



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**Estudio sismoresistente en edificaciones: Mercado Municipal del cantón
Camilo Ponce Enríquez**

**CUBAS SILVA GEINER YVAN
INGENIERO CIVIL**

**MACHALA
2025**



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**Estudio sismoresistente en edificaciones: Mercado Municipal del
cantón Camilo Ponce Enríquez**

**CUBAS SILVA GEINER YVAN
INGENIERO CIVIL**

**MACHALA
2025**



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTOS TÉCNICOS

**Estudio sismoresistente en edificaciones: Mercado Municipal del
cantón Camilo Ponce Enríquez**

**CUBAS SILVA GEINER YVAN
INGENIERO CIVIL**

ORDOÑEZ FERNANDEZ JOSE LUIS

**MACHALA
2025**



CUBAS

7%
Textos sospechosos



7% Similitudes
0% similitudes entre comillas
0% entre las fuentes mencionadas
1% Idiomas no reconocidos (ignorado)

Nombre del documento: CUBAS.pdf
ID del documento: f53c1da85e9497775ef832379326384671c4db39
Tamaño del documento original: 5,09 MB

Depositante: JOSE LUIS ORDOÑEZ FERNANDEZ
Fecha de depósito: 31/7/2025
Tipo de carga: interface
fecha de fin de análisis: 31/7/2025

Número de palabras: 20,196
Número de caracteres: 138,973

Ubicación de las similitudes en el documento:



Fuentes principales detectadas

Nº	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	cicp-ec.com https://cicp-ec.com/documentos/NEC_2015/NEC_SE_DS_Peligro_Sismico.pdf 89 fuentes similares	4%		Palabras idénticas: 4% (862 palabras)
2	Documento de otro usuario #3b5ad3 Viene de de otro grupo 82 fuentes similares	3%		Palabras idénticas: 3% (684 palabras)
3	ROMERO - RUIZ.pdf ROMERO - RUIZ #1450d1 Viene de de mi biblioteca 46 fuentes similares	3%		Palabras idénticas: 3% (652 palabras)
4	dspace.utpl.edu.ec https://dspace.utpl.edu.ec/bitstream/123456789/7714/1/Zozoranga Jhames - I. C..pdf 39 fuentes similares	2%		Palabras idénticas: 2% (454 palabras)
5	TESIS DE TITULACIÓN - Espinoza Randy - 10mo. A.docx TESIS DE TITUL... #f7c404 Viene de de mi grupo 70 fuentes similares	2%		Palabras idénticas: 2% (432 palabras)

Fuentes con similitudes fortuitas

Nº	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	dspace.uazuay.edu.ec https://dspace.uazuay.edu.ec/bitstream/datos/11926/1/17453.pdf	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (38 palabras)
2	dspace.ucuenca.edu.ec Comportamiento estructural de nudos con losas TT de ... http://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/23121/3/tesis.pdf.txt	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (37 palabras)
3	Documento de otro usuario #88c233 Viene de de otro grupo	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (25 palabras)
4	doi.org Derivation of Analytical Equations for the Fundamental Period of Frame... https://doi.org/10.3390/app14199072	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (25 palabras)
5	TRABAJO DE TITULACIÓN - ALEX JEAMPIERRE SEGOVIA SUÁREZ.docx ... #65d4a2 Viene de de mi grupo	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (20 palabras)

Fuentes mencionadas (sin similitudes detectadas) Estas fuentes han sido citadas en el documento sin encontrar similitudes.

1	https://doi.org/10.1088/1755-1315/1185/1/012021
2	http://www.isc.ac.uk/iscgem
3	https://doi.org/10.22214/ijraset.2022.45254
4	https://geolatitud.geoenergia.gob.ec/ojs/ojs/index.php/GeoLatitud/article/view/154
5	https://doi.org/10.1088/1757-899X/1048/1/012014

CLÁUSULA DE CESIÓN DE DERECHO DE PUBLICACIÓN EN EL REPOSITORIO DIGITAL INSTITUCIONAL

El que suscribe, CUBAS SILVA GEINER YVAN, en calidad de autor del siguiente trabajo escrito titulado Estudio sismoresistente en edificaciones: Mercado Municipal del cantón Camilo Ponce Enríquez, otorga a la Universidad Técnica de Machala, de forma gratuita y no exclusiva, los derechos de reproducción, distribución y comunicación pública de la obra, que constituye un trabajo de autoría propia, sobre la cual tiene potestad para otorgar los derechos contenidos en esta licencia.

El autor declara que el contenido que se publicará es de carácter académico y se enmarca en las disposiciones definidas por la Universidad Técnica de Machala.

Se autoriza a transformar la obra, únicamente cuando sea necesario, y a realizar las adaptaciones pertinentes para permitir su preservación, distribución y publicación en el Repositorio Digital Institucional de la Universidad Técnica de Machala.

El autor como garante de la autoría de la obra y en relación a la misma, declara que la universidad se encuentra libre de todo tipo de responsabilidad sobre el contenido de la obra y que asume la responsabilidad frente a cualquier reclamo o demanda por parte de terceros de manera exclusiva.

Aceptando esta licencia, se cede a la Universidad Técnica de Machala el derecho exclusivo de archivar, reproducir, convertir, comunicar y/o distribuir la obra mundialmente en formato electrónico y digital a través de su Repositorio Digital Institucional, siempre y cuando no se lo haga para obtener beneficio económico.



CUBAS SILVA GEINER YVAN

0961813722



DEDICATORIA

Dedico este trabajo de titulación con especial gratitud a mi madre, por ser mi mayor ejemplo de esfuerzo, amor y constancia; por estar siempre a mi lado con palabras de aliento y una fe inquebrantable en mí. A mi hermana, por su compañía y apoyo incondicional en cada etapa de este proceso. A Don Mario, por su generosidad, sus sabios consejos y por extenderme una mano cuando más lo necesité.

Y a mis compañeros, por su amistad sincera, por los momentos compartidos y por el compañerismo que hizo más llevadero este camino universitario. Gracias a todos por ser parte fundamental de este logro.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por darme la vida, fortaleza y sabiduría para continuar firmemente en este camino académico, por iluminarme en los momentos de incertidumbre y permitir que hoy alcance una meta más en mi vida.

A mi querida madre, por ser mi ejemplo de lucha y amor incondicional, a mi hermana por su compañía constante y palabras de aliento, y a Don Mario por su apoyo sincero y consejos sabios que me guiaron en momentos clave. Gracias por ser pilares fundamentales en mi formación personal y académica.

A mis compañeros, por su amistad, solidaridad y por compartir cada etapa de este proceso con entusiasmo y compañerismo. A mi tutor, expreso mi sincera gratitud y respeto por su guía, dedicación y por brindarme la oportunidad de culminar esta etapa con éxito.

Resumen

La presente investigación evalúa el comportamiento sísmico del Mercado Municipal de Camilo Ponce Enríquez, una estructura construida con normativa ecuatoriana NEC-2015.

Se empleó un análisis modal espectral con apoyo de software estructural para determinar la respuesta sísmica de la edificación. Los resultados indicaron que, si bien las estructuras cumplen con los desplazamientos y derivas máximas establecidas en la NEC-2015 (0.763% en dirección Y y 1.667% en dirección X, ambas inferiores al límite del 2%), se verificó que el diseño original presenta deficiencias estructurales. Muchas vigas evidenciaron fallas por cortante, y varias columnas operaban con cuantías cercanas o superiores al 3%, superando la máxima permisible según la normativa.

Además, se detectó que la mayoría de los elementos estructurales fueron diseñados con cuantía mínima, lo cual resulta insuficiente frente a demandas sísmicas significativas. Solo algunos elementos puntuales, como una columna circular de 45 cm de diámetro y ciertas vigas en el bloque 2, cumplieron con el diseño requerido.

Se propusieron secciones estructurales optimizadas en el bloque 1, se aumentó una viga de 70x40 cm a 70x45 cm con cuantía del 0.94%, y una columna circular pasó de 60 cm a 70 cm de diámetro con cuantía del 1.3%. En el bloque 2, se rediseñaron elementos clave alcanzando eficiencias del 90% al 91% en relación demanda-capacidad.

Palabras clave: Evaluación estructural, Diseño sismorresistente, NEC-2015.

Abstract:

This research evaluates the seismic behavior of the Camilo Ponce Enríquez Municipal Market, a structure built according to Ecuadorian regulations NEC-2015.

A modal spectral analysis was performed using structural software to determine the building's seismic response. The results indicated that although the structure complies with the maximum displacements and drifts established by the NEC-2015 (0.763% in the Y direction and 1.667% in the X direction, both below the 2% limit), the original design exhibits structural deficiencies. Many beams showed shear failures, and several columns operated with reinforcement ratios near or above 3%, exceeding the maximum allowed by the code.

Furthermore, it was found that most structural elements were designed with the minimum reinforcement ratio, which is insufficient to withstand significant seismic demands. Only a few elements, such as a circular column with a diameter of 45 cm and some beams in Block 2, met the required design standards.

Optimized structural sections were proposed in Block 1: one beam was increased from 70x40 cm to 70x45 cm with a reinforcement ratio of 0.94%, and a circular column was increased from 60 cm to 70 cm in diameter with a reinforcement ratio of 1.3%. In Block 2, key elements were redesigned, achieving demand-capacity efficiencies between 90% and 91%.

Keywords: Structural evaluation, Seismic-resistant design, NEC-2015.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	11
1. CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	13
1.1. ANTECEDENTES (LÍNEA BASE DEL PROYECTO)	13
1.1.1. SITUACIÓN TURÍSTICA Y SOCIAL.....	13
1.1.2. EDUCACIÓN Y SALUD.	14
1.1.3. ORDENAMIENTO TERRITORIAL DEL GOBIERNO AUTÓNOMO DESCENTRALIZADO MUNICIPAL DE CAMILO PONCE ENRÍQUEZ.	15
1.1.4. HIDROGRAFÍA.	15
1.1.5. TOPOGRAFÍA.	15
1.1.7. GEOLOGÍA.....	16
1.1.8. AMENAZA SÍSMICA.....	16
1.1.9. FALLAS GEOLÓGICAS.	17
1.1.10. RIESGOS HIDROLÓGICOS	17
1.2. DESCRIPCIÓN DE LA SITUACIÓN PROBLEMÁTICA.....	18
1.2.1. DESCRIPCIÓN DE LA SITUACIÓN PROBLEMÁTICA (CAUSAS Y EFECTOS).....	18
1.2.2. ÁRBOL DE PROBLEMAS (CAUSAS Y EFECTOS).	19
1.3. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	20
1.3.1. PROBLEMA	20
1.3.2. PROBLEMAS SECUNDARIOS	20
1.5. JUSTIFICACIÓN.....	21
1.6. OBJETIVOS.....	22
1.6.1. OBJETIVO GENERAL	22
1.6.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	22
2. CAPITULO II MARCO TEÓRICO.....	23
2.1. ANTECEDENTES CONTEXTUALES	23
2.1.1. MACRO	23
2.1.2. MESO	24
2.1.3. MICRO.....	26
2.2. ANTECEDENTES CONCEPTUALES.....	28
2.3. ANTECEDENTES REFERENCIALES	30
3. CAPITULO 3: METODOLOGÍA.....	31
3.1. MODALIDAD BÁSICA DE INVESTIGACIÓN	31
3.2. TIPO DE INVESTIGACIÓN	32
3.3. OBJETO DE ESTUDIO	32
3.4. DESCRIPCIÓN DE LA POBLACIÓN Y MUESTRA	33
3.5. EVALUACIÓN DE LA ESTRUCTURA	33
3.6. METODOLOGÍA PARA LA MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA	33

3.7.	GENERALIDADES DE LA ESTRUCTURA.....	35
3.8.	MÉTODOS CON LOS MATERIALES UTILIZADOS.....	37
3.8.1.	DIMENSIONES DE LAS COLUMNAS DE CONCRETO	38
3.8.5.	CONFIGURACIÓN EN PLANTA Y ELEVACIÓN.....	44
3.8.6.	DISTRIBUCIÓN DE CARGAS	47
4.	CAPITULO 4: ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	59
4.1.	ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.....	59
4.2.	ANÁLISIS SÍSMICO	59
4.2.1.	ESPECTRO ELÁSTICO HORIZONTAL DE DISEÑO EN ACELERACIONES	59
4.2.2.	VERIFICACIÓN SÍSMICA	61
6.	REFERENCIAS	81
7.	ANEXOS	84

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.	Actividades turísticas	13
Tabla 2.	Formaciones geológicas dentro del cantón Camilo Ponce Enríquez	16
Tabla 3.	Ubicación del cantón Camilo Ponce Enríquez.....	20
Tabla 4.	Espacios que conforman la estructura.....	36
Tabla 5.	Cargas para la edificación	47
Tabla 6.	Cargas para la edificación	47
Tabla 7.	Clasificación de los perfiles de suelo.....	48
Tabla 8.	Tipos de suelo y factores de sitio Fa	48
Tabla 9.	Tipos de suelo y factores de sitio Fd.....	48
Tabla 10.	Tipos de suelo y factores de sitio Fs	49
Tabla 11.	Nivel de amenaza sísmica	49
Tabla 12.	Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.	51
Tabla 13.	Coeficientes R para sistemas estructurales dúctiles.....	52
Tabla 14.	Coeficientes de irregularidad en planta.....	53
Tabla 15.	Coeficientes de irregularidad en elevación	55
Tabla 16.	Periodo de vibración método 1	57
Tabla 17.	Coeficiente sísmico.....	57
Tabla 18.	Límites permisibles de las derivas de los pisos	58
Tabla 19.	Coeficientes Espectro de Diseño Elástico.....	59
Tabla 20.	Coeficiente Espectro de Diseño Inelástico	60
Tabla 21.	Modos de vibración y masa participativa para el bloque 1.....	61
Tabla 22.	Coeficientes sísmicos dirección X e Y del bloque 1	62
Tabla 23.	Distribución de cortante estática en dirección X e Y del bloque 1	62
Tabla 24.	Cortantes Estáticas del Bloque 1.....	63
Tabla 25.	Cortantes Dinámicas del Bloque 1.....	63
Tabla 26.	Derivas dinámicas dirección X Bloque 1.....	64
Tabla 27.	Derivas dinámicas dirección Y Bloque 1	65
Tabla 28.	Desplazamientos dinámicos del Bloque 1	65
Tabla 29.	Modos de vibración y masa participativa del Bloque 2.....	66
Tabla 30.	Coeficientes sísmicos dirección X e Y del Bloque 2	67
Tabla 31.	Tabla de distribución de cortante estática en dirección X del Bloque 2	67
Tabla 32.	Tabla de distribución de cortante estática en dirección Y del Bloque 2.....	67
Tabla 33.	Tabla de Cortantes Estáticas del Bloque 2	68

Tabla 34.	Tabla de Cortantes Dinámicas del Bloque 2	68
Tabla 35.	Tabla de derivas dinámicas dirección X del Bloque 2	69
Tabla 36.	Tabla de derivas dinámicas dirección Y del Bloque 2	70
Tabla 37.	Tabla de desplazamientos dinámicas Bloque 2	70
Tabla 38.	Tabla de resumen de verificación de diseño para columnas en Bloque 1	72
Tabla 39.	Tabla de resumen de verificación de diseño para Vigas en Bloque 1	74
Tabla 40.	Tabla de resumen de verificación de diseño para vigas en Bloque 1	75
Tabla 41.	Tabla de resumen de verificación de diseño para columnas en Bloque 2	76
Tabla 42.	Tabla de resumen de verificación de diseño para vigas en Bloque 2	77

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1: Zonificación sísmica.....	17
Ilustración 2: Árbol de problemas	19
Ilustración 3: Árbol de medio y fines	19
Ilustración 4: Ubicación geográfica del cantón Camilo Ponce Enríquez, mercado municipal.	21
Ilustración 5: Comparación de la señal registrada por sismógrafo Rasp Berry Shake RS4D y el sismómetro de banda ancha bajo la misma excitación provocada por el vibrador de motor de hormigón.	27
Ilustración 6: Diagrama de flujo	31
Ilustración 7: Bloque 1 sin cubierta	33
Ilustración 8: Bloque 2 sin cubierta	34
Ilustración 9: Bloque 1 con cubierta	34
Ilustración 10: Bloque 2 con cubierta	35
Ilustración 11: Columnas cuadradas y rectangulares de hormigón armado.....	38
Ilustración 12: Columnas cuadradas y rectangulares de hormigón armado	39
Ilustración 13: Columnas circulares de hormigón armado	39
Ilustración 14: Detalle de las vigas VT-2 y VT-3	40
Ilustración 15: Detalle de las vigas VT-4 y VT-5	40
Ilustración 16: Detalle de las vigas VT-6 y VT-7	41
Ilustración 17: Detalle de las vigas VT-8 y VT-9	41
Ilustración 18: Detalle de las vigas VT-11 y VT-12.....	41
Ilustración 19: Detalle de las vigas VT-13 y VT-14	42
Ilustración 20: Detalle de las vigas VT-15 y VT-16	42
Ilustración 21: Detalle de las vigas VT-1 y VT-10	42
Ilustración 22: Detalle de la losa alivianada para luz menos a 5 m.....	43
Ilustración 23: Viga tipo I-350.....	43
Ilustración 24: Viga tipo I-250.....	43
Ilustración 25: Correa tipo 2G	44
Ilustración 26: Configuración en planta primer bloque	45
Ilustración 27: Configuración en elevación primer bloque	45
Ilustración 28: Configuración en planta segundo bloque	46
Ilustración 29: Configuración en elevación segundo bloque.....	46

Ilustración 30: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.....	50
Ilustración 31: Espectros de Respuesta de un sismo con un periodo de retorno de 475 años.....	61
Ilustración 32: Cortantes Estáticas del Bloque 1	64
Ilustración 33: Cortantes Dinámicas del Bloque 1	64
Ilustración 34: Derivas inelásticas – sismo dinámico del Bloque 1	65
Ilustración 35: Desplazamientos – sismo dinámico del Bloque 1	66
Ilustración 36. Gráficos de cortantes Estáticas Bloque 2.....	69
Ilustración 37. Gráficos de cortantes Dinámicas Bloque 2.....	69
Ilustración 38. Gráficos de derivas dinámicas del Bloque 2.....	70
Ilustración 39. Gráficos de desplazamientos-sismo dinámico Bloque 2	71

INTRODUCCIÓN

Importancia del tema

La construcción de edificios sismorresistentes es esencial para proteger vidas humanas, minimizar daños materiales y garantizar la continuidad operativa de las infraestructuras. Diseñar y construir edificaciones capaces de soportar los efectos sísmicos no solo es crucial para la mitigación de riesgos, sino que también tiene un impacto profundo en la economía y la seguridad. Las inversiones en edificaciones sismorresistentes no solo aseguran la integridad estructural, sino que también ofrecen una garantía de protección frente a desastres naturales, convirtiéndose en una necesidad imperativa para la estabilidad y resiliencia del edificio. (Deepan Chakaravarthi, 2022) Un punto clave es la evolución de los métodos de análisis estructurales y diseño, cada año que pasa las normas de construcción cambian por los eventos sísmicos que ocurren y toman como dato ese evento para realizar su respectivo análisis a la edificación.

Actualidad de la problemática

Ecuador es un país con una alta amenaza sísmica debido a su ubicación en el Cinturón de Fuego del Pacífico, lo que resalta la importancia de realizar evaluaciones estructurales en edificaciones de uso público. Según el mapa de zonificación sísmica de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015), el cantón Camilo Ponce Enríquez se encuentra en una zona de amenaza sísmica considerable, lo cual incrementa el riesgo de colapso en estructuras que no han sido diseñadas bajo criterios sismorresistentes. En este contexto, el análisis estructural del mercado municipal se vuelve prioritario, ya que se trata de una edificación que concentra gran afluencia de personas. Además, el tipo de suelo presente en la zona, que puede tener una capacidad de soporte limitada, es un factor determinante en el comportamiento de la estructura frente a eventos sísmicos, lo que exige un estudio detallado que permita garantizar la seguridad estructural del inmueble.

Según estudios geográficos realizados en la India, aproximadamente el 54% de la tierra es vulnerable a terremotos, (Azhar C K 1, 2022) lo que subraya la necesidad de construir edificios sismorresistentes. En la costa de Ecuador, también se identifican zonas de alto riesgo sísmico, con más de cuatro sismos significativos en los últimos años capaces de causar daños estructurales. El reciente sismo del 18 marzo del 2023 afectó gravemente a las edificaciones en los cantones de Pasaje, Santa Rosa y Machala, evidenciando la

problemática actual y así implementar medidas sismorresistentes para proteger las estructuras.

Estructura del trabajo

El presente trabajo se estructura en 4 capítulos, los cuales se detallan a continuación.

El Capítulo I establece la línea base del proyecto, describiendo la situación actual del problema, el planteamiento, los objetivos, la justificación y la delimitación del estudio. Además, se presentan datos clave como la ubicación de la edificación, su función, las características generales del mercado municipal, así como los factores sísmicos que afectan a la zona de Camilo Ponce Enríquez, Azuay.

El Capítulo II desarrolla el marco teórico, recopilando antecedentes, conceptos fundamentales sobre análisis estructural sismorresistente, tipologías estructurales en edificaciones de hormigón armado y los criterios normativos de diseño establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015). Esta información se respalda con bibliografía técnica y artículos científicos actuales relacionados con la evaluación estructural ante sismos.

El Capítulo III presenta la metodología empleada para realizar el análisis estructural del mercado municipal, incluyendo el modelado de la edificación en el software ETABS, así como la aplicación del análisis estático lineal y dinámico modal espectral. También se detallan los parámetros sísmicos, hipótesis de diseño, combinaciones de carga y criterios de evaluación estructural.

El Capítulo IV muestra los resultados obtenidos del análisis estructural, interpretando el comportamiento de la edificación ante cargas sísmicas. Se identifican zonas críticas de la estructura, se evalúan desplazamientos, esfuerzos y derivas, y finalmente se proponen recomendaciones técnicas para mejorar la seguridad sismorresistente del mercado, garantizando su desempeño según la normativa vigente.

1. CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Antecedentes (Línea base del proyecto)

1.1.1. Situación turística y social.

El cantón Camilo Ponce Enríquez ha visto un crecimiento significativo en el sector turístico durante las últimas dos décadas, consolidándose como uno de los ámbitos más prometedores para el desarrollo e inversión. Este crecimiento se debe en gran medida al aumento constante de personas que buscan opciones de recreación y esparcimiento durante su tiempo libre. Además, el impulso de campañas promocionales para viajes a Ecuador, especialmente durante los feriados nacionales que extienden los fines de semana, ha incrementado notablemente la demanda turística en la región, la siguiente tabla presenta actividades turísticas.

Tabla 1. Actividades turísticas

CATEGORÍA	TIPO	SUBTIPO	ATRÁCTIVOS
Atractivos naturales	Ríos		Iñan
			Gala
			Juntas
			Blanco
			Chico
			Samán
	Caídas de agua	Cascadas	El Charro
			Don Quia
	Fenómenos espeleológicos	Cuevas	En Luz y Guía Piedra Lagarto
	Aguas medicinales	Aguas termales	Luz y Guía
Manifestaciones culturales	Históricos	Fortaleza	Patahuasi
			Capilloloma
		Talas	Florida
	Realizaciones técnicas	Explotaciones mineras	San Gerardo
			Bella Rica
	Etnografías	Medicina tradicional	Curas de mal de ojo; gripes; colerín; curas del espanto
Folklore	Manifestaciones religiosas		Fiesta de la virgen de Natividad
			Fiesta de la Virgen del Cisne
			Fiesta de aniversario de cantonización

	Danza	Folklórica	Shumiral
	Música	Folklórica	Osallama
	Deportes		
	Gastronomía		Cuy asado
			Caldo de gallina criolla
			Bolones de verde
			Alitas asadas Canelazo

Fuente: PDOT, 2015-2030

1.1.2. Educación y salud.

El Ministerio de Educación implementa políticas generales en todo el país, delegando la supervisión y el control educativo a cada provincia. En el cantón Camilo Ponce Enríquez, esta labor se realiza en coordinación con los gobiernos autónomos descentralizados cantonales, conforme a lo estipulado en el Código Orgánico de Organización Territorial, Autonomías y Descentralización (COOTAD). Esto incluye el mantenimiento de la infraestructura física y de los equipos educativos a nivel cantonal, asegurando que las instalaciones sean adecuadas y seguras para los estudiantes.

Esta competencia municipal está orientada a alcanzar el desarrollo y mejoramiento integral de la educación en el cantón. Para ello, se ha establecido una legislación que contempla la cesión obligatoria de suelo para fines de equipamiento educativo, la determinación de las reservas de suelo necesarias e incluso la donación de terrenos de propiedad municipal para estos fines. Estas medidas buscan asegurar que las instituciones educativas cuenten con los recursos y el espacio necesarios para su correcto funcionamiento y crecimiento, promoviendo así una educación de calidad y accesible para todos los habitantes del cantón.

La salud, definida por la OMS como bienestar físico y social, es influenciada por el entorno según la OPS. En Ecuador, el COOTAD asigna a los Gobiernos Autónomos Descentralizados cantonales la responsabilidad de infraestructura de salud. A nivel nacional, el gobierno central lidera políticas y rectoría en salud y educación, promoviendo la colaboración con gobiernos locales. En 2019, un acuerdo reorganizó la administración pública, incluyendo fusiones como la dirección distrital 01D07 de Camilo Ponce Enríquez con el 01D03 de Santa Isabel, bajo la coordinación zonal 6 Cuenca. En la siguiente tabla se detalla los establecimientos de centros de salud.(PDOT CPE 2020-2032, 2020)

1.1.3. Ordenamiento territorial del gobierno autónomo descentralizado municipal de Camilo Ponce Enríquez.

En PDOT de Camilo Ponce Enríquez, el ordenamiento territorial se define como el proceso de planificación y gestión del uso del suelo y la organización del espacio físico, con el objetivo de promover un desarrollo equilibrado y sostenible. Este proceso implica la regulación y distribución de actividades humanas y económicas en el territorio, considerando aspectos ambientales, sociales y económicos para mejorar la calidad de vida de la población y proteger los recursos naturales.

1.1.4. Hidrografía.

La hidrografía de Camilo Ponce Enríquez es muy significativa, el territorio ocupa parte de las tres cuencas hidrográficas independientes, río Gala, río Tenguel y río Siete, que van en forma paralela hasta el océano Pacífico, en el Golfo de Guayaquil, del cual son tributarias.

Cinco cuencas hidrográficas de importancia dentro del territorio cantonal, todas presentan diferentes niveles de contaminación y degradación debido a actividades mineras mal realizadas, incremento de frontera agropecuaria, inadecuada gestión de residuos sólidos y líquidos.

1.1.5. Topografía.

En el PDOT el territorio de Camilo Ponce Enríquez presenta una topografía variada. En la parte baja, donde se ubican las comunidades con mayor población, la topografía es regular. En contraste, otras áreas del territorio son topográficamente irregulares, con pendientes pronunciadas, albergando comunidades que poseen paisajes naturales de interés turístico. Las altitudes en el cantón fluctúan desde los 43 metros sobre el nivel del mar en la cabecera cantonal, hasta los 3680 metros sobre el nivel del mar en su punto más alto, en la comunidad de Pichilcay.

El cantón cuenta con cinco importantes cuencas hidrográficas, que se desprenden de forma paralela desde la cordillera de los Andes hasta desembocar en el Océano Pacífico y el Golfo de Guayaquil. Estos ríos son: Río Jagua, Río Balao, Río Gala, Río Tenguel y Río Siete.

1.1.6. Uso de suelos.

Al realizar el análisis de cambio de uso de suelos entre los años 1990 a 2018 (28 años), se tiene que se ha deforestado en el cantón 7.841,9 ha, al realizar una media de deforestación se tiene que, promedio al año se deforestan 280,06 ha por año.

1.1.7. Geología.

Camilo Ponce Enríquez, presenta las siguientes formaciones geológicas dentro de su territorio:

Tabla 2. Formaciones geológicas dentro del cantón Camilo Ponce Enríquez

FORMACIÓN	SUPERFICIE (HA)	PORCETAJE (%)
F. Piñón	37575.65	58.91
Sin formación	19345.28	30.33
Volcánicos Saraguro	6614.91	10.37
F. Tarqui	149.8	0.23
Rocas Metamórficas	103.6	0.16

Fuente: MAGAP, 2005

Como se observa en la tabla anterior, la Formación Piñón es la dominante dentro del cantón, seguida por los Volcánicos Saraguro como las formaciones más importantes. Es relevante mencionar que un 30,33% del territorio no contiene formaciones específicas (Sin Formación); en su lugar, está compuesto por un mosaico de rocas graníticas, terrazas aluviales, depósitos aluviales de ríos, cornubianitas diferenciadas, rocas graníticas no diferenciadas, entre otras.

1.1.8. Amenaza sísmica.

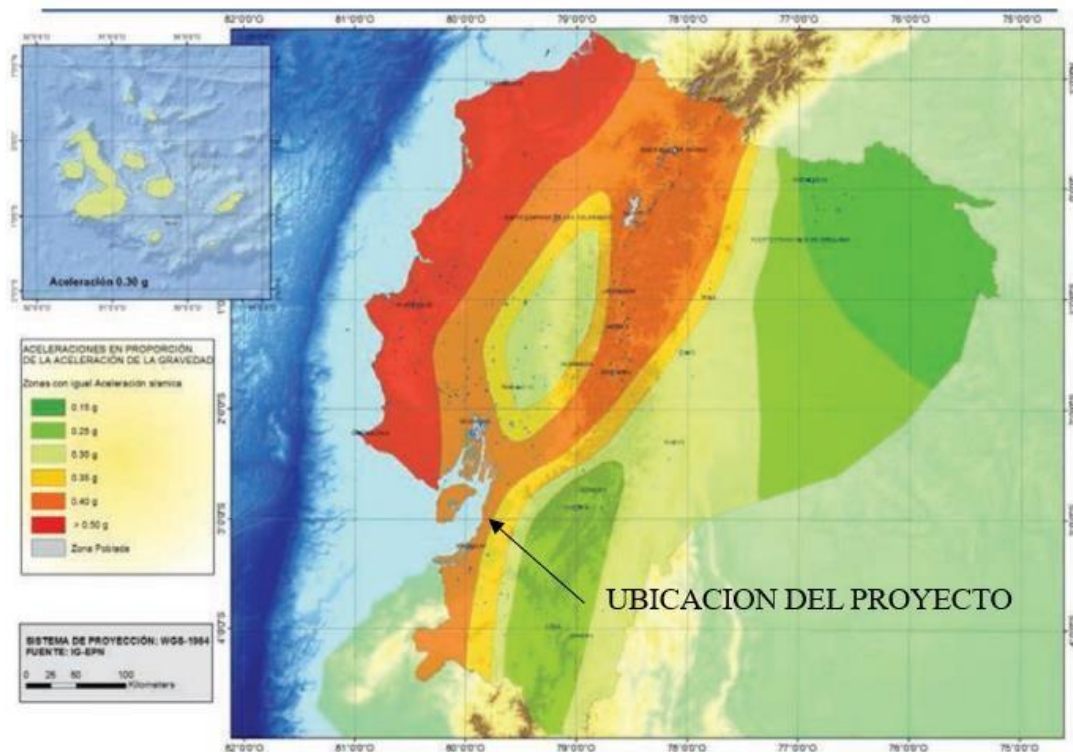
El análisis de vulnerabilidad se realiza mediante funciones de vulnerabilidad o fragilidad, que relacionan probabilísticamente una medida de intensidad sísmica con el daño en las edificaciones, incluyendo las posibles pérdidas humanas y materiales. Ecuador se encuentra en una zona de alto peligro sísmico, como se evidencia en la NEC-SE-DS. La vulnerabilidad de muchas edificaciones es alta debido a su ubicación en ciudades con alta peligrosidad sísmica como Quito, Guayaquil y otras ciudades costeras.

