Datos para cálculo de cortante resistente nudo exterior	68
Tabla 63.	Valor de b_j nudo exterior	69
Tabla 64.	Área nudo interno	69
Tabla 65.	Cortante resistente nudo externo	69
Tabla 66.	Comprobacion cortante resistente nudo exterior	70
Tabla 67.	Máxima Deriva.....	70
Tabla 68.	Verificación Derivas.....	71

Tabla 69.	Verificacion de cortantes	73
------------------	--	-----------

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.	Espectro de respuesta utilizado para el diseño.....	20
Figura 2.	Momentos en vigas	26
Figura 3.	Valores de momento último en vigas.....	27
Figura 4.	Colocación de varillas de refuerzo longitudinal.....	36
Figura 5.	Area de acero, refuerzo longitudinal.....	36
Figura 6.	Refuerzo transversal en vigas	45
Figura 7.	Diagrama de interacción para momento alrededor del eje x.....	53
Figura 8.	Diagrama de interacción para momento alrededor del eje y.....	55
Figura 9.	Refuerzo transversal en columnas.....	61
Figura 10.	Deriva Máxima.....	70
Figura 11.	Cortantes Dinámicos de la Edificación.	72
Figura 12.	Botón PDF.....	74
Figura 13.	Boton de calculo de fuerzas y de limpieza de tabla.	74
Figura 14.	Funcion rellenar tabla	75
Figura 15.	Función que servirá para llenar el número de pisos.....	75
Figura 16.	Código para llenar el número de pisos en la tabla.....	76
Figura 17.	La tabla resultado de las fuerzas laterales.....	76
Figura 18.	Función para vaciar las celdas.....	77
Figura 19.	Toma de datos	77
Figura 20.	Función para determinar en que eje se trabajará.	78
Figura 21.	Función que realiza el cálculo de la tabla de valores.....	79
Figura 22.	Función para llenar número de capaz	80
Figura 23.	Función para llenar el número de varillas.....	80
Figura 24.	Función para llenar la columna de As.	80

INTRODUCCIÓN

Ecuador es un país de alta peligrosidad sísmica, por encontrarse ubicado en el cinturón de fuego del Pacífico. En la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), el sismo de diseño tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, lo que nos da un periodo de retorno de 475 años (NEC, 2014). Debido a esto, es de suma importancia que todos los diseños realizados dentro de la región costa y sierra del país, tomen en cuenta las especificaciones de pórticos especiales resistentes a sismo como se va a realizar a continuación.

En el presente trabajo, se realizará el diseño sismorresistente de un edificio de 5 pisos. La edificación está ubicada en la ciudad de Quito provincia Pichincha, región sierra, y se asume en un suelo tipo D. Esto muestra con claridad que el diseño a realizar se encuentra en una zona sísmica V, la cual se caracteriza por ser una zona de peligro sísmico alto. A continuación, en el trabajo, se presenta el diseño de una viga, una columna y una conexión. Estos diseños se realizaron con la ayuda de una hoja de cálculo, la cual incluye macros y codificación. De este programa se extraen las tablas de resultados presentadas en las siguientes secciones.

En la primera sección del trabajo se presenta como se obtuvo el espectro de diseño, el cual se basa en condiciones sísmicas, tipo de suelo y sismología del lugar. Este espectro nos ayuda a obtener el valor de la aceleración en un periodo específico, que se utilizara en el cálculo (NEC, 2014). En la siguiente sección se realiza el cálculo del cortante Basal, el cual es la carga total en el diseño por fuerzas laterales, aplicada en la base de la estructura como resultado del sismo (NEC, 2014). Posteriormente se calcula las cargas laterales aplicadas en cada piso como una distribución geométrica de carga triangular. En las siguientes dos secciones se realiza el diseño del refuerzo tanto longitudinal como transversal para vigas descolgadas y columnas, ambas rectangulares. La sección posterior, habla sobre el diseño de la conexión viga-columna y de los chequeos que necesita esta junta. En la sección final se habla sobre la codificación de una hoja

de cálculo para realizar el diseño. Además, se presentan resultados en cada sección. Finalmente existe una sección donde se presentan todos los resultados de la hoja de cálculo y detalles del código que ayuda a realizar los diseños.

El objetivo principal de este trabajo es lograr ser una guía práctica y sencilla que ayude a futuros ingenieros a guiarse en sus diseños y tomar en cuenta todas las especificaciones de la norma para poder lograr un país con el mayor porcentaje de edificaciones diseñadas para soportar el sismo de diseño. Así, podremos evitar catástrofes, salvar vidas humanas, ayudar en la economía del país, todo esto respetando los lineamientos establecidos y siguiendo un camino económicamente factible, en cada construcción.

DESARROLLO DEL TEMA

EL presente trabajo consiste en el diseño de una estructura de hormigón armado asignada a la categoría de diseño sísmico (CDS). Esto se realiza con el objetivo de que la edificación de 5 pisos resista los movimientos provocados por el sismo (ACI318, 2019).

Sección 1: Espectro de diseño

Para comenzar con el diseño de la edificación en primer lugar, se deben obtener los valores de aceleraciones del espectro de respuesta. La edificación se encuentra en la ciudad de Quito, en la provincia de Pichincha perteneciente a la región sierra. Debido a su ubicación, se conoce que la estructura estará ubicada en una zona sísmica V, la cual representa una caracterización de peligro sísmico alta. El sitio donde se realizará la construcción tiene un valor máximo de aceleración en roca para el sismo de diseño ($Z = 0.4$), es importante recordar que este valor está dado como fracción de la gravedad (NEC, 2014).

Ahora, es importante hablar sobre los tipos de perfiles de suelo. En la NEC-2015, se dan 6 tipos de perfiles de suelo. Estos perfiles se clasifican solo tomando en cuenta las características de

los 30 m superiores del perfil. Para nuestro caso se tiene que la estructura estará ubicada sobre un perfil tipo D el cual, es un tipo de suelo que cumple con el criterio de la velocidad de onda de cortante (NEC, 2014). Una vez que se tiene la zona sísmica y el tipo de suelo definido, se necesitan determinar los coeficientes de perfil de suelo.

El coeficiente de ampliación de suelo en la zona de período corto (F_a), es aquel que amplifica las ordenadas en el espectro de respuesta de aceleración. Al conocer que se tiene un tipo de suelo D en una zona sísmica V, se obtiene un valor de $F_a = 1.2$, de la tabla 3 sección 3.2.2 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción. El siguiente coeficiente es el de ampliación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (F_d), es aquel que amplifica las ordenadas en el espectro de respuesta de desplazamientos. De la tabla 4 de la sección 3.2.2 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, se obtiene que $F_d = 1.19$ para el diseño. Finalmente, el último coeficiente es el del comportamiento no lineal de los suelos (F_s), este coeficiente toma en cuenta el comportamiento no lineal de los suelos, los desplazamientos relativos del suelo y la degradación que depende de la intensidad de frecuencia de la excitación sísmica. De la tabla 5 sección 3.2.2 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, se obtiene que el valor de $F_s = 1.28$ (NEC, 2014).

Ahora, es necesario definir algunos parámetros más para realizar el espectro de respuesta. Al ser una ciudad ubicada en la región sierra se toma un valor de 2.48 para la razón entre la relación espectral (S_a) y el PGA para el periodo de retorno con el que se está trabajando. De igual manera, se utiliza un factor $r = 1$, ya que, no se está trabajando para un perfil tipo E (NEC, 2014).

La edificación que se va a diseñar es un pórtico especial sismo resistente, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, por lo tanto, según la sección 6.3.4 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción,

el factor de reducción de resistencia sísmica que se utilizara es de $R=8$. Así mismo, al ser una edificación residencial el factor de importancia será $I=1$, según la tabla 6 de la sección 4.1 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2014).

Al tener todos los valores anteriores definidos, es importante revisar si la edificación presenta irregularidades en planta o elevación. En este caso la estructura que se diseñara en las siguientes secciones presenta una irregularidad en elevación, por lo tanto, según la sección 5.2 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción el valor de $\phi_{\text{elev}} = 0.9$, Por otro lado, para comprobar que exista irregularidad en planta es necesario utilizar la siguiente ecuación (NEC, 2014).

Ecuación 1

$$\Delta > 1.2 * \frac{(A_1 * A_2)}{2}$$

Del modelado en Etabs, se conoce que $\Delta = 0.894 [cm]$ y que $\Delta_1 = 0.739 [cm]$, $\Delta_2 = 0.665 [cm]$, Reemplazando los datos en la ecuación 1 se obtiene que

$$0.894 > 0.84$$

Por esta razón el edificio si tiene irregularidad en planta, por lo tanto $\phi_{\text{planta}} = 0.9$

A continuación, con todos los valores antes establecidos, se procede a calcular el espectro de diseño.

En primer lugar se necesita calcular el periodo limite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones (T_o). De la sección 3.3.1 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción se tiene que:

Ecuación 2

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

De donde reemplazando con los datos anteriores se obtiene que

$$T_o = 0.1 * 1.28 * \frac{1.19}{1.2}$$

$$T_o = 0.13$$

Así mismo, se calcula el periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones. Se tiene que:

Ecuacion 3

$$T_c = 0.55 * 1.28 * \frac{1.19}{1.2}$$

$$T_c = 0.7$$

Al obtener estos valores, se aplican las fórmulas para calcular las aceleraciones como fracción de la gravedad.

Ecuación 4

$$S_{a1} = z * F_a * (1 + (n - 1) * \frac{T}{T_o})$$

Ecuación 5

$$S_{a2} = n * z * F_a$$

Ecuación 6

$$S_{a3} = n * z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$$

Aplicando las ecuaciones anteriores se obtiene el siguiente resultado

Tabla 1. Valores espectro de diseño

Espectro de Quito					
T	Sa1	Sa2	Sa3	Espectro_Elástico	Sa (red)
0	0.48	1.19	#DIV/0!	0.48	0.06
0.01	0.54	1.19	83.11	0.54	0.07
0.02	0.59	1.19	41.55	0.59	0.07
0.03	0.65	1.19	27.70	0.65	0.08
0.04	0.70	1.19	20.77	0.70	0.09
0.05	0.76	1.19	16.62	0.76	0.09
0.06	0.82	1.19	13.85	0.82	0.10
0.07	0.87	1.19	11.87	0.87	0.11
0.08	0.93	1.19	10.38	0.93	0.12
0.09	0.98	1.19	9.23	0.98	0.12
0.1	1.04	1.19	8.31	1.04	0.13
0.11	1.10	1.19	7.55	1.10	0.14
0.12	1.15	1.19	6.92	1.15	0.14
0.13	1.21	1.19	6.39	1.19	0.15
0.14	1.26	1.19	5.93	1.19	0.15
0.15	1.32	1.19	5.54	1.19	0.15
0.16	1.38	1.19	5.19	1.19	0.15

0.17	1.43	1.19	4.88	1.19	0.15
0.18	1.49	1.19	4.61	1.19	0.15
0.19	1.54	1.19	4.37	1.19	0.15
0.2	1.60	1.19	4.15	1.19	0.15
0.21	1.66	1.19	3.95	1.19	0.15
0.22	1.71	1.19	3.77	1.19	0.15
0.23	1.77	1.19	3.61	1.19	0.15
0.24	1.82	1.19	3.46	1.19	0.15
0.25	1.88	1.19	3.32	1.19	0.15
0.26	1.94	1.19	3.19	1.19	0.15
0.27	1.99	1.19	3.07	1.19	0.15
0.28	2.05	1.19	2.96	1.19	0.15
0.29	2.10	1.19	2.86	1.19	0.15
0.3	2.16	1.19	2.77	1.19	0.15
0.31	2.21	1.19	2.68	1.19	0.15
0.32	2.27	1.19	2.59	1.19	0.15
0.33	2.33	1.19	2.51	1.19	0.15
0.34	2.38	1.19	2.44	1.19	0.15
0.35	2.44	1.19	2.37	1.19	0.15
0.36	2.49	1.19	2.30	1.19	0.15

0.37	2.55	1.19	2.24	1.19	0.15
0.38	2.61	1.19	2.18	1.19	0.15
0.39	2.66	1.19	2.13	1.19	0.15
0.4	2.72	1.19	2.07	1.19	0.15
0.41	2.77	1.19	2.02	1.19	0.15
0.42	2.83	1.19	1.97	1.19	0.15
0.43	2.89	1.19	1.93	1.19	0.15
0.44	2.94	1.19	1.88	1.19	0.15
0.45	3.00	1.19	1.84	1.19	0.15
0.46	3.05	1.19	1.80	1.19	0.15
0.47	3.11	1.19	1.76	1.19	0.15
0.48	3.17	1.19	1.73	1.19	0.15
0.49	3.22	1.19	1.69	1.19	0.15
0.5	3.28	1.19	1.66	1.19	0.15
0.51	3.33	1.19	1.62	1.19	0.15
0.52	3.39	1.19	1.59	1.19	0.15
0.53	3.45	1.19	1.56	1.19	0.15
0.54	3.50	1.19	1.53	1.19	0.15
0.55	3.56	1.19	1.51	1.19	0.15
0.56	3.61	1.19	1.48	1.19	0.15

0.57	3.67	1.19	1.45	1.19	0.15
0.58	3.73	1.19	1.43	1.19	0.15
0.59	3.78	1.19	1.40	1.19	0.15
0.6	3.84	1.19	1.38	1.19	0.15

La tabla 1 presenta los valores de aceleración como fracción de la gravedad para periodos específicos. Este valor de aceleración, será utilizado en el cálculo de cortante basal de diseño.

