

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

Análisis y diseño de un edificio de hormigón de 5 pisos

**Carlos Javier Santacruz Flores, César Xavier Males Males
& Christian David Tayo Cargua.**

Ingeniería Civil

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

Quito, 7 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 un edificio de hormigón de 5 pisos

**Carlos Javier Santacruz Flores, César Xavier Males Males
& Christian Tayo Cargua**

Nombre del profesor, Título académico

Pablo Torres Rodas, PhD.

Quito, 7 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: Carlos Javier Santacruz Flores, César Xavier Males Males & Christian David Tayo Cargua.

Código: 00138120, 00135957, 00135472

Cédula de identidad: 100385219-9, 100332476-9, 1726891003

Lugar y fecha: Quito, 7 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UNPUBLISHED DOCUMENT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

La construcción ha sido una de las aplicaciones más utilizadas en todo el mundo para la fabricación y elaboración de casas, edificios, puentes, estructuras, entre otros. Las técnicas y métodos para realizar los nuevos proyectos se han ido perfeccionando a lo largo de los años, con el objetivo de no volver a cometer ciertos errores constructivos que cobraron vidas. Por lo tanto, es importante diseñar estructuras sismo resistentes que cumplan con todos los requerimientos que se encuentran dentro del código ACI 318-14 y la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC). En este proyecto se presenta el diseño estructural de un edificio de hormigón armado de 5 pisos denominado "CHAKANA", el cuál, está proyectado a construirse dentro de la ciudad de Otavalo. En definitiva, se realiza un estudio de los planos arquitectónicos que servirán de base para el análisis de detalles constructivos y distribución de espacios; por último, se presenta el cálculo detallado de todos los elementos estructurales en base a la NEC y el ACI 318-14 para estructuras sismo resistentes.

Palabras clave: Espectro de diseño, sismo resistente, deriva de piso, análisis estático, análisis dinámico, cimentaciones, viga, columna, losa.

ABSTRACT

Construction has been one of the most used applications around the world for the manufacture and elaboration of houses, buildings, bridges, structures, among others. The techniques and methods for carrying out new projects have been perfected over the years, with the aim of not making certain constructive mistakes that cost lives. Therefore, it is important to design resistant structures that comply with all the requirements found within the ACI-318-14 code and the Ecuadorian Construction Regulations (NEC). This project presents the structural design of a 5-story reinforced concrete building called "CHAKANA", which is projected to be built within the city of Otavalo. In short, a study of the architectural plans is carried out that will serve as a basis for the analysis of construction details and distribution of spaces; Finally, the detailed calculation of all the structural elements is presented based on the NEC and ACI 318-14 for earthquake resistant structures.

Keywords: Design spectrum, earthquake resistant, floor drift, static analysis, dynamic analysis, foundations, beam, column, slab.

TABLA DE CONTENIDO

Contenido

Introducción	11
1.1 Antecedentes	11
1.2 Justificación	12
Desarrollo del Tema.....	13
2.1 Descripción de la estructura	13
2.2 Cargas	15
2.2.1 Carga muerta	15
2.2.2 Carga viva.....	16
2.3 Cortante Basal	16
2.4 Derivas de piso.....	20
2.5 Diseño de vigas a Flexión.....	23
2.5.1 Comprobación de requerimientos de acero	25
2.6 Diseño de vigas a cortante	29
2.7 Diseño de Columnas.....	33
2.7.1 Características de la Columna.....	34
2.7.2 Diseño de columnas considerando efectos de esbeltez	39
2.7.3 Rigidez	40
2.7.4 Verificación de esbeltez.....	41
2.7.5 Refuerzo transversal y de confinamiento	44
2.7.6 Separación del refuerzo transversal.....	44
2.7.7 Diseño por confinamiento	45
2.7 Conexiones Viga-Columna.....	48
2.8 Diseño de cimentaciones	56
2.8.1 Tipos de cimentaciones	57
2.8.2 Cimentaciones superficiales.....	58
2.8.3 Estudio geotécnico	59
2.8.4 Mecanismo de ruptura.....	59
2.8.5 Efectos en el diseño de cimentaciones superficiales.....	63
2.8.6 Diseño final.....	66
2.8.7 Presión del suelo-cimiento.....	66
2.8.8 Presiones Netas sin factorar.....	67
2.8.9 Presiones netas con carga factorada.....	68
2.8.10 Pre-dimensionamiento del cimiento.....	68
2.8.11 Cortante en 2 direcciones	69
2.8.12 Resistencia del hormigón.....	70
2.8.13 Transferencia de cortante.....	71
2.8.14 Armadura de refuerzo.....	72
Conclusiones	74
Referencias bibliográficas	75
Anexos.....	77

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Carga muerta.....	15
Tabla 2. Carga viva	16
Tabla 3. Estimación del período de vibración	18
Tabla 4. Especificaciones NEC.....	18
Tabla 5. Ajustes del análisis dinámico al menos al 80% del análisis estático	20
Tabla 6. Valores máximos de deriva inelástica	21
Tabla 7. Control de derivas	23
Tabla 8. Datos generales de columnas	35
Tabla 9. Verificación de la cuantía de refuerzo de columna.....	38
Tabla 10. Cálculo de inercias de columna y viga	39
Tabla 11. Cálculo de rigidez	40
Tabla 12. Verificación de esbeltez de la columna	41
Tabla 13. Cálculo de P_u total de las columnas de todo el piso	43
Tabla 14. Verificación de carga crítica de pandeo.....	43
Tabla 15. Momentos para diseño	44
Tabla 16. Capacidad viga-columna.....	50
Tabla 17. Viga refuerzo superior dirección x	50
Tabla 18. Viga refuerzo inferior dirección x	51
Tabla 19. Columna superior viga dirección x	51
Tabla 20. Columna inferior viga dirección x	52
Tabla 21. Verificación Columna fuerte-Viga débil dirección x.....	53
Tabla 22. Refuerzo superior e inferior de viga dirección y	54
Tabla 23. Columna superior, caso viga dirección y	54
Tabla 24. Columna inferior, caso viga dirección y	55
Tabla 25. Verificación Columna fuerte-Viga débil dirección y	56
Tabla 26. Propiedades del suelo.....	59
Tabla 27. Factores de capacidad portante en función a las propiedades del suelo	61
Tabla 28. Resultado de la ecuación de capacidad portante.....	62
Tabla 29. Carga actuante.....	62
Tabla 30. Carga admisible	62
Tabla 31. Cálculo del ancho B requerido de la zapata.....	63
Tabla 32. Efecto de la forma.....	64
Tabla 33. Factores de capacidad portante en función al efecto de la forma	64
Tabla 34. Relación D/B.....	64
Tabla 35. Factores de capacidad portante en función a D/B.....	65
Tabla 36. Capacidad portante en función del efecto de forma y profundidad	65
Tabla 37. Carga admisible	65
Tabla 38. Nuevo ancho B en función de efectos	65
Tabla 39. Diseño final de zapata aislada.....	66
Tabla 40. Presión de suelo-cimiento	67
Tabla 41. Presión total	68
Tabla 42. Cargas factoradas.....	68
Tabla 43. Pre-dimensionamiento de la zapata	68
Tabla 44. Resultados obtenidos del punzonamiento.....	70
Tabla 45. Verificación de resultados del punzonamiento	71
Tabla 46. Transferencia corte momento	72
Tabla 47. Diseño estructural final de zapatas aisladas.....	72

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Modelo estructural del edificio Chakana.....	11
Figura 2. Ubicación del proyecto a realizarse.....	13
Figura 3. Planta baja	14
Figura 4 Corte Y-Y'	14
Figura 5. Fachada Frontal	15
Figura 6. Espectro de aceleraciones NEC.....	17
Figura 7. Espectro elástico e inelástico.....	20
Figura 8. Deriva X máxima elástica	21
Figura 9. Deriva Y máxima elástica	22
Figura 10. Acero longitudinal en vigas.....	23
Figura 11. Dimensiones preliminares de la viga.....	24
Figura 12. Momentos de diseño para viga crítica	24
Figura 13. Viga crítica	27
Figura 14. Armadura longitudinal viga eje 3	28
Figura 15. Corte A-A' de viga.....	28
Figura 16. Cantidad de acero para cortante en viga.....	29
Figura 17. Resultados de la viga de análisis	31
Figura 18. Parámetros para el detallamiento según ACI 318-14 & NEC-SE-HM	33
Figura 19. Acero de refuerzo para columnas	33
Figura 20. Propiedades de la columna	34
Figura 21. Fuerzas y momentos de diseño.....	34
Figura 22. Datos generales de la columna	35
Figura 23. Resultados del análisis estructural a Flexo-Compresión (Acero de refuerzo)	36
Figura 24. Resultados del análisis estructural para diseño a Flexo-Compresión (Cuantía requerida)	37
Figura 25. Diagrama de iteración de la columna analizada	38
Figura 26. Longitud libre	39
Figura 27. Diagrama para cálculo de factor K para estructuras no arriostradas	41
Figura 28. Corte F2-F2' columna.....	46
Figura 29. Detallamiento de columna.....	47
Figura 30. Conexiones típicas viga-columna (no se muestra la losa por claridad).....	48
Figura 31. Capacidad columna/Capacidad viga.....	49
Figura 32. Diagrama de interacción nominal columna superior viga dirección x	52
Figura 33. Diagrama de interacción columna inferior viga dirección x	53
Figura 34. Diagrama de interacción de columna superior viga dirección y	55
Figura 35. Diagrama de interacción columna inferior viga dirección y	56
Figura 36. Ancho "B" y desplante "D"	57
Figura 37. Curva de esfuerzo-deformación del suelo	58
Figura 38. Cuña triangular	59
Figura 39. Estados del suelo	60
Figura 40. Diagrama para el cálculo de los factores de capacidad portante.....	61
Figura 41. Zapata corrida y aislada.....	63
Figura 42. Efecto de zapata con influencia de estratos.....	65
Figura 43. Carga dsitribuída suelo-cimentación	66
Figura 44. Carga trapezoidal, presión neta.	67
Figura 45. Predimensionamiento de zapata	69
Figura 46. Efecto de punzonamiento	69
Figura 47. Área de perímetro crítico y área de influencia. Vista en planta.	70
Figura 48. Diseño estructural final de zapatas aisladas.	73

Figura 49. Hoja Programable	77
Figura 50. Datos del proyecto	77
Figura 51. Propiedades de los materiales.....	78
Figura 52. Datos para el espectro de diseño	78
Figura 53. Espectro de diseño	79
Figura 54. Fuerzas laterales	79
Figura 55. Control de derivas.....	79
Figura 56. Irregularidad torsional	80
Figura 57. Cuantía de columnas.....	81
Figura 58. Diseño de vigas momento negativo.....	82
Figura 59. Diseño de viga momento positivo	83
Figura 60. Zapatas finales	83

INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

Una estructura es un conjunto de elementos capaces de soportar y equilibrar un todo; ya sea: edificios, casas, puentes, pórticos, entre otros (Giordani & Leone, 2015). Además, las estructuras de hormigón armado son muy utilizadas en la actualidad, ya que están conformadas por cemento portland, arena y agua, los cuales, son materiales asequibles para la comunidad. Internamente poseen una armadura de acero que refuerza la estructura evitando cualquier fallo interno.

Por esta razón, es necesario que la estructura a diseñar cuente con todos los cálculos y análisis previos a su construcción como: cargas de diseño, espectro sísmico, diseño de vigas, columnas, conexiones y cimentaciones. Para esto, es necesario que el ingeniero conozca y domine todas las técnicas matemáticas y teóricas necesaria para un correcto diseño estructural, garantizando su calidad y óptimo funcionamiento (Ortiz, 2012).

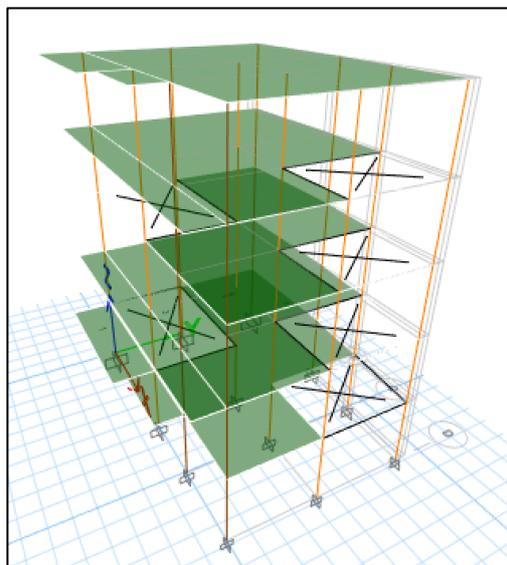


Figura 1. Modelo estructural del edificio Chakana

Fuente: Etabs

El análisis y cálculo estructural cambia constantemente desde un punto de vista matemático, ya que se puede calcular y resolver problemas mediante una serie de procesos iterativos para obtener un mejor resultado. Este procedimiento se puede llevar a cabo en varios softwares de análisis estructural. Para el siguiente diseño se utilizó el programa de análisis estructural denominado Etabs, en el cuál, se obtuvieron los resultados de cada elemento estructural; conjuntamente, se realizó la respectiva verificación mediante hojas de cálculo programadas en Excel.

1.2 Justificación

La innovación ingenieril y arquitectónica son ramas que han trabajado conjuntamente para proyectar nuevas ideas en la construcción, las cuáles, generan una gran eficiencia al momento de ejecutar los proyectos brindando confianza y seguridad. Por otro lado, al encontrarnos en una zona con gran actividad sísmica; el lugar en donde se va a construir la estructura jugará un papel fundamental al momento de realizar el diseño estructural.

La falta de conocimiento y profesionalismo en el área de la construcción ha provocado estructuras ineficientes y vulnerables ante los peligros sísmicos, llegando a ser un peligro para la sociedad. Por esta razón, se han creado diferentes guías, normativas y códigos enfocados a la construcción de estructuras de hormigón, tales como: La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), el código ACI 318-14, entre otros. Estas normativas brindan las especificaciones necesarias para estructuras sísmo resistentes garantizando la calidad y seguridad.

De acuerdo a los diferentes estudios realizados, se espera diseñar y construir una estructura adecuada para la ciudad de Otavalo, procurando no cometer los mismos errores que se han cometido a lo largo de la historia.

DESARROLLO DEL TEMA

2.1 Descripción de la estructura

La estructura de análisis de este proyecto es un edificio de 5 pisos con terraza inaccesible. Está proyectada para construirse en la ciudad de Otavalo, en la calle Antonio José de Sucre entre Manuel de Quiroga y Salinas.

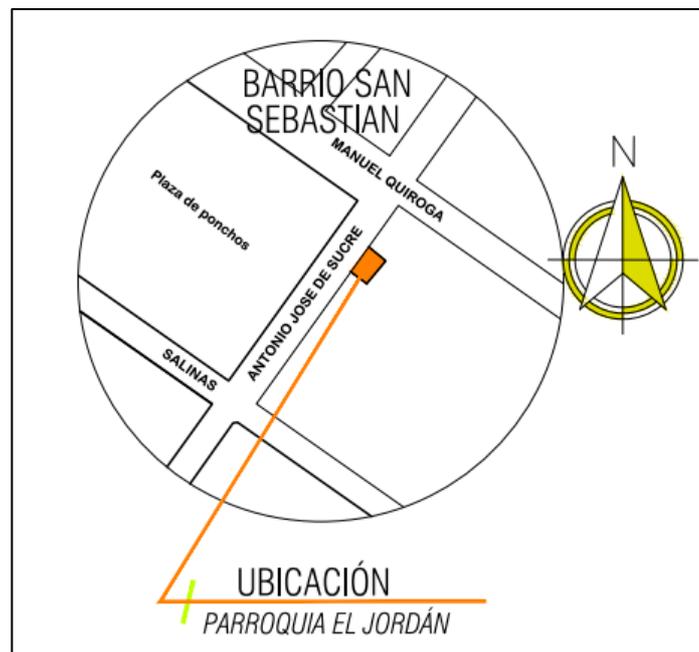


Figura 2. Ubicación del proyecto a realizarse

Fuente: Propia

A continuación, se presenta ciertos detalles extraídos del plano arquitectónico:

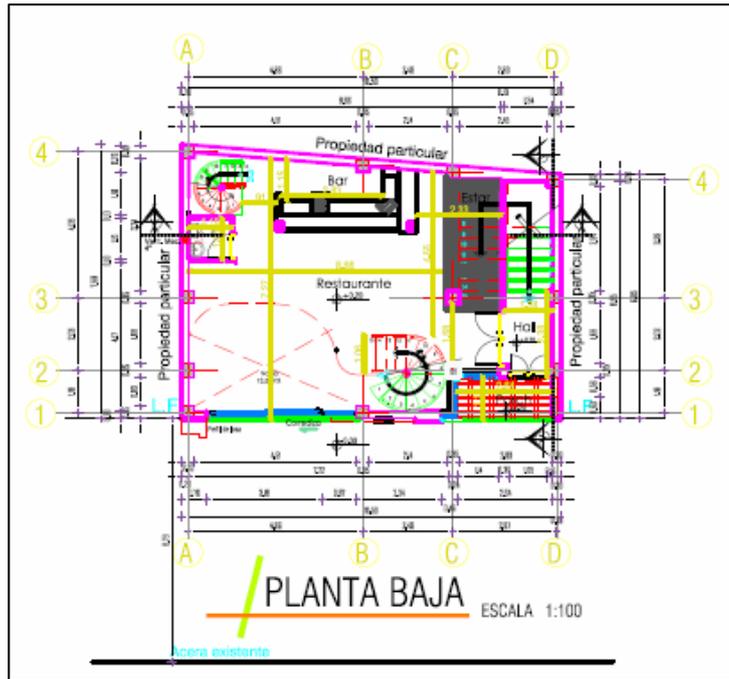


Figura 3. Planta baja

Fuente: Propia



Figura 4 Corte Y-Y'

Fuente: Propia

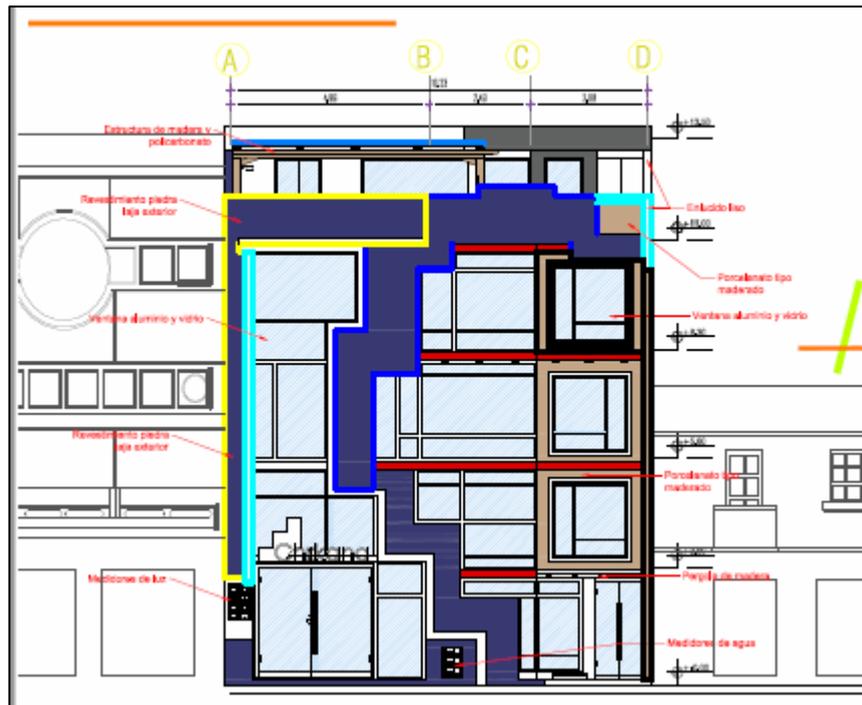


Figura 5. Fachada Frontal

Fuente: Propia

2.2 Cargas

2.2.1 Carga muerta

Este tipo de carga se encuentra conformada por los pesos de todos los elementos estructurales y que actúan de manera permanente sobre la estructura. En este grupo está considerado las instalaciones, maquinaria, recubrimiento y todo objeto que se encuentre empotrado en la estructura (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014). Por otro lado, el peso propio de la estructura incluye las vigas, columnas, gradas y losa; además, se calcula automáticamente en el Etabs.

