



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS ESTRUCTURAL EMPLEANDO VIGAS BANDA EN UN EDIFICIO DE
BAJA ALTURA CON EL CÓDIGO ACI 318-19 Y LA NORMA NEC 15, UBICADO EN
LA PARROQUIA COTOCOLLAO, BARRIO 23 DE JUNIO DE PICHINCHA,
PROVINCIA PICHINCHA, 2022 – 2023**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
título de Ingenieros Civiles

AUTOR: Jimmy José Cabrera Martínez
Diego Vicente Pilamonte Guayasamín

TUTOR: Marlon Manolo Arévalo Navarrete

Quito - Ecuador
2023

CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Nosotros, Jimmy José Cabrera Martínez con documento de identificación N° 1723296404 y Diego Vicente Pilamonte Guayasamín con documento de identificación N° 1723587810; manifestamos que:

Somos los autores y responsables del presente trabajo; y, autorizamos a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Quito, 2 de junio del 2023

Atentamente,

Jimmy José Cabrera Martínez

1723296404

Diego Vicente Pilamonte Guayasamín

1723587810

CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

Nosotros, Jimmy José Cabrera Martínez con documento de identificación N° 1723296404 y Diego Vicente Pilamonte Guayasamín con documento de identificación N° 1723587810; expresamos nuestra voluntad y por medio del presente documento cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del Proyecto Técnico: “Análisis estructural empleando Vigas banda en un Edificio de baja altura con el Código ACI 318-19 y la Norma NEC 15, ubicado en la Parroquia Cotocollao, Barrio 23 de Junio de Pichincha, Provincia Pichincha, 2022 – 2023”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingenieros Civiles, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribimos este documento en el momento que hacemos la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 2 de junio del 2023

Atentamente,

Jimmy José Cabrera Martínez

1723296404

Diego Vicente Pilamonte Guayasamín

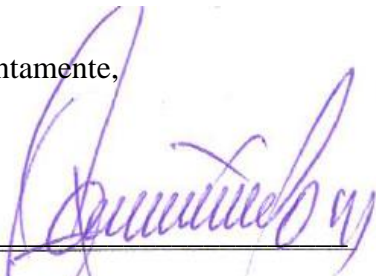
1723587810

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Marlon Manolo Arévalo Navarrete con documento de identificación N° 1706746029, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: ANÁLISIS ESTRUCTURAL EMPLEANDO VIGAS BANDA EN UN EDIFICIO DE BAJA ALTURA CON EL CÓDIGO ACI 318-19 Y LA NORMA NEC 15, UBICADO EN LA PARROQUIA COTOCOLLAO, BARRIO 23 DE JUNIO DE PICHINCHA, PROVINCIA PICHINCHA, 2022 – 2023, realizado por Jimmy José Cabrera Martínez con documento de identificación N° 1723296404 y Diego Vicente Pilamonte Guayasamín con documento de identificación N° 1723587810, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Proyecto Técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 2 de junio del 2023

Atentamente,



Ing. Marlon Manolo Arévalo Navarrete, Msc

1706746029

DEDICATORIA

Dedico este proyecto técnico a mis padres Jimmy y Miryan quienes siempre han sido mi apoyo y quienes me han enseñado con esfuerzo y dedicación se pueden cumplir las metas y propósitos. A mi abuelito José María Cabrera que, aunque ya no esté aquí siempre lo llevaré en mi corazón y gracias a sus enseñanzas eh sabido seguir adelante. A mi abuelita Ana Guadalupe por su apoyo y consejos de vida para seguir luchando y seguir adelante con mi carrera. A mis abuelitos Gonzalo Martínez y Gloria Proaño por su apoyo incondicional y los ánimos que siempre me han dado en todo lo que hecho.

A mis Hermanas Angie y Kerly por brindarme su apoyo en todo momento y darme los ánimos para seguir con este sueño.

Jimmy J Cabrera M

DEDICATORIA

El presente trabajo dedico de manera especial a mi hija Isabella, pilar fundamental en mi vida y mi principal fuente de motivación y esmero.

Diego V Pilamonte G.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a los profesores quienes han sido la guía durante todo el proceso de mi carrera profesional y especialmente a nuestro tutor Ing. Marlon Arévalo, gracias a su apoyo y guía durante todo este proceso del proyecto técnico. A la Universidad Politécnica Salesiana por compartir sus conocimientos durante todo este proceso educativo para mi formación académica.

Jimmy J Cabrera M

AGRADECIMIENTOS

A Dios por iluminar mi camino y darme fortaleza en los momentos más difíciles.

A mis padres: Sandra y Vicente que siempre creyeron mí y estar junto a mí brindándome su apoyo y confianza.

A mi hija Isabella, ya que gracias a ella tuve la fortaleza para poder hacer realidad este sueño.

A los docentes de la Universidad Politécnica Salesiana que compartieron sus conocimientos y experiencias durante toda la etapa de formación académica.

A nuestro tutor y gran amigo el Ing. Marlon Arévalo, que gracias a su dirección y conocimiento impartido fue posible la culminación del presente trabajo.

Diego V Pilamonte G.

ÍNDICE DE CONTENIDO

CAPÍTULO I	1
ANTECEDENTES Y GENERALIDADES	1
1.1 Introducción.....	1
1.2 Problema de Estudio.....	2
1.2.1 Antecedentes.....	2
1.2.2 Importancia y Alcance.....	2
1.2.3 Delimitación.....	3
1.3 Justificación.....	4
1.4 Grupo Objetivo.....	4
1.5 Objetivos.....	5
1.5.1 Objetivo general.....	5
1.5.2 Objetivos específicos.....	5
CAPÍTULO II	6
MARCO TEÓRICO	6
2.1 Vigas.....	6
2.1.1 Definición de vigas.....	6
2.1.2 Diseño de la viga.....	6
2.1.3 Tipos de vigas.....	7
2.1.4 Esfuerzos en vigas.....	8
2.2 Vigas banda en edificaciones.....	9
2.3 Diseño de vigas banda en estructuras.....	10
2.3.1 Diseño a flexión.....	11
2.3.2 Solicitaciones.....	12
2.3.2.1 Cargas permanentes.....	12
2.3.2.2 Carga viva.....	12
2.3.3 Solicitaciones sísmicas.....	13
2.3.3.1 Diseño basado en fuerzas (DBF).....	13
2.3.4 Diseño de vigas banda en edificios.....	14
CAPÍTULO III	15
METODOLOGÍA	15
3.1 Tipo de Investigación.....	15
3.2 Métodos.....	15
3.3 Técnicas o Instrumentos de recopilación de información.....	16
3.4 Proceso Técnico de Ingeniería Civil.....	16
3.4.1 Estudio y análisis del código ACI 318-19.....	16
3.4.2 Prediseño de los elementos estructurales.....	16

3.4.3	Determinación de las cargas de diseño	16
3.4.4	Determinación del espectro de diseño por el método DBF	16
3.4.5	Modelación de la estructura en un programa computacional	17
3.4.6	Interpretación de los resultados obtenidos por el programa computacional	17
3.4.7	Optimización de la estructura para un correcto desempeño de las vigas banda.....	17
3.4.8	Análisis de resultados	17
3.4.9	Tabla de esfuerzos de vigas banda	17
3.4.10	Modelamiento del edificio de baja altura con vigas descolgadas.....	17
3.4.11	Diseño de refuerzo de vigas.....	18
CAPÍTULO IV		19
CÁLCULO Y DISEÑO		19
4.1	Descripción del proyecto	19
4.2	Planeación del sistema resistente.....	19
4.3	Determinación de las cargas de diseño	19
4.3.1	Combinaciones de carga	20
4.4	Propiedades Estructurales	21
4.5	Prediseño	21
4.6	Determinación de parámetros sísmicos	22
4.7	Modelación de la estructura.....	25
4.7.1	Secciones optimizadas	29
4.8	Control del sistema estructural	30
4.8.1	Control de periodo natural de vibración	30
4.8.2	Control de corte basal	30
4.8.3	Carga reactiva sísmica	30
4.8.4	Porcentaje de masa participativa	31
4.8.5	Control de irregularidad torsional.....	32
4.8.6	Control de derivas de piso	32
CAPÍTULO V		33
DISEÑO DE VIGAS BANDA		33
5.1	Chequeo por cortante.....	33
5.2	Chequeo por punzonamiento	35
5.3	Deflexiones en la viga	39
5.4	Armado de vigas	41
5.4.1	Armado de vigas banda	41
5.5	Vigas descolgadas.....	43
5.5.1	Armado de vigas descolgadas.....	44
5.6	Conexión viga columna	46

CAPITULO VI	48
ANÁLISIS DE RESULTADOS	48
6.1 Discusión de resultados	48
6.1.1 Derivas máximas provocadas por el sismo dinámico.....	48
6.2.2 Chequeo por cortante.....	49
6.2.3 Chequeo por punzonamiento	49
6.2.4 Chequeo de deflexiones.....	50
6.2.5 Cantidad de acero en cada sistema estructural	51
6.2.6 Chequeo de la conexión viga columna (Columna fuerte – Viga débil).....	52
CONCLUSIONES	53
RECOMENDACIONES	54
REFERENCIAS	55

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Cargas no sísmicas aplicadas al modelo matemático	20
Tabla 2. Determinación de las propiedades de los materiales	21
Tabla 3. Prediseño de las secciones de los elementos estructurales	22
Tabla 4. Parámetros para los efectos sísmicos.....	22
Tabla 5. Coeficientes de perfil de suelo.....	23
Tabla 6. Factores de irregularidad del edificio	23
Tabla 7. Factores del espectro de diseño	23
Tabla 8. Determinación del periodo natural de vibración de la estructura.	24
Tabla 9. Determinación del periodo teórico de la estructura.....	24
Tabla 10. Secciones optimizadas de los elementos estructurales	29
Tabla 11. Inercias agrietadas de cada elemento.....	29
Tabla 12. Periodo calculado de la estructura	30
Tabla 13. Corte basal y Factor k.....	30
Tabla 14. Carga reactiva sísmica debido a carga estática.....	30
Tabla 15. Carga reactiva sísmica debido a carga de cortante dinámico	31
Tabla 16. Masa participativa de la estructura	31
Tabla 17. Deriva máxima y deriva promedio critica por cada planta.....	32
Tabla 18. Derivas máximas elásticas e inelásticas en condición estática y dinámica.	32
Tabla 19. Esfuerzos cortantes en las vigas criticas de Subsuelos.....	33
Tabla 20. Esfuerzos cortantes en las vigas criticas de entrepiso.	34
Tabla 21. Esfuerzos cortantes en las vigas criticas de terraza.	34
Tabla 22. Geometría de la zona punzante de cada nodo.....	36
Tabla 23. Coeficientes de transferencia e inercia polar de cada nodo.....	37
Tabla 24. Esfuerzos en cada nodo.	38

Tabla 25. Deflexiones en estado límite de servicio en las vigas de subsuelo.....	39
Tabla 26. Deflexiones en estado límite de servicio en las vigas de entrepiso.....	40
Tabla 27. Deflexiones en estado límite de servicio en las vigas de terraza.....	40
Tabla 28. Cantidades totales de vigas críticas en subsuelo	41
Tabla 29. Cantidades totales de vigas críticas en entrepiso.....	41
Tabla 30. Cantidades totales de vigas críticas en terraza.....	41
Tabla 31. Cantidades unitarias de vigas críticas en subsuelo	42
Tabla 32. Cantidades unitarias de vigas críticas en entrepiso	42
Tabla 33. Cantidades unitarias de vigas críticas en terraza	42
Tabla 34. Cantidades unitarias de vigas banda.....	42
Tabla 35. Cantidades totales de vigas banda	43
Tabla 36. Dimensiones de vigas descolgadas.....	43
Tabla 37. Cantidades totales de vigas críticas en subsuelo	44
Tabla 38. Cantidades totales de vigas críticas en entrepiso.....	44
Tabla 39. Cantidades totales de vigas críticas en terraza.....	44
Tabla 40. Cantidades unitarias de vigas críticas en subsuelo	45
Tabla 41. Cantidades unitarias de vigas críticas en entrepiso	45
Tabla 42. Cantidades unitarias de vigas críticas en terraza	45
Tabla 43. Cantidades unitarias de vigas descolgadas	45
Tabla 44. Cantidades totales de vigas descolgadas	46
Tabla 45. Momentos en nodos de vigas y columnas	46
Tabla 46. Área bruta y porcentaje de acero de columnas y vigas que componen el nudo viga columna.	47
Tabla 47. Desplazamientos elásticos de cada sistema	48
Tabla 48. Desplazamientos inelásticos de cada sistema.....	48

Tabla 49. Chequeo por cortante en el subsuelo	49
Tabla 50. Cortante promedio con transferencia de momento y sin transferencia de momento..	50
Tabla 51. Deflexiones en estado límite de servicio en las vigas de subsuelo.....	50
Tabla 52. Deflexiones en estado límite de servicio en las vigas de entepiso y terraza	50
Tabla 53. Cantidades de materiales para vigas bandas y vigas descolgadas	51
Tabla 54. Cuadro comparativo de la cantidad de acero en vigas bandas y vigas descolgadas...	52

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Delimitaciones del predio	3
Figura 2. Tipos de Vigas.	7
Figura 3. Tipos de Vigas por la forma y la posición.	8
Figura 4. Viga de centro y de borde	11
Figura 5. Construcción del espectro de diseño elástico y reducido.....	24
Figura 6. Modelación 3D.....	25
Figura 7. Vista en planta de parqueadero	26
Figura 8. Vista en plantas de entrepiso.....	27
Figura 9. Vista en plantas de tapagrada.....	28
Figura 10. Zona crítica de la columna	35

RESUMEN

La construcción de sistemas con vigas banda es de uso común en el Ecuador, pero hace falta mucha investigación para determinar un comportamiento de las vigas banda más cercano a la realidad. Los calculistas realizan diseños tomando criterios que no son propios de estas estructuras, tal como, un factor de reducción del espectro de diseño de sistemas dúctiles, obteniendo así cargas laterales más bajas, además de omitir el diseño por punzonamiento que generalmente suele hacer fallar a estas estructuras frente a la sollicitación sísmica.