Estos valores forman el espectro presentado a continuación

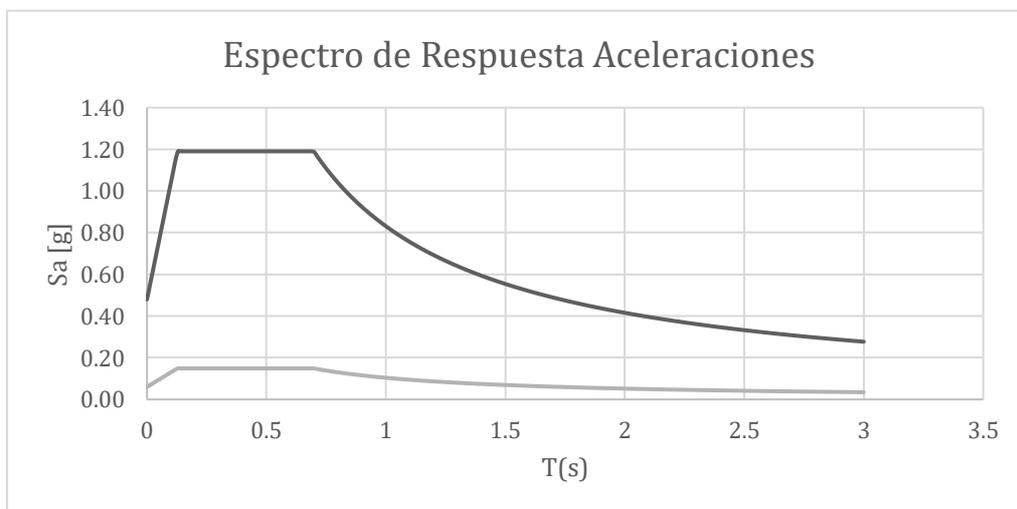


Figura 1. Espectro de respuesta utilizado para el diseño.

De aquí se obtiene que el valor de aceleración como fracción de la gravedad que se va a utilizar para el diseño es:

$$S_a = 1.19$$

Sección 2: Cortante Basal de Diseño (V)

En esta sección se calculará el cortante basal de diseño, es la fuerza total de las cargas laterales aplicada a la base de la estructura. La edificación cuenta con 5 pisos que resultan en una altura

total de 14.52 m. La edificación tiene un peso total de 733476.4 kg, y se utilizara el Sa obtenido en la sección anterior.

Como primer paso necesitamos calcular el periodo de vibración (T). En este caso como vamos a diseñar un pórtico especial de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras, según la sección 6.3.3 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción el valor para $C_t = 0.055$ y $\alpha = 0.9$.

Al tener estos valores definidos, se utiliza la siguiente ecuación para el cálculo

Ecuación 7

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

Donde reemplazando con los datos anteriores se obtiene

$$T = 0.055 * 14.52^{0.9}$$

$$T = 0.61 [s]$$

Al conocer el periodo de vibración (T), procedemos a calcular el cortante basal con la siguiente ecuación.

Ecuación 8

$$V = \frac{I * S_a * T_a}{R * \varphi_p * \varphi_E}$$

Reemplazando los valores se obtiene

$$V = \frac{1 * 1.19 * 0.61}{8 * 0.9 * 0.9} * 733476.4$$

$$V = 82165.20 [kgf]$$

Sección 3: Cálculo de Cargas Laterales

Para el cálculo de las cargas laterales se debe seguir el procedimiento presentado en la tabla 2 que se muestra a continuación

Tabla 2. Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales

Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales					K	1.055
Piso	Entrepiso [m]	Hi [m]	Wi [kg]	Hi^K*Wi	Cv [%]	FE
5	2.88	14.52	146695.28	2467691.82	0.34	27819.63
4	2.88	11.64	146695.28	1954323.86	0.27	22032.15
3	2.88	8.76	146695.28	1447964.69	0.20	16323.69
2	2.88	5.88	146695.28	950843.88	0.13	10719.38
1	2.88	3	146695.28	467497.25	0.06	5270.35
Total				7288321.51	1	82165.20

La tabla 2 presenta los valores de las fuerzas laterales aplicadas en cada piso.

En primer lugar, se deben colocar el número de pisos y la altura de entre piso. Posteriormente procedemos a calcular la altura H_i que viene a ser la altura de cada piso medido desde la base. La siguiente columna muestra el peso de cada piso, en este caso por facilidad de diseño se asumió que todos los pisos tienen el mismo peso, incluida la terraza.

En la siguiente columna para realizar el cálculo necesitamos obtener el coeficiente K que está relacionado con el periodo de vibración de la estructura.

Para lo cual se utiliza la siguiente tabla

Tabla 3. Coeficiente K para el cálculo de fuerzas laterales

T [s]	K
≤ 0.5	1

$$\begin{array}{cc} 0.5 < T \leq 2.5 & 0.75 + 0.5 * T \\ > 2.5 & 2 \end{array}$$

La tabla 3 dependiendo de las condiciones, da como resultado un valor de K, presentado anteriormente en la tabla 2.

Al tener el valor de K se realiza el cálculo con la siguiente ecuación

Ecuación 9

$$H_i^k * W_i$$

Los resultados son presentados en la tabla 2 presentada anteriormente.

Al tener los valores, realizamos la sumatoria y sacamos los porcentajes de cortante basal que deben ser aplicados en cada piso. Los resultados fueron presentados en la tabla 2, séptima columna.

Sección 4: Diseño de Vigas

El siguiente procedimiento a realizar es el diseño de los elementos de viga. Estos elementos estructurales, deben ser diseñados para resistir cargas gravitacionales y sísmicas. Las dimensiones de las vigas tienen que ser elegidas para que no se excedan las derivas permitidas y se resista el momento correspondiente con una resistencia nominal ϕM_n (SEAOC, 2020). Las combinaciones de carga que serán utilizadas fueron obtenidas de la sección 3.4.3 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción con código NEC-SE-CG y se muestran a continuación. Es importante recalcar que para el diseño se despreciaran cargas de viento y granizo.

Combinación 1

$$1.4 * D$$

Combinación 2

$$1.2 * D + 1.6 * L$$

Combinación 3

$$1.2 * D + L$$

Combinación 4

$$1.2 * D + E + L$$

Combinación 5

$$0.9 * D + E$$

A continuación, se presentará el diseño individual de una viga. Las propiedades del material se muestran a continuación en la tabla 4.

Tabla 4. Propiedades del material en vigas

Propiedades del Material		
Criterio	Valor	Unidades
f'_c	280	[kg/cm ²]
f^*c	224	[kg/cm ²]
$f''c$	190.4	[kg/cm ²]
β_1	0.85	-
ϕ	0.9	-
f_y	4200	[kg/cm ²]
E	2524713.28	[Tonf/m ²]

La tabla 4 presenta las propiedades tanto del hormigón como del acero que se van a utilizar para el diseño de las vigas en la edificación.

La geometría que se utilizara en las vigas se muestra en la tabla a continuación.

Tabla 5. Geometría de vigas

Geometría		
h	40	[cm]
b	30	[cm]
r	6	[cm]
d	34	[cm]
L	235	[cm]
c	65	[cm]
Ag	1200	[cm ²]

La tabla 5 presenta las dimensiones geométricas de las vigas que se utilizaran en el cálculo mostrado a continuación.

Diseño refuerzo longitudinal

En primer lugar, es necesario hacer algunos chequeos geométricos que nos servirán para comprobar que las dimensiones de la viga cumplen con las especificaciones solicitadas por el diseño de capacidad.

Tabla 6. Chequeos geométricos en vigas

Requisitos Geométricos		
b	\geq	25 cm
Si cumple		
h/b	\leq	3

Si cumple		
Ln/b	≤	30
Si cumple		
Ln/d	≥	4
Si cumple		
b	≤	c
Si cumple		

La tabla 6 presenta los chequeos establecidos en la norma para, definir si las dimensiones de las vigas son adecuadas.

Ahora que las dimensiones seleccionadas anteriormente, cumplen con las condiciones geométricas, es necesario determinar las cargas que irán aplicadas en la viga como en la figura que se muestra a continuación. Estas cargas fueron obtenidas del modelado en Etabs.

	A		B		C	
D [-]	0.3854	[ton*m]	0	[ton*m]	0.3579	[ton*m]
L [-]	0.14	[ton*m]	0	[ton*m]	0.1148	[ton*m]
S [-]	2.44	[ton*m]	0	[ton*m]	2.46	[ton*m]
D [+]	0	[ton*m]	0.2244	[ton*m]	0	[ton*m]
L [+]	0	[ton*m]	0.0776	[ton*m]	0	[ton*m]
S [+]	2.44	[ton*m]	0	[ton*m]	2.46	[ton*m]

Figura 2. Momentos en vigas

Al tener definidas las cargas que se aplicaran, se realiza una envolvente de las combinaciones de carga y se obtiene los valores de Mu para el diseño. Los valores de Mu obtenidos se muestran en la figura a continuación y fueron obtenidos del modelado en Etabs.

	A		B		C
Mu [-]	3.04	[ton*m]	0.00	[ton*m]	3.00 [ton*m]
Mu[+]	2.09	[ton*m]	0.39	[ton*m]	2.09 [ton*m]

Figura 3. Valores de momento último en vigas

Una vez que se tiene los valores de momento ultimo para realizar el diseño, se procede a hacer el cálculo de área de acero para momento negativo.

En primer lugar, se necesita calcular el A_s req [-] con la siguiente ecuación.

Ecuación 10

$$A_{s_{req}} = \frac{0.85 * f'_c * b * d}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 * f'_c * b * \frac{d}{f_y} * b * d}} \right)$$

Reemplazando los valores en la ecuación 10 se obtiene que A_s req [-] = 3.59 [cm²]. Ahora es necesario calcular el A_s min con la siguiente ecuación.

Ecuación 11

$$max = \left(0.25 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} * b * d \right) o \left(\frac{14}{f_y} * b * d \right)$$

Reemplazando los valores en la ecuación 11 se obtiene que el A_s min = 3.40 [cm²]. Al tener el valor obtenido con la ecuación 10 y el valor calculado con la ecuación 11, se elige el mayor entre los dos y se tiene que A_s útil = 3.59 [cm²].

Al conocer que se necesitan 3.59 [cm²], se colocara 5 varillas de 10 mm de diámetro que dn un área de 4 [cm²] y una separación de 32.5 [mm]. A continuación, se presentan los resultados obtenidos.

Tabla 7. As para momento negativo en cm²

As Requerido Momento Negativo [cm²]			
Criterio	A	B	C
As req [-]	2.42	0.00	2.39
As min	3.40	3.40	3.40
As útil [-]	3.40	3.40	3.40
# varillas	5	5	5
db [mm]	12	12	12
As colocado	6	6	6
s [mm]	30	30	30

La tabla 7 presenta el cálculo para las tres zonas de estudio de la viga, se puede notar que la zona más crítica es en el apoyo C, debido a esto, se colocaran a lo largo de toda la viga 6 [cm²].

Posteriormente es necesario realizar algunas comprobaciones para demostrar que el acero elegido este funcionando de manera adecuada. A continuación, se muestran los chequeos para cada zona de estudio.