CARGA MUERTA (kg/m²)	
Masillado y enlucido	120
Acabados	100
Mampostería	100
Otros	

Tabla 1. Carga muerta

2.2.2 Carga viva

Se denomina carga removible y depende de la función a la que está destinada la estructura. En estas se incluye: personas, vehículos, muebles, equipos o cualquier objeto que no este empotrado (Rodas, 2014).

CARGA VIVA (kg/m ²)		CARGA CUBIERTA(kg/m ²)	
Carga viva entrepiso	200	Carga cubierta	100
otros			

Tabla 2. Carga viva

2.3 Cortante Basal

La NEC ofrece un estudio detallado sobre el peligro sísmico y varios parámetros que necesita cumplir la superestructura para que sean completamente seguras. Para el presente proyecto, se utilizará el análisis estático y dinámico para la determinación de cargas por sismo. El análisis estático permite determinar las cargas laterales estáticas equivalentes que se distribuyen y son aplicadas en cada piso del edificio (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014). Por lo tanto, es fundamental calcular el cortante basal mediante la siguiente ecuación presentada en el capítulo 6 sobre peligro sísmico y requisitos de diseño sismo resistente de la NEC:

$$V = \frac{IS_a}{R\phi_p\phi_E} W$$

En donde:

I = Factor de importancia

S_a = Espectro de aceleración

R = Factor de reducción de resistencia

$\phi_p =$ Factor de irregularidad en planta

$\phi_E =$ Factor de irregularidad en elevación

Para el cálculo del espectro de aceleración (S_a), la NEC brinda dos ecuaciones en base a un amortiguamiento respecto al crítico del 5%.

$$1) S_a = \eta z F_a \quad \text{cuando} \quad 0 \leq T \leq T_c$$

$$2) S_a = \eta z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{cuando} \quad T > T_c$$

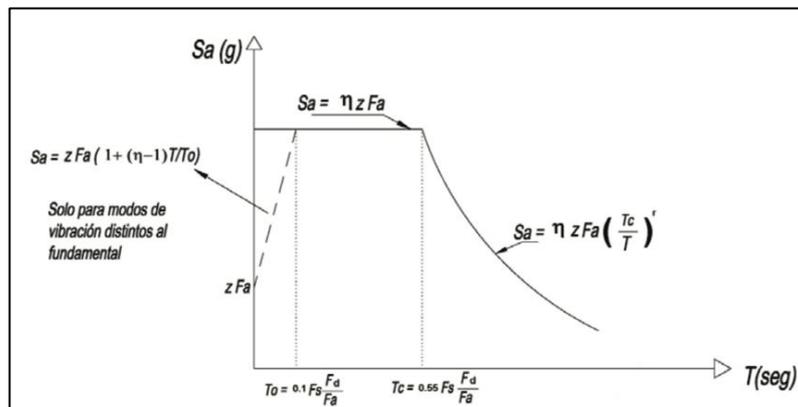


Figura 6. Espectro de aceleraciones NEC

Fuente: NEC-SE-DS Peligro Sísmico

Dónde,

$\eta =$ Razón entre la aceleración espectral

$F_a, F_d \& F_s =$ Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto

$T =$ Período fundamental de vibración de la estructura

$T_c \& T_0 =$ Período límite de vibración

$r =$ Factor que depende de la ubicación geográfica

Para lo cual, es necesario estimar el período fundamental de vibración de la estructura de la siguiente manera:

$$T = C_t h_m^\alpha$$

C_t & α = Coeficientes que depende del tipo de edificio

h_m = Altura del edificio

El edificio propuesto está conformado por 5 pisos, alcanzando una altura máxima de 16,30 m. Se procede a calcular el período fundamental conociendo que la estructura estará compuesta por pórticos especiales de hormigón armado sin muros estructurales.

Unidades	Estimación del período de vibración	
m	hn	16,3
	Ct	0,055
	α	0,9
s	T	0,678

Tabla 3. Estimación del período de vibración

$$T = 0,55(16,3)^{0,9}$$

$$T = 0,678 \text{ s}$$

A continuación, se presenta las especificaciones NEC del edificio para calcular los períodos T_c y T_o con las siguientes ecuaciones:

Especificaciones NEC	
Zona	V
I	1
Φ_p	1
Φ_e	1
Z =	0,4
Tipo de suelo	D
Fa=	1,2
Fd=	1,19
Fs=	1,28
n=	2,48

Tabla 4. Especificaciones NEC

$$T_c = 0,55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0,55(1,28) \left(\frac{1,19}{1,2} \right)$$

$$T_c = 0,698 \text{ s}$$

$$T_o = 0,1 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_o = 0,1(1,28) \frac{1,19}{1,2}$$

$$T_o = 0,127 \text{ s}$$

Se comprueba que $T \leq T_c$, por lo cuál, se utiliza la ecuación $S_a = \eta z F_a$

$$S_a = 2,48(0,4)(1,2)$$

$$S_a = 1,1904g$$

Por lo cual, se calcula el coeficiente sísmico y cortante basal.

$$V = \frac{1(1,1904)}{8(1)(1)} W$$

$$V = 0,1488W$$

Se sabe que el cortante basal varía en función del peso total de la estructura.

$$W = 320,39 \text{ Ton}$$

$$V = 0,1488(320,39 \text{ Ton})$$

$$V = 47,67 \text{ Ton}$$

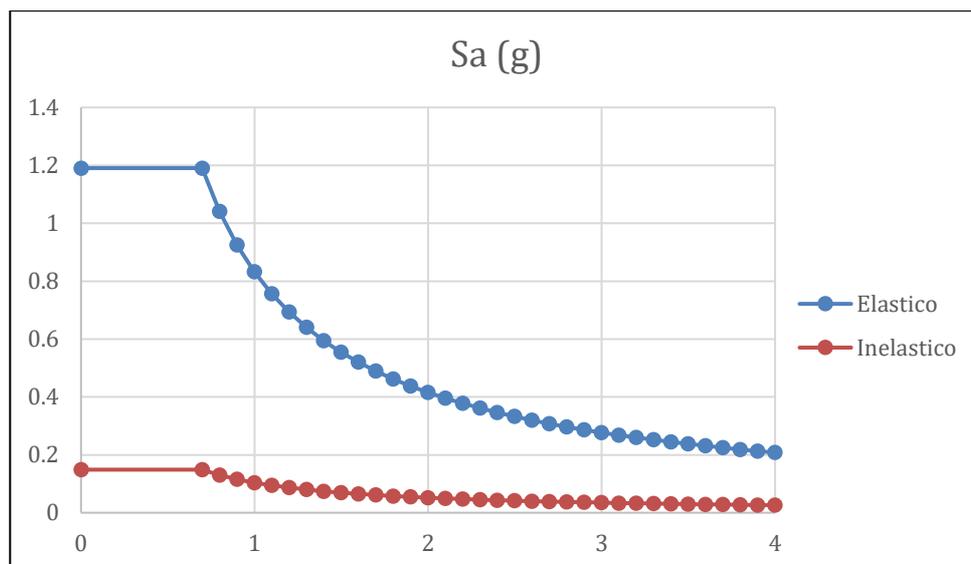


Figura 7. Espectro elástico e inelástico

Fuente: Propia

Es fundamental realizar el ajuste del cortante basal garantizando que el análisis dinámico sea al menos el 80% del análisis estático, para lo cuál, se debe encontrar el coeficiente de corrección (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014). Este proceso iterativo se realiza manualmente en el programa Etabs hasta cumplir con lo estipulado por la NEC.

Tipo de análisis		Coefficientes de corrección	Cortante basal > 80%
Estático	sx	1,001	47,65
	sy	1,018	46,81
Dinámico	Espectro x	1,000	47,67
	Espectro y	1,000	47,67

Tabla 5. Ajustes del análisis dinámico al menos al 80% del análisis estático

2.4 Derivas de piso

Se realizará un control de deformaciones a través de las derivas inelásticas máximas de cada piso. El propósito es evitar que la estructura sufra grandes daños cumpliendo con el límite propuesto por la NEC:

Estructuras de:	Δ_M Máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0,02
De mampostería	0,01

Tabla 6. Valores máximos de deriva inelástica

Fuente: NEC 2015

$$\Delta_M = 0,75R\Delta_E$$

Las derivas elásticas se las obtiene mediante un análisis en Etabs.

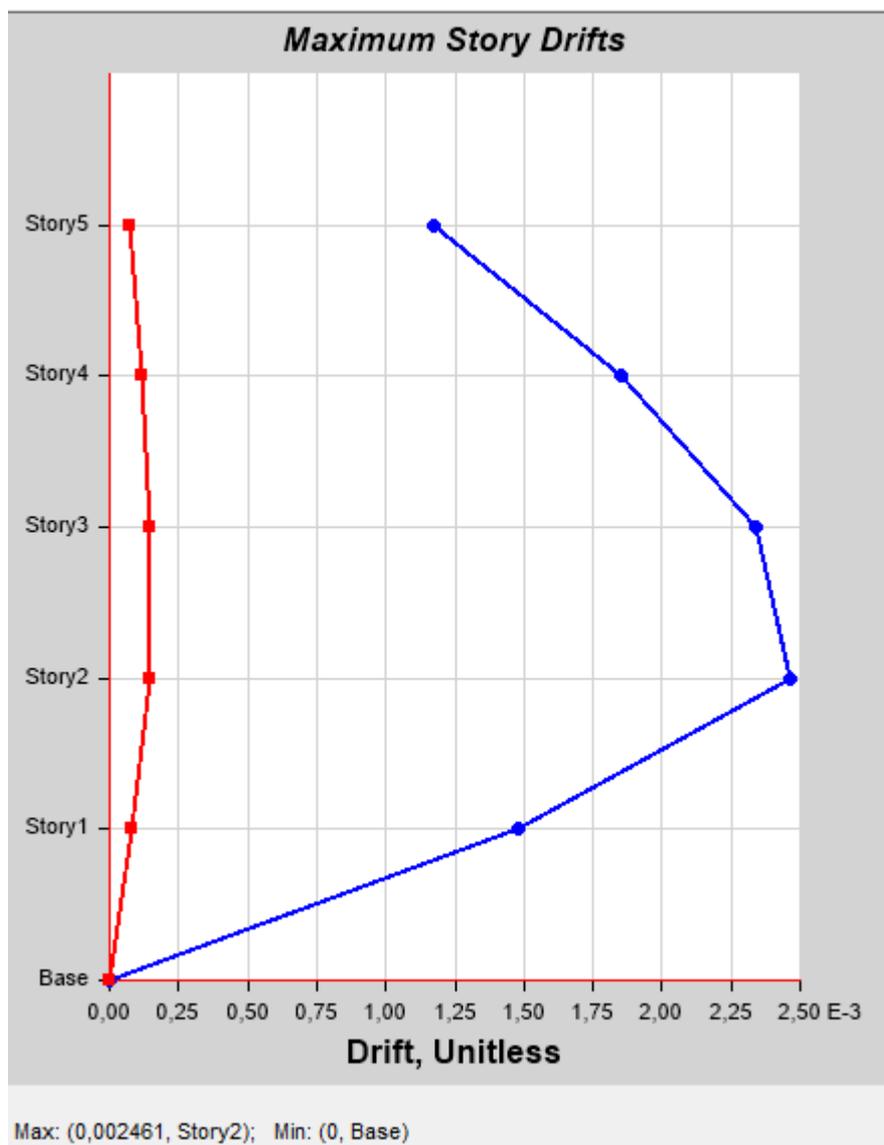


Figura 8. Deriva X máxima elástica

Fuente: Etabs

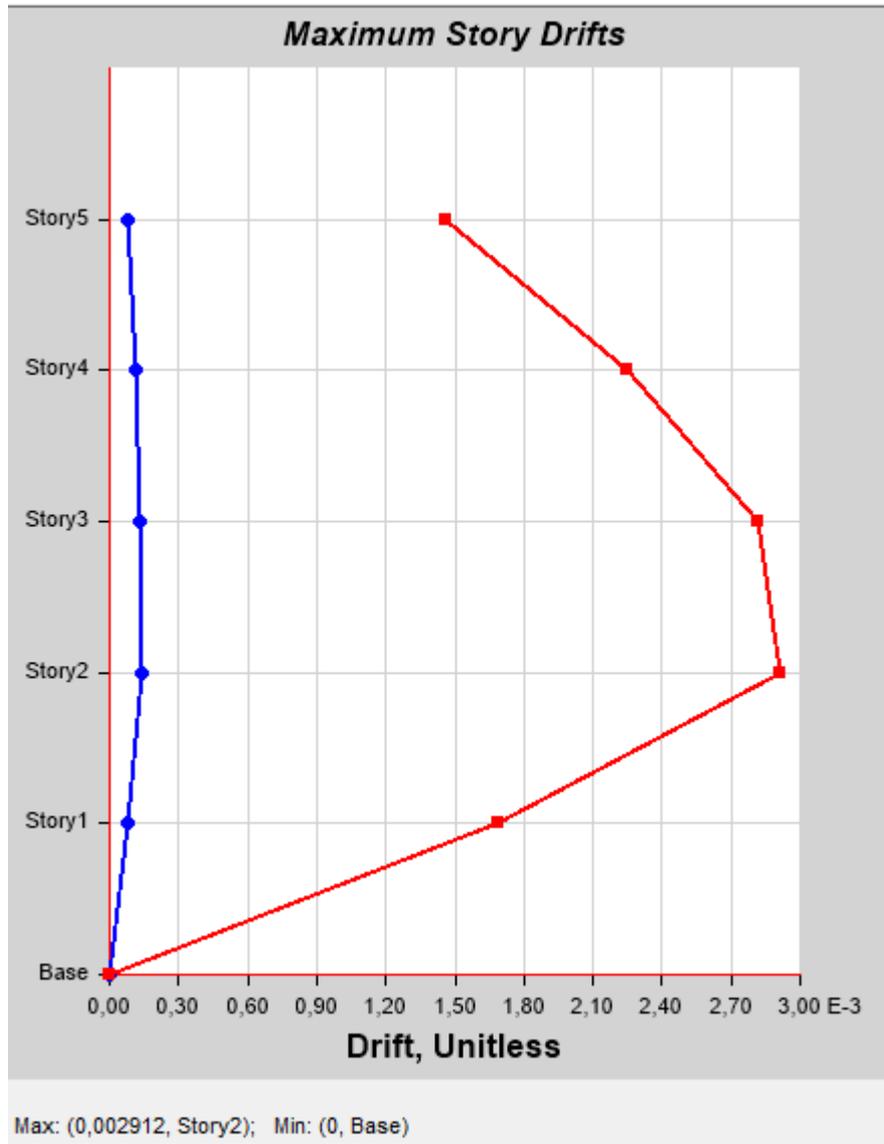


Figura 9. Deriva Y máxima elástica

Fuente: Etabs

$$\Delta x_{m\acute{a}x. \text{ inel\acute{a}stica} } = 0,75(8)(0,00246)$$

$$\Delta x_{m\acute{a}x. \text{ inel\acute{a}stica} } = 0,0147 < 0,02$$

$$\Delta y_{m\acute{a}x. \text{ inel\acute{a}stica} } = 0,75(8)(0,00291)$$

$$\Delta y_{m\acute{a}x. \text{ inel\acute{a}stica} } = 0,0174 < 0,02$$

Control de Derivas		
Δ máx. elástica x	0,00246	ok
Δ máx. inelástica x	1,47%	
Δ máx. elástica y	0,00291	ok
Δ máx. inelástica y	1,74%	

Tabla 7. Control de derivas

2.5 Diseño de vigas a Flexión

La cantidad de acero de refuerzo necesario para la parte superior e inferior de las vigas se obtiene mediante ETABS.

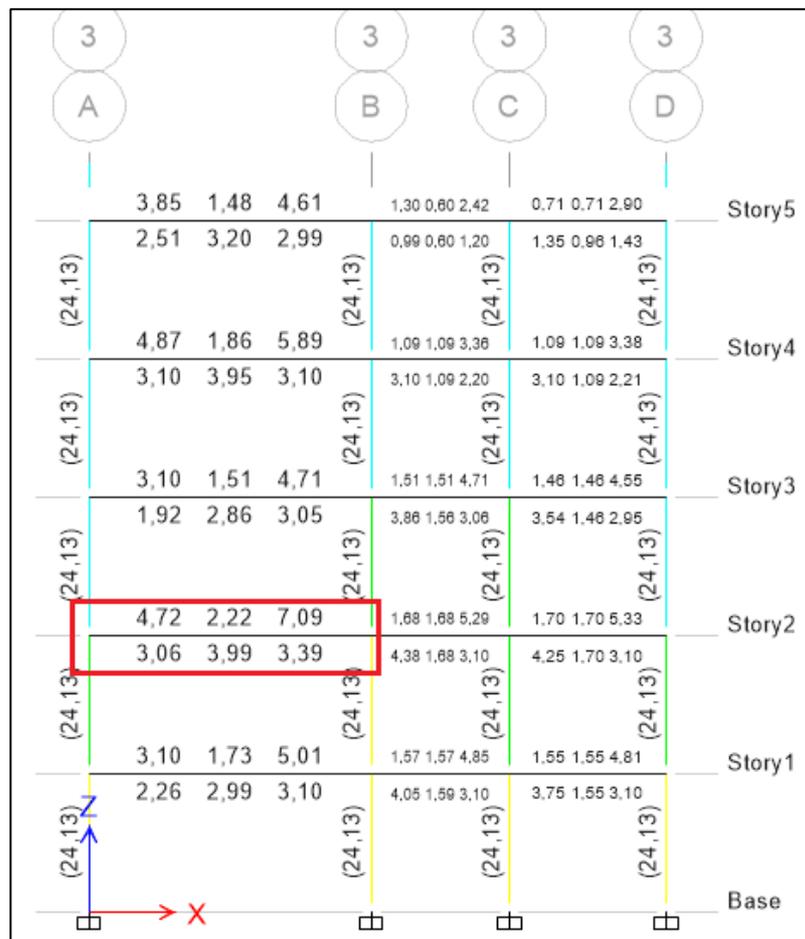


Figura 10. Acero longitudinal en vigas

Fuente: Etabs

Para lo cuál, se toma la viga más crítica para proceder con el diseño. El valor más grande de acero de refuerzo superior se encuentra entre los ejes A y B.