Se destaca que, la aplicación de las vigas banda no son aceptadas en zonas con alto riesgo sísmico, pero en el Ecuador se sigue construyendo con este tipo de sistema debido a que la Normativa Ecuatoriana de Construcción vigente nos permite realizar estos diseños. El código ACI-318 hace mención en sus distintas actualizaciones de varios criterios para el diseño de estas vigas a través de un adecuado análisis de la conexión losa-columna, pudiendo de esta manera obtener un adecuado desempeño del sistema de viga banda frente a un sismo.

Es necesario recalcar que, la mayoría de los calculistas estructurales no toma en consideración los criterios de cálculo y diseño nombrados por el ACI, consiguiendo así un diseño deficiente del sistema con vigas banda que provocaría siniestros como el antes visto en el sismo de Pedernales y debería ser obligatorio revisar los criterios del código ACI de vigas banda para obtener resultados idóneos del sistema con estos elementos estructurales.

El presente proyecto técnico, tiene como objetivo realizar un análisis estructural de las vigas banda, utilizando la normativa de diseño vigente en el Ecuador NEC-15 y la última actualización del código ACI318-19, comenzando con un prediseño de los elementos estructurales de este sistema, analizando los resultados obtenidos para poder llegar a una configuración idónea de la viga banda que sea eficaz de aplicar en estos edificios de baja altura.

Palabras claves: viga banda, sistema dúctil, punzonamiento.

ABSTRACT

The construction of systems with band beams is commonly used in Ecuador, but further research is needed to determine a realistic behavior of band beams. Structural engineers make designs based on criteria that are not specific to these structures, such as a reduction factor in the design spectrum for ductile systems, resulting in lower lateral loads. They also tend to overlook the punching shear design, which often leads to failure of these structures under seismic loading.

It is important to note that the use of band beams is not accepted in high-risk seismic zones, but in Ecuador, construction with this type of system continues due to the current Ecuadorian Construction Regulations allowing such designs. The ACI-318 code mentions various criteria for the design of these beams in its different updates, through a proper analysis of the slab-column connection to achieve satisfactory performance of the band beam system during an earthquake.

It is necessary to highlight that the majority of structural engineers do not consider the calculation and design criteria specified by the ACI, resulting in a deficient design of the band beam system that could lead to disasters like the one witnessed in the Pedernales earthquake. Therefore, it should be mandatory to review the ACI criteria for band beams in order to obtain optimal results for these structural elements.

The aim of this technical project is to conduct a structural analysis of band beams using the current design regulations in Ecuador, NEC-15, and the latest update of the ACI318-19 code, starting with a preliminary design of the structural elements of this system and analyzing the obtained results to achieve an ideal configuration of the band beam that can be effectively applied in low-rise buildings

Keywords: band beams, ductile systems, punching.

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

1.1 Introducción

La construcción de sistemas con vigas banda es de uso común en el Ecuador, porque hace falta mucha investigación para determinar un comportamiento de las vigas banda más cercano a la realidad. Los calculistas realizan diseños tomando criterios que no son propios de estas estructuras, tal como, un factor de reducción del espectro de diseño de sistemas dúctiles, obteniendo cargas laterales bajas, además de omitir el diseño por punzonamiento.

Se destaca que, la aplicación de las vigas banda no son aceptadas en zonas con alto riesgo sísmico porque en el Ecuador se sigue construyendo con este tipo de sistema donde la Normativa Ecuatoriana de Construcción vigente nos permite realizar estos diseños, además el código ACI-318 siempre ha mencionado en sus distintas actualizaciones varios criterios para el diseño de estas vigas a través de un adecuado análisis de la conexión losa-columna.

Es necesario recalcar que, es obligatorio realizar un análisis adecuado de las vigas banda para obtener un diseño idóneo del sistema con estos elementos estructurales.

El presente proyecto técnico, tiene como objetivo realizar un análisis estructural de las vigas banda, utilizando la normativa de diseño vigente en el Ecuador NEC-15 y la última actualización del código ACI318-19, comenzando con un prediseño de los elementos estructurales de este sistema, analizando los resultados obtenidos para poder llegar a una configuración idónea de la viga banda que sea eficaz de aplicar en estos edificios de baja altura.

1.2 Problema de Estudio

1.2.1 Antecedentes

En nuestro medio es usual encontrar edificaciones con vigas banda que no cumplen con un adecuado diseño. Esto se debe al desconocimiento de criterios idóneos por parte de algunos diseñadores y también la mala interpretación del código de hormigón armado ACI 318 del cual se ha derivado la Normativa Ecuatoriana de Construcción.

Por otra parte, en el Ecuador es obligatorio que los calculistas estructurales realicen sus diseños con la normativa NEC 15 y en la mayoría de casos, no se realiza una adecuada revisión de los incisos del código ACI 318 al que da referencia la Normativa Ecuatoriana.

1.2.2 Importancia y Alcance

El sistema con vigas banda se hace vulnerable ante movimientos sísmicos de tal manera que, la construcción de estos sistemas en el Ecuador representa un gran riesgo porque nos encontramos en una zona de alto riesgo sísmico y al no tener un adecuado diseño basado en criterios sólidos y un correcto uso de las normativas, se puede llegar a producir un colapso de estas edificaciones.

El sistema de losas con vigas bandas tienen un excelente comportamiento a carga vertical pero a carga lateral es débil como por ejemplo, fue lo ocurrido en el terremoto de Manabí el 17 de abril del 2016 (2016A), donde se evidenció numerosas pérdidas humanas por el colapso de infraestructuras civiles, cuyos datos proporcionados por El Comercio (2016) fueron de 119 fallecidos, 1 399 heridos, 1 245 albergados y 684 edificaciones destruidas y afectadas.

Estas edificaciones colapsaron por la falla de resistencia al ser sometida a una carga lateral generada por el sismo.

Por lo tanto, para evitar futuras tragedias que puedan cobrar vidas humanas es obligatorio realizar un correcto análisis y diseño de este tipo de estructuras, siendo estas las más usuales en el Ecuador.

1.2.3 Delimitación

El predio del cual se tomaran como referencia los planos arquitectónicos del edificio de baja altura, se encuentra ubicado en la parroquia Cotocollao, barrio 23 de junio de Pichincha, calles José Nogales lote 275.

Figura 1

Delimitaciones del predio



Nota. En el recuadro se encuentra los límites del predio. Elaborado por: Los Autores, a través de Google Earth (2022).

1.3 Justificación

Como se mencionó anteriormente, por la falta de un criterio idóneo y desconocimiento en el diseño de vigas banda en el Ecuador, se han producido fallos en las estructuras que fueron fatales, por lo que se propone un proyecto técnico el cual consiste en el análisis estructural con vigas banda, basándose en los planos arquitectónicos del edificio de baja altura ubicado en Cotacollao.

Este proyecto favorecerá a la comunidad de Ingeniería Civil en general, debido a que los resultados obtenidos ayudarán a enriquecer los criterios de diseño de estructuras con vigas banda. Segundo, la comunidad de diseñadores se beneficiara para conseguir un correcto diseño de éstas edificaciones mediante un adecuado uso del código ACI 318-19 y la norma NEC 15.

El proyecto se considera factible, ya que se cuenta con los recursos para llevarlo a cabo, tales como los conocimientos necesarios para la utilización de un software de cálculo y diseño estructural, se cuenta con planos arquitectónicos del edificio de baja altura y se dispone del código ACI 318-19 y la norma NEC 15 que servirán como guía para el correcta diseño, además de contar con una metodología de análisis estructural.

1.4 Grupo Objetivo

La ejecución del proyecto generará un impacto positivo en la comunidad de ingenieros civiles que quieran incursionar en la aplicación del sistema con vigas banda, ya que éste análisis nos proporcionará resultados orientados a la realidad, mediante el uso adecuado de la normativa NEC 15 y el código ACI 318-19 para obtener un diseño lo más óptimo posible de edificios que tengan vigas banda a pesar de las limitaciones que tiene este sistema.

1.5 Objetivos

1.5.1 Objetivo general

Analizar un edificio de baja altura empleando vigas banda, frente a las respectivas solicitaciones que requiere la edificación, utilizando el código ACI 318-19 y la norma NEC-15, a fin de determinar el proceso idóneo estructural.

1.5.2 Objetivos específicos

Prediseñar las vigas banda basado en los planos arquitectónicos, aplicando el código ACI 318-19 y la norma NEC-15, con el fin de determinar las dimensiones y el armado correcto.

Analizar la estructura a través de la modelación en un programa computacional, para establecer el comportamiento de las vigas banda.

Verificar los resultados obtenidos de la modelación, a fin de optimizar las secciones en las vigas banda.

Obtener un diseño idóneo de las vigas banda por medio de criterios adecuados, aplicando el código ACI 318-19 y la norma NEC-15.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Vigas

2.1.1 Definición de vigas

La viga es un elemento estructural que trabaja principalmente a flexión, este esfuerzo provoca tracción y compresión en la misma. La posición de la viga es horizontal y en algunos casos es inclinada.

La viga de hormigón armado está diseñada para soportar cargas uniformemente distribuidas y cargas concentradas en una sola dirección, además de transmitir estas cargas hacia los apoyos.

Las vigas actúan como elementos primarios dentro de los marcos rígidos de vigas y columnas y también son utilizadas para sostener losas macizas o nervadas.

2.1.2 Diseño de la viga

El diseño adecuado de la viga es fundamental para garantizar un buen comportamiento frente a las solicitaciones a las que este elemento estructural está expuesto. Según Córdova (2015), “Las vigas deben tener también un margen adecuado de seguridad contra otros tipos de fallas que son más peligrosas que la falla por flexión. Algunas de estas fallas son de difícil predicción y pueden traer consigo colapsos catastróficos” (p. 185). Por lo tanto, se debe controlar las fallas por corte y punzonamiento las cuales provocan los colapsos inminentes que se han cobrado muchas vidas.

2.1.3 Tipos de vigas

Podemos clasificar las vigas tomando en cuenta diferentes criterios. Según Medina (2008):

Por la forma de su sección:

Rectangulares; en T; en doble T.

Por la posición respecto a la losa:

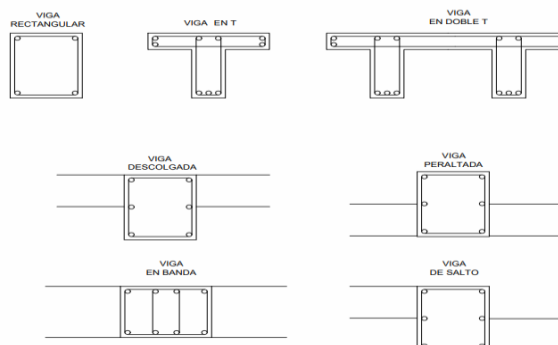
Viga descolgada, cuando la altura de la viga es mayor que la altura de la losa a la que se sujeta, sobresaliendo en la parte inferior de la losa; viga peraltada, cuando la altura de la viga es mayor que la altura de la losa a la que se sujeta, sobresaliendo en la parte superior de la losa; viga banda, cuando la altura de la viga es igual a la altura de la losa; viga de salto, es una viga que recoge dos losas a distintos niveles. (Véase figura 2)

Por el tipo de apoyos que tiene sus extremos:

Apoyo, cuando el apoyo es una articulación, es decir, al entrar en carga la viga, esta se deforma libremente en el apoyo, formando un ángulo con la horizontal; empotrada, cuando el apoyo es un nudo rígido, es decir, cuando la deformada de la viga en el apoyo se queda tangente con la horizontal; continua, cuando la viga apoya en varios pilares o muros; en voladizo, siempre empotrado en lado y libre en otro. (Véase figura 3)