Tabla 8. Chequeos de acero en zona A

Criterio A		
As real	≥	As req
Si cumple		

$n A_s \text{ real}$	\geq	2
Si cumple		
$A_s \text{ real}$	\geq	$A_s \text{ min}$
Si cumple		
$\rho \text{ real}$	\geq	$\rho \text{ min}$
Si cumple		
$\rho \text{ max}$	\geq	$\rho \text{ real}$
Si cumple		
s	\geq	s_{min}
Si cumple		

En la tabla 8 se realizan las comprobaciones especificadas por el ACI 318-19 en la zona crítica

A.

Tabla 9. Chequeos de acero en zona B

Criterio B		
$A_s \text{ real}$	\geq	$A_s \text{ req}$
Si cumple		
$n A_s \text{ real}$	\geq	2
Si cumple		
$A_s \text{ real}$	\geq	$A_s \text{ min}$
Si cumple		

ρ real	\geq	ρ min
Si cumple		
ρ max	\geq	ρ real
Si cumple		
s	\geq	smin
Si cumple		

En la tabla 9 se realizan las comprobaciones especificadas por el ACI 318-19 en la zona crítica

B.

Tabla 10. Chequeos de acero en zona C

Criterio C		
As real	\geq	As req
Si cumple		
n As real	\geq	2
Si cumple		
As real	\geq	As min
Si cumple		
ρ real	\geq	ρ min
Si cumple		
ρ max	\geq	ρ real
Si cumple		

$$s \geq s_{\min}$$

Si cumple

En la tabla 10 se realizan las comprobaciones especificadas por el ACI 318-19 en la zona crítica C.

Al haber realizados los chequeos anteriores, falta comprobar que la capacidad sea mayor a la demanda. A continuación, se presentan en tablas los chequeos necesarios.

Tabla 11. Chequeo de capacidad en A

Mn A		
Criterio	Valor	Unidades
a	3.529411765	[cm]
Mn	812329.4118	[kg.cm]
ϕM_n	731096.4706	[kg.cm]
Criterio		
ϕM_n	\geq	Mu
Si cumple		

En la tabla 11, se presenta la profundidad del bloque de compresión a, el momento nominal y el momento nominal multiplicado por el factor phi. Todo esto en la zona de estudio A. Además, podemos notar que se cumple que la capacidad es mayor a la demanda.

Tabla 12. Chequeo de capacidad en B

Mn B		
Criterio	Valor	Unidades
a	3.529411765	[cm]

Mn	812329.4118	[kg.cm]
ϕ Mn	731096.4706	[kg.cm]
Criterio		
ϕ Mn	\geq	Mu
Si cumple		

En la tabla 12 se presenta la profundidad del bloque de compresión a, el momento nominal y el momento nominal multiplicado por el factor phi. Todo esto en la zona de estudio B. Además, podemos notar que se cumple que la capacidad es mayor a la demanda.

Tabla 13. Chequeo de capacidad en C

Mn C		
Criterio	Valor	Unidades
a	3.529411765	[cm]
Mn	812329.4118	[kg.cm]
ϕ Mn	731096.4706	[kg.cm]
Criterio		
ϕ Mn	\geq	Mu
Si cumple		

En la tabla 13, se presenta la profundidad del bloque de compresión a, el momento nominal y el momento nominal multiplicado por el factor phi. Todo esto en la zona de estudio C. Además, podemos notar que se cumple que la capacidad es mayor a la demanda.

Una vez que el acero para momento negativo fue definido, se necesita diseñar para momento positivo. En primer lugar, se debe comprobar con qué momento se va a realizar el diseño, este procedimiento es mostrado en la tabla a continuación.

Tabla 14. Momento positivo de diseño

Momento de Diseño		
Criterio	Valor	Unidades
Mu+ A	209314	[kg*cm]
Mu+ B	39344	[kg*cm]
Mu+ C	209314	[kg*cm]
0.5Mu- A	365548.24	[kg*cm]
0.5Mu- B	365548.24	[kg*cm]
0.5Mu- C	365548.24	[kg*cm]
Criterio		
Mu+ A	\geq	0.5Mu- A
No cumple usar 0.5Mu-A		
Mu+ B	\geq	0.5Mu- B
No cumple usar 0.5Mu-B		
Mu+ C	\geq	0.5Mu- C
No cumple usar 0.5Mu-C		
Mu+ Diseño	365548.24	[kg/cm ²]

La tabla 14, muestra el momento positivo que se debe utilizar para determinar el área de acero que se utilizará en el elemento de viga.

Una vez que se tiene el momento que se debe utilizar, se repite el procedimiento utilizado anteriormente para el diseño con momento negativo.

Tabla 15. As para momento positivo en cm²

As Requerido Momento Positivo [cm²]

Criterio	Valor	Unidades
As req	1.96	[cm ²]
As min	3.40	[cm ²]
As útil	3.40	[cm ²]
# varillas	5	-
db	10	[mm]
As real	4	[cm ²]
s	32.5	[mm]

La tabla 15, presenta el área de acero que se utilizara y la separación s necesaria para la sección.

Al tener el área de acero definida se deben realizar los mismos chequeos que se realizaron para momento negativo.

Tabla 16. Chequeos para momento positivo

Criterio		
As real	\geq	As req
Si cumple		
n As real	\geq	2

Si cumple		
As real	\geq	As min
Si cumple		
ρ real	\geq	ρ min
Si cumple		
ρ max	\geq	ρ real
Si cumple		
s	\geq	smin
Si cumple		

En la tabla 16, se realizan las comprobaciones especificadas por el ACI 318-19 en la zona crítica.

Como todas estas comprobaciones se satisfacen, ahora se comprueba que la capacidad sea mayor a la demanda para momento positivo.

Tabla 17. Chequeo de capacidad para momento positivo

Mn [+]		
Criterio	Valor	Unidades
a	2.352941176	[cm]
Mn	551435.2941	[kg.cm]
ϕ Mn	496291.7647	[kg.cm]
Criterio		
ϕ Mn	\geq	Mu

Si cumple

En la tabla 17, se presenta la profundidad del bloque de compresión a , el momento nominal y el momento nominal multiplicado por el factor ϕ . Además, podemos notar que se cumple que la capacidad es mayor a la demanda.

A continuación, se presentan dos detallamientos de como iría el área de acero.

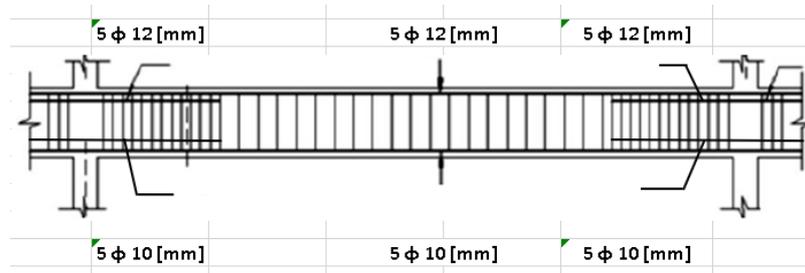


Figura 4. Colocación de varillas de refuerzo longitudinal

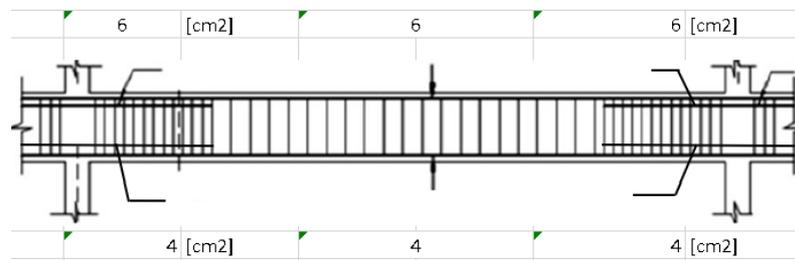


Figura 5. Área de acero, refuerzo longitudinal

Una vez que se tiene el acero longitudinal que se va a colocar en la viga, es necesario calcular como se va a realizar el corte de la varilla.

En primer lugar, se necesita calcular la longitud de desarrollo, como se muestra en la tabla a continuación.

Tabla 18. Longitud de desarrollo en vigas

Longitud de Desarrollo

Criterio	Valor	Unidades
----------	-------	----------

Ψ_g	1	-
Ψ_e	1	-
Ψ_s	0.8	-
Ψ_t	1	-
λ	1	-
Cobertura lateral	67	[mm]
Cobertura inf/sup	75	[mm]
Criterio		
$\Psi_t * \Psi_e$	\leq	1.7
1	\leq	1.7
Si cumple		
1/2 S entre varilla	15	mm
cb min	67	mm
db	12	mm
ktr	0	-
ld	0.12	m

La tabla 18, presenta los coeficientes obtenidos de la norma ACI 318-19 y el cálculo de la longitud de desarrollo que da como resultado 12 cm.

Al tener el valor de la longitud de desarrollo se diseñan los ganchos como se muestra a continuación.

Tabla 19. Diseño de ganchos en vigas

Ganchos		
Criterio	Valor	Unidades
Ψ_e	1.00	-
Ψ_r	1.00	-
Ψ_o	1.00	-
Ψ_c	0.86	-
λ	1.00	-
25.4.3.1(a)	122.32	[mm]
8db	96.00	[mm]
15 [cm]	150.00	[mm]
ldh	150.00	[mm]
	15.00	[cm]
d interno	72	[mm]
l _{ext}	144	[mm]
	14.4	[cm]

La tabla 19, Presenta la longitud de los ganchos para que cumplan con las especificaciones.

Diseño Refuerzo Transversal

Para el diseño del refuerzo transversal, se utilizan los mismos datos de propiedades de los materiales y geometría de la sección presentados en la tabla 4 y 5 respectivamente. Solo es importante tomar en consideración que el diseño es a cortante por lo tanto $\phi=0.75$ y $\alpha=1.4$, valores obtenidos del ACI 318-19.

Como primer paso es necesario calcular el V_u vert que será utilizado para el diseño. Del modelado en Etabs, se obtiene que $V_D = 0.99$ [tonf] y $V_L = 0.34$ [tonf]. Aplicando la combinación de carga 2 presentada en el inciso anterior, se obtiene que $V_u \text{ vert} = 1.73$ [tonf].

Al tener el cortante último para el que se va a diseñar, se procede a calcular los momentos probables como se muestra a continuación. En primer lugar, es necesario calcular V_c con la ecuación presentada a continuación.

Ecuación 12

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

Reemplazando los datos en la ecuación 12 se obtiene que $V_c = 9.05$ [tonf]. Una vez que se tiene el V_c se procede a calcular los momentos probables 1 que es el momento negativo en el apoyo de la izquierda y 2 que es el momento positivo en el apoyo derecho de la viga.

Ecuación 13

$$M_{pr.i}^- = A_{s2 \text{ inf.}} * a * f_y * \left(d - \frac{A_{s2 \text{ inf.}} * \alpha * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right)$$

Ecuación 14

$$M_{pr.d}^+ = A_{s1 \text{ sup.}} * a * f_y * \left(d - \frac{A_{s1 \text{ sup.}} * \alpha * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right)$$

Reemplazando datos en la ecuación 13 y 14 se obtiene que $M_{pr.i}^- = 11.12$ [tonf * m] y $M_{pr.d}^+ = 7.61$ [tonf * m].

Ahora es necesario calcular el cortante de sismo V_{sismo} .

Ecuación 15

$$V_{sismo} = \frac{M_{pr.i}^- + M_{pr.d}^+}{L_n}$$

Reemplazando los valores en la ecuación 15 se obtiene que $V_{sismo} = 7.97$ [tonf]. Al haber obtenido el V_{sismo} se le suma el V_u vert y se calcula el $V_{u1} = 9.70$ [tonf].

Todos los cálculos realizados anteriormente, se resumen en la tabla presentada a continuación.

Tabla 20. Mpr1 & Mpr2

Mpr1 & Mpr2		
Criterio	Valor	Unidades
V_c	9.05	[ton]
Mpr1	11.12	[ton*m]
Mpr2	7.61	[ton*m]
V_{sismo}	7.97	[ton]
V_{u1}	9.70	[ton]

La tabla 20, muestra los resultados obtenidos de los cálculos realizados con las ecuaciones anteriores y presenta el valor de V_{u1} que nos servirá para el cálculo.

Ahora se repite el procedimiento, pero cambiando la dirección de los momentos y los cortantes y se obtienen los siguientes resultados.

Tabla 21. Mpr3 & Mpr4

Mpr3 & Mpr4		
Criterio	Valor	Unidades
V_c	9.05	[ton]
Mpr3	7.61	[ton*m]
Mpr4	11.12	[ton*m]
V_{sismo}	7.97	[ton]

Vu2 **9.70** [ton]

La tabla 21, presenta el valor de Vu2 que servirá en el diseño a continuación.