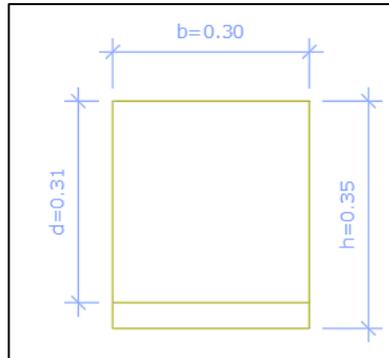


Figura 11. Dimensiones preliminares de la viga

Fuente: Propia

En donde,

b = base de la viga (m)

h = Peralte de la viga (m)

d = Altura efectiva (m)

A continuación, se comprueba el valor del acero de refuerzo obtenido de manera manual.

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}						
	Design Moment kgf-cm	Design P_u kgf	-Moment Rebar cm ²	+Moment Rebar cm ²	Minimum Rebar cm ²	Required Rebar cm ²
Top (+2 Axis)	-768654,06	0	7,09	0	3,1	7,09
Bottom (-2 Axis)	384327,03	0	0	3,39	3,1	3,39

Figura 12. Momentos de diseño para viga crítica

Fuente: Etabs

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

$$k = \frac{0,85 * f'_c * b * d}{f_y}$$

$$k = \frac{0,85 * 240 \text{ kg/cm}^2 * 30 \text{ cm} * 31 \text{ cm}}{4218,42 \text{ kg/cm}^2}$$

$$k = 44,97 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 44,97 \text{ cm}^2 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 768654,06}{0,9 * 44,97 * 31 \text{ cm} * 4218,42 \text{ kg/cm}^2}} \right)$$

$$A_s = 7,09 \text{ cm}^2$$

La cuantía de acero es:

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

$$\rho = \frac{7,09 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} * 31 \text{ cm}}$$

$$\rho = 0,00762$$

2.5.1 Comprobación de requerimientos de acero

Se toma el mayor entre ambos:

$$1) A_{smin} = \frac{1,4}{f_y} * b * d$$

$$2) A_{smin} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 * f_y} * b * d$$

$$1) A_{smin} = \frac{1,4}{4218,42 \text{ kg/cm}^2} * 30\text{cm} * 31\text{cm}$$

$$A_{smin} = 0,31\text{cm}^2$$

$$2) A_{smin} = \frac{\sqrt{240 \text{ kg/cm}^2}}{4 * 4218,42 \text{ kg/cm}^2} * 30\text{cm} * 31\text{cm}$$

$$A_{smin} = 0,85\text{cm}^2$$

El A_{smin} es $0,85\text{cm}^2$.

$$A_s > A_{smin}$$

$$7,09\text{cm}^2 > 0,85\text{cm}^2$$

Se calcula la cuantía máxima para zonas sísmicas:

$$\rho_b = 0,85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{0,003}{\frac{f_y}{E_s} + 0,003}$$

$$\rho_b = 0,85 * 0,85 * \frac{240 \text{ kg/cm}^2}{4218,42 \text{ kg/cm}^2} * \frac{0,003}{\frac{4218,42 \text{ kg/cm}^2}{2040000 \text{ kg/cm}^2} + 0,003}$$

$$\rho_b = 0,024$$

$$\rho_{max} = 0,5 * 0,024$$

$$\rho_{max} = 0,012$$

Entonces,

$$\rho_{max} > \rho$$

$$0,012 > 0,00762 \quad CUMPLE$$

Después, se calcula la cuantía de acero mínimo por temperatura. Según el ACI 318-14, la cuantía mínima por temperatura debe ser mayor o igual que 0,0018.

$$\rho_{temperatura} \geq 0,0018$$

$$A_s \text{ temperatura} = \rho_{temperatura} * b * d$$

$$A_s \text{ temperatura} = 0,0018 * 30\text{cm} * 31\text{cm}$$

$$A_s \text{ temperatura} = 1,674\text{cm}^2$$

Entonces, se procede a escoger el diámetro y número de varillas para el refuerzo final.

Se lo realiza para la viga más crítica:

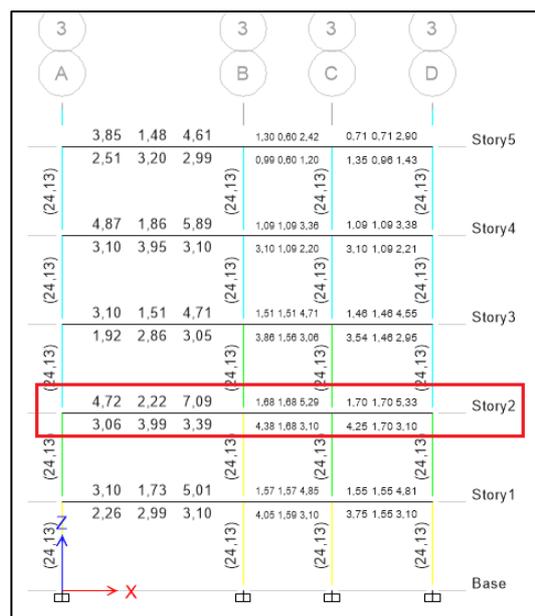


Figura 13. Viga crítica

Fuente: Etabs

$$A_s = 7,09\text{cm}^2$$

$$\emptyset\text{varilla} = \frac{\pi}{4}d^2$$

$$\emptyset\text{varilla} = 12\text{mm}$$

$$A_s\text{ varilla} = \frac{\pi}{4}(1,2\text{cm})^2$$

$$A_s\text{ varilla } 12\text{mm} = 1,13\text{cm}^2$$

$$A_s\text{ varilla } 14\text{mm} = 1,13\text{cm}^2$$

$$A_s\text{ varilla } 16\text{mm} = 1,13\text{cm}^2$$

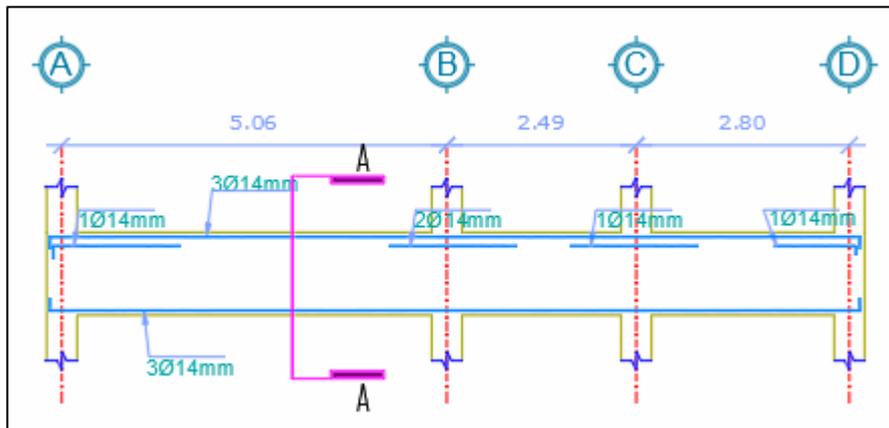


Figura 14. Armadura longitudinal viga eje 3

Fuente: Propia

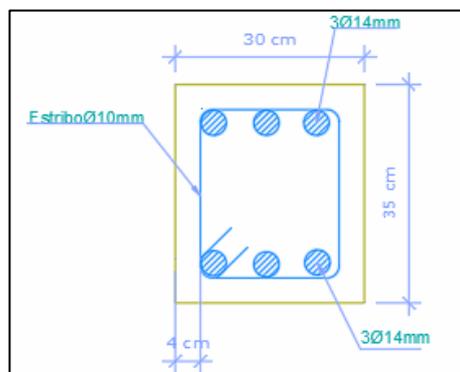


Figura 15. Corte A-A' de viga

Fuente: Propia

2.6 Diseño de vigas a cortante

Se procede a realizar una verificación del acero a cortante de la viga, en la siguiente figura se muestra la cantidad de acero a cortante que se obtuvo del análisis estructural en el programa.

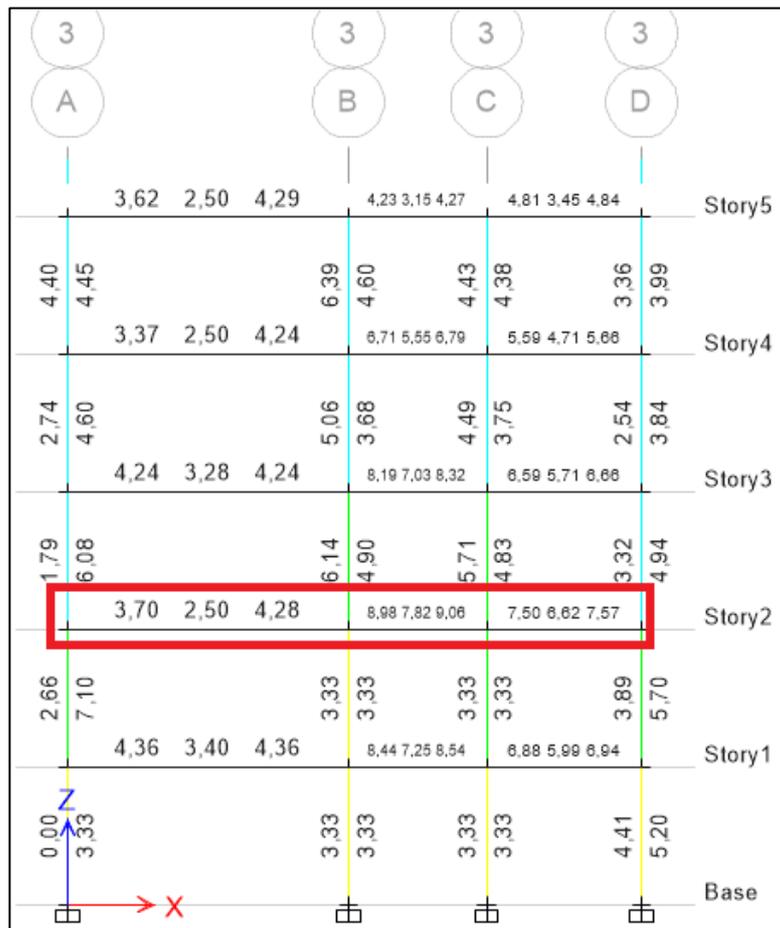


Figura 16. Cantidad de acero para cortante en viga

Fuente: Propia

Para determinar el valor requerido por cortante se usa la siguiente expresión:

$$\frac{Av}{s} = \frac{\left(\frac{V_u}{\phi}\right) - V_c}{f_y * d}$$

Según el ACI 318-14 para estructuras sismo resistentes deben tomarse las siguientes consideraciones:

$$\phi \text{ Estribo} = 10\text{mm}$$

$$\phi \text{ Varilla Longitudinal} = 14\text{mm}$$

El ACI 18.4.2.4 menciona que para el espaciamiento “S” deben cumplir lo siguiente:

- El primer estribo debe estar a 5cm de la cara del miembro de apoyo.
- El espaciamiento para los estribos de confinamiento no debe exceder el menor de:

$$s = \frac{d}{4} = \frac{41}{4} = 7.75\text{cm} \approx 8.00\text{cm}$$

$$s = 8 * \phi \text{Varilla longitudinal} = 8 * 1.4 = 9.6 \approx 11.20\text{cm}$$

$$s = 24 * \phi \text{Estribo} = 24 * 1.0 = 24 \approx 24.00\text{cm}$$

$$s = 30\text{cm}$$

Se escoge el menor de entre los resultados, para este caso se toma un valor de $S=8\text{cm}$.

Se realiza el diseño de estribos por capacidad ya que al momento de diseñar el refuerzo longitudinal, este produce momentos en los extremos de la viga que generan doble curvatura y provocan fuerzas de corte hiperestáticas (NEC-SE-HM).

Se usa la siguiente ecuación para para obtener los momentos de los extremos de las vigas:

$$M_u = A_s * \alpha * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) \text{ donde } \alpha = 1.25$$

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

$$V_p = \frac{M_{i-} + M_{j+}}{l}; \frac{M_{i+} + M_{j-}}{l}$$

As(cm ²)	4.72	7.09
	3.06	3.39
a(cm)	4.05	6.08
	2.63	2.91
Mp(kg.cm)	718012.65	1189591.87
	541189.69	597034.15
Vp(kgf)	2488.54	3530.88
Va(Kgf)	1971.86	3286.44
	Cumple	Cumple

Figura 17. Resultados de la viga de análisis

Fuente: Propia

Según la NEC-SE-HM, para el valor de cortante por fuerzas gravitacionales, se toma en consideración 75% de las cargas muertas mayoradas, para la viga de análisis se tiene lo siguiente:

$$V_{cm} = 3383.09 \text{ [kgf]}$$

$$V_a = 0.75 * 1.2 * 3383.09 = 3042 \text{ [kgf]}$$

Va(kgf)	3042	3042
---------	------	------

Para el V_u se suma el $V_p + V_a$ se obtienen los siguientes resultados:

Vu(kgf)	6572.88	6572.88
----------------	----------------	----------------

Se comprueba que $V_p \geq 0.5 * V_u$,

Vp(kgf)	2488.54	3530.88
Va(Kgf)	1971.86	3286.44
	Cumple	Cumple

En este caso $V_c=0$; finalmente, se procede a calcular la cantidad de acero por cortante con los datos obtenidos usando la siguiente fórmula:

$$\frac{Av}{s} = \frac{\left(\frac{V_u}{\phi}\right) - V_c}{f_y * d}$$

$$\frac{Av}{s} = \frac{\left(\frac{6572.88}{0.75}\right) - V_c}{4200 * 35} = 5.9[cm^2]$$

Se puede verificar que el área de acero es de $5.9cm^2/m$, por lo tanto, tomamos este valor para el acero de refuerzo por cortante.

$$Av(cm2) \quad \underline{\quad 5.9 \quad \quad \quad 5.9 \quad}$$

Se procede a revisar que cumpla con el acero mínimo:

$$Av_{min} = 0.0625 * \sqrt{f'_c} * \frac{b * s}{f_y} \geq 0.35 * \frac{b * s}{f_y}$$

$$Av_{min} = 0.0625 * \sqrt{240} * \frac{30 * 10}{4200} \geq 0.35 * \frac{30 * 10}{4200}$$

$$Av_{min} = 0.069 \geq 0.025 \text{ CUMPLE}$$

Como diseño definitivo de acero a cortante de viga se tiene lo siguiente:

$$Av(cm2) \quad \underline{\quad 5.9 \quad \quad \quad 2.5 \quad \quad \quad 5.9 \quad}$$

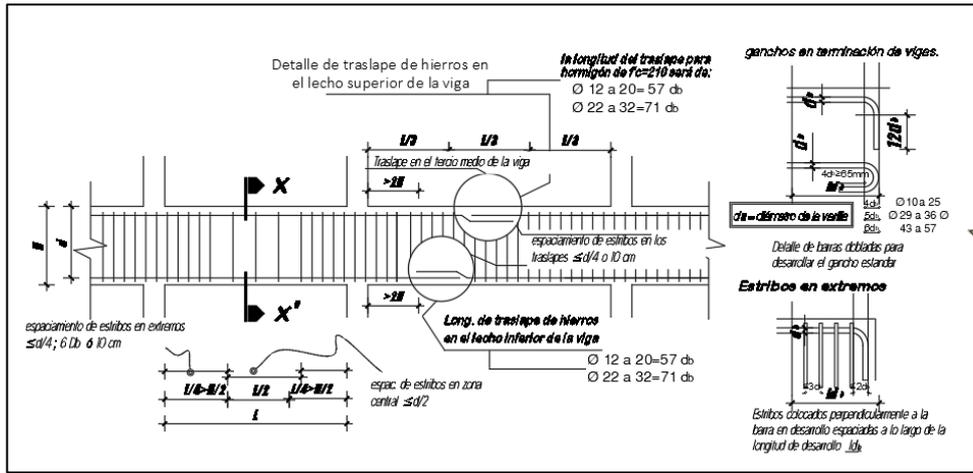


Figura 18. Parámetros para el detallamiento según ACI 318-14 & NEC-SE-HM

Fuente: Propia

2.7 Diseño de Columnas

Para el diseño de columna se realiza por flexión, confinamiento y cortante de acuerdo con los requerimientos del ACI 318-14, además, se usa como guía la Norma Ecuatoriana de la Construcción – Estructuras Sismo Resistentes de Hormigón Armado. Para lo cual, se diseñará la columna del pórtico 3 sobre el eje A como se muestra en la figura.

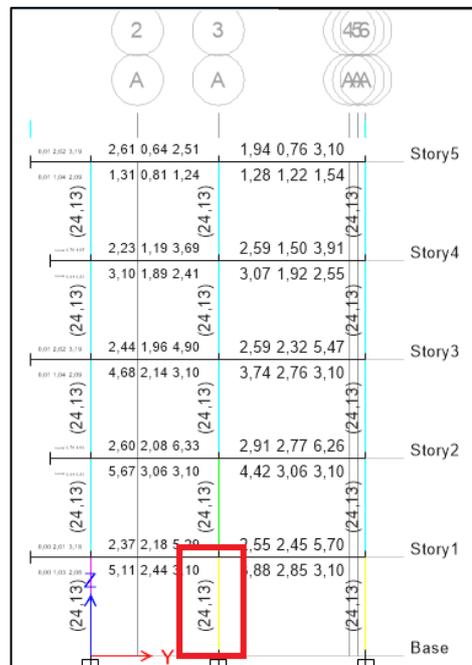


Figura 19. Acero de refuerzo para columnas

Fuente: Propia

Para obtener los datos para el diseño, en primer lugar se realiza un diseño de análisis estructural en el programa Etabs, el cuál, nos brinda los valores tanto de acero de refuerzo como los esfuerzos últimos de diseño. De acuerdo con estos resultados se realiza un chequeo con ayuda de una hoja de Excel programada, en la cuál, se podrá verificar cada parámetro que a continuación se detalla.