Figura 2

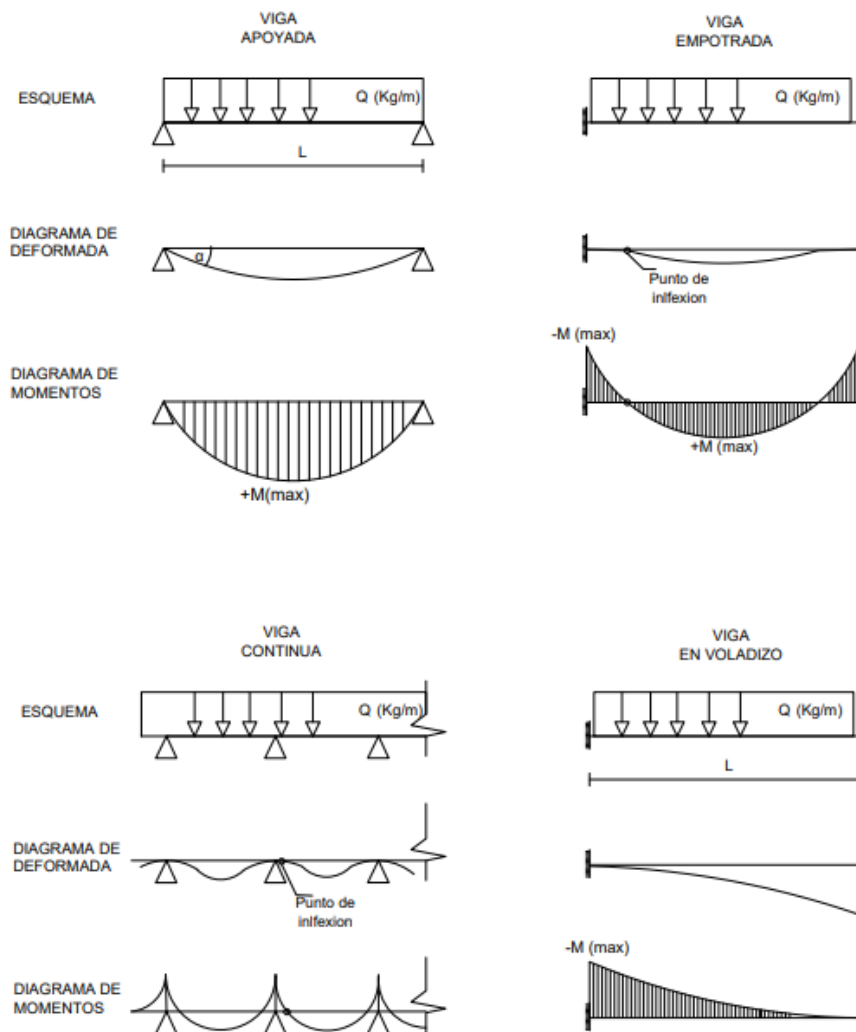
Tipos de Vigas.



Nota. La imagen presenta los diferentes tipos de vigas. Elaborado por: Los Autores

Figura 3

Tipos de Vigas por la forma y la posición.



Nota. La imagen presenta los diferentes tipos de vigas por la forma y la posición. Elaborado por:

Los Autores

2.1.4 Esfuerzos en vigas

Las vigas, al igual que otros elementos que van a soportar cargas estarán sometidas a fuerzas que trataran de deformar al elemento, conocido como esfuerzos. Pineda (2013) explica que, la aplicación de cargas transversales en la viga ejerce una resistencia que provoca esfuerzos de flexión, tracción, compresión, torsión y cortante. El conocimiento de los esfuerzos en la viga

es vital para un correcto diseño que soporte las solicitaciones a las que va a estar sometida durante toda su vida útil.

2.2 Vigas banda en edificaciones

Las vigas bandas son aquellas cuyo peralte es igual al peralte que tienen la losa. Bermeo y Sánchez (2017) exponen que, el dimensionamiento y la cantidad de acero de estas vigas van a depender de las solicitaciones a las que va a ser expuesta. Así pues, este tipo de vigas quedan embebidas en la losa y tanto el encofrado como el acero de refuerzo es fácil de colocar.

En la ejecución de un proyecto es muy usual optar por edificaciones con vigas banda. Medina (2008) señala que, en los edificios son muy utilizadas las vigas banda por su facilidad y rapidez al momento de encofrar. Por otra parte, estas vigas utilizan más hormigón y más acero que una viga peraltada debido al aumento de sección. Dentro de la creencia popular en donde la construcción de edificaciones con sistemas de vigas banda es la opción más económica y rápida, se puede conseguir un sistema con vigas peraltadas que tenga un mejor comportamiento frente a las solicitaciones sísmicas y con secciones que tengan menos cantidad de hormigón y acero.

La construcción de edificaciones con vigas banda representa un gran riesgo en el Ecuador. Según Romo (2008):

No son adecuadas para zonas de alto riesgo sísmico como las existentes en nuestro país, pues no disponen de capacidad resistente suficiente para incursionar dentro del rango inelástico de comportamiento de los materiales, con lo que se limita considerablemente su ductilidad. (p. 228)

Así que, se recomienda realizar un análisis del sistema estructural con viga banda como un pórtico de ductilidad limitada como nos enuncia el ASCE 7-14, que nos permita incursionar de manera más segura en el rango inelástico.

2.3 Diseño de vigas banda en estructuras

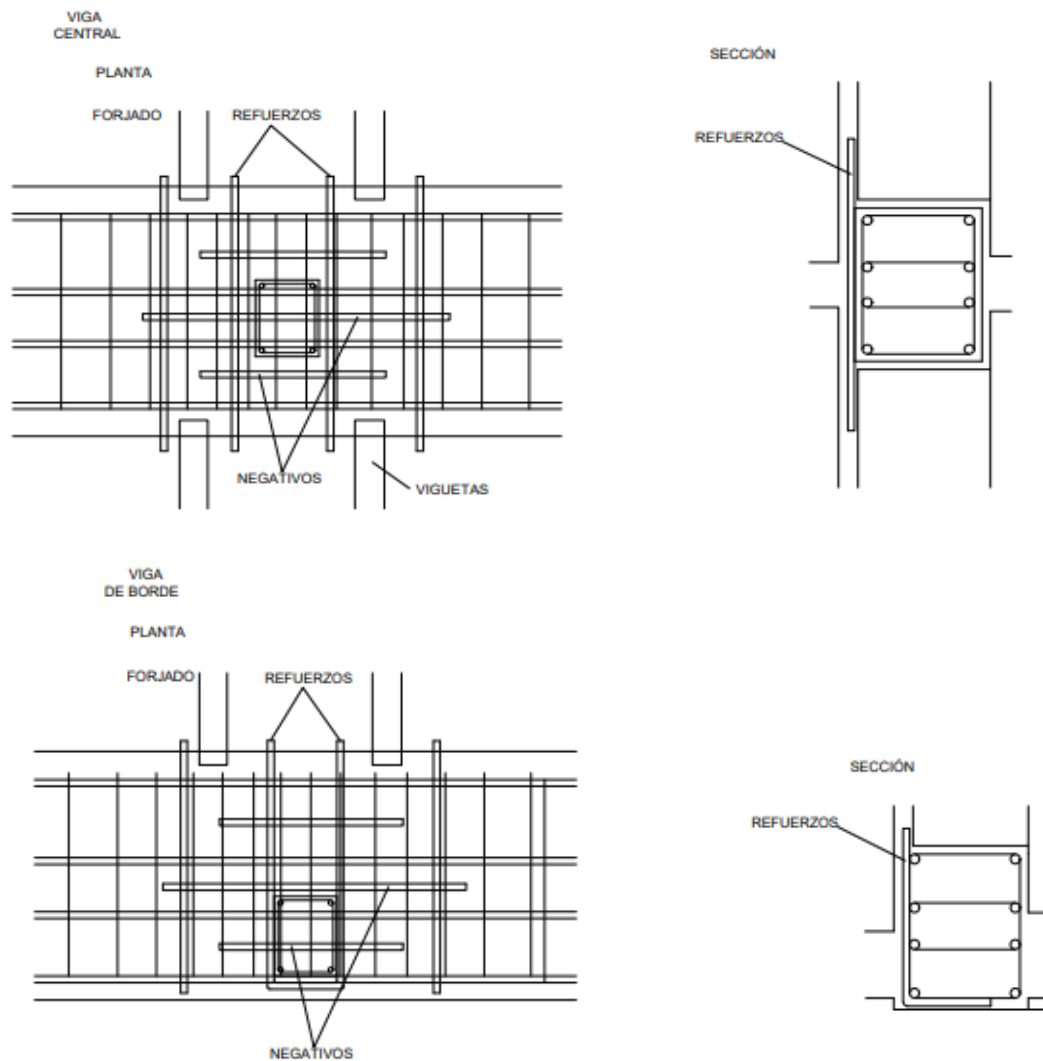
Es necesario saber la función específica y el comportamiento que va a tener la viga banda dentro del sistema aporticado. Bermeo y Sánchez (2017) investigan que, las vigas banda al igual que las vigas peraltadas, cumplen la función de absorber los momentos máximos de la losa y transmitir dichos momentos hacia las columnas. Se destaca que, la losa con vigas banda tiene un comportamiento similar al de una losa plana, es decir la losa descansa directamente sobre las columnas y por lo tanto la transferencia de cargas va directamente a las columnas provocando de esta manera fallas por punzonamiento.

Las vigas banda se comportan de manera favorable frente a cargas verticales pero no tienen un correcto comportamiento bajo cargas laterales. Según Bermeo y Sánchez (2017) indican que, este tipo de vigas soportan y distribuyen de manera adecuada la carga vertical, pero en cuanto a las fuerzas laterales no tienen un comportamiento favorable a causa de que la losa no se apoya en vigas descolgadas para rigidizar estos elementos y disipar la energía. Al contrario estas fuerzas laterales pueden llevar a la estructura a un colapso completo por la excesiva flexibilidad lateral con la que cuenta el sistema con vigas banda. De manera que, es necesario un correcto análisis y reforzamiento en los nudos losa-columna en la que se incluya un macizado alrededor de los nudos. Este macizado debe contar con una armadura complementaria, ya que en este punto es donde se produce el fallo por punzonamiento.

También hay que tomar en cuenta que la viga banda va a ser mucho más ancha que la columna, y para poder compensar la disparidad que hay entre viga y columna, es necesario la colocación de un refuerzo complementario que se encargue de absorber los momentos desbalanceados que se generan debido a la disparidad entre estos anchos, tanto en la viga de borde como en la viga central.

Figura 4

Viga de centro y de borde



Nota. Esquema de viga central y borde. Elaborado por: Los Autores

2.3.1 Diseño a flexión

Las vigas dentro del sistema aporticado trabajan a flexión, por lo tanto deben cumplir con los requisitos que nos enuncia la norma NEC_SE_HM de Hormigón armado (2015).

Debe ser parte de sistemas resistentes a cargas sísmicas,

Debe resistir esas fuerzas fundamentalmente por flexión,

Las fuerzas axiales mayoradas de compresión del elemento, P_u , no exceden $0.10 f'_c A_g$ en ninguna combinación de cargas en que participen las cargas sísmicas.

Donde la resistencia a la compresión (f'_c) deberá estar en Mpa y el área bruta de la sección (A_g), deberá estar en (mm^2).

Por tanto la normativa NEC_SE_HM Hormigón armado (2015), nos enuncia que, el diseño se va a realizar mediante el análisis de la sección y se va a asumir una distribución lineal de la deformación unitaria (ϵ), además de la generación de un bloque de compresión equivalente que se detalla en el código ACI 318.

2.3.2 Solicitaciones

2.3.2.1 Cargas permanentes

También conocidas como cargas muertas. Según la normativa NEC_SE_CG Cargas no sísmicas (2015), “Las cargas permanentes están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales que actúan en permanencia sobre la estructura. Son elementos tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura” (p. 5). Esto indica la importancia de calcular éstas cargas para el diseño adecuado de los elementos estructurales, es necesario determinar un valor de carga permanente orientado a la realidad para obtener mejores resultados en el análisis del modelo matemático.

2.3.2.2 Carga viva

Estas cargas también son conocidas como sobrecarga de uso. Según la normativa NEC_SE_CG Cargas no sísmicas (2015), “Depende de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras” (p. 5). Esto implica la importancia de

saber el tipo de edificación que se está diseñando para poder determinar correctamente las cargas vivas acorde a la ocupación, para poder llegar a un correcto análisis.

2.3.3 Solicitaciones sísmicas

Como es de conocimiento general, el Ecuador es un país con alto riesgo sísmico, por lo tanto, todas nuestras edificaciones y especialmente los edificios tienen que diseñarse tomando en cuenta las sollicitaciones sísmicas.

Para estructuras que superen los 4 pisos de altura, se debe hacer un análisis más riguroso de las fuerzas horizontales provocadas por el sismo. Según la NEC_SE_DS Peligro sísmico (2015), “Los métodos estático lineal y pseudo-estático son ambos obligatorios para todo tipo de estructuras, con excepción de las estructuras totalmente regulares” (p. 53). Esto con la finalidad de diseñar estructuras que sean seguras para sus ocupantes frente a eventos sísmicos y que cuenten con secciones optimizadas.

2.3.3.1 Diseño basado en fuerzas (DBF)

El método DBF es el más utilizado en el Ecuador. La normativa NEC_SE_DS Peligro sísmico (2015) nos enuncia que, este método toma en cuenta los niveles de amenaza sísmica a los que está expuesta una estructura, para poder determinar la fuerza sísmica de diseño, es decir una fuerza lateral equivalente. Con la finalidad de realizar un análisis de un espectro de respuesta sísmica correspondiente a la ubicación de la estructura.

La normativa NEC_SE_DS Peligro sísmico (2015) indica que, este método es una herramienta que sirve para calcular las fuerzas sísmicas y determinar las sollicitaciones mecánicas a las que se encuentra sometida la estructura tales como; deflexiones, derivas, fuerza en los pisos y los elementos, los momentos, cortante de piso y cortante en la base, para que la estructura cumpla con lo requerido en la normativa de diseño sísmico y buen desempeño de la misma frente a estas fuerzas.