Una mejor estimación del riesgo sísmico es crucial para minimizar la pérdida de vidas, daños a la propiedad y trastornos sociales y económicos. Presentar de manera relevante y

transparente el riesgo sísmico es fundamental para desarrollar mejores códigos de construcción, planes de respuesta de emergencia, protección de infraestructuras críticas, planeamiento del uso del suelo para un desarrollo sostenible y estrategias de contratación de seguros. (NEC, 2015)

En la ilustración 1 se observa que Ecuador se encuentra ubicado en una zona de alto peligro sísmico.

Ilustración 1: Zonificación sísmica



Fuente: NEC Peligro sísmico diseño sismorresistente

1.1.9. Fallas geológicas.

En la comunidad La Fortuna ubicada en el cantón Camilo Ponce Enríquez de la provincia del Azuay al sur del Ecuador se reportó un deslizamiento de roca y suelo que generó un talud de 40 m de alto y 20 m de ancho. El mayor condicionante para este deslizamiento fue el alto grado de fractura miento del macizo rocoso que formó cuñas y deslizamiento ortogonal favorables a la caída de material. (Calderón, 2023)

1.1.10. Riesgos hidrológicos

La amenaza se define como la probabilidad de ocurrencia de un fenómeno, determinada mediante el periodo de intermitencia de caudales y los niveles más altos de dicha amenaza. De acuerdo con la información del Sistema Nacional de Información (SNI), la

amenaza de inundaciones en el cantón Camilo Ponce Enríquez prevalece en mayor porcentaje en los centros poblados de las zonas bajas y en menor proporción en las zonas medias y altas. La intensidad de la amenaza se fundamenta en las condiciones físicas locales de la topografía inundable.(PDOT CPE 2020-2032, 2020).

1.2. Descripción de la situación problemática.

1.2.1. Descripción de la situación problemática (Causas y efectos)

En la localidad de Camilo Ponce Enríquez se presenta un problema crítico en el ámbito de la infraestructura pública debido a la ausencia de criterios de diseño y normas de construcción adecuados que aseguren la sismorresistencia en los edificios públicos. Esta deficiencia pone en riesgo la seguridad de los habitantes y usuarios de estas edificaciones, exponiéndolos a peligros significativos en caso de actividad sísmica, son las posibilidades de alcanzar pérdidas significativas en un periodo de tiempo determinado.(Kassem, 2020)

En Camilo Ponce Enríquez, la construcción de edificios públicos sismorresistentes se ve severamente afectada por las limitaciones presupuestarias del Gobierno Autónomo Descentralizado (GAD). Esta situación no solo compromete la capacidad inicial de construir sistemas estructurales adecuados, sino también la capacidad de mantener los sistemas ya existentes. Esta falta de inversión en infraestructura segura no solo genera una inseguridad estructural significativa, sino que también obliga al sector privado a tomar medidas drásticas, como la clausura de servicios vitales en educación, salud y gestión municipal después de un evento sísmico.

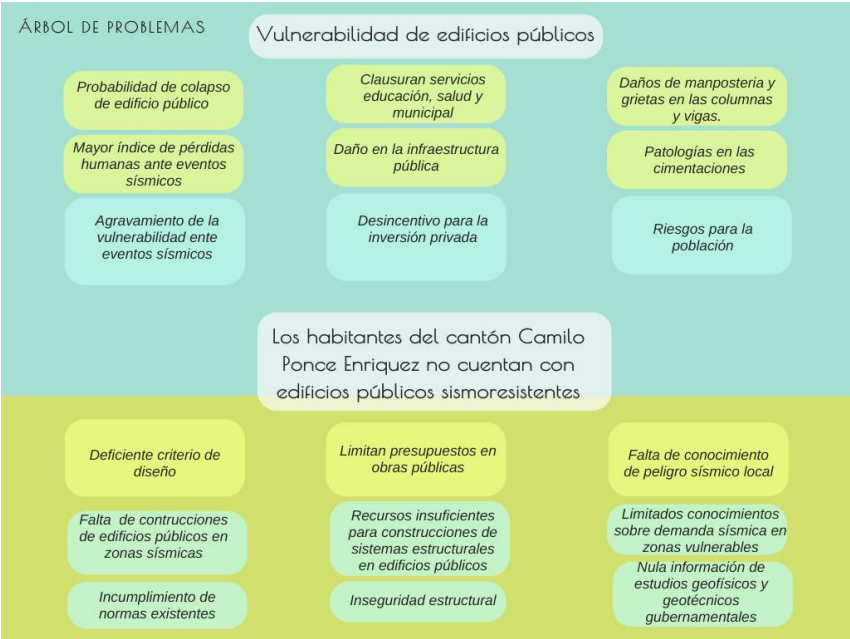
La falta de conocimiento del peligro sísmico local entre los edificios que carecen de diseño sismorresistente. Esta situación se agrava por la limitada realización de estudios geofísicos y geotécnicos por parte del gobierno local, que son fundamentales para entender las características geológicas y geotécnicas del área. La ausencia de esta información crítica dificulta la evaluación precisa del riesgo sísmico específico en la comunidad, obstaculizando la implementación de medidas adecuadas de mitigación y preparación para eventos sísmicos.

Actualmente, el GAD tiene en proyecto la construcción de importantes infraestructuras como un hospital, un estadio y un puente que conectará los barrios Tres de Noviembre y 9 de mayo. Ante esta iniciativa, se reconoce la necesidad imperiosa de realizar

evaluaciones detalladas sismorresistentes para garantizar la seguridad estructural de estas edificaciones frente a posibles eventos sísmico.

1.2.2. Árbol de problemas (causas y efectos).

Ilustración 2: Árbol de problemas



Fuente: Autor

1.2.3. Árbol de medio y fines

Ilustración 3: Árbol de medio y fines



Fuente: Autor

1.3. Formulación del problema.

1.3.1. Problema

¿Por qué los habitantes del cantón Camilo Ponce Enríquez carecen de edificios públicos sismorresistentes?

1.3.2. Problemas secundarios

¿Cuáles son los métodos para un estudio técnicos de edificios públicos sismorresistentes que permita una seguridad estructural en el cantón Camilo Ponce Enríquez?

¿Cuál es la condición estructural del mercado municipal?

¿Cuáles son las alternativas disponibles para mejorar la inseguridad estructural del edificio público del mercado municipal en Camilo Ponce Enríquez?

1.4. Delimitación del objeto de estudio

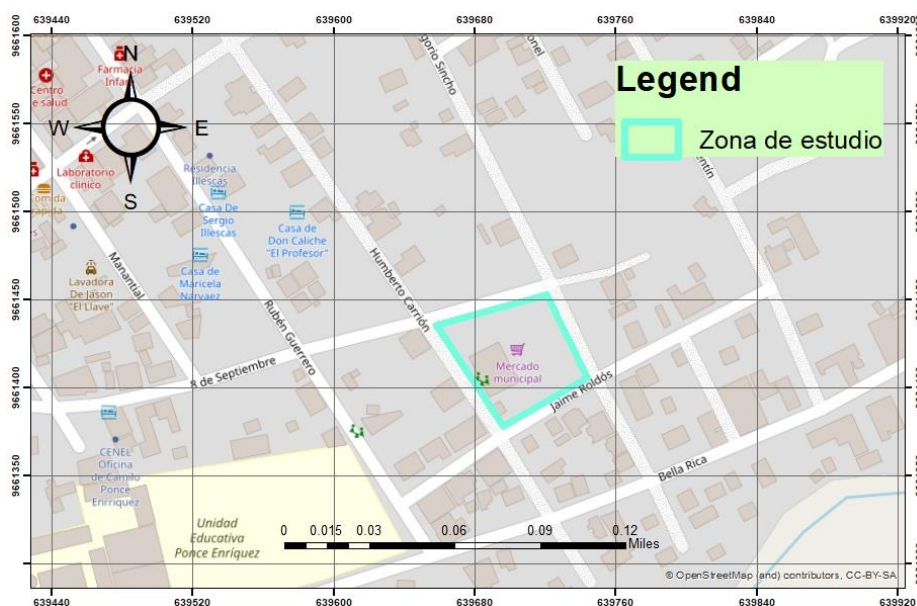
Camilo Ponce Enríquez es un cantón de la provincia de Azuay, Ecuador. Se encuentra en la región litoral de la provincia a 3 horas de la ciudad de Cuenca (Ecuador).

Tabla 3. Ubicación del cantón Camilo Ponce Enríquez

Latitud	3°03'00"S
Longitud	79°44'00"O
Elevación	11 msnm

Fuente: Google Earth

Ilustración 4: Ubicación geográfica del cantón Camilo Ponce Enríquez, mercado municipal.



Fuente: Autor

1.5. Justificación

El presente trabajo se fundamenta en la revisión exhaustiva de artículos científicos, así como en la consulta de bases de datos y documentos publicados en la web del cantón Camilo Ponce Enríquez. Estas fuentes han sido cruciales para sustentar y justificar la información obtenida en relación con el estudio sismorresistente en edificaciones.

Camilo Ponce Enríquez, como cabecera cantonal y con un creciente índice poblacional, enfrenta desafíos significativos en cuanto a la planificación y la infraestructura pública. Según el Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial (PDOT CPE 2020-2032, 2020), la falta de edificios públicos adecuados ha generado problemas de congestión, especialmente notable dado el aumento de residentes, incluyendo una proporción considerable de personas de la tercera edad.

Además, en el sector público se observa una notable carencia de personal especializado en el diseño y la ingeniería estructural. Esta situación subraya la necesidad urgente de fortalecer las capacidades técnicas dentro de las entidades gubernamentales para abordar eficazmente los desafíos de desarrollo urbano y sismorresistente en la zona.

El propósito fundamental de este estudio sismorresistente radica en mitigar los daños estructurales y prevenir pérdidas humanas mediante la aplicación rigurosa de normativas existentes. La implementación de medidas adecuadas de diseño sísmico no solo busca

asegurar la estabilidad de los edificios públicos en Camilo Ponce Enríquez, sino también cumplir con los estándares requeridos para garantizar la seguridad de sus habitantes. Este trabajo de investigación se justifica como parte integral de la obtención del título de ingeniería civil

1.6. Objetivos

1.6.1. Objetivo general

Evaluar un estudio de edificaciones sismorresistentes basado en el peligro sísmico y las normas de construcción vigentes, mediante la aplicación de normas técnicas y experimentales, que permita asegurar la estabilidad del edificio público del Mercado Municipal en Camilo Ponce Enríquez.

1.6.2. Objetivos específicos.

Investigar las técnicas de edificaciones sismorresistentes mediante una revisión bibliográfica exhaustiva, con el fin de realizar un estudio adecuado sismorresistente del Mercado Municipal en Camilo Ponce Enríquez.

Analizar las condiciones actuales del edificio mediante la aplicación de normas técnicas y experimentales del Mercado Municipal Camilo Ponce Enríquez.

Definir métodos que permita la estabilidad del edificio Mercado Municipal Camilo Ponce Enríquez.

2. CAPITULO II MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes contextuales

2.1.1. Macro

En Malasia se llevó a cabo un examen visual rápido que los investigadores utilizan para obtener información sobre la vulnerabilidad sísmica de los edificios. Se analizaron 500 edificios situados en el norte y este de George Town, utilizando el método FEMA-154 (2002) adaptado para el contexto local. El estudio reveló que el 90% de los edificios requiere un análisis más detallado para determinar con precisión su vulnerabilidad, lo que indica que presentan un riesgo sustancial y podrían poner en peligro la vida de sus ocupantes.(Kassem & Moustafa Moufid Beddu, 2021)

Para la evaluación de un edificio sismorresistente de una nave industrial de acero en Italia, Roberto Tartaglia realizó un análisis no lineal utilizando los datos obtenidos de la aceleración del suelo, que es de 0.238, y la topografía del terreno. Los resultados indicaron que las juntas tienen hasta un 4% de rango elástico al rotar, lo que asegura que la estructura presenta un comportamiento dúctil. Esto permite dotar a toda la estructura de suficiente rigidez elástica y resistencia frente a acciones sísmicas y eólicas. (Tartaglia, 2022)

En Indonesia se realizó un estudio de la vulnerabilidad sísmica de edificios regulares e irregulares de dos y tres pisos, utilizando el modelado de elementos finitos. Se aplicó el análisis modal en ambos programas, SAP2000 y STERA 3D, y los resultados no variaron significativamente entre los dos. A través del análisis de las curvas de pushover, se determinó que el edificio de dos pisos es más rígido que el de tres pisos. Además, se concluyó que no es posible aumentar ningún piso en ninguno de los edificios, ya que esto los haría vulnerables a los terremotos.(Paudel, 2024)

El comportamiento sísmico de un edificio de nueve pisos de hormigón armado con sistema dual se estudió en profundidad mediante análisis estáticos no lineales detallados (pushover) y análisis dinámicos no lineales. Ubicado en Rumania y cumpliendo con los Eurocódigos, el estudio reveló que, bajo las cargas sísmicas prescritas, el edificio oscila entre daño insignificante y leve, cumpliendo con los límites de derivas y torsión.(Arif, 2023)

2.1.2. Meso

En la ciudad de Talcahuano, Chile, se propuso un modelo de evaluación de vulnerabilidad para el comportamiento sísmico y la vulnerabilidad a tsunamis, motivado por los efectos devastadores del terremoto y tsunami del Maule en 2010. Se recopilieron datos geológicos y sísmicos para identificar las zonas con mayor riesgo de terremotos y tsunamis. Se utilizaron mapas de peligrosidad sísmica y modelos de inundación por tsunamis para delinear estas áreas de riesgo.

Para el análisis estructural, se aplicaron diversos métodos utilizando software de modelado y simulación. Entre ellos, ETABS, empleado para el análisis y diseño de edificios, y SAP2000, utilizado para el análisis estructural detallado. Además, ArcGIS fue fundamental para el análisis espacial y la visualización de datos geográficos relacionados con la vulnerabilidad sísmica y costera.

HAZUS, una herramienta desarrollada por FEMA para la estimación de pérdidas por desastres naturales, incluidos terremotos y tsunamis, se utilizó en este estudio para modelar escenarios de impacto y estimar las posibles pérdidas económicas y humanas. OpenSees, una plataforma de simulación abierta permitió modelar la respuesta sísmica de las estructuras, ofreciendo una visión detallada de su comportamiento ante eventos sísmicos.

Los resultados de este estudio proporcionaron a los investigadores una base sólida para la formulación de políticas y estrategias destinadas a mejorar la resiliencia de las infraestructuras y proteger a las comunidades de los peligros sísmicos y costeros en Chile. Estas estrategias incluyen la actualización de códigos de construcción, la implementación de programas de reforzamiento estructural y la mejora de los sistemas de alerta temprana y planes de evacuación.(Quiñones-bustos, 2021)

En Miraflores, Lima, Perú, los edificios escolares no han tenido un buen desempeño ante eventos sísmicos. Se llevó a cabo un estudio en un edificio escolar típico, en el cual se recolectaron datos y se realizó un modelado y análisis lineal y no lineal para evaluar la respuesta del edificio bajo diferentes escenarios sísmicos, utilizando los programas ETABS, SAP2000 y OpenSees.

Los resultados del análisis sísmico indicaron un desplazamiento de 12 cm bajo un sismo de diseño, superando los límites permitidos. Además, se encontró que las columnas y vigas principales excedieron la capacidad de diseño en un 30% en varios puntos críticos del edificio. Las curvas de fragilidad mostraron que, para un sismo con una aceleración máxima del suelo (PGA) de 0.4g, la probabilidad de daño moderado era del 70%, mientras que la probabilidad de daño severo era del 40%. Las frecuencias de daños revelaron que el 50% de las conexiones entre vigas y columnas no cumplían con los requisitos de diseño sísmico moderno, lo que incrementaba significativamente la vulnerabilidad del edificio.(Cardenas, 2021)

En el noreste de Brasil se realizó un estudio enfocado en la evaluación de la fragilidad sísmica de puentes típicos. Se seleccionaron varios puentes representativos de la región, considerando diferentes diseños estructurales y condiciones geotécnicas. Se utilizó el software SAP2000 para crear modelos tridimensionales detallados de los puentes, y para los análisis dinámicos no lineales se empleó OpenSees para simular su comportamiento. Se generaron curvas de fragilidad para cada puente. Los resultados mostraron que el puente de hormigón armado de dos vanos tiene una probabilidad de daño moderado del 35% y daño severo del 20% para un sismo de magnitud 6.0. El puente de acero con estribos de hormigón presenta una probabilidad de daño moderado del 45% y daño severo del 30% para la misma magnitud. El puente de hormigón pretensado de tres vanos tiene una probabilidad de daño moderado del 25% y daño severo del 15% para un sismo de magnitud 6.0. Se concluyó que el puente de acero es el más susceptible a daños severos en comparación con los puentes de hormigón.(Cavalcante, 2022)

Se realizó un estudio centrado en evaluar el desempeño sísmico de un edificio de concreto reforzado en Chile que sufrió daños durante el terremoto de magnitud 8.8. Se recopilaron datos del edificio, incluyendo planos, propiedades de los materiales y daños observados. Se utilizó el software ETABS para crear un modelo tridimensional del edificio, incorporando las propiedades exactas de los materiales y las cargas. Para el análisis estático no lineal (pushover) y el análisis dinámico no lineal se empleó Perform-3D, registrando el evento sísmico Mw8.8, un sismo histórico relevante en Chile. Los resultados mostraron que el desplazamiento máximo en la parte superior

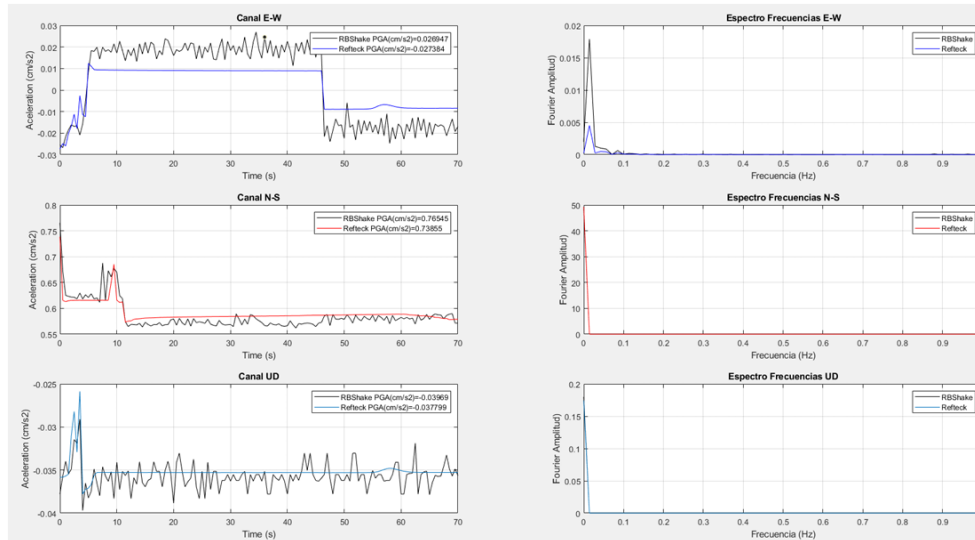
del edificio fue de 45 cm, y la deriva interpiso alcanzó el 2.5% en los pisos superiores. En cuanto a los niveles de daño, se observó daño moderado en el 60% de las columnas y en el 75% de las paredes de cortante, mientras que el daño severo afectó al 25% de las columnas y al 20% de las paredes de cortante, superando los límites establecidos por las normas de construcción chilenas.(Suquillo, 2024)

2.1.3. Micro

En la ciudad de Quito se implementó el proyecto SARA, el cual se enfoca en los temas de riesgo, exposición, vulnerabilidad física y socioeconómica en América del Sur, abarcando países como Chile, Venezuela, Colombia y Ecuador. Este proyecto proporciona una metodología para estimar el riesgo físico ante un sismo, clasificando la vulnerabilidad en tres niveles. Para ello, se realizaron 114 modelaciones no lineales distribuidas en cuatro tipologías: curva de capacidad con el método de fibras, rigidez equivalente de muros, mecanismo de disipación de energía mediante plastificación concentrada, y el comportamiento del pórtico como un ensamblaje de celdas celosías. Estas modelaciones se utilizaron para simular un escenario sísmico con un periodo de retorno de 475 años y un suelo tipo C. Los resultados indicaron que más del 80% de las estructuras presentan daños moderados a graves, aunque no se observó colapso estructural. Sin embargo, las pérdidas económicas pueden ser significativas, llegando incluso a la pérdida total.(Cunalata, 2022)

En el edificio del campus de posgrado La Estancia de la Universidad Católica de Cuenca, ubicado en la provincia del Azuay, con un factor sísmico Z de 0.25g, se realizó un monitoreo estructural. El edificio, de dos pisos con una altura aproximada de 5.70 metros, cuenta con un sistema aporticado metálico y un factor de importancia de 1.3. Para este estudio, se utilizó un sismógrafo Raspberry Shake RS4D de banda ancha, desarrollado con tecnología Raspberry Pi 3 y acelerómetros triaxiales tipo MPU 6050, que permite evaluar tanto la frecuencia de la estructura como el periodo del suelo. El registro de datos se llevó a cabo durante 15 días, obteniendo una magnitud sísmica de 4.67, una frecuencia promedio de 2.43 Hz y un periodo promedio de 0.41 segundos. En el canal NS, la frecuencia fue de 4.6 Hz con un periodo de 0.21 segundos, mientras que el pico en el canal EW fue de 4.92 Hz con un periodo de 0.20 segundos. Se observaron variaciones significativas en los resultados, como se muestra en la imagen a continuación.(Norma Fernanda López, 2021)

Ilustración 5: Comparación de la señal registrada por sismógrafo Rasp Berry Shake RS4D y el sismómetro de banda ancha bajo la misma excitación provocada por el vibrador de motor de hormigón.



Fuente: Structural health monitoring of the “La Estancia” building of the Catholic University of Cuenca

En Girón, se llevó a cabo una investigación para evaluar la vulnerabilidad sísmica de una edificación de hormigón armado construida en 1983, ubicada en una falla geológica con suelo tipo C. Vinicio Pando-Guamán utilizó el análisis estático no lineal y el análisis pushover para determinar el desempeño de la estructura frente a diferentes niveles de amenazas sísmicas. Los resultados indicaron que, para un sismo poco frecuente, la edificación está propensa al colapso. Esta conclusión es consistente con las recomendaciones de la FEMA 154, que establece que las estructuras construidas antes de 1985 no cumplen con los requisitos de resistencia sísmica adecuados. (Vinicio Pando-Guamán, 2022)

Se realizaron pruebas de modelos dinámicos y vibración ambiental en una estructura construida entre 1950 y 1960, ubicada en Baños, Cantón Cuenca, Provincia del Azuay. Esta edificación, que presenta muros de mampostería, fue evaluada con el objetivo de comparar los resultados de la predicción de daño. Los análisis dinámicos se llevaron a cabo utilizando el software SAP2000, revelando un desplazamiento máximo de 7 cm tanto en el sentido X como en el sentido Y. Este desplazamiento está relacionado con la altura del edificio, que es de 26.03 metros. La relación de deriva de piso obtenida es de

0.005, lo cual se encuentra dentro del nivel de servicio de seguridad de vida. (Huiñisaca Quishpe, 2023)

2.2. Antecedentes conceptuales

Evento sísmico

Los sismos son eventos naturales a razón de liberación de energía entre placas tectónicas, que causan grandes estragos en estructuras y son capaces de provocar el derrocamiento de muchas edificaciones urbanas, además de la alteración de la zona natural. (Ávila Barrientos, 2021)

Estructura sismorresistente

Según, (Zhong, 2022) se centra en minimizar daños estructurales y la estructura se vuelve a centrar después de un evento sísmico, lo cual es crucial para mantener la integridad estructural durante y después de un terremoto

Peligro sísmico

Se refiere a la evaluación probabilística de la intensidad de los movimientos sísmicos que un sitio específico podría experimentar en un período dado.(M. C. Gerstenberger, 2020)

Desempeño sísmico

La eficiencia de conservar un desempeño sísmico en las edificaciones es crucial a la hora del diseño, ya que deben ser capaces de resistir eventos sísmicos importantes y no sufrir daños considerables que afecten la integridad estructural. (Martínez Reyes & Nungaray Pérez, 2019)

Periodo fundamental de vibración

La importancia del periodo fundamental de vibración en las edificaciones es necesaria para el diseño y análisis estructural. Actualmente existen diferentes metodologías para su determinación a razón de ecuaciones analíticas de acuerdo con parámetros estructurales fijos. (Karampinis et al., 2024)

Análisis estático

Este artículo (Chen Wang a, 2022) se refiere a la evaluación de la respuesta de estructuras bajo la influencia de cargas que no varían con el tiempo, como cargas muertas (peso propio de la estructura), cargas vivas (personas, muebles), y otras cargas permanentes. Este análisis se realiza utilizando principios de equilibrio estático y métodos matemáticos para prever cómo una estructura soportará estas cargas y para garantizar que la estructura sea segura y estable.

Análisis dinámico

Según (Yi Sui, 2023) se refiere a la evaluación detallada y cuantitativa de cómo una estructura responde a las cargas dinámicas generadas por eventos sísmicos.

Derivas de piso

La revisión y correcto análisis de las derivas de entre piso, es un tema muy importante en la estabilidad y capacidad estructural, para brindar seguridad a la edificación. (Peng, 2023)

Comportamiento elástico

Comúnmente el daño estructural se asocia con el comportamiento plásticos de una estructura, es decir, que sobre paso la zona elástica, que es donde la edificación presenta deformaciones menores y pero sin ser irreversible, por lo tanto, es importante procurar tener un comportamiento elástico que de entrada a la plasticidad para garantizar un derroque total.(Jesús Carrera, 2019)

Demanda de derivas

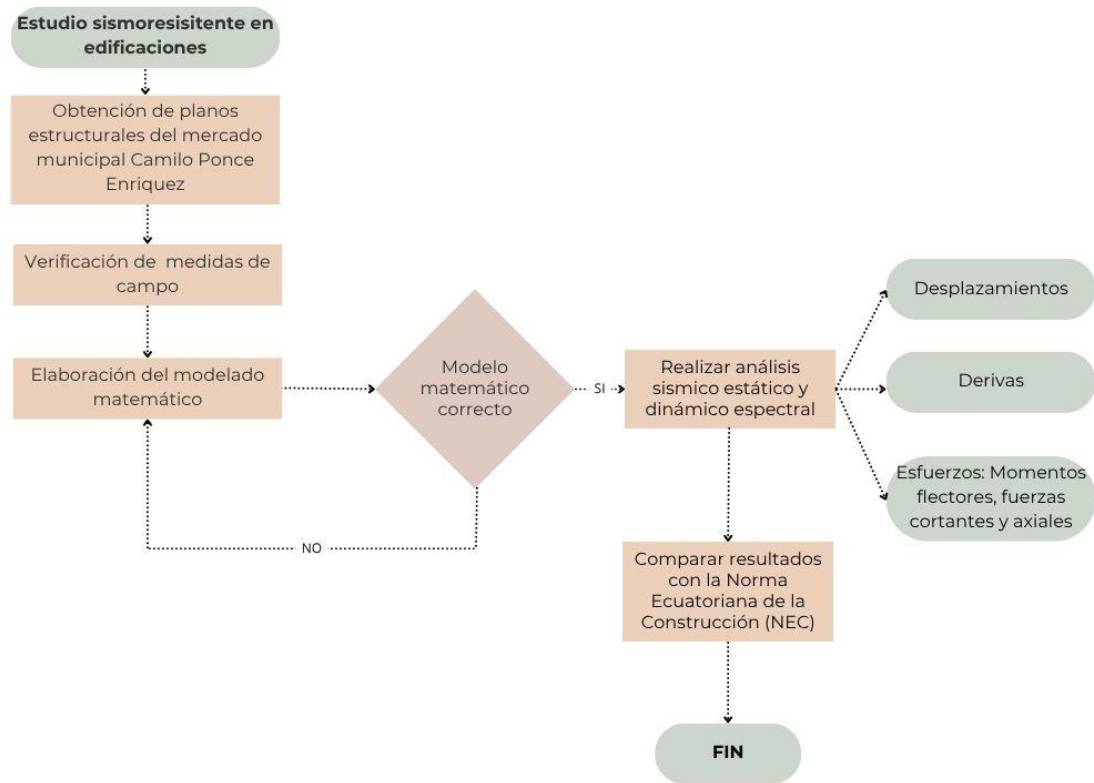
Representa la cantidad de desplazamiento relativo entre dos pisos consecutivos de una edificación durante un sismo. Evaluar este parámetro con precisión es esencial para garantizar que la estructura pueda resistir movimientos laterales sin comprometer su estabilidad ni seguridad, especialmente durante eventos sísmicos importantes.(Junda, 2023)

2.3. Antecedentes referenciales

Para evaluar la condición de los edificios, se realiza una inspección visual y se revisan los planos estructurales existentes. Este artículo estudia un proceso de evaluación estructural utilizando software especializado, aplicando análisis estático, dinámico lineal y no lineal. Los resultados obtenidos son favorables y proporcionan información clave sobre deformaciones y desempeño sísmico. A partir de estos resultados, se implementan técnicas específicas para la reducción de daños, mejorando así la resiliencia estructural del edificio.(Mangeshkumar R. Shendkar, 2021)

3. CAPITULO 3: METODOLOGÍA

Ilustración 6: Diagrama de flujo



Fuente: Autor

3.1. Modalidad básica de investigación

La presente investigación adopta un enfoque cuantitativo, ya que se sustenta en el análisis numérico del comportamiento sísmico de una edificación existente. A través del uso de herramientas de modelado computacional, se representa la estructura con base en sus características reales: configuración estructural, dimensiones de elementos como columnas, vigas y losas, propiedades mecánicas de los materiales y condiciones de carga.

Este enfoque permite evaluar de manera objetiva la respuesta de la estructura frente a cargas sísmicas, mediante el uso de procedimientos definidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015). El análisis estructural contempla tanto la evaluación de derivas como el desempeño global de la edificación bajo distintos escenarios sísmicos, permitiendo así obtener resultados confiables.

3.2. Tipo de investigación

3.2.1. Documental

Se realizó una revisión basada exclusivamente en artículos científicos relacionados con edificaciones, enfocándose en el análisis estructural y en la aplicación de normas técnicas y códigos constructivos.

3.2.2. Descriptiva

Esta fase se centra en el análisis general de la estructura existente, compuesta por dos bloques de dos pisos cada uno, conformados por pórticos de concreto armado. Se detallarán las características geométricas de los elementos principales, como columnas y vigas, así como las propiedades mecánicas de los materiales: concreto con resistencia $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ y acero de refuerzo con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

También se establecerá el criterio normativo para el análisis estructural, basándose en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015), lo cual permitirá definir las condiciones de carga y los parámetros sísmicos necesarios. Esta descripción será la base para el desarrollo del modelo estructural y su posterior evaluación sísmica.

3.2.3. Experimental

Con el desarrollo del modelo computacional tridimensional de la estructura utilizando el software ETABS. En esta fase se ingresarán las propiedades físicas y mecánicas obtenidas en la parte descriptiva, junto con las cargas gravitacionales y sísmicas definidas según la normativa vigente.

Se llevará a cabo un análisis lineal estático y un análisis dinámico modal espectral, con el fin de evaluar el desempeño sísmico de la edificación. A través de los resultados obtenidos se verificará el comportamiento estructural, haciendo énfasis en la revisión de derivas, desplazamientos y esfuerzos internos, lo cual permitirá emitir criterios sobre la capacidad sismorresistente de la estructura.