2.7.1 Características de la Columna

Column Element Details (Summary)								
Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)	LLRF	Type
Story1	C2	142	COLUMNA 40X40	ENVOLVENTE	0	250	0.638	Sway Special
Section Properties								
b (cm)	h (cm)	dc (cm)	Cover (Torsion) (cm)					
40	40	6	2.73					

Figura 20. Propiedades de la columna

Fuente: Etabs

Axial Force and Biaxial Moment Design For P_u , M_{u2} , M_{u3}						
Design P_u kgf	Design M_{u2} kgf-cm	Design M_{u3} kgf-cm	Minimum M2 kgf-cm	Minimum M3 kgf-cm	Rebar Area cm ²	Rebar % %
21499.03	1077858.32	703136.36	58563.36	58563.36	20.72	1.29

Figura 21. Fuerzas y momentos de diseño

Fuente: Etabs

Se ingresa los datos generales de la columna según las unidades que correspondan:

UserForm1

DISEÑO DE COLUMNAS DE HORMIGON ARMADO

Ubicacion Columna a diseñar:

DATOS DE GENERALES DE LA COLUMNA

ANCHO (B)[m]: ALTO (H)[m]: Recubrimiento[m]:

Longitud Columna (Ln) [cm]: # de COLUMNAS:

DATOS DE VIGA

ANCHO (B) [cm]: PERALTE (D) [cm]: Longitud viga[cm]:

ACERO DE REFUERZO COLUMNA[cm²]:

Diametro de barilla[cm]:

Pu[kgf]:

Mu[kgf.m]:

ACERO DE REFUERZO POR CORTANTE

Asv[cm²/cm]:

VERSION 1.1 PROYECTO DE TESIS BY CARLOS J. SANTACRUZ, XAVIER MALES, CRISTIAN TAYO

Figura 22. Datos generales de la columna

Fuente: Propia

DATOS GENERALES DE LA COLUMNA		
COLUMNA CRITICA	A3	
f'c[kgf/cm ²]	240	24 Mpa
f _y	4200	420 Mpa
b	0.4	metros
h	0.4	metros
Diametro de barillas	16 cm	
# de barillas	12	
As total	2412.743158	
As real	24.13	
As	12.065	cm ²
As'	12.065	cm ²
recub eje	0.03	metros
Lcolumna	250	cm
# columnas	16	
Barra de acero longitudinal	14	mm
Barra de acero estribos	12	mm
b	30	cm
h	35	cm
Lviga	5.06	cm
Pu	21499.03	kgf
Mu	703136.36	kgf.cm

Tabla 8. Datos generales de columnas

De acuerdo con el análisis estructural para una columna de 40x40 cm, tenemos una cuantía de acero de 1.51%, el cuál representa 24.13cm^2 . Por lo tanto, se usará 6 varillas de 14mm de diámetro con ganchos tanto en dirección x & y:

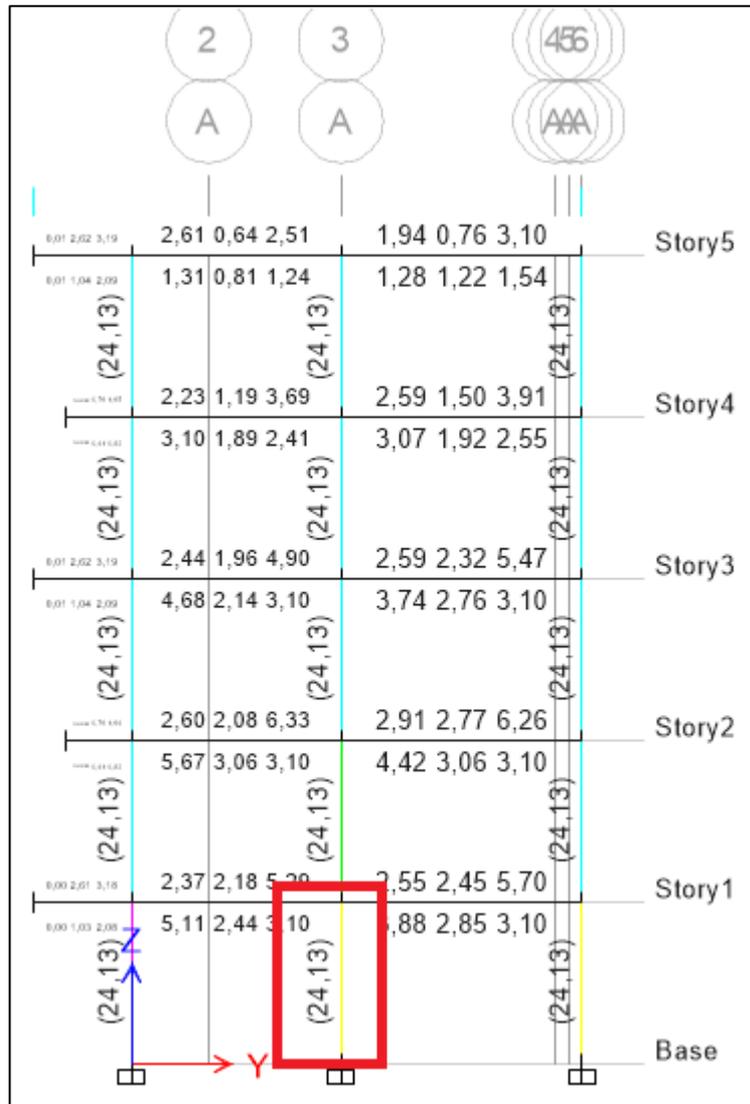


Figura 23. Resultados del análisis estructural a Flexo-Compresión (Acero de refuerzo)

Fuente: Etabs

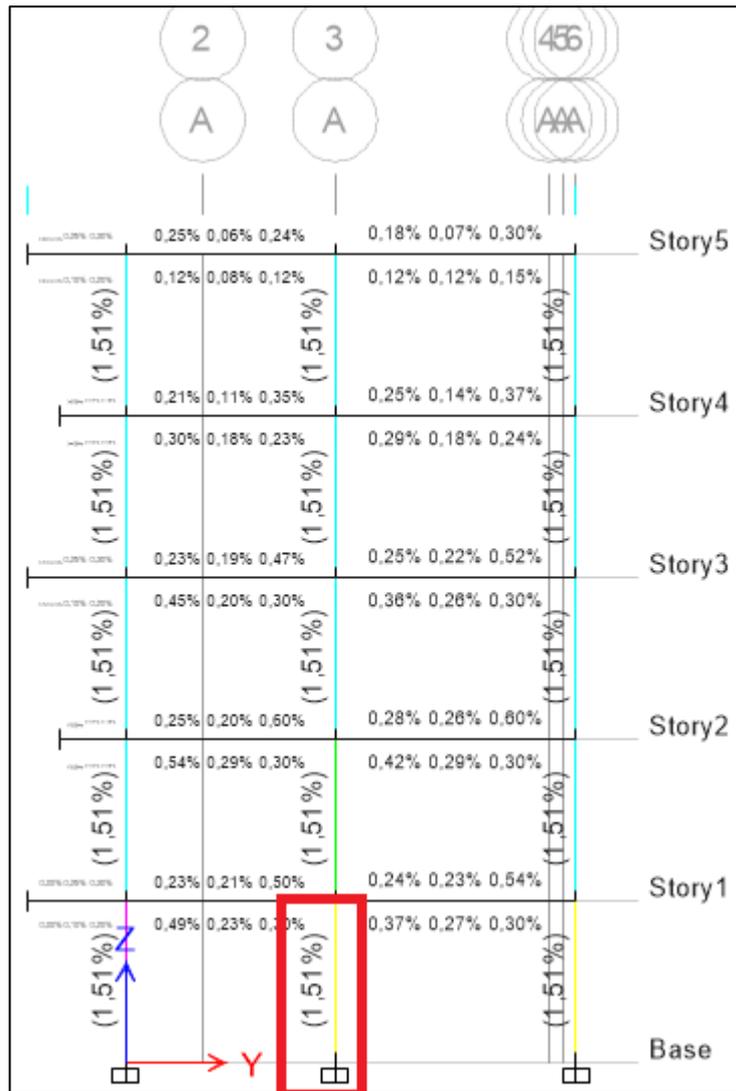


Figura 24. Resultados del análisis estructural para diseño a Flexo-Compresión (Cuantía requerida)

Fuente: Etabs

En primera instancia, se grafica el diagrama de interacción de acuerdo a los datos ya ingresados, de esta manera, se realiza un chequeo de la columna que se está diseñando.

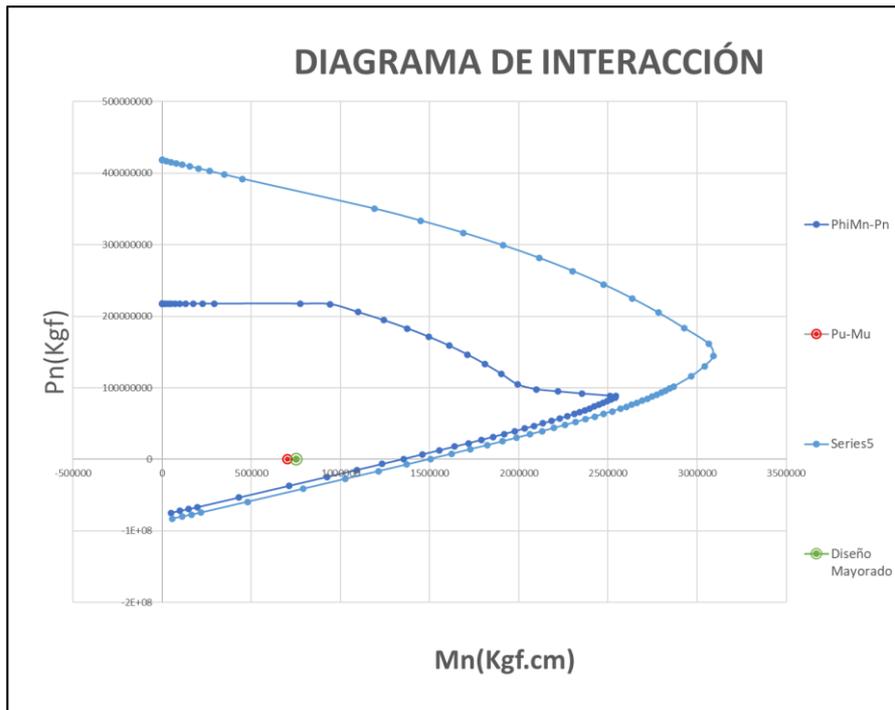


Figura 25. Diagrama de iteración de la columna analizada

Fuente: Propia

Se logra apreciar en la gráfica que, de acuerdo con las cargas axiales y momentos últimos, la columna se encuentra dentro del rango a diseñarse por lo cual cumple con este chequeo. Según la NEC-SE-HM, 4.3.3 se realiza una verificación de la cuantía de acero de la columna el cual debe cumplir con el siguiente parámetro.

$$0.01 \leq \frac{As}{b * h} \leq 0.03$$

Donde:

As: área de acero de la columna

b y h: dimensiones de la columna (en este caso es una columna cuadrada)

VERIFICACION DE CUANTIA DE REFUERZO			
As_min		16 cm2	Cumple
As_max		48 cm2	Cumple
1.25%	Cumple		

Tabla 9. Verificación de la cuantía de refuerzo de columna

Se puede apreciar que cumple los requerimientos dados por la NEC-SE-HM, 4.3.3.

2.7.2 Diseño de columnas considerando efectos de esbeltez

Para realizar este diseño se considera el método de amplificación de momentos. Por lo tanto, la esbeltez se verifica mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{K * Lu}{r} < 22(\text{pórtico no arriostrado})$$

Donde:

K : Factor de longitud efectiva

Lu : Longitudes libres de pandeo

r : Radio de giro (para nuestro caso como es columna cuadrada usamos $r=0.3*h$)

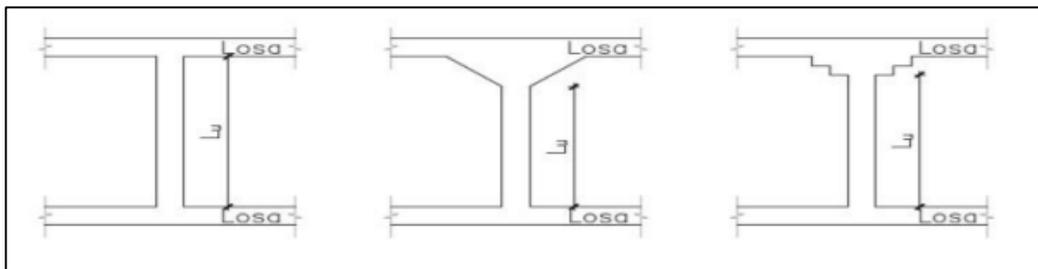


Figura 26. Longitud libre

Fuente: NEC 2015

Se calcula el momento de inercia tanto de vigas como de columnas con la siguiente expresión:

$$I_g = \frac{b * h^3}{12}$$

Inercias vigas-columnas		
Ig (viga)	107187.50	cm4
Ig (columna)	213333.33	cm4

Tabla 10. Cálculo de inercias de columna y viga

2.7.3 Rigidez

- **Nudo A:** Para este nudo se considera como un apoyo semi-empotrado ya que puede tener pequeños giros.
- **Nudo B:** Se usa la siguiente ecuación tanto para vigas como para columnas:

$$K = \frac{I_g}{L_u}$$

$$\Psi_B = \frac{K_{col}}{K_{vigas}}$$

Además, para este cálculo según la NEC-SE-DS, 6.1.6b, menciona que es necesario considerar las inercias agrietadas multiplicando los siguientes factores:

$$0.5 * I_{g_{vigas}}$$

$$0.8 * I_{g_{col}}$$

Ψ_A	1	Semi empotramiento	
Nudo B			
Vigas			
K_vigas l	284.3169761	cm3	
Columnas			
K_col	853.3333333	cm3	
Ψ_B	3.001344995		
Se considera los coeficientes de inercias agrietadas segun la NEC-SE-DS			
Para vigas	0.5*Ig		
Para columnas	0.8*Ig		
Ψ_B	4.802151992		

Tabla 11. Cálculo de rigidez.

Con los resultados obtenidos se encuentra K , con ayuda del siguiente monograma:

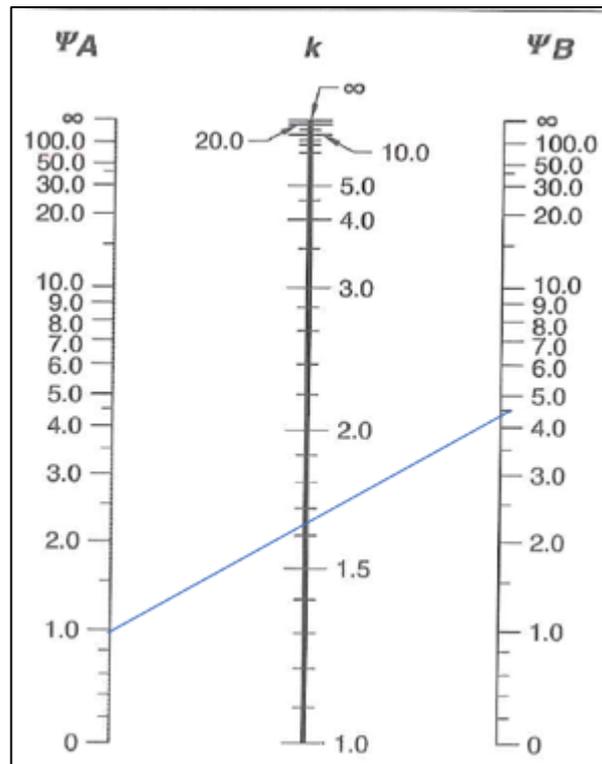


Figura 27. Diagrama para cálculo de factor K para estructuras no arriostradas

Fuente: NEC 2015

$$K=1.65$$

2.7.4 Verificación de esbeltez

VERIFICACIÓN DE ESBELTEZ			
r	12		
Lu	250		
k	1.65		
34.375 >			22
			REVISAR EFECTOS DE ESBELTEZ

Tabla 12. Verificación de esbeltez de la columna

De acuerdo a los resultados obtenidos en la hoja de cálculo, no cumple los efectos de esbeltez. Por lo tanto, se procede a realizar una amplificación de los momentos para realizar un correcto diseño definitivo de las columnas. Según el ACI318-15, los momentos de diseño y los factores de amplificación se obtienen con las siguientes ecuaciones:

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{Pu}{0.75 * P_{cr}} \right)} \geq 1$$

$$P_{cr} = \pi^2 * \frac{EI}{(K * Lu)^2}$$

Rigidez efectiva ACI318S-14,6.6.4.4.4a

$$(EI)_{eff} = \frac{0.4 * E_c * I_{gcol}}{1 + \beta d}$$

Donde $\beta d_{ns}=0.6$ (ACI318-15,6.6.4.4.4)

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \left(\frac{\sum P_u}{0.75 * \sum P_{cr}} \right)} \geq 1$$

Realizando los cálculos se obtiene lo siguiente:

Para el cálculo de $\sum P_u$ se analiza las cargas de todas las columnas del piso.

ZAPATA	Ubicación	Carga Muerta (kgf)	Carga Viva (kgf)
1	A5	21673.3	4033.76
2	B5	29323.95	6045.61
3	C4	16044.28	2093
4	D3	8565.15	83.29
5	A2	30354.63	6069.45
6	B2	43610.1	9924.06
7	C2	30032.52	5948.72
8	D2	17883.16	2377.58
9	A1	31445.06	56594
10	B1	44500.51	8938.75
11	C1	28059.92	5520.04
12	D1	16852.24	2778.82
Suma	Pu	318344.82	110407.08
	Pu_total (kgf)	558665.112	

Tabla 13. Cálculo de Pu total de las columnas de todo el piso

Una vez encontrado estos valores se procede a reemplazar en las fórmulas y encontrar los factores de amplificación de momento.

CÁLCULO DE CARGA CRÍTICA DE PANDEO		
EI	1.16E+10	kgf.cm ²
Pcr	718626.49	kg
δb	1.04154636	>=1 CUMPLE
Pcr_total	11498023.89	kg
Pu_total	558665.11	kg
δs	1.07	>=1 CUMPLE

Tabla 14. Verificación de carga crítica de pandeo

Con los valores obtenidos de δ_s y δ_b se procede a realizar la mayoración de momentos. Con el cuál, se procede a realizar el diseño definitivo del refuerzo longitudinal de las columnas.

$$Mu_1 = \delta_s * Mu$$

$$Mu_2 = \delta_b * Mu$$

Momento para diseño	Mu_1	751843.7	kgf.cm
	Mu_2	732349.1	kgf.cm

Tabla 15. Momentos para diseño

Se escoge el valor más grande para el diseño definitivo:

$$Mu_{diseño} = 751843.7 \text{ [Kgf.cm]}$$

2.7.5 Refuerzo transversal y de confinamiento

Para el elemento de columna se debe proporcionar un confinamiento especial, según el ACI 18.7.5.1 y la NEC-SE-HM, 4.3.4a. Para el área de confinamiento se debe cumplir el siguiente parámetro de L_o medido desde la cara de cada nudo.

- Sexta parte de la luz libre de la columna

$$\frac{2.50}{6} = 0.41m = 410 \text{ mm}$$

- Máxima dimensión de la sección transversal

$$b = 400mm \text{ ó } h = 400 \text{ mm}$$

- 450 mm

En este caso, para la columna de análisis se toma un valor de 450 mm.