2.3.4 Diseño de vigas banda en edificios

Las vigas banda en edificios deben cumplir varios requisitos mínimos para un adecuado desempeño. Según NEC_SE_HM Hormigón armado (2015), “Las vigas banda deben tener un peralte mínimo de 25 cm y cumplir con todos los requisitos de diseño y detallamiento para vigas” (p. 66). Con la finalidad de dar más seguridad a los diseños.

Se tiene limitaciones en la aplicación de las vigas banda en edificios. Según Romo (2008), “Las losas con vigas banda pueden ser útiles para edificios de hasta 4 pisos, con luces y cargas pequeñas y medianas” (p. 230). A causa de esto, para edificaciones mayores a 4 pisos es necesario implementar diafragmas, los cuales nos ayudan a aumentar la resistencia de la estructura frente a las cargas laterales provocadas por el sismo, además de ayudarnos al control de desplazamientos y torsión.

Tomando en cuenta el diseño sísmico. Atapuma, Antamba y Pachano (s.f), mencionan que en edificios con vigas banda, las columnas son las que resisten la fuerza sísmica, ya que las vigas no aportan ninguna rigidez, por lo tanto para cumplir con las derivas de piso, es necesario aumentar la sección de las columnas. A su vez también se debe tomar en cuenta el factor arquitectónico, al momento de aumentar secciones, cuidando así la estética del edificio.

Es importante también realizar un diseño que cumpla con la verificación de punzonamiento. Bermeo y Sánchez (2017) indican que la viga al tener el mismo peralte de la losa, ésta se asienta directamente sobre las columnas, generando así una transferencia de momentos entre losa y columna. Esto nos indica la importancia de un diseño por punzonamiento, ya que en las estructuras con vigas banda los momentos desbalanceados no se pueden transferir enteramente hacia las columnas, provocando así un corte excéntrico que genera un aumento de los esfuerzos de punzonamiento, lo cual es el principal motivo de falla de estos sistemas al momento de un evento sísmico.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1 Tipo de Investigación

Para realizar el proyecto técnico nos basaremos en la investigación bibliográfica, aplicada y explicativa, los cuales los son los más adecuados para llevar a cabo la investigación. Según Méndez y Astudillo (2008), “La metodología bibliográfica forma parte de la investigación cuantitativa, ya que contribuye a la formulación de problema de investigación gracias a la elaboración de los aspectos teóricos e históricos” (p. 22). Por lo tanto podemos decir que la recolección de información por este método es indispensable en el proyecto, para obtener antecedentes necesarios de las vigas banda en edificaciones.

La investigación aplicada según Lozada (2014), “Busca la generación de conocimiento con la aplicación directa a los problemas de la sociedad o el sector productivo” (p. 47-50). Por lo tanto este tipo de investigación servirá para determinar los parámetros mínimos necesarios para la evaluación de las vigas banda.

La investigación explicativa también forma parte del proyecto. Según Sabino (1992):

Son aquellos trabajos donde nuestra preocupación se centra en determinar los orígenes o causas de un determinado conjunto de fenómenos. Su objetivo, por lo tanto, es conocer por qué suceden ciertos hechos, analizando las relaciones causales existentes o, al menos, las condiciones en que ellos se producen” (p. 44).

Por lo cual este método nos servirá para obtener las causas del comportamiento de las vigas banda basadas en hechos orientados en la realidad.

3.2 Métodos

El método utilizado en nuestro proyecto será el método descriptivo. Según Marroquín (2012), “Se basa en la observación, por lo que son de gran importancia los cuatro factores

psicológicos: atención, sensación, percepción y reflexión”. Por lo tanto con este método nos apoyaremos para la recolección de información basada en las correspondientes normativas y obtener los requisitos mínimos para diseñar vigas banda.

3.3 Técnicas o Instrumentos de recopilación de información

El instrumento de recopilación de información que será utilizado durante el proyecto técnico será la técnica bibliográfica que según Garay (2020), “Se trata de uno de los principales pasos para cualquier investigación e incluye la selección de fuentes de información”. Esta técnica nos ayudara a recopilar la información necesaria por medio de las normativas.

3.4 Proceso Técnico de Ingeniería Civil

3.4.1 Estudio y análisis del código ACI 318-19

En primer lugar, se procederá a la extracción de información actualizada de diseño de las vigas banda utilizando el código ACI 318-19.

3.4.2 Prediseño de los elementos estructurales

En segundo lugar, se realizará el prediseño de los elementos estructurales basándonos en la norma NEC-15 y el código ACI 318-19, y con la ayuda de hojas electrónicas.

3.4.3 Determinación de las cargas de diseño

En tercer lugar, se obtendrá las cargas a las que va a ser solicitada la edificación utilizando la normativa NEC-SE-CG 2015 (cargas nos sísmicas), y con la ayuda de hojas electrónicas.

3.4.4 Determinación del espectro de diseño por el método DBF

En cuarto lugar, se realizara un diseño estático y pseudo-estático obligatorio para edificaciones que superan los 4 pisos de altura utilizando la normativa NEC-SE-DS 2015 (peligro sísmico), y con la ayuda de hojas electrónicas.

3.4.5 Modelación de la estructura en un programa computacional

En quinto lugar, se llevará a cabo la modelación de la estructura, utilizando un programa computacional, introduciendo los datos de prediseño y las respectivas cargas obtenidas para comenzar el análisis estructural.

3.4.6 Interpretación de los resultados obtenidos por el programa computacional

En sexto lugar, se interpretará los esfuerzos de la estructura tales como: flexión, corte, punzonamiento, derivas de piso y deflexiones por medio de los resultados obtenidos en el programa computacional.

3.4.7 Optimización de la estructura para un correcto desempeño de las vigas banda

En séptimo lugar, se optimizará secciones de la estructura, por medio de los resultados arrojados por el programa computacional.

3.4.8 Análisis de resultados

En octavo lugar, se procederá a analizar la estructura optimizada con el fin de verificar un correcto funcionamiento de la misma frente a las cargas de diseño y sísmicas, con los resultados obtenidos del programa computacional.

3.4.9 Tabla de esfuerzos de vigas banda

En noveno lugar, se obtendrá una tabla de resumen con todos los esfuerzos aplicados en las vigas banda en el edificio de baja altura por medio de los resultados extraídos de la estructura optimizada.

3.4.10 Modelamiento del edificio de baja altura con vigas descolgadas

En décimo lugar, se modelará el mismo edificio, con vigas descolgadas, que nos servirá para poder realizar un análisis comparativo con el sistema de vigas banda.

3.4.11 Diseño de refuerzo de vigas

Por último, se diseñará el acero longitudinal y transversal de las vigas banda y descolgadas críticas de la estructura, para realizar una comparación y evaluación de la cantidad de acero y la rentabilidad de su construcción para cada sistema aporticado.

CAPÍTULO IV

CÁLCULO Y DISEÑO

4.1 Descripción del proyecto

La edificación que se eligió para nuestro proyecto técnico es un edificio de 7 pisos destinados para viviendas familiares y una terraza accesible, además de contar con 2 subsuelos destinados para parqueaderos.

4.2 Planeación del sistema resistente

Como se describió anteriormente, se pretende realizar un análisis estructural del sistema aporticado de hormigón armado con vigas banda, considerado según la norma NEC-SE-DS capítulo 6.3 como un sistema dúctil.

Los análisis aplicados en la edificación son: el análisis estático y el análisis modal espectral. Se utilizó un software de diseño que nos permita incursionar de manera más adecuada en el rango no lineal de la estructura, obteniendo resultados confiables que nos permita evaluar de manera correcta la viga banda.

Para el requerimiento de cargas no sísmicas y cargas sísmicas actuantes en la estructura se considerara lo descrito en la NEC-SE-CG 2015 capítulo 3.

El análisis estructural se basará en un prediseño que nos servirá como base para comprender las acciones sobre los miembros estructurales, y mediante un procedimiento de ensayo error se obtendrá las secciones que cumplan con una configuración estructural óptima empleando vigas banda y posteriormente se realizara el armado del refuerzo de acero requerido en las vigas más críticas.

4.3 Determinación de las cargas de diseño

Los estados de carga no sísmica aplicadas al modelo matemático son: Carga viva (Live) y sobrecarga de uso (PP), dentro del cálculo de la sobrecarga de uso no se toma en cuenta el

peso de los elementos estructurales ya que el mismo programa cuenta con un estado de carga (Dead) que utiliza un multiplicador de peso propio que adiciona al cálculo el peso de los elementos estructurales modelados en el programa.

Tabla 1

Cargas no sísmicas aplicadas al modelo matemático

Carga vertical en losas de subsuelo		
	Descripción	Carga (kg/m²)
Sobrecarga	Acabados, mampostería, instalaciones	100
Carga Viva	Uso de parqueaderos	500

Carga vertical en losas de entrepiso		
	Descripción	Carga (kg/m²)
Sobrecarga	Acabados, mampostería, instalaciones	400
Carga Viva	Uso de vivienda	200

Carga vertical en losa de terraza accesible y tapagrada		
	Descripción	Carga (kg/m²)
Sobrecarga	Acabados, mampostería, instalaciones	300
Carga Viva	Uso de terraza accesible	150

Elaborado por: los autores

4.3.1 Combinaciones de carga

Se utilizaran las combinaciones de carga obtenidas del código ACI 318-19 del Capítulo

5.3.1, las cuales son:

- a) 1.4D
- b) 1.2D+1.6L
- c) 1.2D+1.6L+0.50(Lr or S or R)
- d) 1.2D +1.6(Lr or S or R) + (1.0L or 0.5W)
- e) 1.2D +-1.0W+1.0L+0.5(Lr or S or R)
- f) 1.2D+-1.0E+1.0L+0.2S

g) 0.9D+-1.0W

h) 0.9D+-1.0E

4.4 Propiedades Estructurales

Las propiedades de los materiales empleados para el diseño del edificio, se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 2

Determinación de las propiedades de los materiales

Propiedades	Elemento	Valores	Unidades
Resistencia a la compresión	Columnas	280	kg/cm ²
	Vigas	320	kg/cm ²
	Diafragmas	180	kg/cm ²
	Losas	320	kg/cm ²
Fluencia del Acero	Varillas	4200	kg/cm ²
Módulo de Elasticidad del concreto	Columnas	252671.33	kg/cm ²
	Vigas	270117.01	kg/cm ²
	Diafragmas	202587.76	kg/cm ²
	Losas	270117.01	kg/cm ²
Peso específico	Columnas	2400	kg/m ³
	Vigas	2400	kg/m ³
	Diafragmas	2400	kg/m ³
	Losas	1559.52	kg/m ³

Nota. Se colocara un recubrimiento de 5 cm en todos los elementos estructurales. Elaborado por: Los autores

4.5 Prediseño

Para el prediseño de los elementos estructurales (vigas, losas, columnas), nos basamos en el código ACI-318-19 capítulos 8, 9, 10, 11.

Las secciones obtenidas del prediseño se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 3*Prediseño de las secciones de los elementos estructurales*

Prediseño de las secciones de los elementos estructurales			
Tipos	Base	Altura	Unidades
Vigas	90	30	cm
Columnas de borde	60	120	cm
Columnas centrales	55	110	cm

Prediseño de las secciones de los elementos estructurales		
Tipos	Espesor	Unidades
Losa	30	cm
Diafragmas	20	cm

Elaborado por: Los autores

Se tomó en cuenta un factor de amplificación de sismo de 1.2 en el prediseño de las secciones antes presentadas, para obtener resultados más conservadores.

4.6 Determinación de parámetros sísmicos

Para poder realizar el análisis estructural de una edificación frente a un sismo de manera eficiente, es de gran importancia determinar adecuadamente los parámetros sísmicos del sitio de análisis. La normativa NEC-SE-DS 2015 Peligro sísmico nos brinda la información necesaria para determinar dichos parámetros.

Los parámetros sísmicos del suelo donde se encuentra ubicada la estructura de análisis se presentan a continuación:

Tabla 4*Parámetros para los efectos sísmicos*

Zonificación Sísmica	Factor de zona (Z)	Tipo de Suelo
V	0.4	D

Nota. Parámetros de zonificación sisma. Fuente: NEC-SE-DS 2015 en la Sección 3.1.1

Tabla 5*Coefficientes de perfil de suelo*

Factor de sitio (Fa)	Factor de sitio (Fd)	Factor de comportamiento inelástico suelo (Fs)
1.2	1.19	1.28

Fuente: NEC-SE-DS 2015 en la sección 3.2.2

Tabla 6*Factores de irregularidad del edificio*

Factor de irregularidad en planta (\emptyset_p)	0.9	Tabla 13, Sec.5.2.3
Factor de irregularidad en elevación (\emptyset_e)	1	Tabla 14, Sec.5.2.3

Nota. Regularidad/Configuración estructural. Fuente: NEC-SE-DS 2015 en la secciones 5.2.1 y 5.2.2.