Como siguiente paso es necesario calcular el Vu, este se toma como el máximo valor entre Vu1 y Vu2, presentados en las tablas 20 y 21 respectivamente. Por lo tanto, Vu = 9.70 [tonf]. De igual manera en este diseño se asume que Vc = 0. Al tener Vu y Vc se calcula Vs con la siguiente ecuación.

Ecuación 16

$$V_s = \frac{V_u - \varphi * V_c}{\varphi}$$

Reemplazando los datos en la ecuación 16 se obtiene que Vs = 12.94 [tonf].

Los resultados obtenidos se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 22. Vu en vigas

Vu		
Criterio	Valor	Unidades
Vu	9.70	[ton]
Vc	0	[ton]
Vs	12.94	[ton]

Si cumple

La tabla 22, presenta los resultados obtenidos de Vu, Vc Y Vs. Adicionalmente, se realiza una comprobación que dice que el Vs de la tabla 22 debe ser mayor al Vc de la tabla 20. Por lo tanto, se cumple la condición.

Ahora que ya se conocen los valores de cortante para los cuales debemos diseñar, se procede a hacer el diseño del refuerzo en la zona de confinamiento que es igual a $2h$ de la viga. Para comenzar con el diseño, se asume que se colocaran estribos de 10 mm de diámetro.

Tabla 23. Zona de confinamiento en vigas

Zona de confinamiento		
Criterio	Valor	Unidades
db	10	[mm]
2h	80	[cm]

En la tabla 23, se presentan los valores del diámetro de los estribos y la longitud de la zona de confinamiento.

Ahora se calcula el espaciamiento en cm, (s) debe ser el mínimo entre los siguientes.

Ecuación 17

$$\left[\begin{array}{l} \text{Confinamiento } \frac{d}{4} = 8.5 \\ \text{Pandeo } 6 * db = 6 \\ \text{Corte } \frac{d}{2} = 17 \\ \text{Normativo 15} \end{array} \right.$$

De los cálculos presentados anteriormente, $s = 6$ [cm].

Ahora se procede a calcular el área de acero requerido.

Ecuación 18

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

Reemplazando los valores, se obtiene que $A_v = 0.54$ [cm²]. Para cumplir con esto se colocarán 2 ramas de varilla de 10 [mm] de diámetro, lo que da un área de 1.57 [cm²]. En la siguiente tabla se presentan los resultados y se comprueba que el área de acero colocada sea mayor a la requerida.

Tabla 24. A_v confinamiento en vigas

A_v Confinamiento		
Criterio	Valor	Unidades
A_v	0.54	[cm ²]
Ramas	2	-
ϕ	10	[mm]
s	6	[cm]
A_v colocado	1.57	[cm ²]
Criterio		
A_v colocado	>	A_v

Si cumple

En la tabla 24, se presenta el área de acero que se colocara en el elemento. Además, se comprueba que la capacidad es mayor a la demanda.

Ahora que se tiene el área de acero necesaria en las zonas de confinamiento, es necesario diseñar el refuerzo para la zona central. Se vuelve a calcular V_u vert, V_u , V_c y V_s . Es necesario comprobar que $V_s < 4 \cdot V_c$.

Tabla 25. Zona central en vigas

Zona Central		
---------------------	--	--

Criterio	Valor	Unidades
Vu vert	0.55	[ton]
Vu	8.52	[ton]
Vc	9.05	[ton]
Vs	2.32	[ton]
Criterio		
Vs	<	4Vc
Si cumple		

En la tabla 25, se presentan los resultados de Vu vert, Vu, Vc y Vs. Adicionalmente se realiza la comprobación mencionada anteriormente y se puede notar que se satisface.

Al igual que en la zona de confinamiento es necesario calcular la separación s para la zona central.

Ecuación 19

$$\left[\begin{array}{l} \text{Corte } \frac{d}{2} = 17 \\ \text{Normativa} = 25 \end{array} \right.$$

De donde se obtiene que $s = 17$ [cm].

Se calcula el área de acero requerida con la ecuación 18 y se obtiene que para satisfacer la resistencia en la zona central se necesita de igual manera 2 ramas con barras de 10 [mm] de diámetro. La diferencia es que en la zona central los estribos deben estar separados 20 [cm].

En la siguiente tabla se muestra los resultados obtenidos.

Tabla 26. Av central en vigas

Av Central		
Criterio	Valor	Unidades
Av	0.28	[cm ²]
Ramas	2	-
ϕ	10	[mm]
s	17	[cm]
Av colocado	1.57	[cm ²]

Criterio		
Av colocado	>	Av

Si cumple		
-----------	--	--

La tabla 26, muestra el acero requerido y el acero colocado, se comprueba que el colocado sea mayor al requerido.

A continuación, se presenta un esquema de cómo debería ir el refuerzo.

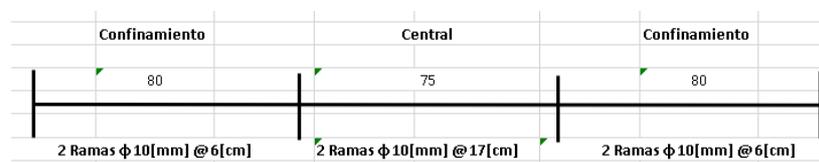


Figura 6. Refuerzo transversal en vigas

De la figura 6 se puede observar que en las zonas de confinamiento se necesitan estribos de 10 [mm] de diámetro cada 6 [cm] de espaciamiento y que en la zona central se necesitan estribos de la misma dimensión, pero colocados cada 17 [cm].

Sección 5: Diseño de Columnas

En el diseño de columnas se debe asegurar que las rotulas plásticas estén en las vigas, para lograr un sistema de viga débil columna fuerte (Moehle, 2015). Asimismo, las columnas deben resistir corte. Las combinaciones de carga que serán utilizadas fueron presentadas en la sección anterior.

Para el diseño de columnas se utilizarán las siguientes propiedades de los materiales.

Tabla 27. Propiedades de los materiales en columnas

Propiedades del Material		
Criterio	Valor	Unidades
f'_c	280	[kg/cm ²]
f^*c	224	[kg/cm ²]
$f''c$	190.4	[kg/cm ²]
β_1	0.85	-
ϕ	0.9	-
f_y	4200	[kg/cm ²]
E_s	2100000	[kg/cm ²]
ϵ_s	0.002	-
ϵ_{cu}	0.003	-

La tabla 27, presenta las propiedades de los materiales, tanto del acero como del hormigón.

La geometría que se utilizara en el diseño de las columnas es la siguiente

Tabla 28. Geometría de columnas

Geometría		
h_y	65	[cm]

bx	65	[cm]
r libre	4	[cm]
r efectivo	6.6	[cm]
d	58.4	[cm]
H	288	[cm]
Ag	4225	[cm ²]

La tabla 28, presenta las dimensiones que se utilizaran en el cálculo para, el diseño de columnas.

Al tener las dimensiones y propiedades de los materiales, se procede a calcular A_{smin} , A_{smax} y A_{sprom} como se muestra a continuación.

Ecuación 20

$$A_{smin} = 0.01 * b * h$$

Ecuación 21

$$A_{smax} = 0.06 * b * h$$

Ecuación 22

$$A_{sprom} = 0.03 * b * h$$

Reemplazando valores de la tabla 28 en las ecuaciones anteriores se obtienen los resultados presentados en la tabla a continuación.

Tabla 29. Cantidad de acero propuesta en columnas

Cantidad de Acero Propuesta		
Criterio	Valor	Unidades

Asmin	42.25	[cm ²]
Asmax	253.5	[cm ²]
Asprom	126.75	[cm ²]

La tabla 29, presenta un valor de Asprom, el acero real a colocarse debe satisfacer este Asprom.

Ahora, se presenta en la tabla a continuación el Asreal de acero longitudinal que se colocará en la columna.

Tabla 30. As real longitudinal en columnas

Acero Longitudinal que Satisfaga Asprom		
# varillas x	5	-
# varillas y	5	-
# varillas	16	-
db	20	[mm]
Avarilla	3.14	[cm ²]
Areal	50.27	[cm ²]

La tabla 30, presenta el número de varillas que se colocaran por dirección, el diámetro de las varillas y el Asreal.

De la misma manera, se asume una cantidad de acero transversal para realizar el diseño.

Tabla 31. Acero transversal en columnas

Acero Transversal		
criterio	Valor	Unidades
# ramas	2	-

db	16	[mm]
db	1.6	[cm]
# espacios x	4	-
# espacios y	4	-
sx	10.95	[cm]
sy	10.95	[cm]

En la tabla 31, se presenta el número de ramas, diámetro de varilla y los espaciamientos en cada dirección para, el diseño de columnas.

Al haber asumido el acero que se colocará, se necesitan extraer las cargas del modelado en Etabs. Las mismas se presentan en la tabla a continuación.

Tabla 32. Cargas para el diseño de columnas

Cargas								
Carga Axial			M dirección x			M dirección y		
Criterio	Valor	Unidades	Criterio	Valor	Unidades	Criterio	Valor	Unidades
PD	47.59	[Tonf]	MD	163.06	[Tonf*cm]	MD	70.26	[Tonf*cm]
PL	9.3	[Tonf]	ML	63.16	[Tonf*cm]	ML	26.41	[Tonf*cm]
PEx	4.47	[Tonf]	MEx	683.8	[Tonf*cm]	MEx	76.91	[Tonf*cm]
Pey	6.68	[Tonf]	MEy	72.83	[Tonf*cm]	MEy	501.45	[Tonf*cm]

En la tabla 32, se presentan las cargas muertas, vivas y de sismo en la dirección x y sismo en la dirección y. Todas las cargas fueron obtenidas del modelado 3D en Etabs.

Al tener las cargas definidas, se realizan las combinaciones de carga para obtener los valores de Pu, Mux y Muy que se comprobaran con el diagrama de interacción presentado más adelante.

Tabla 33. Combinaciones de carga en columnas

Combinación 1			Combinación 2		
Criterio	Valor	Unidades	Criterio	Valor	Unidades
Pu	66.626	[Tonf]	Pu	71.988	[Tonf]
Mux	228.284	[Tonf*cm]	Mux	296.728	[Tonf*cm]
Muy	98.364	[Tonf*cm]	Muy	126.568	[Tonf*cm]
Combinación 5+ x			Combinación 5+ y		
Criterio	Valor	Unidades	Criterio	Valor	Unidades
Pu	70.878	[Tonf]	Pu	73.088	[Tonf]
Mux	942.632	[Tonf*cm]	Mux	331.662	[Tonf*cm]
Muy	187.632	[Tonf*cm]	Muy	612.172	[Tonf*cm]
Combinación 5- x			Combinación 5- y		
Criterio	Valor	Unidades	Criterio	Valor	Unidades
Pu	61.938	[Tonf]	Pu	59.728	[Tonf]
Mux	816.312	[Tonf*cm]	Mux	186.002	[Tonf*cm]
Muy	33.812	[Tonf*cm]	Muy	559.352	[Tonf*cm]
Combinación 7+ x			Combinación 7+ y		
Criterio	Valor	Unidades	Criterio	Valor	Unidades

Pu	47.301	[Tonf]	Pu	49.511	[Tonf]
Mux	830.554	[Tonf*cm]	Mux	219.584	[Tonf*cm]
Muy	140.144	[Tonf*cm]	Muy	564.684	[Tonf*cm]
Combinación 7- x			Combinación 7- y		
Criterio	Valor	Unidades	Criterio	Valor	Unidades
Pu	38.361	[Tonf]	Pu	36.151	[Tonf]
Mux	830.554	[Tonf*cm]	Mux	73.924	[Tonf*cm]
Muy	-13.676	[Tonf*cm]	Muy	564.684	[Tonf*cm]

En la tabla 33, se presentan las 7 combinaciones de carga, cada combinación tiene un valor de Pu, Mux y Muy, todos estos valores deberán caer dentro del diagrama de interacción para poder comprobar el diseño.

Diseño de refuerzo longitudinal columnas

Al tener los valores resultantes presentados en la tabla 33, se toma el valor más crítico de Pu y se comprueban los siguientes requerimientos geométricos.