3.3. Objeto de estudio

El objeto de estudio corresponde a una edificación compuesta por dos bloques estructurales independientes de dos niveles cada uno, conformados por sistemas a porticados de hormigón armado. Ambos bloques están separados por una junta sísmica de 0.25 metros, lo que permite un comportamiento estructural autónomo ante cargas

laterales. La construcción tiene una altura total de 8.5 metros y se localiza en el cantón Camilo Ponce Enríquez, provincia del Azuay, Ecuador.

3.4. Descripción de la población y muestra

La población está orientada a la edificación que está ubicada en Camilo Ponce Enríquez, y la muestra se enfoca en edificios públicos, se presentaran en el modelado.

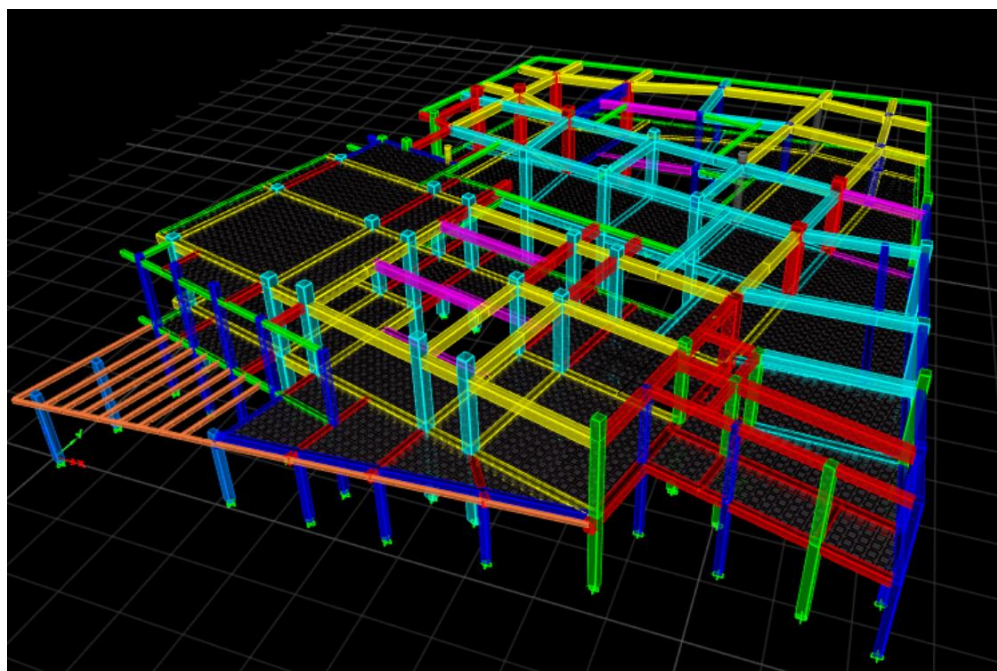
3.5. Evaluación de la estructura

La evaluación de la estructura principal es esencial, ya que define el comportamiento durante el análisis estructural de un edificio. En este proceso, se emplearán dos enfoques: el análisis estático lineal y el análisis dinámico modal espectral.

3.6. Metodología para la modelación de la estructura

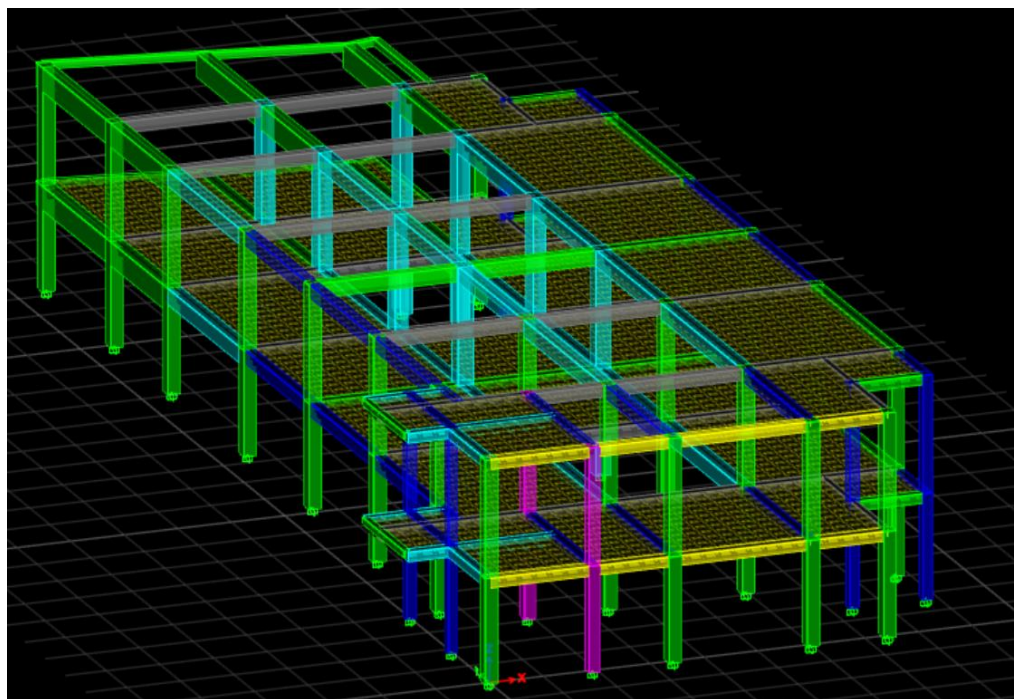
La modelación de la estructura requiere considerar aspectos clave, como el análisis del suelo, los planos estructurales y arquitectónicos, además de identificar las dimensiones de los elementos estructurales, como vigas, columnas y losas. También es fundamental verificar la resistencia del concreto y realizar inspecciones en campo para corroborar que las dimensiones observadas coincidan con las especificadas en los planos.

Ilustración 7: Bloque 1 sin cubierta



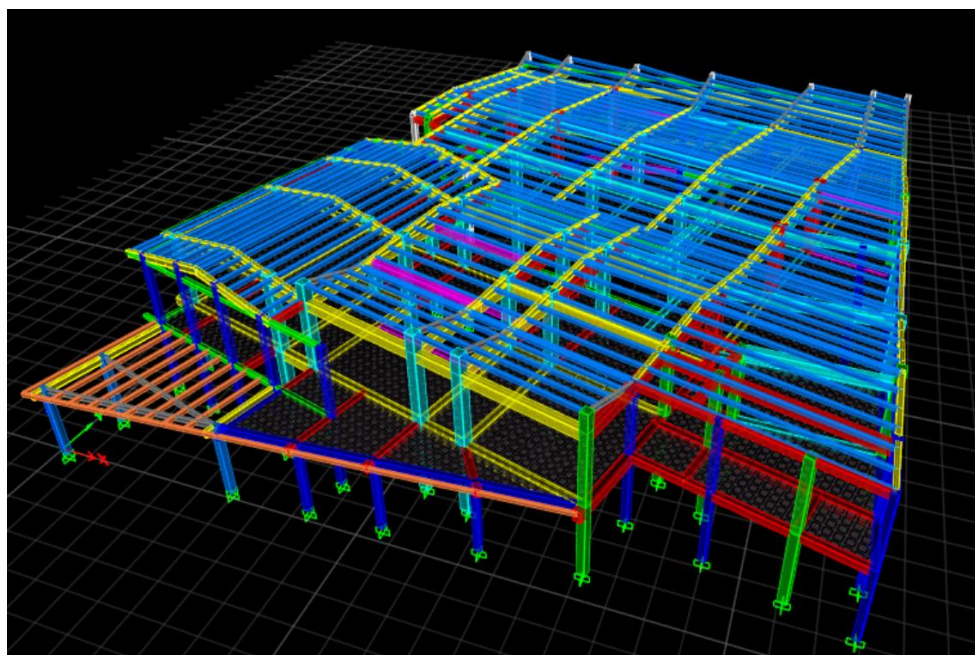
Fuente: Autor

Ilustración 8: Bloque 2 sin cubierta



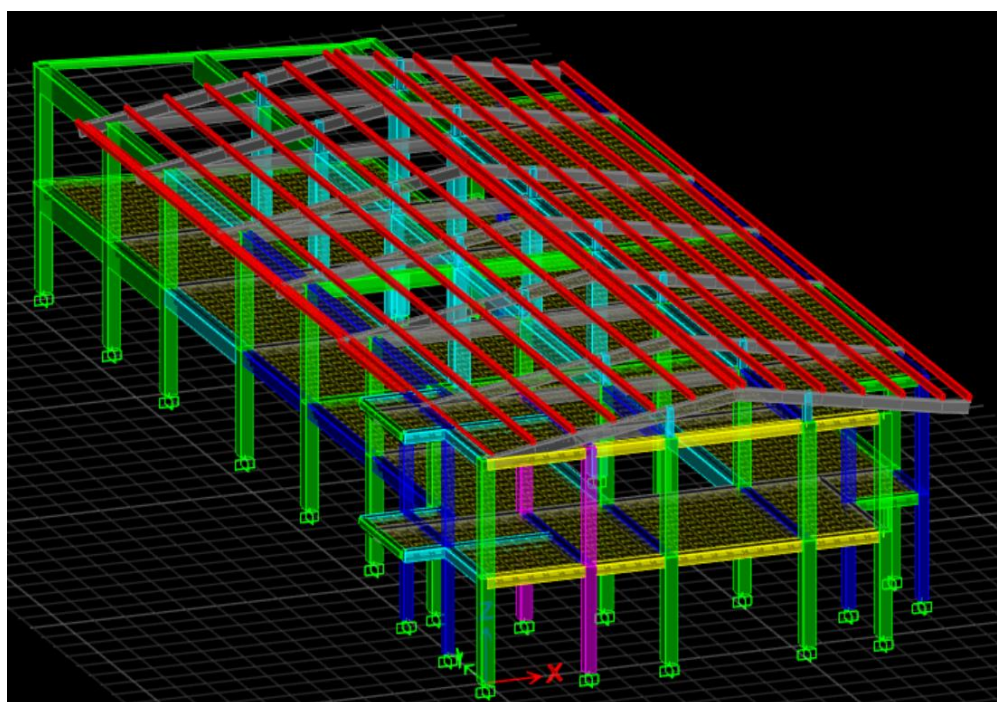
Fuente: Autor

Ilustración 9: Bloque 1 con cubierta



Fuente: Autor

Ilustración 10: Bloque 2 con cubierta



Fuente: Autor

3.7. Generalidades de la estructura

En lo referente al lote presenta una topografía regular con un máximo desnivel de 1.60 m, y un área total de 3401.64 m, y se encuentra a 43 metros a nivel del mar.

El sitio en el cual se emplazará la propuesta cuenta con un área de 3918.52 m², en su totalidad, pero al retirar la acera perimetral que es de 2m de ancho, nos queda una superficie útil de 3401.64 m².

Para el respectivo análisis y diseño de la edificación se aplica la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015.

3.7.1. Detalle de la estructura

- Parqueaderos
- Patio de comidas
- Áreas de carga y descarga
- Zonificación de áreas de venta, por producto.
- Caminerías, perimetrales y de acceso
- Oficina financiera
- Franja de áreas verdes

- Zonas de descanso interiores paradas de vehículos de servicio público
- Parqueo de bicicletas
- Cuarto frío

El nivel considerado como N+- 0.00, está ubicado en la plataforma que conforma la planta baja del mercado Municipal, de allí tenemos el nivel N- 0.20 hacia el vértice del acceso este, en la esquina conformada por las calles Gregoria Sincho y Jaime Roldos, en este nivel encontramos un parqueadero, el nivel del parqueadero ubicado entre las calles Humberto Carrión y 8 de Septiembre corresponde al punto más bajo del terreno con cota N- 1.00, las caminerías siguen la pendiente del terreno y van desde el N+- 0.20 hasta el N-1.60 en el lado oeste.

Tabla 4. Espacios que conforman la estructura

Nº	ESPACIO	AREA m ²
1	Área comercial y circulación en Planta Baja	1520.480
2	Área comercial y circulación en Planta Alta	1490.200
3	Pozos de iluminación	263.800
4	Área de carga y descarga	39.870
5	Área de lavado de productos	8.850
6	Cuarto frío carnes	9.560
7	Cuarto frío frutas y verduras	13.250
8	Cámara fría	5.690
9	Guardianía cuarto frío	3.000
10	Cuarto máquinas eléctrico	35.060
11	Cuarto máquinas hidroneumático	5.870
12	Cuarto para basuras PB	21.810
13	Ducto para basuras PA	2.260
14	Montacargas PB	3.230
15	Montacargas PA	3.630
16	Utilería PB	3.320
17	Utilería PA	3.590
18	Agencia Bancaria	73.810
19	Comisaría	16.890
20	Administración	19.810
21	Audio y video vigilancia	6.810
22	Sala de reuniones	25.560
23	Baños área administrativa	2.150
24	Baños para usuarios y comerciantes PB	24.850
25	Baños para usuarios y comerciantes PA	24.850
26	Baños personas con capacidades especiales PB	4.080

27	Baños personas con capacidades especiales PA	4.080
28	Ascensor	12.480
29	Gradas	19.440
30	Caminerías o aceras	804.580
31	Áreas verdes	234.470
32	Vías interiores	458.410
33	Parqueadero carga y descarga	82.180
34	Parqueaderos usuarios	420.410
35	Parqueaderos rancheras - buses	51.000
36	Parqueaderos taxis	45.000
37	Parqueaderos camionetas de alquiler	45.000
38	Parqueaderos motos	11.270
39	Parqueaderos bicicletas	4.600
		5825.20

Fuente: Autor

3.8. Métodos con los materiales utilizados

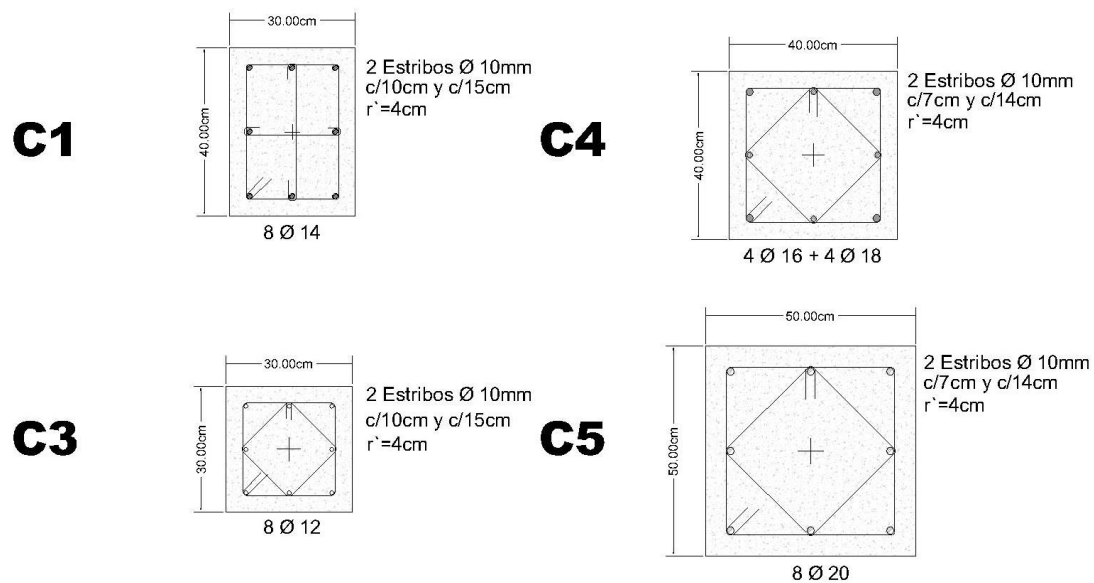
A continuación, se describen las características de los elementos del bloque 1 y bloque 2.

- Hormigón Ciclópeo: 60% hormigón simple $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ y 40% piedra
- Hormigón Simple $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad del Concreto $= 250000 \text{ kg/cm}^2$
- Acero Corrugado en Barras $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad del Acero $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$
- Acero Estructural conformado en caliente ASTM A36
- Acero Estructural conformado en frío ASTM A36
- Suelta GMAW y SMAW E7018
- Base Granular Clase II
- Aditivos acelerantes, plastificantes y para curado según norma INEN.
- Las especificaciones técnicas generales son:
- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015
- Norma y Reglamento ACI 318S-14, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario (American Concrete Institute)
- Especificaciones para el Diseño de Miembros Estructurales de Acero Conformado en Frío, AISI 1996
- Especificaciones de Soldadura AWS(American Welding Society)
- Capacidad Portante del suelo $Q_{adm} = 14800 \text{ kg/m}^2$
- Peso Específico del Material de Mejoramiento Pesp. mejoramiento $= 1850 \text{ kg/m}^3$

- Angulo de Fricción Interna del Material de Mejoramiento $\phi = 30^\circ$
- Cohesión interna del Suelo de Mejoramiento $c = 0.40$
- Hormigón Estructural de Cemento Portland, Clase II: Resistencia a la Compresión Simple a los 28 días $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad del Hormigón Simple $E = 250000 \text{ kg/cm}^2$
- Acero de Refuerzo en barras, Límite de Fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Acero Estructural ASTM A36, Límite de Fluencia $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$, para planchas y perfiles.
- Tornillos de Alta Resistencia en J, con cabeza hexagonal y arandela de acero tipo ASTM A325
- Soldadura tipo SMAW o GMAW, con electrodos E7018 y E6011 para taller y campo.
- Módulo de elasticidad del concreto

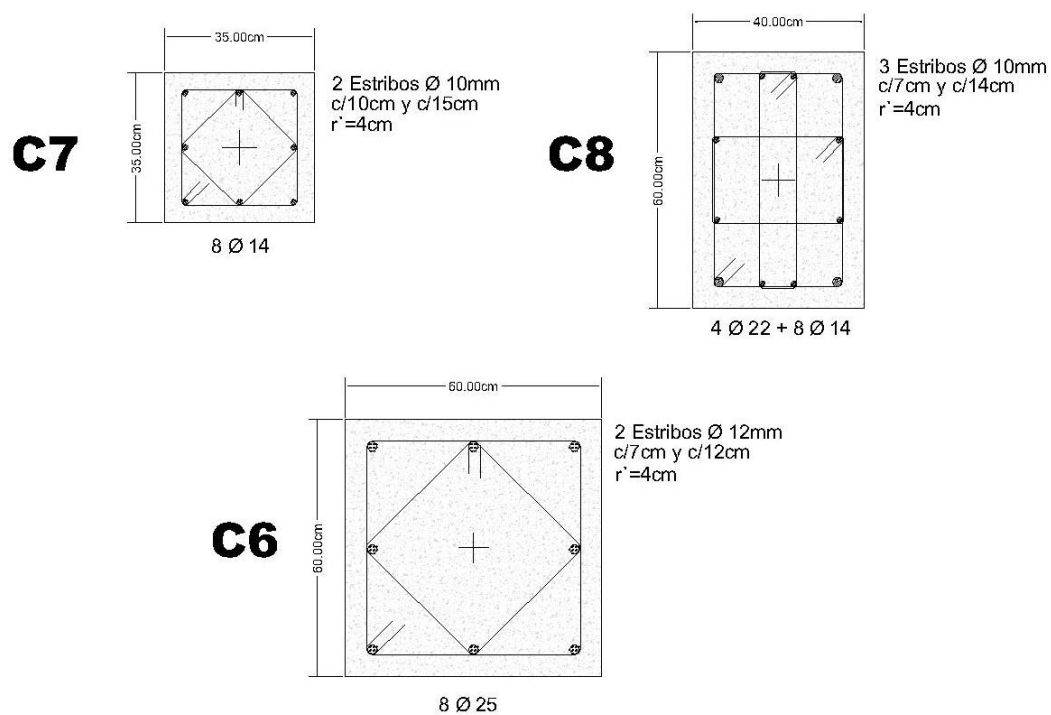
3.8.1. Dimensiones de las columnas de concreto

Ilustración 11: Columnas cuadradas y rectangulares de hormigón armado



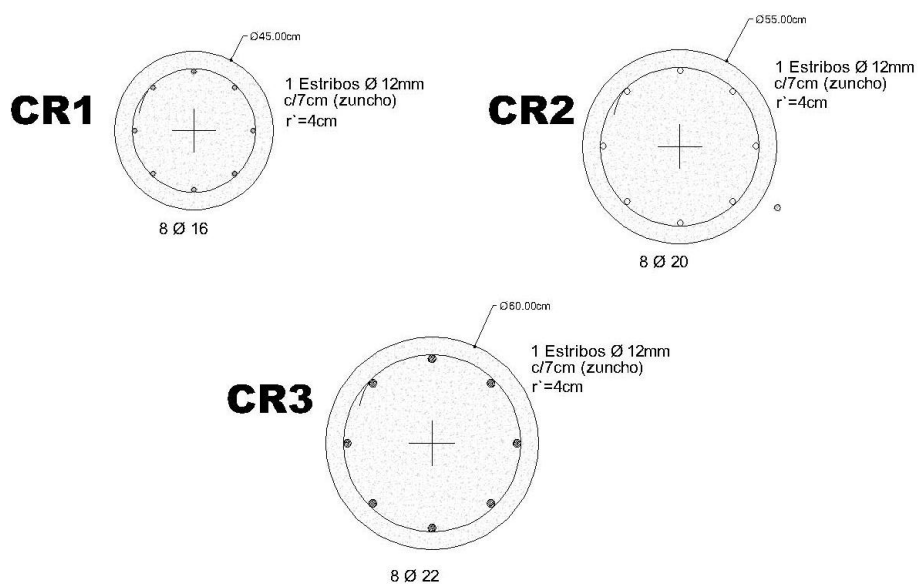
Fuente: GAD municipal C.P.E.

Ilustración 12: Columnas cuadradas y rectangulares de hormigón armado



Fuente: GAD municipal C.P.E.

Ilustración 13: Columnas circulares de hormigón armado

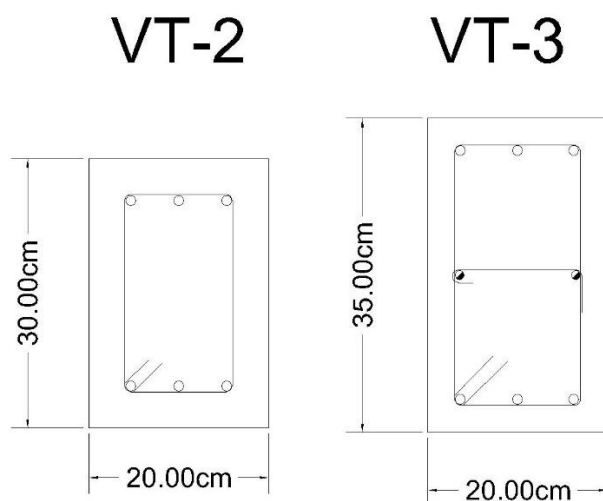


Fuente: GAD municipal C.P.E.

3.8.2. Dimensión de vigas de concreto

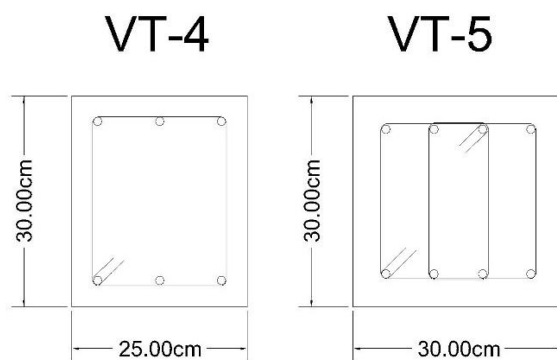
- Vigas principales

Ilustración 14: Detalle de las vigas VT-2 y VT-3



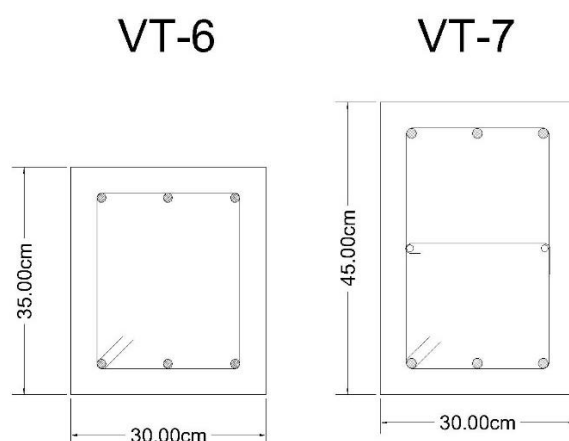
Fuente: GAD municipal C.P.E.

Ilustración 15: Detalle de las vigas VT-4 y VT-5



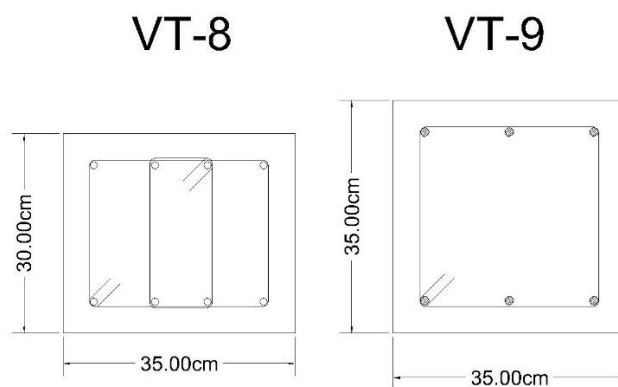
Fuente: GAD municipal C.P.E.

Ilustración 16: Detalle de las vigas VT-6 y VT-7



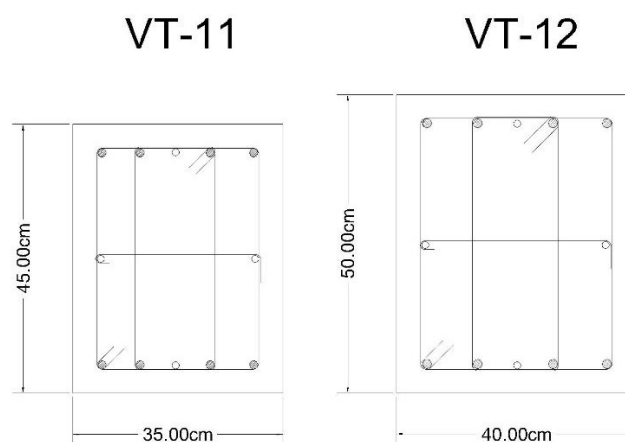
Fuente: GAD municipal C.P.E.

Ilustración 17: Detalle de las vigas VT-8 y VT-9



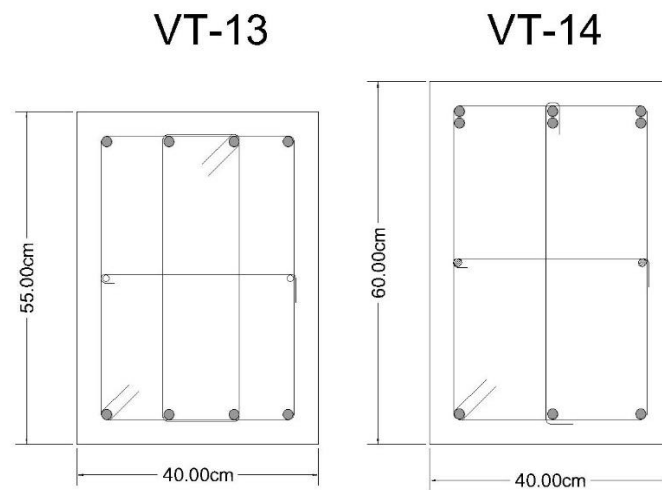
Fuente: GAD municipal C.P.E.

Ilustración 18: Detalle de las vigas VT-11 y VT-12



Fuente: GAD municipal C.P.E.

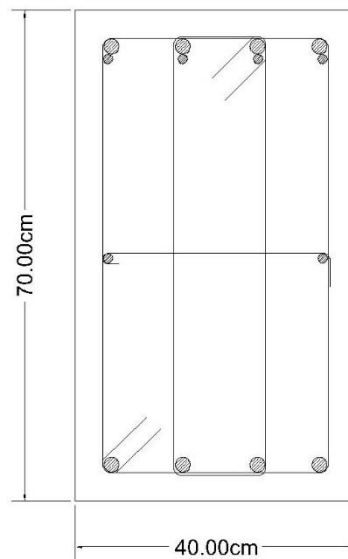
Ilustración 19: Detalle de las vigas VT-13 y VT-14



Fuente: GAD municipal C.P.E.

Ilustración 20: Detalle de las vigas VT-15 y VT-16

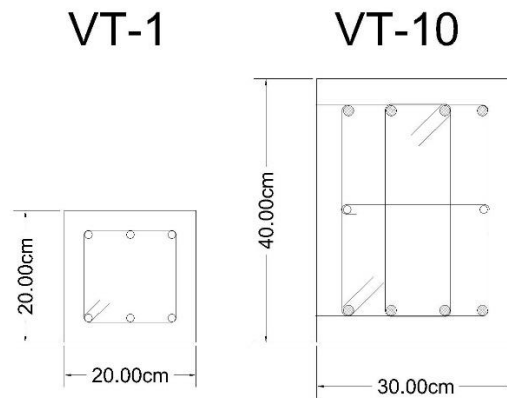
VT-15



Fuente: GAD municipal C.P.E.

- Vigas secundarias

Ilustración 21: Detalle de las vigas VT-1 y VT-10

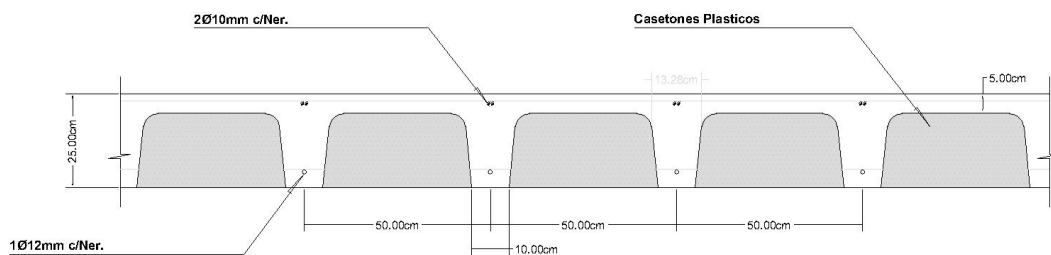


Fuente: GAD municipal C.P.E.

3.8.3. Losas

- Losa alivianada

Ilustración 22: Detalle de la losa alivianada para luz menos a 5 m

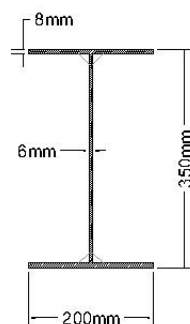


Fuente: GAD municipal C.P.E.

3.8.4. Secciones que se arma la cubierta

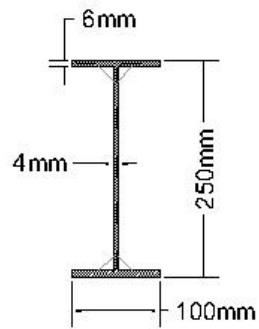
- Vigas principales

Ilustración 23: Viga tipo I-350



Fuente: GAD municipal C.P.E.

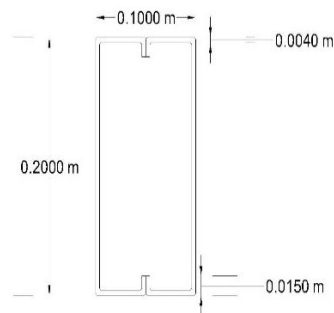
Ilustración 24: Viga tipo I-250



Fuente: GAD municipal C.P.E.