Tabla 7*Factores del espectro de diseño*

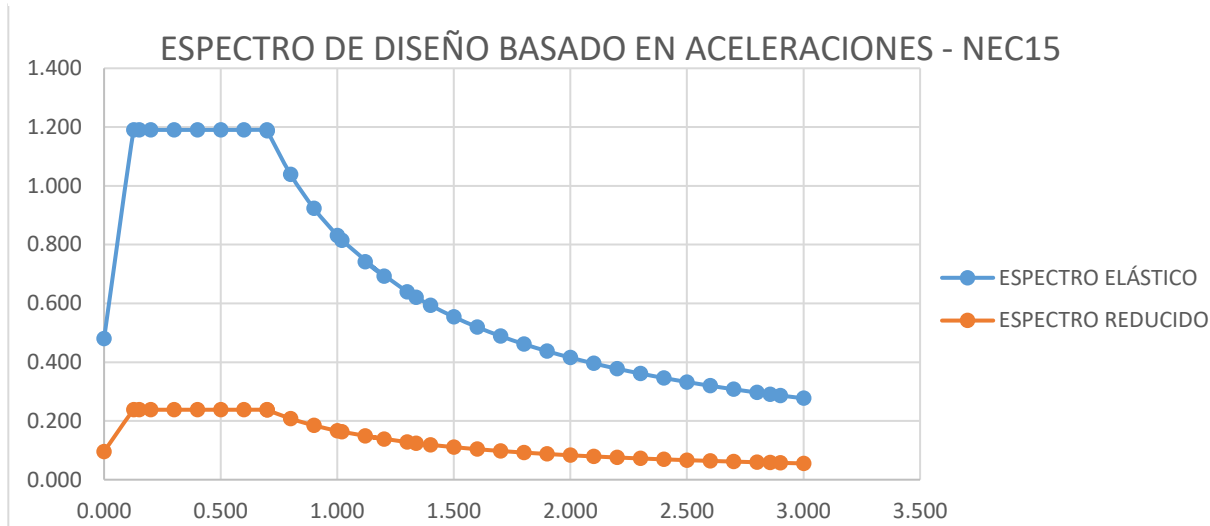
Factor de importancia (I)	1	Viviendas unifamiliares
Factor de reducción de respuesta R	5	Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.
Relación de amplificación espectral (n)	2.48	Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

Fuente: NEC-SE-DS 2015 en la sección 6.3.

Determinación de espectro de diseño para análisis dinámico

Figura 5

Construcción del espectro de diseño elástico y reducido



Nota. Construcción del espectro de diseño elástico y reducido del suelo tipo D. Elaborado por: Los autores.

Tabla 8

Determinación del periodo natural de vibración de la estructura.

Coeficiente (C_t)	0.055	Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras (H.A.)
Altura total del edificio (h_n)	25.92	m
Coeficiente para el cálculo de periodo (α)	0.9	s.u

Nota. Parámetros para cálculo de periodo natural de la estructura. Fuente: NEC-SE-DS 2015 en la sección 6.3

Tabla 9

Determinación del periodo teórico de la estructura.

Periodo natural de vibración (T_1)	1.03	seg.
Periodo natural de vibración máximo (T_2)	1.338	seg.

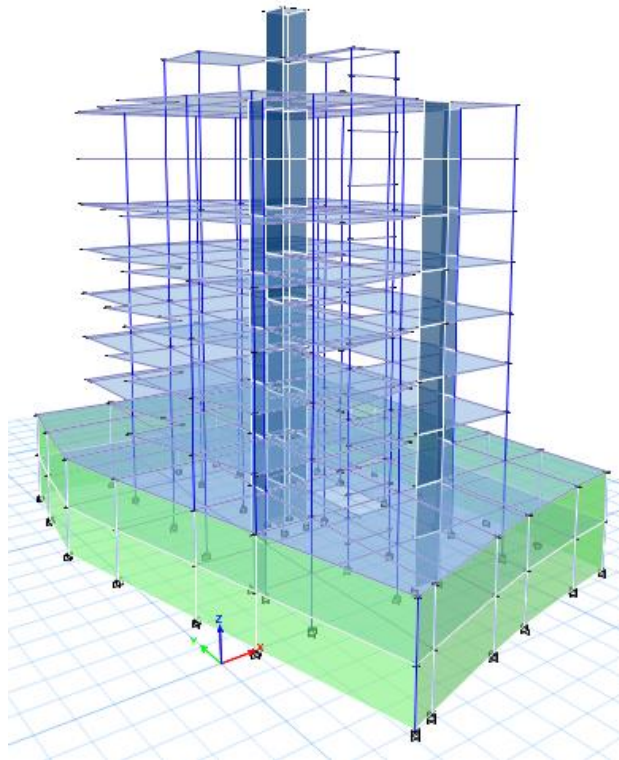
Fuente: NEC-SE-DS 2015 en la sección 6.3

4.7 Modelación de la estructura

El programa computacional que se optó para el diseño del edificio es uno de los más intuitivos debido a su facilidad en el ingreso y salida de datos, además de estar en constante actualización y adaptación de los resultados en función de las normativas vigentes. En este caso se optó por modelar en una versión más actualizada la cual cuenta con el código vigente ACI 318-19.

Figura 6

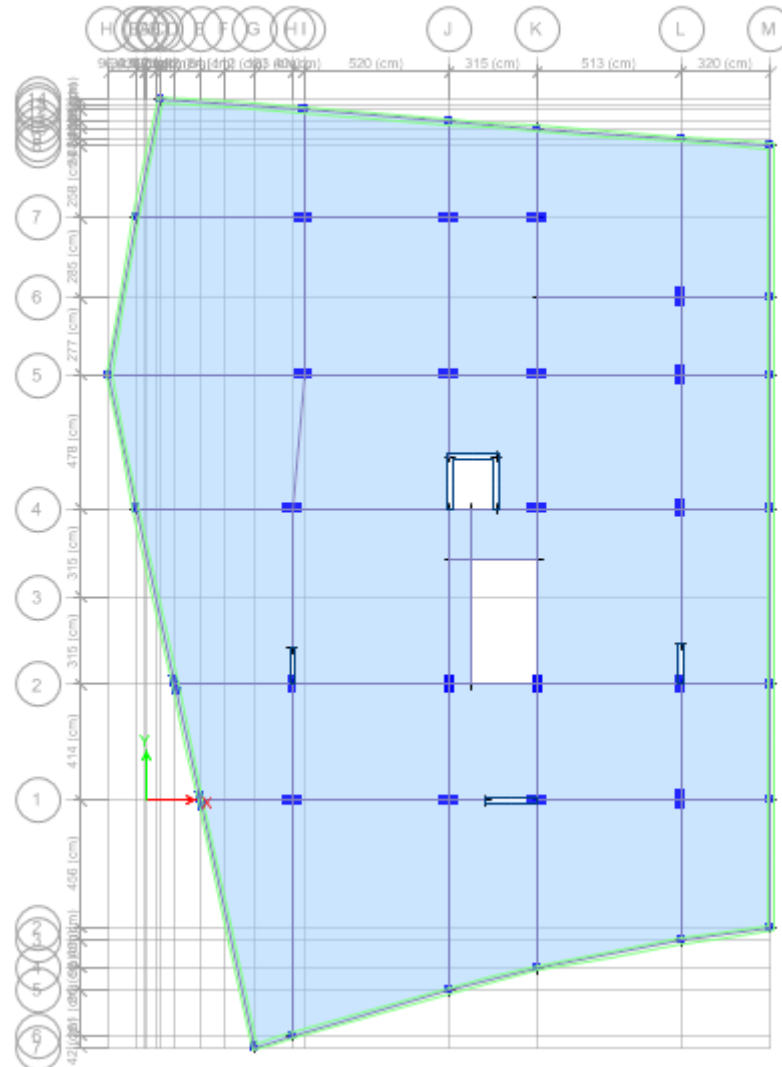
Modelación 3D



Nota. Se presenta un edificio de baja altura en 3D. Elaborado por: Los Autores, a través del programa computacional

Figura 7

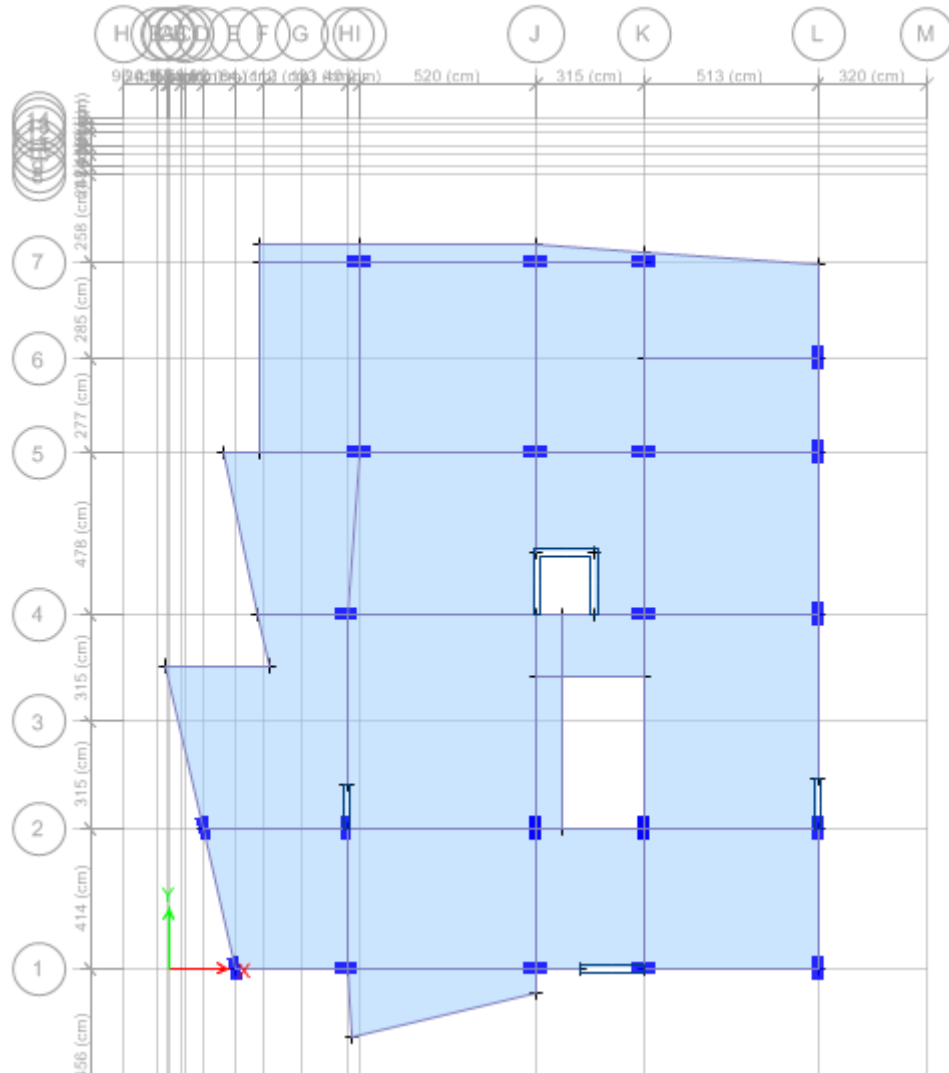
Vista en planta de parqueadero



Elaborado por: Los Autores, a través del programa computacional

Figura 8

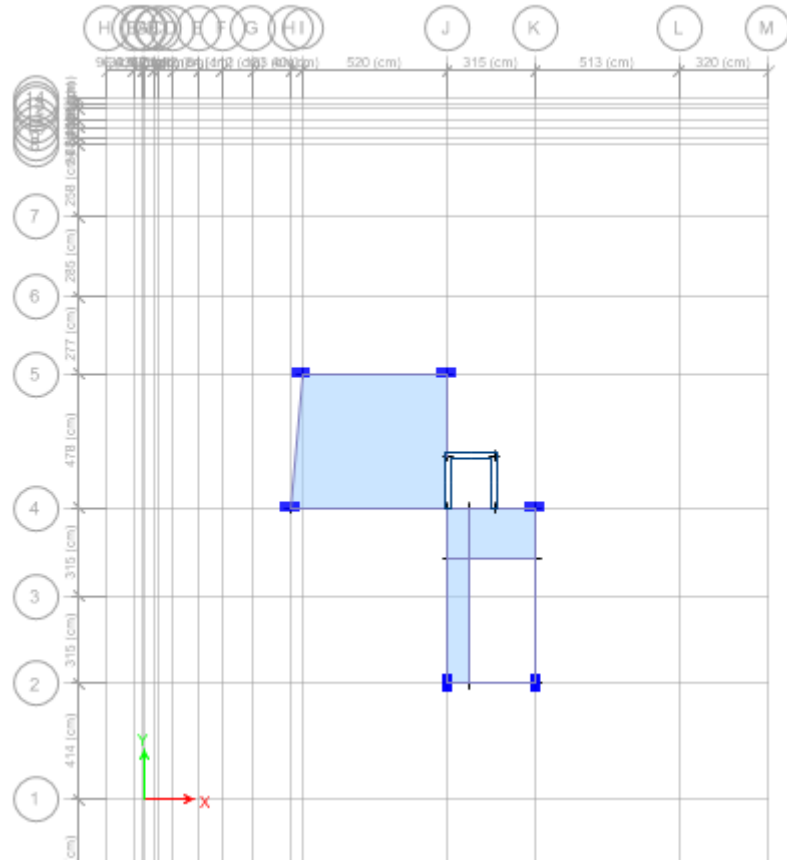
Vista en plantas de entepiso



Elaborado por: Los Autores, a través del programa computacional

Figura 9

Vista en plantas de tapagrada



Elaborado por: Los Autores, a través del programa computacional

4.7.1 Secciones optimizadas

Se determinó las secciones optimizadas luego de un proceso iterativo partiendo del prediseño, a continuación se presentan las secciones definitivas del diseño:

Tabla 10

Secciones optimizadas de los elementos estructurales

Elementos	Base	Altura	Unidades
Cadena	25	25	cm
Viga Subsuelo	60	30	cm
Viga de Entrepiso	80	30	cm
Viga de Terraza y tapagrada	100	30	cm
Viga de grada	25	30	cm
Columnas unión entre muros	30	30	cm
Columna Principal	35	70	cm

Elementos	Espesor	Unidades
Losa	30	cm
Muro de contención	20	cm
Diafragma	20	cm

Elaborado por: Los Autores

Tabla 11

Inercias agrietadas de cada elemento

Tipos	Cadena	Losa	Vigas	Columnas	Muro de contención	Diafragma
Icr	0.5	0.35	0.5	0.8	0.6	0.6

Elaborado por: Los Autores

4.8 Control del sistema estructural

4.8.1 Control de periodo natural de vibración

Tabla 12

Periodo calculado de la estructura

Modo 1	Modo 2
1.119 seg.	1.019 seg.