2.7.6 Separación del refuerzo transversal

Según la NEC-SE-HM, 4.3.4b y el ACI 318 18.7.5.3, la separación del refuerzo transversal a lo largo del eje longitudinal no debe exceder el menor de:

- La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento.

$$\frac{400}{4} = 100 \text{ mm}$$

- Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor.

$$6 * 14 = 84 \text{ mm}$$

- S_o esta dado por la siguiente ecuación:

$$S_o = 100 + \frac{350 - hx}{3} [mm]$$

$$S_o = 100 + \frac{350 - 250}{3} [mm] = 133mm$$

Por lo tanto, se toma un valor para S_o de 100 mm para la zona de confinamiento de la columna.

Por otro lado, para la separación máxima entre estribos fuera de la zona de confinamiento, el ACI 318S-14, 18.7.5.5 menciona que:

En las regiones fuera de L_o (zona de confinamiento), la separación máxima entre estribos no debe ser mayor de $6 * db$ o 150 mm . Por esta razón, se toma como separación de estribos en el área fuera del confinamiento un valor de 150 mm.

2.7.7 Diseño por confinamiento

Según la NEC-SE-HM 4.3.4c y el código ACI 318 18.7.5.4, se toma en consideración las siguientes ecuaciones:

$$1) \text{ Ash} = 0.3 * \left(\frac{s * b_c * f'c}{f_{yt}} \right) * \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$$

$$2) \text{ Ash} = 0.09 * \left(\frac{s * b_c * f'c}{f_{yt}} \right)$$

Donde:

S : Espaciamiento entre estribos.

$F'c$: Resistencia a compresión del hormigón.

F_{yt} : Esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal.

A_g : Área bruta del hormigón.

A_{ch} : Área interior confinada.

A_{sh} : Área total del refuerzo transversal.

Además, deben cumplir con las siguientes igualdades dadas por el ACI 318-18.7.5.4.

$$P_u \leq (0.3 * A_g * f'c) \text{ y } f'c \leq 70MPa$$

Reemplazando en las ecuaciones dadas, se obtienen los siguientes resultados:

$$1) A_{sh} = 0.3 * \left(\frac{s * b_c * f'c}{f_{yt}} \right) * \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] = 1.070 \text{ cm}^2$$

$$2) A_{sh} = 0.09 * \left(\frac{s * b_c * f'c}{f_{yt}} \right) = 2.01 \text{ cm}^2$$

Se obtiene el $A_{sh_{max}} = 2.01 \text{ cm}^2$

Se usa un estribo de 12 mm y dos estribos de 10 mm cada 10 cm. Se obtiene un área total de 2.26 cm^2 , de esta manera, se cumple con el siguiente parámetro de $0.226 \text{ cm}^2/\text{cm} > 0.033 \text{ cm}^2/\text{cm}$.

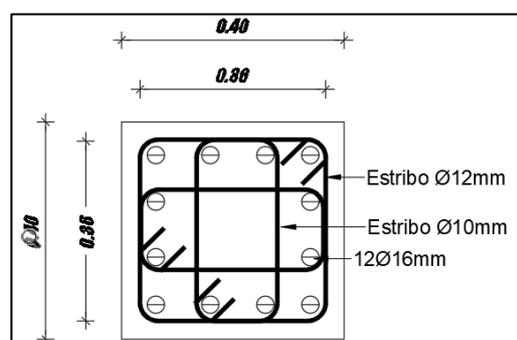


Figura 28. Corte F2-F2' columna

Fuente: Propia

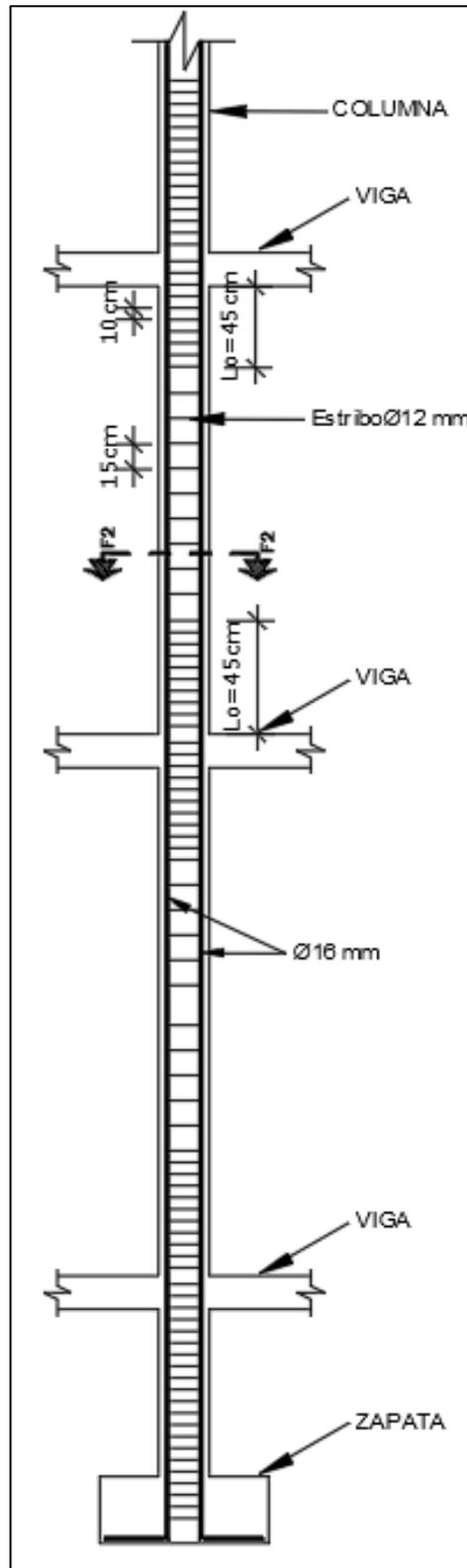


Figura 29. Detallamiento de columna

Fuente: Propia

2.7 Conexiones Viga-Columna

Las conexiones son uno de los parámetros de mayor importancia para asegurar una correcta resistencia dentro de la superestructura. Las recomendaciones de diseño necesarias para estructuras monolíticas de concreto reforzado las encontramos dentro del ACI 318 capítulo 21 y en el documento denominado ACI 352 RS-02. Esta guía presenta las conexiones típicas viga-columna:

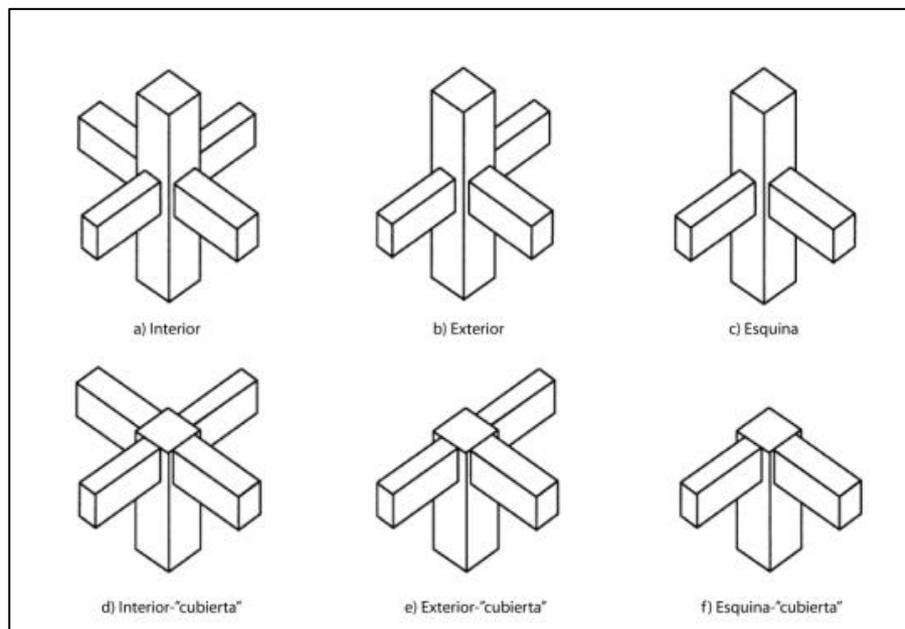


Figura 30. Conexiones típicas viga-columna (no se muestra la losa por claridad)

Fuente: ACI 352R-02

En las secciones siguientes se realizará los chequeos necesarios para cumplir con la condición de columna fuerte-viga débil.

Chequeo de nudos por flexión

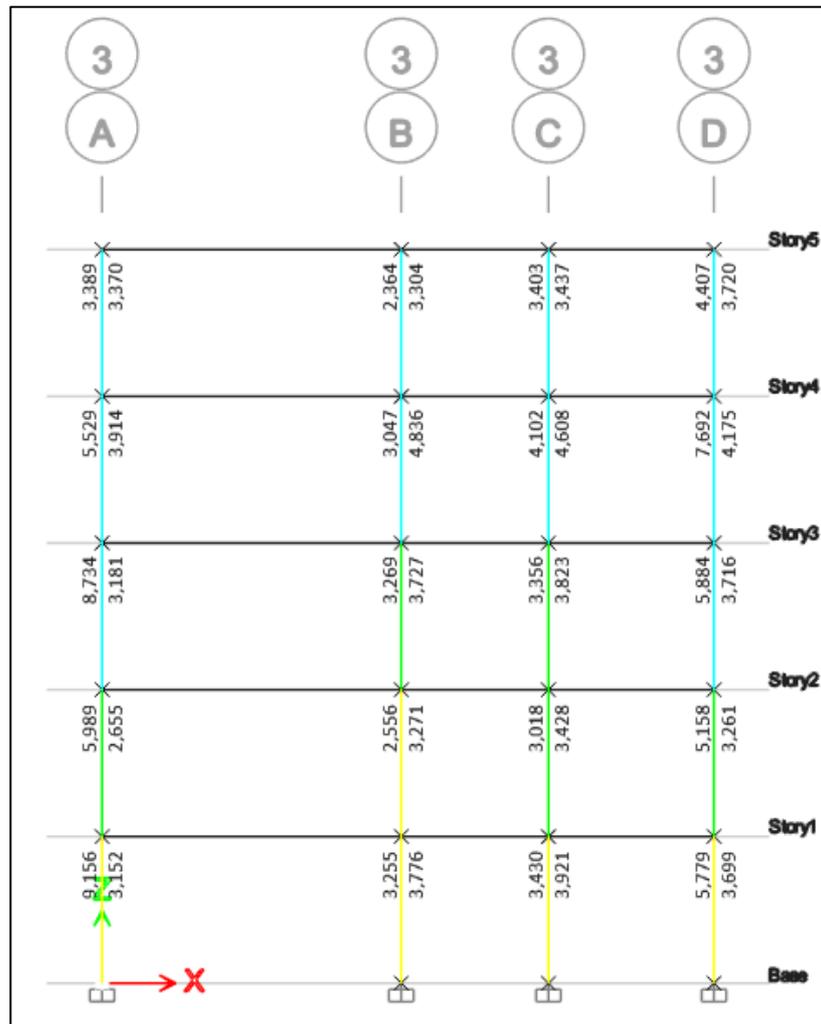


Figura 31. Capacidad columna/Capacidad viga

Fuente: Etabs

Etabs nos brinda la relación de capacidad columna-viga para realizar el respectivo chequeo de los nudos. Tras analizar la Figura anterior, se observa que los valores sobrepasan incluso el valor recomendado que es de 1.2, de esta manera, se cumple la condición de columna fuerte-viga débil para una mayor seguridad de la superestructura. Debido a que las columnas inferiores se tiene valores de capacidad elevados, se podría intentar reducir la sección; sin embargo, la resistencia de la columna no sería la suficiente para brindar un buen soporte tal y como lo vimos en el predimensionamiento.

A continuación se realiza una comprobación manual:

$$1) \frac{\text{Capacidad de Columna}}{\text{Capacidad de Viga}} \geq 1.20$$

2,66	>=	1,2	Cumple
------	----	-----	--------

Tabla 16. Capacidad viga-columna

Para la verificación del criterio columna fuerte-viga débil, se lo realiza mediante los momentos nominales para vigas y columnas, conjuntamente con las áreas de refuerzo cercanas a los nudos. Este chequeo se lo realiza para el sentido x & y.

- Sentido x

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

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

* Cálculo de Momento Probable (Mp)

Viga Refuerzo superior		
α	1,25	
A_s	7,09	cm ²
h	35	cm
b	30	cm
d	31	cm
a	6,08	cm
M_{p2}	1020295,95	kg*cm
M_{p2}	10,20	Ton*m
M_{pn1}	8,16	Ton*m

Tabla 17. Viga refuerzo superior dirección x

Viga Refuerzo inferior		
α	1,25	
A_s	4,38	cm ²
h	35	
b	30	cm ²
d	26	cm
a	3,76	cm
M_{p2}	543793,955	kg*cm
M_{p2}	5,44	Ton*m
M_{pn2}	4,35	Ton*m

Tabla 18. Viga refuerzo inferior dirección x

$$M_v = M_{pn1} + M_{pn2}$$

M_v	12,51	Ton*m
-------	-------	-------

Se realiza el siguiente chequeo en base al diagrama de interacción nominal de la columna:

$$K_n \text{ máx} = \frac{P_n \text{ máx}}{f'c * A_g}$$

$$R_n \text{ máx} = \frac{M_n \text{ máx}}{f'c * A_g * h}$$

$$M_c = M_{n1} + M_{n2}$$

Columna Superior		
$P_{\text{permanente}}$	0,00	Ton
P_{muerta}	26,44	Ton
P_{sismo}	1,38	Ton
P_n	25,06	Ton
b	40	cm
h	40	cm
A_g	1600	cm ²
% refuerzo	1,51	
$K_n \text{ máx}$	0,04	
$R_n \text{ máx}$	0,12	
$M_{n1} \text{ máx}$	18,43	Ton*m

Tabla 19. Columna superior viga dirección x

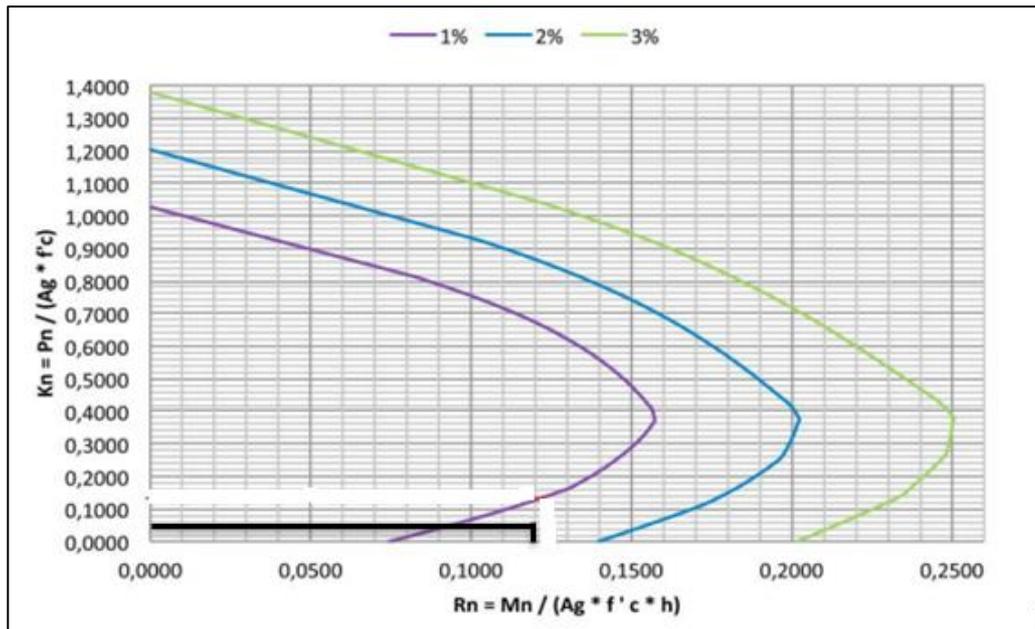


Figura 32. Diagrama de interacción nominal columna superior viga dirección x

Fuente: Guía para estructuras de Hormigón Armado

Columna Inferior		
$P_{\text{permanente}}$	0	Ton
P_{muerta}	36,25	Ton
P_{sismo}	2,25	Ton
P_n	34	Ton
b	50	cm
h	50	cm
A_g	2500	cm ²
$K_n \text{ máx}$	0,06	
$R_n \text{ máx}$	0,12	
$M_{n2} \text{ máx}$	36,00	Ton*m
M_c	54,43	Ton*m

Tabla 20. Columna inferior viga dirección x

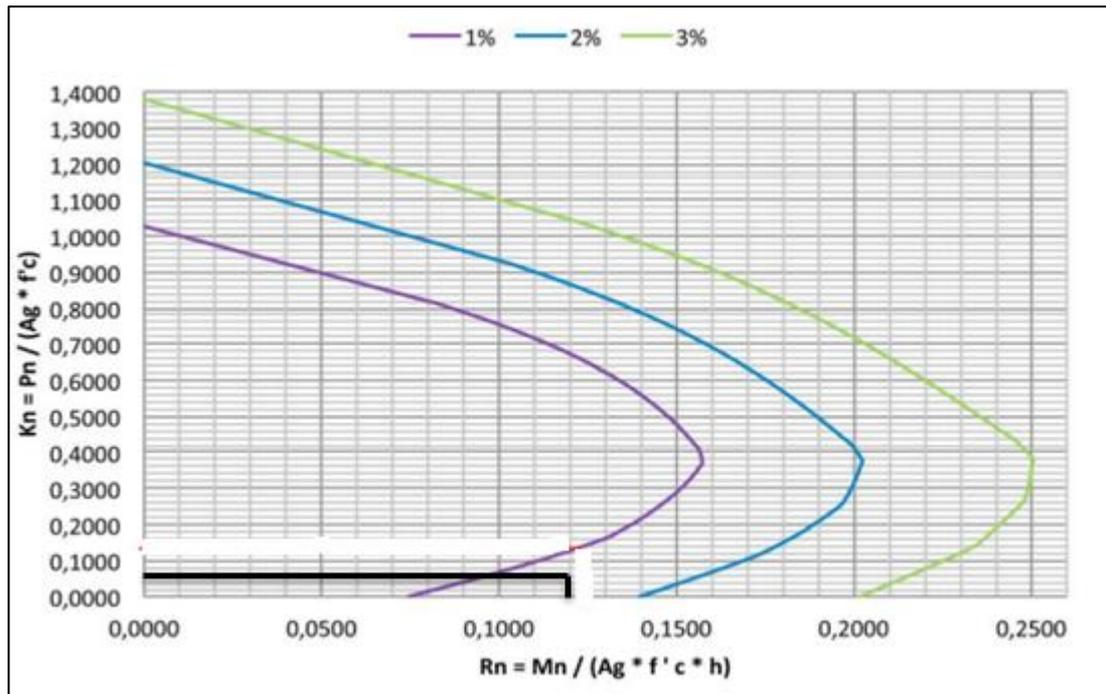


Figura 33. Diagrama de interacción columna inferior viga dirección x

Fuente: Guía para estructuras de Hormigón Armado

Por último, se verifica el criterio columna fuerte-viga débil:

$$\sum M_c \geq \frac{6}{5} * \sum M_v$$

$$\frac{\sum M_c}{\sum M_v} \geq 1.2$$

Verificación Columna Fuerte-Viga Débil				
M_c/M_v	4,35	\geq	1,2	Cumple

Tabla 21. Verificación Columna fuerte-Viga débil dirección x

Se realiza el mismo procedimiento para el otro sentido:

- Sentido y

Viga Refuerzo superior		
α	1,25	
A_s	5,73	cm ²
h	35	cm
b	30	cm
d	31	cm
a	4,92	cm
M_{p1}	841787,373	kg*cm
M_{p1}	8,42	Ton*m
M_{pn1}	6,73	Ton*m
Viga Refuerzo inferior		
α	1,25	
A_s	3,1	cm ²
h	35	cm
b	30	cm
d	31	cm
a	2,66	cm
M_{p2}	473416,504	kg*cm
M_{p2}	4,73	Ton*m
M_{pn2}	3,79	Ton*m

Tabla 22. Refuerzo superior e inferior de viga dirección y

$$M_v = M_{pn1} + M_{pn2}$$

M_v	10,52	Ton*m
-------	-------	-------

Columna Superior		
$P_{permanente}$	0,00	Ton
P_{muerta}	26,44	Ton
P_{sismo}	1,38	Ton
P_n	25,06	Ton
b	50	cm
h	50	cm
A_g	2500	cm ²
% refuerzo	1,51	
$K_n \text{ máx}$	0,04	
$R_n \text{ máx}$	0,12	
$M_{n1} \text{ máx}$	36,00	Ton*m

Tabla 23. Columna superior, caso viga dirección y

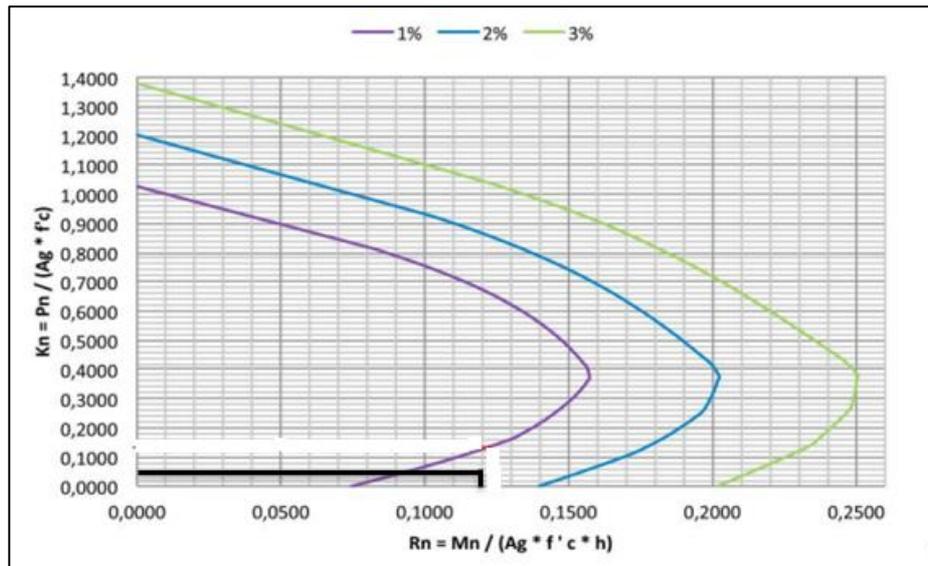


Figura 34. Diagrama de interacción de columna superior viga dirección y

Fuente: Guía para estructuras de hormigón armado

Columna Inferior		
$P_{\text{permanente}}$	0,00	Ton
P_{muerta}	36,25	Ton
P_{sismo}	2,25	Ton
P_n	34,00	Ton
b	50	cm
h	50	cm
A_g	2500	cm ²
% refuerzo	1,51	
$K_n \text{ máx}$	0,06	
$R_n \text{ máx}$	0,12	
$M_{n2} \text{ máx}$	36,00	Ton*m
M_c	72,00	Ton*m

Tabla 24. Columna inferior, caso viga dirección y

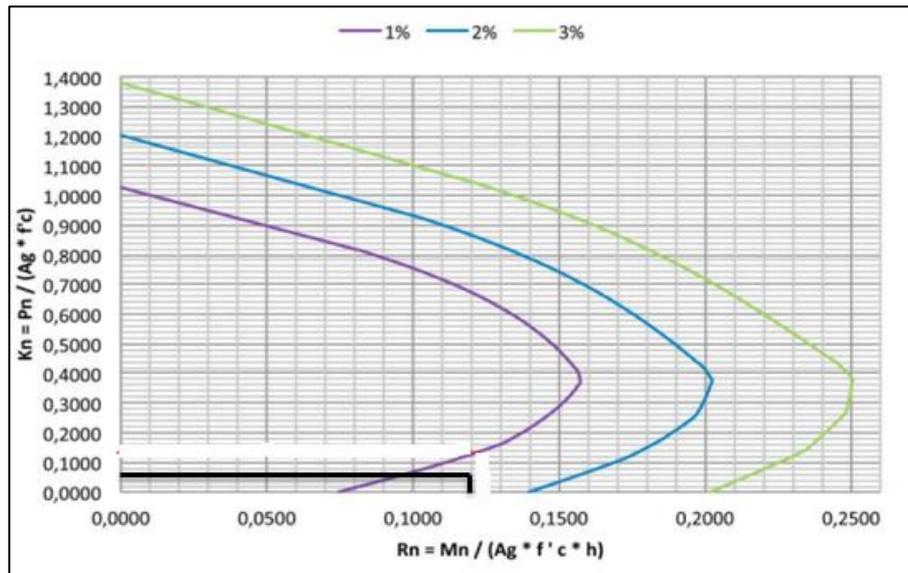


Figura 35. Diagrama de interacción columna inferior viga dirección y

Fuente: Guía para estructuras de hormigón armado

Verificación Columna Fuerte-Viga Débil				
M_c/M_v	6,84	\geq	1,2	Cumple

Tabla 25. Verificación Columna fuerte-Viga débil dirección y

2.8 Diseño de cimentaciones

Las cimentaciones son una de las partes principales de toda la estructura debido a que se encarga de recibir o soportar toda la fuerza de la súper estructura. Si realizamos la construcción de la edificación sin colocar cimentaciones de apoyo, ocasionará el hundimiento y un posible colapso de la misma. El suelo posee diferentes características y propiedades, por lo cual, es importante realizar un estudio previo para verificar si las condiciones favorecen para soportar la futura edificación. Este puede presentarse como un tipo de suelo trifásico o compuesto por partículas que poseen condiciones de vacíos llenos de agua y de aire, que a su vez pueden variar (Arthur, 2001). Por esta razón, el objetivo de una cimentación es garantizar que las cargas de la superestructura se transmitan por las columnas hacia las cimentaciones. Debido a que las cargas pueden ser sumamente grandes, es necesario configurar la geometría de la cimentación para resistir de manera adecuada.

2.8.1 Tipos de cimentaciones

Las cimentaciones se pueden clasificar de acuerdo a su profundidad, es decir, que tan enterrada va estar la cimentación. Además, esta dependerá de la ubicación y las características del suelo.

- Cimentaciones superficiales.

$$\frac{D}{B} < 4$$

- Cimentaciones semi-profundas

$$4 < \frac{D}{B} < 10$$

- Cimentaciones profundas.

$$\frac{D}{B} > 10$$

Donde:

D = Profundidad del cimientto

B = Ancho de la zapata

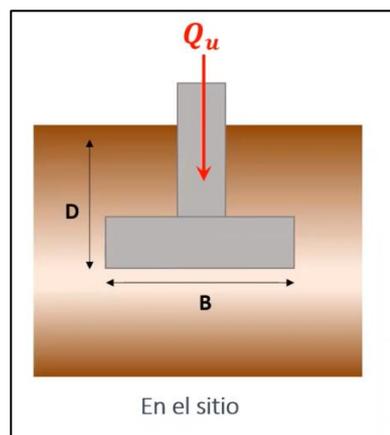


Figura 36. Ancho "B" y desplante "D"

Fuente: Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. Braja M. Das, 2008

Para tomar uno de los tres tipos de cimentaciones, se deberá analizar el tipo de suelo y la carga que se transmite. A medida que se va cargando el suelo, se forma una gráfica similar a la deformación, en donde, el punto de falla será la carga última; por otro lado, la carga admisible es la que soporta la cimentación y la que se usa para su diseño.

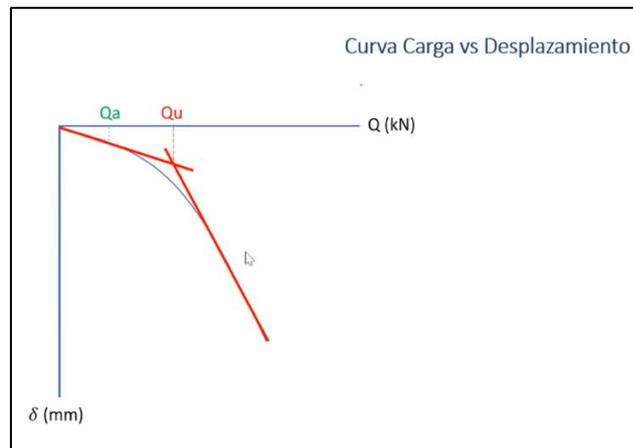


Figura 37. Curva de esfuerzo-deformación del suelo

Fuente: Cimentaciones. Montoya, J. 2010.

La carga última depende de las propiedades de la resistencia al corte del suelo. Los parámetros que posee son ángulo de fricción y cohesión; además, existe dos tipos de resistencia al corte que son drenada y no drenada.

2.8.2 Cimentaciones superficiales

Las cimentaciones superficiales son conocidas como zapatas aisladas y sirven únicamente para soportar una columna. Según la normativa NEC, el plinto deberá de cumplir con un peralte mínimo de 60 cm para edificios que superen los 5 pisos de altura (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014). El análisis será en función a la base de la zapata debido a que soportará las cargas de la súper-estructura y del suelo. A medida que se va enterrando la zapata, soportará y resistirá las cargas actuantes de manera eficiente, producto de la presión que ejerce la zapata sobre el suelo, por la cuál, forma una cuña central que genera la salida de esta.

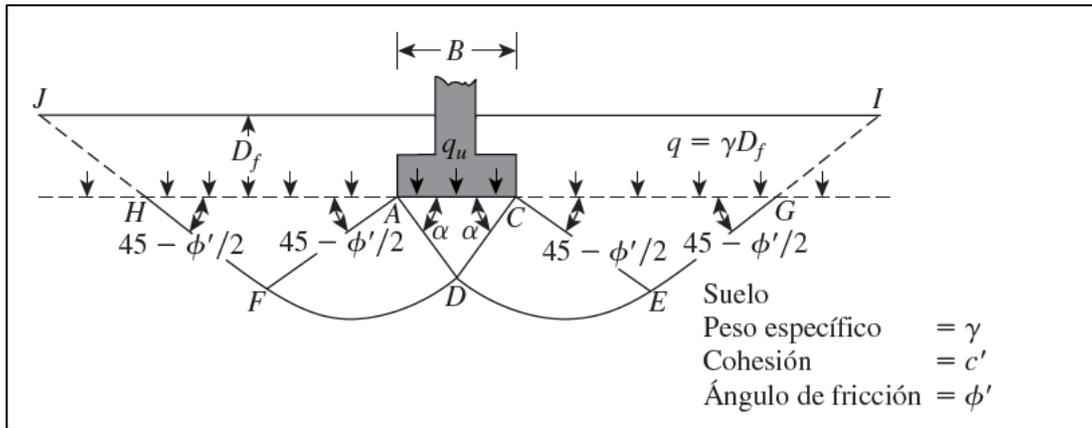


Figura 38. Cuña triangular

Fuente: Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. Braja M. Das. 2008.

2.8.3 Estudio geotécnico

En el siguiente proyecto se realizó un estudio de suelo, en el cuál, se obtuvieron las siguientes características:

Propiedades del suelo		
ϕ	35	grados
γ_d	17	kN/m^3
γ'	10,2	kN/m^3
Cohesion	0	Kpa
Peralte	0,6	m
Desplante.	1,5	m
h	0,9	m
Ancho col.	0,4	m
γ_{zapata}	24	kN/m^3
Longitud	10	m

Tabla 26. Propiedades del suelo

2.8.4 Mecanismo de ruptura

El análisis de resistencia del suelo en el mecanismo de ruptura parte de una zona elástica, en donde, la zapata recibe una carga última y forma una cuña triangular en su base, la cuál, empujará el suelo hacia la parte de arriba. De esta forma, el suelo tratará de

ejercer una fuerza contraria que evitará su desplazamiento. El suelo ejerce tres estados de resistencia y son:

- **Cohesión:** Es el encargado de evitar que la masa se desplace hacia la parte exterior.
- **Sobrecarga lateral efectiva:** Depende principalmente de que tan profunda esta enterrada la zapata.
- **Peso de la masa en movimiento:** Si la masa que esta por debajo de la zapata tiene demasiado peso, resultará difícil que salga hacia el exterior.

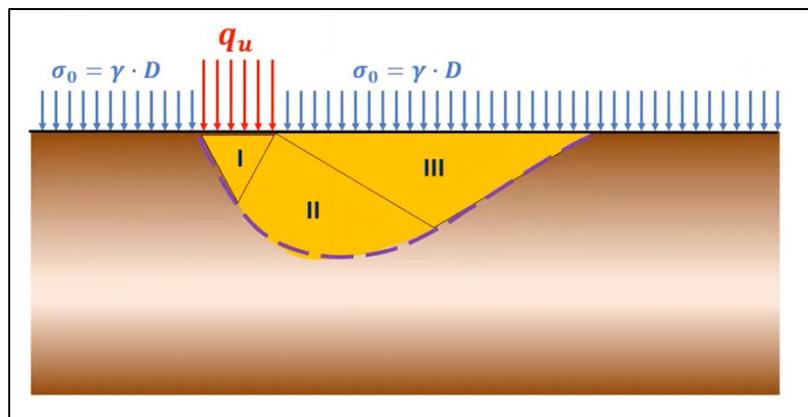


Figura 39. Estados del suelo

Fuente: Cimentaciones. Montoya, J. 2010.

La suma de estos tres aportes dará como resultado el esfuerzo máximo que resiste el suelo y dependerán de la siguiente ecuación.

- **Ecuación general de capacidad portante.**

$$q_u = 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma + \gamma \cdot D \cdot N_q + C N_c$$

$$Q_u = q_u \cdot B$$

- **Factores de capacidad portante.**

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan(\Phi)} \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\Phi}{2}\right)$$

$$N_\gamma = 2 \cdot \tan(\Phi) \cdot (N_q - 1)$$

$$N_c = \cot(\Phi) \cdot (N_q - 1)$$

Se reemplazan los valores para obtener los factores de capacidad portante que depende de las propiedades del suelo.

N_q	33,30
N_γ	45,23
N_c	0

Tabla 27. Factores de capacidad portante en función a las propiedades del suelo

De igual manera existen ábacos que facilitan el cálculo de estos factores, pero no suelen ser muy exactos. Es recomendable utilizar las ecuaciones de los factores de capacidad portante.

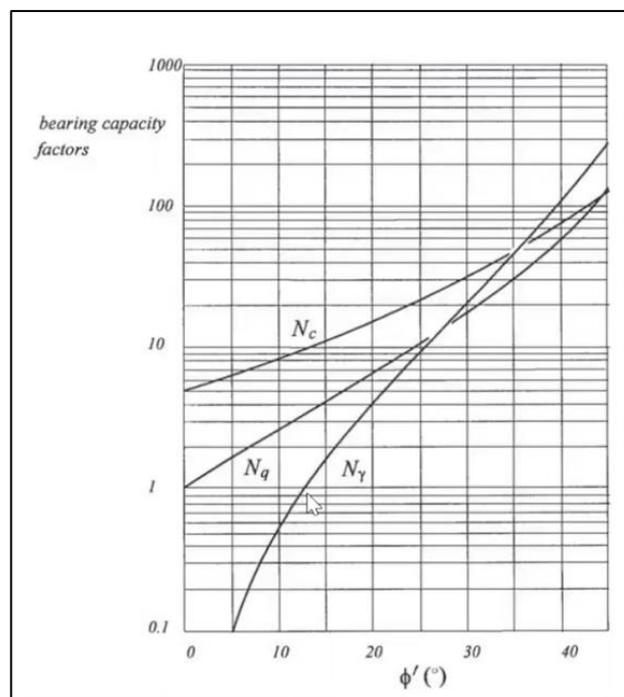


Figura 40. Diagrama para el cálculo de los factores de capacidad portante.

Fuente: Diseño de Cimentaciones. Hurtado, J. 2010..

De igual manera, si se diseña una zapata en base a la capacidad última, se puede producir una falla debido a que se supera el esfuerzo máximo para el que fue diseñado. Es así, como podría causar un gran asentamiento o una ruptura en el cimiento. De acuerdo a la norma NEC, se aplica un factor de seguridad "F.S", con un valor igual a 3 para suelos rígidos (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

$$F.S = \frac{\text{Resistencia}}{\text{Actuante}}$$

Con la nueva ecuación de capacidad portante se reemplaza los valores sin asignar un valor al ancho ‘B’.

$$q_a = \frac{1}{F.S} (0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma + \gamma \cdot D \cdot (N_q - 1) + C N_c) + \gamma \cdot D$$

$$Q_a = q_a \cdot B$$

$q_a =$	$128,1458114$	$B1$	$+ 300,0168$
---------	---------------	------	--------------

Tabla 28. Resultado de la ecuación de capacidad portante

Ahora, si lo que se desea es calcular el ancho ‘B’, se encuentre el esfuerzo actuante y se iguala a la ecuación de carga admisible del suelo y la súper-estructura. Para esto se utiliza la siguiente ecuación:

$$q = \frac{Q_u + W_{\text{suelo}} + W_{\text{zapata}}}{A}$$

$$q \leq q_a$$

Carga actuante			
<i>S. Estructura</i>			1009
<i>W Suelo</i>	15,3	$B1^2$	-5,44
<i>W Zapata</i>	14,4	$B1^2$	
<i>Total</i>	29,7	$B1^2$	1003,6693

Tabla 29. Carga actuante

$q =$	$29,7$	$B1^2$	$+ 1003,669$
		$B1^2$	

Tabla 30. Carga admisible

Finalmente, se igualan las ecuaciones para encontrar el ancho ‘B’ requerido que sea capaz de soportar las cargas del suelo y las cargas de la super-estructura.