- Correa tipo G

Ilustración 25: Correa tipo 2G



Fuente: Autor

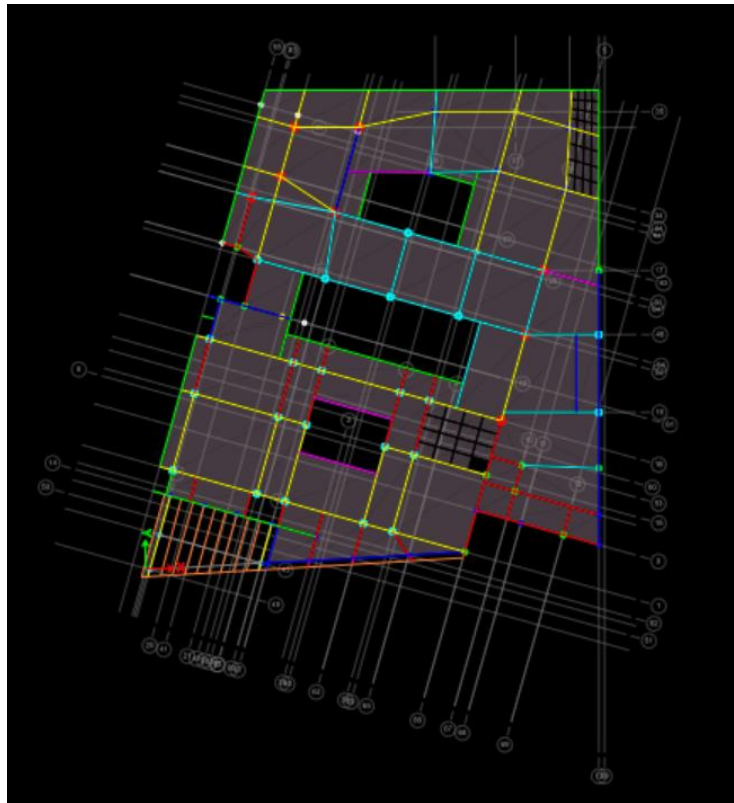
Modulo elasticidad del concreto

$$E_c = 15000\sqrt{f'_c}$$

3.8.5. Configuración en planta y elevación

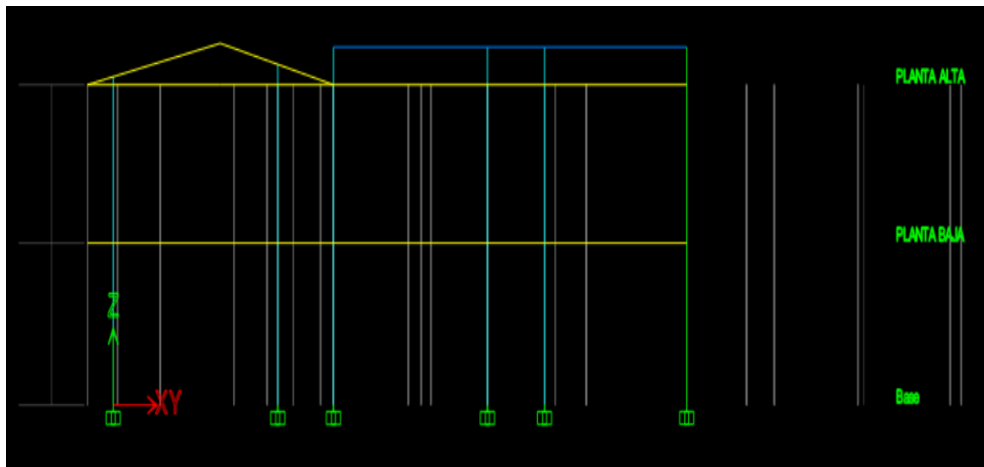
Las edificaciones cuentan con un total de dos niveles, presentando una altura de entrepiso de 4.30 metros en la planta baja y de 4.20 metros en la planta alta. A continuación, se presentan las vistas en planta de ambos bloques, que permiten apreciar la distribución arquitectónica y estructural de la edificación.

Ilustración 26: Configuración en planta primer bloque



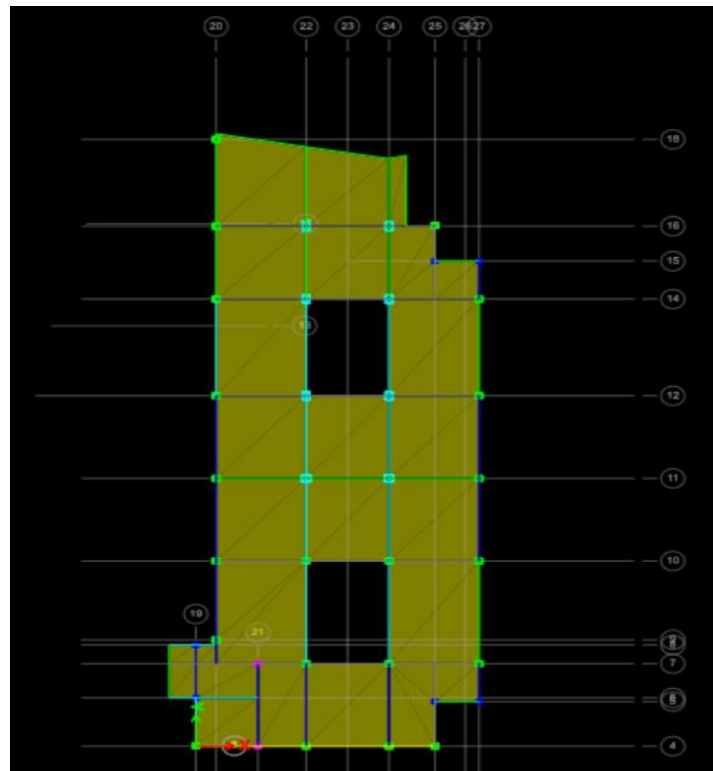
Fuente: Autor

Ilustración 27: Configuración en elevación primer bloque



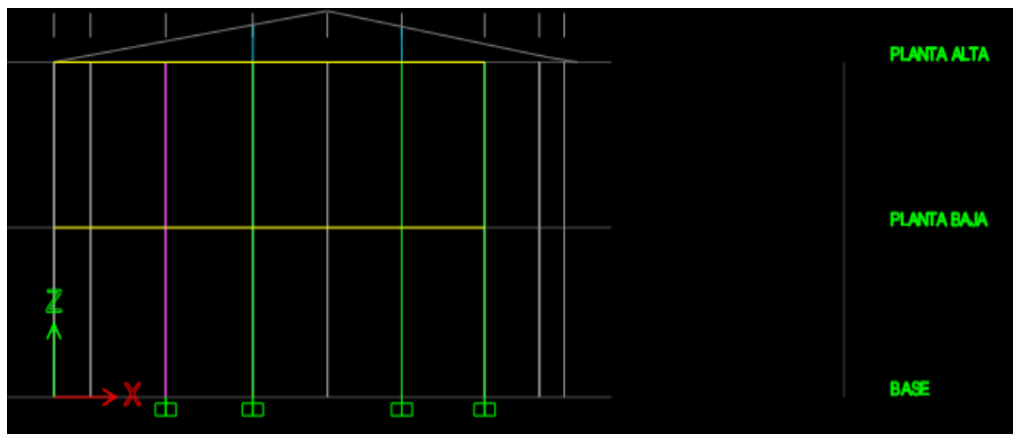
Fuente: Autor

Ilustración 28: Configuración en planta segundo bloque



Fuente: Autor

Ilustración 29: Configuración en elevación segundo bloque



Fuente: Autor

3.8.6. Distribución de cargas

Conforme a lo establecido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), se consideran cargas uniformes distribuidas en función del uso específico de la edificación. En la planta baja se aplica una carga viva de 480 kg/m², mientras que en una zona determinada de la planta alta se asigna una carga viva de 200 kg/m². Adicionalmente, se incluyen sobrecargas uniformes de 440 kg/m² en la planta baja y de 300 kg/m² en la planta alta como se observa en la tabla 5.

Tabla 5. Cargas para la edificación

Nivel	Tipo de carga	Carga uniforme (kg/m ²)
Planta baja	Carga viva	480
Planta baja	Sobrecarga	440
Planta alta	Carga viva	200
Planta alta	Sobrecarga	300

Fuente: Autor

En la cubierta se considera una carga viva de 45 kg/m² y una sobrecarga de 30 kg/m², la cual incluye el peso de la plancha utilizada como material de cubierta.

Tabla 6. Cargas para la edificación

Nivel	Tipo de carga	Carga distribuida (kg/m)
Cubierta	Carga viva	45
Cubierta	Sobrecarga	30

Fuente: Autor

3.8.7. Análisis dinámico espectral

El análisis dinámico espectral requiere la utilización del espectro de diseño en aceleraciones, según lo estipulado en el capítulo “Peligro sísmico – Diseño sismo resistente” de la Norma Ecuatoriana de la Construcción. Este espectro de respuesta varía en función del tipo de suelo donde se construirá la edificación. En este estudio, el terreno ha sido clasificado como tipo C, correspondiente a suelos intermedios o de rigidez media, conforme a lo indicado en la Tabla 7 de la normativa.

Tabla 7. Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$, $S_u \geq 100 \text{ kPa}$

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro sísmico – Diseño sismo resistente

Al Una vez identificado el tipo de perfil del suelo, se procede a seleccionar los coeficientes correspondientes, según lo establecido a continuación.

Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto (F_a)

Tabla 8. Tipos de suelo y factores de sitio F_a

Tipo de perfil de suelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Requiere estudio de sitio					

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro sísmico – Diseño sismo resistente

Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (F_d)

Tabla 9. Tipos de suelo y factores de sitio F_d

Tipo de perfil de suelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06

D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Requiere estudio de sitio					

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro sísmico – Diseño sismo resistente

Comportamiento no lineal de los suelos (F_s)

Tabla 10. Tipos de suelo y factores de sitio F_s

Tipo de perfil de suelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Requiere estudio de sitio					

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro sísmico – Diseño sismo resistente

Nivel de amenaza sísmica con un periodo de retorno de 475 años como se observa en la tabla 11.

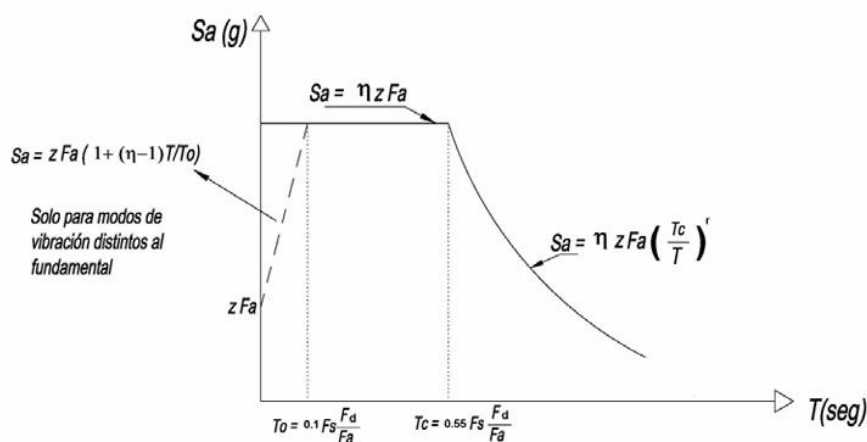
Tabla 11. Nivel de amenaza sísmica

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno T_r (años)	Tasa anual de excedencia ($1/T_r$)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro* (extremo)	2%	2500	0.0004

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro sísmico – Diseño sismo resistente

A partir de los valores del factor de zona sísmica (Z), el tipo de suelo correspondiente al sitio de emplazamiento de la estructura y los coeficientes de amplificación del suelo (F_a , F_d , F_s), se procede a la elaboración del espectro elástico de diseño. Este procedimiento se representa gráficamente en la ilustración 30.

Ilustración 30: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño



Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro sísmico – Diseño sismo resistente

Donde:

η : Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

S_a : Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura.

T : Período fundamental de vibración de la estructura.

T_0 : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

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

Z : Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g .

El espectro considerado corresponde a un amortiguamiento equivalente al 5% del valor crítico y se determina aplicando las siguientes ecuaciones, las cuales son válidas para dos intervalos distintos del período de vibración estructural T .

$$S_a = \eta Z F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$$

Donde:

r = Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

Cuando el valor de r tiene el valor de 1 es para los todos tipos de suelo con excepción del tipo E, es 1.5 solo para el suelo tipo E.

3.8.8. Espectro de diseño inelástico

Debido a que los criterios de diseño sismorresistente exigen que las estructuras sean capaces de disipar energía durante un evento sísmico, el espectro se transforma en un espectro de diseño elástico. Para este proceso se consideran diversos factores, entre ellos: los factores de configuración en planta (ϕ_p) y en elevación (ϕ_p), el coeficiente de importancia (I) y el factor de reducción de resistencia sísmica (R), correspondientes al sistema estructural de la edificación. En cuanto a la categorización del edificio y la asignación del coeficiente de importancia (I), la normativa establece que el propósito de este coeficiente es aumentar la demanda sísmica de diseño en aquellas edificaciones que, por su función o nivel de relevancia, deben mantenerse operativas o experimentar el mínimo daño posible durante y después de un sismo de diseño (ver Tabla 12).

Tabla 12. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan	1.5

	depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro sísmico – Diseño sismo resistente

El factor de reducción de resistencia sísmica (R), depende fundamentalmente de diversas variables, entre las cuales se destacan:

- Tipo de estructura
- Tipo de suelo Periodo de vibración considerado
- Los factores de ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura son determinantes en su comportamiento bajo condiciones límite, ya que influyen directamente en su capacidad para resistir y disipar la energía sísmica de manera eficiente.

Por tal motivo, la normativa establece diferentes grupos estructurales con el fin de identificar el sistema aplicable al tipo de edificación. En el caso del presente estudio, la estructura se clasifica dentro del grupo de sistemas estructurales dúctiles. No obstante, si el sistema resistente de la edificación resulta de la combinación de varios sistemas, se deberá considerar el valor más desfavorable entre ellos.

Tabla 13. Coeficientes R para sistemas estructurales dúctiles

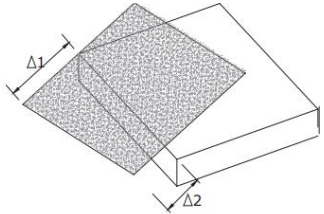
Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadores (sistemas duales).	8

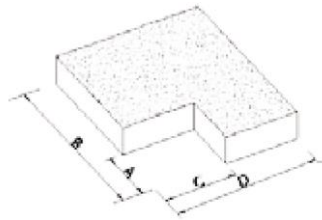
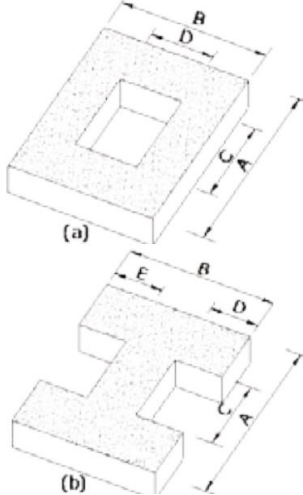
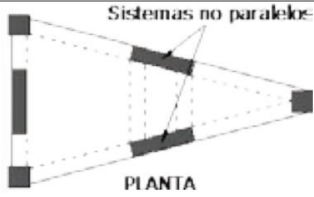
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadores (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadores (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro sísmico – Diseño sismo resistente

En cuanto a los coeficientes de configuración en planta y en elevación, la normativa contempla dos tipos de configuraciones estructurales, las cuales deben ser evaluadas para determinar el comportamiento sísmico de la edificación.

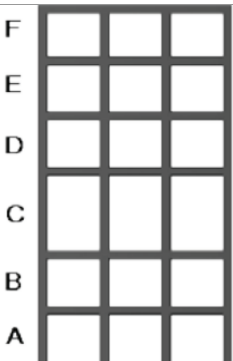
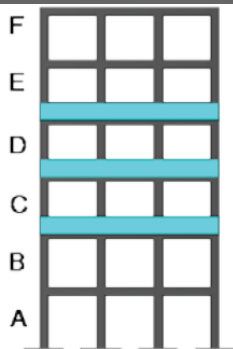
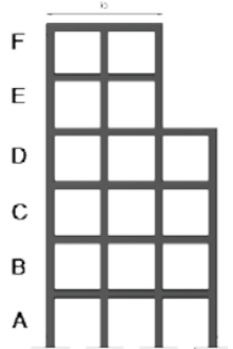
Tabla 14. Coeficientes de irregularidad en planta

Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_P = 0.9$ $\Delta > 1.2 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$ Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1.2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.	
---	---

Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_P = 0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$ La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.	
Tipo 3 -Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_P = 0.9$ a) $CxD > 0.5Ax B$ b) $[CxD + CxE] > 0.5Ax B$ La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.	
Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_P = 0.9$ La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.	
Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto, la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.	

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro sísmico – Diseño sismo resistente

Tabla 15. Coeficientes de irregularidad en elevación

Tipo 1 - Piso flexible $\phi_e = 0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez KD Rigidez $< 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$ La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.	
Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_p = 0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$ La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior	
Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_p = 0.9$ $a > 1.3 b$ La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso	
Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto, la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.	

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro sísmico – Diseño sismo resistente

Cortante basal

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

$S_a(T_a)$: Espectro de diseño en aceleración.

ϕ_p y ϕ_e : Configuración en planta y Elevación.

I: Coeficiente de importancia.

R: Factor de reducción de resistencia sísmica.

V: Cortante basal total de diseño.

W: Carga sísmica reactiva.

T_a : Periodo de vibración.

De acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), cuando se realiza un análisis dinámico, el cortante total en la base que se obtiene no debe ser demasiado bajo en comparación con el resultado del análisis estático. En el caso de estructuras regulares, este valor dinámico debe representar al menos el 80% del cortante basal obtenido por el método estático, y en estructuras irregulares, debe ser como mínimo el 85%. Esto garantiza que la respuesta sísmica de la estructura no se subestime al usar métodos dinámicos.

Consideración del periodo de vibración

En el método 1 descrito en la norma NEC-SE-DS, para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Donde:

C_t : El coeficiente que depende del tipo de edificio

h_n : Es la altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros

T: Es el período de vibración.

Tabla 16. Periodo de vibración método 1

Tipo de estructura	Ct	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadores y para otras estructuras basadas en muros y mampostería estructurales	0.055	0.75

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro sísmico – Diseño sismo resistente

Modos de vibración

Todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.

Coefficiente altura k y coeficiente sísmico

Building height exponent k.- El valor del coeficiente k depende del valor del período de vibración de la estructura, T, utilizado para determinar el cortante basal.

Tabla 17. Coeficiente sísmico

Valores de T(s)	K
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.5T$
> 2.5	2

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro sísmico – Diseño sismo resistente

Estructura de hormigón armado

En este caso, para calcular la rigidez y las derivas máximas, se deberán emplear los valores de las inercias agrietadas correspondientes a los elementos estructurales, según lo siguiente:

- 0.5 para vigas
- 0.8 para columnas
- 0.6 para muros estructurales

Control de derivas

Para la evaluación de las derivas de piso, se empleará el valor del desplazamiento máximo inelástico (Δ_M) que presenta la estructura como resultado del sismo de diseño. Las derivas se determinarán a partir del análisis elástico de la estructura, considerando las fuerzas laterales de diseño reducidas mediante el método del Diseño Basado en Fuerzas (DBF), ya sea por medio de un análisis estático o dinámico. Estas fuerzas se aplicarán en cada una de las direcciones principales, y el cálculo de derivas se realizará para cada nivel de la edificación.

Tabla 18. Límites permisibles de las derivas de los pisos

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

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro sísmico – Diseño sismo resistente

4. CAPITULO 4: ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1. Análisis e Interpretación de resultados

Se presentan a continuación los resultados obtenidos a partir de los análisis efectuados sobre la estructura en estudio. Se llevó a cabo un análisis lineal considerando los efectos de cargas gravitacionales y laterales, lo que permitió evaluar su comportamiento estructural mediante la determinación del período fundamental, las derivas, los desplazamientos y el cortante basal. Asimismo, se realizó una verificación para comprobar si los elementos estructurales, como vigas y columnas, cumplen con los criterios establecidos en el diseño estructural.

4.2. Análisis sísmico

4.2.1. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

Según lo establecido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), la elaboración del espectro de diseño en aceleraciones elásticas requiere, como paso fundamental, la identificación del tipo de suelo y la determinación de los coeficientes sísmicos correspondientes, los cuales se utilizarán para evaluar el comportamiento de la edificación frente a acciones sísmicas. En este estudio, la estructura se emplaza sobre un terreno clasificado como Tipo C y se encuentra dentro de una zona de amenaza sísmica tipo V. En la tabla 19 se presentan los valores de los coeficientes utilizados para el análisis.

Tabla 19. Coeficientes Espectro de Diseño Elástico

Coeficientes Sísmico Suelo Tipo D – Zona V		
Descripción	Símbolo	Valor
Aceleración máxima en roca.	Z	0.4
Relación de amplificación espectral.	n	1.8
Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto.	Fa	1.2
Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca.	Fd	1.11
Comportamiento no lineal de los suelos.	Fs	1.11

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015

Se procedió a determinar el espectro de diseño en aceleraciones inelásticas, empleando los coeficientes correspondientes para el cálculo del cortante basal como se muestra en la tabla 20. Esta metodología se adopta considerando la incertidumbre asociada a la ocurrencia de un sismo, con el objetivo de obtener un espectro de diseño óptimo que permita garantizar un adecuado nivel de ductilidad en la estructura.

Tabla 20. Coeficiente Espectro de Diseño Inelástico

Coeficientes para Cortante Basal		
Descripción	Símbolo	Valor
Nivel de Importancia.	I	1
Factor de reducción de resistencia sísmica.	R	6
Coeficiente de configuración en planta.	ϕ_p	0.9
Coeficiente de configuración en elevación.	ϕ_e	0.9

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015

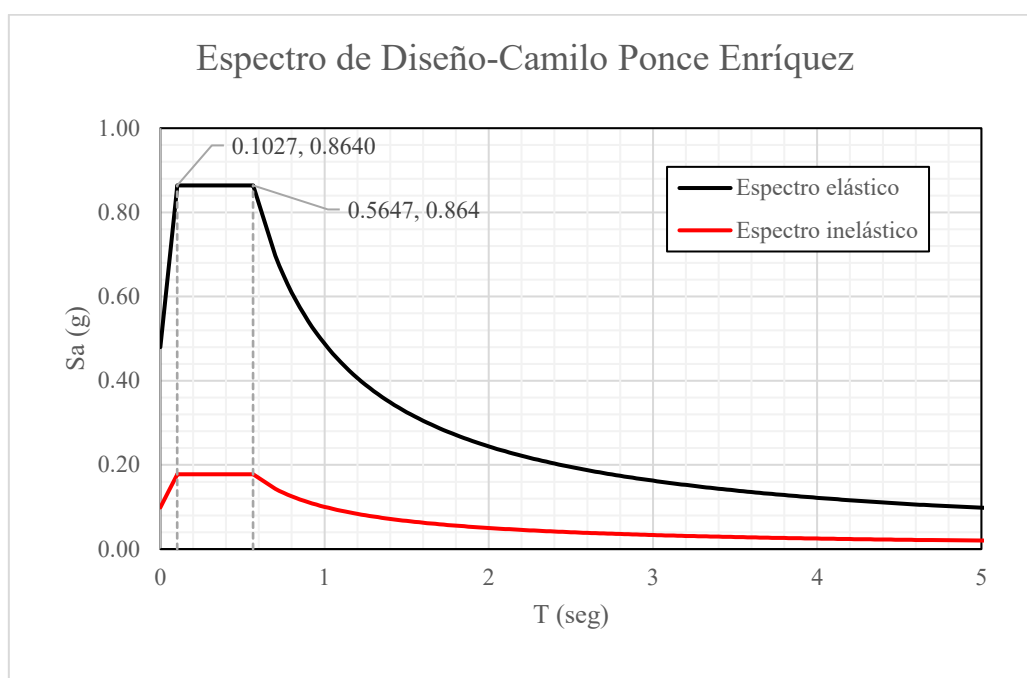
Como se mencionó anteriormente, la edificación se encuentra ubicada en el Cantón Camilo Ponce Enríquez y está destinada a un uso general. Por esta razón, se ha adoptado un nivel de importancia igual a 1, en concordancia con la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015), ya que no se trata de una edificación esencial ni estratégica. Este valor refleja una condición estructural estándar dentro de los parámetros de diseño sísmico.

La estructura ha sido concebida para responder de manera dúctil frente a eventos sísmicos, permitiendo deformaciones importantes sin pérdida significativa de su capacidad portante. En este sentido, se ha considerado un factor de reducción sísmica R igual a 6, el cual es aplicable a sistemas estructurales que tienen una alta capacidad de disipar energía, permitiendo así un comportamiento inelástico eficiente durante un sismo severo.

De acuerdo con lo estipulado en la norma NEC-SE-DS, una edificación puede considerarse regular en planta o en elevación si cumple con los criterios geométricos establecidos. En este caso, se ha determinado que la estructura presenta cierto grado de

irregularidad tanto en planta como en elevación, motivo por el cual se ha asignado un coeficiente de configuración $\phi_p = 0.9$ y $\phi_p = 0.9$. Estos valores permiten introducir una corrección en el análisis sísmico, ajustando la demanda estructural en función de la configuración geométrica de la edificación.

Ilustración 31: Espectros de Respuesta de un sismo con un periodo de retorno de 475 años



Fuente: Autor

4.2.2. Verificación sísmica

La verificación sísmica se toma en cuenta los resultados obtenidos del análisis de fuerzas equivalente y el análisis modal espectral, además, se considera dos tipos de estructuras, provenientes de un mismo bloque de construcción para comodidad analítica, a continuación, se detalla el proceso sísmico de cada una de las estructuras de interés.

Bloque 1

Tabla 21. Modos de vibración y masa participativa para el bloque 1

Caso	Modos	Periodo	UX	UY	RZ
		segundos			
Modal	1 TY	0.415	0.0283	0.7274	0.1421
Modal	2 TZ	0.405	0.2255	0.1752	0.5118
Modal	3 TX	0.403	0.6513	0.0049	0.2555
Modal	4	0.206	0.0006	0.0001	0.0007

Modal	5	0.143	0.04	0.007	0.0429
Modal	6	0.137	0.0291	0.0592	0.0107
Modal	7	0.137	0.0249	0.026	0.0362
Modal	8	0.125	0	0	0
Modal	9	0.077	0	0	0
Modal	10	0.066	0	0	0
Modal	11	0.031	0	0	0
Modal	12	0.025	0	0	0

Fuente: Autor

Se considera 12 modos de vibración, de los cuales el primer modo y el tercero son traslacionales en Y y X respectivamente, además de alcanzar el 90% de masa participativa en el segundo modo.

Tabla 22. Coeficientes sísmicos dirección X e Y del bloque 1

Verificación de análisis de fuerzas equivalentes		
	Dirección X	Dirección Y
P. Funda. (T)	0.403 s	0.415 s
Sa	0.864 g	0.864 g
I	1	1
R	6	6
ϕ_p	0.9	0.9
ϕ_e	0.9	0.9
C _s	0.1778	0.1778
k	1.000	1.000
Cortante basal	301.404 Tonf	301.404 Tonf

Fuente: Autor

$$V = C_s * W \qquad V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_p * \phi_e} * W$$

El factor k va ligado a la siguiente tabla proporcionada por la Norma Ecuatoria de la construcción 2015.

Para la verificación de la cortante estática se consideran el peso total de la estructura, además del cálculo de las fuerzas equivalente por piso de la estructura.

Tabla 23. Distribución de cortante estática en dirección X e Y del bloque 1

Fuerzas laterales en cada piso							
PISO	$W_x(PESO)$	h_x	h_x^k	$W_x * h_x^k$	$\frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$	F_x	$\frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$
	Tn	m					Tn

2	445.967	8.500	8.500	3790.716	0.414	124.687
1	1249.433	4.300	4.300	5372.563	0.586	176.718
	1695.40			9163.279		

Fuente: Autor

Considerando que para ambas direcciones los factores sísmicos son los mismos para ambas direcciones, es decir, tiene la misma distribución de fuerzas equivalentes.

Tabla 24. Cortantes Estáticas del Bloque 1

Cortante Estática				
Niveles	Elevación	Locación	X-dirección (Tonf)	Y-dirección (Tonf)
Planta Alta	8.5	Top	136.865	132.488
Planta Baja	4.3	Top	317.655	317.655
Base	0	Top	317.655	317.655

Fuente: Autor

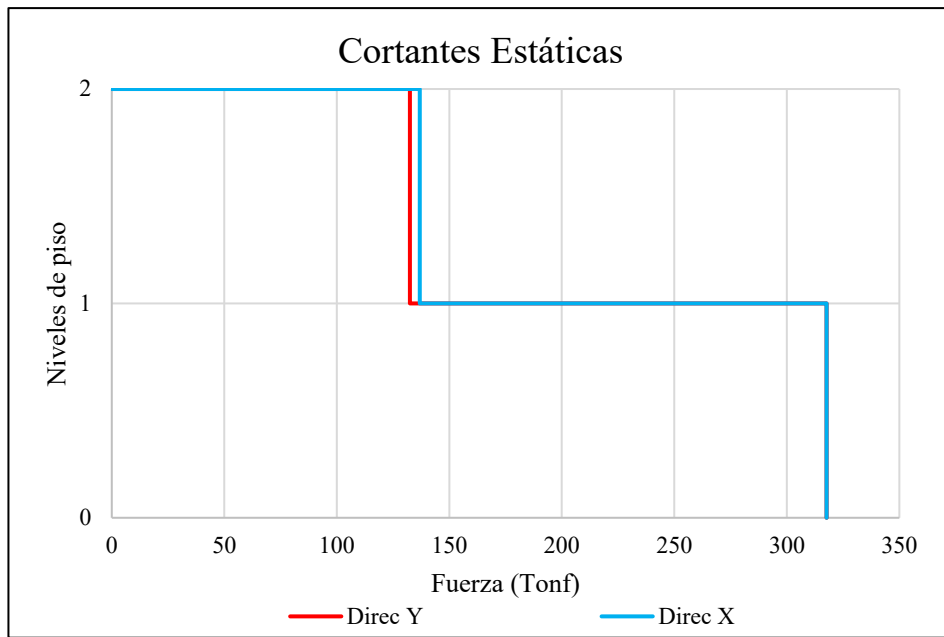
Tabla 25. Cortantes Dinámicas del Bloque 1

Cortante Dinámica				
Niveles	Elevación	Locación	X-dirección (Tonf)	Y-dirección (Tonf)
Planta Alta	8.5	Top	162.002	155.16813
Planta Baja	4.3	Top	374.975	373.62671
Base	0	Top	374.975	373.62671

Fuente: Autor

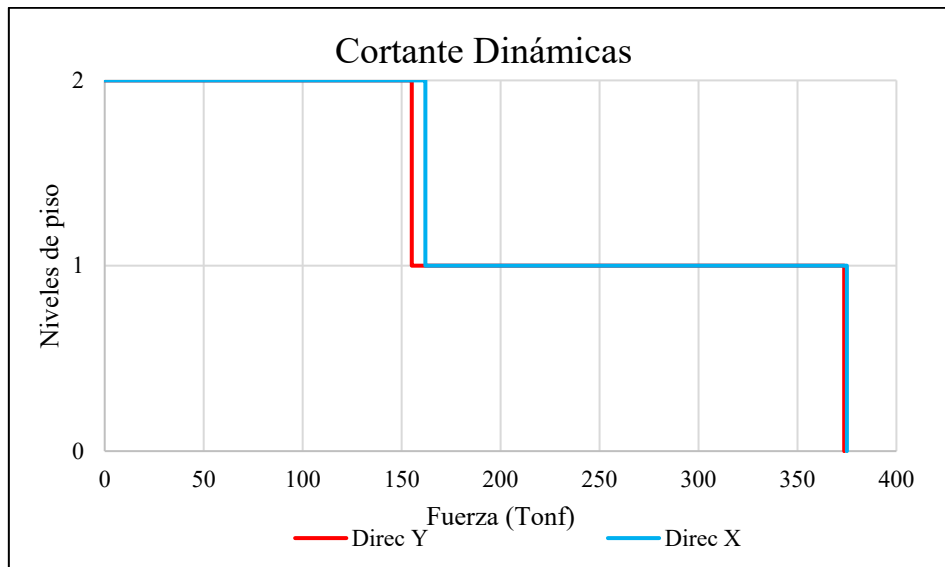
La norma ecuatoriana de la construcción estipula que para el análisis estructural se debe considerar que la cortante dinámica sea al menos del 85% de la cortante estática ($\text{Estática} \cdot 0.85 \leq S_{\text{dinamica}}$), por consiguiente, de no cumplirse se debe realizar el ajuste correspondiente. Para el caso de estudio no se requirió ajustar la cortante dinámica en ninguna de las direcciones de los dos tipos de edificaciones evaluadas.