Fuente: NEC-SE-DS 2015 en la sección 6.3.3.

El periodo obtenido del análisis estructural con las secciones optimizadas se encuentra dentro del rango del periodo teórico obteniendo así un comportamiento adecuado de la estructura.

4.8.2 Control de corte basal

El corte basal y el factor k de la estructura se calcula con base a la sección 6.3.2 de la normativa NEC-SE-DS 2015, cuyos resultados son los siguientes:

Tabla 13

Corte basal y Factor k

Vx	Vy	kx	ky
0.181W	0.165W	1.26	1.31

Elaborado por: Los autores.

4.8.3 Carga reactiva sísmica

Tabla 14

Carga reactiva sísmica debido a carga estática

Carga	Peso (kg)	Corte basal (kg)
EX	2742011.74	496304.13
EY	2742011.74	452431.94

Elaborado por: Los autores.

Tabla 15*Carga reactiva sísmica debido a carga de cortante dinámico*

Carga	Corte dinámico (kg)
SX	420966,23
SY	384822,81

Elaborado por: Los autores.

La carga del cortante dinámico es al menos el 85% del cortante basal por el método estático para estructuras que presentan irregularidad por lo que cumple con la condición de la normativa NEC-SE-DS 2015 sección 6.2.2.

4.8.4 Porcentaje de masa participativa

El porcentaje de masa participativa de la estructura acumula el 90% en el onceavo modo en sentido X y el 90% en el doceavo modo en el sentido Y, cumpliendo así con lo que detalla la NEC-SE-DS 2015 sección 6.2.2.

Tabla 16*Masa participativa de la estructura*

Modo	Periodo (seg.)	Masa acumulada en dirección X	Masa acumulada en dirección Y
1	1.119	0.2678	0.3405
2	1.019	0.659	0.6697
3	0.839	0.7281	0.7178
4	0.331	0.7676	0.7746
5	0.295	0.8345	0.828
6	0.241	0.855	0.8342
7	0.166	0.872	0.853
8	0.149	0.8903	0.8763
9	0.124	0.8917	0.8823
10	0.113	0.8984	0.8832
11	0.105	0.9111	0.8887
12	0.089	0.9143	0.9051

Elaborado por: Los autores.

4.8.5 Control de irregularidad torsional

Tabla 17

Deriva máxima y deriva promedio critica por cada planta.

Planta	δ Máxima	δ promedio	δ Máxima/ δ promedio
Tapagrada	0.003372	0.002883	1.17
Terraza	0.004968	0.003988	1.246
Planta 6	0.006207	0.004856	1.278
Planta 5	0.00727	0.005604	1.297
Planta 4	0.008132	0.006194	1.313
Planta 3	0.008515	0.006426	1.325
Planta 2	0.00814	0.006089	1.337
Planta 1	0.005929	0.004437	1.336

Elaborado por: Los autores.

La relación entre la deriva máxima y la deriva promedio más crítica por cada planta se encuentra por debajo de 1.4 tal como lo considera la norma ASCE/SEI 7 2022 en la tabla 12.3-1, por lo tanto la estructura no sufre de torsión accidental.

4.8.6 Control de derivas de piso

Tabla 18

Derivas máximas elásticas e inelásticas en condición estática y dinámica.

Condición	Dirección	Δ Elástica	Δ Inelástica
Estático	X	0.005321	0.019954
Estático	Y	0.005075	0.019031
Dinámico	X	0.00479	0.017963
Dinámico	Y	0.004413	0.016549

Elaborado por: Los autores.

El control de deriva de piso se realizó con la formula $\Delta_{Inelástica} = 0.75 \times \Delta_{Elástica} \times R$, obteniendo valores de deriva inelástica menores a 0.02, de tal manera que la estructura cumple con lo que se detalla en NEC-SE-DS 2015 sección 4.2.2.

CAPÍTULO V

DISEÑO DE VIGAS BANDA

5.1 Chequeo por cortante

El control de cortante de diseño nominal debe ser igual o mayor a la sollicitación a cortante en estado límite de la viga: $\phi V_n \geq V_u$. Según el ACI318-19 Capítulo 8.5.1.1.

Obteniendo los siguientes resultados que se muestran en las tablas a continuación:

Tabla 19

Esfuerzos cortantes en las vigas críticas de Subsuelos.

Viga	b (cm)	h (cm)	L (cm)	Vu (kg)	ϕ (mm)	s (cm)	$\phi V_c + \phi V_s$	$(\phi V_c + \phi V_s) / V_u$	
E-H	60	30	421	6265.28312	10	15	19224.6921	0.326	OK
H-J	60	30	560	14613.7367	10	15	19224.6921	0.760	OK
J-K	60	30	315	2644.66154	10	15	19224.6921	0.138	OK
K-L	60	30	513	11265.6036	10	15	19224.6921	0.586	OK
L-M	60	30	320	2771.69144	10	15	19224.6921	0.144	OK
4-1	60	30	600	17935.5033	10	15	19224.6921	0.933	OK
1-2	60	30	414	5960.96148	10	15	19224.6921	0.310	OK
2-4	60	30	630	20731.3739	10	10	23429.2623	0.885	OK
4-5	60	30	478	9133.96872	10	15	19224.6921	0.475	OK
5-7	60	30	562	14769.2145	10	15	19224.6921	0.768	OK
7-11	60	30	320	2771.69144	10	15	19224.6921	0.144	OK

Elaborado por: Los autores.

Tabla 20*Esfuerzos cortantes en las vigas criticas de entrepiso.*

Viga	b (cm)	h (cm)	L (cm)	Vu (kg)	Ø (mm)	s (cm)	ØVc+ØVs	(ØVc+ØVs)/Vu	
D-H	100	30	421	6318.37244	10	15	26435.060	0.239	OK
H-J	100	30	560	14710.8122	10	15	26435.060	0.556	OK
J-K	100	30	315	2673.0347	10	15	26435.060	0.101	OK
K-L	100	30	513	11346.3363	10	15	26435.060	0.429	OK
1-2	100	30	414	6012.18305	10	15	26435.060	0.227	OK
2-4	100	30	630	18025.9196	10	15	26435.060	0.682	OK
4-5	100	30	478	9203.50682	10	15	26435.060	0.348	OK
5-7	100	30	562	14867.0186	10	15	26435.060	0.562	OK

Elaborado por: Los autores.

Tabla 21*Esfuerzos cortantes en las vigas criticas de terraza.*

Viga	b (cm)	h (cm)	L (cm)	Vu (kg)	Ø (mm)	s (cm)	ØVc+ØVs	(ØVc+ØVs)/Vu	
D-H	80	30	421	5453.68012	10	15	22829.876	0.239	OK
H-J	80	30	560	12623.6902	10	15	22829.876	0.553	OK
J-K	80	30	315	2323.69026	10	15	22829.876	0.102	OK
K-L	80	30	513	9752.87444	10	15	22829.876	0.427	OK
1-2	80	30	414	5191.35738	10	15	22829.876	0.227	OK
2-4	80	30	630	17859.2614	10	15	22829.876	0.782	OK
4-5	80	30	478	7922.2673	10	15	22829.876	0.347	OK
5-7	80	30	562	12756.8933	10	15	22829.876	0.559	OK

Elaborado por: Los autores.

Donde:

Vu: Cortante ultimo

Ø: Factor de reducción del 0.75

Vc: Resistencia nominal del hormigón

Vs: Resistencia nominal del acero

5.2 Chequeo por punzonamiento

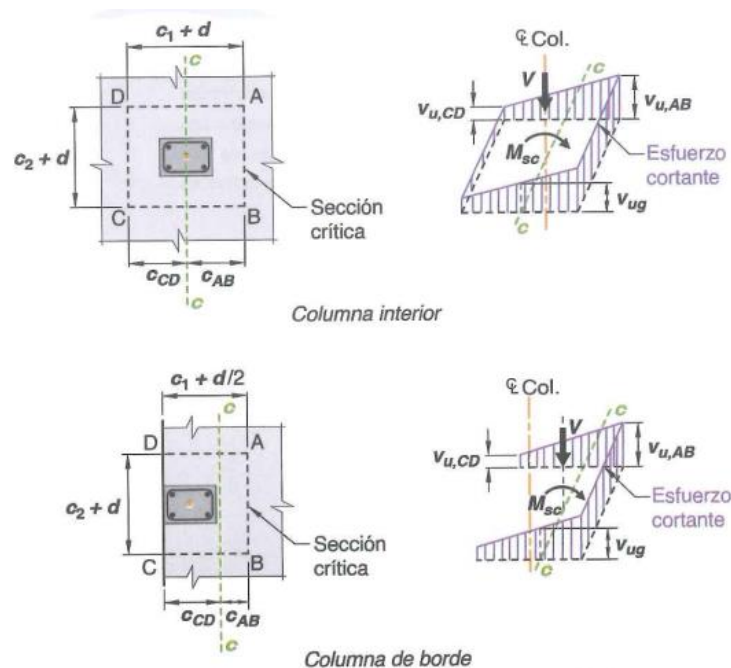
Como se mencionó anteriormente, el sistema de losas con vigas banda tiene un comportamiento similar al sistema con losas planas, por lo que se debe realizar un chequeo del corte punzonante que provocan los momentos desbalanceados que se generan por la acción de una fuerza lateral debido al sismo.

En el procedimiento del chequeo de punzonamiento se lo realiza por el método de la ACI318-19 capítulo 17, en donde se efectuarán cálculos estimados del contante desbalanceado tomando en cuenta parámetros importantes como son el coeficiente de transferencia del momento (γ_v), la inercia polar (J) y la resistencia del corte del concreto en función de la geometría y la resistencia a la compresión del hormigón.

Es conocido que el valor de d es la altura efectiva de la losa, para lo cual en la losa de análisis de nuestro proyecto es de 25cm.

Figura 10

Zona crítica de la columna



Nota. Chequeo por punzonamiento en columna-losa. Fuente: ACI318-19

Tabla 22*Geometría de la zona punzante de cada nodo.*

Nº	Nodo	c1	c2	lx	ly	bo	Ac
1	D-2	70	35	95.000	47.500	285.000	7125.000
2	H-2	35	165	60.000	190.000	500.000	12500.000
3	J-2	35	70	60.000	95.000	310.000	7750.000
4	K-2	35	70	60.000	95.000	310.000	7750.000
5	L-2	180	35	205.000	47.500	505.000	12625.000
6	1-K	221	35	246.000	47.500	587.000	14675.000
7	4-K	70	35	95.000	60.000	310.000	7750.000
8	5-K	70	35	95.000	60.000	310.000	7750.000
9	7-K	70	35	82.500	47.500	260.000	6500.000

Elaborado por: Los autores.

Donde:

c1: Longitud de cara de columna en x.

c2: Longitud de cara de columna en y.

lx: Longitud de la zona de punzonamiento en x.

ly: Longitud de la zona de punzonamiento en y.

bo: Perímetro de la zona de punzonamiento.

Ac: área de la zona de punzonamiento.

Tabla 23*Coefficientes de transferencia e inercia polar de cada nodo*

N°	Nodo	γ_{vx}	γ_{vy}	Jx	Jy
1	D-2	0.320	0.267	4005338.542	3249544.271
2	H-2	0.543	0.273	9606250.000	56148958.333
3	J-2	0.456	0.346	5331250.000	10588541.667
4	K-2	0.456	0.346	5331250.000	10588541.667
5	L-2	0.243	0.106	36615755.208	6351888.021
6	1-K	0.227	0.000	62855071.875	7508216.146
7	4-K	0.346	0.456	10588541.667	5331250.000
8	5-K	0.346	0.456	10588541.667	5331250.000
9	7-K	0.400	0.290	2600878.906	2897005.208

Elaborado por: Los autores.

Donde:

 γ_{vx} : Coeficiente de transferencia de corte en x. γ_{vy} : Coeficiente de transferencia de corte en y.

Jx: Inercia polar en x.