Igualar			
$q_a =$	$128,1458114$	$B1$	$+ 300,0168$
$q =$	$29,7$	$B1^2$	$+ 1003,669$
		$B1^2$	

B1	1,95	m
-----------	-------------	----------

Tabla 31. Cálculo del ancho B requerido de la zapata

2.8.5 Efectos en el diseño de cimentaciones superficiales

Se debe tomar en cuenta que existen varios factores que influyen al momento de diseñar la zapata, como son:

- **Efecto de la Forma:** Dependerá únicamente del tipo de zapata a utilizar.

$$\frac{B}{L} > 10: \text{Zapata Corrida}$$

$$\frac{B}{L} < 10: \text{Zapata Aislada}$$

$$S_q = 1$$

$$S_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan(\varphi)$$

$$S_\gamma = 1$$

$$S_\gamma = 1 - \frac{0.4 \cdot B}{L}$$

$$S_c = 1$$

$$S_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}$$

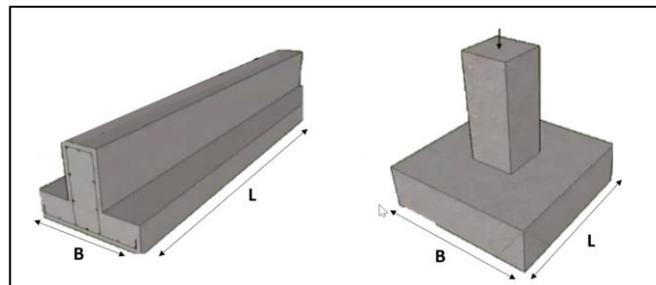


Figura 41. Zapata corrida y aislada.

Fuente: Cimentaciones. Montoya, J. 2010.

Se toma como ancho “B” el valor encontrado anteriormente para determinar el tipo de zapata a utilizar en el proyecto.

$$\frac{B}{L} < 10: \text{Zapata Aislada}$$

Verificación de efectos		
Forma	5,17	ZAPATA AISLADA

Tabla 32. Efecto de la forma

Como se obtuvo una zapata aislada se procede a reemplazar en sus respectivas ecuaciones:

$$S_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan(\Phi)$$

$$S_\gamma = 1 - \frac{0.4 \cdot B}{L}$$

$$S_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}$$

S_γ	0,600
S_q	1,700
S_c	1,722

Tabla 33. Factores de capacidad portante en función al efecto de la forma

- **Efecto de Profundidad:** Depende únicamente de la profundidad a la que se encuentre la base del cimiento, recordando que a mayor profundidad mayor será su resistencia. Además, se calcula en base al parámetro SI “ ξ ” que esta en función de la relación D/B “Desplante vs el Ancho” donde ξ equivale a:

$$\frac{D}{B} \leq 1 \rightarrow \xi = \frac{D}{B} \quad \neq \quad \frac{D}{B} > 1 \rightarrow \xi = \tan^{-1}\left(\frac{D}{B}\right)$$

Profundidad.	0,31	ξ	=	0,31
--------------	------	-------	---	------

Tabla 34. Relación D/B

Como SI “ ξ ” es menor a 1 el resultado es igual a 0.31. Luego se reemplaza el valor encontrado en las ecuaciones de capacidad portante:

$$d_q = 1 + \xi \cdot \tan(\varphi) (1 - \sin \varphi)$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_c = 1 + 0,4 \cdot \xi$$

$d\gamma$	1,000
dq	1,093
dc	0

Tabla 35. Factores de capacidad portante en función a D/B

Finalmente, se obtiene una nueva ecuación de capacidad portante en función a los efectos de forma y profundidad, donde se igualará con la carga actuante ya encontrada anteriormente.

$$q_a = \frac{1}{F \cdot S} (0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma + \gamma \cdot D \cdot (N_q \cdot d_q \cdot S_q - 1) + C N_c) + \gamma \cdot D$$

$q_a =$	76,88	$B1$	+	335,82
---------	-------	------	---	--------

Tabla 36. Capacidad portante en función del efecto de forma y profundidad

$q =$	29,70	$B1^2$	+	1003,66
		$B1^2$		

Tabla 37. Carga admisible

$B1$	2,20	m
------	------	-----

Tabla 38. Nuevo ancho B en función de efectos

- **Estratos de suelo:** La influencia de la estratificación puede darse cuando exista dos estratos, es decir, uno rígido en la parte superior y uno blando en la parte inferior. Su relación depende de H/B , y de que tan lejos está el estrato blando ‘‘H’’. Como en el estudio de suelos, no se encontró ningún estrato blando, no se aplica este parámetro.

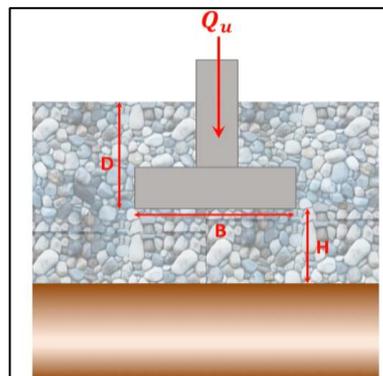


Figura 42. Efecto de zapata con influencia de estratos.

Fuente: Cimentaciones. Montoya, J. 2010.

2.8.6 Diseño final

De acuerdo a lo expuesto, se realiza el mismo procedimiento para las 12 zapatas que posee el edificio, tomando en cuenta que cada plinto va a soportar cargas diferentes respectivamente; por esta razón, las dimensiones y geometría de cada zapata serán diferentes en cada posición. En la siguiente tabla se puede observar los resultados finales:

ZAPATA	Ubicación	Peralte (m)	h (m)	Tipo de Zapata	Ancho Zapata (m)
1	A6	0,6	0,9	ZAPATA AISLADA	2,20
2	B6	0,6	0,9	ZAPATA AISLADA	2,50
3	C5	0,6	0,9	ZAPATA AISLADA	1,90
4	D4	0,6	0,9	ZAPATA AISLADA	1,90
5	A3	0,6	0,9	ZAPATA AISLADA	2,00
6	B3	0,6	0,9	ZAPATA AISLADA	2,30
7	C3	0,6	0,9	ZAPATA AISLADA	2,40
8	D3	0,6	0,9	ZAPATA AISLADA	2,20
9	A1	0,6	0,9	ZAPATA AISLADA	2,30
10	B1	0,6	0,9	ZAPATA AISLADA	2,30
11	C1	0,6	0,9	ZAPATA AISLADA	2,10
12	D1	0,6	0,9	ZAPATA AISLADA	2,10

Tabla 39. Diseño final de zapata aislada

2.8.7 Presión del suelo-cimiento

Generalmente la presión suelo-cimiento, se lo toma como un material homogéneo con un peso propio de 2000 kg/cm^3 .

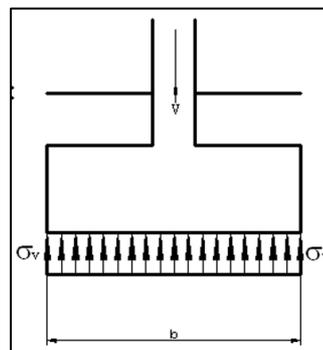


Figura 43. Carga distribuida suelo-cimentación

Fuente: Ingeniería Geotécnica. Romo, D. 2018.

$$q_{s-c} = \gamma_{s-c} * D_f$$

Presion suelo cimentio		
γ_{s-c}	2000	kg/m3
q_{s-c}	3000	Kg/m2

Tabla 40. Presión de suelo-cimiento

2.8.8 Presiones Netas sin factorar

En la presión neta se toma en cuenta la carga axial de la estructura y el momento flector, que esta a su vez genera una deformación en la zapata debido a una carga trapezoidal, dando como resultado una carga máxima y una carga mínima. Al sumar ambas cargas se obtendrá como resultado la presión neta que se deberá comparar con la carga admisible del suelo q_a , verificando que mi zapata soporte la presión neta de demanda.

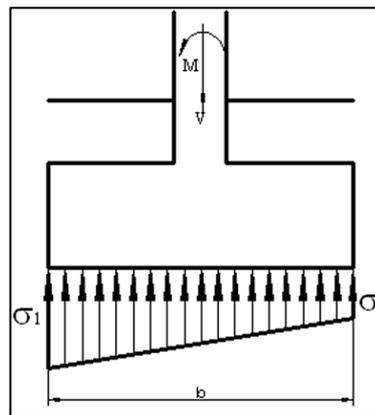


Figura 44. Carga trapezoidal, presión neta.

Fuente: Ingeniería Geotécnica. Romo, D. 2018.

$$q_{\min}^{\max} = \frac{Pa}{B * L} \pm 6 * \frac{Ma}{B^2 * L}$$

Donde:

Pa y Ma = cargas de servicio.

$$Pa = P_D + P_L$$

$$Ma = M_D + M_L$$

Presión Neta		
Pa	25707,06	Kg
Ma	706,22	Kg*m
Q _{MAX}	7442,30	Kg/m ³
Q _{MIN}	6274,48	Kg/m ³
Q _{TOTAL}	1,04	Kg/cm ²

Tabla 41. Presión total

2.8.9 Presiones netas con carga factorada.

Se realiza el cálculo de cargas factoradas debido a que el hormigón se diseña en función a sus cargas últimas, que a su vez servirán para el dimensionamiento de peralte "h".

$$P_u = 1,2 P_D + 1,6 P_L$$

$$M_u = 1,2 M_D + 1,6 M_L$$

$$q_{max} = \frac{Pa}{B * L} \pm 6 * \frac{Ma}{B^2 * L}$$

Cargas Factoradas.		
Pu	32461,976	Kg
Mu	906,428	Kg-m
q max	9409,98	Kg/m ²
q min	7911,09	Kg/m ²

Tabla 42. Cargas factoradas

2.8.10 Pre-dimensionamiento del cimiento

El pre-dimensionamiento es similar al de una viga, en donde, para encontrar "h" del cimiento se debe asumir un peralte multiplicando por 1,5 y por el ancho mayor de la columna. Se toma en cuenta que el recubrimiento "d" es de 5 cm y se utiliza una columna de 40x40 cm.

$$h = (1,5 \text{ ó } 2) * Col.$$

Pre-dimensionamiento del cimiento		
Peralte	60	cm
d	55	cm

Tabla 43. Pre-dimensionamiento de la zapata

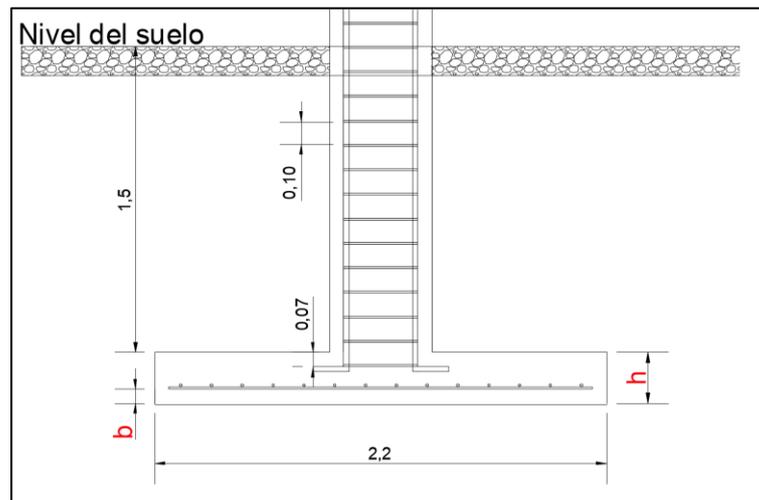


Figura 45. Predimensionamiento de zapata

Fuente: Propia

2.8.11 Cortante en 2 direcciones

Para obtener el cortante en dos direcciones o punzonamiento, se debe calcular el perímetro crítico a una distancia $d/2$ de la cara de la columna (ACI 318-19); luego, considerando únicamente la carga axial, se podrá calcular el área de influencia.

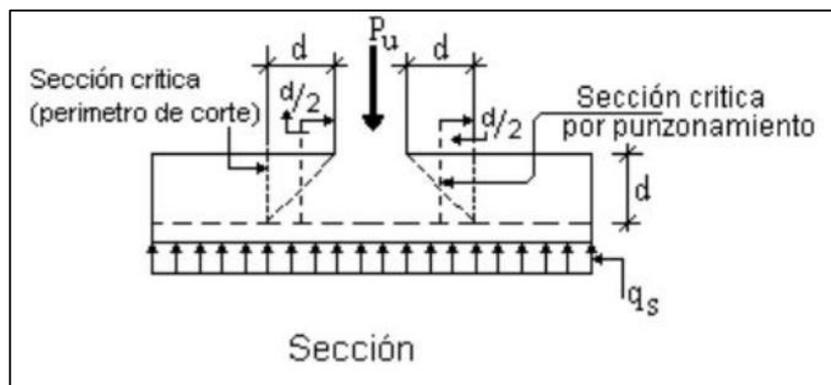


Figura 46. Efecto de punzonamiento

Fuente: Diseño de estructuras de concreto. Arthur, N. 2001.

$$V_u = q_{\text{promedio}} * A_{\text{influencia}} - q_{\text{promedio}} * A_{\text{perímetro-crítico}}$$

$$q_{\text{promedio}} = \frac{q_{\text{min}} + q_{\text{max}}}{2}$$

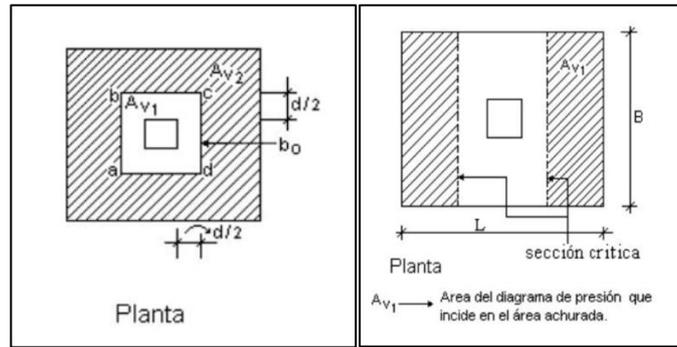


Figura 47. Área de perímetro crítico y área de influencia. Vista en planta.

Fuente: Diseño de estructuras de concreto. Arthur, N. 2001.

Cortante en 2 direcciones		
d/2	27,5	cm
b	95	cm
bo	380	
Área de influencia		
Área interna	2,84	m ²
Área Perímetro crítico	0,90	m ²
q_{PROM}	8660,53	Kg/m²
Punzonamiento		
Vu	16829,70	kg

Tabla 44. Resultados obtenidos del punzonamiento

2.8.12 Resistencia del hormigón

Para encontrar la resistencia al punzonamiento se debe tomar al menor o igual de las siguientes ecuaciones:

- $V_C = 0,53 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o * d$
- $V_C = 0,27 * \left(\frac{\alpha*d}{b_o}\right) * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o * d$
- $V_C = 1,1 * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o * d$

$$\phi V_C = 0,75 * V_{C_{min}}$$

$$\phi V_C \geq V_u$$

Donde:

$$\beta = \frac{Col\ 1}{Col\ 2} = 1$$

$$\lambda = 1$$

$$\alpha = 40$$

Se chequea que ϕV_c sea mayor a V_u . En caso de no cumplir con la restricción se deberá modificar el pre-dimensionamiento del cimiento.

Resistencia al hormigon				
Vc	514812,4	kg	Mínimo.	356159,5 Kg
Vc	680963,4	kg		
Vc	356159,5	kg		

Punzonamiento			
Vu	16829,70	kg	CUMPLE
ϕV_c	267119,66	kg	

Tabla 45. Verificación de resultados del punzonamiento

2.8.13 Transferencia de cortante

$$\tau = \frac{V_u}{b_o * d} \pm \frac{\gamma_V * M_u * c}{J}$$

$$\gamma_V = 1 - \gamma_f$$

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}}$$

$$J = 2 \left(\frac{b_1 * d^3}{12} + \frac{d * b_1^3}{12} \right) + 2b_2 * d * \left(\frac{b_1}{2} \right)^2$$

$$\phi V_c = \frac{\phi V_c}{b_o * d}$$

$$\phi V_c > \tau$$

Transferencia corte - momento		
γ_f	0,6	-
γ_v	0,4	-
Jc	3,41E+07	cm ⁴
τ	0,86	Kg/cm ²
ϕV_c	13	Kg/cm ²
CUMPLE		

Tabla 46. Transferencia corte momento

2.8.14 Armadura de refuerzo

El acero de refuerzo se coloca en la parte baja de la cimentación para dar mayor resistencia; de igual manera, se debe colocar 5 centímetros de hormigón desde su base. Finalmente, este chequeo por punzonamiento, cargas factoras y acero mínimo, se debe repetir para todas las zapatas a diseñar, con una separación adecuada y un diámetro asumido.

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * h$$

As minimo	20,90	cm ²
-----------	-------	-----------------

1	ϕ	14	mm	1,54	cm ²	Varilas a usar	14
---	--------	----	----	------	-----------------	----------------	----

S	15	cm
---	----	----

ZAPATA	Ubicación	Ancho Zapata (m)	As Minimo (cm ²)	# varilla	Separacion (S) (cm)
1	A6	2,20	20,91	14	15
2	B6	2,50	23,69	16	15
3	C5	1,90	22,96	16	15
4	D4	1,90	23,34	16	15
5	A3	2,00	21,39	14	15
6	B3	2,30	24,53	16	15
7	C3	2,40	25,75	18	15
8	D3	2,20	23,00	16	15
9	A1	2,30	24,31	16	15
10	B1	2,30	24,50	16	15
11	C1	2,10	22,48	16	12
12	D1	2,10	22,51	16	12

Tabla 47. Diseño estructural final de zapatas aisladas

A continuación, se presenta el diseño final:

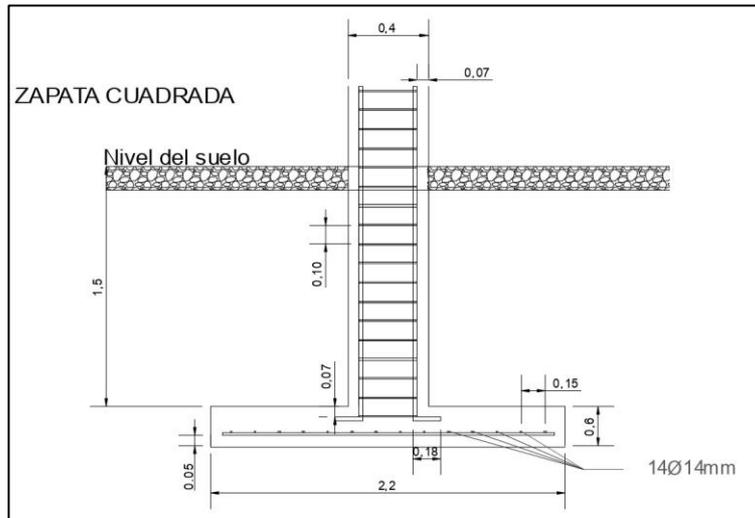


Figura 48. Diseño estructural final de zapatas aisladas.