Ilustración 32: Cortantes Estáticas del Bloque 1



Fuente: Autor

Ilustración 33: Cortantes Dinámicas del Bloque 1



Fuente: Autor

Tabla 26. Derivas dinámicas dirección X Bloque 1

DERIVAS DINÁMICAS X-X				
R	6	ETABS	P.C	2%Deriva Inelástica
N pisos	H (m)	Δ_{el} (mm)	Deriva inelástica	
Planta Alta	8.5	18.379	0.76094	Cumple
Planta Baja	4.3	6.791	0.71064	Cumple
Base	0	0	0	

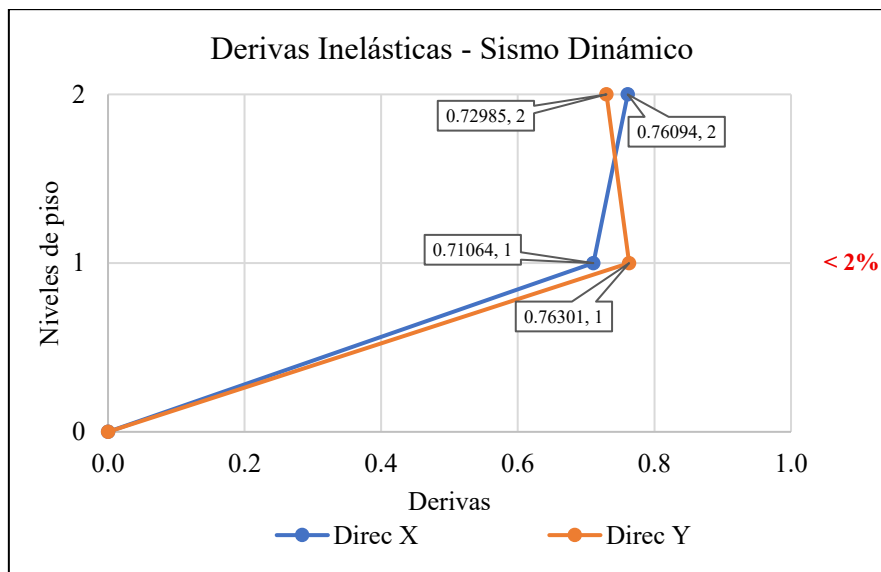
Fuente: Autor

Tabla 27. Derivas dinámicas dirección Y Bloque 1

DERIVAS DINÁMICAS Y-Y				
R	6	ETABS	P.C	2% Deriva Inelástica
N pisos	H (m)	Δ_{el} (mm)	Deriva inelástica	
Planta Alta	8.5	14.730	0.72985	Cumple
Planta Baja	4.3	7.292	0.76301	Cumple
Base	0	0	0	Cumple

Fuente: Autor

Ilustración 34: Derivas inelásticas – sismo dinámico del Bloque 1



Fuente: Autor

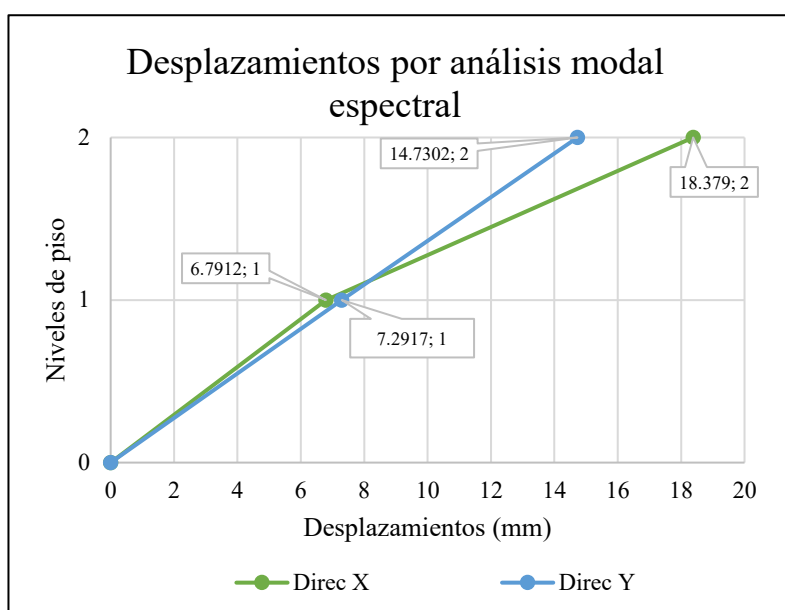
Las derivas se mantienen por debajo de lo estipulado en la normativa de diseño sismorresistente de la NEC-15. Con un valor máximo de 0.763% en dirección Y, por consiguiente, no supera el 2% de deriva de piso condicionado.

Tabla 28. Desplazamientos dinámicos del Bloque 1

Desplazamientos máximos dinámicos				
N pisos	H (m)	Δ elásticas		
		X (mm)	Y (mm)	
Planta Alta	2	8.5	18.379	14.7302
Planta Baja	1	4.3	6.7912	7.29174
Base	0	0	0	0

Fuente: Autor

Ilustración 35: Desplazamientos – sismo dinámico del Bloque 1



Fuente: Autor

El desplazamiento ocurre en la planta alta en el análisis dinámico en dirección X. con un valor de 18.379 mm de desplazamiento.

Bloque 2

Tabla 29. Modos de vibración y masa participativa del Bloque 2

Caso	Modos	Periodo	UX	UY	RZ
		segundos			
Modal	1 TY	0.525	0.6586	0.001	0.249
Modal	2 TZ	0.464	0.2508	0.0062	0.6587
Modal	3 TX	0.381	0.0002	0.9216	0.0078
Modal	4	0.168	0.0728	0.0002	0.0207
Modal	5	0.159	0.0176	0.0007	0.0636
Modal	6	0.136	0	0.0702	0.0002
Modal	7	0.104	0	0.0001	0
Modal	8	0.098	0	0.0001	0
Modal	9	0.021	0	0	0
Modal	10	0.021	0	0	0
Modal	11	0.016	0	0	0
Modal	12	0.005	0	0	0

Fuente: Autor

Se considera 12 modos de vibración, de los cuales el primer modo y el tercero son traslacionales en Y y X respectivamente, además de alcanzar el 90% de masa participativa en el segundo modo.

Tabla 30. Coeficientes sísmicos dirección X e Y del Bloque 2

Verificación de análisis de fuerzas equivalentes		
	Dirección X	Dirección Y
P. Funda. (T)	0.381	0.525
Sa	0.864	0.864
I	1	1
R	6	6
Øp	0.9	0.9
Øe	0.9	0.9
Cs	0.1778	0.1778
k	1.012	1.00
Cortante basal	136.837 Tonf	136.837 Tonf

Fuente: Autor

$$V = Cs * W \qquad V = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi p * \phi e} * W$$

El factor k va ligado a la siguiente tabla proporcionada por la Nec-15:

Para la verificación de la cortante estática se consideran el peso total de la estructura. además del cálculo de las fuerzas equivalente por piso de la estructura.

Tabla 31. Tabla de distribución de cortante estática en dirección X del Bloque 2

Fuerzas laterales en cada piso							
PISO	$W_x(PESO)$	h_x	h_x^k	$W_x * h_x^k$	$\frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$	F_x	$\frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$
	Tn	m				Tn	
2	214.241	8.500	8.730	1870.420	0.435	59.482	
1	555.469	4.300	4.379	2432.464	0.565	77.356	
	769.71			4302.884			

Fuente: Autor

Tabla 32. Tabla de distribución de cortante estática en dirección Y del Bloque 2

Fuerzas laterales en cada piso							
PIS O	$W_x(PESO)$	h_x	h_x^k	$W_x * h_x^k$	$\frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$	F_x	$\frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$
	Tn	m				Tn	
2	214.241	8.5	8.500	1821.048	0.433	59.196	
1	555.469	4.3	4.300	2388.516	0.567	77.642	
	769.71			9163.279			

Fuente: Autor

La cortante calculada es muy similar a la cortante determinada en el análisis estructural computacional, por consecuencia, se considerada que los modos de vibración son coherentes.

Tabla 33. Tabla de Cortantes Estáticas del Bloque 2

Cortante Estática				
Niveles	Elevación	Locación	X- dirección (Tonf)	Y- dirección (Tonf)
Planta Alta	8.5	Top	61.47	61.18
Planta Baja	4.3	Top	138.35	138.35
Base	0	Top	138.35	138.35

Fuente: Autor

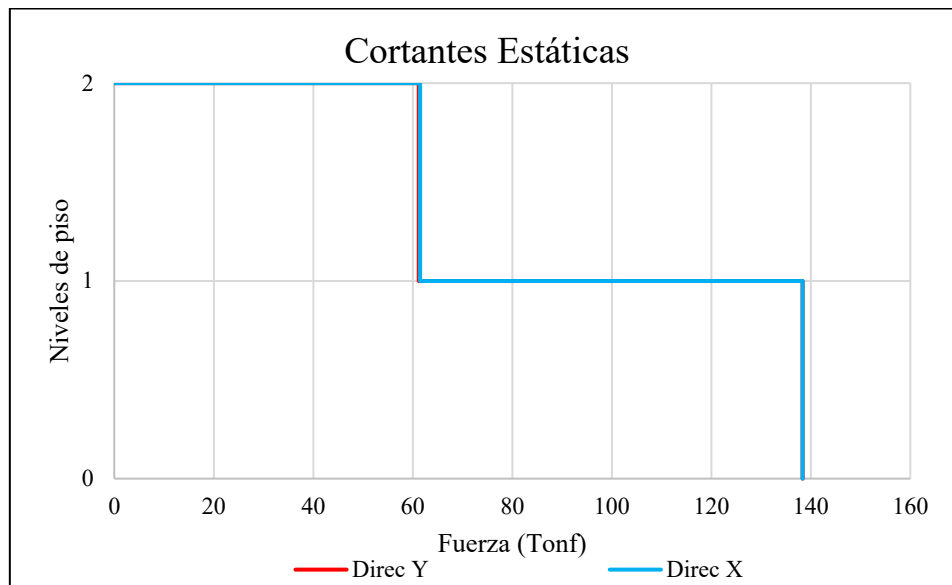
Tabla 34. Tabla de Cortantes Dinámicas del Bloque 2

Cortante Dinámico				
Niveles	Elevación	Locación	X- dirección (Tonf)	Y- dirección (Tonf)
Planta Alta	8.5	Top	63.25	70.01
Planta Baja	4.3	Top	143.50	166.57
Base	0	Top	143.50	166.57

Fuente: Autor

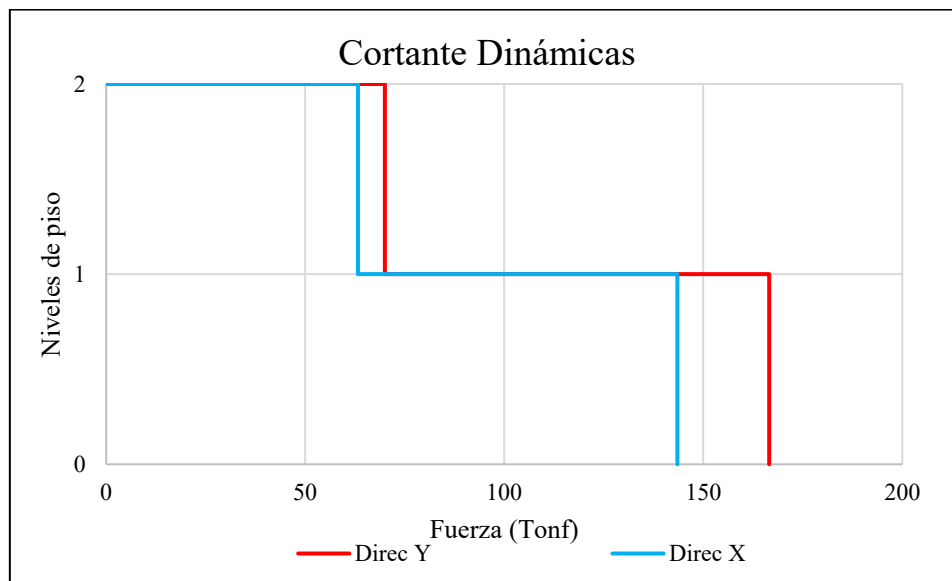
Las cortantes dinámicas no requirieron de ajuste de cortante debido a, que superan el 85% del valor de cortante estática en ambas direcciones para una edificación irregular tal como lo describe la norma NEC-15. Además, se obtuvo que las cortantes estáticas son muy cercanas entre sí, esto debido al tener el mismo factor de coeficiente sísmico y a la simetría del edificio.

Ilustración 36. Gráficos de cortantes Estáticas Bloque 2



Fuente: Autor

Ilustración 37. Gráficos de cortantes Dinámicas Bloque 2



Fuente: Autor

Tabla 35. Tabla de derivas dinámicas dirección X del Bloque 2

DERIVAS DINÁMICAS X-X				
R	6	ETABS	P.C	2%Deriva Inelástica
N pisos	Hep (m)	Δel (mm)	Deriva inelástica	
Planta Alta	8.5	30.288	1.54434	Cumple
Planta Baja	4.3	15.932	1.65369	Cumple
Base	0	0	0	

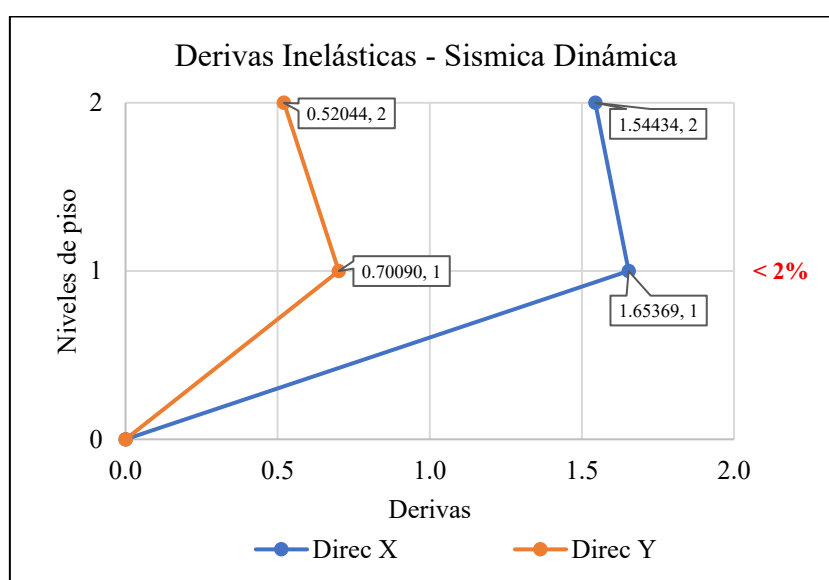
Fuente: Autor

Tabla 36. Tabla de derivas dinámicas dirección Y del Bloque 2

DERIVAS DINÁMICAS Y-Y				
R	6	ETABS	P.C	2% Deriva Inelástica
N pisos	Hep (m)	Δel (mm)	Deriva inelástica	
Planta Alta	8.5	11.242	0.52044	Cumple
Planta Baja	4.3	5.819	0.70090	Cumple
Base	0	0	0	Cumple

Fuente: Autor

Ilustración 38. Gráficos de derivas dinámicas del Bloque 2



Fuente: Autor

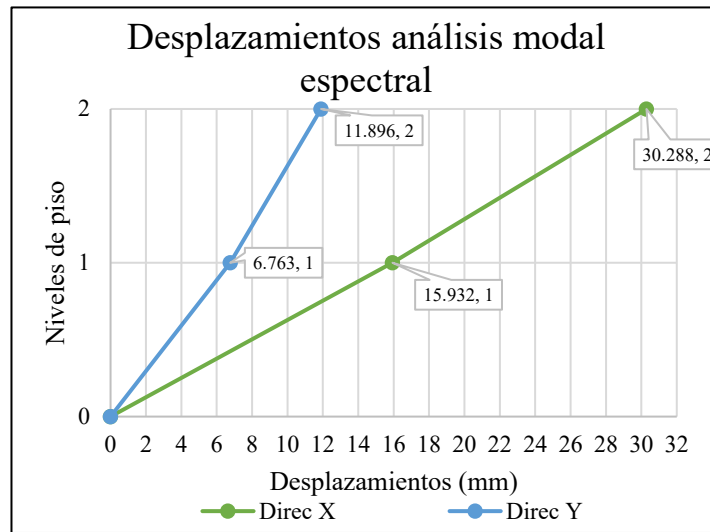
Las derivas se mantienen por debajo de lo estipulado en la normativa de diseño sismorresistente de la NEC-15. Con un valor máximo de 1.667% en dirección X, por consiguiente, no supera el 2% de deriva de piso condicionado.

Tabla 37. Tabla de desplazamientos dinámicas Bloque 2

Desplazamientos máximos dinámicas				
N pisos		Hep (m)	Δ elásticas	
			X (mm)	Y (mm)
Planta Alta	2	8.5	30.288	11.896
Planta Baja	1	4.3	15.932	6.763
Base	0	0	0	0

Fuente: Autor

Ilustración 39. Gráficos de desplazamientos-sismo dinámico Bloque 2



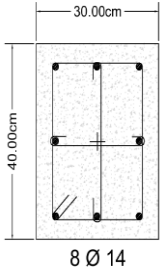
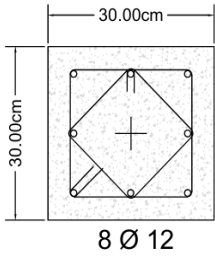
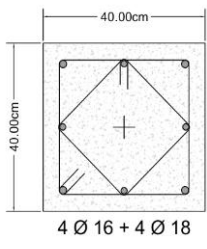
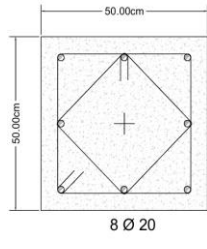
Fuente: Autor

El desplazamiento ocurre en la planta alta en el análisis dinámico en dirección X, con un valor de 30.288 mm de desplazamiento.

Verificación de diseño estructural

La verificación de diseño considera la modelación de las estructuras de interés, en este caso se realizó una evaluación sísmica para determinar si el diseño propuesto cumple con los requerimientos de diseño estructural de la viga y columna más cargadas, en los dos tipos de estructura, además de proponer el diseño de la viga y columna tomadas del Bloque I, debido a su peculiaridad de configuración irregular, así como el caso más crítico de las dos estructuras evaluadas.

Tabla 38. Tabla de resumen de verificación de diseño para columnas en Bloque 1

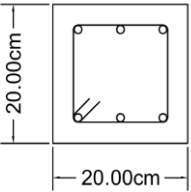
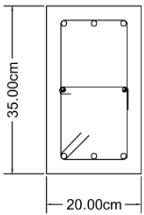
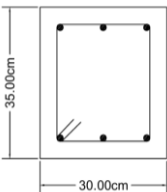
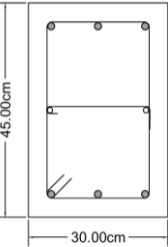
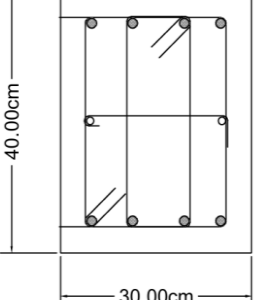
ARMADO PROPUUESTO	Dimensión (cm)	CRITERIOS POR VERIFICACIÓN DE DISEÑO	ELEMENTO	COMBINACIÓN
 8 Ø 14	30X40	Cumple, pero esta sobredimensionada	C2	1.2D+L+SY
 8 Ø 12	30X30	No cumple - rediseñada	C55	0.9D+SX
 4 Ø 16 + 4 Ø 18	40X40	No cumple - rediseñada	C53	0.9D+SY
 8 Ø 20	50X50	No cumple - rediseñada	C29	1.2D+L+SY

	60X60	No cumple - rediseñada	C40	0.9D+SX
	D=45	Cumple	C32	0.9D+SX
	D=55	No cumple - rediseñada	C47	0.9D+SX
	D=60	No cumple - rediseñada	C44	0.9D+SY

Fuente: Autor

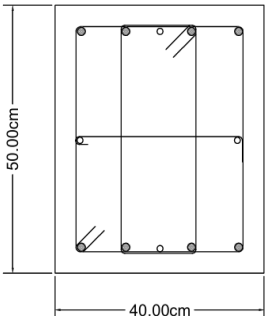
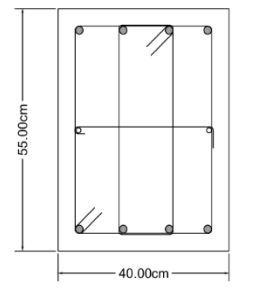
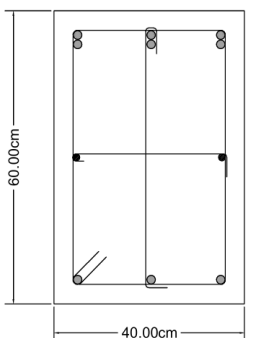
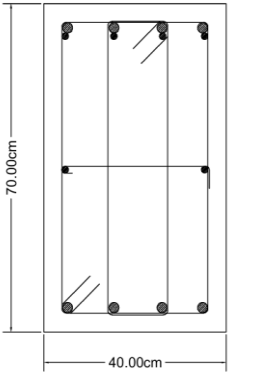
Las columnas estas diseñadas con la cuantía mínima permitida por la norma ecuatoriana de la construcción, por consiguiente, de los diez tipos de columnas en el diseño, únicamente la columna circular D=45, cumple con el diseño propuesto por el diseñador, por otro lado la columna rectangular de 30cm x 40cm, cumple con la demanda determinada, pero tiene una sobredimensionamiento, por último, las demás columnas restantes cuentan problemas de cuantías muy saturadas, es decir, que están próximas a la cuantía máxima de 3% por norma, así como no cumplir con área de acero necesario calculado en el análisis estructural.

Tabla 39. Tabla de resumen de verificación de diseño para Vigas en Bloque 1

ARMADO PROPUESTO	DIMENSIÓN (cm)	CRITERIOS POR VERIFICACIÓN DE DISEÑO	ELEMENTO	COMBINACIÓN
6 Ø 12mm 	20X20	No cumple - rediseñada	B460	1.2D+L+SY
6 Ø 12mm + 2 Ø 10mm 	20x35	Cumple flexión, pero no cumple cortante	B70	1.2D+L+SY
6 Ø 14mm 	30x35	Cumple flexión, pero no cumple cortante	B59	0.9D+SX
	30x45	Cumple, pero no con el armado propuesto	B95	1.2D+L+SX
	30x40	Cumple solo flexión, pero no con el armado propuesto	B49	1.2D+L+SY

Fuente: Autor

Tabla 40. Tabla de resumen de verificación de diseño para vigas en Bloque 1

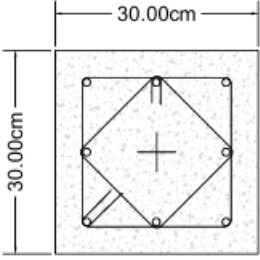
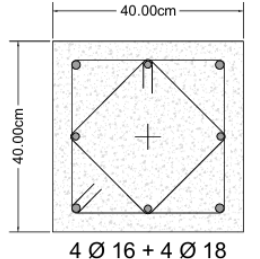
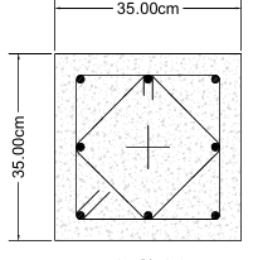
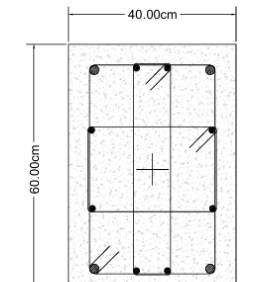
	40x50	Cumple solo flexión, pero no con el armado propuesto	B438	1.2D+L+SY
	40x50	Cumple solo flexión, pero no cumple cortante	B1016	1.2D+L+SY
	40x60	Cumple solo flexión, pero no cumple cortante	B1015	1.2D+L+SY
	40x70	Cumple flexión y Cortante, pero no con el armado propuesto	B1006	1.2D+L+SY

Fuente: Autor

Las vigas se las diseñó para que soporten tensión y cortante, según los resultados obtenidos, las vigas en su mayoría presentan problemas de cortantes, por otro lado, el armado propuesto del diseño es insuficiente para la demanda para la que se requiere ser

diseñada, en consecuencia, se verifica que el diseño estructural de las vigas es insatisfactorio.

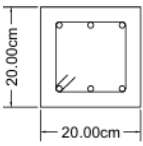
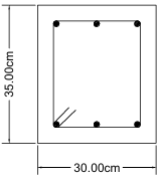
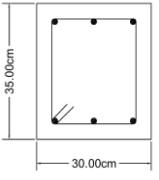
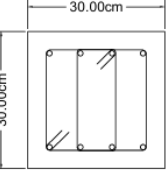
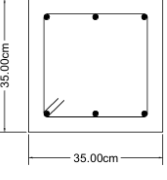
Tabla 41. Tabla de resumen de verificación de diseño para columnas en Bloque 2

ARMADO PROPUUESTO	Dimensión (cm)	CRITERIOS POR VERIFICACIÓN DE DISEÑO	ELEMENTO	COMBINACIÓN
 30.00cm 30.00cm 8 Ø 12	30X30	Cumple, pero no con el armado propuesto en el diseño	C37	1.2D+L+SX
 40.00cm 40.00cm 4 Ø 16 + 4 Ø 18	40X40	No cumple – rediseñada Sobrepasa la cuantía máxima permitida	C2	1.2D+L+SX
 35.00cm 35.00cm 8 Ø 14	35X35	Cumple	C12	0.9D+SX
 40.00cm 60.00cm 4 Ø 22 + 8 Ø 14	40X60	No cumple – rediseñada Cuantía muy cercana al 3% permitido por norma	C32	0.9D+SX

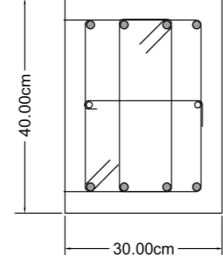
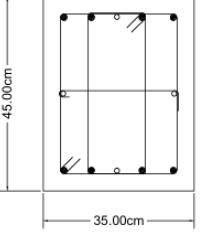
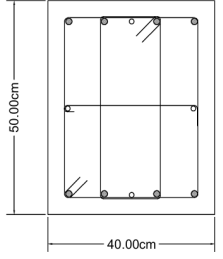
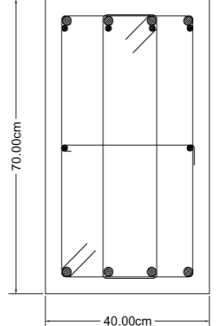
Fuente: Autor

Las columnas estas diseñadas con la cuantía mínima permitida por la norma ecuatoriana de la construcción, por consiguiente, únicamente la columna de 35cm x 35cm cumple con los requerimientos, por otro lado, las otras columnas no cumplen con el armado propuesto de los diseños para soportar los esfuerzos laterales que está sometida la estructura.

Tabla 42. Tabla de resumen de verificación de diseño para vigas en Bloque 2

ARMADO PROPUESTO	DIMENSIÓN N (cm)	CRITERIOS POR VERIFICACIÓN DE DISEÑO	ELEMENTO	COMBINACIÓN
	20X20	No cumple – rediseñada Sección muy pequeña	B63	1.2D+L+SX
	30X35	Cumple, pero no con el armado propuesto	B50	1.2D+L+SX
	30X35	Cumple	B65	1.2D+L+SX
	30X30	Cumple	B68	0.9D+SX
	35X35	Cumple, pero no con el armado propuesto	B46	1.2D+L+SX

Fuente: Autor

	30X40	Cumple	B17	1.2D+L+SY
	35X45	No cumple – Rediseño Requiere más acero para soportar la demanda	B26	1.2D+L+SY
	40x50	Cumple	B23	1.2D+L+SY
	40x70	No cumple – Rediseño Requiere más acero para soportar la demanda	B61	1.2D+1.6L

Fuente: Autor

En la verificación de diseño de vigas, se determinó que cuatro de las nueve vigas, cumple con el armado de diseño propuesto y las restantes no cumple, ya que requieren más acero para soportar la demanda estructural.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

Se realizó una revisión bibliográfica del diseño sismorresistente de edificaciones, enfocada en los criterios establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015, con el fin de actualizar los conocimientos técnicos frente al diseño original del Mercado Municipal de Camilo Ponce Enríquez. Esta revisión permitió identificar las principales diferencias entre ambas normativas, especialmente en cuanto a los parámetros de análisis sísmico, el control de derivas, las cuantías mínimas de refuerzo y los factores de comportamiento sísmico. Con ello se establecieron las bases normativas necesarias para realizar una evaluación estructural más rigurosa y ajustada a las exigencias actuales, justificando la necesidad de reevaluar edificaciones existentes que fueron construidas bajo normativas anteriores.

El análisis estructural realizado puso en evidencia que el edificio presenta un desempeño sísmico aceptable desde el punto de vista normativo, ya que cumple con los límites de deriva establecidos en la NEC-2015, 0.763% en la dirección “Y” y 1.667% en la dirección “X”, ambos por debajo del máximo permitido del 2%. Sin embargo, analizar los elementos de la estructura, se identificaron deficiencias significativas. Varias vigas presentaron fallas por cortante, y muchas columnas trabajaban con cuantías cercanas o incluso superiores al límite normativo del 3%, lo cual representa un riesgo estructural importante ante un evento sísmico severo. La mayoría de los elementos estructurales fueron diseñados con cuantía mínima, lo que se considera insuficiente para resistir adecuadamente las demandas sísmicas. Solo algunos elementos, como una columna circular de 45 cm de diámetro y ciertas vigas del Bloque 2, cumplieron con el armado requerido.

Con base en los resultados del análisis, se propuso secciones optimizadas de acuerdo a las demandas sísmicas adquiridas del análisis estructural, considerando las columnas y vigas más cargadas en ambas edificaciones estudiadas, para el caso del Bloque 1, se realizó un aumento en la sección transversal en viga, pasando de una sección de 40 cm x 70 cm con cuantía mínima a 45 cm x 70 cm con una cuantía cercana de 0.94%, también la columna paso de una sección de 60 cm de diámetro con cuantía del 1% a 70cm de diámetro con cuantía del 1.3% teniendo una relación demanda capacidad de 90% de eficiencia. Por otro lado, para el caso del Bloque 2, paso de una sección de 40cm x 70cm con cuantía mínima a 45 cm x 70 cm con una cuantía cercana de 0.83%, también la

columna paso de una sección de 40 cm x 60 cm con cuantía del 1% a 70 cm x 50 cm con cuantía del 1.9% teniendo una relación demanda capacidad de 91% de eficiencia.