Tabla 34. Valor de Pu mas crítico

Valor Pu	
Combinación	Combinación 5+ y
Pu	73.088 [Tonf]

La tabla 34, presenta el valor de Pu más crítico obtenido de la combinación de carga 5+y

Tabla 35. Requerimientos geométricos para columnas

Requerimientos Geométricos

b_x	\geq	30
Si cumple		
A_g	\geq	$P_u/0.5 \cdot f'_c$
Si cumple		
b_x/h_y	\geq	0.4
Si cumple		
15	\geq	H/b_x
Si cumple		

En la tabla 35, se muestra que todos los requerimientos geométricos se satisfacen. Esto quiere decir que las dimensiones asumidas cumplen con las especificaciones mínimas de la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

A continuación, se realiza el diagrama de interacción en una hoja de cálculo codificada en base a los métodos de cálculo establecidos en el libro de Nilson, Design of Concrete Structures y el libro de Wight y Macgregor, Reinforced Concrete Mechanics & Design. Los valores del diagrama de interacción en la dirección x es presentado a continuación. Se utilizarán solo 10 puntos por facilidad en el análisis.

Tabla 36. Diagrama de Interacción en X

Diagrama de Interacción para Momento Alrededor del Eje X					
C	P_n	M_n	Phi	Phi P_n	Phi M_n
8.41	-23.24	4839.09	0.9	-20.91	4355.18
16.82	139.65	8628.80	0.9	125.69	7765.92

25.23	278.51	10663.15	0.81	226.12	8657.28
33.64	415.53	11477.96	0.66	277.26	7658.66
42.05	568.69	10779.57	0.65	369.65	7006.72
50.47	710.99	9463.01	0.65	462.14	6150.95
58.88	840.92	7592.14	0.65	546.60	4934.89
67.29	963.84	5025.73	0.65	626.50	3266.72
75.70	1079.07	1887.70	0.65	701.39	1227.01
84.11	1194.88	-2028.66	0.65	776.67	-1318.63

En la tabla 36, se muestran los valores que construyen el diagrama de interacción.

A continuación, se muestra el diagrama de interacción para cuando el momento esta alrededor del eje x.

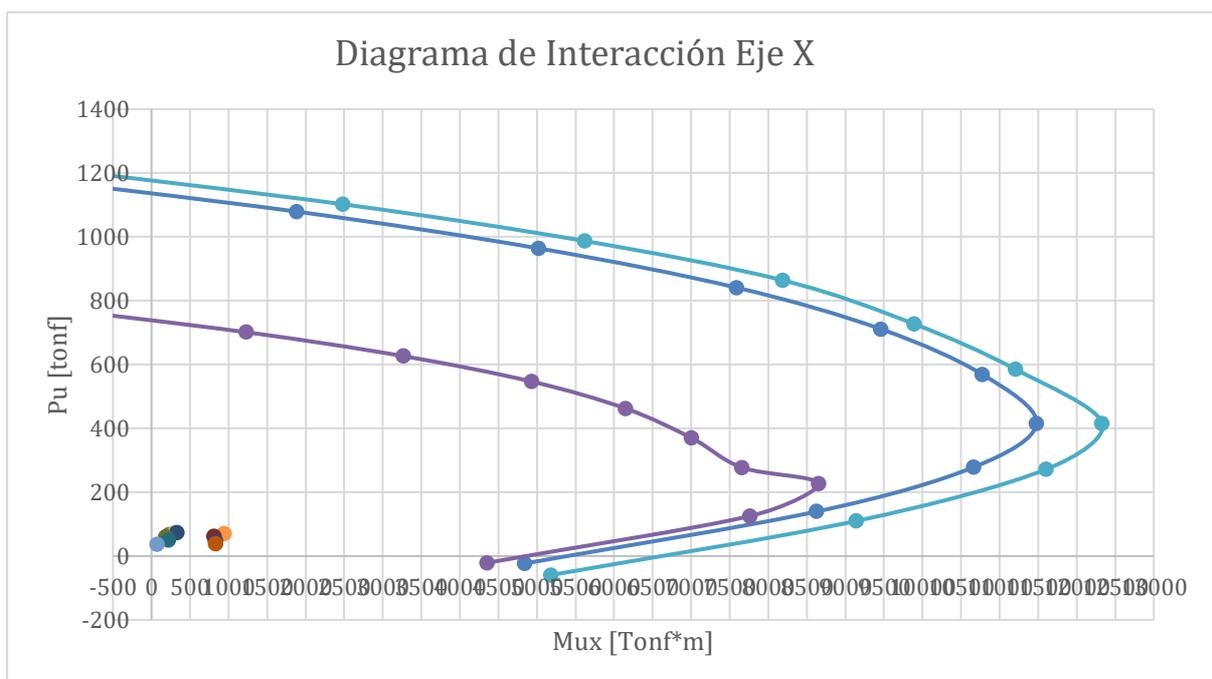


Figura 7. Diagrama de interacción para momento alrededor del eje x

Como se puede apreciar en la figura 7 todos los valores de las combinaciones de carga caen dentro de la superficie de diseño. Eso comprueba que el diseño es adecuado.

Ahora se presenta el diagrama de interacción para cuando el momento esta alrededor del eje y.

Tabla 37. Diagrama de interacción en el eje y

Diagrama de Interacción para Momento Alrededor del Eje Y					
C	Pn	Mn	Phi	Phi Pn	Phi Mn
8.41	-23.24	4839.09	0.9	-20.91	4355.18
16.82	139.65	8628.80	0.9	125.69	7765.92
25.23	278.51	10663.15	0.81	226.12	8657.28
33.64	415.53	11477.96	0.66	277.26	7658.66
42.05	568.69	10779.57	0.65	369.65	7006.72
50.47	710.99	9463.01	0.65	462.14	6150.95
58.88	840.92	7592.14	0.65	546.60	4934.89
67.29	963.84	5025.73	0.65	626.50	3266.72
75.70	1079.07	1887.70	0.65	701.39	1227.01
84.11	1194.88	-2028.66	0.65	776.67	-1318.63

La tabla 37, presenta los datos de Pn y Mn que forman el diagrama de interacción.

A continuación, se muestra el diagrama de interacción que se construye con los datos de la tabla 37.

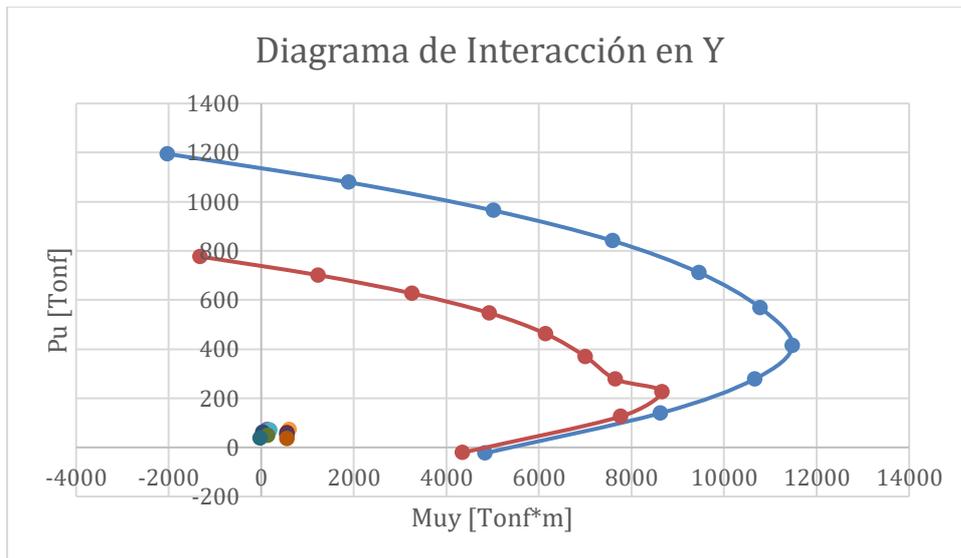


Figura 8. Diagrama de interacción para momento alrededor del eje y

Como se puede observar en la figura 8 de igual manera todos los valores de las combinaciones de carga caen dentro de la superficie de diseño, esto quiere decir que el diseño de la columna es adecuado.

Diseño de Columna a Cortante

Al igual que en vigas, se necesita diseñar el refuerzo transversal de la columna. El procedimiento se muestra a continuación.

En primer lugar, se necesita calcular la longitud de la zona crítica en la columna, esto se realiza con las ecuaciones obtenidas del ACI 318-19 mostradas a continuación.

Tabla 38. Longitud de zona crítica en columnas

Lo		
hy	65	[cm]
H/6	48.00	[cm]
60	60	[cm]

Lo 65 [cm]

La tabla 38, presenta la longitud de la zona crítica que se toma como el máximo valor entre los resultados de las 3 ecuaciones presentadas.

Al tener la longitud de la zona crítica necesitamos saber cuál es el espaciamiento necesario en esa zona. De igual manera al espaciamiento máximo se lo calcula con las siguientes ecuaciones presentadas en la tabla obtenidas del ACI 318-19.

Tabla 39. Espaciamiento máximo en zona crítica de columnas.

Smax_Lo		
bx/4	16.25	[cm]
6*db,long	12	[cm]
Normativa	15	[cm]
Smax_Lo	12	[cm]

En la tabla 39, se presenta el espaciamiento máximo que puede tener el acero dentro de la zona crítica en columnas. Se selecciona el menor valor entre las tres ecuaciones presentadas en la tabla.

Al igual que en la zona crítica, es necesario determinar el espaciamiento máximo para el acero dentro de la zona central de la columna. Este espaciamiento se determina aplicando las ecuaciones presentadas en la tabla a continuación.

Tabla 40. Espaciamiento máximo en zona central de columna

Smax_Centro		
850*db,long/raiz(fy)	26.23	[cm]
48*db,estribo	76.80	[cm]

bx/2 32.50 [cm]

Smax_Centro 26.23 [cm]

En la tabla 40, se presenta el espaciamiento máximo de 26 cm en la zona central de la columna. Este valor es seleccionado tomando el mínimo valor entre las tres ecuaciones mostradas anteriormente en la tabla.

Ahora que se tienen las separaciones es necesario calcular el área de estribo requerida en la columna. Para eso primero se calculan dos constantes de la siguiente manera.

Ecuación 23

$$k_f = \frac{f'_c}{1750} + 0.6 \geq 1$$

Ecuación 24

$$K_n = \frac{\#varillas}{\#varillas - 2}$$

Reemplazando datos en las ecuaciones 23 y 24, se obtienen los siguientes resultados.

Tabla 41. Constantes para corte en columnas.

Constantes		
Kf	2.20	OK
Kn	1.14	

La tabla 41, presenta las dos constantes calculadas, de igual manera, podemos notar que la condición de que Kf sea mayor que 1 se cumple.

Para calcular el área de estribo requerida, se utilizan el valor más crítico de Pu para columnas y el momento probable obtenido de la figura 7.

Tabla 42. Cargas para calcular el área de estribo

Cargas		
Pu	73.088	[tonf]
Mpr	8279.57	[Tonf*cm]

En la tabla 42, se presentan la carga y el momento que se utilizaran en el cálculo del área de estribo.

A continuación, se calcula el área de estribo con las ecuaciones mostradas a continuación, obtenidas del ACI 318-19.

Ecuación 25

$$Ash1 = \frac{0.3 * s * H * f'c}{fy} \left(\frac{Ag}{Ac} - 1 \right)$$

Ecuación 26

$$Ash2 = \frac{0.09 * s * H * f'c}{fy}$$

Ecuación 27

$$Ash3 = \frac{0.2 * kf * kn * s * H * Pu}{fy * As}$$

Reemplazando valores en las ecuaciones presentadas, se obtienen los siguientes resultados.

Tabla 43. Área de estribo requerida

Ash		
Ash 1	3.99	[cm ²]
Ash2	3.99	[cm ²]
Ash3	0.00179	[cm ²]

Ash **3.99** **[cm²]**

La tabla 43, presenta el área de estribo que se debe satisfacer para cumplir con el diseño del refuerzo transversal en la columna.

Ahora es necesario calcular el cortante en los extremos, de esta manera obtendremos una nueva área de acero que debe ser comparada con la obtenida en la tabla 43. El mayor valor de área de acero será la que rija el diseño.

Para calcular el área de acero por medio de los cortantes en los extremos se utiliza el siguiente procedimiento.

Ecuación 28

$$V_{sis} = \frac{2 * M_{pr}}{H}$$

Ecuación 29

$$V_s = \frac{V_{sis}}{\phi}$$

Ecuación 30

$$A_v = \frac{V_{sis} * S_{maxLo}}{f_y * d}$$

Reemplazando valores en las ecuaciones anteriores, se obtienen los siguientes resultados.

Tabla 44. Cortante en los extremos

Cortante Extremos		
Vsis	57.49	[Ton]
Vs	76.66	[Ton]
Av	3.75	[cm ²]

En la tabla 44, se presenta el área de acero que será comparada con el área presentada en la tabla 43.