Fuente: Propia

CONCLUSIONES

Tras el análisis sísmo resistente del edificio CHAKANA, se concluye que cumple con cada uno de los parámetros dados por la Norma Ecuatoriana de la Construcción “NEC” y el código ACI 318-14. Para cada elemento estructural como: vigas, columnas y conexiones, se tomó en cuenta el espectro sísmico del lugar, obteniendo así elementos sísmo resistentes que brindarán seguridad y eficiencia en el proyecto. Es de suma importancia seguir cada parámetro que nos brindan las normas anteriormente mencionadas, debido a que tienen como objetivo preservar la integridad de las personas o usuarios de las edificaciones.

Además, una vez realizado el diseño sísmico de los elementos estructurales se logró realizar el correcto diseño de la cimentación. Para este caso se realizó un estudio previo de suelo para obtener las propiedades del mismo y realizar el respectivo cálculo tanto en dimensión, profundidad y cantidad de acero, con el fin de que puedan soportar a toda la súper estructura.

En conjunto se uso el software ETABS, del cual, se obtuvo resultados favorables de los elementos estructurales. Para vigas se obtuvo una cuantía de acero menor al 1% y para columnas una cuantía de acero de 1.51%, los cuáles, son rangos de valores aceptados según la NEC 2015. Con el objetivo de verificar, tanto las dimensiones como las cuantías de acero dadas por el programa, se procedió a realizar hojas de cálculo que facilitaron la comprobación de cada uno de los elementos que conforman la estructura.

Finalmente, se concluye que la edificación esta apta para su ejecución previo a la aprobación municipal de la localidad.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI 352RS-02 (2010). Recomendaciones para el Diseño de Conexiones Viga-Columna en Estructuras Monolíticas de Concreto Reforzado. American Concrete Institute. Michigan.
- ACI 318. (2008). Building code requirements for reinforced concrete. American Concrete Institute. Michigan.
- Arthur, N. (2001). *DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO*. Bogotá: McGRAW-HILL INTERAMERICANA, S.A.
- Creswell, J. (2003). Research designs: Qualitative, quantitative, and mixed methods approaches (2nd ed.). Thousand Oaks, CA: Sage.
- Das, B. (2008). *Fundamentos de Ingeniería de cimentaciones*. México: Thompson.
- Geotécnica, I. (2 de 2018). Ingeniería Geotécnica. *Universidad Politécnica de Cataluña*. Recuperado el 3 de diciembre de 2021 de https://portal.camins.upc.edu/materials_guia/250240/2012/tema_4_ciment_super.pdf
- Giordani, C. & Leone, D. (2015). Estructura. *Universidad Tecnológica Nacional*. Obtenido el 5 de diciembre de 2021 de https://www.frro.utn.edu.ar/repositorio/catedras/civil/1_anio/civil1/files/IC%20I-Estructura.pdf
- Hurtado, I. J. (2010). *Diseño de cimentaciones*. Lima: Fondo Editorial ICG.
- Javier, M. (2010). Cimentaciones. *Universidad de los Andes*. Recuperado el 6 de diciembre de 2021 de <https://avdiaz.files.wordpress.com/2008/08/cimentaciones-y-fundaciones.pdf>

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). Peligro Sísmico Diseño Sismoresistente.

Norma Ecuatoriana de la Construcción "NEC". Quito: MIDUVI.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). Cargas (No Sísmicas). *Norma*

Ecuatoriana de la Construcción "NEC" Quito: MIDUVI.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). Estructuras de Hormigón Armado.

Norma Ecuatoriana de la Construcción "NEC" Quito: MIDUVI.

Neuman, W. (2005). Social research methods: Quantitative and qualitative approaches (6th ed.). Boston: Allyn & Bacon.

Ortiz, E. (2012). *Diseño estructural de un edificio de Hormigón Armado*. Quito.

Polit, A.A. & González, B.B. (2011). Educación en Ecuador. En P. Pérez (Ed.), *La educación en el mundo* (pp.101-132). Barcelona, España: ExpoEditor.

Rodas, H. (2014). *Estructuras 1. Apuntes de clase*. Cuenca: Gráficas del Sur.

Romo, D. (2012). Ingeniería Geotécnica. *Universidad Politécnica de Cataluña*. Recuperado el 5 de diciembre de 2021 de

https://portal.camins.upc.edu/materials_guia/250240/2012/tema_4_ciment_super.pdf

Tapia, G. (2014). Diseño sismo resistente de edificios con muros estructurales, período de retorno variable y el impacto en los costos de construcción, considerando el diseño de conexiones viga-muro. *Universidad San Francisco de Quito*. Recuperado el 3 de diciembre de 2021 de

https://repositorio.usfq.edu.ec/bitstream/23000/3381/1/111074.pdf?fbclid=IwAR1pQL_B_0Vx5TIByLffOi6zRbvGILfa2EWfs_LDQ5GNPJhhDv9nSOBgy-s

ANEXOS



UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO

DISEÑO DE EDIFICIO SISMO-SISMORESISTENTE

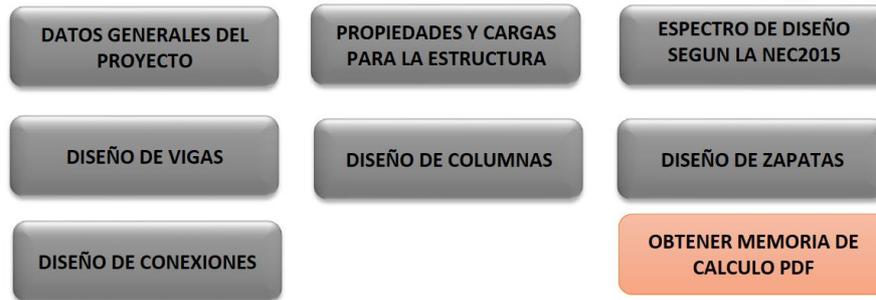


Figura 49. Hoja Programable



MEMORIA TECNICA DE ESTRUCTURA SISMORESISTENTE

DATOS GENERALES DEL PROYECTO					
FECHA :		07 DIC 2021			
NOMBRE DEL PROYECTO:		CHAKANA			
UBICACIÓN					
PAIS:	ECUADOR	PROVINCIA:	IMBABURA	CANTON:	OTAVALO
DIMENSIONES DEL PROYECTO					
LARGO(m):	10	ANCHO(m):	6	ALTO DE ENTREPISO(m):	2.5
ALTO(m)	16.3	NUMERO DE PISOS:	5	AREA DE CONSTRUCCION(m2):	320
CARACTERISTICAS DEL PROYECTO					
Tipo de estructura:	Pórticos especiales de hormigón armado	Especificacion de la estructura:	Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras		
Sistema estructural:	Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	Categoría del edificio:	Pórticos resistentes a momento		
Tipo de categoría del edificio:	Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.				

Figura 50. Datos del proyecto

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

RESISTENCIA DEL HORMIGON (Kgf/cm ³)	240
RESITENCIA DEL ACERO (kgf/cm ³)	4200

CARGAS NO SISMICAS DE LA ESTRUCTURA					
CARGA MUERTA (kg/m ²)		CARGA VIVA (kg/m ²)		CARGA CUBIERTA(kg/m ²)	
Masillado y enlucido	120	Carga viva entrepiso	200	Carga cubierta	100
Acabados	100	otros	0		
Maposteria	100				
Otros					

Total carga muerta (kg/m ²)
320

Total Carga viva (kg/m ²)
200

Total Carga Cubierta(kg/m ²)
100

Figura 51. Propiedades de los materiales

CÁLCULO DEL ESPECTRO DE DISEÑO NEC

Especificaciones NEC		
I	1	Factor importancia
Φ_p	1	
Φ_e	1	
Z =	0.4	Factor de zona (zona V)
Tipo de suelo	D	
Fa=	1.2	
Fd=	1.19	
Fs=	1.28	
Tc=	0.69813333	
To=	8	
n=	2.48	
Sa=	1.1904	de 0 a Tc
R=	8	Factor de reducción de resistencia

Sa final	1.22546175	
Coef. Sísmico	0.15	
W	320.39	Ton
V	48.06	

Figura 52. Datos para el espectro de diseño

de Tc en adelante		
r=	1	
T (seg)	Sa (g)	Sa/R (g)
0	1.1904	0.1488
0.6981	1.1904	0.1488
0.7981	1.0413	0.1302
0.8981	0.9253	0.1157
0.9981	0.8326	0.1041
1.0981	0.7568	0.0946
1.1981	0.6936	0.0867
1.2981	0.6402	0.0800
1.3981	0.5944	0.0743
1.4981	0.5547	0.0693
1.5981	0.5200	0.0650
1.6981	0.4894	0.0612
1.7981	0.4622	0.0578
1.8981	0.4378	0.0547
1.9981	0.4159	0.0520
2.0981	0.3961	0.0495
2.1981	0.3781	0.0473
2.2981	0.3616	0.0452
2.3981	0.3465	0.0433
2.4981	0.3327	0.0416
2.5981	0.3199	0.0400
2.6981	0.3080	0.0385
2.7981	0.2970	0.0371
2.8981	0.2868	0.0358
2.9981	0.2772	0.0346
3.0981	0.2682	0.0335
3.1981	0.2599	0.0325
3.2981	0.2520	0.0315
3.3981	0.2446	0.0306
3.4981	0.2376	0.0297
3.5981	0.2310	0.0289
3.6981	0.2247	0.0281
3.7981	0.2188	0.0274
3.8981	0.2132	0.0266
3.9981	0.2079	0.0260
4.0981	0.2028	0.0253
4.1981	0.1980	0.0247

Figura 53. Espectro de diseño

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$$

Piso	hi	wi	wi*h ^k	Fx	Defmax X (cm)	Defmax Y (cm)
5	12.5	64.08	1003.07	16.58	2.50	2.80
4	10	64.08	786.66	13.00	2.17	2.43
3	7.5	64.08	575.07	9.50	1.69	1.87
2	5	64.08	369.78	6.11	1.06	1.16
1	2.5	64.08	173.82	2.87	0.40	0.43
Sumatoria		320.39	2908.40	48.06		

Figura 54. Fuerzas laterales

Control de Derivas			CUMPLE!	<	2%
deriva máx. elástica x	0.0025				
deriva inelástica x	1.48%				
deriva máx. elástica y	0.0029				
deriva inelástica y	1.75%				

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

Figura 55. Control de derivas

Irregularidad torsional	
Piso 5	
Deformación CM	2.3346
Deformación Ex1	2.2231
Deformación Ex2	2.4953
1.2*Promedio	2.83104
Ø planta	1
piso 4	
Deformación CM	2.0447
Deformación Ex1	1.9413
Deformación Ex2	2.1691
1.2*Promedio	2.46624
Ø planta	1
piso 3	
Deformación CM	1.5755
Deformación Ex1	1.5002
Deformación Ex2	1.6917
1.2*Promedio	1.91514
Ø planta	1
piso 2	
Deformación CM	0.9951
Deformación Ex1	0.9419
Deformación Ex2	1.0591
1.2*Promedio	1.2006
Ø planta	1
piso 1	
Deformación CM	0.3755
Deformación Ex1	0.3542
Deformación Ex2	0.4047
1.2*Promedio	0.45534
Ø planta	1

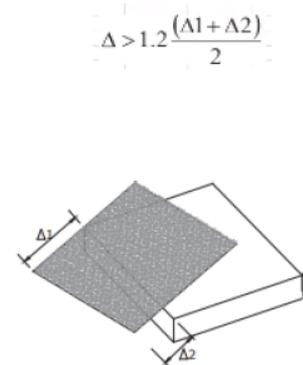
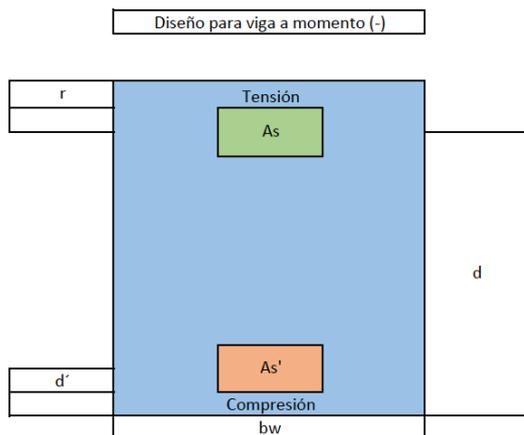


Figura 56. Irregularidad torsional

VERIFICACION DE CUANTIA DE REFUERZO		
$0.01 \leq \frac{As}{b \cdot h} \leq 0.03$		
As_min	16 cm2	Cumple
As_max	48 cm2	Cumple
0.01508125		Cumple
DISEÑO DE COLUMNA CONSIDERANDO EFECTOS DE ESBELTEZ		
Ig (viga)	107187.5	cm4
Ig (columna)	213333.3333	cm4
Rigidez		
Nudo A		
ΨA	1	Semi empotramiento
Nudo B		
Vigas		
K_vigas1	21183.3004	cm3
Columnas		
K_col	853.3333333	cm3
ΨB		
0.040283304		
Se considera los coeficientes de inercias agrietadas segun la NEC-SE-DS		
Para vigas	0.5*Ig	
Para columnas	0.8*Ig	
ΨB		0.064453287

Figura 57. Cuantía de columnas

DISEÑO DE VIGAS



Datos		
f'c	240	kg/cm2
fy	4200	kg/cm2
β1	0.85	-
	<55	-
φ		-
α		-
Mu	7.81	Tn-m
	1.2	cm
	500	cm

Prediseño de viga		
h	35.00	cm
bw	30.00	cm
d	24.65	cm
r inicial	4.00	cm
d'	5.80	cm

Momento Ultimo			
Mn	12.396524	Tn-m	
φMn	11.1568716	Tn-m	Resiste

Dimensiones ajustadas		
h	35.00	cm
bw	30.00	cm
d	29.20	cm
recubri	5.8	cm
d'	5.8	cm

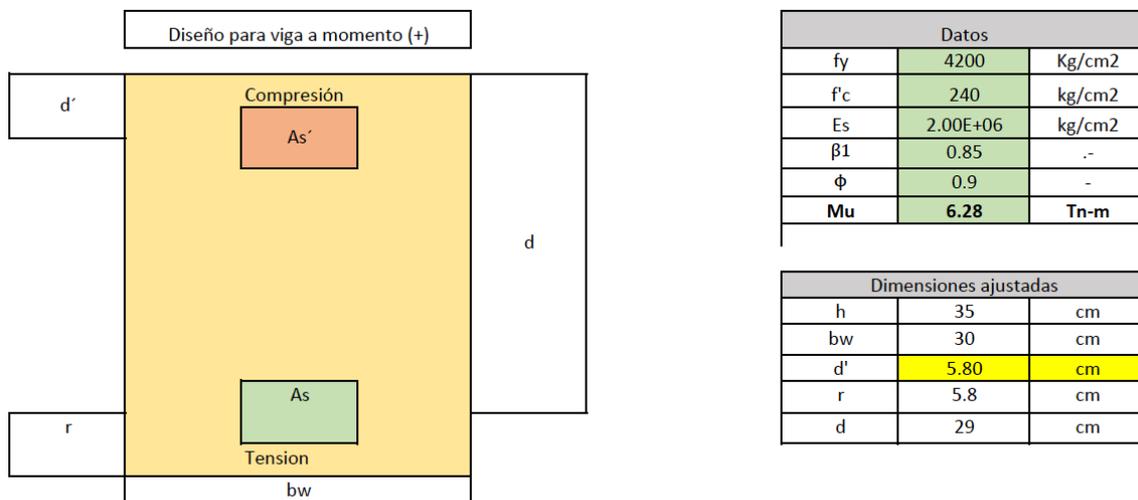
Franja minima be		
Ln/10	50	cm

pobjetivo		
es	0.0035	Cont. Compresión
z	0.462	-
pobjetivo	0.019	-

R	
w	0.33
R	64.339

Ajustar numero de varillas.							
D(mm)	D(cm)	AD (cm ²)	N ajustado	As real	Pob real		
12	1.2	1.131	5	5.655	0.0065		
12	1.2	1.131	5	5.655	0.0065		
0	0	0.000	0	0.000	0.0000		
			As total	11.31	cm ²	tensión	Cumple
			A's	5.65	cm ²	compresión	

Figura 58. Diseño de vigas momento negativo.



Momento Ultimo			
Mn	11.0068003	Tn-m	
φMn	9.90612031	Tn-m	Resiste

Ajustar numero de varillas.						
D(mm)	D(cm)	AD (cm ²)	N ajustado	As real	Pob real	
12	1.2	1.131	9	10.179	0.0116	
12	1.2	1.131	1	1.131	0.0013	
0	0	0.000	0	0.000	0.0000	
			A's	1.13	cm ²	compresión
			As	10.18	cm ²	Tensión

Deformacion de acero en tensión		
Est	0.008	Cont a Tensión
$\epsilon's$	0.0008	Acero no Fluye
ρ'	0.0013	11%
ρ	0.0116	
ρ min	0.0030	0.0033
As min	2.92	cm ²

a>d'	Cumple	
Acero a compresión no fluye		
Ecuacion cuadratica		
A	5202	cm
B	-36195.7559	cm
C	-39357.9648	cm
Centroide		
c	7.91	cm
a	6.73	cm
Deformacion de acero en compresión		
E's	0.0008	Acero no Fluye
f's	1602.761	kg/cm ²

Figura 59. Diseño de viga momento positivo

ZAPATA	Ubicación	Carga Muerta (kgf)	Carga Viva (kgf)	Columna A (m)	Columna B (m)	Peralte (m)	h (m)	Tipo de Zapata	Ancho Zapata (m)	As Mínimo (cm ²)	# varilla	Separacion (S) (cm)
1	A5	21673.3	4033.76	0.4	0.4	60	0.9	ZAPATA AISLADA	2.00	20.91	14	13
2	B5	29322.95	6040.84	0.4	0.4	60	0.9	ZAPATA AISLADA	2.20	23.09	16	13
3	C4	16044.28	2093	0.4	0.4	60	0.9	ZAPATA AISLADA	2.20	22.96	16	13
4	D3	8565.15	81.29	0.4	0.4	60	0.9	ZAPATA AISLADA	2.20	23.34	16	13
5	A2	30354.63	6068.45	0.4	0.4	60	0.9	ZAPATA AISLADA	2.00	21.39	14	13
6	B2	42610.1	9924.06	0.4	0.4	60	0.9	ZAPATA AISLADA	2.30	24.53	16	14
7	C2	30032.52	5948.72	0.4	0.4	60	0.9	ZAPATA AISLADA	2.40	25.75	18	13
8	D2	17883.16	2377.58	0.4	0.4	60	0.9	ZAPATA AISLADA	2.20	23.00	16	13
9	A1	31445.06	36594	0.4	0.4	60	0.9	ZAPATA AISLADA	2.30	24.31	16	13
10	B1	44500.51	8938.75	0.4	0.4	60	0.9	ZAPATA AISLADA	2.30	24.50	16	14
11	C1	28059.92	5520.04	0.4	0.4	60	0.9	ZAPATA AISLADA	2.10	22.48	16	12
12	D1	16852.34	2778.82	0.4	0.4	60	0.9	ZAPATA AISLADA	2.10	22.51	16	12

Figura 60. Zapatas finales