5.2. Recomendaciones

Se debe intervenir en aquellas vigas y columnas que no cumplen con la demanda requerida, ya sea porque tienen poco acero o porque no soportan bien las fuerzas sísmicas. Para corregir esto, es necesario aumentar el tamaño de estos elementos y reforzarlos adecuadamente, considerando siempre los resultados del análisis estructural. Además, no se recomienda diseñar con los valores mínimos de refuerzo permitidos, ya que en zonas con actividad sísmica es preferible contar con un margen adicional de seguridad. También es importante que los técnicos y diseñadores estén capacitados en las normas vigentes y en métodos actuales de análisis estructural, ya que esto contribuirá a mejorar la calidad y seguridad de las obras que se ejecutan en el cantón.

Se recomienda contar con estudios del suelo y del comportamiento sísmico de la zona antes de construir. Esto permite ajustar el diseño de las nuevas obras a las condiciones reales del terreno, lo cual ayuda a evitar problemas futuros. Sería conveniente que el GAD impulse este tipo de trabajos de microzonificación para asegurar que las construcciones estén bien adaptadas a su entorno.

Es aconsejable implementar secciones estructurales optimizadas en los elementos más exigidos del edificio, como vigas y columnas, tomando en cuenta los resultados del análisis sísmico estructural. Estas modificaciones deben considerar no solo el aumento de dimensiones, sino también una cuantía de refuerzo adecuada que garantice una relación demanda-capacidad superior al 90 %, mejorando así el comportamiento sismorresistente general de la edificación y reduciendo el riesgo de fallas estructurales ante eventos sísmicos.

6. REFERENCIAS

- Arif, W. C. I. G. (2023). Assessment of the Seismic Vulnerability of a Multi-storey RC Structure with Plan Irregularity: A Case Study. IOP Conference Series: Earth and Environmental Science, 1185(1). <https://doi.org/10.1088/1755-1315/1185/1/012021>
- Ávila Barrientos, L. (2021). Una revisión general acerca de las características y consecuencias de grandes sismos en México. <http://www.isc.ac.uk/iscgem>;
- Azhar C K 1, M. J. C. M. 2 , S. K. , H. S. (2022). Design and Analysis of (G+4) Residential Building Using ETABS. International Journal for Research in Applied Science and Engineering Technology, 10(7), 235–239. <https://doi.org/10.22214/ijraset.2022.45254>
- Calderón, E. P. A. C. D. C. F. B. D. R. C. (2023). Análisis de estabilidad del deslizamiento La Fortuna en el cantón Camilo Ponce Enríquez La Fortuna slib stability analysis in Camilo Ponce Enríquez town. <https://geolatitud.geoenergia.gob.ec/ojs/ojs/index.php/GeoLatitud/article/view/154>
- Cardenas, O. F. A. H. G. S. A. (2021). Seismic Performance Assessment of a Typical Peruvian Public-School Building. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, 1048(1). <https://doi.org/10.1088/1757-899X/1048/1/012014>
- Cavalcante, G. H. F. P. E. M. V. R. I. D. V. J. L. C. M. P. J. E. S. G. H. (2022). Seismic fragility assessment of typical bridges in Northeastern Brazil. Latin American Journal of Solids and Structures, 19(5). <https://doi.org/10.1590/1679-78257062>
- Chen Wang a, L. S. a, J. F. (2022). End-to-End Structural analysis in civil engineering based on deep learning. <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2022.104255>
- Cunalata, F. C. P. (2022). State of the Art of Seismic Vulnerability Studies in Ecuador. Revista Politecnica, 50(1), 55–64. <https://doi.org/10.33333/rp.vol50n1.06>
- Deepan Chakaravarthi, A. V. D. E. G. A. R. L. H. D. (2022). ANALYSIS AND DESIGN OF MULTI-STOREYED (G+2) RESIDENTIAL BUILDING. International Journal of Advanced Research, 10(04), 917–936. <https://doi.org/10.21474/IJAR01/14626>
- Huñisaca Quishpe, A. S. M. N. J. S. M. N. C. H. (2023). Modelización y evaluación sísmica de la torre izquierda de la iglesia “Santuario del Espíritu Santo y de Nuestra Señora de Guadalupe”. 7(1), 2187–2209. <https://doi.org/10.56048/mqr20225.7.1.2023.2187-2209>
- Jesús Carrera. (2019). RESPUESTA INELÁSTICA DE MARCOS DÚCTILES CON CONTRAVIENTO EXCÉNTRICO. In Revista de Ingeniería Sísmica (Vol. 100). 10.18867/ris.100.478
- Junda. (2023). Interpretable machine learning models for the estimation of seismic drifts in CLT buildings. Journal of Building Engineering, 70. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2023.106365>
- Karampinis, I., Morfidis, K., & Iliadis, L. (2024). Derivation of Analytical Equations for the Fundamental Period of Framed Structures Using Machine Learning and SHAP Values. Applied Sciences (Switzerland), 14(19). <https://doi.org/10.3390/app14199072>

- Kassem, M. M. M. N. F. N. F. E. (2020). The seismic vulnerability assessment methodologies: A state-of-the-art review. In *Ain Shams Engineering Journal* (Vol. 11, Issue 4, pp. 849–864). Ain Shams University. <https://doi.org/10.1016/j.asej.2020.04.001>
- Kassem, & Moustafa Moufid Beddu, S. O. J. H. T. C. G. E.-M. A. M. N. F. M. (2021). Assessment of seismic building vulnerability using rapid visual screening method through web-based application for Malaysia. *Buildings*, 11(10). <https://doi.org/10.3390/buildings11100485>
- M. C. Gerstenberger, W. M. T. A. M. P. J. A. L. D. E. H. F. H. F. N. L. K.-F. M. C. M. M. D. P. (2020). Probabilistic Seismic Hazard Analysis at Regional and National Scales: State of the Art and Future Challenges. 2020. <https://doi.org/10.1029/2019RG000653>
- Mangeshkumar R. Shendkar, D.-P. N. K. S. M. P. R. M. O. T. (2021). Seismic Evaluation and Retrofit of Reinforced Concrete Buildings with Masonry Infills Based on Material Strain Limit Approach. <https://doi.org/10.1155/2021/5536409>
- Martínez Reyes, V., & Nungaray Pérez, C. (2019). Seismic performance evaluation of steel rigid frame buildings in Honduran high seismic hazard zones. *Informes de La Construcción*, 71(556), 1–14. <https://doi.org/10.3989/ic.64333>
- NEC. (2015). PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- Norma Fernanda López. (2021). Dialnet-MonitoreoDeLaSaludEstructuralDelEdificioLaEstancia-8383767. <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=8383767>
- Paudel, S. Ii. M. T. Ii. M. H. (2024). Seismic Vulnerability Assessment of Regular and Vertically Irregular Residential Buildings in Nepal. *Journal of the Civil Engineering Forum*, 199–208. <https://doi.org/10.22146/jcef.10316>
- PDOT CPE 2020-2032. (2020). PDOT CPE 2020-2032. <https://www.camiloponce.gob.ec/camiloponce2020/index.php/inicio>
- Peng, Z. (2023). Inter-Story Drift Ratio Detection of High-Rise Buildings Based on Ambient Noise Recordings. *Applied Sciences* (Switzerland), 13(11). <https://doi.org/10.3390/app13116724>
- Quiñones-bustos, C. B. M. T. O. C. (2021). Seismic and coastal vulnerability assessment model for buildings in Chile. *Buildings*, 11(3). <https://doi.org/10.3390/buildings11030107>
- Suquillo, B. R. F. M. L. M. (2024). Seismic Performance Evaluation of a Chilean RC Building Damaged during the Mw8.8 Chile Earthquake. *Buildings*, 14(4). <https://doi.org/10.3390/buildings14041028>
- Tartaglia, R. M. A. P. A. L. R. (2022). Seismic Retrofitting of Existing Industrial Steel Buildings: A Case-Study. *Materials*, 15(9). <https://doi.org/10.3390/ma15093276>
- Vinicio Pando-Guamán, F. C.-O. (2022). Vulnerabilidad sísmica de una edificación sujeta a los efectos de la falla geológica de Girón. *Mayo Especial*, 8(2), 53–69. <https://doi.org/10.23857/dc.v8i2.2738>

Yi Sui. (2023). A real-time approach to structural seismic response analysis.

Zhong, C. C. C. (2022). Self-centering seismic-resistant structures: Historical overview and state-of-the-art. *Earthquake Spectra*, 38(2), 1321–1356.
<https://doi.org/10.1177/87552930211057581>

7. Anexos

Anexo 1. Medición de columna rectangular C1



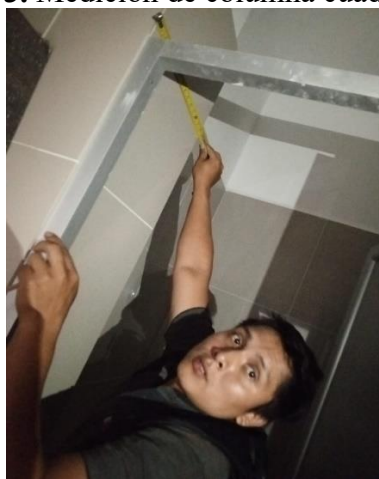
Fuente: Autor

Anexo 2. Medición de columna cuadrada C2



Fuente: Autor

Anexo 3. Medición de columna cuadrada C3



Fuente: Autor

Anexo 4. Medición de columna cuadrada C4



Fuente: Autor

Anexo 5. Medición de columna cuadrada C5



Fuente: Autor

Anexo 6. Medición de columna cuadrada C6



Fuente: Autor

Anexo 7. Medición de columna rectangular C8



Fuente: Autor

Anexo 8. Medición de columna cuadrada C7



Fuente: Autor

Anexo 9. Medición de columna circular CR1



Fuente: Autor

Anexo 10. Medición de columna circular CR2



Fuente: Autor

Anexo 11. Medición de columna cuadrada CR3



Fuente: Autor

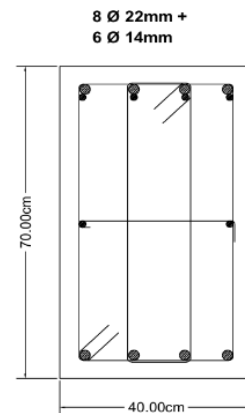
Anexo 12. Medición de altura entre piso planta baja



Fuente: Autor

Revisión de la viga 40cm x 70cm del bloque 1

Mu	552.51 kN*m
Φ	0.9
f_y	420 MPa
f'_c	28 MPa
rec	50mm
ϕ Est	10mm
L	7824mm
β_1	0.85



DISEÑO POR FLEXIÓN EMPOTRAMIENTO

$$h = \frac{L}{21} = \frac{7824 \text{ mm}}{21} = 373 \text{ mm}$$

$$h = 700 \text{ mm}$$

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

$$\emptyset \text{varilla 1} = 22 \text{ mm}$$

$$\emptyset \text{varilla 2} = 14 \text{ mm}$$

$$\# \text{varillas 1} = 4$$

$$\# \text{varillas 2} = 4$$

$$d_{asum} = 700 - 70 - 10 - \frac{22}{1} = 609 \text{ mm}$$

$$\rho_b = 0,51 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} = 0.02890$$

$$\rho_{min} > \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \text{ o } \frac{1,4}{f_y} = 0.00333$$

$$\rho_{max} = 0,5 * \rho_b = 0.01445$$

$$R_{max} = \rho_{max} * f_y \left(1 - 0,59 * \rho_{max} * \frac{f_y}{f'_c} \right) = 5.29 \text{ MPa}$$

$$d_{cal} = \sqrt{\frac{Mu}{\phi * R_{max} * b}} = 538 \text{ mm} \quad \text{CUMPLE}$$

$$R = \frac{Mu}{\phi * b * d_{asum}^2} = 4.14 \text{ MPa}$$

$$0,59 * \rho_{cal}^2 * \frac{f_y}{f'_c} - \rho_{cal} * f_y + R = 0.00985$$

$$As = \rho_{cal} * b * d_{asum} = 2400.61 \text{ mm}^2$$

$$A_{scal} = 4 * \frac{\pi * \emptyset varilla 1^2}{4} + \frac{\pi * \emptyset varilla 2^2}{4} = 2136.28 mm^2$$

$$\rho_{real} = \frac{A_{scal}}{h * b} = 0.00763$$

$$R_{real} = \rho_{real} * f_y \left(1 - 0.59 * \rho_{real} * \frac{f_y}{f'_c} \right) = 2.99 MPa$$

$$\Phi M_n = \Phi * R_{cal} * b * d_{asum}^2 = 398.96 kN * m$$

$$\Phi M_n \geq M_u$$

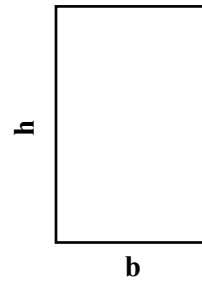
$$398.96 kN * m \geq 552.51 kN * m \quad \text{NO CUMPLE}$$

$R \frac{D}{c} = 138\%$

NO CUMPLE

Viga del bloque 1

Mu	552.51 kN*m
Φ	0.9
fy	420 MPa
f'c	28 MPa
rec	50mm
φ Est	10mm
L	7824mm
β1	0.85



DISEÑO POR FLEXIÓN EMPOTRAMIENTO

$$h = \frac{L}{21} = \frac{7824 \text{ mm}}{21} = 373 \text{ mm}$$

$$h = 700 \text{ mm}$$

$$b = 450 \text{ mm}$$

$$\text{Øvarilla 1} = 28 \text{ mm}$$

$$\text{Øvarilla 2} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{\#varillas 1} = 4$$

$$\text{\#varillas 2} = 1$$

$$d_{asum} = 700 - 50 - 10 - \frac{28}{1} = 626 \text{ mm}$$

$$\rho_b = 0,51 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} = 0.02890$$

$$\rho_{min} > \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \text{ o } \frac{1,4}{f_y} = 0.00333$$

$$\rho_{max} = 0,5 * \rho_b = 0.01445$$

$$R_{max} = \rho_{max} * f_y \left(1 - 0,59 * \rho_{max} * \frac{f_y}{f'_c} \right) = 5.29 \text{ MPa}$$

$$d_{cal} = \sqrt{\frac{Mu}{\phi * R_{max} * b}} = 508 \text{ mm} \quad \text{CUMPLE}$$

$$R = \frac{Mu}{\phi * b * d_{asum}^2} = 3.48 \text{ MPa}$$

$$0,59 * \rho_{cal}^2 * \frac{f_y}{f'_c} - \rho_{cal} * f_y + R = 0.00829$$

$$As = \rho_{cal} * b * d_{asum} = 2335.34 \text{ mm}^2$$

$$As_{cal} = 4 * \frac{\pi * \text{Øvarilla 1}^2}{4} + \frac{\pi * \text{Øvarilla 2}^2}{4} = 2953.88 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{real} = \frac{As_{cal}}{h * b} = 0.00938$$

$$R_{real} = \rho_{real} * fy \left(1 - 0,59 * \rho_{real} * \frac{fy}{f'c} \right) = 3.61 MPa$$

$$\Phi Mn = \Phi * R_{cal} * b * d_{asum}^2 = 573.20 kN * m$$

$$\Phi Mn \geq Mu$$

$$573.20 kN * m \geq 552.51 kN * m \quad \text{CUMPLE}$$

$$R \frac{D}{c} = 96\%$$

VERIFICACIÓN DE CORTANTE

DATOS	
V	277.75 kN
d	626 mm
hc	600 mm
λ	1
fy	420 MPa
f'c	28 MPa
ϕ	0,75

$$Vu = \frac{V * (L - (d + \frac{hc}{2}))}{L} =$$

$$Vu = 244.88 kN$$

$$\Phi Vn \geq Vu$$

$$\Phi Vn = \Phi(Vc + Vs)$$

$$\Phi Vn = \Phi(0,17 * \lambda * \sqrt{f'c} * bw * d + 0,66 * \sqrt{f'c} * bw * d) = 927.91 kN$$

$$927.91 kN \geq 244.88 kN \quad \text{CUMPLE}$$

LONGITUD DE DESARROLLO Y ANCLAJE

$$l_d = \left[\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_s \Psi_g}{1.7 \lambda \sqrt{f'_c}} \right] d_b \quad l_a > \begin{cases} d \\ 12 d_b \\ l_d / 16 \end{cases}$$

Datos	
ψ_t	1,3
ψ_e	1
ψ_g	1
ψ_s	1
λ	1
d_b	28 mm

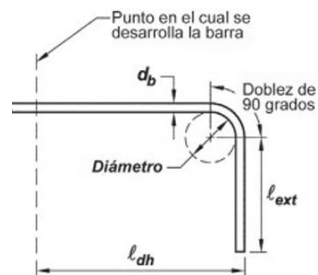
$$l_d = \frac{420 \text{ MPa} * 1.3 * 1 * 1 * 1}{1.7 * 1 * \sqrt{28 \text{ MPa}}} * 28 \text{ mm} =$$

$$l_d = 1700 \text{ mm}$$

$$l_a > \begin{cases} 626 \text{ mm} \\ 336 \text{ mm} \\ 106 \text{ mm} \end{cases}$$

$$l_a = 626 \text{ mm}$$

GANCHO ESTÁNDAR A 90 GRADOS



$$l_{ext} = 12 d_b$$

$$l_{ext} = 336 \text{ mm}$$

$$\text{Doble} = 6 d_b$$

$$\text{Doble} = 168 \text{ mm}$$

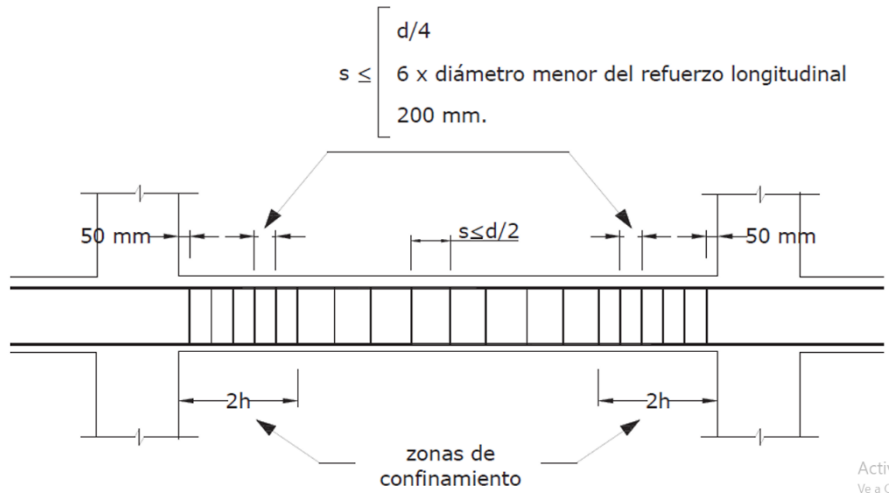
SEPARACIÓN ENTRE VARILLAS

$$S = \frac{b - 2 * rec - 2 * \Phi_{Est} - \Phi_{varilla 1}}{\#varillas - 1}$$

$$S = \frac{450 \text{ mm} - 2 * 50 \text{ mm} - 2 * 10 \text{ mm} - 28 \text{ mm}}{5 - 1}$$

$$S = 7.55 \text{ cm}$$

SEPARACIÓN ENTRE ESTRIBOS



Zona de confinamiento

$$2h = 2 * 700mm = 1400mm$$

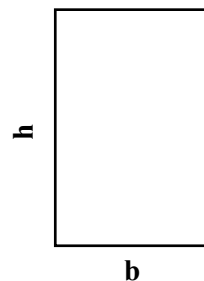
$$s \leq \begin{cases} 156mm \\ 168mm \\ 200mm \end{cases} \quad S = 150mm$$

Zona central

$$s \leq \frac{626}{2} \quad S = 310mm$$

DISEÑO POR FLEXIÓN VANO

Mu	276.25 kN*m
Φ	0.9
f _y	420 MPa
f' _c	28 MPa
rec	50mm
φ Est	10mm
L	7824mm
β ₁	0.85



$$h = 700mm$$

$$b = 450mm$$

$$\emptyset \text{varilla } 1 = 28 \text{ mm}$$

$$\emptyset \text{varilla } 2 = - \text{ mm}$$

$$\# \text{varillas } 1 = 4$$

$$\# \text{varillas } 2 = -$$

$$d_{asum} = 700 - 50 - 10 - \frac{28}{1} = 626 \text{ mm}$$

$$\rho_b = 0,51 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} = 0.02890$$

$$\rho_{min} > \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} o \frac{1,4}{f_y} = 0.00333$$

$$\rho_{max} = 0,5 * \rho_b = 0.01445$$

$$R_{max} = \rho_{max} * f_y \left(1 - 0,59 * \rho_{max} * \frac{f_y}{f'_c} \right) = 5.29 \text{ MPa}$$

$$d_{cal} = \sqrt{\frac{Mu}{\phi * R_{max} * b}} = 359 \text{ mm} \quad \text{CUMPLE}$$

$$R = \frac{Mu}{\phi * b * d_{asum}^2} = 1.74 \text{ MPa}$$

$$0,59 * \rho_{cal}^2 * \frac{f_y}{f'_c} - \rho_{cal} * f_y + R = 0.00414$$

$$As = \rho_{cal} * b * d_{asum} = 1167.55 \text{ mm}^2$$

$$As_{cal} = 4 * \frac{\pi * \emptyset \text{varilla } 1^2}{4} + \frac{\pi * \emptyset \text{varilla } 2^2}{4} = 2463.01 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{real} = \frac{As_{cal}}{h * b} = 0.00782$$

$$R_{real} = \rho_{real} * f_y \left(1 - 0,59 * \rho_{real} * \frac{f_y}{f'_c} \right) = 3.06 \text{ MPa}$$

$$\Phi Mn = \phi * R_{cal} * b * d_{asum}^2 = 485.14 \text{ kN} * m$$

$$\Phi Mn \geq Mu$$

$$485.14 \text{ kN} * m \geq 276.25 \text{ kN} * m \quad \text{CUMPLE}$$

CONTROL POR MOMENTO DE FISURAMIENTO

$$M_{cr} = 1.1 * f_r * S \qquad f_r = 0,62 * \sqrt{F'c} \qquad S = I/\bar{y}$$

$$f_r = 0,62 * \sqrt{28 \text{ MPa}}$$

$$f_r = 3.2807 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{b * h^3}{12} = \frac{450\text{mm} * (700\text{mm})^3}{12}$$

$$\bar{Y} = \frac{h}{2} = \frac{700\text{mm}}{2}$$

$$I = 1.2863E + 10 \text{ mm}^4$$

$$\bar{Y} = 350\text{mm}$$

$$M_{cr} = (1.1 * 3.2807 \text{ Mpa} * \frac{1.2863E + 10\text{mm}^4}{350\text{mm}})/1000^2$$

$$M_{cr} = 132.62 \text{ kN}$$

NOTA: El momento M_{cr} es menor al momento de diseño, por consiguiente, el acero requerido para fisuramiento será menor al acero calculado.

Diagrama de momento de la viga B1006 ubicado en el eje H y eje 17 y 21 el cual el combo ganador es 1.2D+L+SY

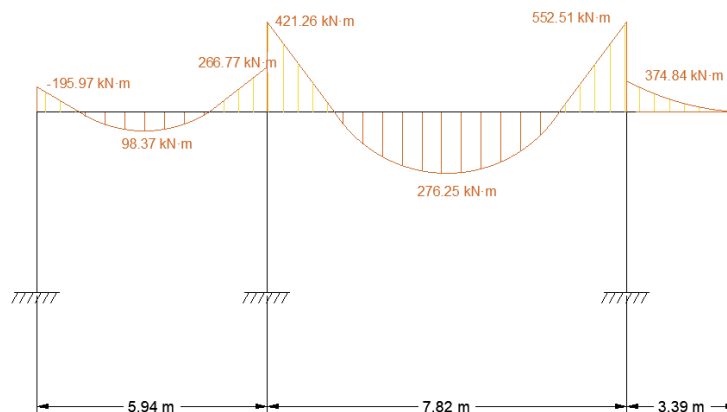
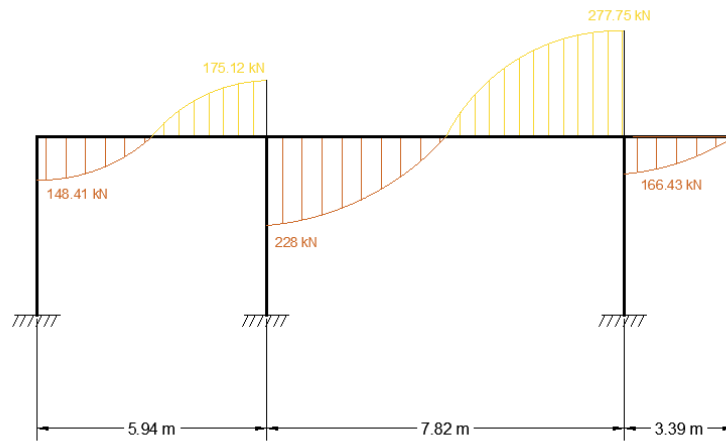
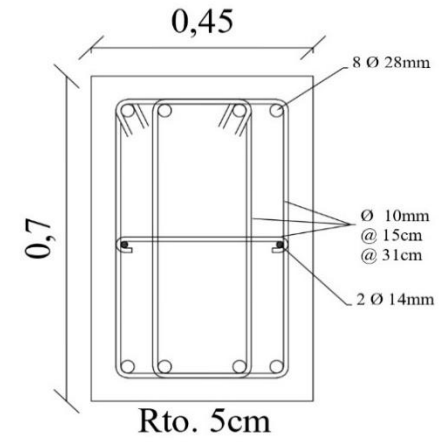


Diagrama de cortante de la viga B1006 ubicado en el eje H y eje 17 y 21 el cual el combo ganador es 1.2D+L+SY



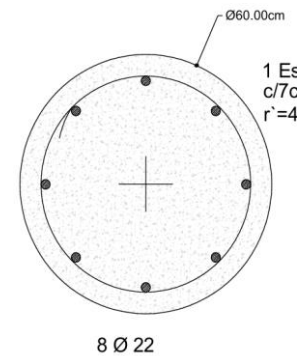


CORTE 2-2
Viga P1



Revisión de la columna circular de 60 cm de diámetro del bloque 1

DATOS	
P_u	345.92 kN
M_{ux}	135.78 kN*m
M_{uy}	359.06 kN*m
Φ	0.65
f_y	420 MPa
f'_c	28 MPa
rec	40mm
ϕ Est	12mm



DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN BIAIXIAL

$$D = h = 600mm$$

$$\begin{aligned}\phi_{\text{varilla}} &= 22mm \\ \# \text{varillas} &= 8\end{aligned}$$

$$A_s = \pi * \frac{\phi_{\text{varilla}}^2}{4} * \# \text{varilla} = \pi * \frac{(22mm)^2}{4} * 8$$

$$A_g = \pi * \frac{D^2}{4} = \pi * \frac{(600mm)^2}{4}$$

$$A_s = 3041.06 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 282743.34 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{cal} = \frac{A_s}{A_g} = \frac{3041.06 \text{ mm}^2}{282743.34 \text{ mm}^2}$$

$$\rho_{cal} = 0.01076$$

$$\gamma_h = D - 2 * \text{rec} - 2 * \phi_{\text{est}} - \phi_{\text{varilla}} = 600mm - 2 * 40mm - 2 * 12mm - 22mm$$

$$\gamma_h = 474 \text{ mm} \quad \gamma = \frac{\gamma_h}{D} = \frac{474 \text{ mm}}{600 \text{ mm}} \quad \gamma = 0.79$$

**Se debe utilizar el abaco
de la ACI C4 – 60.8**

$$e_x = \frac{M_{uy}}{P_u} = \frac{359.06 \text{ kN} * \text{m}}{345.92 \text{ kN}}$$

$$e_y = \frac{M_{ux}}{P_u} = \frac{135.78 \text{ kN} * \text{m}}{345.92 \text{ kN}}$$

$$e_x = 1.04m$$

$$e_y = 0.39m$$

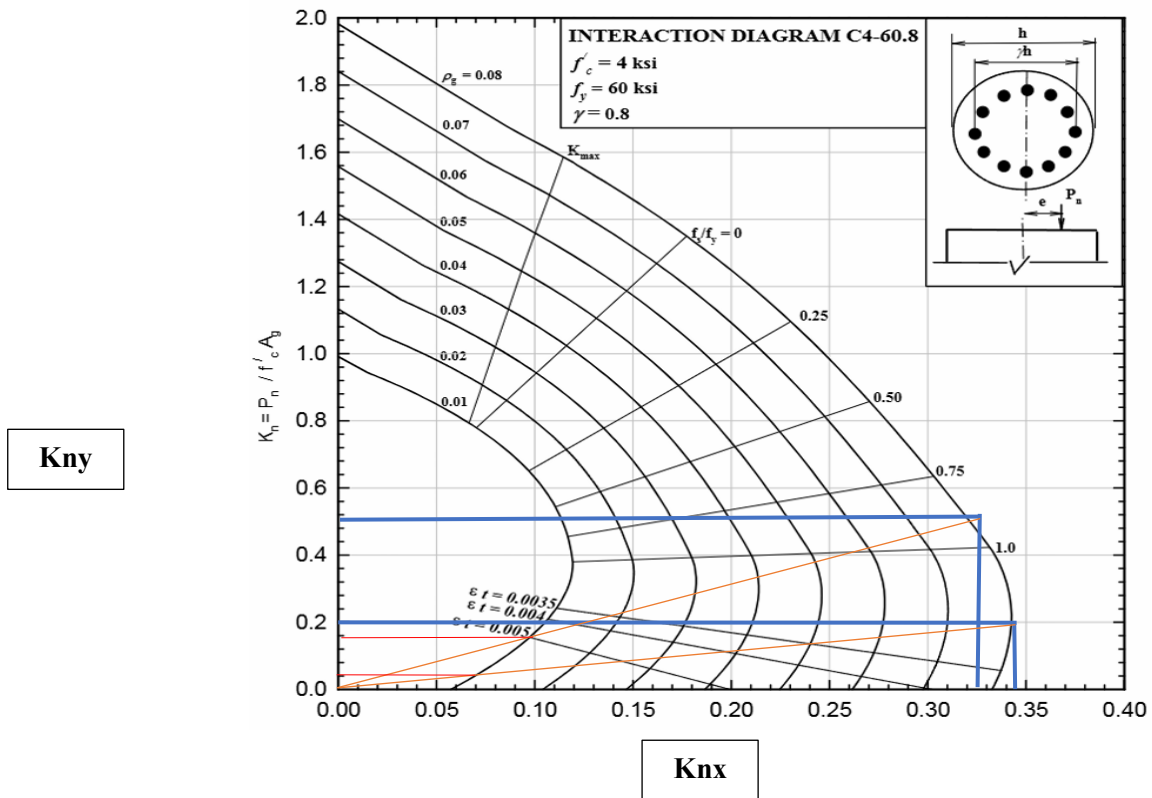
$$\frac{e_x}{h} = 1.48$$

**Por equivalencia de
triangulo se toma
 $e_x/h / 5 = 0.345$**

$$\frac{e_y}{h} = 0.56$$

**Por equivalencia de
triangulo se toma
 $e_y/h / 2 = 0.327$**

Interacción



$$Knx \approx 0.04$$

$$Kny \approx 0.15$$

$$Pnx = Knx * Ag * f'c = \frac{0.04 * 282743.34 \text{ mm}^2 * 28 \text{ MPa}}{1000} =$$

$$Pnx = 316.672 \text{ kN}$$

$$Pny = Kny * Ag * f'c = \frac{0.15 * 282743.34 \text{ mm}^2 * 28 \text{ MPa}}{1000} =$$

$$Pny = 1187.522 \text{ kN}$$

$$Po = 0.85 * f'c * (Ag - As) + fy * As$$

$$Po = \frac{0.85 * 28 \text{ MPa} * (282743.3 \text{ mm}^2 - 3041.1 \text{ mm}^2) + 420 \text{ MPa} * 3041.1 \text{ mm}^2}{1000} = 7934.2 \text{ kN}$$

$$Pn = \frac{1}{\frac{1}{Pnx} + \frac{1}{Pny} - \frac{1}{Po}} = \frac{1}{\frac{1}{316.67 \text{ kN}} + \frac{1}{1187.52 \text{ kN}} - \frac{1}{7934.16 \text{ kN}}}$$

$$Pn = 258.14 \text{ kN}$$

$$\phi Pn \geq Pu$$

$$0.65 * 258.14 \text{ kN} \geq 345.92 \text{ kN}$$

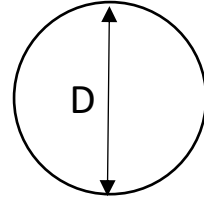
$$167.79 \text{ kN} \geq 345.92 \text{ kN}$$