De esta comparación se sabe que el área que rige el diseño es la presentada en la tabla 43 $A_v = 3.99 \text{ cm}^2$.

Ahora es necesario realizar la comprobación de que el acero colocado sea mayor al requerido.

Se asume que se utilizaran 2 ramas con varillas de 16 mm de diámetro.

Tabla 45. Comprobación de acero transversal en columnas

Criterio Comprobación

A	\geq	Area de Estribos
Si cumple		

Como se puede observar en la tabla 45, el área colocada es mayor a la requerida, por lo tanto, el diseño es adecuado.

A continuación, se presenta un esquema del refuerzo.

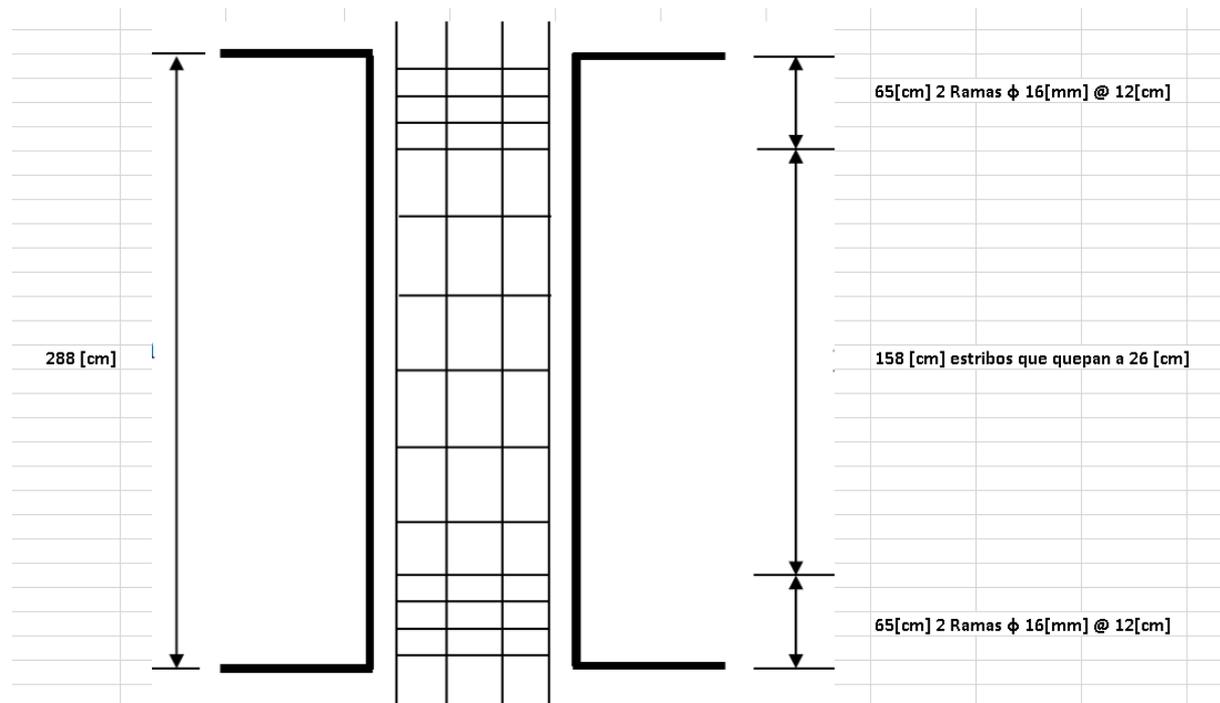


Figura 9. Refuerzo transversal en columnas.

Como se observa en la figura 9, las zonas críticas son de 65 cm de longitud, en estas zonas está permitido utilizar separación máxima de 12cm. En la zona central que tiene una longitud de 158 cm, se puede utilizar una separación máxima de 26 cm. En todas las zonas se colocarán 2 ramas de varillas de 16 mm de diámetro.

Sección 6: Diseño de Conexión viga-columna

Los nudos son de gran importancia en las estructuras, estos realizan la unión entre vigas y columnas, debido a esto deben estar muy bien diseñados, ya que, si falla un nudo toda la estructura podría colapsar. En esta sección se diseñan los nudos internos y externos para la edificación. Es importante tomar en cuenta que todo el análisis debe hacerse respecto a corte ya que por la geometría de los nudos estos no pueden fallar por flexión.

En primer lugar, se debe comprobar las secciones mínimas de vigas y columnas como se muestra en la tabla a continuación.

Tabla 46. Comprobación en dimensiones de vigas y columnas

Comprobación		
h_{col}	\geq	$20 \cdot db_{viga}$
Si cumple		
h_{viga}	\geq	$20 \cdot db_{col}$
Si cumple		

La tabla 46, presenta la comprobación de las alturas mínimas en vigas y columnas, se debe satisfacer estos parámetros para poder diseñar el nudo.

Diseño nudo central

Según el ACI 318-19, se debe aplicar las ecuaciones mostradas en la tabla a continuación para calcular el ancho efectivo que se utilizará en el diseño del nudo interior.

Tabla 47. Ancho efectivo nudo interior

Bf		
Criterio	Valor	Unidad
$(l_n/8)*2+b_w$	30.25	[cm]
$(s_w/2)*2+b_w$	110	[cm]
$(8h)*2+b_w$	350	[cm]
Bf	30.25	[cm]

La tabla 47, muestra las ecuaciones presentadas en la tabla 6.3.2.1 del ACI 318-19. De las cuales el menor valor de bf, es el que se utilizara para el cálculo.

Una vez que se tiene el valor de bf, es necesario continuar al cálculo de los momentos probables. Para este cálculo, se utilizará un valor de $\alpha=1.25$. Para poder calcular los Mpr primero debemos calcular la profundidad del bloque de compresión como se muestra a continuación.

Ecuación 31

$$a = (A_s * \alpha * F_y) / (0.85 * f'_c * b)$$

Reemplazando los valores de la ecuación se obtienen los siguientes resultados.

Tabla 48. Profundidad bloque de compresión nudo central

Profundidad bloque de compresión	
a+	4.37

a-

8.24

La tabla 48, muestra la profundidad del bloque de compresión, tanto para momento positivo como negativo.

Al tener los valores de a, se procede a calcular los Mpr con la siguiente ecuación. Es importante tomar en cuenta que para momento positivo se debe utilizar el ancho bf y para momento negativo se debe utilizar el ancho bw. De igual manera, cuando el momento es positivo se debe utilizar el Asinf obtenido en la sección 4 y cuando el momento es negativo, se debe utilizar el Assup que viene a ser la suma del acero calculado en la sección 4 mas el acero de la losa.

Ecuación 32

$$M_{pr, b} = A_s * F_y * \alpha * (d - \frac{a}{2})$$

Reemplazando los valores en la ecuación se obtienen los siguientes resultados.

Tabla 49. Momentos probables nudo interior

Mpr		
Mpr1 (+)	1002088.96	[Kg*cm]
Mpr2 (-)	1757082.35	[kg*cm]

En la tabla 49, se presentan los valores de momentos probables positivos y negativos.

De la Norma Ecuatoriana de la Construcción con los valores de Mpr se realiza la siguiente comprobación.

Tabla 50. Comprobación momentos probables nudo interior

Comprobación		
As+	≥	As-/2
Si cumple		

En la tabla 50, se presenta el chequeo que dice que el momento probable positivo debe ser mayor al momento probable negativo entre dos.

Al haber realizado la verificación anterior, se procede a calcular el cortante actuante en la columna en la columna y el cortante ultimo.

Ecuación 33

$$V_{col} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{H}$$

Ecuación 34

$$V_u = T_{b1} + T_{s1} + T_{s2} + c_{b2} - V_{col}$$

Reemplazando datos en las dos ecuaciones anteriores se obtienen los siguientes resultados.

Tabla 51. Cortante Columna Aproximado nudo interior

Cortante Columna		
Criterio	Valor	Unidades
Vcol	9580.45596	[kg]
Vu	80719.544	[kg]

La tabla 51, presenta el cortante actuante en la columna y el cortante ultimo, que se utilizaran en el cálculo.

Ahora se necesita calcular el cortante resistente con la siguiente ecuación.

Ecuación 35

$$V_n = \gamma * \lambda * \sqrt{F'_c} * A_j$$

Debido a que en Ecuador no se utiliza hormigón aligerado asumimos que $\lambda = 1$ y como estamos diseñando para corte el phi a utilizar es $\phi=0.75$. Con respecto a γ se obtiene de la tabla

18.8.4.3 del ACI 318-19. En este caso será $\gamma = 1.7$ debido que es para una columna ubicada en el centro de la estructura.

Tabla 52. Datos para cálculo de cortante resistente nudo interior

Datos	
λ	1
Υ	1.7
ϕ	0.75

En la tabla 52, se presentan los datos de constantes para el cálculo del cortante resistente.

Además, de los valores antes obtenidos se necesita calcular el área del nudo.

Ecuación 36

$$A_j = b_j * h$$

De donde sabemos que b_j se obtiene tomando el menor valor entre dos ecuaciones presentadas en la siguiente tabla, obtenidas de la sección 15.4.2.4 del ACI 318.19.

Tabla 53. Valor de b_j nudo interior

b_j		
$b+h$	95	[cm]
$b+2x$	65	[cm]
b_j	65	[cm]

En la tabla 53, se presenta el valor de b_j , este se obtiene eligiendo el menor valor de las ecuaciones presentadas en la tabla.

Al tener b_j , utilizamos la ecuación 36 y obtenemos lo siguiente.

Tabla 54. Área nudo interno

A_j		
$b_j \cdot h$	4225	[cm ²]

En la tabla 54, se presenta el área del nudo calculada con la ecuación 36.

Ahora que ya tenemos todos los datos necesarios para calcular el cortante resistente, reemplazamos los valores en la ecuación 35 y obtenemos el siguiente resultado.

Tabla 55. Cortante resistente nudo interno

Cortante Resistente		
V_n	120186.21	[kg]

La tabla 55, presenta el valor del cortante resistente en kg obtenido utilizando la ecuación 35.

Para finalizar se realiza el siguiente chequeo donde $\phi V_n \geq V_u$.

Tabla 56. Comprobación cortante resistente nudo interior

Comprobación		
ϕV_n	\geq	V_u
Si cumple		

En la tabla 56, se comprueba que la demanda sea menor a la capacidad de corte del elemento.

Diseño nudo extremo

Al igual que en el nudo interior, para el diseño del nudo exterior se necesita calcular un nuevo ancho efectivo b_f . Este se calcula eligiendo el menor valor entre las ecuaciones que se presentan en la tabla a continuación, obtenidas del ACI 318-19.

Tabla 57. Ancho efectivo nudo exterior

B_f		
Criterio	Valor	Unidad

$(ln/12)*2+bw$	30.0833333	[cm]
$(sw/2)*2+bw$	70	[cm]
$(6h)*2+bw$	150	[cm]
Bf	30.08	[cm]

En la tabla 57, se presenta el valor de ancho efectivo que se utilizara en el cálculo para el diseño del nudo exterior.

De igual manera se calculan las profundidades del bloque de compresión, utilizando la ecuación 31.

Tabla 58. Profundidad bloque de compresión para nudo externo.

Profundidad bloque de compresión	
a+	4.40
a-	5.59

En la tabla 58, se presenta la profundidad del bloque de compresión, que servirán para calcular los Mpr.

Una vez que tenemos las profundidades, utilizamos la ecuación 35 y obtenemos los momentos probables.

Tabla 59. Mpr para nudo exterior

Mpr		
Mpr1 (+)	1001707.19	[Kg*cm]
Mpr2 (-)	1245114.71	[kg*cm]

En la tabla 59, se presenta los Mpr para el diseño del nudo exterior

Se repite la comprobación realizada para el nudo interior.

Tabla 60. Comprobación de momentos probables nudo exterior

Comprobación		
As+	\geq	As-/2
Si cumple		

En la tabla 60, se presenta el chequeo que dice que el momento probable positivo debe ser mayor al momento probable negativo entre dos. Para el nudo exterior.

Al haber verificado, se procede a calcular el cortante actuante en la columna y el cortante ultimo.

Reemplazando datos en la ecuación 33 y ecuación 34, se obtienen los siguientes resultados.

Tabla 61. Cortante columna aproximado nudo exterior

Cortante Columna		
Criterio	Valor	Unidades
Vcol	7801.4649	[kg]
Vu	63598.5351	[kg]

La tabla 61, presenta el cortante actuante en la columna y el cortante último, que se utilizaran en el cálculo del nudo exterior.