Jy: Inercia polar en y

Tabla 24*Esfuerzos en cada nodo.*

N°	Nodo	vu (kg/cm ²)	Mux (kg-cm)	Muy (kg-cm)	$\bar{v}u$ (kg/cm ²)	$\emptyset v_c$ (kg/cm ²)	vu/ $\emptyset v_c$	
1	D-2	11.227	102600.00	205200.00	13.222	14.758	0.896	Ok
2	H-2	7.797	410400.00	129600.00	12.239	14.490	0.845	Ok
3	J-2	9.668	205200.00	129600.00	11.590	14.758	0.785	Ok
4	K-2	9.668	205200.00	129600.00	11.590	14.758	0.785	Ok
5	L-2	9.219	102600.00	442800.00	10.768	12.625	0.853	Ok
6	1-K	8.930	102600.00	531360.00	8.948	11.873	0.754	Ok
7	4-K	9.668	129600.00	205200.00	11.590	14.758	0.785	Ok
8	5-K	9.668	129600.00	205200.00	11.590	14.758	0.785	Ok
9	7-K	11.794	102600.00	178200.00	14.016	14.211	0.986	Ok

Elaborado por: Los autores.

Donde:

vu: Cortante último en el área de punzonamiento sin transferencia de momento.

Mux; momento último desbalanceado en el área de punzonamiento en dirección x.

Muy; momento último desbalanceado en el área de punzonamiento en dirección y.

 $\bar{v}u$: Cortante ultimo último en el área de punzonamiento con transferencia de momento

vc: resistencia del concreto.

 \emptyset : factor de reducción de resistencia de concreto ($\emptyset=0.75$).

5.3 Deflexiones en la viga

Para el control de las deflexiones de la viga se utilizó el método del ACI 318-19 capítulo 24. Las deflexiones se consideran en estado límite de servicio y los momentos en estado límite.

Tabla 25

Deflexiones en estado límite de servicio en las vigas de subsuelo

Viga	Longitud (m)	b (cm)	h (cm)	Deflexión inmediata(mm)	Deflexión diferida en el tiempo (mm)	Deflexión máxima permitida (L/360) (mm)	
E-H	4.21	60	30	9.90	18.50	11.70	Ok
H-J	5.60	60	30	15.50	29.00	15.60	Ok
J-K	3.15	60	30	0.70	1.30	8.70	Ok
K-L	5.13	60	30	13.40	25.00	14.30	Ok
L-M	3.20	60	30	0.80	1.50	8.90	Ok
4-1	6.00	60	30	20.30	36.40	16.70	No cumple deflexión
1-2	4.14	60	30	4.30	8.10	11.50	Ok
2-4	6.30	60	30	24.80	46.50	17.50	No cumple deflexión
4-5	4.78	60	30	9.30	17.40	13.30	Ok
5-7	5.62	60	30	13.60	25.50	15.60	Ok
7-11	3.20	60	30	0.80	1.50	8.90	Ok

Elaborado por: Los autores.

Tabla 26*Deflexiones en estado límite de servicio en las vigas de entrepiso.*

Viga	Longitud (m)	b (cm)	h (cm)	Deflexión inmediata (mm)	Deflexión diferida en el tiempo (mm)	Deflexión máxima permitida (L/360) (mm)	
D-H	4.21	100	30	5.30	10.00	11.70	Ok
H-J	5.60	100	30	12.50	23.30	15.60	Ok
J-K	3.15	100	30	0.20	0.30	8.70	Ok
K-L	5.13	100	30	13.70	25.70	14.30	Ok
1-2	4.14	100	30	4.80	9.00	11.50	Ok
2-4	6.30	100	30	21.20	39.70	17.50	No cumple deflexión
4-5	4.78	100	30	5.40	10.10	13.30	Ok
5-7	5.62	100	30	9.30	17.30	15.60	Ok

Elaborado por: Los autores.

Tabla 27*Deflexiones en estado límite de servicio en las vigas de terraza.*

Viga	Longitud (m)	b (cm)	h (cm)	Deflexión inmediata (mm)	Deflexión diferida en el tiempo (mm)	Deflexión máxima permitida (L/360)(mm)	
D-H	4.21	80	30	5.50	10.30	11.70	Ok
H-J	5.60	80	30	12.60	23.60	15.60	Ok
J-K	3.15	80	30	0.20	0.30	8.70	Ok
K-L	5.13	80	30	13.50	25.30	14.30	Ok
1-2	4.14	80	30	5.00	9.30	11.50	Ok
2-4	6.30	80	30	21.20	39.60	17.50	No cumple deflexión
4-5	4.78	80	30	5.50	10.30	13.30	Ok
5-7	5.62	80	30	12.90	24.10	15.60	Ok

Elaborado por: Los autores.

5.4 Armado de vigas

5.4.1 Armado de vigas banda

Cantidades totales de cada viga

Tabla 28

Cantidades totales de vigas críticas en subsuelo

Nº	Vigas	b (cm)	h (cm)	As. Longitudinal (kg)	As. Transversal (kg)	Vol. Horm. (m3)
1	Eje 2	60	30	145.61	164.47	3.83
2	Eje K	60	30	231.61	223.14	5.41

Elaborado por: Los autores.

Tabla 29

Cantidades totales de vigas críticas en entrepiso

Nº	Vigas	b (cm)	h (cm)	As. Longitudinal (kg)	As. Transversal (kg)	Vol. Horm. (m3)
1	Eje 2	100	30	295.99	202.25	5.43
2	Eje K	100	30	374.42	232.8	6.25

Elaborado por: Los autores.

Tabla 30

Cantidades totales de vigas críticas en terraza

Nº	Vigas	b (cm)	h (cm)	As. Longitudinal (kg)	As. Transversal (kg)	Vol. Horm. (m3)
1	Eje 2	80	30	186.79	167.97	4.34
2	Eje K	80	30	206.53	193.35	5

Elaborado por: Los autores.

Cantidades unitarias de cada viga

Tabla 31

Cantidades unitarias de vigas críticas en subsuelo

Nº	Vigas	b (cm)	h (cm)	L. total (m)	As. Longitudinal (kg/m)	As. Transversal (kg/m)	Vol. Horm. (m3/m)
1	Eje 2	60	30	21.29	6.84	7.73	0.18
2	Eje k	60	30	30.04	7.71	7.43	0.18

Elaborado por: Los autores.

Tabla 32

Cantidades unitarias de vigas críticas en entrepiso

Nº	Vigas	b (cm)	h (cm)	L. total (m)	As. Longitudinal (kg/m)	As. Transversal (kg/m)	Vol. Horm. (m3/m)
1	Eje 2	100	30	18.09	16.36	11.18	0.3
2	Eje k	100	30	20.84	17.97	11.17	0.3

Elaborado por: Los autores.

Tabla 33

Cantidades unitarias de vigas críticas en terraza

Nº	Vigas	b (cm)	h (cm)	L. total (m)	As. Longitudinal (kg/m)	As. Transversal (kg/m)	Vol. Horm. (m3/m)
1	Eje 2	80	30	18.09	10.33	9.29	0.24
2	Eje k	80	30	20.84	9.91	9.28	0.24

Elaborado por: Los autores.

Cantidades unitarias de vigas banda

Tabla 34

Cantidades unitarias de vigas banda

Acero Longitudinal (kg/m)	Acero Transversal (kg/m)	Volumen de viga (m3/m)
11.52	9.34	0.24

Elaborado por: Los autores.

Cantidad total de materiales en vigas banda del edificio

Ya conocidas las cantidades unitarias de materiales se puede realizar un cálculo aproximado de la cantidad total de materiales que entran en todas las vigas de la estructura. La estructura cuenta con una longitud total de 1631.38 metros lineales de vigas obteniendo de esta manera los siguientes valores:

Tabla 35

Cantidades totales de vigas banda

Acero Longitudinal (kg)	Acero Transversal (kg)	Volumen de viga (m3)
18791.77	15244.477	391.531

Elaborado por: Los autores.

5.5 Vigas descolgadas

Para efectuar una comparación con respecto a las cantidades de material que entran en las vigas de una estructura, se realizó un modelo matemático que cumpla con todas los requerimientos de diseño sismo resistente respetando las secciones obtenidas con la única variación de las vigas, a continuación se presentan las secciones de viga:

Tabla 36

Dimensiones de vigas descolgadas

b (cm)	h (cm)
30	40

Elaborado por: Los autores.

Este modelo matemático al ser un sistema dúctil de hormigón armado con vigas descolgadas se utilizó un factor de reducción del espectro de diseño (R) de 8.

Se obtuvo un periodo de vibración del primer modo de 1.141 segundos y la masa participativa acumula el 90% en doceavo modo.

Se obtuvo una deriva elástica máxima de 0.003082 del análisis dinámico en dirección X, obteniendo un valor de deriva inelástica de 0.001849, un coeficiente de control de irregularidad torsional (δ Máxima/ δ promedio) de 1.359 en la losa de entrepiso más crítica.

Todo el sistema estructural cumple con los requisitos de diseño sismo resistente utilizando un único tipo de viga de 30X40cm.

5.5.1 Armado de vigas descolgadas

Cantidades totales de cada viga

Tabla 37

Cantidades totales de vigas críticas en subsuelo

Nº	Vigas	b (cm)	h (cm)	As. Longitudinal (kg)	As. Transversal (kg)	Vol. Horm. (m3)
1	Eje 2	30	40	106	113	2.55
2	Eje K	30	40	147.54	155.19	3.6

Elaborado por: Los autores.

Tabla 38

Cantidades totales de vigas críticas en entrepiso

Nº	Vigas	b (cm)	h (cm)	As. Longitudinal (kg)	As. Transversal (kg)	Vol. Horm. (m3)
1	Eje 2	30	40	128.88	91.54	2.17
2	Eje K	30	40	141.34	92.26	2.5

Elaborado por: Los autores.

Tabla 39

Cantidades totales de vigas críticas en terraza

Nº	Vigas	b (cm)	h (cm)	As. Longitudinal (kg)	As. Transversal (kg)	Vol. Horm. (m3)
1	Eje 2	30	40	101.1	91.54	2.17
2	Eje K	30	40	181.34	113	2.5

Elaborado por: Los autores.

Cantidades unitarias de cada viga

Tabla 40

Cantidades unitarias de vigas críticas en subsuelo

Nº	Vigas	b (cm)	h (cm)	L. total (m)	As. Longitudinal (kg/m)	As. Transversal (kg/m)	Vol. Horm. (m3/m)
1	Eje 2	30	40	21.29	4.98	5.31	0.12
2	Eje k	30	40	30.04	4.91	5.17	0.12

Elaborado por: Los autores.

Tabla 41

Cantidades unitarias de vigas críticas en entrepiso

Nº	Vigas	b (cm)	h (cm)	L. total (m)	As. Longitudinal (kg/m)	As. Transversal (kg/m)	Vol. Horm. (m3/m)
1	Eje 2	30	40	18.09	7.07	5.06	0.12
2	Eje k	30	40	20.84	6.78	4.43	0.12

Elaborado por: Los autores.

Tabla 42

Cantidades unitarias de vigas críticas en terraza

Nº	Vigas	b (cm)	h (cm)	L. total (m)	As. Longitudinal (kg/m)	As. transversal (kg/m)	Vol. Horm. (m3/m)
1	Eje 2	30	40	18.09	5.59	5.06	0.12
2	Eje k	30	40	20.84	5.68	5.42	0.12

Elaborado por: Los autores.

Cantidades unitarias de vigas descolgadas

Tabla 43

Cantidades unitarias de vigas descolgadas

Acero Longitudinal (kg/m)	Acero transversal (kg/m)	Volumen de viga (m3/m)
5.83	5.07	0.12

Elaborado por: Los autores.

Cantidad total de materiales en vigas descolgadas del edificio

Tabla 44

Cantidades totales de vigas descolgadas

Acero Longitudinal (kg)	Acero transversal (kg)	Volumen de viga (m3)
9518.834	8277.621	195.766

Elaborado por: Los autores.

5.6 Conexión viga columna

Se debe garantizar la conexión viga columna en el sistema de vigas banda, por lo que se tiene que cumplir con el criterio de columna fuerte viga débil como detalla el ACI 318-19 capítulo 18.4.1.

Para este análisis se tomó los nodos más críticos de la losa más solicitada cuyos resultados se presentan a continuación:

Tabla 45

Momentos en nodos de vigas y columnas

Nº de nodo	Ubicación	Mc1+Mc2	1.2*(Mv1+Mv2)	Ratio	% acero en columnas	
1	D-2	2563819.5	1474523.9	0.575	1.01%	Ok
2	H-2	3145460.2	2915259.8	0.927	1.26%	Ok

Elaborado por: Los autores.

Donde:

Mc: momento de la columna

Mv: momento de la viga

Al realizar un análisis de la geometría de las vigas y columnas que componen el nodo, se obtuvo una sección de área bruta y porcentaje de acero de vigas y columnas que se muestran continuación:

Tabla 46

Área bruta y porcentaje de acero de columnas y vigas que componen el nudo viga columna.

	Viga	Columna	% Excedencia
Ag (cm ²)	2400	2450	2.08%
% acero	1.09%	1.13%	3.76%

Nota. Para la determinación del área bruta y porcentaje de acero, se utilizó un promedio de las secciones. Elaborado por: Los autores.

Se cumple la conexión viga columna con una cantidad de acero en columnas que se encuentra dentro de los límites permisibles por el código ACI318-19 capítulo 15.