NO CUMPLE

$$R \frac{D}{c} = 206\%$$

Columna bloque 1

DATOS	
pu	345.92 kN
Mux	135.78 kN*m
Muy	359.06 kN*m
Φ	0.70
fy	420 MPa
f'c	28 MPa
rec	40mm
φ Est	10mm



DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION BIAxIAL

$$D = h = 700mm$$

$$\begin{aligned}\phi \text{varilla} &= 28mm \\ \# \text{varillas} &= 8\end{aligned}$$

$$A_s = \pi * \frac{\phi \text{varilla}^2}{4} * \# \text{varilla} = \pi * \frac{(28mm)^2}{4} * 8$$

$$A_g = \pi * \frac{D^2}{4} = \pi * \frac{(700mm)^2}{4}$$

$$A_s = 4926.02 mm^2$$

$$A_g = 384845.1 mm^2$$

$$\rho_{cal} = \frac{A_s}{A_g} = \frac{4926.02 mm^2}{384845.1 mm^2}$$

$$\rho_{cal} = 0.01280$$

$$\gamma_h = D - 2 * rec - 2 * \phi_{est} - \phi \text{varilla} = 700mm - 2 * 40mm - 2 * 12mm - 28mm$$

$$\gamma_h = 568 mm$$

$$\gamma = \frac{\gamma_h}{D} = \frac{568 mm}{700 mm}$$

$$\gamma = 0.81$$

**Se debe utilizar el abaco
de la ACI C4 – 60.8**

$$e_x = \frac{M_{uy}}{P_u} = \frac{359.06 kN * m}{345.92 kN}$$

$$e_y = \frac{M_{ux}}{P_u} = \frac{135.78 kN * m}{345.92 kN}$$

$$e_x = 1.04m$$

$$e_y = 0.39m$$

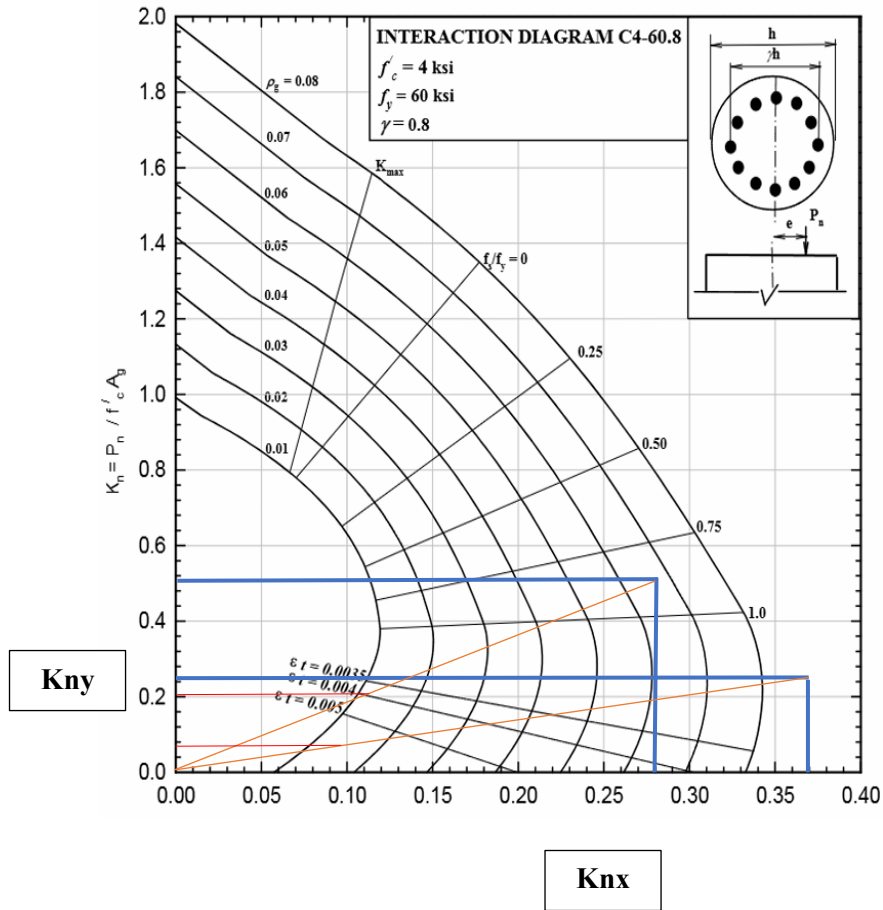
$$\frac{e_x}{h} = 1.48$$

Por equivalencia de triángulo se toma
ex/h /4=0.37

$$\frac{e_y}{h} = 0.56$$

Por equivalencia de triángulo se toma
ey/h/2 =0.28

Interacción



$$K_{nx} \approx 0.07$$

$$K_{ny} \approx 0.2$$

$$P_{nx} = K_{nx} * A_g * f'_c = \frac{0.07 * 384845.1 \text{ mm}^2 * 28 \text{ MPa}}{1000} =$$

$$P_{nx} = 754.3 \text{ kN}$$

$$P_{ny} = K_{ny} * A_g * f'_c = \frac{0.2 * 384845.1 \text{ mm}^2 * 28 \text{ MPa}}{1000} =$$

$$P_{ny} = 2155.13 \text{ kN}$$

$$P_o = 0.85 * f'_c * (A_g - A_s) + f_y * A_s$$

$$P_o = \frac{0.85 * 28 \text{ MPa} * (384845.1 \text{ mm}^2 - 4926.02 \text{ mm}^2) + 420 \text{ MPa} * 4926.02 \text{ mm}^2}{1000}$$

$$= 11111 \text{ kN}$$

$$P_n = \frac{1}{\frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_o}} = \frac{1}{\frac{1}{754.3 \text{ kN}} + \frac{1}{2155.13 \text{ kN}} - \frac{1}{11111 \text{ kN}}}$$

$$P_n = 588.32 \text{ kN}$$

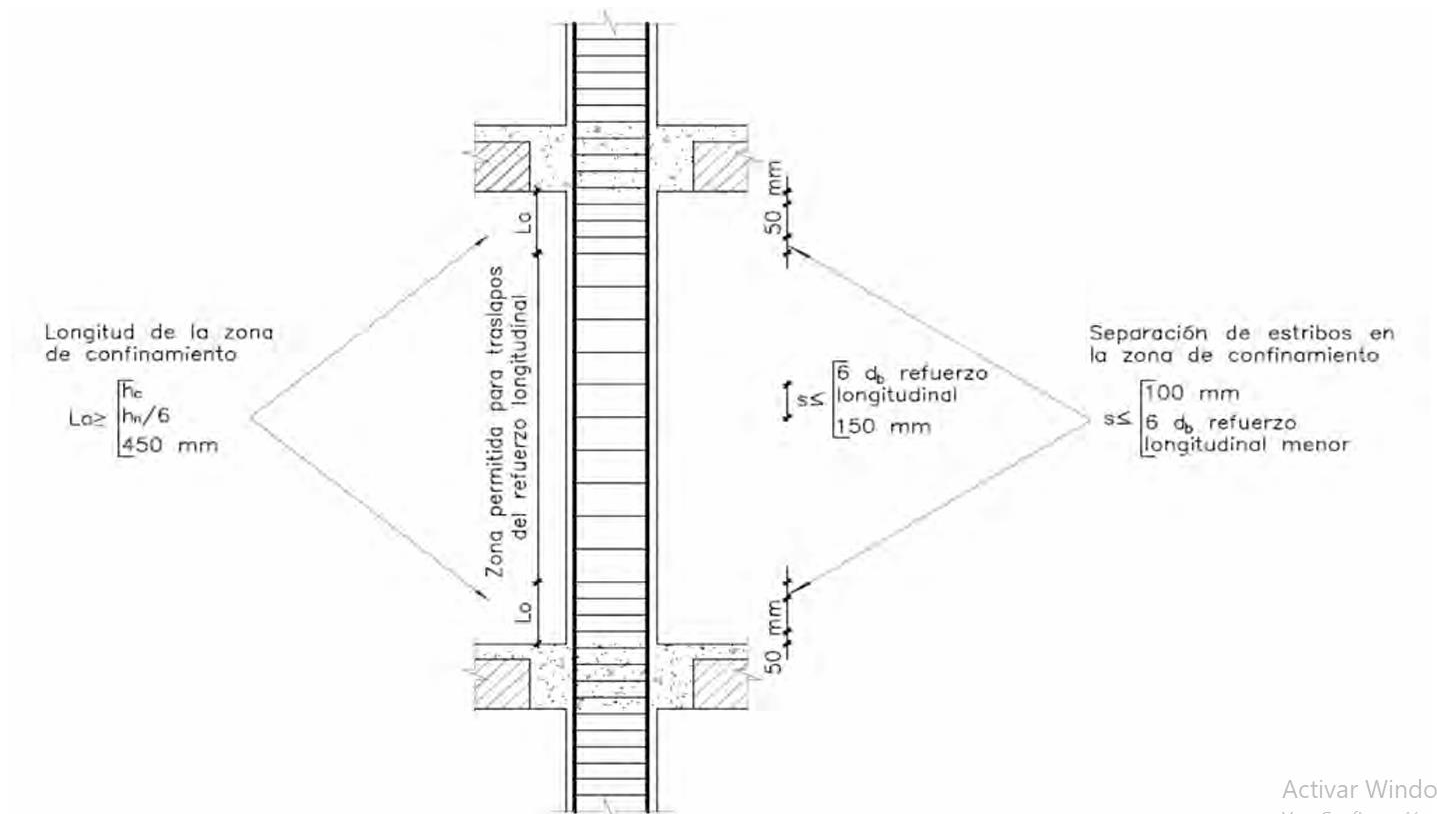
$$\phi P_n \geq P_u$$

$$0.65 * 588.32 \text{ kN} \geq 345.92 \text{ kN}$$

$$382.41 \text{ kN} \geq 345.92 \text{ kN} \quad \text{CUMPLE}$$

$$R \frac{D}{c} = 90\%$$

SEPARACIÓN ENTRE ESTRIBOS



Zona de confinamiento

$$L_o \geq \begin{cases} h_c = 700 \text{ mm} \\ h_n = 4200 \text{ mm} \\ \frac{h_n}{6} = \frac{4200 \text{ mm}}{6} \\ 450 \text{ mm} \end{cases} \quad L_o \geq \begin{cases} 700 \text{ mm} \\ 700 \text{ mm} \\ 450 \text{ mm} \end{cases}$$

$$L_o = 700mm$$

$$S \leq \begin{cases} 100 \text{ mm} \\ 6 * db \end{cases}$$

$$S \leq \begin{cases} 100 \text{ mm} \\ 168mm \end{cases}$$

$$S = 100mm$$

Zona central

$$S \leq \begin{cases} 150 \text{ mm} \\ 6 * db \end{cases}$$

$$S \leq \begin{cases} 150 \text{ mm} \\ 168mm \end{cases}$$

$$S = 150mm$$

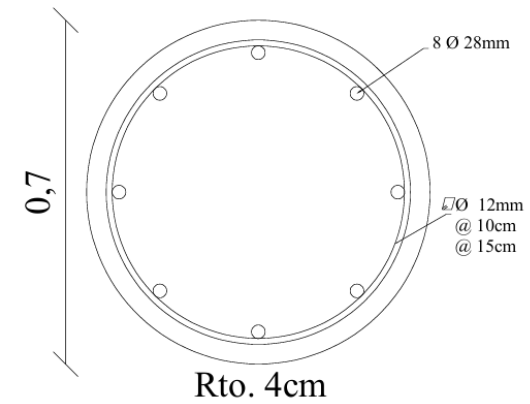
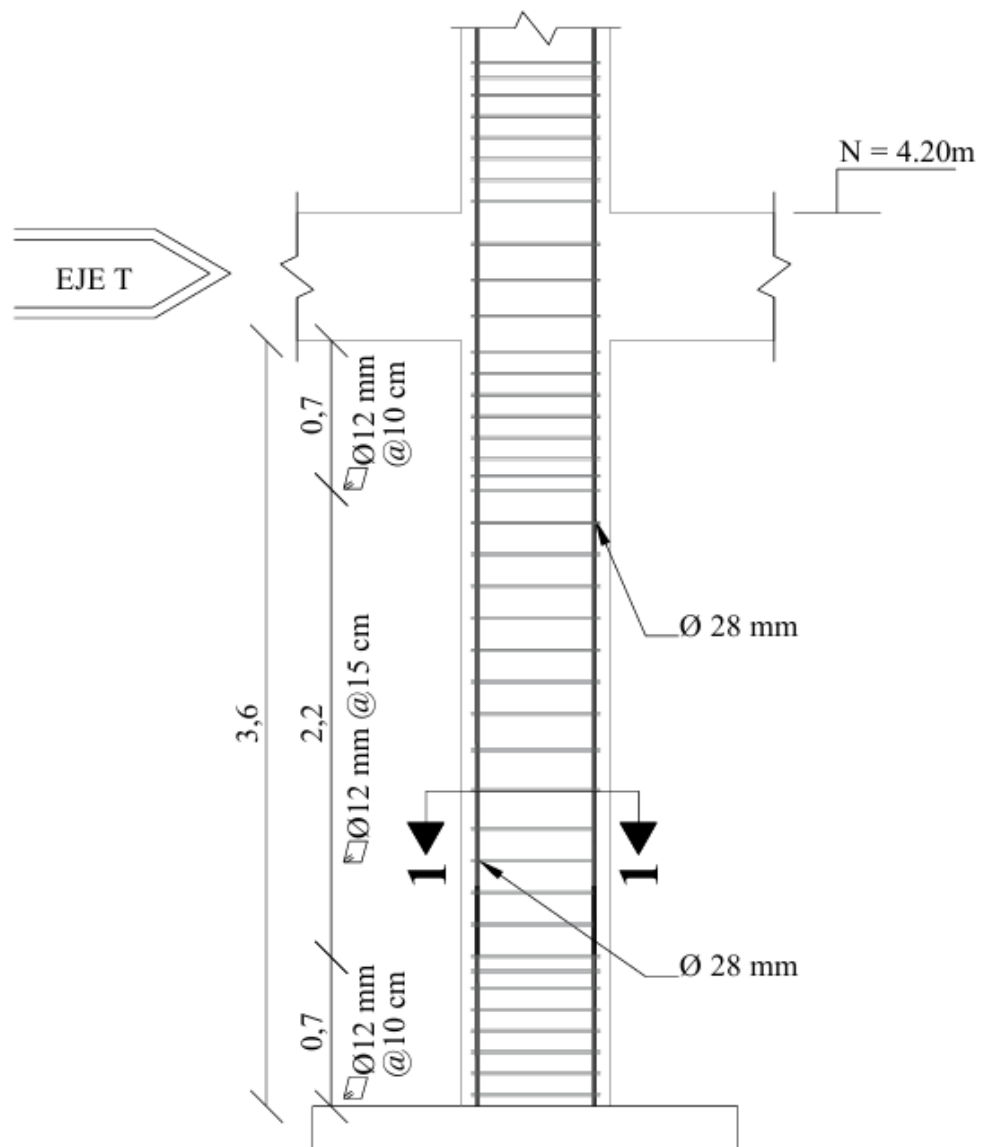
SEPARACIÓN ENTRE BARRAS

$$C = \pi D = \pi * 700 \text{ mm}$$

$$S = \frac{2199.11mm}{\#varillas}$$

$$C = 2199.11 \text{ mm}$$

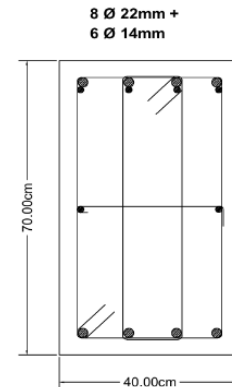
$$S = 28 \text{ cm}$$



CORTE 1-1
COLUMNA PB

Revisión de viga la 40cm x 70cm del bloque 2

Mu	421.26 kN*m
Φ	0.9
f_y	420 MPa
f'_c	28 MPa
rec	50mm
φ Est	10mm
L	7220 mm
β_1	0.85



DISEÑO POR FLEXIÓN EMPOTRAMIENTO

$$h = \frac{L}{21} = \frac{7220 \text{ mm}}{21} = 344 \text{ mm}$$

$$h = 700 \text{ mm}$$

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

$$\Phi \text{ varilla 1} = 22 \text{ mm}$$

$$\Phi \text{ varilla 2} = 14 \text{ mm}$$

$$\# \text{ varillas 1} = 4$$

$$\# \text{ varillas 2} = 4$$

$$d_{asum} = 700 - 70 - 10 - \frac{22}{1} = 609 \text{ mm}$$

$$\rho_b = 0,51 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} = 0.02890$$

$$\rho_{min} > \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \text{ o } \frac{1,4}{f_y} = 0.00333$$

$$\rho_{max} = 0,5 * \rho_b = 0.01445$$

$$R_{max} = \rho_{max} * f_y \left(1 - 0,59 * \rho_{max} * \frac{f_y}{f'_c} \right) = 5.29 \text{ MPa}$$

$$d_{cal} = \sqrt{\frac{Mu}{\varphi * R_{max} * b}} = 470 \text{ mm} \quad \text{CUMPLE}$$

$$R = \frac{Mu}{\varphi * b * d_{asum}^2} = 3.16 \text{ MPa}$$

$$0,59 * \rho_{cal}^2 * \frac{f_y}{f'_c} - \rho_{cal} * f_y + R = 0.00751$$

$$As = \rho_{cal} * b * d_{asum} = 1830.25 \text{ mm}^2$$

$$As_{cal} = 4 * \frac{\pi * \Phi \text{ varilla 1}^2}{4} + \frac{\pi * \Phi \text{ varilla 2}^2}{4} = 2136.28 \text{ mm}^2$$

105

$$\rho_{real} = \frac{As_{cal}}{h * b} = 0.00763$$

$$R_{real} = \rho_{real} * fy \left(1 - 0,59 * \rho_{real} * \frac{fy}{f'c} \right) = 2.99 \text{ MPa}$$

$$\Phi Mn = \Phi * R_{cal} * b * d_{asum}^2 = 398.96 \text{ kN} * m$$

$$\Phi Mn \geq Mu$$

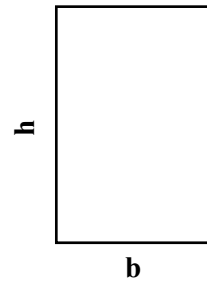
$$398.96 \text{ kN} * m \geq 421.26 \text{ kN} * m \quad \text{NO CUMPLE}$$

$R \frac{D}{c} = 106\%$

NO CUMPLE

Viga Bloque 2

Mu	552.51 kN*m
Φ	0.9
f _y	420 MPa
f' _c	28 MPa
rec	50mm
φ Est	10mm
L	4900mm
β ₁	0.85



DISEÑO POR FLEXIÓN EMPOTRAMIENTO

$$h = \frac{L}{21} = \frac{7824 \text{ mm}}{21} = 373 \text{ mm}$$

$$h = 700 \text{ mm}$$

$$b = 450 \text{ mm}$$

$$\emptyset \text{varilla 1} = 28 \text{ mm}$$

$$\emptyset \text{varilla 2} = 14 \text{ mm}$$

$$\# \text{varillas 1} = 4$$

$$\# \text{varillas 2} = 1$$

$$d_{asum} = 700 - 50 - 10 - \frac{28}{1} = 626 \text{ mm}$$

$$\rho_b = 0,51 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} = 0.02890$$

$$\rho_{min} > \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} o \frac{1,4}{f_y} = 0.00333$$

$$\rho_{max} = 0,5 * \rho_b = 0.01445$$

$$R_{max} = \rho_{max} * f_y \left(1 - 0,59 * \rho_{max} * \frac{f_y}{f'_c} \right) = 5.29 \text{ MPa}$$

$$d_{cal} = \sqrt{\frac{Mu}{\phi * R_{max} * b}} = 479 \text{ mm} \quad \text{CUMPLE}$$

$$R = \frac{Mu}{\phi * b * d_{asum}^2} = 3.10 \text{ MPa}$$

$$0,59 * \rho_{cal}^2 * \frac{f_y}{f'_c} - \rho_{cal} * f_y + R = 0.00738$$

$$As = \rho_{cal} * b * d_{asum} = 2079.11 \text{ mm}^2$$

$$As_{cal} = 4 * \frac{\pi * \emptyset \text{varilla 1}^2}{4} + \frac{\pi * \emptyset \text{varilla 2}^2}{4} = 2616.95 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{real} = \frac{As_{cal}}{h * b} = 0.00831$$

$$R_{real} = \rho_{real} * f_y \left(1 - 0,59 * \rho_{real} * \frac{f_y}{f'_c} \right) = 3.23 \text{ MPa}$$

$$\Phi M_n = \Phi * R_{cal} * b * d_{asum}^2 = 513.06 \text{ kN} * m$$

$$\Phi M_n \geq M_u$$

$$513.06 \text{ kN} * m \geq 491.9 \text{ kN} * m \quad \text{CUMPLE}$$

$$R \frac{D}{c} = 96\%$$

VERIFICACIÓN DE CORTANTE

DATOS	
V	366.89 kN
d	626 mm
hc	600 mm
λ	1
f _y	420 MPa
f' _c	28 MPa
ϕ	0,75

$$V_u = \frac{V * (L - (d + \frac{hc}{2}))}{L} =$$

$$V_u = 323.47 \text{ kN}$$

$$\Phi V_n \geq V_u$$

$$\Phi V_n = \Phi (V_c + V_s)$$

$$\Phi V_n = \Phi (0,17 * \lambda * \sqrt{f'_c} * bw * d + 0,66 * \sqrt{f'_c} * bw * d) = 927.91 \text{ kN}$$

$$927.91 \text{ kN} \geq 323.47 \text{ kN} \quad \text{CUMPLE}$$

LONGITUD DE DESARROLLO Y ANCLAJE

$$l_d = \left[\frac{f_y \Psi_t \Psi_e \Psi_s \Psi_g}{1.7 \lambda \sqrt{f'_c}} \right] d_b$$

$$l_a > \begin{cases} d \\ 12 \text{ db} \\ ld/16 \end{cases}$$

Datos	
ψ_t	1,3
ψ_e	1
ψ_g	1
ψ_s	1
λ	1
d_b	28 mm

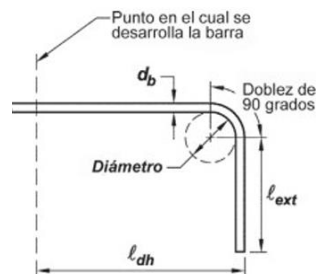
$$l_d = \frac{420 \text{ MPa} * 1.3 * 1 * 1 * 1}{1.7 * 1 * \sqrt{28 \text{ MPa}}} * 28 \text{ mm} =$$

$$l_d = 1700 \text{ mm}$$

$$l_a > \begin{cases} 626 \text{ mm} \\ 336 \text{ mm} \\ 106 \text{ mm} \end{cases}$$

$$l_a = 626 \text{ mm}$$

GANCHO ESTANDAR A 90 GRADOS



$$l_{ext} = 12d_b$$

$$l_{ext} = 340 \text{ mm}$$

$$\text{Doblez} = 6d_b$$

$$\text{Doblez} = 170 \text{ mm}$$

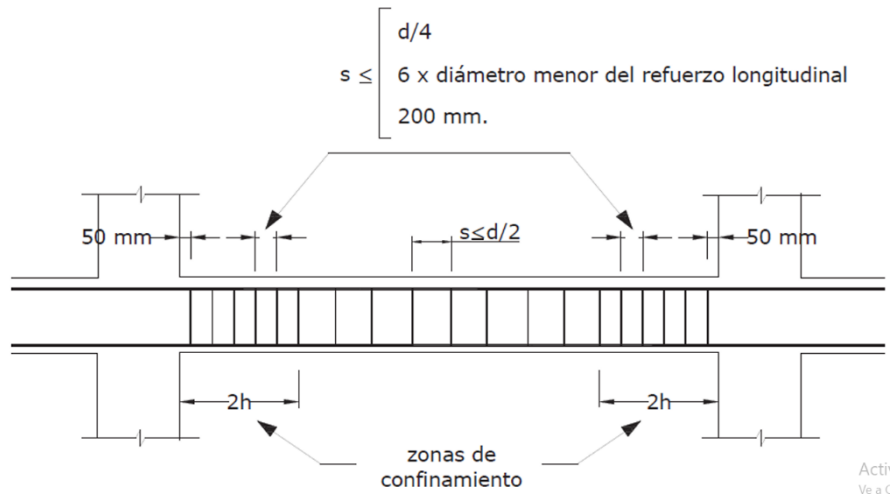
SEPARACION ENTRE VARILLAS

$$S = \frac{b - 2 * rec - 2 * \Phi_{Est} - \Phi_{varilla 1}}{\#varillas - 1}$$

$$S = \frac{450 \text{ mm} - 2 * 50 \text{ mm} - 2 * 10 \text{ mm} - 28 \text{ mm}}{5 - 1}$$

$$S = 7.55 \text{ cm}$$

SEPARACION ENTRE ESTRIBOS



Zona de confinamiento

$$2h = 2 * 700mm = 1400mm$$

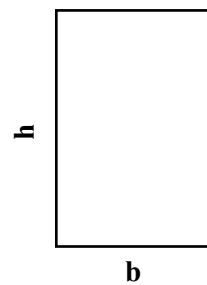
$$s \leq \begin{cases} 156mm \\ 168mm \\ 200mm \end{cases} \quad S = 150mm$$

Zona central

$$s \leq \frac{626}{2} \quad S = 310mm$$

DISEÑO POR FLEXIÓN VANO

Mu	245.95 kN*m
Φ	0.9
f _y	420 MPa
f' _c	28 MPa
rec	50mm
φ Est	10mm
L	7824mm
β ₁	0.85



$$h = 700mm$$

$$b = 450mm$$

$$\emptyset \text{varilla 1} = 28mm$$

$$\emptyset \text{varilla 2} = -mm$$

$$\# \text{varillas 1} = 4$$

$$\# \text{varillas 2} = -$$

$$d_{asum} = 700 - 50 - 10 - \frac{28}{1} = 626mm$$

$$\rho_b = 0,51 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} = 0.02890$$

$$\rho_{min} > \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \text{ o } \frac{1,4}{f_y} = 0.00333$$

$$\rho_{max} = 0,5 * \rho_b = 0.01445$$

$$R_{max} = \rho_{max} * f_y \left(1 - 0,59 * \rho_{max} * \frac{f_y}{f'_c} \right) = 5.29 \text{ MPa}$$

$$d_{cal} = \sqrt{\frac{Mu}{\phi * R_{max} * b}} = 339 \text{ mm} \quad \text{CUMPLE}$$

$$R = \frac{Mu}{\phi * b * d_{asum}^2} = 1.55 \text{ MPa}$$

$$0,59 * \rho_{cal}^2 * \frac{f_y}{f'_c} - \rho_{cal} * f_y + R = 0.00369$$

$$As = \rho_{cal} * b * d_{asum} = 1039.48 \text{ mm}^2$$

$$As_{cal} = 4 * \frac{\pi * \phi_{varilla 1}^2}{4} + \frac{\pi * \phi_{varilla 2}^2}{4} = 2463.01 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{real} = \frac{As_{cal}}{h * b} = 0.00782$$

$$R_{real} = \rho_{real} * f_y \left(1 - 0,59 * \rho_{real} * \frac{f_y}{f'_c} \right) = 3.06 \text{ MPa}$$

$$\Phi Mn = \phi * R_{cal} * b * d_{asum}^2 = 485.14 \text{ kN} * \text{m}$$

$$\Phi Mn \geq Mu$$

$$485.14 \text{ kN} * \text{m} \geq 245.95 \text{ kN} * \text{m} \quad \text{CUMPLE}$$

CONTROL POR MOMENTO DE FISURAMIENTO

$$M_{cr} = 1.1 * f_r * S \quad f_r = 0,62 * \sqrt{f'_c} \quad S = I / \bar{y}$$

$$f_r = 0,62 * \sqrt{28 \text{ MPa}}$$

$$f_r = 3.2807 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{b * h^3}{12} = \frac{450mm * (700mm)^3}{12}$$

$$\bar{Y} = \frac{h}{2} = \frac{700mm}{2}$$

$$I = 1.2863E + 10 \text{ mm}^4$$

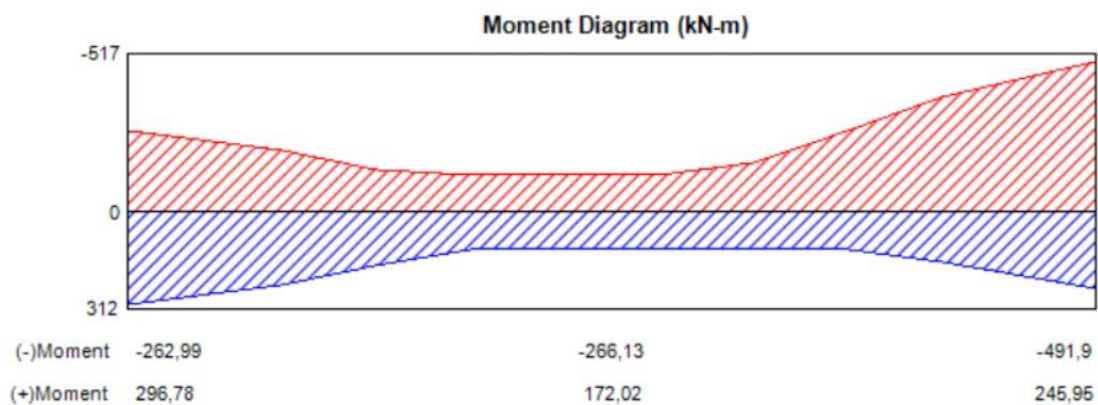
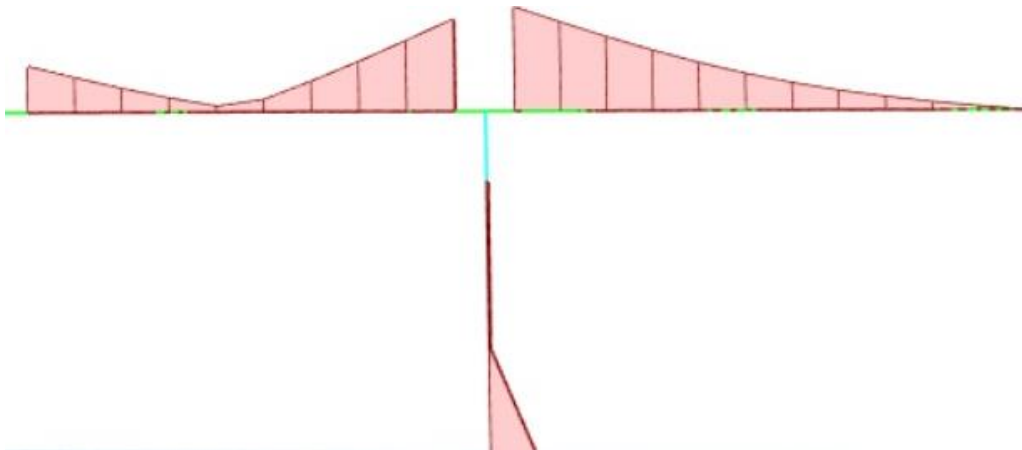
$$\bar{Y} = 350mm$$

$$M_{cr} = (1.1 * 3.2807 \text{ Mpa} * \frac{1.2863E + 10mm^4}{350mm})/1000^2$$

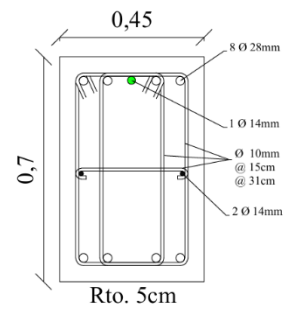
$$M_{cr} = 132.62 \text{ kN}$$

NOTA: El momento M_{cr} es menor al momento de diseño, por consiguiente, el acero requerido para fisuramiento será menor al acero calculado.