Ahora, se calcula el cortante resistente con la ecuación 35. Los valores de λ y ϕ , no cambian para este calculo. Por otro lado debido a que este es un nudo exterior se tiene que $\gamma = 1.3$ y se obtiene de la tabla 18.8.4.3 del ACI 318-19.

Tabla 62. Datos para cálculo de cortante resistente nudo exterior

Datos	
λ	1

$$\Upsilon \quad 1.3$$

$$\varphi \quad 0.75$$

En la tabla 62, se presentan los datos de constantes para el cálculo del cortante resistente.

Calculamos el área del nudo con la ecuación 36.

De donde sabemos que b_j se obtiene como para el nudo interior.

Tabla 63. Valor de b_j nudo exterior

b_j		
$b+h$	95	[cm]
$b+2x$	65	[cm]
b_j	65	[cm]

En la tabla 63, se presenta el valor de b_j . Este valor se obtiene eligiendo el menor valor de las ecuaciones presentadas en la tabla.

Al tener b_j , utilizamos la ecuación 36 y obtenemos lo siguiente.

Tabla 64. Área nudo interno

A_j		
$b_j \cdot h$	4225	[cm ²]

En la tabla 64, se presenta el área del nudo exterior.

Ahora que ya tenemos todos los datos necesarios para calcular el cortante resistente, reemplazamos los valores en la ecuación 36 y obtenemos el siguiente resultado.

Tabla 65. Cortante resistente nudo externo

Cortante Resistente		
V_n	91907.104	[kg]

La tabla 65, presenta el valor del cortante resistente en kg obtenido utilizando la ecuación 35.

Para finalizar se realiza el siguiente chequeo donde $\phi V_n \geq V_u$.

Tabla 66. Comprobación cortante resistente nudo exterior

Comprobación		
ϕV_n	\geq	V_u
Si cumple		

En la tabla 66, se comprueba que la demanda sea menor a la capacidad de corte del elemento.

Tanto el nudo interior como el exterior cumplen con todas las especificaciones establecidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción y Aci 318-19.

Sección 7: Chequeo de derivas y cortantes

Una vez que se ha terminado el diseño es necesario comprobar que las derivas y los cortantes cumplan. En primer lugar se van a revisar las derivas. Del modelado 3D realizado en Etabs, se extrae el valor de deriva máxima para el sismo dinámico en X.

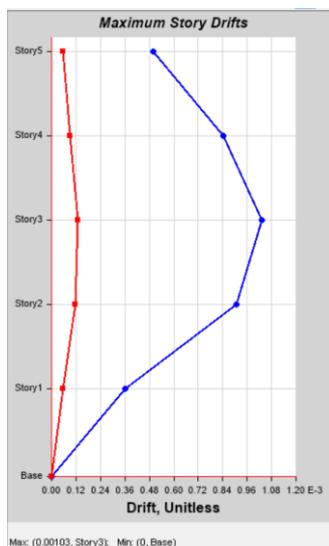


Figura 10. Deriva Máxima

Tabla 67. Máxima Deriva

Deriva Máxima

0.00103

[cm]

La tabla 67, presenta el valor de la máxima deriva que se produce en la edificación cuando llega el sismo de diseño. Esta deriva se dio en la planta 3 de la edificación.

Según la Norma Ecuatoriana de la Contrucción (NEC-15), al valor obtenido del modelado 3D, debemos multiplicarlo por el factor de reducción de la estructura y el 75% de ese valor no debe especificar la deriva máxima de 0.02 especificada en la NEC-15.

Ecuación 37

$$\Delta_M = 0.75 * R * Deriva$$

Reemplazando valores en la ecuación, se obtiene que el valor de deriva máximo en la estructura es de $\Delta_M = 0.00618$ [cm] que es menor a 0.02 por lo tanto cumple. Los resultados se presentan a continuación.

Tabla 68. Verificación Derivas

Verificación Derivas	
Δ_M	0.00618
Deriva Máxima	0.02

Si Cumple

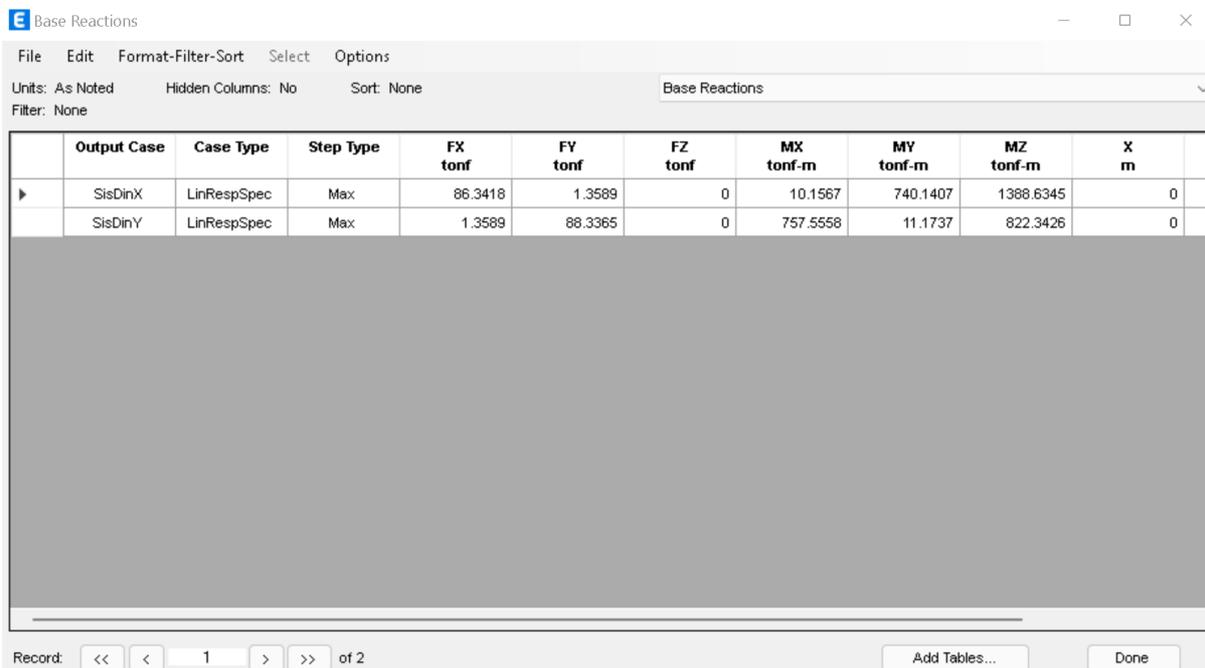
En la tabla 68, se presenta el valor de deriva obtenido con la ecuación 37 y el valor máximo permitido por la NEC-15. Como se puede observar se satisface la condición.

Como se observa en la tabla 68, la condición se satisface, por lo tanto, la edificación esta correctamente diseñada.

Una vez que se comprobó que las derivas no exceden la máxima, es necesario comprobar los cortantes. El cortante estático se obtuvo de la tabla 2.

$$\text{Cortante Estático} = 82165.20 \text{ [kgf]}$$

Ahora necesitamos los cortantes dinámicos obtenidos del modelado en 3D.



	Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m	X m
▶	SisDinX	LinRespSpec	Max	86.3418	1.3589	0	10.1567	740.1407	1368.6345	0
	SisDinY	LinRespSpec	Max	1.3589	88.3365	0	757.5558	11.1737	822.3426	0

Figura 11. Cortantes Dinámicos de la Edificación.

De la figura 11 se obtiene que, el cortante dinámico en x = 86.34 [tonf] y que el cortante dinámico en y = 88.34 [tonf]. Ahora es necesario comprobar que los cortantes dinámicos sean mayores al 85% del cortante estático.

Ecuación 38

$$85\% * \text{cortante estático} < \text{cortante dinámico } x$$

Ecuación 39

$$85\% * \text{cortante estático} < \text{cortante dinámico } y$$

Reemplazando los valores anteriormente obtenidos en las ecuaciones 38 y 39, se obtienen los siguientes resultados.

Tabla 69. Verificación de cortantes

Verificación de Cortantes		
86.34	>	82.17
Si Cumple		
88.34	>	82.17
Si Cumple		

En la tabla 69, se presenta que los cortantes dinámicos son mayores al 85% del cortante estático.

Al igual que las derivas los cortantes cumplen. Se puede concluir que el diseño de la edificación es adecuado.

Sección 8: Codificación hoja de calculo

La aplicación ha sido creada en Microsoft Excel mediante macros usando el lenguaje de programación Visual Basic.

Existe varios botones los cuales permiten el funcionamiento de la aplicación y cada uno de estos botones está relacionado con su macro correspondiente.

Botón: Creación de PDF

El botón "CREAR PDF" permite exportar el contenido de la hoja de cálculo de Excel a un archivo PDF. Esto se lo realiza con el siguiente código:

```
ActiveWorkbook.ExportAsFixedFormat Type:=xlTypePDF, Filename:=ThisWorkbook.path
& "\Diseño Edificio de Hormigón.pdf", Quality:=xlQualityStandard,
IncludeDocProperties:=False, IgnorePrintAreas:=False, OpenAfterPublish:=True
```

Este código permite crear un archivo llamado “Diseño Edificio de hormigón.pdf”

Información General	
Ubicación	
Provincia	Pichincha
Ciudad	Quito
Dimensiones	
Altura de entrepiso	2,925
Número de Pisos	10
Altura total edificación	29,25
Largo de base	
Ancho de base	
Area de edificación en base	
Peso de la estructura	24089,6316

CREAR PDF

Figura 12. Botón PDF

Botón: Calculo de Fuerzas

CORTANTE BASAL NEC-15	
Datos Generales	
Tipo de Estructura	Pórticos Especiales de hormigón armado
Especificaciones Estructurales	muros estructurales o diagonales rigidizadoras
Número de Pisos	10
Altura de Entrepiso	2,925
Altura total de Edificio	29,25
Periodo de la Estructura	
Ct	0,055
hn	29,25
α	0,75
Ta	0,69

CÁLCULO DE FUERZAS

REINICIAR TABLA

Figura 13. Botón de cálculo de fuerzas y de limpieza de tabla.

Este botón permite crear la tabla del cortante basar en la hoja de cálculo “Cortante Basar” del archivo de Excel. Este botón está relacionado con la función “Rellenar Tabla”.

```
Sub RellenarTabla()
```

```
Dim i As Integer
```

```
Dim NroPisos As Integer
```

```
'Tomo el valor de la celda B6 Nro de pisos
```

```
ActiveSheet.Range("B6").Select
```

```
NroPisos = Range("B6").Value
```

```
'Asigno el piso 1 i = Piso 1
```

```
i = 1
```

Figura 14. Función rellenar tabla

Dentro del código de la imagen anterior se encuentra el código correspondiente para tomar el número de pisos, valor que es base para los cálculos y relleno de la tabla.

```

'*****
'*****---lleno los nro de pisos---*****
'*****

'Selecciono Celda inicial para los pisos A30, siempre inicia en esa
ActiveSheet.Range("A30").Select
For j = NroPisos To i Step -1
    ActiveCell.Value = j
    ActiveCell.Offset(1, 0).Activate
Next j

'----- lleno entrepiso -----
Dim AlturaEntrepiso As Double
ActiveSheet.Range("B7").Select
AlturaEntrepiso = Range("B7").Value
i = 1
ActiveSheet.Range("B30").Select
For j = NroPisos To i Step -1
    ActiveCell.Value = AlturaEntrepiso
    ActiveCell.Offset(1, 0).Activate
Next j

```

Figura 15. Función que servirá para llenar el número de pisos.

Dentro de la función “Rellenar Tabla”, se encuentran segmento de códigos los cuales van llenando columna por columna cada uno de los valores en base al número de pisos, como se muestra en la siguiente imagen:

```

'*****
'*****---lleno los nro de pisos---*****
'*****

'Selecciono Celda inicial para los pisos A30, siempre inicia en esa
ActiveSheet.Range("A30").Select
For j = NroPisos To i Step -1
    ActiveCell.Value = j
    ActiveCell.Offset(1, 0).Activate
Next j

'----- lleno entrepiso -----
Dim AlturaEntrepiso As Double
ActiveSheet.Range("B7").Select
AlturaEntrepiso = Range("B7").Value
i = 1
ActiveSheet.Range("B30").Select
For j = NroPisos To i Step -1
    ActiveCell.Value = AlturaEntrepiso
    ActiveCell.Offset(1, 0).Activate
Next j

```

Figura 16. Código para llenar el número de pisos en la tabla.