CAPITULO VI

ANÁLISIS DE RESULTADOS

6.1 Discusión de resultados

6.1.1 Derivas máximas provocadas por el sismo dinámico

Como nos indica la norma NEC-SE-DS 2015 capítulo 4, se debe colocar un factor de reducción de respuesta sísmica en función del sistema estructural, provocando así una variación de los desplazamientos laterales elásticos entre cada sistema que estemos analizando. En nuestro caso se realizó un análisis estructural de un sistema de vigas banda con un factor de reducción de respuesta sísmica de 5 y un análisis estructural de un sistema con vigas peraltadas con vigas descolgadas con un factor de reducción de respuesta sísmica de 8, cuyos resultados del desplazamiento lateral dinámico elástico e inelástico se presentan a continuación:

Tabla 47

Desplazamientos elásticos de cada sistema

	Viga banda	Viga peraltada	% de excedencia
Dirección x	0.00479	0.003082	55.42%
Dirección y	0.004413	0.002715	62.54%

Elaborado por: Los autores.

Tabla 48

Desplazamientos inelásticos de cada sistema

	Viga banda	Viga peraltada	% de excedencia
Dirección x	0.017963	0.018492	2.86%
Dirección y	0.016549	0.01629	1.57%

Elaborado por: Los autores.

Como se puede visualizar en las tablas, el sistema con vigas descolgadas tiene un 55.42% más de desplazamiento lateral en X, y un 62.54% de desplazamiento lateral en Y a

comparación de las vigas banda por lo que esto vuelve al sistema con vigas banda un sistema mucho más rígido.

6.2.2 Chequeo por cortante

Revisando los resultados del cálculo del esfuerzo cortante presentado en la sección 5.1 del presente documento, podemos ver que la mayoría de vigas cumplen con una buena resistencia a corte teniendo una separación de estribo de 15cm, excepto las vigas de subsuelo que superan los 6.3m, cuya resistencia a corte mejoró considerablemente al reducir la separación de estribos a 10 cm.

Tabla 49

Chequeo por cortante en el subsuelo

Cantidad de vigas menores a 6.3 m	Cantidad de vigas mayores a 6.3 m	Cantidad total de vigas
44	4	48
91.67%	8.33%	93.75%

Elaborado por: Los autores.

En el subsuelo, el 91.67% de las vigas cumplen con la resistencia al corte con una separación 15 cm, el 8.33% de las vigas cumplen con la resistencia al corte con una separación de 10 cm, ambos análisis se realizaron con un estribo Ø10mm.

En las losas de entre piso y terraza se cumple la resistencia al corte con una separación de estribo de 15cm en el 100% de las vigas con un estribo Ø10mm.

6.2.3 Chequeo por punzonamiento

Generalmente los cortantes con transferencia de momento suelen hacer fallar por punzonamiento a la losa, por lo tanto es necesario analizar el aumento de este cortante.

Tabla 50

Cortante promedio con transferencia de momento y sin transferencia de momento.

vu promedio (kg/cm²)	$\bar{v}u$ promedio (kg/cm²)	% de excedencia
9.73781785	11.72830754	20.44%

Elaborado por: Los autores.

Como se puede visualizar en la tabla 49, el esfuerzo por cortante con transferencia de momento tiene un 20.44% más de cortante que el esfuerzo sin transferencia de momento, provocando así un aumento significativo de este esfuerzo en la zona de punzonamiento de la losa.

6.2.4 Chequeo de deflexiones

Revisando los resultados obtenidos de la sección 5.3 del presente documento, podemos ver que las deflexiones inmediatas de las vigas banda que tienen longitudes mayores a los 6 metros en las plantas de subsuelo y entrepiso superan considerablemente las deflexiones máximas permitidas por el código ACI 318-19 capítulo 24.

Tabla 51

Deflexiones en estado límite de servicio en las vigas de subsuelo

Cantidad de vigas menores a 6 m	Cantidad de vigas mayores a 6 m	Cantidad total de vigas
41	7	48
85.42%	14.58%	100.00%

Elaborado por: Los autores.

Tabla 52*Deflexiones en estado límite de servicio en las vigas de entrepiso y terraza*

Cantidad de vigas menores a 6 m	Cantidad de vigas mayores a 6 m	Cantidad total de vigas
37	2	39
94.87%	5.13%	100.00%

Elaborado por: Los autores.

En el subsuelo, el 85.42% de las vigas cumplen con el límite permisible de deflexión, el 14.58% de las vigas superan el límite permisible de deflexión.

En las losas de entrepiso y terraza, el 94.87% de las vigas cumplen con el límite permisible de deflexión, el 5.13% de las vigas superan el límite permisible de deflexión.

6.2.5 Cantidad de acero en cada sistema estructural

En base al modelamiento de ambos sistemas estructurales se realizó el respectivo armado y cubicaje, para poder determinar la cantidad de materiales que hay en las vigas de todo el edificio por cada sistema y realizar la respectiva comparación entre ambos como se muestra a continuación:

Tabla 53*Cantidades de materiales para vigas bandas y vigas descolgadas*

	Vigas banda	Vigas descolgadas	% de excedencia
As. longitudinal (kg)	18791.77	9518.834	97.42%
As. transversal (kg)	15244.477	8277.621	84.16%
Cúbicos de hormigón (m3)	391.531	195.766	100.00%

Elaborado por: Los autores.

Como se puede observar en el cuadro comparativo, la viga banda tiene casi el doble de cantidad de materiales que la viga peraltada debido aumento de sección que tiene la viga banda para cumplir con los requerimientos sismo resistente como se explicó en 6.1.1.

También es necesario realizar una comparación de la cantidad de kilos de acero por cada metro cubico de hormigón como se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 54

Cuadro comparativo de la cantidad de acero en vigas bandas y vigas descolgadas

	Viga descolgada (kg/m3)	Viga banda (kg/m3)	% de excedencia
Acero Longitudinal	48.624	46.596	4.35%
Acero transversal	42.283	39.339	7.49%

Elaborado por: Los autores.

Como se muestra en los resultados de la presente tabla, en la relación peso volumen, la viga descolgada tiene un 4.35% más de acero longitudinal que en la viga banda y la viga descolgada tiene un 7.49% más de acero transversal que en la viga banda.

6.2.6 Chequeo de la conexión viga columna (Columna fuerte – Viga débil)

Revisando los resultados de la conexión viga columna de la sección 5.6 del presente documento, podemos ver que cumple satisfactoriamente con el criterio de columna fuerte viga débil tomando en cuenta que el porcentaje de acero en las columnas se encuentra entre el 1.01% y el 1.25%, es decir que, las columnas tiene un porcentaje de acero aceptable obteniendo una excelente conexión entre viga y columna para garantizar el comportamiento sismo resistente adecuado frente al sismo, además que en promedio de las sección que conforman el mudo, tanto la sección de vigas y columnas tiene una área bruta y un porcentaje de acero similar, lo que conlleva a tener un adecuado comportamiento.

CONCLUSIONES

El sistema estructural con vigas banda al ser más rígido que el sistema con vigas descolgadas, necesita secciones de viga más grandes para poder cumplir con las derivas inelásticas.

Las vigas banda no fallan por corte generado por la acción de cargas gravitacionales, siempre y cuando se mantenga una separación adecuada de los estribos, obtenido mediante el chequeo para vigas que superan los 6.3 metros de longitud.

El cortante con transferencia de momento en la losa a pesar de tener un aumento significativo de este esfuerzo, no provocó una falla por punzonamiento debido a la alta resistencia del hormigón, aunque estuvo cerca de fallar en un nodo esquinero (7-K) debido a la excentricidad de la zona de punzonamiento con respecto a la columna del mismo.

En las vigas banda con luces superiores a los 6 metros en el subsuelo, las deflexiones son mayores a la deflexión máxima permitida por el código ACI 318-19 capítulo 24.

Mediante el análisis de cantidad de acero por metro cubico de las dos secciones, se concluyó que en la viga descolgada se necesita más acero tanto longitudinal como transversal por metro cubico de hormigón que en la viga banda.

En el chequeo de conexión viga columna, se puede ver que la conexión cumple con el criterio de columna fuerte-viga débil, además que en promedio de las sección que conforman el nudo, tanto la sección de vigas y columnas tiene una área bruta y un porcentaje de acero similar, lo que conlleva a tener un adecuado comportamiento.

RECOMENDACIONES

Para estructuras que no tengan limitación en la altura de entrepiso es recomendable diseñar un sistema con vigas peraltadas.

Para sistemas con vigas banda es recomendable utilizar hormigones con resistencia a la compresión mínima de 280 kg/cm² en vigas y losa para evitar las fallas por punzonamiento en la conexión losa-columna, además de colocar un macizado con una armadura complementaria en el área de punzonamiento.

Para la colocación de los estribos en vigas banda es recomendable utilizar los parámetros de la norma NEC-SE-HM 2015 en el capítulo 4.2.8, para garantizar el correcto desempeño de las vigas a corte frente al sismo.

Se recomienda combinar el sistema de vigas banda con vigas peraltadas, en las luces mayores a 6 metros, para poder controlar las deflexiones que superan el máximo admisible.

Para garantizar una adecuada conexión viga columna, es recomendable que el área de la sección y el porcentaje de acero entre estas sea similar, y en caso de que sean secciones diferentes el porcentaje de acero de la viga no deberá superar la cuantía del 2.5% y el porcentaje de acero en columnas no deberá superar más del 6% de la cuantía como lo indica el código ACI 318-19 en el capítulo 15.

REFERENCIAS

- ACI318-19. (2019). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI318-19)*. Farmington Hills, USA: IHS.
- ASCE/SEI 7-16. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*.
- Atapuma. M., Antamba. B. y Pachano. F. (S.f). *Diseño de Edificios con Vigas Banda*. <https://es.scribd.com/document/276722476/DISENO-EDIFICIOS-CON-VIGAS-BANDA>
- Bermeo. C., Sánchez. D. (2017). *Comportamiento de Conexión Losa-Columna en Pórticos con Vigas Banda en nudos Internos* [Tesis de maestría, Escuela Politécnica Nacional]. Archivo Digital. <https://1library.co/document/zx5m0lnq-comportamiento-conexion-losa-columna-porticos-vigas-banda-interiores.html>
- Córdova. A. (2015). *Diseño de estructuras de hormigón armado (3ª.ed)*. Editorial Universidad de Santiago de Chile. Editorial USACH.
- Garay. C. (2020). *Trabajo de curso Técnicas e instrumentos de investigación*. Centro Regional Universitario de Bocas del Toro.
- Lozada. J. (2014). *Investigación Aplicada: Definición, Propiedad Intelectual e Industria (3.ed)*. CienciAmerica.
- Marroquín. R. (2012). *Metodología de la investigación* [Tesis de Posgrado, Universidad Nacional Enrique Guzmán y Valle, Chosica, Perú]. Archivo digital. <http://www.une.edu.pe/Titulacion/2013/exposicion/SESION-4-METODOLOGIA%20DE%20LA%20INVESTIGACION.pdf>
- Méndez. A, Astudillo. M. (2008). *La Investigación en la era de la información* [Guía para realizar la bibliografía y fichas de trabajo], Ed. Trillas.

Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15). (2014). *Capítulo NEC_SE_HM*, sección 5.2, 5.7.

Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15). (2014). *Capítulo NEC_SE_DS* (Peligro sísmico).

Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15). (2014). *Capítulo NEC_SE_DS* (Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente).

Paucar, E. (2016, abril 23). Portoviejo ha logrado levantarse de las cenizas y de los escombros. El Comercio. <https://www.elcomercio.com/actualidad/portoviejo-logrado-levantarse-cenizas-escombros.html>

Pineda. L y Ramírez. J. (2013). *Manual Auto formativo en Resistencia de Materiales*. Disponible en: <https://es.scribd.com/doc/294621714/A0417-MA-Resistencia-de-Materiales-ED1-V1-2015>

Romo. M. (2008). *Temas de Hormigón Armado Diseño de Losas de Hormigón Armado*, Universidad Escuela Politécnica del Ejército.

Sabino. C. (1992). *El proceso de investigación*, Ed. Lumen, Buenos Aires: http://paginas.ufm.edu/sabino/ingles/book/proceso_investigacion.pdf

Sánchez. E. (2008). *Construcción de Estructuras de Hormigón Armado Edificaciones*, Ed. Fernando M. García Tome. Disponible en: <https://books.google.com.ec/books?id=YOcpsoISVBoC&pg=PA79&dq=tipos+de+vigas&hl=es->

Glosario de Términos:

Embebido.- elemento que se encuentra totalmente fusionado con otro, conformando así un solo elemento.

Edificio de baja altura.- se le da esta denominación a los edificios cuya altura está por debajo de los 35 metros, o edificios que se encuentren entre 4 y 12 pisos.

Viga descolgada.- viga cuya altura supera a la base de la misma en dimensión, siempre y cuando la altura no duplique la dimensión de la base.

Viga banda.- vigas cuya base es mucho más grande que su altura, adquiriendo una forma similar a una banda.

Momento desbalanceado.- momento que se presenta comúnmente en los sistemas con vigas banda, debido a la diferencia de dimensiones que hay entre viga y columna.

Punzonamiento.- rotura de carácter frágil del hormigón debido a cargas concentradas, provocado por cargas externas o por efecto de las reacciones en los apoyos.

Encofrado.- es una estructura temporal conformada por un conjunto de placas de madera o metal, que unidas entre sí dan una forma específica donde se va a verter el hormigón.