Viga ubicada entre el eje C y ejes 9 y 1 combo ganador 1.2D+1.6L

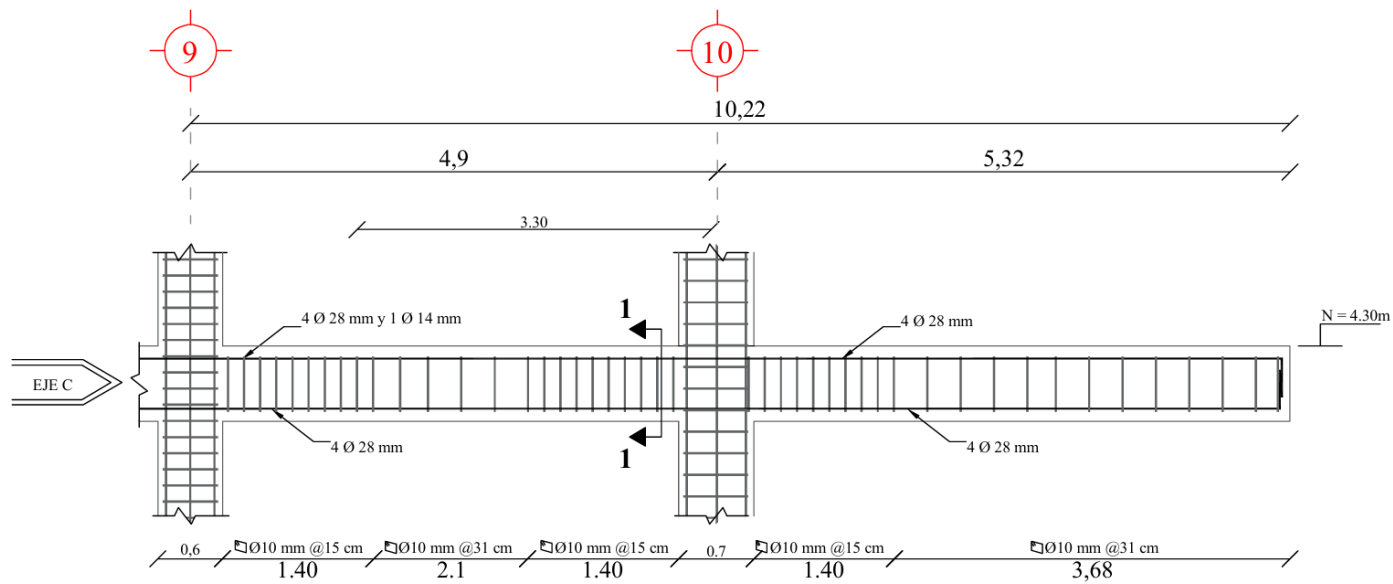


Nota: No existe transición de momento negativo a momento positivo, por consiguiente, el acero de refuerzo no tiene longitud de desarrollo, por consecuencia, se coloca de extremo a extremo.



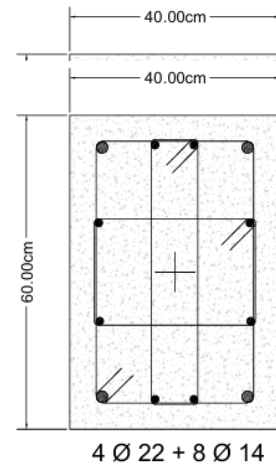
CORTE 1-1

Viga P1



Revisión de la columna 40cmx60cm estructura bloque 2

DATOS	
Pu	234.66 kN
Mux	97.26 kN*m
Muy	576.17 kN*m
Φ	0.65
fy	420 MPa
f'c	28 MPa
rec	50mm
φ Est	12mm



DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN BIAIXIAL

$$h = 400mm \quad b = 600mm$$

$$\begin{aligned} \emptyset \text{varilla1} &= 22mm & As &= \pi * \frac{\emptyset \text{varilla1}^2}{4} * \# \text{varilla1} + \pi * \frac{\emptyset \text{varilla2}^2}{4} * \# \text{varilla2} = \\ \emptyset \text{varilla2} &= 14 & & \\ \# \text{varillas1} &= 4 & As &= \frac{\pi * (22mm)^2}{4} * 4 + \frac{\pi * (14mm)^2}{4} * 8 \\ \# \text{varillas2} &= 8 & & \\ & & As &= 2752.04 mm^2 \end{aligned}$$

$$Ag = b * h = 600 mm * 400 mm$$

$$\rho_{cal} = \frac{As}{Ag} = \frac{2752.04 mm^2}{240000 mm^2}$$

$$Ag = 240000 mm^2$$

$$\rho_{cal} = 0.01147$$

$$\gamma_{h1} = b - 2 * rec - 2 * \emptyset_{est} - \emptyset \text{varilla1} = 600mm - 2 * 50mm - 2 * 12mm - 22mm$$

$$\gamma_{h1} = 458 mm$$

$$\gamma = \frac{\gamma_{h1}}{b} = \frac{458 mm}{600 mm}$$

$$\gamma = 0.76$$

**Se debe utilizar el abaco
de la ACI C4 – 60.8 y 60.7**

$$\gamma_{h2} = h - 2 * rec - 2 * \emptyset_{est} - \emptyset \text{varilla1} = 400mm - 2 * 50mm - 2 * 12mm - 22mm$$

$$\gamma_{h2} = 258 mm$$

$$\gamma = \frac{\gamma_{h2}}{h} = \frac{258 mm}{400 mm}$$

$$\gamma = 0.65$$

**Se debe utilizar el abaco
de la ACI C4 – 60.6 y 60.7**

$$e_x = \frac{M_{uy}}{P_u} = \frac{576.17 \text{ kN} \cdot \text{m}}{234.66 \text{ kN}}$$

$$e_x = 2.46 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M_{ux}}{P_u} = \frac{97.26 \text{ kN} \cdot \text{m}}{234.66 \text{ kN}}$$

$$e_y = 0.41 \text{ m}$$

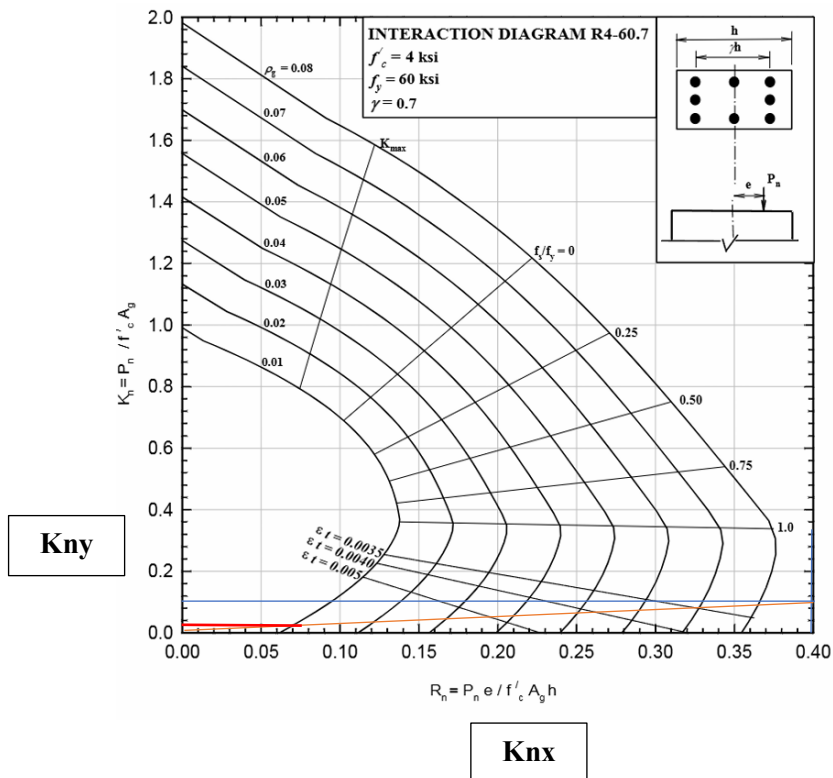
$$\frac{e_x}{b} = 4.09$$

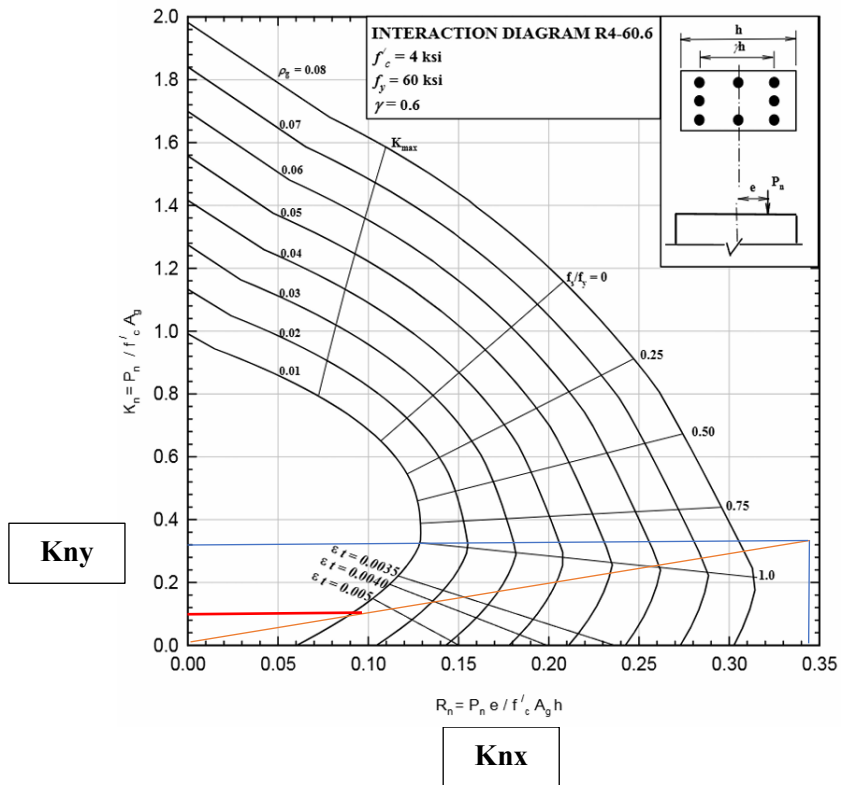
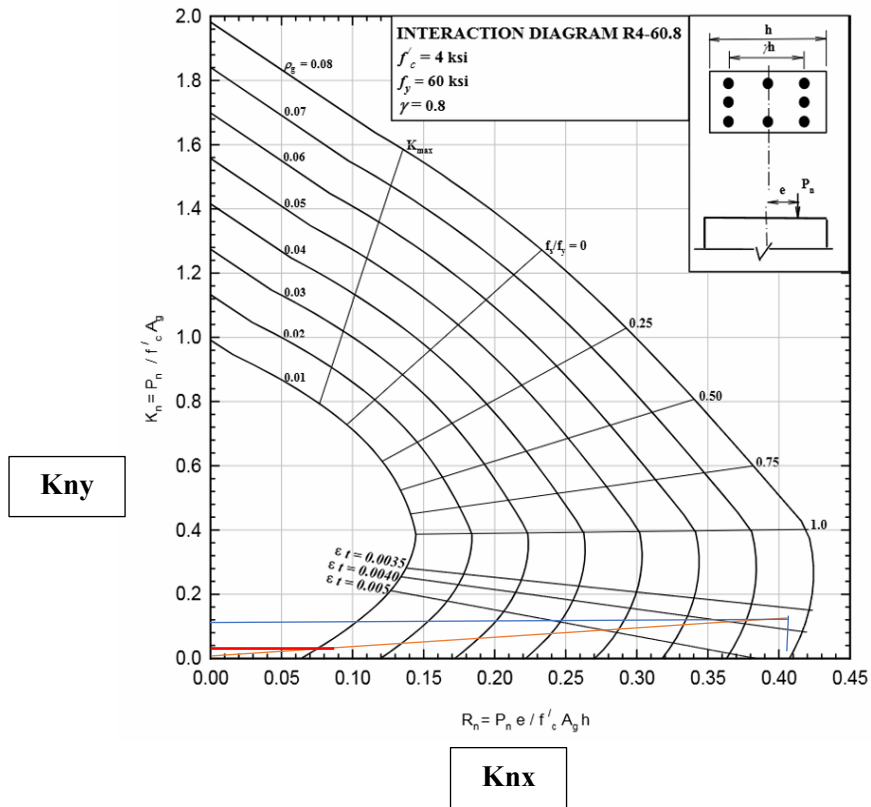
Por equivalencia de
triangulo se toma
 $e_x/h/10=0.409$

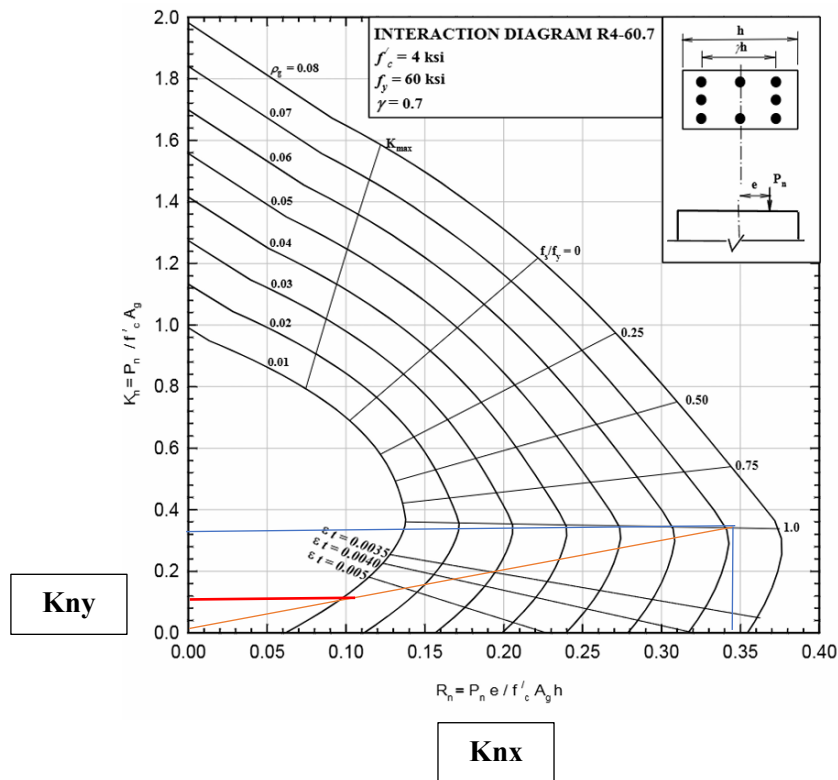
$$\frac{e_y}{h} = 1.04$$

Por equivalencia de
triangulo se toma
 $e_y/h/3=0.345$

Interacción







INTERPOLACIÓN

$$Knx \approx 0.03$$

$$Pnx = Knx * Ag * f'c = \frac{0.03 * 240000 \text{ mm}^2 * 28 \text{ MPa}}{1000} = Pnx = 201.6 \text{ kN}$$

$$Kny \approx 0.11$$

$$Pny = Kny * Ag * f'c = \frac{0.11 * 240000 \text{ mm}^2 * 28 \text{ MPa}}{1000} = Pny = 739.2 \text{ kN}$$

$$Po = 0.85 * f'c * (Ag - As) + fy * As$$

$$Po = \frac{0.85 * 28 \text{ MPa} * (240000 \text{ mm}^2 - 2752.04 \text{ mm}^2) + 420 \text{ MPa} * 2752.04 \text{ mm}^2}{1000} = 6802.35 \text{ kN}$$

$$Pn = \frac{1}{\frac{1}{Pnx} + \frac{1}{Pny} - \frac{1}{Po}} = \frac{1}{\frac{1}{201.6 \text{ kN}} + \frac{1}{739.2 \text{ kN}} - \frac{1}{6802.35 \text{ kN}}} = Pn = 168.18 \text{ kN}$$

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$162.18 \text{ kN} \geq 234.66 \text{ kN}$$

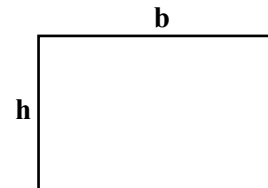
$$0.65 * 162.18 \text{ kN} \geq 234.66 \text{ kN}$$

$$R \frac{D}{c} = 223\%$$

NO CUMPLE

Columna Bloque 2

DATOS	
Pu	234.66 kN
Mux	97.26 kN*m
Muy	576.17 kN*m
Φ	0.65
fy	420 MPa
f'c	28 MPa
rec	50mm
φ Est	12mm



DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN BIAxIAL

$$h = 500 \text{ mm}$$

$$b = 700 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi \text{varilla1} &= 28 \text{ mm} & A_s &= \pi * \frac{\phi \text{varilla1}^2}{4} * \# \text{varilla1} + \pi * \frac{\phi \text{varilla2}^2}{4} * \# \text{varilla2} = \\ \phi \text{varilla2} &= 25 & A_s &= \frac{\pi * (28 \text{ mm})^2}{4} * 6 + \frac{\pi * (25 \text{ mm})^2}{4} * 6 \\ \# \text{varillas1} &= 6 & A_s &= 6639.756 \text{ mm}^2 \\ \# \text{varillas2} &= 6 \end{aligned}$$

$$A_g = b * h = 700 \text{ mm} * 500 \text{ mm}$$

$$A_g = 350000 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{cal} = \frac{A_s}{A_g} = \frac{6639.756 \text{ mm}^2}{350000 \text{ mm}^2}$$

$$\rho_{cal} = 0.01897$$

$$\gamma_{h1} = b - 2 * \text{rec} - 2 * \phi_{est} - \phi \text{varilla1} = 700 \text{ mm} - 2 * 50 \text{ mm} - 2 * 10 \text{ mm} - 28 \text{ mm}$$

Se debe utilizar el abaco

$$\gamma_{h1} = 572 \text{ mm} \quad \gamma = \frac{\gamma_{h1}}{b} = \frac{572 \text{ mm}}{700 \text{ mm}}$$

$$\gamma = 0.79 \quad \text{de la ACI C4 - 60.8}$$

$$\gamma_{h2} = h - 2 * \text{rec} - 2 * \phi_{est} - \phi \text{varilla1} = 500 \text{ mm} - 2 * 50 \text{ mm} - 2 * 10 \text{ mm} - 28 \text{ mm}$$

Se debe utilizar el abaco

$$\gamma_{h2} = 352 \text{ mm} \quad \gamma = \frac{\gamma_{h2}}{h} = \frac{352 \text{ mm}}{500 \text{ mm}}$$

$$\gamma = 0.70 \quad \text{de la ACI C4 - 60.7}$$

$$ex = \frac{Muy}{Pu} = \frac{576.17 \text{ kN} \cdot \text{m}}{234.66 \text{ kN}}$$

$$ex = 2.46 \text{ m}$$

$$\frac{ex}{b} = 3.51$$

Por equivalencia de
triangulo se toma
 $ex/h/8=0.44$

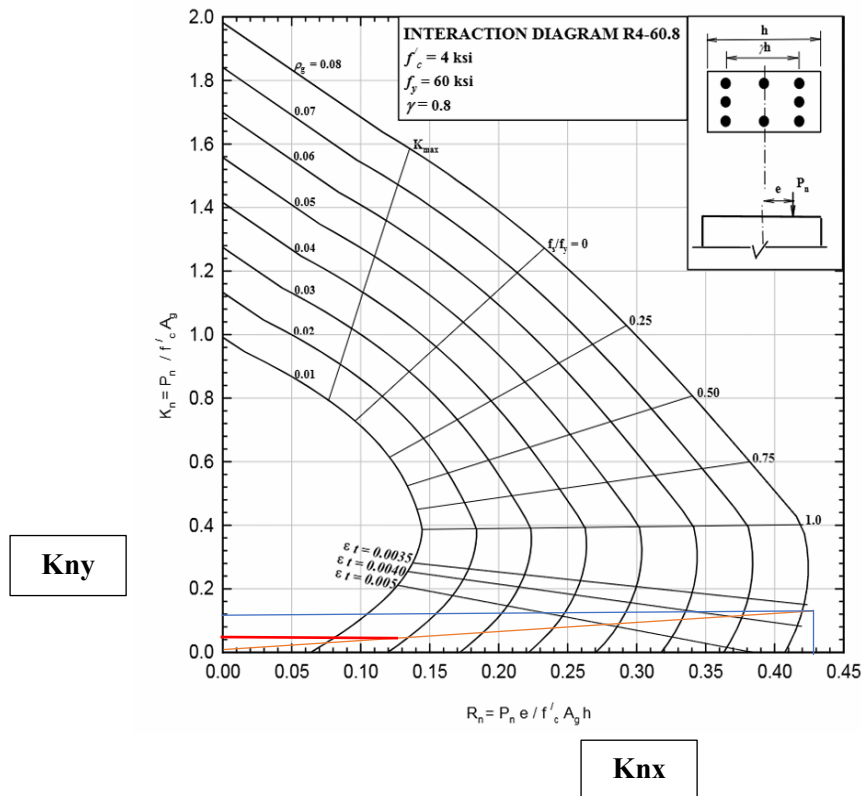
$$ey = \frac{Mux}{Pu} = \frac{97.26 \text{ kN} \cdot \text{m}}{234.66 \text{ kN}}$$

$$ey = 0.41 \text{ m}$$

$$\frac{ey}{h} = 0.83$$

Por equivalencia de
triangulo se toma
 $ey/h/3=0.276$

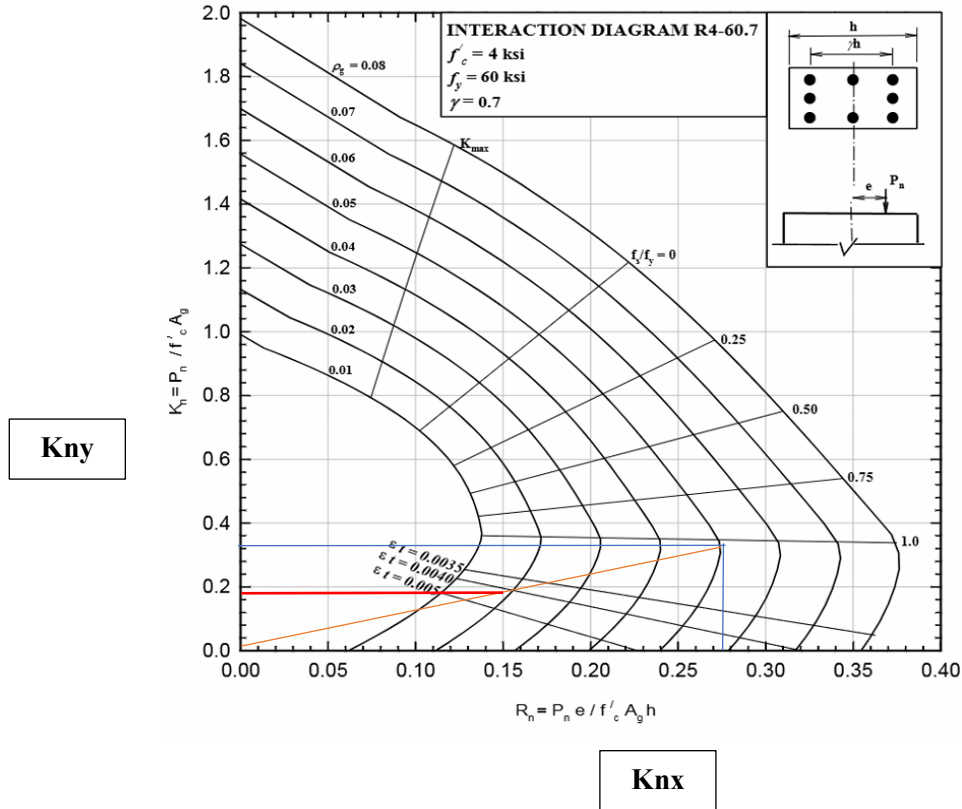
Interacción



$$Knx \approx 0.05$$

$$Pnx = Knx \cdot Ag \cdot f'_c = \frac{0.05 \cdot 350000 \text{ mm}^2 \cdot 28 \text{ MPa}}{1000} =$$

$$Pnx = 490 \text{ kN}$$



$$P_{nx} = K_{ny} * A_g * f'_c = \frac{0.18 * 350000 \text{ mm}^2 * 28 \text{ MPa}}{1000} =$$

$$P_{ny} = 1764 \text{ kN}$$

$$P_o = 0.85 * f'_c * (A_g - A_s) + f_y * A_s \quad K_{ny} \approx 0.18$$

$$P_o = \frac{0.85 * 28 \text{ MPa} * (350000 \text{ mm}^2 - 6639.75 \text{ mm}^2) + 420 \text{ MPa} * 6639.75 \text{ mm}^2}{1000} = 10960.7 \text{ kN}$$

$$P_n = \frac{1}{\frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_o}} = \frac{1}{\frac{1}{490 \text{ kN}} + \frac{1}{1764 \text{ kN}} - \frac{1}{10960.7 \text{ kN}}}$$

$$P_n = 397.381 \text{ kN}$$

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$258.298 \text{ kN} \geq 234.66 \text{ kN}$$

$$0.65 * 397.331 \text{ kN} \geq 234.66 \text{ kN}$$

$$R \frac{D}{c} = 91\%$$

CUMPLE

SEPARACIÓN ENTRE ESTRIBOS

Zona de confinamiento

$$Lo \geq \begin{cases} hc = 700mm \\ hn = 4200mm \\ 6 \\ 450mm \end{cases} \quad Lo \geq \begin{cases} 700mm \\ 700mm \\ 450mm \end{cases}$$

$$Lo = 700mm$$

$$S \leq \begin{cases} 100 \text{ mm} \\ 6 * db \end{cases} \quad S \leq \begin{cases} 100 \text{ mm} \\ 168mm \end{cases} \quad S = 100mm$$

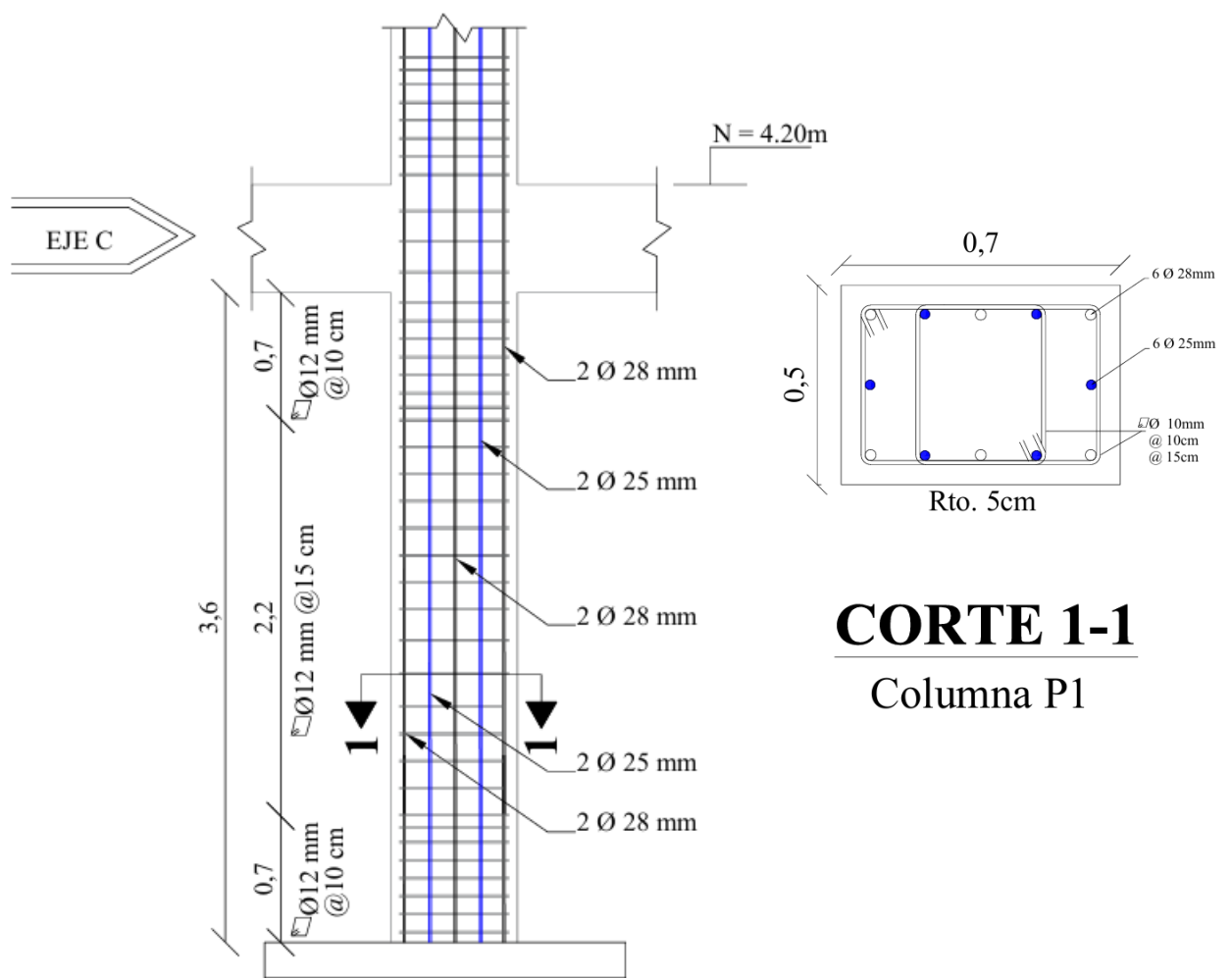
Zona central

$$S \leq \begin{cases} 150 \text{ mm} \\ 6 * db \end{cases} \quad S \leq \begin{cases} 150 \text{ mm} \\ 168mm \end{cases} \quad S = 150mm$$

SEPARACIÓN ENTRE BARRAS

$$S = \frac{B - 2 * rec - 2 * \phi est - \#varilla1}{\#varillas - 1} \quad S = \frac{562mm}{5 - 1}$$

$$S = 14 \text{ cm}$$



CORTE 1-1
Column P1