Al terminar de ejecutarse cada segmento de código se obtiene la tabla resultado como se muestra en la siguiente imagen:

Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales					K	1,095
Piso	Entrepiso [m]	Hi [m]	Wi [kg]	Hi*K*Wi	Cv [%]	FE
10	2,925	29,25	2408,9632	97104,194	0,19	578,46
9	2,925	26,325	2408,9632	86523,392	0,17	515,43
8	2,925	23,4	2408,9632	76053,906	0,15	453,06
7	2,925	20,475	2408,9632	65708,316	0,13	391,43
6	2,925	17,55	2408,9632	55502,635	0,1083175	330,64
5	2,925	14,625	2408,9632	45457,981	0,0887147	270,80
4	2,925	11,7	2408,9632	35603,581	0,0694831	212,09
3	2,925	8,775	2408,9632	25982,789	0,0507074	154,78
2	2,925	5,85	2408,9632	16667,322	0,0325275	99,29
1	2,925	2,925	2408,9632	7802,5756	0,0152273	46,48
				512406,69	1	3052,47

Figura 17. La tabla resultado de las fuerzas laterales.

Dentro de esta hoja de cálculo está el botón Reiniciar tabla, este botón está relacionado con la función BorrarCeldas (), como se muestra en la siguiente imagen.

```

Sub BorrarCeldas ()

    *****borro celdas
    Range ("A30:G60") .Select
    Selection.ClearContents

End Sub

```

Figura 18. Función para vaciar las celdas.

Esta función elimina todos los valores desde la celda A30 hasta la celda G60.

Hoja de Cálculo Columnas

Para realizar los cálculos de esta hoja de cálculo se creó los siguientes botones:

- Calcular Tabla de Acero Eje X, en donde se realizan los cálculos necesarios en el eje X
- Calcular Tabla de Acero Eje Y, en donde se realizan los cálculos necesarios en el eje Y

A fin de optimar el código de la aplicación se han desarrollado funciones las cuales funcionan tanto para el eje X, como para el eje Y. Esto permite disminuir la cantidad de código. Para la realización de los cálculos se ha colocado los valores referenciales en celdas fijas por lo cual es posible tomar estos valores con la función de visual Basic:

```

'Tomo el valor de la celda B30 #varillas y
Dim NroVarillasY As Double
ActiveSheet.Range ("B30") .Select
NroVarillasY = Range ("B30") .Value
'Tomo el valor de la celda B29 #varillas x
Dim NroVarillasX As Double
ActiveSheet.Range ("B29") .Select
NroVarillasX = Range ("B29") .Value
'Tomo el area de una varilla celda B33
Dim Avarilla As Double
ActiveSheet.Range ("B33") .Select
Avarilla = Range ("B33") .Value

```

Figura 19. Toma de datos

Por esta razón se debe tener celdas fijas para la colocación de todos los valores utilizados para los cálculos.

Para optimizar la cantidad de código utilizado se realizó una función que permite determinar el eje en el cual se realizan los cálculos, en este segmento de código se determina el incremento usado para la realización de los cálculos.:

```

If eje_calculo = "X" Then
    '----recupero el incremento y nro de ptos intermedios
    'Tomo incremento de C usado - celda D150
    ActiveSheet.Range("D150").Select
    incrementoC_usado = Range("D150").Value
    'Tomo el nro de ptos intermedio usado - celda B150
    ActiveSheet.Range("B150").Select
    nroPtosIntermedios_usado = Range("B150").Value
Else
    '----recupero el incremento y nro de ptos intermedios
    'Tomo incremento de C usado - celda D419
    ActiveSheet.Range("D419").Select
    incrementoC_usado = Range("D419").Value
    'Tomo el nro de ptos intermedio usado - celda B419
    ActiveSheet.Range("B419").Select
    nroPtosIntermedios_usado = Range("B419").Value
End If

```

Figura 20. Función para determinar en qué eje se trabajará.

El segmento de código anterior determina el eje en el cual se realiza el cálculo y coloca en las variables usadas para determinar el incremento para los cálculos necesarios. Las funciones que realizan los cálculos tomarán los parámetros: incrementoC_usado y nroPtosIntermedios_usado.

Para el cálculo de los valores de la tabla de valores se usa el siguiente código a fin de determinar los valores usados dependiendo si es en el eje X o en el eje Y.

```

If eje_calculo = "X" Then
    'para el eje X
    'valor_sx_sy = sy (F31)    ESPACIADO
    valor_espaciado_sx_sy = valor_espaciado_sy
    'valor_hy_bx = hy (15)
    valor_hy_bx = valor_hy
    NroVarillas_Repeticiones = NroVarillasY
    NroVarillas_ValorTabla = NroVarillasX
    valor_hy_bx_calculo_Cc = valor_bx
    'Valor C - celda B106
    ActiveSheet.Range("B106").Select
    valor_c = Range("B106").Value
    'Tomo ab celda B109
    ActiveSheet.Range("B109").Select
    valor_ab = Range("B109").Value
Else
    'para el eje Y
    'valor_sx_sy = sx (F30) ESPACIADO
    'valor_hy_bx = by (16)
    valor_espaciado_sx_sy = valor_espaciado_sx
    valor_hy_bx = valor_bx
    NroVarillas_Repeticiones = NroVarillasX
    NroVarillas_ValorTabla = NroVarillasY
    valor_hy_bx_calculo_Cc = valor_hy
    'Valor C - celda B373
    ActiveSheet.Range("B373").Select
    valor_c = Range("B373").Value
    'Tomo ab celda B376
    ActiveSheet.Range("B376").Select
    valor_ab = Range("B376").Value
End If

```

Figura 21. Función que realiza el cálculo de la tabla de valores.

El segmento de código anterior establece las variables a usar para los cálculos, los parámetros que usaran las funciones para estos cálculos son: valor_espaciado_sx_sy, valor_hy_bx, NroVarillas_Repeticiones, NroVarillas_ValorTabla, valor_hy_bx_calculo_Cc. Estas variables contienen el valor de espaciado, CC en base al eje utilizado.

Para el cálculo de cada uno de los valores utilizados se ha creado una tabla temporal la cual permite calcular valores en base al Nro de capa, # de varilla, As,d, E, fs, etc.

Para la creación de la tabla de apoyo se usa varias funciones las cuales llenan cada una de las columnas con los cálculos respectivos.

A continuación, se muestran algunas de las funciones utilizadas:

```
' funcion que llena la columna del nro de capas en base al nro de varilla que se inrese -- c
Private Function llenaComunaNroCapas(columna As String, fila As Integer, NroVarilla As Doubl
    Dim j As Integer
    ActiveSheet.Cells(fila, columna).Select
    '-----coloco nro de capas
    For j = 1 To NroVarilla Step 1
        ActiveCell.Value = j
        ActiveCell.Offset(1, 0).Activate
    Next j
End Function
```

Figura 22. Función para llenar número de capaz

```
'funcion que llena la columna de NroVarillas -- columna B
'NroVarillaImpresionValores = coloca este valor en la primera y ultima fila , los valores int
'NroVarillasParaCapas = es el valor de capas que se usa para el contador del FOR
Private Function llenaColumnaNroVarillas(columna As String, fila As Integer, NroVarillasParaF
    Dim j As Integer
    ActiveSheet.Cells(fila, columna).Select
    For j = 1 To NroVarillasParaFor Step 1
        If (j = 1 Or j = NroVarillasParaFor) Then
            ActiveCell.Value = NroVarillaImpresionValores
        Else
            ActiveCell.Value = 2
        End If
        ActiveCell.Offset(1, 0).Activate
    Next j
End Function
```

Figura 23. Función para llenar el número de varillas.

```
'Lleno la columna de As [cm2] -- columna C
Private Function llenaColumna_As_cm2(columna As String, fila As Integer, NroVarillasParaFor A
    Dim NroVarilla As Double
    Dim resultado_As_cm2 As Double
    ActiveSheet.Cells(fila, columna).Select
    For j = 1 To NroVarillasParaFor Step 1
        'Tomo el # Varillas de la misma fila, columna anterior'
        ActiveCell.FormulaR1C1 = "=RC[-1]"
        NroVarilla = ActiveCell.Value
        'Calculo AreaS'
        resultado_As_cm2 = Avarilla * NroVarilla
        'Asigno el valor Calculado'
        ActiveCell.Value = resultado_As_cm2
        'Avanzamos a la siguiente Celda'
        ActiveCell.Offset(1, 0).Activate
    Next j
End Function
```

Figura 24. Función para llenar la columna de As.

Todas las funciones presentadas anteriormente, ayudaron en el diseño de los elementos de la edificación.

CONCLUSIONES

En el trabajo se presentó el diseño de vigas, columnas y conexiones viga columna para una edificación de 5 plantas ubicada en la ciudad de Quito. Al estar situada en una zona de peligro sísmico muy alto y sobre un perfil de suelo tipo D , fue necesario realizar el diseño sismo resistente de los elementos.

El primer elemento en ser diseñado fue una viga, esta debe estar diseñada para aguantar tanto cargas gravitacionales como sísmicas. Se decidió que se utilizaría una sección rectangular con un hormigón de 280 [kg/cm²] y un acero de 4200 [kg/cm²]. Tras correr los análisis en el modelado 3D realizado en Etabs, se estableció que las vigas tendrían 30 [cm] de base y 40 [cm] de peralte. En estas dimensiones de sección transversal, el diseño dio como resultado que se debía utilizar 5 varillas de 12 [mm] de diámetro como refuerzo para momento negativo y 5 varillas de 10 [mm] de diámetro como refuerzo longitudinal para momento positivo. De igual manera, el refuerzo transversal fue diseñado. Se llegó a la conclusión de que, para soportar las cargas, se necesitan en las zonas de confinamiento 2 ramas de estribos de 10 [mm] de diámetro y cada estribo debe estar separado 6 [cm] máximo. En la zona central se necesita menos refuerzo, por lo tanto, se utilizan de igual manera 2 ramas de estribos de 10 [mm] de diámetro, pero, estos deben estar separados 17 [cm].

Tras haber culminado el diseño de las vigas, se procedió a continuar con el diseño de columnas. Para las columnas se utilizaron los mismos materiales que para las vigas. Se estableció que las columnas serían rectangulares con dimensiones de 65 [cm] x 65 [cm]. Tras realizar el análisis en Etabs, se obtuvieron los valores de P_u y M_u más críticos para realizar el diseño. En la columna se optó por colocar 5 varillas de 16 [mm] de diámetro en cada dirección. Como se muestra en las figuras 7 y 8 en la sección 5, los diagramas de interacción tanto en la dirección x como en y engloban a todos los valores de P_n y M_n . Debido a esta razón, se puede concluir

que el refuerzo longitudinal de las columnas es apropiado. Para el refuerzo transversal, se utilizaron 2 ramas de estribos de 16 [mm] de diámetro. En las zonas críticas, los estribos deben estar colocados con una separación de 12 [cm] y en la zona central con una separación de 26 [cm].

Al tener diseñadas vigas y columnas, se realizaron todas las comprobaciones mostradas en la sección 6. De aquella sección se puede concluir que tanto los nudos externos como internos satisfacen las condiciones establecidas por las normas. Al tener todos los elementos diseñados, se procedió a chequear derivas y cortantes en la sección 7. Como se puede observar en dicha sección, la máxima deriva de la edificación es de 0.0013 [cm] la cual es menor que 0.02 [cm] la máxima permitida por la NEC-2015. De igual manera en la misma sección se comprobó que los cortantes dinámicos son mayores al 85% del cortante estático, por lo tanto, se concluye que el diseño de la edificación es correcto.

Todo el diseño de la edificación se realizó siguiendo los parámetros y satisfaciendo los requerimientos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción y el ACI 318-19.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI-318. (2019). *Building Code Requirements for Structural Reinforced Concrete*. ACI Farmington Hills.
- MIDUVI. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción*. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.
- Moehle, J. (2015). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. McGraw-Hill Education.
- Nilson, A. Darwin, D. y Dolan, C. (2010). *Design of concrete Structures*. The McGraw-Hill Companies.
- SEAOC. (2020). *2018 IBC SEAOC STRUCTURAL/SEISMIC DESIGN MANUAL*. Estructural Engineers Association of California.
- Wight, J. y Macgregor, J. (2012). *Reinforced Concrete Mechanics & Design*. Pearson Education, Inc.